



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TESIS DE GRADO PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**TEMA: “VULNERABILIDAD Y PROPUESTA DE
REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE SEIS ESTRUCTURAS
DE LA ACADEMIA DE GUERRA DEL EJÉRCITO Y DEL
COMANDO DE EDUCACIÓN Y DOCTRINA DEL EJÉRCITO”**

**AUTORES: CAPT. DE E. DIEGO IVÁN CAMPAÑA IZURIETA
CAPT. DE E. JUAN CARLOS GUZMÁN VALLEJO**

**DIRECTOR: ING. JORGE ZÚÑIGA GALLEGOS
CODIRECTOR: ING. ERNESTO PRO ZAMBRANO**

SANGOLQUÍ

2015

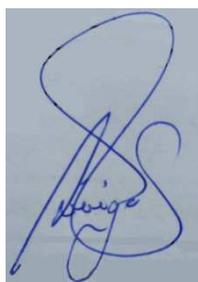
CERTIFICACIÓN

Certificamos que el proyecto de tesis: “VULNERABILIDAD Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE SEIS ESTRUCTURAS DE LA ACADEMIA DE GUERRA DEL EJÉRCITO Y DEL COMANDO DE EDUCACIÓN Y DOCTRINA DEL EJÉRCITO” fue realizado en su totalidad por el Sr. Capt. DIEGO IVÁN CAMPAÑA IZURIETA y Sr. Capt. JUAN CARLOS GUZMÁN VALLEJO como requisito previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL.

Sangolquí, Mayo de 2015



ING. ERNESTO PRO ZAMBRANO
CODIRECTOR



ING. JORGE ZÚÑIGA GALLEGOS
DIRECTOR

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

AUTORES:

Capt. Diego Iván Campaña Izurieta

Capt. Juan Carlos Guzmán Vallejo

DECLARAN QUE:

El proyecto de tesis: "VULNERABILIDAD Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE SEIS ESTRUCTURAS DE LA ACADEMIA DE GUERRA DEL EJÉRCITO Y DEL COMANDO DE EDUCACIÓN Y DOCTRINA DEL EJÉRCITO" fue realizado mediante investigación científica citando todos los derechos intelectuales de terceros, respetando la normativa legal vigente para el efecto.

Por lo cual el presente proyecto de tesis es de nuestra total autoría y nos responsabilizamos por los contenidos, conceptos, cálculos y resultados obtenidos en el mismo.

Sangolquí, Mayo de 2015



CAPT. DIEGO IVÁN CAMPAÑA IZURIETA



CAPT. JUAN CARLOS GUZMÁN VALLEJO

AUTORIZACIÓN

Nosotros, Capt. DIEGO IVÁN CAMPAÑA IZURIETA y Capt. JUAN CARLOS GUZMÁN VALLEJO, autorizamos a la UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS – ESPE la publicación del proyecto de tesis: “VULNERABILIDAD Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE SEIS ESTRUCTURAS DE LA ACADEMIA DE GUERRA DEL EJÉRCITO Y DEL COMANDO DE EDUCACIÓN Y DOCTRINA DEL EJÉRCITO” en la Biblioteca virtual de la Universidad cuyos contenidos, conceptos, cálculos y resultados son de nuestra exclusiva autoría y responsabilidad.

Sangolquí, Mayo de 2015



CAPT. DIEGO IVÁN CAMPAÑA IZURIETA



CAPT. JUAN CARLOS GUZMÁN VALLEJO

DEDICATORIA

A Dios por darme su fuerza y guía en los momentos más importantes dentro del desarrollo del presente proyecto.

A mi esposa Jenny quien con su amor supo motivarme, comprenderme y extenderme su mano amiga para seguir adelante en este proyecto de vida profesional.

A mis hijos Ignacio y Leonel, que son el estímulo para seguir trabajando y desarrollándome profesionalmente y como ser humano, afrontando los retos de la vida.

A mis padres, que desde la distancia me han fortalecido con su bendición y han estado siempre pendientes de mis pasos.

Capt. Diego Iván Campaña Izurieta

DEDICATORIA

El presente proyecto de tesis está dedicado al Todopoderoso, ya que gracias a su guía pude conseguir este importante objetivo dentro de mi vida profesional.

A mis Padres y a mis Tíos quienes siempre estuvieron a mi lado en todo momento, ellos me dieron el soporte, la fuerza y el ejemplo para no desmayar y lograr la consecución de esta meta tan trascendental.

Capt. Juan Carlos Guzmán Vallejo

AGRADECIMIENTO

El más sincero agradecimiento a los señores ingenieros Jorge Zúñiga y Ernesto Pro, Director y Codirector de mi tesis, respectivamente, por ser los tutores que con sus conocimientos y experiencia profesional permitieron la realización de este logro.

Al Sr. Ing. Pablo Caiza que me brindó su ayuda desinteresada para solventar mis inquietudes respecto a la realización de este proyecto.

A todos los señores profesores, amigos y compañeros de la Universidad que supieron compartir sus conocimientos y brindarme su amistad para hacer que la vida de las aulas tenga un propósito.

Capt. Diego Iván Campaña Izurieta

AGRADECIMIENTO

Mi profundo agradecimiento para quienes me condujeron en este proyecto de tesis: a mi Director el Sr. Ing. Jorge Zúñiga y a mi Codirector el Sr. Ing. Ernesto Pro ya que con sus conocimientos iluminaron el camino que debí recorrer hasta alcanzar este gran objetivo.

A todos mis profesores y compañeros que me guiaron y ayudaron durante mi vida universitaria con su sabiduría y consejos.

Capt. Juan Carlos Guzmán Vallejo

ÍNDICE DE CONTENIDO

	PÁG.
CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN	iv
DEDICATORIA	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
AGRADECIMIENTO	viii
RESUMEN	xxxix
CAPÍTULO I	1
MÉTODOS PRÁCTICOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD	1
1. Método italiano	1
1.1. Índice de vulnerabilidad	2
1.1.1. Organización del sistema resistente	2
1.1.2. Calidad del sistema resistente	2
1.1.3. Resistencia convencional.....	3
1.1.4. Cimentación y posición del edificio	15
1.1.5. Losas	15
1.1.6. Configuración en planta	15
1.1.7. Configuración en elevación.....	16
1.1.8. Conexión de elementos críticos	16
1.1.9. Elementos de baja ductilidad	17
1.1.10. Elementos no estructurales.....	18
1.1.11. Estado de conservación y año de construcción	18
1.2. Índice de daño.....	19
1.2.1. Grado I.- No perceptible	19
1.2.2. Grado II.- Difícilmente perceptible.....	19
1.2.3. Grado III.- Débil.....	19
1.2.4. Grado IV.- Bastante notado.....	19
1.2.5. Grado V.- Algo fuerte	19
1.2.6. Grado VI.- Fuerte	20
1.2.7. Grado VII.- Muy fuerte.....	20
1.2.8. Grado VIII.- Bastante dañino.....	20
1.2.9. Grado IX.- Destructivo.....	20

1.2.10.	Grado X.- Devastador	20
1.2.11.	Grado XI.- Catastrófico	20
1.2.12.	Grado XII.- Extremadamente catastrófico	21
1.3.	Curvas de vulnerabilidad.....	21
1.4.	Resultados	23
1.4.1.	Vivienda fiscal para oficiales casados (Bloque Montúfar)	23
1.4.1.1.	Organización del Sistema Resistente	23
1.4.1.2.	Calidad del Sistema Resistente	24
1.4.1.3.	Resistencia convencional.....	24
1.4.1.4.	Cimentación y Posición del edificio	27
1.4.1.5.	Losas	27
1.4.1.6.	Configuración en planta	27
1.4.1.7.	Configuración en elevación.....	28
1.4.1.8.	Conexión de elementos críticos	28
1.4.1.9.	Elementos de baja ductilidad	29
1.4.1.10.	Elementos no estructurales.....	29
1.4.1.11.	Estado de conservación.....	29
1.4.1.12.	Valor del índice de vulnerabilidad.	29
1.4.1.13.	Determinación del índice de daño.....	32
1.4.2.	Gimnasio y área deportiva del C.R.O.E	33
1.4.2.1.	Valor del índice de vulnerabilidad.	33
1.4.2.2.	Determinación del índice de daño.....	36
1.4.3.	Dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.....	37
1.4.3.1.	Valor del índice de vulnerabilidad.	37
1.4.3.2.	Determinación del índice de daño.....	40
1.4.4.	Edificio comando del C.E.D.E	41
1.4.4.1.	Valor del índice de vulnerabilidad.	41
1.4.4.2.	Determinación del índice de daño.....	44
1.4.5.	Hostería Del Fuerte Militar “San Jorge”	45
1.4.5.1.	Valor del índice de vulnerabilidad.	45
1.4.5.2.	Determinación del índice de daño.....	48
1.4.6.	Aulas del C.E.D.E	50
1.4.6.1.	Valor del índice de vulnerabilidad.	50
1.4.6.2.	Determinación del índice de daño.....	52
2.	Método FEMA-356	53
2.1.	Coeficiente de ajuste C0	54

2.2.	Coeficiente de ajuste C1	54
2.2.1.	Período fundamental efectivo T_e	55
2.2.1.1.	Goel y Chopra (1997).....	56
2.2.1.2.	UBC-97	57
2.2.1.3.	México.....	57
2.2.1.4.	NEC-11	57
2.2.2.	Período T_c	57
2.2.3.	Relación de la fuerza elástica R	57
2.2.3.1.	Aceleración espectral elástica S_a	58
2.2.3.2.	Masa modal efectiva C_m	58
2.2.3.3.	Cortante a nivel de fluencia de la estructura V_y	58
2.3.	Coeficiente de ajuste C2	58
2.4.	Coeficiente de ajuste C3	59
2.5.	Resultados	60
2.5.1.	Vivienda fiscal para oficiales casados (Bloque Montúfar)	60
2.5.1.1.	Coeficiente de Ajuste C0.....	60
2.5.1.2.	Coeficiente de Ajuste C1.....	60
2.5.1.3.	Coeficiente de Ajuste C2.....	61
2.5.1.4.	Coeficiente de Ajuste C3.....	61
2.5.1.5.	Desplazamiento Lateral máximo o en el Tope D_t	61
2.5.2.	Gimnasio y área deportiva del C.R.O.E	63
2.5.2.1.	Coeficiente de Ajuste C0.....	63
2.5.2.2.	Coeficiente de Ajuste C1.....	63
2.5.2.3.	Coeficiente de Ajuste C2.....	63
2.5.2.4.	Coeficiente de Ajuste C3.....	63
2.5.2.5.	Desplazamiento Lateral máximo o en el Tope D_t	63
2.5.3.	Dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.....	64
2.5.3.1.	Coeficiente de Ajuste C0.....	64
2.5.3.2.	Coeficiente de Ajuste C1.....	64
2.5.3.3.	Coeficiente de Ajuste C2.....	65
2.5.3.4.	Coeficiente de Ajuste C3.....	65
2.5.3.5.	Desplazamiento Lateral máximo o en el Tope D_t	65
2.5.4.	Edificio Comando del C.E.D.E	65
2.5.4.1.	Coeficiente de Ajuste C0.....	65
2.5.4.2.	Coeficiente de Ajuste C1.....	66
2.5.4.3.	Coeficiente de Ajuste C2.....	66

2.5.4.4.	Coeficiente de Ajuste C3.....	66
2.5.4.5.	Desplazamiento Lateral máximo o en el Tope Dt.....	66
2.5.5.	Hostería Del Fuerte Militar “San Jorge”	67
2.5.5.1.	Coeficiente de Ajuste C0.....	67
2.5.5.2.	Coeficiente de Ajuste C1	67
2.5.5.3.	Coeficiente de Ajuste C2.....	67
2.5.5.4.	Coeficiente de Ajuste C3.....	67
2.5.5.5.	Desplazamiento Lateral máximo o en el Tope Dt.....	67
2.5.6.	Aulas del C.E.D.E	68
2.5.6.1.	Coeficiente de Ajuste C0.....	68
2.5.6.2.	Coeficiente de Ajuste C1	68
2.5.6.3.	Coeficiente de Ajuste C2.....	68
2.5.6.4.	Coeficiente de Ajuste C3.....	68
2.5.6.5.	Desplazamiento Lateral máximo o en el Tope Dt.....	68
CAPÍTULO II		70
ANÁLISIS ESTÁTICOS.....		70
1.	Vivienda fiscal para oficiales casados (Bloque Montúfar)	70
1.1.	Geometría general	70
1.2.	Vanos.....	71
1.3.	Pisos	73
1.4.	Apoyos	74
1.5.	Geometría específica	76
1.5.1.	Materiales.....	76
1.5.2.	Secciones.....	76
1.6.	Cargas.....	78
1.6.1.	Viva	78
1.6.2.	Muerta.....	80
1.6.3.	Sismo estático.....	82
1.6.4.	Combinaciones de carga.....	82
1.7.	Análisis estático lineal	82
1.7.1.	Interpretación de resultados.....	83
1.7.1.1.	Fuerzas y reacciones	85
1.7.1.2.	Cortante basal estático	86
1.7.1.3.	Desplazamientos.....	88
1.7.1.4.	Deriva de piso	90
1.7.1.5.	Efectos de segundo orden P- Δ	94

1.7.1.6.	Factor de mayoración $f_{P-\Delta}$	95
1.7.1.7.	Cálculo del índice de estabilidad de piso Q_i para el Bloque Montúfar.....	95
1.8.	Definición de rótula	96
1.9.	Análisis estático no lineal	96
1.9.1.	Interpretación de resultados.....	103
2.	Gimnasio y área deportiva del C.R.O.E	112
2.1.	Geometría general	112
2.2.	Vanos.....	114
2.3.	Pisos	115
2.4.	Apoyos	115
2.5.	Geometría específica	116
2.5.1.	Materiales.....	116
2.5.2.	Secciones.....	116
2.6.	Cargas.....	120
2.6.1.	Viva	120
2.6.2.	Muerta.....	126
2.6.3.	Sismo estático.....	134
2.6.4.	Combinaciones de carga.....	135
2.7.	Análisis estático lineal	135
2.7.1.	Interpretación de resultados.....	135
2.7.1.1.	Fuerzas y reacciones	137
2.7.1.2.	Cortante basal estático	137
2.7.1.3.	Desplazamientos.....	138
2.7.1.4.	Deriva de piso	141
2.7.1.5.	Efectos de segundo orden $P-\Delta$	143
2.7.1.6.	Cálculo del índice de estabilidad de piso Q_i	143
2.8.	Análisis estático no lineal	144
2.8.1.	Interpretación de resultados.....	146
3.	Dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.....	147
3.1.	Geometría general	147
3.2.	Vanos.....	148
3.3.	Pisos	149
3.4.	Apoyos	150
3.5.	Geometría específica	150
3.5.1.	Materiales.....	150

3.5.2.	Secciones.....	151
3.6.	Cargas.....	153
3.6.1.	Viva	153
3.6.2.	Muerta.....	154
3.6.3.	Sismo estático.....	157
3.6.4.	Combinaciones de carga.....	158
3.7.	Análisis estático lineal	158
3.7.1.	Interpretación de resultados.....	158
3.7.1.1.	Fuerzas y reacciones	159
3.7.1.2.	Cortante basal estático	160
3.7.1.3.	Desplazamientos.....	161
3.7.1.4.	Deriva de piso	163
3.7.1.5.	Efectos de segundo orden P- Δ	165
3.7.1.6.	Cálculo del índice de estabilidad de piso Q_i	165
3.8.	Análisis estático no lineal	166
3.8.1.	Interpretación de resultados.....	167
4.	Edificio comando del C.E.D.E.	169
4.1.	Geometría general	169
4.2.	Vanos.....	170
4.3.	Pisos	171
4.4.	Apoyos	172
4.5.	Geometría específica.....	173
4.5.1.	Materiales.....	173
4.5.2.	Secciones.....	173
4.6.	Cargas.....	176
4.6.1.	Viva	176
4.6.2.	Muerta.....	177
4.6.3.	Sismo estático.....	178
4.6.4.	Combinaciones de carga.....	178
4.7.	Análisis estático lineal	179
4.7.1.	Interpretación de resultados.....	179
4.7.1.1.	Fuerzas y reacciones	179
4.7.1.2.	Cortante basal estático	181
4.7.1.3.	Desplazamientos.....	182
4.7.1.4.	Deriva de piso	184
4.7.1.5.	Efectos de segundo orden P- Δ	187

4.7.1.6.	Cálculo del índice de estabilidad de piso Q_i	187
4.8.	Análisis estático no lineal	187
4.8.1.	Interpretación de resultados.....	189
5.	Hostería del Fuerte Militar “San Jorge”	190
5.1.	Geometría general	190
5.2.	Vanos.....	192
5.3.	Pisos	192
5.4.	Apoyos	193
5.5.	Geometría específica	194
5.5.1.	Materiales.....	194
5.5.2.	Secciones.....	194
5.6.	Cargas.....	196
5.6.1.	Viva	196
5.6.2.	Muerta.....	198
5.6.3.	Sismo estático.....	200
5.6.4.	Combinaciones de carga.....	200
5.7.	Análisis estático lineal	201
5.7.1.	Interpretación de resultados.....	201
5.7.1.1.	Fuerzas y reacciones	201
5.7.1.2.	Cortante basal estático	202
5.7.1.3.	Desplazamientos.....	204
5.7.1.4.	Deriva de piso	206
5.7.1.5.	Efectos de segundo orden $P-\Delta$	208
5.7.1.6.	Cálculo del índice de estabilidad de piso Q_i	208
5.8.	Análisis estático no lineal	209
5.8.1.	Interpretación de resultados.....	210
6.	Aulas del C.E.D.E.	213
6.1.	Geometría general	213
6.2.	Vanos.....	213
6.3.	Pisos	214
6.4.	Apoyos	215
6.5.	Geometría específica	215
6.5.1.	Materiales.....	215
6.5.2.	Secciones.....	215
6.6.	Cargas.....	217
6.6.1.	Viva	217

6.6.2.	Muerta.....	217
6.6.3.	Sismo estático.....	218
6.6.4.	Combinaciones de carga.....	218
6.7.	Análisis estático lineal.....	219
6.7.1.	Interpretación de resultados.....	219
6.7.2.	Fuerzas y reacciones.....	220
6.7.3.	Cortante basal estático.....	221
6.7.4.	Desplazamientos.....	221
6.7.5.	Deriva de piso.....	223
6.7.6.	Efectos de segundo orden P- Δ	225
6.7.6.1.	Cálculo del índice de estabilidad de piso Q_i	225
6.8.	Análisis estático no lineal.....	226
6.9.1.	Interpretación de resultados.....	227
CAPÍTULO III.....		230
ANÁLISIS DINÁMICOS.....		230
1.	Vivienda fiscal para oficiales casados (Bloque Montúfar).....	230
1.1.	Modos de vibrar.....	230
1.1.1.	Período.....	232
1.1.2.	Peso.....	232
1.1.3.	Interpretación de resultados.....	233
1.2.	Espectro elástico e inelástico.....	235
1.3.	Cortante basal y deriva.....	238
1.3.1.	Interpretación de resultados.....	239
1.3.1.1.	Cortante basal dinámico.....	239
1.3.1.2.	Desplazamientos.....	240
1.3.1.3.	Deriva de piso.....	241
2.	Gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	244
2.1.	Modos de vibrar.....	244
2.1.	Interpretación de resultados.....	244
2.2.	Espectro elástico e inelástico.....	245
2.3.	Cortante basal y deriva.....	248
2.3.1.	Interpretación de resultados.....	248
2.3.1.1.	Cortante basal dinámico.....	248
2.3.1.2.	Desplazamientos.....	249
2.3.1.3.	Deriva de piso.....	249
3.	Dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.....	251

3.1.	Modos de vibrar	251
3.1.1.	Interpretación de resultados.....	251
3.2.	Espectro elástico e inelástico	252
3.3.	Cortante basal y deriva	255
3.2.1.	Interpretación de resultados.....	255
3.2.1.1.	Cortante basal dinámico	255
3.2.1.2.	Desplazamientos.....	256
3.2.1.3.	Deriva de piso	257
4.	Edificio Comando del C.E.D.E.	258
4.1.	Modos de vibrar	258
4.1.1.	Interpretación de resultados.....	258
4.2.	Espectro elástico e inelástico	260
4.3.	Cortante basal y deriva	263
4.3.1.	Interpretación de resultados.....	263
4.3.1.1.	Cortante basal dinámico	263
4.3.1.2.	Desplazamientos.....	264
4.3.1.3.	Deriva de piso	265
5.	Hostería Del Fuerte Militar “San Jorge”	267
5.1.	Modos de vibrar	267
5.1.1.	Interpretación de resultados.....	267
5.2.	Espectro elástico e inelástico	270
5.3.	Cortante basal y deriva	273
5.3.1.	Interpretación de resultados.....	273
5.3.1.1.	Cortante basal dinámico	273
5.3.1.2.	Desplazamientos.....	274
5.3.1.3.	Deriva de piso	275
6.	Aulas del C.E.D.E.	277
6.1.	Modos de vibrar	277
6.1.1.	Interpretación de resultados.....	277
6.2.	Espectro elástico e inelástico	278
6.3.	Cortante basal y deriva	281
6.3.1.	Interpretación de resultados.....	281
6.3.1.1.	Cortante basal dinámico	281
6.3.1.2.	Desplazamientos.....	282
6.3.1.3.	Deriva de piso	283
7.	Acelerogramas	284

8.	Historias en el tiempo.....	288
9.	Resultados	288
CAPÍTULO IV.....		289
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO.....		289
1.	Vivienda fiscal para oficiales casados (Bloque Montúfar)	289
1.1.	Resistencia de elementos críticos.....	289
1.2.	Deriva de piso	292
1.3.	Método propuesto	292
2.	Gimnasio y área deportiva del C.R.O.E	293
3.	Dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.....	293
3.1.	Resistencia de elementos críticos.....	293
3.2.	Deriva de piso	295
3.3.	Método propuesto	295
4.	Edificio Comando del C.E.D.E.	295
4.1.	Resistencia de elementos críticos.....	295
4.2.	Deriva de piso	298
4.3.	Método propuesto	298
5.	Hostería del Fuerte Militar “San Jorge”	299
5.1.	Resistencia de elementos críticos.....	299
5.2.	Deriva de piso	301
5.3.	Método propuesto	301
6.	Aulas del C.E.D.E.	301
6.1.	Resistencia de elementos críticos.....	301
6.2.	Deriva de piso	304
6.3.	Método propuesto	304
CAPÍTULO V.....		305
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		305
1.	Vivienda fiscal para oficiales casados (Bloque Montúfar)	305
1.1.	Conclusiones.....	305
1.1.1.	Método Italiano.....	305
1.1.2.	Método FEMA-356	305
1.1.3.	Análisis estático lineal	305
1.1.4.	Análisis estático no lineal	306
1.1.5.	Análisis dinámico lineal	306
1.1.6.	Análisis dinámico no lineal	306
1.1.7.	Comparación.....	307

1.2.	Recomendaciones	307
2.	Gimnasio y área deportiva del C.R.O.E	307
2.1.	Conclusiones.....	307
2.1.1.	Método Italiano.....	307
2.1.2.	Método FEMA-356	308
2.1.3.	Análisis estático lineal	308
2.1.4.	Análisis estático no lineal	308
2.1.5.	Análisis dinámico lineal	308
2.1.6.	Comparación.....	309
2.2.	Recomendaciones	309
3.	Dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.....	309
3.1.	Conclusiones.....	309
3.1.1.	Método Italiano.....	309
3.1.2.	Método FEMA-356	310
3.1.3.	Análisis estático lineal	310
3.1.4.	Análisis estático no lineal	311
3.2.	Recomendaciones	312
4.	Edificio Comando del C.E.D.E	312
4.1.	Conclusiones.....	312
4.1.1.	Método Italiano.....	312
4.1.2.	Método FEMA-356	312
4.1.3.	Análisis estático lineal	312
4.1.4.	Análisis estático no lineal	313
4.1.5.	Análisis dinámico lineal	313
4.1.6.	Comparación.....	314
4.2.	Recomendaciones	314
5.	Hostería Del Fuerte Militar “San Jorge”	314
5.1.	Conclusiones.....	314
5.1.1.	Método Italiano.....	314
5.1.2.	Método FEMA-356	315
5.1.3.	Análisis estático lineal	315
5.1.4.	Análisis estático no lineal	316
5.1.5.	Análisis dinámico lineal	316
5.1.6.	Comparación.....	316
5.2.	Recomendaciones	317
6.	Aulas del C.E.D.E	317

6.1.	Conclusiones.....	317
6.1.1.	Método Italiano.....	317
6.1.2.	Método FEMA-356.....	318
6.1.3.	Análisis estático lineal.....	318
6.1.4.	Análisis estático no lineal.....	318
6.1.5.	Análisis dinámico lineal.....	318
6.1.6.	Comparación.....	319
6.2.	Recomendaciones.....	319
	Bibliografía.....	320

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini.....	1
Tabla 2.	Efecto según el valor del índice de vulnerabilidad de Benedetti Petrini.....	2
Tabla 3.	Valores de la resistencia convencional y determinación de la clase Ki.....	3
Tabla 4.	Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	4
Tabla 5.	Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	6
Tabla 6.	Clasificación de los perfiles de suelo.....	7
Tabla 7.	Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	8
Tabla 8.	Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	8
Tabla 9.	Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.....	8
Tabla 10.	Coeficientes para el cálculo el Período de Vibración.....	9
Tabla 11.	Coeficiente de reducción de respuesta estructural para Sistemas Estructurales Dúctiles.....	12
Tabla 12.	Coeficiente de reducción de respuesta estructural para Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada.....	12
Tabla 13.	Coeficientes de irregularidad en planta.....	13
Tabla 14.	Coeficientes de irregularidad en elevación.....	14
Tabla 15.	Coeficientes para determinación del porcentaje de daño en edificios aporticados con vigas descolgadas.....	21
Tabla 16.	Coeficientes para determinación del porcentaje de daño en edificios aporticados con vigas banda.....	22
Tabla 17.	Resultado del Índice de vulnerabilidad del Bloque “Montúfar”.....	30
Tabla 18.	Resumen y justificación para la obtención de la Clase Ki del Bloque “Montúfar”.....	32
Tabla 19.	Resultado del Índice de vulnerabilidad del Gimnasio C.R.O.E.....	34
Tabla 20.	Resumen y justificación para la obtención de la Clase Ki del Gimnasio C.R.O.E.....	36
Tabla 21.	Resultado del Índice de vulnerabilidad del Dormitorio de Voluntarios y Sala de Uso Múltiple de la A.G.E.....	38

Tabla 22. Resumen y justificación para la obtención de la Clase Ki del Dormitorio de Voluntarios y Sala de Uso Múltiple de la A.G.E.....	40
Tabla 23. Resultado del Índice de vulnerabilidad del Edificio Comando del C.E.D.E	42
Tabla 24. Resumen y justificación para la obtención de la Clase Ki del Edificio Comando del C.E.D.E	44
Tabla 25. Resultado del Índice de vulnerabilidad de la Hostería del Fuerte Militar “San Jorge”.....	46
Tabla 26. Resumen y justificación para la obtención de la Clase Ki de la Hostería del Fuerte Militar “San Jorge”	48
Tabla 27. Resultado del Índice de vulnerabilidad de las Aulas del C.E.D.E..	50
Tabla 28. Resumen y justificación para la obtención de la Clase Ki de las Aulas del C.E.D.E	52
Tabla 29. Valores recomendados del coeficiente C0.....	54
Tabla 30. Valores de la masa modal efectiva	58
Tabla 31. Valores del Coeficiente de ajuste C2.	59
Tabla 32. Relación entre deriva global y daño estructural. Comité VISIÓN 2000.....	62
Tabla 33. Dimensiones de los vanos del Bloque “Montúfar”	72
Tabla 34. Alturas de los pisos del Bloque “Montúfar”	73
Tabla 35. Características de las vigas de cimentación del Bloque “Montúfar”	75
Tabla 36. Características de los materiales del Bloque “Montúfar”	76
Tabla 37. Características de las columnas y vigas del Bloque “Montúfar”	77
Tabla 38. Distribución de columnas por ejes y pisos del Bloque “Montúfar” .	78
Tabla 39. Carga permanente del Bloque Montúfar (Piso 1 a 4)	80
Tabla 40. Carga permanente del Bloque Montúfar (Piso 5).....	80
Tabla 41. Participación modal de los Modos de vibración del Bloque “Montúfar”	84
Tabla 42. Fuerzas verticales y horizontales ingresadas del Bloque “Montúfar”	85
Tabla 43. Reacciones en la base de la estructura del Bloque “Montúfar”	85
Tabla 44. Reacciones en la base de la estructura con vigas de cimentación del Bloque “Montúfar”	86
Tabla 45. Distribución del Cortante basal en X por piso del Bloque “Montúfar”	87
Tabla 46. Cortante basal acumulado en X por piso del Bloque “Montúfar” ...	87
Tabla 47. Valores máximos de desplazamientos del Bloque “Montúfar”	88
Tabla 48. Máximos desplazamientos por planta del Bloque “Montúfar”	89
Tabla 49. Valores máximos de deriva de piso del Bloque “Montúfar”	91
Tabla 50. Máximas derivas de piso por planta del Bloque “Montúfar”	92
Tabla 51. Máximas derivas de piso inelásticas del Bloque “Montúfar”.....	93
Tabla 52. Relación entre deriva de piso y daño estructural del Bloque “Montúfar”	94
Tabla 53. Índice de estabilidad de piso del Bloque Montúfar	95
Tabla 54. Parámetros calculados de la Curva de capacidad sismo resistente en sentido X del Bloque “Montúfar” según FEMA 440 y NEC11.106	

Tabla 55. Parámetros calculados de la Curva de capacidad sismo resistente en sentido Y del Bloque “Montúfar” según FEMA 440 y NEC11.107	
Tabla 56. Dimensiones de los vanos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	114
Tabla 57. Alturas del piso del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	115
Tabla 58. Características del hormigón armado del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	116
Tabla 59. Características del acero de la cercha metálica del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	116
Tabla 60. Características de las columnas y vigas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	117
Tabla 61. Características de las columnas y vigas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	118
Tabla 62. Carga Viva por nudo del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	122
Tabla 63. Reacciones en los apoyos de la cercha del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	123
Tabla 64. Carga permanente del Piso 1 del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	126
Tabla 65. Carga permanente del Piso 2 del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	127
Tabla 66. Carga permanente distribuida del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Ejes 7 y J).....	128
Tabla 67. Carga permanente distribuida del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	128
Tabla 68. Carga permanente distribuida del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	128
Tabla 69. Carga permanente distribuida del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	129
Tabla 70. Carga permanente distribuida del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	130
Tabla 71. Carga permanente de la cercha metálica del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	131
Tabla 72. Carga permanente del Canal perimetral del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	131
Tabla 73. Carga permanente por nudo del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	131
Tabla 74. Reacciones en los apoyos de la cercha del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	132
Tabla 75. Fuerzas verticales y horizontales ingresadas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	137
Tabla 76. Reacciones en la base de la estructura del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	137
Tabla 77. Cortante basal por piso en el sentido X del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	138
Tabla 78. Valores máximos de desplazamientos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	139

Tabla 79. Máximo desplazamiento en Y del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	140
Tabla 80. Valores máximos de deriva de piso del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	141
Tabla 81. Máxima deriva de piso por planta del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	143
Tabla 82. Índice de estabilidad de piso del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	143
Tabla 83. Dimensiones de los vanos del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.....	149
Tabla 84. Alturas del piso del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	149
Tabla 85. Características de los materiales del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	150
Tabla 86. Características de los materiales del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	150
Tabla 87. Características de las columnas y vigas del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	151
Tabla 88. Carga Viva por nudo del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	153
Tabla 89. Carga permanente de la cercha metálica del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	154
Tabla 90. Carga permanente del Canal perimetral del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	155
Tabla 91. Carga permanente por nudo del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	155
Tabla 92. Reacciones en los apoyos de la cercha del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	156
Tabla 93. Fuerzas verticales y horizontales ingresadas del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	160
Tabla 94. Reacciones en la base de la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	160
Tabla 95. Cortante basal en X del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	161
Tabla 96. Valores máximos de desplazamientos del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	162
Tabla 97. Máximo desplazamiento en Y del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	162
Tabla 98. Valores máximos de deriva de piso del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	163
Tabla 99. Máxima deriva de piso del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.....	165
Tabla 100. Índice de estabilidad de piso del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	165
Tabla 101. Dimensiones de los vanos del edificio Comando del C.E.D.E. ..	171
Tabla 102. Alturas de los pisos del edificio Comando del C.E.D.E.	172
Tabla 103. Características de los materiales del edificio Comando del C.E.D.E.	173

Tabla 104. Características de las columnas y vigas del edificio Comando del C.E.D.E.	174
Tabla 105. Distribución de columnas por ejes y pisos del edificio Comando del C.E.D.E.	175
Tabla 106. Carga permanente del Piso 1 del edificio Comando del C.E.D.E.	177
Tabla 107. Carga permanente de la Cubierta del edificio Comando del C.E.D.E.	177
Tabla 108. Fuerzas verticales y horizontales ingresadas del edificio Comando del C.E.D.E.	180
Tabla 109. Reacciones en la base de la estructura del edificio Comando del C.E.D.E.	180
Tabla 110. Distribución del Cortante basal en X por piso del edificio Comando del C.E.D.E.	181
Tabla 111. Cortante basal acumulado en X por piso del edificio Comando del C.E.D.E.	182
Tabla 112. Valores máximos de desplazamientos del edificio Comando del C.E.D.E.	183
Tabla 113. Máximos desplazamientos por planta del edificio Comando del C.E.D.E.	184
Tabla 114. Valores máximos de deriva de piso del edificio Comando del C.E.D.E.	185
Tabla 115. Máximas derivas de piso por planta del edificio Comando del C.E.D.E.	186
Tabla 116. Índice de estabilidad de piso del edificio Comando del C.E.D.E.	187
Tabla 117. Dimensiones de los vanos de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	192
Tabla 118. Alturas de los pisos de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	193
Tabla 119. Características de los materiales de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	194
Tabla 120. Características de las columnas y vigas de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	195
Tabla 121. Distribución de columnas por ejes y pisos de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	195
Tabla 122. Carga permanente del Piso 1 de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	198
Tabla 123. Carga permanente de la Terraza (Piso 2) de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	198
Tabla 124. Carga permanente de la Tapa grada de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	198
Tabla 125. Fuerzas verticales y horizontales ingresadas de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	202
Tabla 126. Reacciones en la base de la estructura de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	202
Tabla 127. Distribución del Cortante basal en X por piso de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	203

Tabla 128. Cortante basal acumulado en X por piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	204
Tabla 129. Valores máximos de desplazamientos de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	204
Tabla 130. Máximos desplazamientos por planta de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	205
Tabla 131. Valores máximos de deriva de piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	206
Tabla 132. Máximas derivas de piso por planta de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	208
Tabla 133. Índice de estabilidad de piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	208
Tabla 134. Dimensiones de los vanos de las aulas del C.E.D.E.....	214
Tabla 135. Alturas del piso de las aulas del C.E.D.E.....	214
Tabla 136. Características de los materiales de las aulas del C.E.D.E.	215
Tabla 137. Características de las columnas y vigas de las aulas del C.E.D.E.	216
Tabla 138. Distribución de columnas por ejes y pisos de las aulas del C.E.D.E.....	216
Tabla 139. Carga permanente de las aulas del C.E.D.E.....	217
Tabla 140. Fuerzas verticales y horizontales ingresadas de las aulas del C.E.D.E.....	220
Tabla 141. Reacciones en la base de la estructura de las aulas del C.E.D.E.....	220
Tabla 142. Cortante basal en X de las aulas del C.E.D.E.....	221
Tabla 143. Valores máximos de desplazamientos de las aulas del C.E.D.E.....	222
Tabla 144. Máximo desplazamiento en Y de las aulas del C.E.D.E.	222
Tabla 145. Valores máximos de deriva de piso de las aulas del C.E.D.E...	223
Tabla 146. Máximas derivas de piso por planta de las aulas del C.E.D.E.	225
Tabla 147. Índice de estabilidad de piso de las aulas del C.E.D.E.	225
Tabla 148. Participación modal de los Modos de vibración del Bloque “Montúfar”	233
Tabla 149. Valores para el cálculo del espectro elástico del Bloque “Montúfar”	235
Tabla 150. Valores para el cálculo del espectro inelástico del Bloque “Montúfar”	236
Tabla 151. Cortante basal acumulado en X é Y por piso del Bloque “Montúfar”	240
Tabla 152. Máximos desplazamientos por planta en ambas direcciones del Bloque	241
Tabla 153. Valores máximos de deriva de piso por efecto del espectro inelástico de diseño del Bloque “Montúfar”	242
Tabla 154. Máximas derivas de piso por planta del Bloque “Montúfar”	243
Tabla 155. Participación modal de los Modos de vibración del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	244
Tabla 156. Valores para el cálculo del espectro elástico del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	246

Tabla 157. Valores para el cálculo del espectro inelástico del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	247
Tabla 158. Cortante basal dinámico en X é Y del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	248
Tabla 159. Máximos desplazamientos en ambas direcciones	249
Tabla 160. Valores máximos de deriva de piso por efecto del espectro inelástico de diseño del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	250
Tabla 161. Máximas derivas de piso del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	251
Tabla 162. Participación modal de los Modos de vibración del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	251
Tabla 163. Valores para el cálculo del espectro elástico del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	253
Tabla 164. Valores para el cálculo del espectro inelástico del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	254
Tabla 165. Cortante basal dinámico en X é Y del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	255
Tabla 166. Cortante basal dinámico corregido en X é Y del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	256
Tabla 167. Máximos desplazamientos en ambas direcciones del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	256
Tabla 168. Valores máximos de deriva de piso por efecto del espectro inelástico de diseño del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.....	257
Tabla 169. Máximas derivas de piso del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.....	258
Tabla 170. Participación modal de los Modos de vibración del edificio Comando DEL C.E.D.E.....	259
Tabla 171. COMANDO DE EDUCACIÓN Y DOCTRINA DEL EJÉRCITO - UNIDAD ADMINISTRATIVA	261
Tabla 172. Valores para el cálculo del espectro inelástico del edificio Comando DEL C.E.D.E.....	262
Tabla 173. Cortante basal acumulado en X é Y por piso del edificio Comando DEL C.E.D.E.....	264
Tabla 174. Nuevo Cortante basal acumulado en X é Y por piso del edificio Comando DEL C.E.D.E.	264
Tabla 175. Máximos desplazamientos por planta en ambas direcciones del edificio Comando DEL C.E.D.E.....	265
Tabla 176 . Valores máximos de deriva de piso por efecto del espectro inelástico de diseño del edificio Comando DEL C.E.D.E.	266
Tabla 177. Máximas derivas de piso por planta del edificio Comando DEL C.E.D.E.....	267
Tabla 178. Participación modal de los Modos de vibración de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	268
Tabla 179. Valores para el cálculo del espectro elástico de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	271
Tabla 180. Valores para el cálculo del espectro inelástico de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	272

Tabla 181. Cortante basal acumulado en X é Y por piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	274
Tabla 182. Nuevo cortante basal acumulado en X é Y por piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	274
Tabla 183. Máximos desplazamientos por planta en ambas direcciones de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	275
Tabla 184. Valores máximos de deriva de piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	275
Tabla 185. Máximas derivas de piso por planta de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	276
Tabla 186. Participación modal de los Modos de vibración de las aulas del C.E.D.E.	277
Tabla 187. Valores para el cálculo del espectro elástico de las aulas del C.E.D.E.	279
Tabla 188. Valores para el cálculo del espectro inelástico de las aulas del C.E.D.E.	280
Tabla 189. Cortante basal acumulado en X é Y por piso de las aulas del C.E.D.E.	281
Tabla 190. Cortante basal corregido en X é Y por piso de las aulas del C.E.D.E.	282
Tabla 191. Máximos desplazamientos en ambas direcciones de las aulas del C.E.D.E.	282
Tabla 192. Valores máximos de deriva de piso de las aulas del C.E.D.E.	283
Tabla 193. Máximas derivas de piso de las aulas del C.E.D.E.	283
Tabla 194. Factores de escala para los sismos considerados	287
Tabla 195. Área de acero longitudinal por elemento estructural del Bloque Montúfar	290
Tabla 196. Área de acero longitudinal por elemento estructural del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	293
Tabla 197. Área de acero longitudinal por elemento estructural del edificio Comando del C.E.D.E.	296
Tabla 198. Área de acero longitudinal por elemento estructural de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	299
Tabla 199. Área de acero longitudinal por elemento estructural de las aulas del C.E.D.E.	302

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	5
Figura 2. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del Factor de zona Z	6
Figura 3. Conexión viga-columna.	17
Figura 4 Columna Corta. Baños Aulas C.E.D.E.	18
Figura 5 Curvas de vulnerabilidad en edificios aporricados con vigas descolgadas para los grados VII, VIII y IX en la escala MSK	22

Figura 6 Curvas de vulnerabilidad en edificios aporticados con vigas banda para los grados VI, VII y VIII en la escala MSK.....	23
Figura 7. Porcentaje de daño para los grados VI, VII y VIII en la escala MSK del Bloque “Montúfar”	33
Figura 8. Efectos de segundo orden $P-\Delta$	37
Figura 9. Porcentaje de daño para los grados VII, VIII y IX en la escala MSK del Dormitorio de Voluntarios y Sala de Uso Múltiple de la A.G.E	41
Figura 10. Porcentaje de daño para los grados VII, VIII y IX en la escala MSK del edificio Comando del C.E.D.E	45
Figura 11. . Porcentaje de daño para los grados VI, VII y VIII en la escala MSK de la Hostería del Fuerte Militar “San Jorge”	49
Figura 12. Porcentaje de daño para los grados VII, VIII y IX en la escala MSK de la Hostería del Fuerte Militar “San Jorge”	49
Figura 13. Porcentaje de daño para los grados VII, VIII y IX en la escala MSK de las Aulas del C.E.D.E	53
Figura 14. Curva de capacidad sísmica resistente.	56
Figura 15. Vista en planta de las dos secciones del Bloque “Montúfar” con distribución de columnas y gradas centrales.	71
Figura 16. Vista en 3D del modelo a analizar del Bloque “Montúfar”	71
Figura 17. Vista en planta de la distribución de Vanos del Bloque “Montúfar”	72
Figura 18. Vista en elevación del eje C del Bloque “Montúfar”	73
Figura 19. Sección de la viga T de cimentación del Bloque “Montúfar”	75
Figura 20. Sección de la viga T de cimentación del Bloque “Montúfar”	76
Figura 21. Vista en planta de la distribución de Carga Viva por Piso del Bloque “Montúfar”	79
Figura 22. Vista en planta de la distribución de Carga Viva en Terraza del Bloque “Montúfar”	79
Figura 23. Vista en planta de la distribución de Carga Permanente del Piso 1 al 4 del Bloque “Montúfar”	81
Figura 24. Vista en planta de la distribución de Carga Permanente en Terraza del Bloque “Montúfar”	81
Figura 25. Carga estática equivalente SX1 introducida en ETABS del Bloque “Montúfar”	82
Figura 26. Ingreso de datos para análisis modal del Bloque “Montúfar”	83
Figura 27. Ingreso de datos para análisis modal del Bloque “Montúfar”	84
Figura 28. Distribución del Cortante basal en X por piso del Bloque “Montúfar”	86
Figura 29. Cortante basal acumulado en X por piso del Bloque “Montúfar” ..	87
Figura 30. Máximos desplazamientos por planta del Bloque “Montúfar”	88
Figura 31. . Máximo desplazamiento debido al Sismo en X del Bloque “Montúfar”	89
Figura 32. Desplazamientos en la planta 5 del edificio debido al Sismo en X del Bloque “Montúfar”	90
Figura 33. Vista en planta de la numeración de los puntos en ETABS del Bloque “Montúfar”	91
Figura 34. Máximas derivas de piso por planta del Bloque “Montúfar”	92

Figura 35. Asignación de diafragmas en las losas del edificio del Bloque “Montúfar”	97
Figura 36. Creación del caso PUSHOVER del Bloque “Montúfar”	98
Figura 37. . Caso de análisis estático no lineal en el sentido Y del Bloque “Montúfar”	99
Figura 38. Control de desplazamientos del Bloque “Montúfar”	99
Figura 39. Ubicación de las rótulas en las vigas del Bloque “Montúfar”	100
Figura 40. Asignación de características de las rótulas en vigas del Bloque “Montúfar”	100
Figura 41. Ubicación de las rótulas en cabeza y pie de columna del Bloque “Montúfar”	101
Figura 42. Asignación de características de las rótulas en columnas del Bloque “Montúfar”	101
Figura 43. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural (vista en planta) del Bloque “Montúfar”	102
Figura 44. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural (vista en elevación) del Bloque “Montúfar”	102
Figura 45. Curva de capacidad sismo resistente en el sentido X del Bloque “Montúfar”	103
Figura 46. Curva de capacidad sismo resistente en el sentido Y del Bloque “Montúfar”	103
Figura 47. Linearización equivalente usando la NEC-11. Sentido X del Bloque “Montúfar”	104
Figura 48. Linearización equivalente usando el NEC-11. Sentido Y del Bloque “Montúfar”	104
Figura 49. . Curva de capacidad sismo resistente en el sentido X según FEMA 440 del Bloque “Montúfar”	105
Figura 50. Curva de capacidad sismo resistente en el sentido X según NEC-11 del Bloque “Montúfar”	105
Figura 51. Curva de capacidad sismo resistente en el sentido Y del Bloque “Montúfar” según FEMA 440	106
Figura 52. Curva de capacidad sismo resistente en el sentido Y del Bloque “Montúfar” según NEC-11	107
Figura 53. Rótulas plásticas de la estructura del Bloque Montúfar”. Sentido X	108
Figura 54. Rótulas plásticas del pórtico 2 del Bloque “Montúfar”. Sentido X	109
Figura 55. Rótulas plásticas del pórtico 2 del Bloque “Montúfar”. Sentido X	110
Figura 56. Rótulas plásticas del pórtico 2. Sentido X, sin considerar rótulas en el volado del Bloque “Montúfar”	110
Figura 57. Rótulas plásticas del pórtico E del Bloque “Montúfar”. Paso 3. Sentido Y	111
Figura 58. . Rótulas plásticas del pórtico E del Bloque “Montúfar”. Paso 5. Sentido Y	111
Figura 59. Rótulas plásticas del pórtico E del Bloque “Montúfar”. Paso 10. Sentido Y	112

Figura 60. Vista en planta de la estructura del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	113
Figura 61. Vista en 3D del modelo a analizar del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Sin cubierta metálica).....	113
Figura 62. Vista en elevación del eje H del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	115
Figura 63. Empotramiento en la base de la estructura del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	116
Figura 64. Ubicación de columnas y vigas (mitad del edificio) del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	118
Figura 65. Geometría de cercha del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	119
Figura 66. Elementos usados en la cercha del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	119
Figura 67.Elementos que conforman la geometría de la cercha metálica del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	119
Figura 68. Carga Viva sobre la losa del Piso 1 del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	120
Figura 69.Reacciones en los apoyos para Carga viva del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	123
Figura 70. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Ejes A, L y P).....	123
Figura 71. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Eje H)	124
Figura 72. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	124
Figura 73. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Eje L).	124
Figura 74. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Eje D).	125
Figura 75. Carga viva puntual sobre columnas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (V. Planta)	125
Figura 76. Carga viva puntual sobre columnas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (V. Elevación. Eje L).....	125
Figura 77. Carga permanente en la losa del Piso 1 del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	126
Figura 78. . Carga permanente en la losa del Piso 2 del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	127
Figura 79 . . Ubicación de Carga permanente distribuida en vigas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	129
Figura 80. Carga permanente distribuida en vigas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	130
Figura 81. Ubicación de Carga permanente en los nudos de la cercha del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	131
Figura 82. . Reacciones en los apoyos para carga permanente del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	132
Figura 83. Reacciones en apoyos (Ejes A, L y P) del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	132

Figura 84. Reacciones en apoyos (Eje H) del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	133
Figura 85. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Eje J).	133
Figura 86.Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	133
Figura 87.Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	133
Figura 88. Carga permanente puntual sobre columnas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	134
Figura 89. Carga puntual sobre columnas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	134
Figura 90. Carga estática equivalente SX1 introducida en ETABS del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	135
Figura 91. . Modo fundamental de vibración y Período del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	136
Figura 92. . Nuevo Modo fundamental de vibración y Período del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	136
Figura 93.Cortante basal por piso en el sentido X del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	138
Figura 94. Máximo desplazamiento en Y del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	139
Figura 95. . Máximo desplazamiento debido al Sismo en Y del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Piso 2).	140
Figura 96.Máximo desplazamiento debido al Sismo en Y del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Piso 3).	141
Figura 97. Vista en planta de la ubicación de los puntos en ETABS del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	142
Figura 98. Máxima deriva de piso por planta del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	142
Figura 99. . Asignación de diafragma en la estructura del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.....	144
Figura 100. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (vista en planta).....	145
Figura 101. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (vista en elevación. Pórtico P).....	145
Figura 102. Rótulas plásticas de la estructura del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. Sentido Y. Paso 2.....	146
Figura 103. . Rótulas plásticas de la estructura del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. Sentido Y. Paso 13.....	146
Figura 104. Vista en planta de la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. (Sin cubierta).	147
Figura 105. Vista en 3D del modelo a analizar del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Sin cubierta).....	148
Figura 106. Vista en elevación del eje 5 del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	149
Figura 107. Tipo de apoyo en la base de la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	150

Figura 108. Geometría de cercha del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. (cubierta de la estructura).....	151
Figura 109. Elementos usados en la cercha del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. (modelados en SAP-2000)	152
Figura 110. Elementos que conforman la geometría de la cercha metálica del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	152
Figura 111. Ubicación de Carga viva en los nudos de la cercha del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	154
Figura 112. Ubicación de Carga permanente en los nudos de la cercha del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	155
Figura 113. . Reacciones en los apoyos para carga permanente del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	156
Figura 114. Reacciones en los apoyos para Carga viva del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	156
Figura 115. Cargas vivas puntuales ingresadas del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. en ETABS	157
Figura 116. . Carga estática equivalente SX1 del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. introducida en ETABS.....	158
Figura 117. . Modo fundamental de vibración y Período del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	159
Figura 118. Cortante basal en X de la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	161
Figura 119. Máximo desplazamiento en Y del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	162
Figura 120. Máximo desplazamiento del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. debido al Sismo en Y.....	163
Figura 121. Vista en planta de la ubicación de los puntos en ETABS del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	164
Figura 122. Máxima deriva de piso del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.....	164
Figura 123. Asignación de diafragma en la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	166
Figura 124. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. (vista en planta).....	166
Figura 125. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. (vista en elevación. Pórtico J).....	167
Figura 126. Rótulas plásticas de la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Sentido Y. Paso 3.	167
Figura 127. . Rótulas plásticas de la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Sentido Y. Paso 12	168
Figura 128. Rótulas plásticas del pórtico J del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Paso 3.	168
Figura 129. Rótulas plásticas del pórtico J del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Paso 12.	169
Figura 130. Vista en planta de la primera planta del edificio Comando del C.E.D.E.	170

Figura 131. Vista en 3D del modelo a analizar del edificio Comando del C.E.D.E.	170
Figura 132. . Vista en planta de la distribución de Vanos del edificio Comando del C.E.D.E. Planta Alta	171
Figura 133. Vista en elevación del eje 2 del edificio Comando del C.E.D.E.	172
Figura 134. Tipo de apoyo en la base de la estructura del edificio Comando del C.E.D.E.	172
Figura 135. Distribución de vigas en el Primer piso del edificio Comando del C.E.D.E.	175
Figura 136. Distribución de vigas en el Segundo piso del edificio Comando del C.E.D.E.	175
Figura 137. Vista en planta de la Carga Viva del Primer piso del edificio Comando del C.E.D.E.	176
Figura 138. Vista en planta de la Carga Viva en la Cubierta del edificio Comando del C.E.D.E.	176
Figura 139. Vista en planta de la Carga Permanente del Piso 1 del edificio Comando del C.E.D.E.	177
Figura 140. Vista en planta de la Carga Permanente en Cubierta del edificio Comando del C.E.D.E.	178
Figura 141. Carga estática equivalente SX1 del edificio Comando del C.E.D.E. introducida en ETABS.	178
Figura 142. Modo fundamental de vibración y Período del edificio Comando del C.E.D.E.	179
Figura 143. Distribución del Cortante basal en X por piso del edificio Comando del C.E.D.E.	181
Figura 144. Cortante basal acumulado en X por piso del edificio Comando del C.E.D.E.	182
Figura 145. Máximos desplazamientos por planta del edificio Comando del C.E.D.E.	183
Figura 146. . Desplazamientos en el Piso 5 del edificio Comando del C.E.D.E. debido al Sismo en Y.	184
Figura 147. Vista en planta de la ubicación de los puntos en ETABS del edificio Comando del C.E.D.E.	185
Figura 148. Máximas derivas de piso por planta del edificio Comando del C.E.D.E.	186
Figura 149. Asignación de diafragmas en las losas del edificio Comando del C.E.D.E.	187
Figura 150. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural del edificio Comando del C.E.D.E. (vista en planta. Piso 1).	188
Figura 151. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural del edificio Comando del C.E.D.E. (vista en elevación. Pórtico C).	188
Figura 152. Rótulas plásticas de la estructura del edificio Comando del C.E.D.E. Sentido Y.	189
Figura 153. . Rótulas plásticas del pórtico 4 del edificio Comando del C.E.D.E. Sentido Y.	189
Figura 154. Rótulas plásticas del pórtico C del edificio Comando del C.E.D.E. Sentido X.	190

Figura 155. Vista en planta de la primera y segunda planta de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	191
Figura 156. Vista en 3D del modelo a analizar de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	191
Figura 157. Vista en elevación del eje E de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	193
Figura 158. Tipo de apoyo en la base de la estructura de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	193
Figura 159. Distribución de vigas en el primer y segundo piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	196
Figura 160. Vista en planta de la Carga Viva del Primer piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	197
Figura 161. Vista en planta de la Carga Viva de la Terraza de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	197
Figura 162. Vista en planta de la Carga Viva en la Tapa grada de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	197
Figura 163. Vista en planta de la Carga Permanente del Piso 1 de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	199
Figura 164. Vista en planta de la Carga Permanente en la Terraza de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	199
Figura 165. Vista en planta de la Carga Permanente en la Tapa grada de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	200
Figura 166. Carga estática equivalente SX1 de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE” introducida en ETABS.	200
Figura 167. Modo fundamental de vibración y Período de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	201
Figura 168. Distribución del Cortante basal en X por piso v	203
Figura 169. Cortante basal acumulado en X por piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	203
Figura 170. Máximos desplazamientos por planta de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	205
Figura 171. Desplazamientos en el Tapa grada (Piso 3) por Sismo en X de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	205
Figura 172. Vista en planta de la ubicación de los puntos en ETABS de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	207
Figura 173. Máximas derivas de piso por planta v	207
Figura 174. Asignación de diafragmas en las losas del edificio de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	209
Figura 175. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE” (vista en planta. Piso 2).	209
Figura 176. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE” (vista en elevación. Pórtico D) ..	210
Figura 177. Rótulas plásticas de la estructura de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Sentido X	210
Figura 178. Rótulas plásticas del Pórtico 7 de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Sentido X	211
Figura 179. Rótulas plásticas del pórtico E de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Sentido X	212

Figura 180. Rótulas plásticas del pórtico E de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Sentido Y.....	212
Figura 181. Vista en planta de la estructura de las aulas del C.E.D.E.....	213
Figura 182. Vista en 3D del modelo a analizar de las aulas del C.E.D.E.....	213
Figura 183. Vista en elevación del eje G de las aulas del C.E.D.E.....	214
Figura 184. Tipo de apoyo en la base de la estructura de las aulas del C.E.D.E.....	215
Figura 185. Vista en planta de la Carga Viva de las aulas del C.E.D.E.	217
Figura 186. Vista en planta de la Carga Permanente de las aulas del C.E.D.E.....	218
Figura 187. Carga estática equivalente SY1 de las aulas del C.E.D.E. introducida en ETABS.....	218
Figura 188. Modo fundamental de vibración y Período de las aulas del C.E.D.E.....	219
Figura 189. Modo fundamental de vibración y nuevo período de las aulas del C.E.D.E.....	219
Figura 190. Cortante basal en X de las aulas del C.E.D.E.....	221
Figura 191. Máximo desplazamiento en Y de las aulas del C.E.D.E.	222
Figura 192. Máximo desplazamiento de las aulas del C.E.D.E. Debido al Sismo en Y.....	223
Figura 193. . Vista en planta de la ubicación de los puntos en ETABS de las aulas del C.E.D.E.	224
Figura 194. Máximas derivas de piso por planta de las aulas del C.E.D.E.	224
Figura 195. Asignación de diafragmas en la losa del edificio de las aulas del C.E.D.E.	226
Figura 196. . Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural de las aulas del C.E.D.E. (vista en planta)	226
Figura 197. . Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural de las aulas del C.E.D.E. (vista en elevación. Pórtico B).	227
Figura 198. Rótulas plásticas de la estructura de las aulas del C.E.D.E. Sentido Y	227
Figura 199. . Rótulas plásticas de las aulas del C.E.D.E. Sentido Y. Paso 2.....	228
Figura 200. Rótulas plásticas del Pórtico 2 de las aulas del C.E.D.E. Sentido Y	228
Figura 201. Rótulas plásticas del Pórtico E de las aulas del C.E.D.E. Sentido Y	229
Figura 202. Modos básicos de vibración.....	230
Figura 203. Primer modo o Modo fundamental de vibración.....	231
Figura 204. Segundo Modo de vibración.	231
Figura 205. Movimiento torsional de un edificio	232
Figura 206. Cuarto Modo de vibración del Bloque “Montúfar” (segundo real en Y)	234
Figura 207. Quinto Modo de vibración del Bloque “Montúfar” (segundo real en X).	234
Figura 208. Espectro elástico del Bloque “Montúfar”	236
Figura 209. Espectro elástico e inelástico del Bloque “Montúfar”	237
Figura 210. Caso de espectro de respuesta del Bloque “Montúfar”	238

Figura 211. Cortante basal dinámico acumulado en X é Y por piso del Bloque “Montúfar”	240
Figura 212. Máximos desplazamientos por planta en ambas direcciones del Bloque “Montúfar”	241
Figura 213. Máximas derivas de piso por planta del Bloque “Montúfar”	242
Figura 214. Tercer Modo de vibración (torsional) del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	245
Figura 215. Espectro elástico del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	246
Figura 216. Espectro elástico e inelástico del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	247
Figura 217. . Cortante basal dinámico en X é Y v.....	248
Figura 218. Máximos desplazamientos en ambas direcciones del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	249
Figura 219. Máximas derivas de piso en ambos sentidos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.	250
Figura 220. Tercer Modo de vibración (torsional) del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	252
Figura 221. Espectro elástico del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	253
Figura 222. Espectro elástico e inelástico del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	254
Figura 223. Cortante basal dinámico en X é Y del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	255
Figura 224. Máximos desplazamientos en ambas direcciones del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	257
Figura 225. Máximas derivas de piso en ambos sentidos del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.	258
Figura 226. Cuarto Modo de vibración del edificio Comando DEL C.E.D.E. (segundo real en Y).....	260
Figura 227. Quinto Modo de vibración del edificio Comando DEL C.E.D.E. (segundo real en X).....	260
Figura 228. Espectro elástico del edificio Comando DEL C.E.D.E.	261
Figura 229. Espectro elástico e inelástico del edificio Comando DEL C.E.D.E.	262
Figura 230. Cortante basal dinámico acumulado en X é Y por piso del edificio Comando DEL C.E.D.E.	263
Figura 231. Máximos desplazamientos por planta en ambas direcciones del edificio Comando DEL C.E.D.E.....	265
Figura 232 . Máximas derivas de piso por planta del edificio Comando DEL C.E.D.E.	266
Figura 233. Cuarto Modo de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE” ..	269
Figura 234. Séptimo Modo de vibración de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE” (segundo real en Y).....	269
Figura 235. Segundo Modo de vibración de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE” (Torsional).....	270
Figura 236. Espectro elástico de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”	271

Figura 237. Espectro elástico e inelástico de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	272
Figura 238. Cortante basal dinámico acumulado en X é Y por piso de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	273
Figura 239. . Máximos desplazamientos por planta en ambas direcciones de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	275
Figura 240. Máximas derivas de piso por planta de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"	276
Figura 241. Retiro de pintura e imperbializado	277
Figura 242. Modo fundamental de Vibración en el sentido Y de las aulas del C.E.D.E.	278
Figura 243. Modo torsional de vibración de las aulas del C.E.D.E.	278
Figura 244. Espectro elástico de las aulas del C.E.D.E.	279
Figura 245. Espectro elástico e inelástico de las aulas del C.E.D.E.	280
Figura 246. . Cortante basal dinámico acumulado en X é Y por piso de las aulas del C.E.D.E.	281
Figura 247. Máximos desplazamientos en ambas direcciones de las aulas del C.E.D.E.	282
Figura 248. Máximas derivas de piso de las aulas del C.E.D.E.	283
Figura 249. Acelerograma Sismo en Colombia sentido E-W.	285
Figura 250. Acelerograma Sismo en Colombia sentido N-S.	285
Figura 251. Acelerograma Sismo en Perú sentido E-W.	285
Figura 252. Acelerograma Sismo en Perú sentido N-S.	285
Figura 253. Acelerograma Sismo en Chile dirección 100°	286
Figura 254. Acelerograma Sismo en Chile dirección 10°	286
Figura 255. Espectros de respuesta elásticos obtenidos con DEGTRA	286
Figura 256. Espectros de respuesta elásticos ajustados	287
Figura 257. Acero longitudinal en vigas del Bloque Montúfar. Sección más crítica.	290
Figura 258. Acero longitudinal en columnas y vigas del Bloque Montúfar. Pórtico D	291
Figura 259. Acero longitudinal en columnas y vigas del Bloque Montúfar. Pórtico 3.	291
Figura 260. Ubicación de los muros de corte propuestos del Bloque Montúfar.	293
Figura 261. Acero longitudinal en vigas del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Sección más crítica.	294
Figura 262. Acero longitudinal en columnas y vigas del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Pórtico J.	294
Figura 263. Acero longitudinal en columnas y vigas del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Pórtico 1.	295
Figura 264. Acero longitudinal en vigas del edificio Comando del C.E.D.E. Sección más crítica.	297
Figura 265. Acero longitudinal en columnas y vigas del edificio Comando del C.E.D.E. Pórtico 4.	297
Figura 266. Acero longitudinal en columnas y vigas del edificio Comando del C.E.D.E. Pórtico C.	298

Figura 267. Acero longitudinal en vigas de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Sección más crítica.....	300
Figura 268. Acero longitudinal en columnas y vigas de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Pórtico E.....	300
Figura 269. Acero longitudinal en columnas y vigas de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Pórtico 7.....	301
Figura 270. Acero longitudinal en vigas de la dirección X de las aulas del C.E.D.E.....	302
Figura 271. Acero longitudinal columnas y vigas de las aulas del C.E.D.E.....	303

RESUMEN

El presente proyecto tiene como objeto realizar una evaluación de la vulnerabilidad sísmica de seis estructuras de una manera rápida tomando en consideración dos métodos, el primero es el método italiano que considera los factores propios de una construcción y el segundo es el método creado por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) de los Estados Unidos, correspondiente al Método del Coeficiente de desplazamiento del FEMA-356 del año 2000, utilizado para la evaluación del desempeño de una estructura que ya fue construida y cuyo objetivo es predecir en forma rápida y confiable cual es el desplazamiento lateral máximo que se espera en una estructura ante determinada acción sísmica. Se hace también un análisis estático lineal priorizando el diseño basado en fuerzas (DBF) tomando en cuenta a más de las cargas gravitacionales, las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos y considerando la carga horizontal por sismo como una fuerza estática equivalente que es aplicada en la estructura. El análisis estático no lineal se refiere al PUSHOVER que consiste en aplicar cargas monotónicas crecientes a una estructura hasta llevarla al colapso, el cual será modelado en el programa ETABS. Se efectúa un análisis dinámico de las estructuras considerando solo la carga sísmica en base al NEC-11 y utilizando el programa ETABS.

PALABRAS CLAVES:

- **VULNERABILIDAD**
- **SISMO**
- **ANÁLISIS ESTÁTICO**
- **ANÁLISIS DINÁMICO**
- **REFORZAMIENTO**

ABSTRACT

This project aims to conduct an assessment of the seismic vulnerability of six structures in a quick manner considering two methods, the first is the Italian method that considers factors specific construction and the second is the method developed by FEMA Federal Emergency Management Agency (FEMA) in the United States, for the method Coefficient of displacement of FEMA-356 of 2000, used for performance evaluation of a structure that has already been built and aims to predict how Fast and reliable which is the maximum lateral displacement is expected in a particular structure to seismic action. A linear static analysis priority based forces (DBF) design considering more of gravitational loads, forces resulting from seismic effects and considering the horizontal load by earthquake as an equivalent static force that is applied in is also made structure. The nonlinear static analysis refers to PUSHOVER of applying monotonic increasing loads to a structure to bring it to collapse, which will be modeled on the ETABS program. A dynamic analysis of structures considering only the seismic load based on the NEC-11 and using the ETABS program.

KEY WORDS:

- **VULNERABILITY**
- **EARTHQUAKE**
- **STATIC ANALYSIS**
- **DYNAMIC ANALYSIS**
- **REINFORCEMENT**

CAPÍTULO I

MÉTODOS PRÁCTICOS DE EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD

1. Método italiano

Este es un método utilizado para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una estructura que tiene su origen en Italia y fue concebido por Benedetti y Petrini inicialmente para estructuras de mampostería que es la mayor cantidad que existe en ese país y posteriormente en el año 1986 para hormigón armado.

Esta metodología considera los factores propios de una construcción con una escala que va de 0 a 90 que es el Índice de Vulnerabilidad. Mientras mayor sea el valor la estructura es más vulnerable. Se consideran 3 clases K_i para el caso del Hormigón Armado: A, B y C; así como 11 parámetros que tienen un peso W_i según su importancia y que se indican en la Tabla 1

Tabla 1.
Escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini

Parámetros	K_i			W_i
	A	B	C	
1.- Organización del Sistema resistente	0	6	12	1.00
2.- Calidad del Sistema resistente	0	6	12	0.50
3.- Resistencia Convencional	0	11	22	1.00
4.- Cimentación y posición del edificio	0	2	4	0.50
5.- Losas	0	3	6	1.00
6.- Configuración en planta	0	3	6	0.50
7.- Configuración en elevación	0	3	6	1.00
8.- Conexión de elementos críticos	0	3	6	0.75
9.- Elementos de baja ductilidad	0	3	6	1.00
10.- Elementos no estructurales	0	4	10	0.25
11.- Estado de conservación y año de construcción	0	10	20	1.00

(Aguiar, Roberto, 2012)

Finalmente el índice de vulnerabilidad se calcula con la expresión:

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i$$

Con el valor obtenido del Índice de vulnerabilidad se puede catalogar a la estructura según la Tabla 2.

Tabla 2.

Efecto según el valor del índice de vulnerabilidad de Benedetti Petrini

Iv	Efecto de la estructura
< 20	muy segura
> 20 y < 50	evaluar con método analítico
> 50	muy vulnerable

(Aguiar, Roberto, 2012)

A continuación se da una breve descripción de los parámetros que intervienen en el cálculo del índice de vulnerabilidad.

1.1. Índice de vulnerabilidad

1.1.1. Organización del sistema resistente

Si el edificio está construido de acuerdo con las recomendaciones de la NEC-11 para la construcción sismo resistente será de clase A, específicamente la NEC-SE-DS (Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente), es posible verificar de una manera simple y rápida esto constatando la existencia de muros de corte en el sistema estructural, que puede dar la idea del cumplimiento de este requisito. Para estructuras de hormigón armado conformada por columnas y vigas, sin muros de corte, se debe analizar qué tanto es el aporte de la mampostería al sistema resistente, si hay un gran aporte el valor K_i estará entre A y B. Pero si no lo hay; es decir, la mampostería no está confinada la clase estará entre B y C. Finalmente en el caso de que la estructura no cumpla con las especificaciones mínimas de la NEC-11 y los elementos estructurales estén sub dimensionados será de clase C.

1.1.2. Calidad del sistema resistente

Para determinar la clase K_i de este parámetro se debe realizar ensayos no destructivos mediante el uso de un esclerómetro sobre los elementos estructurales como: vigas, columnas y muros de corte para determinar la resistencia a compresión del hormigón. Si f'_c es mayor a 210 kg/cm² será

clase A, si está comprendida entre 160 kg/cm² y 210 kg/cm² es clase B y si es menor a 160 kg/cm² es clase C. También se debe chequear que no existan hierros expuestos, ya que esto provoca la oxidación de las varillas y la disminución de la resistencia del elemento estructural.

1.1.3. Resistencia convencional

Está dada por la relación entre la capacidad resistente V_R de la estructura y el cortante basal debido a sismo.

$$\alpha = \frac{V_R}{V}$$

Los valores de la Resistencia Convencional se describen en la Tabla 3.

Tabla 3.

Valores de la resistencia convencional y determinación de la clase K_i

Resistencia Convencional	K_i		
	A	B	C
α	≥ 1.5	$0.7 \leq \alpha < 1.5$	< 0.7

(Aguiar, Roberto, 2012)

1.1.3.1. Fuerza cortante resistente V_R

El valor de la fuerza cortante resistente de una columna de hormigón armado se determina con la siguiente expresión:

$$V_R = 0.53\sqrt{f'c} bd$$

Donde:

$f'c$: Resistencia del hormigón en kg/cm².

b : Base de la columna

d : Altura efectiva de la columna

1.1.3.2. Cortante basal debido a sismo V

De acuerdo a la NEC-11, el cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determina con la ecuación:

$$V = \frac{IS_a}{R\Phi_P\Phi_E} W$$

Donde:

I: Factor de importancia de la estructura.

S_a: Espectro elástico de diseño en aceleración.

W: Carga reactiva.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

Φ_P: Factor de configuración estructural en planta

Φ_E: Factor de configuración estructural en elevación

1.1.3.2.1. Factor de importancia de la estructura I

Permite incrementar la demanda sísmica de diseño de las estructuras según la importancia de las mismas, como se puede apreciar en la Tabla 4.

Tabla 4.
Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

(CONSTRUCCIÓN-NEC, 2011)

1.1.3.2.2. Espectro elástico de diseño en aceleraciones SA

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones se proporciona en la Figura 1. “Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento

respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos”:

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

Donde:

η : Relación de amplificación espectral.

Z : Factor de zona sísmica.

F_a : Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de período corto.

T_c : Período límite de vibración

T : Período fundamental de vibración

r : Coeficiente usado en el espectro de diseño elástico.

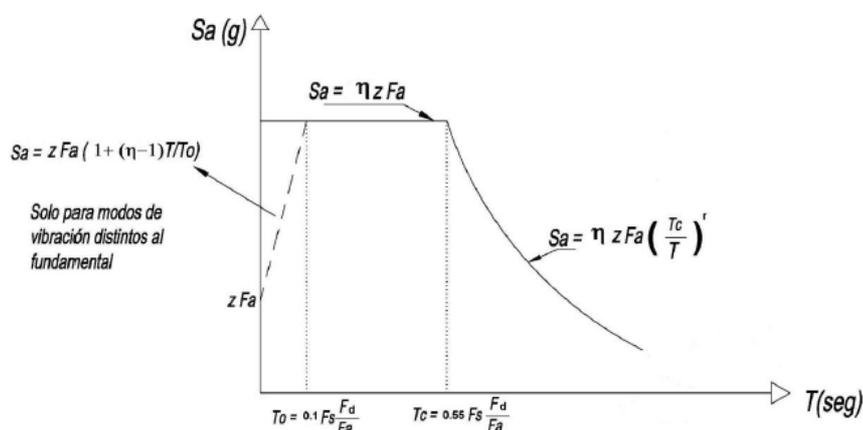


Figura 1. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

1.1.3.2.2.1. Relación de amplificación espectral η

$\eta = 1.80$ para las provincias de la Costa, excepto Esmeraldas.

$\eta = 2.48$ para las provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.60$ para las provincias del Oriente.

1.1.3.2.2. Factor de zona sísmica Z

De acuerdo al mapa de la Figura 2. “El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad”. (CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

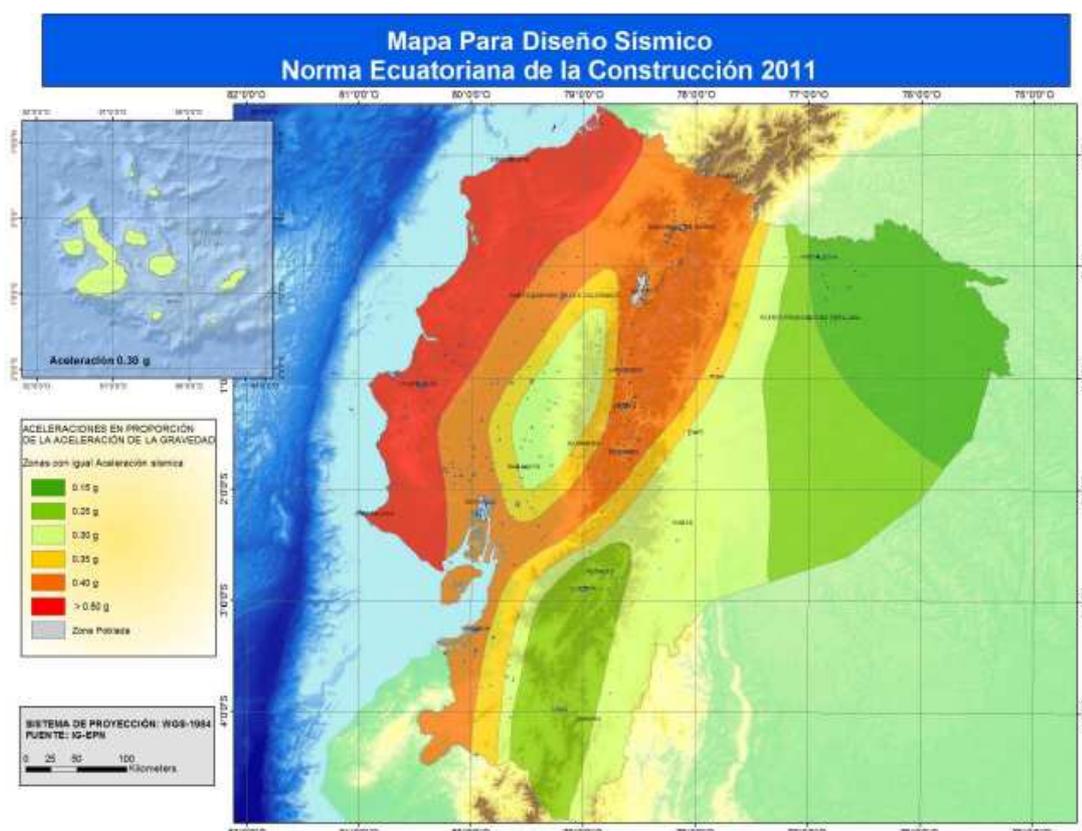


Figura 2. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del Factor de zona Z.

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

Tabla 5.

Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

1.1.3.2.2.3. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto fa (aceleraciones).

“...Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio”. (CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011). En la Tabla 6 se presenta una descripción del tipo de perfil de suelo y en la Tabla 7. los valores de Fa.

Tabla 6.
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3—Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)</p> <p>F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)</p> <p>F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

Tabla 7.
Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

Tabla 8.
Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

Tabla 9.
Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de F_a , F_d ni de F_s , debido a que requieren un estudio especial.

1.1.3.2.2.4. Período límite de vibración TC

En la Figura 1 se puede observar la ubicación de T_c , el mismo que se calcula con la ecuación:

$$T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Como se puede apreciar el valor de T_c depende de los Factores de Sitio que se muestran en las Tablas 7, 8 y 9.

1.1.3.2.2.5. Período fundamental de vibración T

Corresponde al período de vibración de la estructura en cada una de las direcciones principales. Se puede obtener un valor estimado del mismo mediante dos métodos.

1.1.3.2.2.5.1. Método 1

“Para estructuras de edificación, T se calcula en forma aproximada con la ecuación”: (CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

C_t : Coeficiente según el tipo de edificio

h_n : Altura máxima de la construcción, medida desde la base de la estructura, en metros.

α : Coeficiente según el tipo de edificio.

Tabla 10.
Coeficientes para el cálculo el Período de Vibración

Descripción	Coeficientes	
	C_t	α
Estructuras de acero sin arriostramiento	0.072	0.80
Estructuras de acero con arriostramiento	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

En forma alternativa, para edificaciones con muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural, el valor de C_t se puede calcular con la siguiente expresión y el valor de $\alpha = 1.0$. (CONSTRUCCIÓN-NEC, 2011)

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$$

Siendo:

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$$

Donde:

- A_B : Área de la edificación en su base, en metros cuadrados.
- n_w : Número de muros estructurales de la edificación en la dirección de estudio.
- h_{wi} : Altura del muro i medida desde la base, en metros.
- A_{wi} : Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i , medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio, en metros.
- l_{wi} : Longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

1.1.3.2.2.5.2. Método 2

“Se puede calcular T utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes... Este requisito puede ser cumplido utilizando la siguiente ecuación, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal”. (CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Donde:

- W_i: Peso del nivel i de la estructura, que resulta una fracción de la carga reactiva W.
- f_i: Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i.
- δ_i: Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i.

Nota: El valor de T calculado con el Método 2 no debe ser mayor en un 30% al calculado con el Método 1.

“El Período de vibración calculado con los métodos 1 ó 2 es una estimación inicial del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, los períodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal y el cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en iteraciones consecutivas, la variación de períodos sea menor o igual a 10%”. (CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

Para valores de período de vibración menores a T₀, el valor de S_a se calcula con la siguiente expresión que se muestra además en la Figura 1.1.:

$$S_a = ZF_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{para } T \leq T_0$$

Siendo:

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

1.1.3.2.3. Carga reactiva W

Es el peso de la estructura correspondiente al total de la carga muerta. En el caso de estructuras de bodegas o almacenaje se considera un adicional de carga viva de piso del 25%.

1.1.3.2.4. Factor de reducción de resistencia sísmica R

Para determinar el valor de R se debe tomar en cuenta la descripción de la Tabla 1.11. “En los casos en los cuales el sistema resistente estructural

resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la misma Tabla debe tomarse el menor de ellos”. (CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

Tabla 11.

Coefficiente de reducción de respuesta estructural para Sistemas estructurales dúctiles.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

Tabla 12.

Coefficiente de reducción de respuesta estructural para Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada.

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM. Limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería no reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

1.1.3.2.5. Factor de configuración estructural en planta ØP

Se debe considerar el valor de Φ_P de acuerdo a las regularidades e irregularidades en las plantas en la estructura, descritas en la Tabla 13 y se debe utilizar la ecuación:

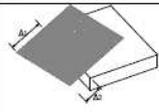
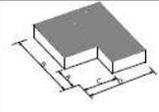
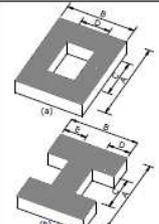
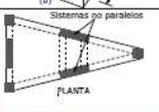
$$\Phi_P = \Phi_{PA} * \Phi_{PB}$$

Donde:

Φ_{PA} : Es el mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 13., para el caso de las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (Φ_{Pi} de cada piso se calcula como el mínimo valor obtenido para las tres irregularidades).

Φ_{PB} : De manera análoga, para cuando existan irregularidades tipo 4 en la estructura.

Tabla 13.
Coefficientes de irregularidad en planta.

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

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

1.1.3.2.6. Factor de configuración estructural en elevación Φ_E

Se debe considerar el valor de Φ_E de acuerdo a las regularidades e irregularidades en elevación en la estructura, descritas en la Tabla 14 y se debe utilizar la ecuación:

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

Donde:

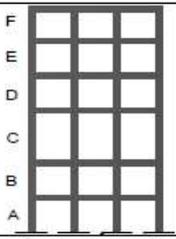
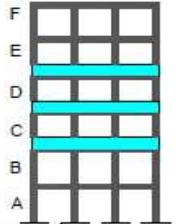
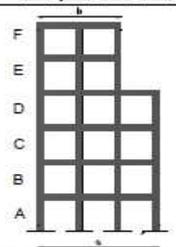
ϕ_{EA} : Es el mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 14, para el caso de las irregularidades tipo 1.

ϕ_{PB} : De manera análoga, para cuando existan las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura.

“Se debe tomar en cuenta que, cuando la deriva máxima de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2 ó 3”. (CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

“Para el caso de estructuras tipo pórtico especial sismo resistente con muros estructurales (sistemas duales que absorben al menos el 75% del corte basal en cada dirección) dispuestos simétricamente, hacia la periferia y que mantienen su longitud en planta en todo lo alto de la estructura, ϕ_E será igual a 1”. (CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

Tabla 14.
Coefficientes de irregularidad en elevación.

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

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

1.1.4. Cimentación y posición del edificio

Se puede identificar la clase Ki de acuerdo a lo siguiente:

A: Si el edificio está construido sobre un perfil de suelo A, B ó C de acuerdo a la descripción de la Tabla 6 y la pendiente es menor o igual al 10%. La fundación está a una misma cota y no existen terraplenes que pueden provocar derrumbes.

B: Estructura cimentada sobre perfiles de suelo tipo B ó C de acuerdo a la descripción de la Tabla 6 y la pendiente está entre el 10% y 30% o sobre un perfil de suelo tipo D con pendiente comprendida entre un 10% y 20%. Existe una diferencia máxima entre cotas de fundación menores a 1m y no existen terraplenes que pueden provocar derrumbes.

C: Edificio cimentado sobre perfiles de suelo tipo E ó F de acuerdo a la descripción de la Tabla 6 y la pendiente es mayor al 20%. La diferencia máxima entre las cotas de fundación es mayor o igual a 1m y no existen terraplenes que puedan provocar derrumbes.

1.1.5. Losas

La clase Ki para el caso de losas se determina según:

A: Cuando se han construido vigas descolgadas en los dos principales sentidos ortogonales para que la losa descansa sobre ellas y no existen áreas con aberturas para gradas o tragaluces demasiado grandes.

B: Si la losa está sobre vigas descolgadas en un solo sentido.

C: Si en la inspección se verifica que la losa presenta fisuras en los nervios, independientemente de cualquier otra cosa.

1.1.6. Configuración en planta

Se debe utilizar las normas establecidas por la NEC-11 en cuanto a la configuración en planta; por tanto, se define la clase de acuerdo a las siguientes características:

A: Si $\emptyset_P = 1$ o si la relación entre el largo y ancho en planta del edificio se aproxima a la unidad.

B: Cuando existe al menos una irregularidad en planta de cualquier tipo, de acuerdo a la información presentada en la Tabla 13 ó si la relación entre el largo y ancho en planta del edificio es muy distante de la unidad.

C: Cuando existe más de una irregularidad en planta de cualquier tipo, de acuerdo a la información presentada en la Tabla 13 o en el caso de que existan volados, si la relación entre la longitud del volado y el ancho del pórtico incluido el volado sea mayor o igual a 0.25.

1.1.7. Configuración en elevación

De forma similar que en el parámetro 6, se debe utilizar las normas establecidas por la NEC-11 en cuanto a la configuración en elevación; por tanto, se define la clase de acuerdo a las siguientes características:

A: Si $\emptyset_E = 1$.

B: Cuando existe al menos una irregularidad en elevación de cualquier tipo, de acuerdo a la información presentada en la Tabla 14; sin embargo, si se presenta únicamente la irregularidad Tipo 1 en donde la rigidez lateral menor corresponda a la Planta Baja, entonces la estructura tiene la falla denominada “Piso Blando” y la calificación será C.

C: Cuando existe más de una irregularidad en elevación de cualquier tipo de acuerdo a la información presentada en la Tabla 14 o si los ejes de las columnas no son completamente verticales. Además cuando exista la falla de “Piso Blando” en la estructura.

1.1.8. Conexión de elementos críticos

Consiste fundamentalmente en hacer una inspección en los nudos de la estructura, deben cumplirse las condiciones siguientes para la elección de la Clase Ki:

A: Las vigas deben ser descolgadas y ubicarse en la mitad del ancho de la columna como se muestra a la derecha de la Figura 3 y debe cumplirse

que $b_v \geq 0.75b_c$, además de que la distancia del borde de la viga al borde de la columna sea menor a 10cm. Si la viga es más ancha que la columna según el detalle de la izquierda de la Figura 3, hay que verificar que la relación $\lambda_1 = s/b < 0.2$.

B: Cuando las vigas son descolgadas o banda y están en el centro de la columna como en el gráfico derecho de la Figura 3 y se tiene que: $0.70b_c \leq b_v < 0.75b_c$, además de que la distancia del borde de la viga al borde de la columna sea menor a 10cm. Existe una excentricidad en el rango: $0 < e \leq 0.10b_c$.

C: Cuando las vigas son descolgadas o banda y están en el centro de la columna como en la parte derecha de la Figura 3 y se tiene que $b_v < 0.70b_c$, además de que la distancia del borde de la viga al borde de la columna sea ≥ 10 cm. Existe una excentricidad $e > 0.10b_c$. Si la relación $\lambda_1 = s/b \geq 0.2$ según el detalle de la izquierda de la Figura 3.

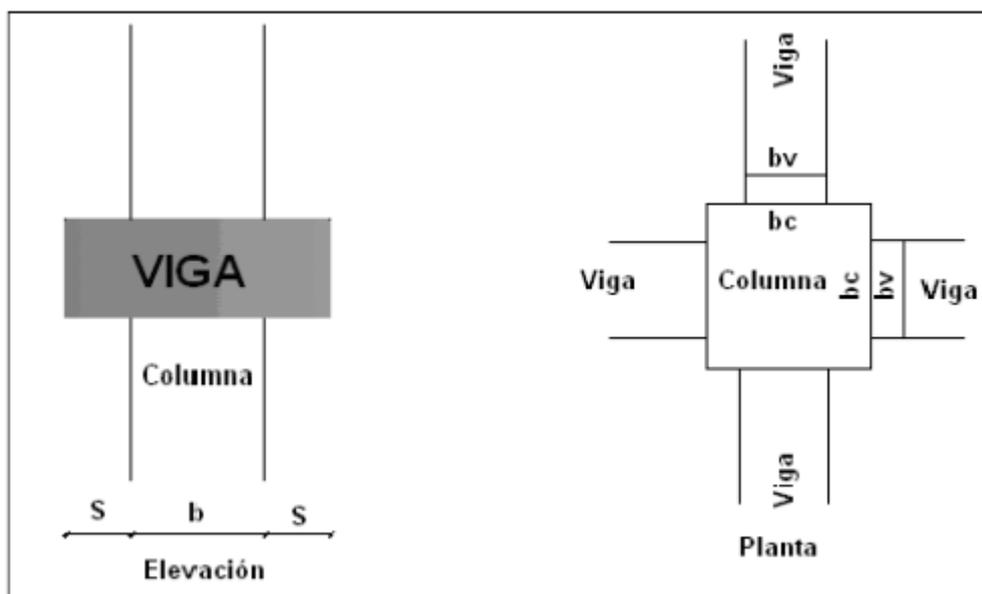


Figura 3. Conexión viga-columna.

(Roberto Aguiar, 2012)

1.1.9. Elementos de baja ductilidad

De forma específica se debe verificar la existencia de la falla denominada Columna Corta. Si no la hay la estructura es Clase A, si la altura de la columna corta es mayor o igual al 25% de la altura total de la columna es

Clase B y si la columna corta es menor al 25% de la altura total de la columna, será Clase C.



Figura 4 Columna Corta. Baños Aulas C.E.D.E

1.1.10. Elementos no estructurales

En este parámetro se considera la caída de elementos no estructurales que pueda causar daño a personas o cosas. Entre los elementos no estructurales más sobresalientes se tiene: cornisas, antepechos, chimeneas, balcones, etc. La clasificación de la clase se puede hacer mediante las siguientes consideraciones:

A: Edificio sin cornisas ni antepechos. Edificio con cornisas bien conectadas a las vigas y columnas, con chimeneas pequeñas. Edificio con volados pequeños para balcones bien conectados al sistema estructural.

B: Edificio con elementos no estructurales de pequeña dimensión mal conectados a los elementos estructurales.

C: Edificio con chimeneas u otro elemento en el techo mal conectado a la estructura principal. Antepechos u otros elementos de peso significativo, mal contruidos. Edificio con volados demasiado grandes; es decir, que la relación del largo del volado (Δ) sobre la suma del largo del pórtico más Δ sea mayor a 0.25. Balcones mal conectados al sistema estructural.

1.1.11. Estado de conservación y año de construcción

Si el edificio está bien mantenido y tiene una edad menor a 10 años es Clase A. Si la construcción está bien mantenida, pero tiene una edad mayor a 30 años es Clase B. Si se observa humedad en las paredes y tiene más de 10 años de construcción estará entre Clase B y C. Finalmente si la estructura está mal mantenida y tiene más de 30 años, será Clase C.

1.2. Índice de daño

Una vez obtenido el Índice de vulnerabilidad se debe determinar un índice de daño, que representa el porcentaje de afectación que sufrirá la estructura debido a diferentes intensidades de sismo según la escala MSK.

La escala MSK (Medvedev-Sponheur-Karnik) propone 12 grados de intensidad, siendo el más bajo el número uno. Esta escala se basa en los efectos destructivos de las construcciones y el grado de afectación a la población.

Las características de cada grado de Intensidad se indican a continuación:

1.2.1. Grado I.- No perceptible

Registrado sólo por los sismógrafos más sensibles. Sin afectación.
(Wikipedia)

1.2.2. Grado II.- Difícilmente perceptible

No hay afectación en estructuras y objetos, pero pueden notarlo personas en reposo. (Wikipedia)

1.2.3. Grado III.- Débil

No hay daño en edificios, aunque algunos objetos colgantes pueden balancearse ligeramente. Puede ser sentido por algunas personas dentro de casas. Vibración comparable a las provocadas por un camión pequeño.
(Wikipedia)

1.2.4. Grado IV.- Bastante notado

Es sentido por bastantes personas. Elementos frágiles como: cristales, porcelana, ventanas y puertas tiemblan ligeramente. Algunos muebles livianos empiezan a vibrar. Vibraciones moderadas, comparadas a las provocadas por un camión grande. (Wikipedia)

1.2.5. Grado V.- Algo fuerte

Es sentido por la mayoría de personas dentro de edificios y casas. Se puede observar balanceo de construcciones, vibraciones de muebles y el temblor de las paredes. Los objetos colgantes se balancean muy notablemente. Las ventanas y puertas empiezan a abrirse y cerrarse. En

algunos casos, incluso algunas ventanas pueden llegar a romperse. Ligeros daños en edificios mal contruidos. (Wikipedia)

1.2.6. Grado VI.- Fuerte

Es sentido por la gran mayoría dentro y fuera de los edificios. Puede haber pérdida de equilibrio en algunas personas. Mucha gente corre asustada hacia la calle. Hay caída de objetos pequeños y los muebles sufren un leve desplazamiento. Vajillas y cristalerías pueden romperse. Daño visible a manera de grietas en mamposterías. Grietas solitarias en el suelo. (Wikipedia)

1.2.7. Grado VII.- Muy fuerte

Existe pánico en la mayoría de las personas. Los muebles se desplazan y pueden llegar a volcarse. Los objetos en las estanterías caen. Daño grave en construcciones viejas. Desprendimientos de chimeneas de mampostería. Aparecimientos de grietas en los edificios. Pequeños desplazamientos de la tierra. (Wikipedia)

1.2.8. Grado VIII.- Bastante dañino

Pérdida de equilibrio de la mayoría de personas. Los muebles corren riesgo de volcarse. Grandes grietas en edificios. Las construcciones viejas se derrumban parcialmente o sufren grandes daños. Se pueden apreciar ondas en suelos muy blandos. Se pueden producir corrimientos de tierra y desprendimiento de rocas. (Wikipedia)

1.2.9. Grado IX.- Destructivo

Pánico general. Mucha gente cae a la fuerza al suelo. Se ven ondas en suelos no tan blandos. Se desploman las estructuras mal construidas. Daño considerable en estructuras bien construidas. Se rompen las canalizaciones subterráneas. Grietas en el suelo y corrimientos de tierra generalizados. (Wikipedia)

1.2.10. Grado X.- Devastador

Se destruyen puentes y diques y se tuercen las vías de ferrocarril, así que las infraestructuras quedan inutilizadas. Desprendimientos de tierra más que generalizados y más graves. (Wikipedia)

1.2.11. Grado XI.- Catastrófico

La mayoría de las construcciones son destruidas. Las perturbaciones del terreno se extienden por todos lados. Riesgo de tsunamis. (Wikipedia)

1.2.12. Grado XII.- Extremadamente catastrófico

Todas las construcciones, subterráneas o no, han sido destruidas. El terreno y el paisaje han cambiado, así como el cauce de los ríos. Tsunamis. (Wikipedia)

1.3. Curvas de vulnerabilidad

En el caso del Ecuador específicamente en el cantón Rumiñahui, las Intensidades más críticas a esperarse van de VI á IX, razón por la cual se va a determinar el índice de daño para estos grados.

Mediante una curva de vulnerabilidad representada por una ecuación para cada grado de intensidad se calcula el Índice de daño, expresado en porcentaje, como se puede apreciar en las Figuras 1.5. y 1.6. Los coeficientes de la expresión fueron calculados en base a una regresión polinómica.

$$D (\%) = a + b * I_v + c * I_v^2 + d * I_v^3$$

Para el caso de edificios aporticados con vigas descolgadas se determinó los coeficientes para los grados de intensidad VII, VIII y IX. No se consideró el grado VI ya que el Índice de daño es menor al 5% y por tanto no es representativo.

Tabla 15.
Coeficientes para determinación del porcentaje de daño en edificios aporticados con vigas descolgadas

Intensidad	Coeficientes			
	a	b	c	d
VII	3.60	0.00027	0.00087	0.00
VIII	-6.10	1.10	-0.0115	0.00013
IX	-49.80	6.20	-0.14	0.00191

(Yépez, Fabricio)

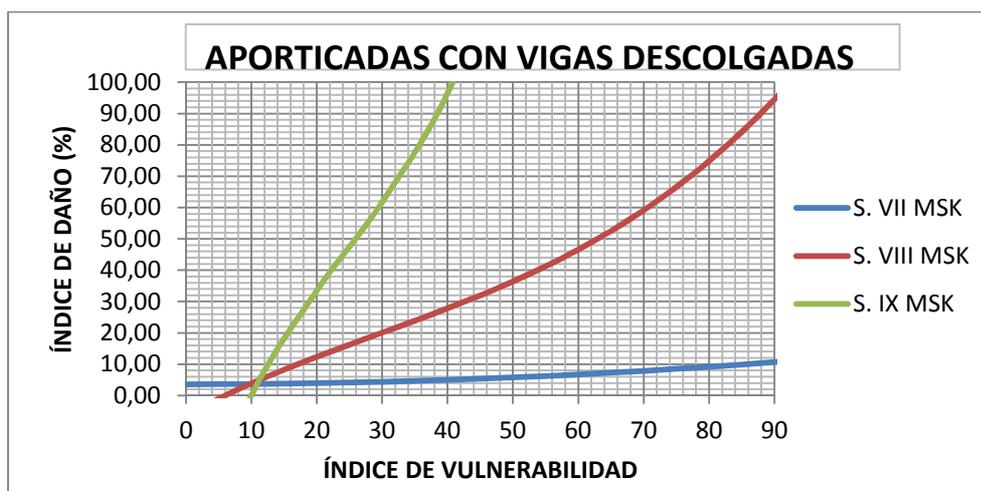


Figura 5 Curvas de vulnerabilidad en edificios aporticados con vigas descolgadas para los grados VII, VIII y IX en la escala MSK

En edificios aporticados con vigas bandas se determinó los coeficientes para los grados de intensidad VI, VII y VIII. No se consideró el grado IX ya que el Índice de daño es muy alto y la mayoría de edificios colapsarían.

Tabla 16.

Coeficientes para determinación del porcentaje de daño en edificios aporticados con vigas banda

Intensidad	Coeficientes			
	a	b	c	d
VI	-2.90	0.31	0.00	0.00
VII	1.70	1.00	-0.011	0.00012
VIII	10.30	1.50	-0.063	0.002

(Yépez, Fabricio)

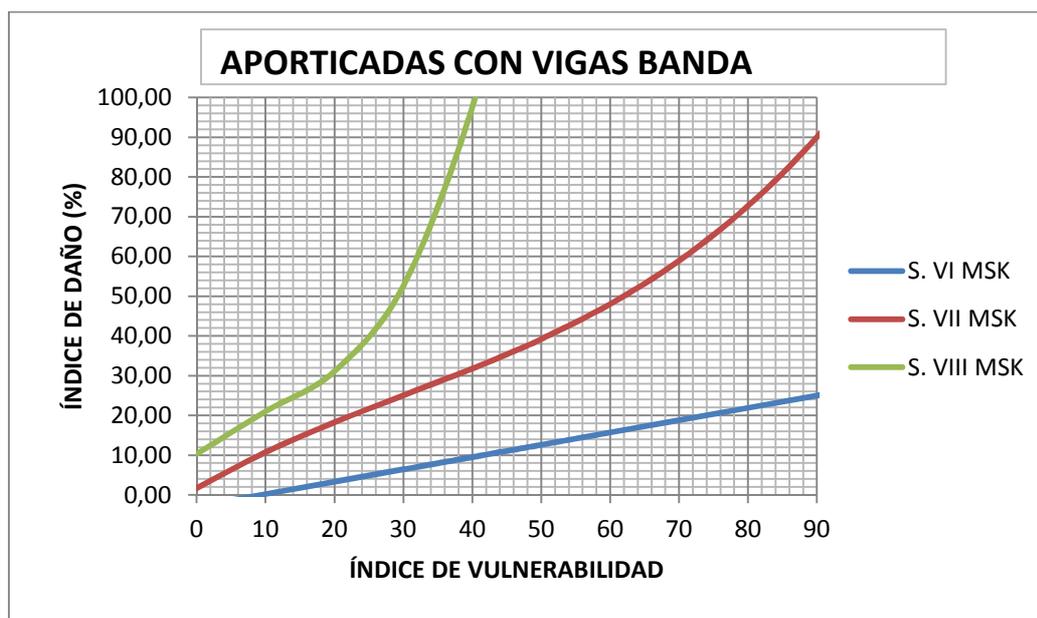


Figura 6 Curvas de vulnerabilidad en edificios aporticados con vigas banda para los grados VI, VII y VIII en la escala MSK

1.4. Resultados

1.4.1. Vivienda fiscal para oficiales casados (Bloque Montúfar)

Por ser esta la primera edificación a ser analizada se va a señalar el procedimiento completo de cálculo de cada uno de los parámetros del Método. Hay que tomar en cuenta que lo que vamos a obtener aquí es un índice de vulnerabilidad para determinar el daño que va a sufrir la estructura ante diferentes Intensidades de sismo (las más probables).

Posterior análisis estructurales se realizarán con la ayuda del programa ETABS, razón por la cual algunos valores necesarios para la determinación del Índice de vulnerabilidad se obtendrán de los resultados de éste.

1.4.1.1. Organización del Sistema Resistente

La NEC 11 es el documento mandatorio del cumplimiento de este parámetro. Las columnas son de 35 x 35 en los dos primeros pisos y en los otros 3 son de 30 x 30 y las vigas son banda en todas las losas, razón por la cual se trata de una estructura subdimensionada y cae en la clase C.

1.4.1.2. Calidad del Sistema Resistente

Lo ideal era realizar ensayos no destructivos con el esclerómetro en los elementos estructurales del edificio para obtener un valor promedio de resistencia de compresión del hormigón; sin embargo, debido a que se trata de un edificio ocupado no se pudo obtener la autorización para realizar este trabajo, motivo por el cual se consideró la especificación de los planos estructurales en los cuales se determinó una resistencia de 210 kg/cm², de este modo el parámetro es clase A ($f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$).

1.4.1.3. Resistencia convencional

Básicamente se determina el valor de α para lo cual se parte de la fórmula:

$$\alpha = \frac{V_R}{V}$$

Ahora se tiene:

$$V_R = 0.53\sqrt{f'c} bd$$

Se van a obtener 2 valores de V_R , uno para las columnas de 35 x 35 y otro para las de 30 x 30 y posteriormente se les va a multiplicar por el porcentaje correspondiente de aporte en el edificio; es decir por 0.4 para las de sección más grande (cubre 2 de 5 pisos del Bloque) y por 0.6 para las de sección más pequeña que cubren los otros 3 pisos de 5 que tiene el edificio. Esto se hace con la finalidad de obtener un valor más real. Además se les va a multiplicar a ambos por 21 columnas que corresponden a todo el conjunto y finalmente se suman para obtener el V_R total. Entonces:

$$V_{R1} = 0.53\sqrt{210\text{kg/cm}^2} 35\text{cm} * 35\text{cm} * 21\text{col.} * 0.4$$

$$V_{R1} = 87.10 T$$

$$V_{R2} = 0.53\sqrt{210\text{kg/cm}^2} 30\text{cm} * 30\text{cm} * 21\text{col.} * 0.6$$

$$V_{R2} = 79.03 T$$

$$V_R = V_{R1} + V_{R2}$$

$$V_R = 87.10T + 79.03T$$

$$V_R = 166.13T$$

Lo siguiente es calcular el cortante basal V , partiendo de la fórmula:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_P\phi_E}W$$

I se obtiene de la tabla 1.4. (Otras estructuras):

$$I = 1$$

Para el cálculo de S_a primeramente se obtiene el período de vibración T y los períodos T_o y T_c .

$$T = C_t h_n^\alpha$$

De la Tabla 1.10 se tiene que:

$$C_t = 0.055$$

$$\alpha = 0.90$$

De los planos del edificio se obtiene el valor de h_n que incluye la altura del antepecho, éste es:

$$h_n = 14.25m$$

Regresando a la fórmula de T , se tiene:

$$T = 0.055 * 14.25m^{0.90}$$

$$T = 0.60seg$$

Ahora se calcula T_o con:

$$T_o = 0.10F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Los factores de sitio F_s , F_d y F_a dependen del tipo de suelo y la zona sísmica. Para el caso de la Academia de Guerra del Ejército el suelo es tipo D y la zona sísmica del cantón Rumiñahui es V correspondiente a un valor Z de 0.40g. Entonces se utilizan las Tablas: 7, 8, y 9 con lo que se tiene:

$$F_s = 1.28$$

$$F_d = 1.19$$

$$F_a = 1.20$$

Regresando a T_0 :

$$T_0 = 0.10 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_0 = 0.13 \text{seg}$$

T_c se calcula con:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_c = 0.70 \text{seg}$$

Con los 3 períodos se observa que se cumple la condición:

$$T_o \leq T \leq T_c$$

Por tanto:

$$S_a = \eta Z F_a$$

$\eta = 2.48$ para las provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos, entonces:

$$S_a = 2.48 * 0.40 * 1.20$$

$$S_a = 1.19g$$

W es la carga reactiva que en este caso se lo obtuvo de forma más rápida del modelamiento del edificio en el programa ETABS; obteniendo:

$$C.M. = 1111.76T$$

$$W = C.M. = 1111.76T$$

R se obtiene de la Tabla 1.11. (Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda).

$$R = 5$$

\emptyset_P se obtiene de la Tabla 1.12. (No existen irregularidades en planta en la estructura)

$$\emptyset_P = 1$$

\emptyset_E se obtiene de la Tabla 1.13. (No existen irregularidades en elevación en la estructura)

$$\emptyset_E = 1$$

Finalmente se calcula el cortante basal V y se tiene:

$$V = \frac{1 * 1.19}{5 * 1 * 1} 1111.76T$$

$$V = 264.60T$$

Con los dos valores principales de los cortantes calculados, se regresa a la fórmula principal de α y se puede determinar su resultado:

$$\alpha = \frac{V_R}{V}$$

$$\alpha = \frac{166.13T}{264.60T}$$

$$\alpha = 0.63$$

Con el valor obtenido, la resistencia convencional de la estructura cae en la clase C, dado que $\alpha < 0.7$.

1.4.1.4. Cimentación y Posición del edificio

En este parámetro la estructura está en la clase A pese a estar cimentada sobre un perfil de suelo tipo D ya que su cimentación está conformada por vigas de cimentación que reemplazan la mala calidad del suelo. Prácticamente esta parte es plana por lo que la pendiente es mucho menor al 10% y no existen terraplenes próximos al área que puedan afectar a la edificación.

1.4.1.5. Losas

Las losas de todas las plantas están hechas con vigas banda, razón por la cual es de Clase B.

1.4.1.6. Configuración en planta

Como ya se obtuvo en el parámetro resistencia convencional un valor de configuración en planta, éste es el mismo aplicable en este punto. $\emptyset_P = 1$, lo que indica que no hay irregularidades en planta de ningún tipo; sin embargo como la relación entre el largo y ancho de la estructura es muy diferente de 1, se considera como Clase B.

$$Largo = 23.70m$$

$$\mathbf{Ancho} = 9.75m$$

$$\frac{\mathbf{Largo}}{\mathbf{Ancho}} = \frac{23.70m}{9.75m}$$

$$\frac{\mathbf{Largo}}{\mathbf{Ancho}} = \mathbf{2.43} \neq \mathbf{1}$$

1.4.1.7. Configuración en elevación

Como ya se obtuvo en el parámetro resistencia convencional un valor de configuración en elevación, éste es el mismo aplicable en este punto. $\emptyset_E = 1$, lo que indica que no hay irregularidades en elevación y por tanto es Clase A.

1.4.1.8. Conexión de elementos críticos

Al ser las vigas banda directamente pueden estar en Clase B o C, entonces el análisis que se debe hacer se reduce a dos opciones.

Tomando en cuenta que las vigas tienen una base de 40cm que es superior al de las columnas, no es necesario realizar el cálculo para determinar que el ancho de la viga no sea excesivamente pequeña en relación a la columna, pero si se verificará la distancia entre sus extremos tomando la más crítica que será la de 30 x 30. Otro dato importante es que no existe excentricidad dado que las vigas están centradas con las columnas.

$$\mathbf{bc} = \mathbf{b} = 30cm$$

$$\mathbf{bv} = 40cm$$

$$\mathbf{s} = \frac{\mathbf{bv} - \mathbf{bc}}{2}$$

$$\mathbf{s} = \frac{40cm - 30cm}{2}$$

$$\mathbf{s} = \mathbf{5cm} < \mathbf{10cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{s}{b}$$

$$\lambda_1 = \frac{5cm}{30cm}$$

$$\lambda_1 = \mathbf{0.167} < 0.2$$

Del análisis realizado se concluye que este parámetro es Clase B, ya que $e = 0$, $s < 10cm$ y $\lambda_1 < 0.2$.

1.4.1.9. Elementos de baja ductilidad

En este parámetro se ha verificado el edificio y no presenta la falla denominada “columna corta”, por tanto es de Clase A.

1.4.1.10. Elementos no estructurales

El edificio tiene un antepecho de 0.95m de altura y 0.30m de espesor alrededor de todo el perímetro, lo que significa un peso representativo, pero a más de eso presenta un volado de una longitud grande en relación al pórtico más próximo, cuyo cálculo para determinar la Clase se presenta a continuación:

$$\mathbf{Vano\ D - E = 3.40m}$$

$$\mathbf{Vano\ E - F = volado = \Delta = 1.85m}$$

$$\mathbf{d = Vano\ D - E + \Delta}$$

$$\mathbf{d = 3.40m + 1.85m}$$

$$\mathbf{d = 5.25m}$$

$$\Delta/d = \frac{1.85m}{5.25m}$$

$$\Delta/d = \mathbf{0.35} > 0.25$$

Como $\Delta/d > 0.25$, a más del peso del antepecho, entonces se deduce que este parámetro es de Clase C.

1.4.1.11. Estado de conservación

Este edificio se terminó de construir en el año 2006, por lo que tiene 8 años y permanentemente está en mantenimiento, por lo que es de Clase A en este parámetro.

1.4.1.12. Valor del índice de vulnerabilidad.

De lo expuesto anteriormente se determina en las Tablas 1.17. y 1.18. los resultados y el resumen final.

Tabla 17.
Resultado del Índice de vulnerabilidad del Bloque "Montúfar"

Cálculo del Índice de vulnerabilidad						
Ord	Parámetros	Clase Ki			Peso Wi y Ponderación Global	
		A	B	C	Wi	Ponderación
1	Organización del Sistema resistente	A	B	C	1	12.00
A	Cumple con las recomendaciones del NEC-11. Presencia de muros de corte	0	6	12		
B	Sistema vigas columnas sin aporte de la mampostería al sistema resistente					
C	No cumple con las recomendaciones del NEC-11			X		
2	Calidad del Sistema resistente	A	B	C	0.50	0.00
A	$f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$	0	6	12		
B	$160 \leq f'c < 210 \text{ kg/cm}^2$	X				
C	$f'c < 160 \text{ kg/cm}^2$					
3	Resistencia convencional	A	B	C	1	22.00
A	$\alpha \geq 1.5$	0	11	22		
B	$0.7 \leq \alpha < 1.5$					
C	$\alpha < 0.7$			X		
4	Cimentación y Posición del edificio	A	B	C	0.50	0.00
A	Perfil de suelo tipo A, B ó C y $m \leq 10\%$. Fundación a una misma cota. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.	0	2	4		
B	Perfil de suelo tipo B ó C y $30\% \leq m < 10\%$. Perfil de suelo tipo D y $20\% < m < 10\%$. Diferencia máxima entre cotas de fundación $< 1\text{m}$. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.	X				
C	Perfil de suelo tipo E ó F y $m > 20\%$. Diferencia entre las cotas de fundación $\geq 1\text{m}$. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.					
5	Losas	A	B	C	1	3.00
A	Losas sobre vigas descolgadas en las dos direcciones ortogonales. Área pequeña de abertura de gradas o tragaluces	0	3	6		
B	Losas sobre vigas descolgadas en un solo sentido		X			
C	Existen fisuras en los nervios de la losa					
6	Configuración en planta	A	B	C	0.50	1.50
A	$\Phi P = 1$. Largo/ancho ≈ 1	0	3	6		
B	Existe al menos una irregularidad. Largo/ancho muy distante de 1.		X			
C	Existe más de una irregularidad. (Longitud del volado)/(ancho pórtico+volado) ≥ 0.25					
7	Configuración en elevación	A	B	C	1	0.00
A	$\Phi E = 1$.	0	3	6		
B	Existe al menos una irregularidad y no hay "Piso Blando"	X				
C	Existe más de una irregularidad. Ejes de columnas no son completamente verticales. Existe "Piso Bando"					
8	Conexión de elementos críticos	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		

CONTINÚA



A	Vigas descolgadas en la mitad del ancho de la columna y $b_v \geq 0.75b_c$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $< 10\text{cm}$. $\lambda_1 = s/b < 0.2$.				0.75	2.25
B	Vigas descolgadas o banda en la mitad del ancho de la columna y $0.70b_c \leq b_v < 0.75b_c$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $< 10\text{cm}$. $0 < e \leq 0.10b_c$.		X			
C	Vigas descolgadas o banda en la mitad del ancho de la columna y $b_v < 0.70b_c$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $\geq 10\text{cm}$. $e > 0.10b_c$. $\lambda_1 = s/b \geq 0.2$.					
9	Elementos de baja ductilidad	A 0	B 3	C 6	Wi	Ponderación
A	No existe "Columna Corta"	X			1	0.00
B	h "Columna Corta" $\geq 0.25(h$ Total de Columna)					
C	h "Columna Corta" $< 0.25(h$ Total de Columna)					
10	Elementos no Estructurales	A 0	B 4	C 10	Wi	Ponderación
A	Edificio sin cornisa ni antepechos. Cornisa bien conectada, chimeneas pequeñas. Volados pequeños o balcones bien conectados.				0.25	2.50
B	Edificio con elementos no estructurales de pequeña dimensión mal conectados.					
C	Edificio con chimeneas u otro elemento en el techo mal conectado. Antepechos u otros elementos de peso significativo, mal construidos. Volados demasiado grandes ($\Delta/d > 0.25$) o balcones mal conectados.			X		
11	Estado de Conservación	A 0	B 10	C 20	Wi	Ponderación
A	Edificio bien mantenido y edad < 10 años	X			1	0.00
B	Edificio bien mantenido y edad > 30 años. Humedad en paredes y edad > 10 años.					
C	Edificio mal mantenido y edad > 30 años.					
					Iv	43.25

Tabla 18.
Resumen y justificación para la obtención de la Clase Ki del Bloque “Montúfar”

Criterio de selección de la Clase Ki			
Ord	Parámetros	Ki	Justificación
1	Organización del Sistema resistente	C	Columnas y vigas subdimensionadas
2	Calidad del Sistema resistente	A	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
3	Resistencia convencional	C	$\alpha = 0.63$
4	Cimentación y Posición del edificio	A	Perfil de suelo tipo D y $m \leq 10\%$. Fundación a una misma cota. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.
5	Losas	B	Losa con vigas banda
6	Configuración en planta	B	$\Phi P = 1$. Pero Largo/ancho = $2.43 \neq 1$
7	Configuración en elevación	A	$\Phi E = 1$.
8	Conexión de elementos críticos	B	Las vigas son banda. $e=0$, $s= 5\text{cm}$ y $\lambda_1 = 0.167$.
9	Elementos de baja ductilidad	A	No existe "Columna Corta"
10	Elementos no Estructurales	C	Edificio con antepecho de peso significativo. Volado demasiado grande ($\Delta/d = 0.35$)
11	Estado de Conservación	A	Edificio bien mantenido. Edad= 8 años

El Índice de vulnerabilidad de 43.25 es un valor que sugiere un análisis con un método analítico según la Tabla 2.; sin embargo está muy próximo a 50, en cuyo caso ya se estaría hablando de una estructura muy vulnerable.

1.4.1.13. Determinación del índice de daño.

Como se trata de una estructura aporticada con vigas banda, el índice de vulnerabilidad obtenido se lo ingresa en la Figura 6. para determinar el índice de daño con las 3 intensidades de sismo según la escala MSK, como se presenta a continuación:

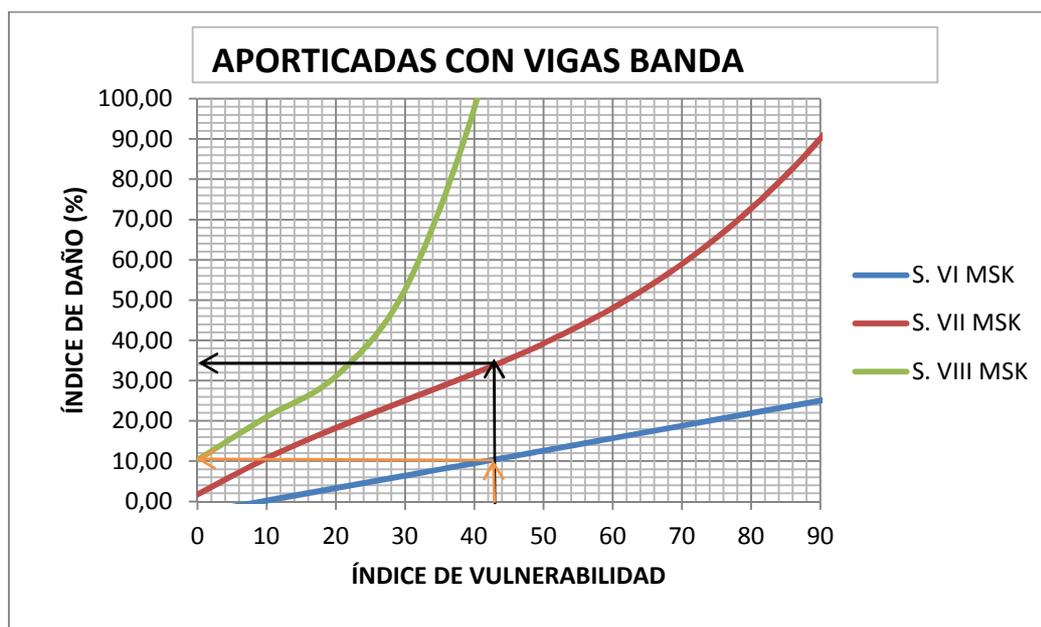


Figura 7. Porcentaje de daño para los grados VI, VII y VIII en la escala MSK del Bloque “Montúfar”

Como se puede apreciar en la Figura 7 el porcentaje de daño para un grado VI es de 10.51%, que puede considerarse moderado. Sin embargo para un grado VII en la misma escala MSK el porcentaje de daño se incrementa al 34.08% que ya es muy significativo y ni que decir del grado VIII en el que prácticamente hay un daño total de la estructura.

1.4.2. Gimnasio y área deportiva del C.R.O.E

1.4.2.1. Valor del índice de vulnerabilidad.

En esta estructura únicamente se presenta el Valor del Índice de vulnerabilidad y el resumen con cada uno de los 11 parámetros del Método Italiano.

Tabla 19.
Resultado del Índice de vulnerabilidad del Gimnasio C.R.O.E

Cálculo del Índice de vulnerabilidad						
Ord	Parámetros	Clase Ki			Peso Wi y Ponderación Global	
		A	B	C	Wi	Ponderación
1	Organización del Sistema resistente	A	B	C	1	6.00
		0	6	12		
A	Cumple con las recomendaciones del NEC-11. Presencia de muros de corte					
B	Sistema vigas columnas sin aporte de la mampostería al sistema resistente		X			
C	No cumple con las recomendaciones del NEC-11					
2	Calidad del Sistema resistente	A	B	C	0.50	0.00
		0	6	12		
A	$f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$	X				
B	$160 \leq f'c < 210 \text{ kg/cm}^2$					
C	$f'c < 160 \text{ kg/cm}^2$					
3	Resistencia convencional	A	B	C	1	0.00
		0	11	22		
A	$\alpha \geq 1.5$	X				
B	$0.7 \leq \alpha < 1.5$					
C	$\alpha < 0.7$					
4	Cimentación y Posición del edificio	A	B	C	0.50	1.00
		0	2	4		
A	Perfil de suelo tipo A, B ó C y $m \leq 10\%$. Fundación a una misma cota. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.					
B	Perfil de suelo tipo B ó C y $30\% \leq m < 10\%$. Perfil de suelo tipo D y $20\% < m < 10\%$. Diferencia máxima entre cotas de fundación $< 1\text{m}$. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.		X			
C	Perfil de suelo tipo E ó F y $m > 20\%$. Diferencia entre las cotas de fundación $\geq 1\text{m}$. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.					
5	Losas	A	B	C	1	0.00
		0	3	6		
A	Losa sobre vigas descolgadas en las dos direcciones ortogonales. Área pequeña de abertura de gradas o tragaluces	X				
B	Losa sobre vigas descolgadas en un solo sentido					
C	Existen fisuras en los nervios de la losa					
6	Configuración en planta	A	B	C	0.50	1.50
		0	3	6		
A	$\Phi P = 1$. Largo/ancho ≈ 1					
B	Existe al menos una irregularidad. Largo/ancho muy distante de 1.		X			
C	Existe más de una irregularidad. (Longitud del volado)/(ancho pórtico+volado) ≥ 0.25					
7	Configuración en elevación	A	B	C	1	0.00
		0	3	6		
A	$\Phi E = 1$.	X				
B	Existe al menos una irregularidad y no hay "Piso Blando"					
C	Existe más de una irregularidad. Ejes de columnas no son completamente verticales. Existe "Piso Bando"					
8	Conexión de elementos críticos	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		

CONTINÚA 

A	Vigas descolgadas en la mitad del ancho de la columna y $b_v \geq 0.75b_c$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $< 10\text{cm}$. $\lambda_1 = s/b < 0.2$.				0.75	4.50
B	Vigas descolgadas o banda en la mitad del ancho de la columna y $0.70b_c \leq b_v < 0.75b_c$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $< 10\text{cm}$. $0 < e \leq 0.10b_c$.					
C	Vigas descolgadas o banda en la mitad del ancho de la columna y $b_v < 0.70b_c$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $\geq 10\text{cm}$. $e > 0.10b_c$. $\lambda_1 = s/b \geq 0.2$.			X		
9	Elementos de baja ductilidad	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		
A	No existe "Columna Corta"	X			1	0.00
B	h "Columna Corta" $\geq 0.25(h$ Total de Columna)					
C	h "Columna Corta" $< 0.25(h$ Total de Columna)					
10	Elementos no Estructurales	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	4	10		
A	Edificio sin cornisa ni antepechos. Cornisa bien conectada, chimeneas pequeñas. Volados pequeños o balcones bien conectados.	X			0.25	0.00
B	Edificio con elementos no estructurales de pequeña dimensión mal conectados.					
C	Edificio con chimeneas u otro elemento en el techo mal conectado. Antepechos u otros elementos de peso significativo, mal construidos. Volados demasiado grandes ($\Delta/d > 0.25$) o balcones mal conectados.					
11	Estado de Conservación	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	10	20		
A	Edificio bien mantenido y edad < 10 años	X			1	0.00
B	Edificio bien mantenido y edad > 30 años. Humedad en paredes y edad > 10 años.					
C	Edificio mal mantenido y edad > 30 años.					
					Iv	13.00

Tabla 20.
Resumen y justificación para la obtención de la Clase Ki del Gimnasio
C.R.O.E

Criterio de selección de la Clase Ki			
Ord	Parámetros	Ki	Justificación
1	Organización del Sistema resistente	B	No hay aporte de la mampostería al sistema resistente
2	Calidad del Sistema resistente	A	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
3	Resistencia convencional	A	$\alpha = 3.36$
4	Cimentación y Posición del edificio	B	Perfil de suelo tipo D y $20\% \leq m < 10\%$. Fundación a una misma cota. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.
5	Losas	A	Vigas descolgadas ortogonales en ambos sentidos
6	Configuración en planta	B	$\Phi_P = 0.9$. Hay una irregularidad
7	Configuración en elevación	A	$\Phi_E = 1$.
8	Conexión de elementos críticos	C	Vigas descolgadas. Distancia del borde de la viga al borde de la columna= 10cm. $e=5\text{cm}$, $s= 10\text{cm}$ y $\lambda_1= 0.5$
9	Elementos de baja ductilidad	A	No existe "Columna Corta"
10	Elementos no Estructurales	A	Edificio sin cornisa ni antepechos
11	Estado de Conservación	A	Edificio bien mantenido y edad= 8 años

Como el Índice de vulnerabilidad es 13.00 y es menor que 20 quiere decir que la estructura es muy segura de acuerdo a la Tabla 2.

1.4.2.2. Determinación del índice de daño.

Se ingresará en la Figura 5 el Índice de vulnerabilidad obtenido para determinar el índice de daño con las 3 intensidades de sismo según la escala MSK, como se presenta a continuación:

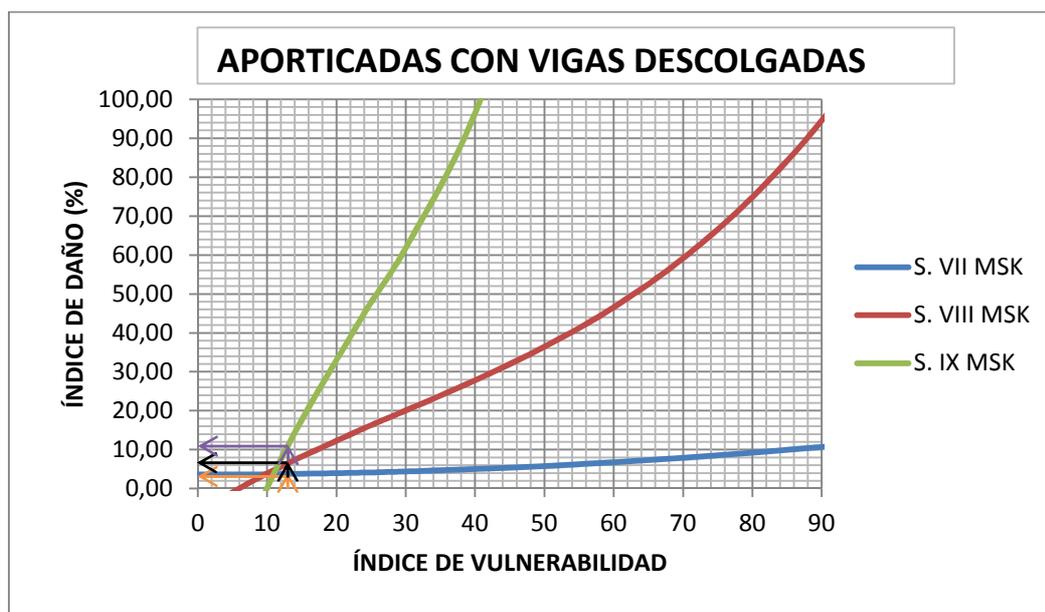


Figura 8. Efectos de segundo orden P-Δ

En edificios aporticados con vigas descolgadas se determinó los coeficientes para los grados de intensidad VII, VIII y IX que son los esperados en este sector.

Como se puede apreciar en la Figura 7, el porcentaje de daño para un grado VII es de 3.75%, para un grado VIII en la misma escala MSK el porcentaje de daño se incrementa a 6.54% y para el grado IX el porcentaje de daño es de 11.34%; lo que significa que para los 3 casos son bajos estos valores y la estructura es segura.

1.4.3. Dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E

1.4.3.1. Valor del índice de vulnerabilidad.

Los valores del Índice de vulnerabilidad y el resumen de los 11 parámetros del Método Italiano se presentan en las Tablas 21 y 22.

Tabla 21.
Resultado del Índice de vulnerabilidad del Dormitorio de Voluntarios y Sala de Uso Múltiple de la A.G.E

Cálculo del Índice de vulnerabilidad						
Ord	Parámetros	Clase Ki			Peso Wi y Ponderación Global	
		A	B	C	Wi	Ponderación
1	Organización del Sistema resistente	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	6	12		
A	Cumple con las recomendaciones del NEC-11. Presencia de muros de corte				1	6.00
B	Sistema vigas columnas sin aporte de la mampostería al sistema resistente		X			
C	No cumple con las recomendaciones del NEC-11					
2	Calidad del Sistema resistente	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	6	12		
A	$f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$	X			0.50	0.00
B	$160 \leq f'c < 210 \text{ kg/cm}^2$					
C	$f'c < 160 \text{ kg/cm}^2$					
3	Resistencia convencional	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	11	22		
A	$\alpha \geq 1.5$	X			1	0.00
B	$0.7 \leq \alpha < 1.5$					
C	$\alpha < 0.7$					
4	Cimentación y Posición del edificio	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	2	4		
A	Perfil de suelo tipo A, B ó C y $m \leq 10\%$. Fundación a una misma cota. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.				0.50	1.00
B	Perfil de suelo tipo B ó C y $30\% \leq m < 10\%$. Perfil de suelo tipo D y $20\% < m < 10\%$. Diferencia máxima entre cotas de fundación $< 1\text{m}$. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.		X			
C	Perfil de suelo tipo E ó F y $m > 20\%$. Diferencia entre las cotas de fundación $\geq 1\text{m}$. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.					
5	Losas	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		
A	Losa sobre vigas descolgadas en las dos direcciones ortogonales. Área pequeña de abertura de gradas o tragaluces	X			1	0.00
B	Losa sobre vigas descolgadas en un solo sentido					
C	Existen fisuras en los nervios de la losa					
6	Configuración en planta	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		
A	$\Phi P = 1$. Largo/ancho ≈ 1				0.50	1.50
B	Existe al menos una irregularidad. Largo/ancho muy distante de 1.		X			
C	Existe más de una irregularidad. (Longitud del volado)/(ancho pórtico+volado) ≥ 0.25					
7	Configuración en elevación	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		
A	$\Phi E = 1$.	X			1	0.00
B	Existe al menos una irregularidad y no hay "Piso Blando"					

CONTINÚA 

C	Existe más de una irregularidad. Ejes de columnas no son completamente verticales. Existe "Piso Bando"					
8	Conexión de elementos críticos	A 0	B 3	C 6	Wi	Ponderación
A	Vigas descolgadas en la mitad del ancho de la columna y $b_v \geq 0.75bc$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $< 10\text{cm}$. $\lambda_1 = s/b < 0.2$.				0.75	4.50
B	Vigas descolgadas o banda en la mitad del ancho de la columna y $0.70bc \leq b_v < 0.75bc$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $< 10\text{cm}$. $0 < e \leq 0.10bc$.					
C	Vigas descolgadas o banda en la mitad del ancho de la columna y $b_v < 0.70bc$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $\geq 10\text{cm}$. $e > 0.10bc$. $\lambda_1 = s/b \geq 0.2$.			X		
9	Elementos de baja ductilidad	A 0	B 3	C 6	Wi	Ponderación
A	No existe "Columna Corta"	X			1	0.00
B	h "Columna Corta" $\geq 0.25(h$ Total de Columna)					
C	h "Columna Corta" $< 0.25(h$ Total de Columna)					
10	Elementos no Estructurales	A 0	B 4	C 10	Wi	Ponderación
A	Edificio sin cornisa ni antepechos. Cornisa bien conectada, chimeneas pequeñas. Volados pequeños o balcones bien conectados.	X			0.25	0.00
B	Edificio con elementos no estructurales de pequeña dimensión mal conectados.					
C	Edificio con chimeneas u otro elemento en el techo mal conectado. Antepechos u otros elementos de peso significativo, mal construidos. Volados demasiado grandes ($\Delta/d > 0.25$) o balcones mal conectados.					
11	Estado de Conservación	A 0	B 10	C 20	Wi	Ponderación
A	Edificio bien mantenido y edad < 10 años				1	10.00
B	Edificio bien mantenido y edad > 30 años. Humedad en paredes y edad > 10 años.		X			
C	Edificio mal mantenido y edad > 30 años.					
					Iv	23.00

Tabla 22.

Resumen y justificación para la obtención de la Clase Ki del Dormitorio de Voluntarios y Sala de Uso Múltiple de la A.G.E

Criterio de selección de la Clase Ki			
Ord	Parámetros	Ki	Justificación
1	Organización del Sistema resistente	B	No hay aporte de la mampostería al sistema resistente
2	Calidad del Sistema resistente	A	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
3	Resistencia convencional	A	$\alpha = 6.85$
4	Cimentación y Posición del edificio	B	Perfil de suelo tipo D y $m \leq 10\%$. Fundación a una misma cota. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.
5	Losas	A	Vigas descolgadas ortogonales en ambos sentidos
6	Configuración en planta	B	$\Phi_P = 0.9$. Hay una irregularidad
7	Configuración en elevación	A	$\Phi_E = 1$.
8	Conexión de elementos críticos	C	Vigas descolgadas. $b_v = 20\text{cm} < 0.70b_c = 21\text{cm}$. Distancia del borde de la viga al borde de la columna = 10cm. $e = 5\text{cm} > 0.10b_c = 3\text{cm}$, $s = 10\text{cm}$ y $\lambda_1 = 0.333$
9	Elementos de baja ductilidad	A	No existe "Columna Corta"
10	Elementos no Estructurales	A	Edificio sin cornisa ni antepechos
11	Estado de Conservación	B	Algo de humedad y edad = 21 años

Según la Tabla 1.2. la estructura debe ser evaluada con un método analítico ya que $I_v = 23$; sin embargo dado que su valor es apenas un poco mayor a 20, se le podría considerar como una estructura segura.

1.4.3.2. Determinación del índice de daño.

En la Figura 1.5. se ingresa el Índice de vulnerabilidad encontrado para determinar el índice de daño con las 3 intensidades de sismo según la escala MSK, como se presenta a continuación:

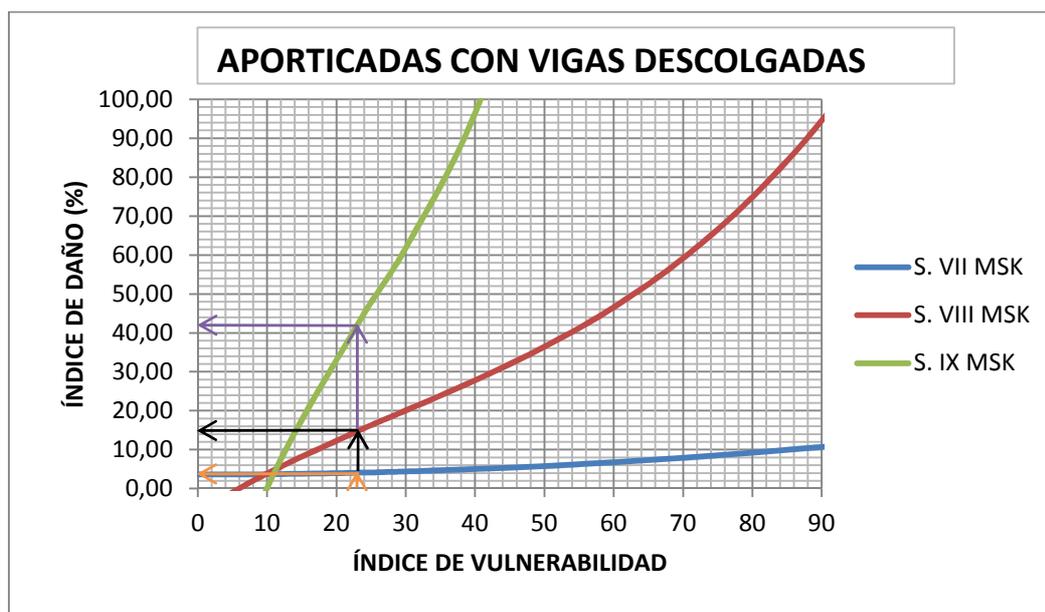


Figura 9. Porcentaje de daño para los grados VII, VIII y IX en la escala MSK del Dormitorio de Voluntarios y Sala de Uso Múltiple de la A.G.E

En edificios aporticados con vigas descolgadas se determinó los coeficientes para los grados de intensidad VII, VIII y IX que son los esperados en este sector.

Como se puede apreciar en la Figura 9, el porcentaje de daño para un grado VII es de 4.07%, para un grado VIII en la misma escala MSK el porcentaje de daño se incrementa a 14.70% y para el grado IX el porcentaje de daño es de 41.98%; lo que significa que para los 2 primeros casos son bajos estos valores y la estructura es segura, pero para el caso 3 ya existe un daño considerable que afectaría seriamente a la construcción.

1.4.4. Edificio comando del C.E.D.E

1.4.4.1. Valor del índice de vulnerabilidad.

A continuación se presentan los valores correspondientes a esta estructura.

Tabla 23.
Resultado del Índice de vulnerabilidad del Edificio Comando del C.E.D.E

Cálculo del Índice de vulnerabilidad						
Ord	Parámetros	Clase Ki			Peso Wi y Ponderación Global	
		A	B	C	Wi	Ponderación
1	Organización del Sistema resistente	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	6	12		
A	Cumple con las recomendaciones del NEC-11. Presencia de muros de corte				1	12.00
B	Sistema vigas columnas sin aporte de la mampostería al sistema resistente					
C	No cumple con las recomendaciones del NEC-11			X		
2	Calidad del Sistema resistente	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	6	12		
A	$f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$	X			0.50	0.00
B	$160 \leq f'c < 210 \text{ kg/cm}^2$					
C	$f'c < 160 \text{ kg/cm}^2$					
3	Resistencia convencional	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	11	22		
A	$\alpha \geq 1.5$	X			1	0.00
B	$0.7 \leq \alpha < 1.5$					
C	$\alpha < 0.7$					
4	Cimentación y Posición del edificio	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	2	4		
A	Perfil de suelo tipo A, B ó C y $m \leq 10\%$. Fundación a una misma cota. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.				0.50	1.00
B	Perfil de suelo tipo B ó C y $30\% \leq m < 10\%$. Perfil de suelo tipo D y $20\% < m < 10\%$. Diferencia máxima entre cotas de fundación $< 1\text{m}$. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.		X			
C	Perfil de suelo tipo E ó F y $m > 20\%$. Diferencia entre las cotas de fundación $\geq 1\text{m}$. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.					
5	Losas	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		
A	Losa sobre vigas descolgadas en las dos direcciones ortogonales. Área pequeña de abertura de gradas o tragaluces	X			1	0.00
B	Losa sobre vigas descolgadas en un solo sentido					
C	Existen fisuras en los nervios de la losa					
6	Configuración en planta	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		
A	$\Phi P = 1$. Largo/ancho ≈ 1				0.50	1.50
B	Existe al menos una irregularidad. Largo/ancho muy distante de 1.		X			
C	Existe más de una irregularidad. (Longitud del volado)/(ancho pórtico+volado) ≥ 0.25					
7	Configuración en elevación	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		
A	$\Phi E = 1$.				1	3.00
B	Existe al menos una irregularidad y no hay "Piso Blando"		X			
C	Existe más de una irregularidad. Ejes de columnas no son completamente verticales. Existe "Piso Bando"					
8	Conexión de elementos críticos	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		

CONTINÚA 

A	Vigas descolgadas en la mitad del ancho de la columna y $b_v \geq 0.75bc$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $< 10cm$. $\lambda_1 = s/b < 0.2$.				0.75	4.50
B	Vigas descolgadas o banda en la mitad del ancho de la columna y $0.70bc \leq b_v < 0.75bc$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $< 10cm$. $0 < e \leq 0.10bc$.					
C	Vigas descolgadas o banda en la mitad del ancho de la columna y $b_v < 0.70bc$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $\geq 10cm$. $e > 0.10bc$. $\lambda_1 = s/b \geq 0.2$.			X		
9	Elementos de baja ductilidad	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		
A	No existe "Columna Corta"	X			1	0.00
B	h "Columna Corta" $\geq 0.25(h$ Total de Columna)					
C	h "Columna Corta" $< 0.25(h$ Total de Columna)					
10	Elementos no Estructurales	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	4	10		
A	Edificio sin cornisa ni antepechos. Cornisa bien conectada, chimeneas pequeñas. Volados pequeños o balcones bien conectados.				0.25	1.00
B	Edificio con elementos no estructurales de pequeña dimensión mal conectados.		X			
C	Edificio con chimeneas u otro elemento en el techo mal conectado. Antepechos u otros elementos de peso significativo, mal contruidos. Volados demasiado grandes ($\Delta/d > 0.25$) o balcones mal conectados.					
11	Estado de Conservación	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	10	20		
A	Edificio bien mantenido y edad < 10 años				1	10.00
B	Edificio bien mantenido y edad > 30 años. Humedad en paredes y edad > 10 años.		X			
C	Edificio mal mantenido y edad > 30 años.					
					Iv	33.00

Tabla 24.
Resumen y justificación para la obtención de la Clase Ki del Edificio Comando del C.E.D.E

Criterio de selección de la Clase Ki			
Ord	Parámetros	Ki	Justificación
1	Organización del Sistema resistente	C	Elementos estructurales subdimensionados
2	Calidad del Sistema resistente	A	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
3	Resistencia convencional	A	$\alpha = 1.98$
4	Cimentación y Posición del edificio	B	Perfil de suelo tipo D y $m \leq 10\%$. Diferencia máxima entre cotas de fundación= 50cm. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.
5	Losas	A	Vigas descolgadas ortogonales en ambos sentidos
6	Configuración en planta	B	$\Phi_P = 0.9$. Hay una irregularidad
7	Configuración en elevación	B	$\Phi_E = 0.9$. Hay una irregularidad
8	Conexión de elementos críticos	C	Vigas descolgadas. $b_v = 40\text{cm} < 0.70 b_c = 42\text{cm}$. Distancia del borde de la viga al borde de la columna=10cm.
9	Elementos de baja ductilidad	A	No existe "Columna Corta"
10	Elementos no Estructurales	B	Antepecho de peso considerable
11	Estado de Conservación	B	Edad= 17 años

El Índice de vulnerabilidad de 33 sugiere que la estructura debe ser evaluada con un método analítico de acuerdo a la Tabla 2. Este valor es intermedio entre los topes de 20 y 50; por tanto, se puede tomar el dato para señalar que la estructura es vulnerable.

1.4.4.2. Determinación del índice de daño.

Se ingresa el Índice de vulnerabilidad encontrado en la Figura 5 para determinar el índice de daño con las 3 intensidades de sismo según la escala MSK, como se presenta a continuación:

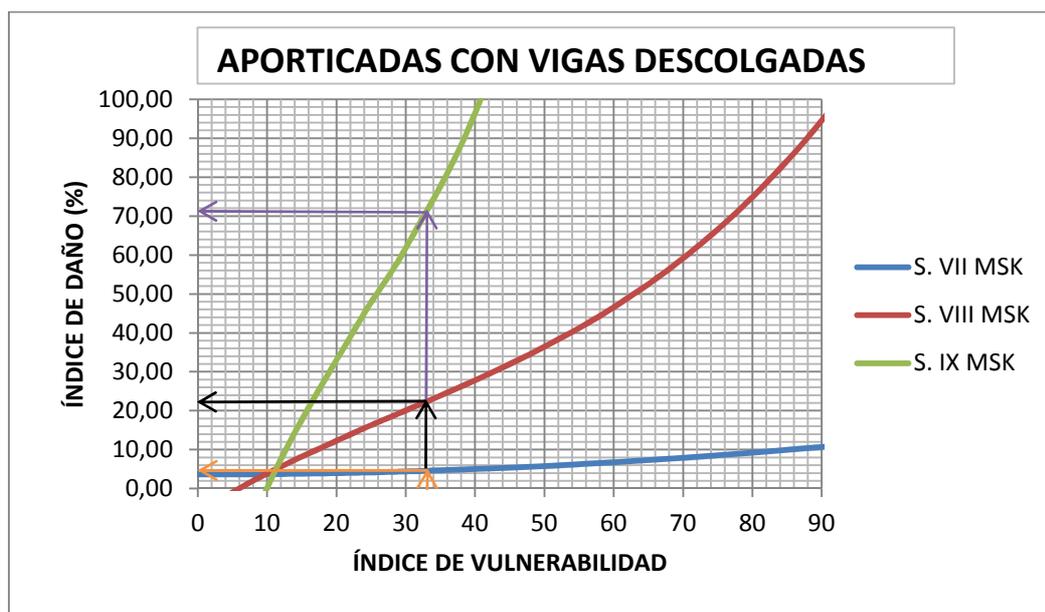


Figura 10. Porcentaje de daño para los grados VII, VIII y IX en la escala MSK del edificio Comando del C.E.D.E

En edificios aporticados con vigas descolgadas se determinó los coeficientes para los grados de intensidad VII, VIII y IX que son los esperados en este sector.

En la Figura 10 se puede determinar que el porcentaje de daño para un grado VII es de 4.56%, para un grado VIII el porcentaje de daño es de 22.35% y para el grado IX el porcentaje de daño se incrementa a 70.98%; esto quiere decir que para el primer caso prácticamente no hay daño, en el segundo caso ya existe un daño moderado y en el último caso el daño ya es muy significativo y prácticamente la estructura ya no serviría.

1.4.5. Hostería Del Fuerte Militar “San Jorge”

1.4.5.1. Valor del índice de vulnerabilidad.

Los valores del Índice de vulnerabilidad y el resumen de los 11 parámetros del Método Italiano se presentan en las Tablas 25 y 26.

Tabla 25.
Resultado del Índice de vulnerabilidad de la Hostería del Fuerte Militar “San Jorge”

Cálculo del Índice de vulnerabilidad						
Ord	Parámetros	Clase Ki			Peso Wi y Ponderación Global	
		A	B	C	Wi	Ponderación
1	Organización del Sistema resistente	0	6	12		
A	Cumple con las recomendaciones del NEC-11. Presencia de muros de corte				1	6.00
B	Sistema vigas columnas sin aporte de la mampostería al sistema resistente		X			
C	No cumple con las recomendaciones del NEC-11					
2	Calidad del Sistema resistente	0	6	12		
A	$f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$	X			0.50	0.00
B	$160 \leq f'c < 210 \text{ kg/cm}^2$					
C	$f'c < 160 \text{ kg/cm}^2$					
3	Resistencia convencional	0	11	22		
A	$\alpha \geq 1.5$	X			1	0.00
B	$0.7 \leq \alpha < 1.5$					
C	$\alpha < 0.7$					
4	Cimentación y Posición del edificio	0	2	4		
A	Perfil de suelo tipo A, B ó C y $m \leq 10\%$. Fundación a una misma cota. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.				0.50	1.00
B	Perfil de suelo tipo B ó C y $30\% \leq m < 10\%$. Perfil de suelo tipo D y $20\% < m < 10\%$. Diferencia máxima entre cotas de fundación $< 1\text{m}$. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.		X			
C	Perfil de suelo tipo E ó F y $m > 20\%$. Diferencia entre las cotas de fundación $\geq 1\text{m}$. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.					
5	Losas	0	3	6		
A	Losa sobre vigas descolgadas en las dos direcciones ortogonales. Área pequeña de abertura de gradas o tragaluces				1	3.00
B	Losa sobre vigas descolgadas en un solo sentido		X			
C	Existen fisuras en los nervios de la losa					
6	Configuración en planta	0	3	6		
A	$\Phi P = 1$. Largo/ancho ≈ 1				0.50	1.50
B	Existe al menos una irregularidad. Largo/ancho muy distante de 1.		X			
C	Existe más de una irregularidad. $(\text{Longitud del volado})/(\text{ancho p\acute{o}rtico} + \text{volado}) \geq 0.25$					
7	Configuración en elevación	0	3	6		
A	$\Phi E = 1$.	X			1	0.00
B	Existe al menos una irregularidad y no hay "Piso Blando"					
C	Existe más de una irregularidad. Ejes de columnas no son completamente verticales. Existe "Piso Bando"					
8	Conexión de elementos críticos	0	3	6		

CONTINÚA



A	Vigas descolgadas en la mitad del ancho de la columna y $bv \geq 0.75bc$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $< 10cm$. $\lambda_1 = s/b < 0.2$.				0.75	2.25
B	Vigas descolgadas o banda en la mitad del ancho de la columna y $0.70bc \leq bv < 0.75bc$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $< 10cm$. $0 < e \leq 0.10bc$.		X			
C	Vigas descolgadas o banda en la mitad del ancho de la columna y $bv < 0.70bc$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $\geq 10cm$. $e > 0.10bc$. $\lambda_1 = s/b \geq 0.2$.					
9	Elementos de baja ductilidad	A 0	B 3	C 6	Wi	Ponderación
A	No existe "Columna Corta"	X			1	0.00
B	h "Columna Corta" $\geq 0.25(h$ Total de Columna)					
C	h "Columna Corta" $< 0.25(h$ Total de Columna)					
10	Elementos no Estructurales	A 0	B 4	C 10	Wi	Ponderación
A	Edificio sin cornisa ni antepechos. Cornisa bien conectada, chimeneas pequeñas. Volados pequeños o balcones bien conectados.				0.25	1.00
B	Edificio con elementos no estructurales de pequeña dimensión mal conectados.		X			
C	Edificio con chimeneas u otro elemento en el techo mal conectado. Antepechos u otros elementos de peso significativo, mal contruidos. Volados demasiado grandes ($\Delta/d > 0.25$) o balcones mal conectados.					
11	Estado de Conservación	A 0	B 10	C 20	Wi	Ponderación
A	Edificio bien mantenido y edad < 10 años	X			1	0.00
B	Edificio bien mantenido y edad > 30 años. Humedad en paredes y edad > 10 años.					
C	Edificio mal mantenido y edad > 30 años.					
					Iv	14.75

Tabla 26.
Resumen y justificación para la obtención de la Clase Ki de la Hostería del Fuerte Militar “San Jorge”

Criterio de selección de la Clase Ki			
Ord	Parámetros	Ki	Justificación
1	Organización del Sistema resistente	B	No hay aporte de la mampostería al sistema resistente
2	Calidad del Sistema resistente	A	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
3	Resistencia convencional	A	$\alpha = 1.89$
4	Cimentación y Posición del edificio	B	Perfil de suelo tipo D y $20\% < m < 10\%$. Existe un terraplenes próximo que puede afectar la estructura.
5	Losas	B	Vigas descolgadas y banda en ambos sentidos
6	Configuración en planta	B	$\Phi_P = 0.9$. Hay una irregularidad
7	Configuración en elevación	A	$\Phi_E = 1$.
8	Conexión de elementos críticos	B	Las vigas son descolgadas y banda. Distancia del borde de la viga al borde de la columna= 5cm. $e=2.5\text{cm} \leq 0.10bc= 3\text{cm}$
9	Elementos de baja ductilidad	A	No existe "Columna Corta"
10	Elementos no Estructurales	B	Antepecho de peso considerable
11	Estado de Conservación	A	Edificio bien mantenido y edad= 9 años

Según la Tabla 2 la estructura es muy segura ya que el Índice de vulnerabilidad de 14.75 es menor que 20.

1.4.5.2. Determinación del índice de daño.

Ya que en esta estructura se tiene una combinación de vigas descolgadas y vigas banda se va a ingresar el valor del Índice de vulnerabilidad en las Figura 5 y 6 para determinar el daño correspondiente a los 3 tipos de intensidad de sismo según la escala MSK para cada caso.

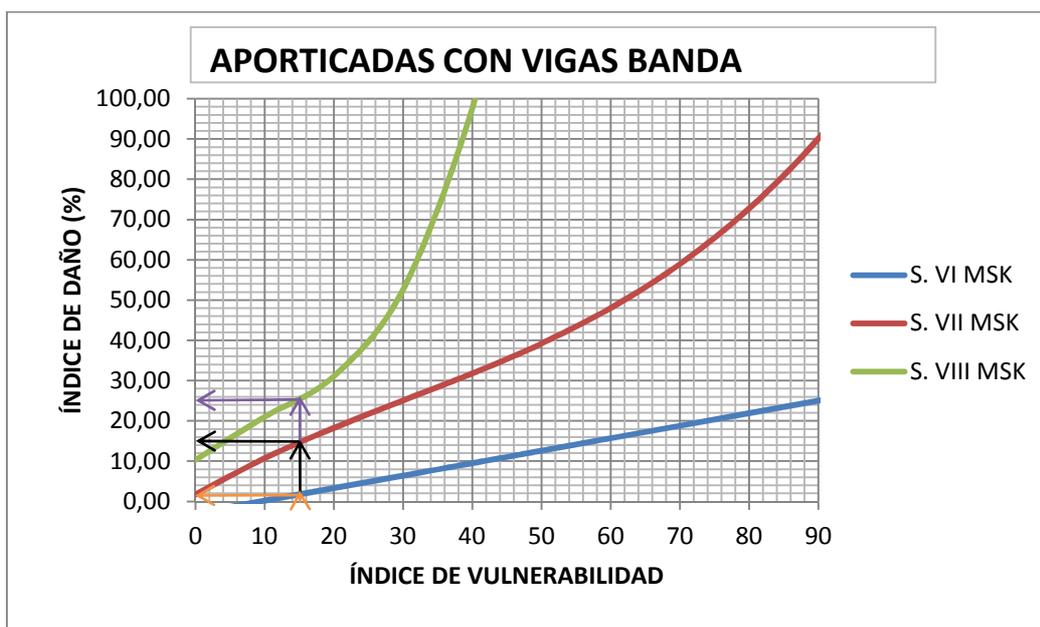


Figura 11. . Porcentaje de daño para los grados VI, VII y VIII en la escala MSK de la Hostería del Fuerte Militar “San Jorge”

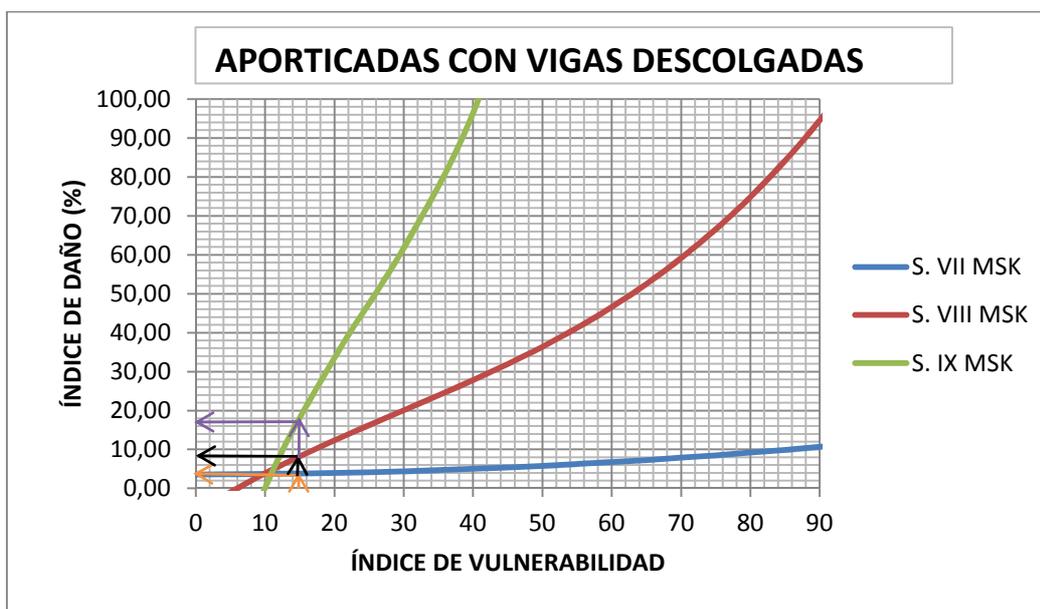


Figura 12. Porcentaje de daño para los grados VII, VIII y IX en la escala MSK de la Hostería del Fuerte Militar “San Jorge”

Para el caso de vigas banda las curvas de vulnerabilidad se consideran con un grado menos que para edificios con vigas descolgadas ya que el daño es mayor; sin embargo, esto permite realizar una evaluación más o

menos similar para el presente caso en el que existe combinación de estos dos elementos estructurales.

Si se considera que el Índice de vulnerabilidad es bajo, lo que se espera es un porcentaje de daño de la misma naturaleza y como se puede apreciar en las Figuras 11 y 12, para la menor intensidad el porcentaje de daño es insignificante tanto para vigas banda como descolgadas. Para la intensidad intermedia los valores son todavía bajos, por lo que el daño estructural es pequeño y para las mayores intensidades tanto para vigas descolgadas como banda ya se aprecia un daño moderado.

1.4.6. Aulas del C.E.D.E

1.4.6.1. Valor del índice de vulnerabilidad.

Los valores del Índice de vulnerabilidad y el resumen de los 11 parámetros del Método Italiano se presentan en las Tablas 27 y 28.

Tabla 27.

Resultado del Índice de vulnerabilidad de las Aulas del C.E.D.E

Cálculo del Índice de vulnerabilidad						
Ord	Parámetros	Clase Ki			Peso W _i y Ponderación Global	
		A	B	C	W _i	Ponderación
1	Organización del Sistema resistente	A	B	C	1	6.00
		0	6	12		
A	Cumple con las recomendaciones del NEC-11. Presencia de muros de corte					
B	Sistema vigas columnas sin aporte de la mampostería al sistema resistente		X			
C	No cumple con las recomendaciones del NEC-11					
2	Calidad del Sistema resistente	A	B	C	0.50	0.00
		0	6	12		
A	$f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$	X				
B	$160 \leq f'c < 210 \text{ kg/cm}^2$					
C	$f'c < 160 \text{ kg/cm}^2$					
3	Resistencia convencional	A	B	C	1	0.00
		0	11	22		
A	$\alpha \geq 1.5$	X				
B	$0.7 \leq \alpha < 1.5$					
C	$\alpha < 0.7$					
4	Cimentación y Posición del edificio	A	B	C	0.50	1.00
		0	2	4		
A	Perfil de suelo tipo A, B ó C y $m \leq 10\%$. Fundación a una misma cota. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.					
B	Perfil de suelo tipo B ó C y $30\% \leq m < 10\%$. Perfil de suelo tipo D y $20\% < m < 10\%$. Diferencia máxima entre cotas de fundación $< 1\text{m}$. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.		X			
C	Perfil de suelo tipo E ó F y $m > 20\%$. Diferencia entre las cotas de fundación $\geq 1\text{m}$. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.					

CONTINÚA 

5	Losas	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		
A	Losas sobre vigas descolgadas en las dos direcciones ortogonales. Área pequeña de abertura de gradas o tragaluces	X			1	0.00
B	Losas sobre vigas descolgadas en un solo sentido					
C	Existen fisuras en los nervios de la losa					
6	Configuración en planta	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		
A	$\Phi P = 1$. Largo/ancho ≈ 1				0.50	1.50
B	Existe al menos una irregularidad. Largo/ancho muy distante de 1.		X			
C	Existe más de una irregularidad. (Longitud del volado)/(ancho pórtico+volado) ≥ 0.25					
7	Configuración en elevación	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		
A	$\Phi E = 1$.	X			1	0.00
B	Existe al menos una irregularidad y no hay "Piso Blando"					
C	Existe más de una irregularidad. Ejes de columnas no son completamente verticales. Existe "Piso Bando"					
8	Conexión de elementos críticos	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		
A	Vigas descolgadas en la mitad del ancho de la columna y $b_v \geq 0.75bc$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $< 10cm$. $\lambda_1 = s/b < 0.2$.	X			0.75	0.00
B	Vigas descolgadas o banda en la mitad del ancho de la columna y $0.70bc \leq b_v < 0.75bc$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $< 10cm$. $0 < e \leq 0.10bc$.					
C	Vigas descolgadas o banda en la mitad del ancho de la columna y $b_v < 0.70bc$, además la distancia del borde de la viga al borde de la columna $\geq 10cm$. $e > 0.10bc$. $\lambda_1 = s/b \geq 0.2$.					
9	Elementos de baja ductilidad	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	3	6		
A	No existe "Columna Corta"	X			1	0.00
B	h "Columna Corta" $\geq 0.25(h$ Total de Columna)					
C	h "Columna Corta" $< 0.25(h$ Total de Columna)					
10	Elementos no Estructurales	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	4	10		
A	Edificio sin cornisa ni antepechos. Cornisa bien conectada, chimeneas pequeñas. Volados pequeños o balcones bien conectados.				0.25	1.00
B	Edificio con elementos no estructurales de pequeña dimensión mal conectados.		X			
C	Edificio con chimeneas u otro elemento en el techo mal conectado. Antepechos u otros elementos de peso significativo, mal construidos. Volados demasiado grandes ($\Delta/d > 0.25$) o balcones mal conectados.					
11	Estado de Conservación	A	B	C	Wi	Ponderación
		0	10	20		
A	Edificio bien mantenido y edad < 10 años				1	10.00
B	Edificio bien mantenido y edad > 30 años. Humedad en paredes y edad > 10 años.		X			
C	Edificio mal mantenido y edad > 30 años.					
					Iv	19.50

Tabla 28.

Resumen y justificación para la obtención de la Clase Ki de las Aulas del C.E.D.E

Criterio de selección de la Clase Ki			
Ord	Parámetros	Ki	Justificación
1	Organización del Sistema resistente	B	No hay aporte de la mampostería al sistema resistente
2	Calidad del Sistema resistente	A	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
3	Resistencia convencional	A	$\alpha = 1.65$
4	Cimentación y Posición del edificio	B	Perfil de suelo tipo D y $20\% < m \leq 10\%$. No hay terraplenes próximos que afecten la estructura.
5	Losas	A	Vigas descolgadas ortogonales en ambos sentidos
6	Configuración en planta	B	$\Phi_P = 1$. Pero Largo/ancho = $2.19 \neq 1$
7	Configuración en elevación	A	$\Phi_E = 1$.
8	Conexión de elementos críticos	A	Vigas descolgadas y $b_v = 20 \text{ cm} \geq 0.75 b_c = 15 \text{ cm}$. Distancia del borde de la viga al borde de la columna = 0, $s = 0$ y $\lambda_1 = 0$
9	Elementos de baja ductilidad	A	No existe "Columna Corta"
10	Elementos no Estructurales	B	Edificio con antepecho de peso significativo.
11	Estado de Conservación	B	Ligera humedad y edad = 14 años

Según la Tabla 2 esta estructura es muy segura ya que su Índice de vulnerabilidad es de 19.5.

1.4.6.2. Determinación del índice de daño.

En la Figura 5 se ingresa el Índice de vulnerabilidad encontrado para determinar el índice de daño con las 3 intensidades de sismo según la escala MSK, como se presenta a continuación:

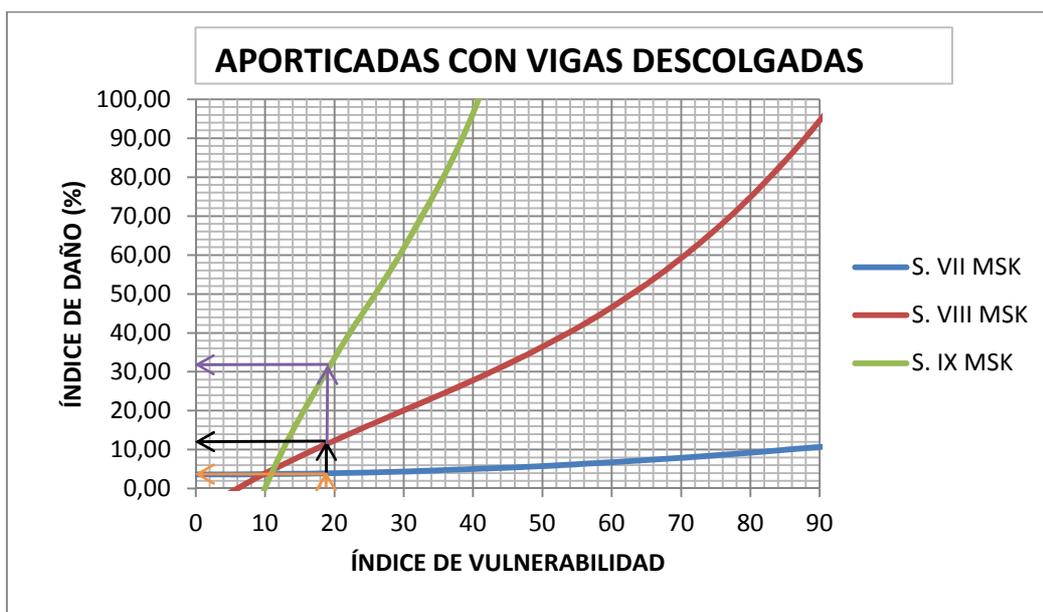


Figura 13. Porcentaje de daño para los grados VII, VIII y IX en la escala MSK de las Aulas del C.E.D.E

La Figura 13 muestra el porcentaje de daño para 3 grados de intensidad de sismo en la escala MSK y los resultados son: grado VII con 3.94%, grado VIII con 11.94% y grado IX con 32.03%. Los primeros dos casos indican que la afectación estructural ante un sismo de esa intensidad es baja y para un sismo de grado IX (destrutivo) ya se evidencia un daño considerable de casi la tercera parte del edificio.

Como se indicó al inicio este es un método cualitativo que finalmente llega a valores cuantitativos que sirve únicamente de referencia para determinar la vulnerabilidad de diferentes estructuras y de esta manera se puedan tomar los correctivos del caso; sin embargo, solamente un análisis detallado permitirá establecer la realidad.

2. Método FEMA-356

Este es un método creado por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) de los Estados Unidos. En forma específica se va a analizar el capítulo correspondiente al Método del Coeficiente de desplazamiento del FEMA-356 del año 2000, utilizado para la evaluación del desempeño de una estructura que ya fue construida y cuyo objetivo es

predecir en forma rápida y confiable cual es el desplazamiento lateral máximo que se espera en una estructura ante determinada acción sísmica, el mismo que se obtiene con la siguiente expresión:

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

C_0, C_1, C_2, C_3 : Coeficientes de ajuste

S_a : aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

$T_e = T$: Período fundamental efectivo

g : Aceleración de la gravedad

2.1. Coeficiente de ajuste C_0

“Es un factor que relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento lateral del edificio... Es un coeficiente de paso del sistema de un grado de libertad al de múltiples grados de libertad del edificio...” En la Tabla 29 se identifican los valores de C_0 . (Aguar Roberto)

Tabla 29.
Valores recomendados del coeficiente C_0 .

Número de pisos	Valor de C_0		
	Edificio con muros de corte		Otros edificios
	Carga triangular	Carga uniforme	Cualquier tipo de carga
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

(Agency, Federal Emergency Management)

2.2. Coeficiente de ajuste C_1

“Es un factor que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal,

en un sistema de un grado de libertad". C_1 se determina mediante: (Aguilar Roberto)

$$\begin{aligned}
 C_1 &= 1 && \text{para } T_e \geq T_c \\
 C_1 &= 1.5 && \text{para } T_e < 0.1 \\
 C_1 &= \frac{1+(R-1)\frac{T_c}{T_e}}{R} && \text{para } T_e < T_c
 \end{aligned}$$

Donde:

T_e : Período fundamental efectivo

T_c : Período característico del espectro de respuesta que define el punto de cambio del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante

R : Relación de la fuerza elástica

De una forma rápida se puede hallar el valor de C_1 interpolando cuando T_e esté comprendido entre 0.1 y T_c ; es decir, sin usar la ecuación para el caso que $T_e < T_c$. Para ello se debe aplicar la expresión:

$$C_1 = 1.5 - 0.5\left(\frac{T_e - 0.1}{T_c - 0.1}\right)$$

2.2.1. Período fundamental efectivo T_e

Se calcula con la siguiente expresión:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde:

T_i : Período de vibración inicial de la estructura en el rango elástico

K_i : Rigidez inicial de la estructura, obtenida de la curva de capacidad sísmica resistente.

K_e : Rigidez secante a la curva de capacidad que pasa por el punto cuya ordenada es igual a 0.6 del cortante de fluencia V_y .

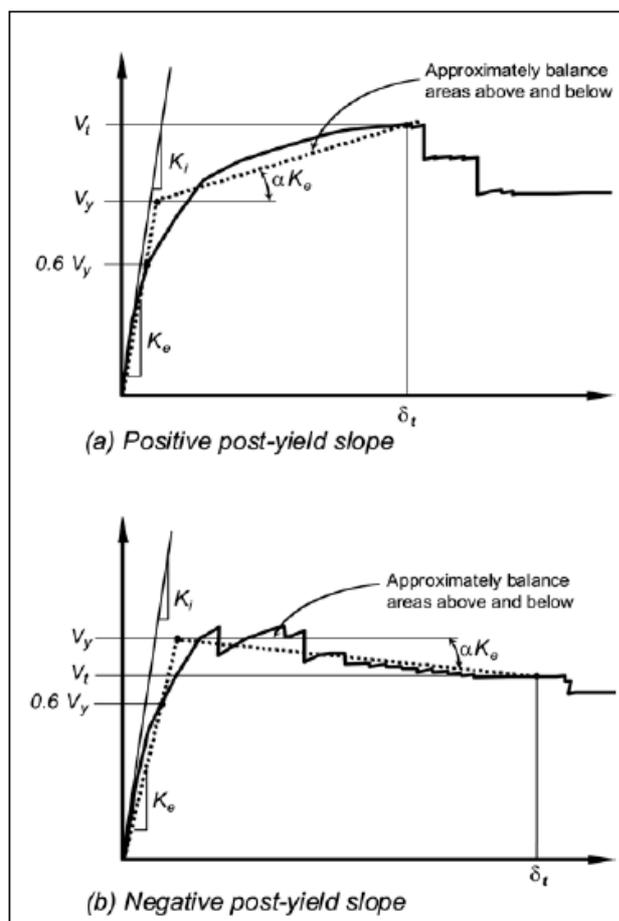


Figura 14. Curva de capacidad sísmica resistente.
(Agency)

Como se puede apreciar la aplicación de la ecuación del Período fundamental efectivo T_e implica que se tenga la curva de capacidad sísmica resistente y para ello se necesita la geometría de la estructura, así como la cantidad de armadura de cada elemento estructural. Como se trata de un método para la evaluación rápida de la vulnerabilidad estructural, se puede calcular en forma aproximada el valor de T_e a partir de las siguientes ecuaciones:

2.2.1.1. Goel y Chopra (1997)

Fue obtenida a partir de registros sísmicos con aceleraciones mayores a 0.15g en edificios de hormigón armado sin muros de corte.

$$T_e = 0.0466H^{0.90}$$

Donde:

H: Altura total del edificio en metros

2.2.1.2. UBC-97

$$T_e = 0.0731H^{3/4}$$

Donde:

H: Altura total del edificio en metros

2.2.1.3. México

Fue obtenida en edificios de hormigón armado sin muros de corte.

$$T_e = 0.11N$$

Donde:

N: Número de pisos del edificio

2.2.1.4. NEC-11

T_e corresponde al período de la estructura que se calcula con la ecuación:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

2.2.2. Período T_c

La forma de cálculo de este período ya fue definida anteriormente y su ubicación se la puede apreciar en la Figura 1. Su fórmula es:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

2.2.3. Relación de la fuerza elástica R

Se determina mediante la siguiente ecuación:

$$R = \frac{S_a W}{V_y} C_m$$

Donde:

S_a : Aceleración espectral elástica

W: Peso total de la estructura

C_m : Masa modal efectiva

V_y : Cortante a nivel de fluencia de la estructura

2.2.3.1. Aceleración espectral elástica S_a

La forma de cálculo de este parámetro ya fue explicado anteriormente cuando se determinó el espectro elástico de diseño en aceleraciones S_a que es parte de la fórmula de cálculo del Cortante basal debido a Sismo V. El espectro de respuesta elástico de aceleraciones se proporciona en la Figura 1.

2.2.3.2. Masa modal efectiva C_m

Se la obtiene a partir de la Tabla 30.

Tabla 30.
Valores de la masa modal efectiva

Número de pisos	Momento en elementos de Concreto	Muro de hormigón	Concreto	Momento en elementos de Acero	Elementos arriostrados concéntricos de acero	Elementos arriostrados excéntricos de acero	Otros
1 y 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 o más	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

(Agency, Federal Emergency Management)

2.2.3.3. Cortante a nivel de fluencia de la estructura V_y

Se la obtiene a partir de la curva de capacidad sísmica resistente, por lo que para su evaluación se necesita conocer la geometría y el diseño estructural del edificio, detalles que se pueden obtener de los planos arquitectónicos y estructurales.

Nota: C_1 no puede ser mayor que 1.5 ni menor que 1.

2.3. Coeficiente de ajuste C_2

“Es un factor que considera los efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos, en la respuesta del desplazamiento máximo”. (Roberto, Aguiar)

Para determinar su valor se toma en cuenta el nivel de desempeño que se espera del edificio como se puede observar en la Tabla 31.

Tabla 31.
Valores del Coeficiente de ajuste C2.

Nivel de desempeño	T ≤ 0.1 (seg)		T ≥ Tc (seg)	
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
Inmediatamente ocupacional	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención de colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

(Agency, Federal Emergency Management)

Nota: Como alternativa, el uso de $C_2=1$ es permitido para procedimientos no lineales.

2.4. Coeficiente de ajuste C3

“Representa el incremento de desplazamiento, debido al efecto P-Δ. Para estructuras con rigidez post fluencia positiva el valor de $C_3=1$. Caso contrario se evalúa con:” (Aguiar Roberto)

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

Donde:

α : Definida por la relación entre la rigidez post fluencia con relación a la rigidez elástica del modelo bilineal de la curva de capacidad sísmica resistente.

Como se puede dar cuenta el valor de α se obtiene a partir de la curva de capacidad sísmica resistente. En la Figura 14. se verifica su posición para los dos tipos de modelos.

El resto de parámetros necesarios para el cálculo del desplazamiento lateral máximo, como: Aceleración espectral elástica S_a , período

fundamental efectivo T_e y aceleración de la gravedad g ya fueron explicados anteriormente, por lo que no es necesario que se repita.

2.5. Resultados

2.5.1. Vivienda fiscal para oficiales casados (Bloque Montúfar)

Básicamente el cálculo se reduce a determinar el desplazamiento lateral máximo de la estructura y posteriormente la deriva inelástica global para compararla con la máxima y determinar si el edificio presenta o no vulnerabilidad.

2.5.1.1. Coeficiente de Ajuste C_0

Como se trata de una estructura de 5 plantas, de la Tabla 29 se tiene que:

$$C_0 = 1.4$$

2.5.1.2. Coeficiente de Ajuste C_1

Los valores de T_e y T_c ya fueron determinados en páginas anteriores, por lo que se sabe que C_1 cae dentro del cálculo con la fórmula:

$$C_1 = \frac{1+(R-1)\frac{T_c}{T_e}}{R} \quad \text{para } T_e < T_c$$

Se tienen varios valores ya calculados de parámetros que intervienen en las fórmulas de determinación del coeficiente C_1 cuando se realizó el análisis del Método italiano. Los datos pendientes son la Relación de la fuerza elástica R en cuya fórmula interviene el Cortante a nivel de fluencia V_y , pero como ya se señaló anteriormente se requiere para ello la curva de capacidad sismo resistente y consecuentemente la configuración de los elementos estructurales, demorando y dificultando el cálculo.

Para facilitar el cálculo se interpolará y de esta manera aplicando la fórmula se tiene:

$$C_1 = 1.5 - 0.5\left(\frac{0.60 - 0.1}{0.70 - 0.1}\right)$$

$$C_1 = 1.08$$

2.5.1.3. Coeficiente de Ajuste C2

Se aplica directamente la Tabla 1.31. y se tiene que:

$$C_2 = 1$$

2.5.1.4. Coeficiente de Ajuste C3

Para aplicar la ecuación correspondiente del C_3 se requiere de la Curva de capacidad sismo resistente para la determinación de algunos parámetros de la fórmula, por lo que se supondría realizar un análisis PUSHOVER, que por el tiempo que demanda no es aconsejable para una evaluación rápida que es lo que se necesita en este caso.

La Curva de capacidad sismo resistente se forma por cambios paulatinos en su pendiente que a la vez representan una disminución en la rigidez estructura y esto sucede por el hecho de la aplicación progresiva de cargas monotónicas (análisis PUSHOVER). La pendiente va a ser positiva durante un tiempo, inclusive después de sobrepasar el punto de fluencia y solamente cuando la carga es demasiado grande se produce una pendiente negativa, que va a significar ya el colapso del edificio. Considerando esta explicación y prescindiendo de la fórmula antes mencionada simplemente consideramos la nota en la que se señala que cuando la rigidez post-fluencia de una estructura es positiva, se toma directamente el valor de $C_3=1$, entonces:

$$C_3 = 1$$

2.5.1.5. Desplazamiento Lateral máximo o en el Tope D_t

Aplicando la fórmula correspondiente, se tiene:

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$D_t = 1.4 * 1.08 * 1 * 1 * 1.19 \frac{0.60^2}{4\pi^2} * 9800$$

$$D_t = 161.52mm$$

Con este Desplazamiento en el tope obtenido se puede determinar la deriva elástica global con la fórmula:

$$\Delta e. G. = \frac{D_t}{h}$$

Donde:

D_t : Desplazamiento en el tope del edificio

h : Altura total del edificio

La altura total del edificio incluido 0.95m del antepecho es de 14.25m.

$$\Delta_{e.G.} = \frac{161.52mm}{14250mm}$$

$$\Delta_{e.G.} = \mathbf{0.01133}$$

La NEC-11 establece que la deriva inelástica se la calcula con la fórmula:

$$\Delta_{ine.G.} = 0.75R * \Delta_e.$$

Donde:

R : Factor de reducción de resistencia sísmica

Δ_e : Deriva de piso elástica

Por tanto se tiene que:

$$\Delta_{ine.G.} = 0.75 * 5 * 0.01133$$

$$\Delta_{ine.G.} = \mathbf{0.04225}$$

La deriva de piso inelástica global máxima no puede ser mayor a 0.025.

De acuerdo a una tabla presentada por el Comité VISIÓN 2000 que relaciona la deriva de piso inelástica y el nivel de daño estructural, se pudo obtener una referencia para una tabla que permita evaluar en forma preliminar el nivel de daño ante sismo considerando el valor de la deriva inelástica global máxima de la estructura y se describe en la Tabla 32.

Tabla 32.

Relación entre deriva global y daño estructural. Comité VISIÓN 2000

Deriva de piso Δ	Nivel de daño estructural
$\Delta < 0.0025$	No hay daño
$0.0025 < \Delta < 0.006$	Daño leve
$0.006 < \Delta < 0.019$	Daño moderado
$0.019 < \Delta < 0.031$	Daño extensivo
$\Delta > 0.031$	Daño completo

(Aguilar Roberto)

El Método FEMA 356 intenta determinar también una vulnerabilidad estructural a partir del desplazamiento máximo en el tope. La deriva

inelástica global máxima resultante fue de 0.04225 que si es asociada con la Tabla 32 indica un daño completo estructural.

2.5.2. Gimnasio y área deportiva del C.R.O.E

La explicación de lo que se va a realizar ya se indicó con el Bloque “Montúfar”, por lo que se procede directamente al cálculo.

2.5.2.1. Coeficiente de Ajuste C0

Como se trata de una estructura de 2 plantas, de la Tabla 29 se tiene que:

$$C_0 = 1.2$$

2.5.2.2. Coeficiente de Ajuste C1

Se utiliza la interpolación como en el caso anterior, dado la dificultad y el tiempo que demanda obtener la Curva de capacidad sismo resistente, entonces aplicando la fórmula, se tiene:

$$C_1 = 1.5 - 0.5 \left(\frac{0.37 - 0.1}{0.70 - 0.1} \right)$$

$$C_1 = 1.27$$

2.5.2.3. Coeficiente de Ajuste C2

Se aplica directamente la Tabla 1.31. y se tiene que:

$$C_2 = 1$$

2.5.2.4. Coeficiente de Ajuste C3

Como ya se explicó en el caso anterior se requiere la curva de Capacidad sismo resistente para obtener los valores y aplicar la ecuación del C₃, entonces se procede de forma similar que en el Bloque “Montúfar” y por consiguiente:

$$C_3 = 1$$

2.5.2.5. Desplazamiento Lateral máximo o en el Tope D_t

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$D_t = 1.2 * 1.27 * 1 * 1 * 1.19 \frac{0.37^2}{4\pi^2} * 9800$$

$$D_t = 62.87mm$$

Con este Desplazamiento en el tope obtenido se puede determinar la deriva elástica global con la fórmula:

$$\Delta_{e.G.} = \frac{D_t}{h}$$

La altura total del edificio es 8.40m.

$$\Delta_{e.G.} = \frac{62.87mm}{8400mm}$$

$$\Delta_{e.G.} = \mathbf{0.00748}$$

La deriva inelástica se la calcula con la fórmula:

$$\Delta_{ine.G.} = 0.75R * \Delta_e$$

Por tanto se tiene que:

$$\Delta_{ine.G.} = 0.75 * 8 * 0.00748$$

$$\Delta_{ine.G.} = \mathbf{0.04491}$$

El valor de la deriva inelástica global máxima obtenido indica un daño completo estructural de acuerdo con la Tabla 1.32.

2.5.3. Dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E

2.5.3.1. Coeficiente de Ajuste C0

Esta estructura es de un solo piso y con ello de la Tabla 29 se tiene:

$$C_0 = 1$$

2.5.3.2. Coeficiente de Ajuste C1

Interpolando se tiene:

$$C_1 = 1.5 - 0.5 \left(\frac{0.29 - 0.1}{0.70 - 0.1} \right)$$

$$C_1 = \mathbf{1.34}$$

2.5.3.3. Coeficiente de Ajuste C2

Se aplica directamente la Tabla 31 y se tiene que:

$$C_2 = 1$$

2.5.3.4. Coeficiente de Ajuste C3

Se considera directamente:

$$C_3 = 1$$

2.5.3.5. Desplazamiento Lateral máximo o en el Tope D_t

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$D_t = 1 * 1.34 * 1 * 1 * 1.19 \frac{0.29^2}{4\pi^2} * 9800$$

$$D_t = 32.71mm$$

La deriva elástica global es:

$$\Delta_{e.g.} = \frac{D_t}{h}$$

$$\Delta_{e.g.} = \frac{32.71mm}{6270mm}$$

$$\Delta_{e.g.} = \mathbf{0.00522}$$

La deriva inelástica es:

$$\Delta_{ine.g.} = 0.75R * \Delta_e$$

$$\Delta_{ine.g.} = 0.75 * 8 * 0.00522$$

$$\Delta_{ine.g.} = \mathbf{0.03130}$$

El valor de la deriva inelástica global máxima obtenido indica un daño completo estructural de acuerdo con la Tabla 32 ya que paso aunque ligeramente el valor límite de 0.031.

2.5.4. Edificio Comando del C.E.D.E

2.5.4.1. Coeficiente de Ajuste C0

Esta estructura es de dos plantas y con ello de la Tabla 29 se tiene:

$$C_0 = 1.2$$

2.5.4.2. Coeficiente de Ajuste C1

Interpolando se tiene:

$$C_1 = 1.5 - 0.5 \left(\frac{0.33 - 0.1}{0.70 - 0.1} \right)$$

$$C_1 = 1.31$$

2.5.4.3. Coeficiente de Ajuste C2

Se aplica directamente la Tabla 31 y se tiene que:

$$C_2 = 1$$

2.5.4.4. Coeficiente de Ajuste C3

Se considera directamente:

$$C_3 = 1$$

2.5.4.5. Desplazamiento Lateral máximo o en el Tope D_t

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$D_t = 1.2 * 1.31 * 1 * 1 * 1.19 \frac{0.33^2}{4\pi^2} * 9800$$

$$D_t = 51.37mm$$

La deriva elástica global es:

$$\Delta_{e.g.} = \frac{D_t}{h}$$

$$\Delta_{e.g.} = \frac{51.37mm}{7000mm}$$

$$\Delta_{e.g.} = 0.00694$$

La deriva inelástica es:

$$\Delta_{ine.g.} = 0.75R * \Delta_e$$

$$\Delta_{ine.g.} = 0.75 * 8 * 0.00694$$

$$\Delta_{ine.g.} = 0.04165$$

El valor de la deriva inelástica global máxima obtenido indica un daño completo estructural de acuerdo con la Tabla 32.

2.5.5. Hostería Del Fuerte Militar “San Jorge”

2.5.5.1. Coeficiente de Ajuste C0

Esta estructura es de dos plantas y con ello de la Tabla 29 se tiene:

$$C_0 = 1.2$$

2.5.5.2. Coeficiente de Ajuste C1

Interpolando se tiene:

$$C_1 = 1.5 - 0.5 \left(\frac{0.34 - 0.1}{0.70 - 0.1} \right)$$

$$C_1 = 1.30$$

2.5.5.3. Coeficiente de Ajuste C2

Se aplica directamente la Tabla 31 y se tiene que:

$$C_2 = 1$$

2.5.5.4. Coeficiente de Ajuste C3

Se considera directamente:

$$C_3 = 1$$

2.5.5.5. Desplazamiento Lateral máximo o en el Tope D_t

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$D_t = 1.2 * 1.30 * 1 * 1 * 1.19 \frac{0.34^2}{4\pi^2} * 9800$$

$$D_t = 53.62mm$$

La deriva elástica global es:

$$\Delta_{e.g.} = \frac{D_t}{h}$$

$$\Delta_{e.g.} = \frac{53.62mm}{7600mm}$$

$$\Delta_{e.g.} = 0.00706$$

La deriva inelástica es:

$$\Delta_{ine.G.} = 0.75R * \Delta_e$$

$$\Delta_{ine.G.} = 0.75 * 8 * 0.00706$$

$$\Delta_{ine.G.} = \mathbf{0.04233}$$

El valor de la deriva inelástica global máxima obtenido indica un daño completo estructural de acuerdo con la Tabla 32.

2.5.6. Aulas del C.E.D.E

2.5.6.1. Coeficiente de Ajuste C0

Esta estructura es de una sola planta y con ello de la Tabla 29 se tiene:

$$C_0 = 1$$

2.5.6.2. Coeficiente de Ajuste C1

Interpolando se tiene:

$$C_1 = 1.5 - 0.5 \left(\frac{0.19 - 0.1}{0.70 - 0.1} \right)$$

$$C_1 = \mathbf{1.42}$$

2.5.6.3. Coeficiente de Ajuste C2

Se aplica directamente la Tabla 31. y se tiene que:

$$C_2 = 1$$

2.5.6.4. Coeficiente de Ajuste C3

Se considera directamente:

$$C_3 = 1$$

2.5.6.5. Desplazamiento Lateral máximo o en el Tope Dt

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$D_t = 1 * 1.42 * 1 * 1 * 1.19 \frac{0.19^2}{4\pi^2} * 9800$$

$$D_t = \mathbf{15.43mm}$$

La deriva elástica global es:

$$\Delta_{e.G.} = \frac{D_t}{h}$$

$$\Delta_{e.G.} = \frac{15.43mm}{4000mm}$$

$$\Delta_{e.G.} = \mathbf{0.00386}$$

La deriva inelástica es:

$$\Delta_{ine.G.} = 0.75R * \Delta_e$$

$$\Delta_{ine.G.} = 0.75 * 8 * 0.00386$$

$$\Delta_{ine.G.} = \mathbf{0.02314}$$

El valor de la deriva inelástica global máxima obtenido indica un daño extensivo de la edificación de acuerdo con la Tabla 32.

CAPÍTULO II

ANÁLISIS ESTÁTICOS

1. Vivienda fiscal para oficiales casados (Bloque Montúfar)

1.1. Geometría general

El Bloque Montúfar es un edificio de viviendas para señores oficiales en forma de H, formado por dos bloques simétricos independientes y un área para las escaleras en el centro. Tiene 5 plantas y cuenta con 4 departamentos por piso, satisfaciendo una demanda de 20 familias. La estructura es de hormigón armado con cubiertas planas y cubre un área total de 473.42 m² por piso. Para el caso del análisis se va a considerar únicamente uno de los bloques sin las escaleras, ya que éstas son independientes al estar separadas por juntas. De esta manera el área por planta se reduce a 225.55 m².

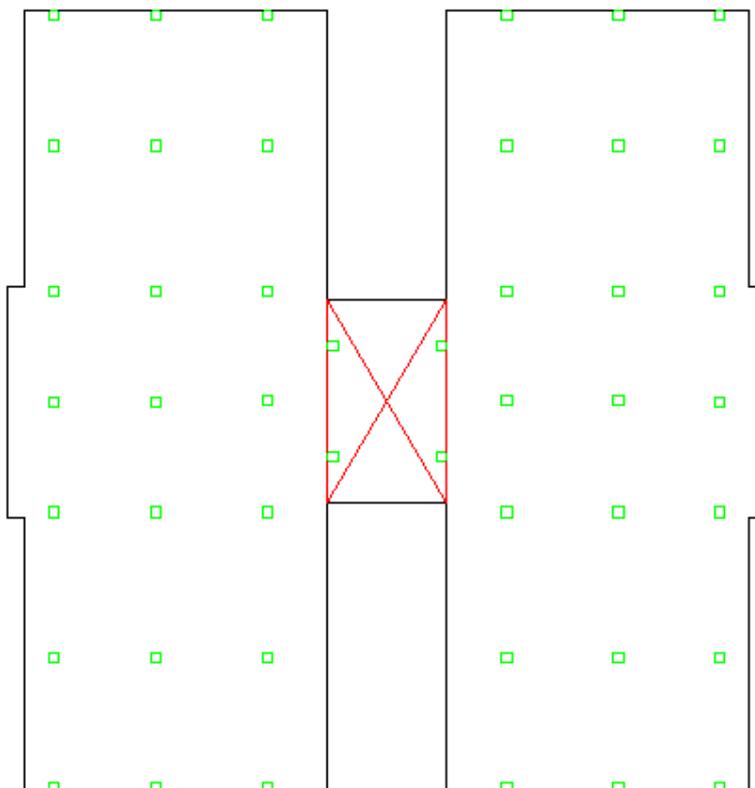


Figura 15. Vista en planta de las dos secciones del Bloque “Montúfar” con distribución de columnas y gradas centrales.

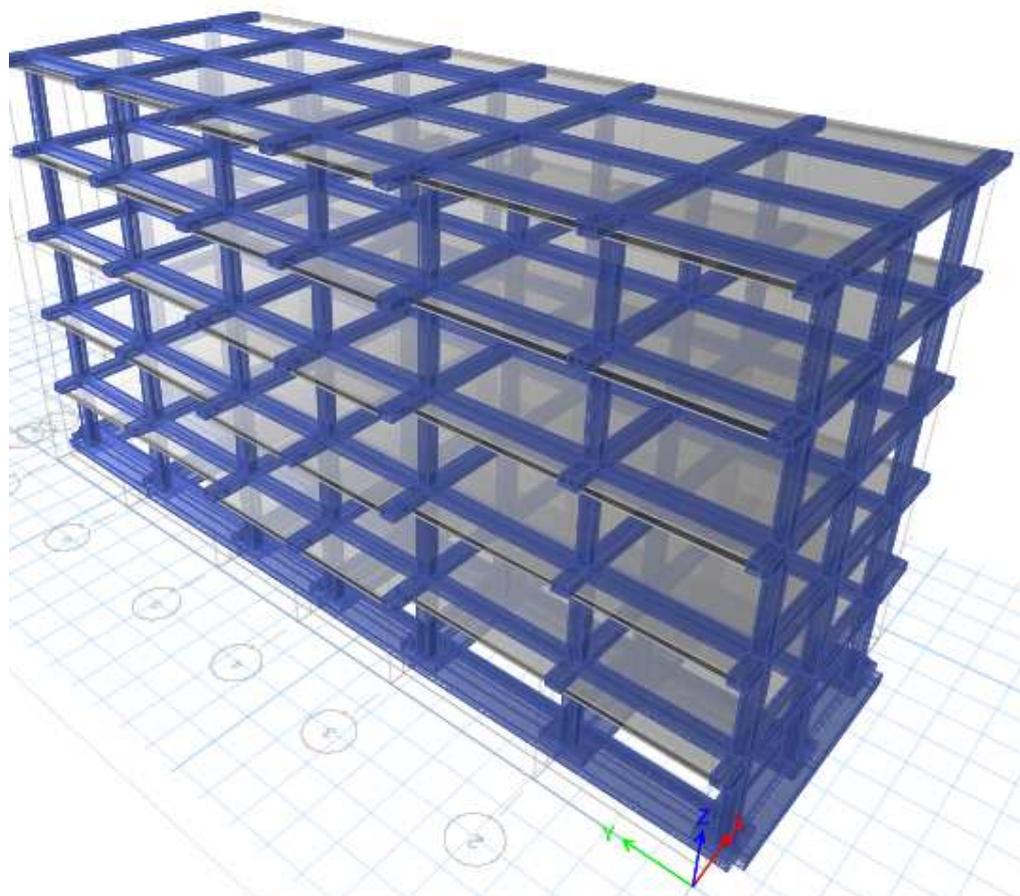


Figura 16. Vista en 3D del modelo a analizar del Bloque “Montúfar”

1.2. Vanos

Para realizar el análisis en el programa ETABS, a la estructura se le ha asignado ejes horizontales (X) designados con letras y verticales (Y) designados con números. En el sentido X se han adicionado 3 vanos auxiliares que no coinciden con los ejes ya que son volados, pero sirven para facilitar el modelamiento estructural en el programa; por tanto, se tienen 5 vanos en el sentido horizontal y 6 en el sentido vertical. Las dimensiones de los mismos se especifican en la Tabla 15.

Tabla 33.
Dimensiones de los vanos del Bloque “Montúfar”

Vano	Longitud (m)	
Sentido X	A – B	0.50
	B – C	0.90
	C – D	3.10
	D – E	3.40
	E – F	1.85
Sentido Y	1 - 2	4.00
	2 – 3	4.45
	3 – 4	3.40
	4 – 5	3.40
	5 – 6	4.45
	6 – 7	4.00

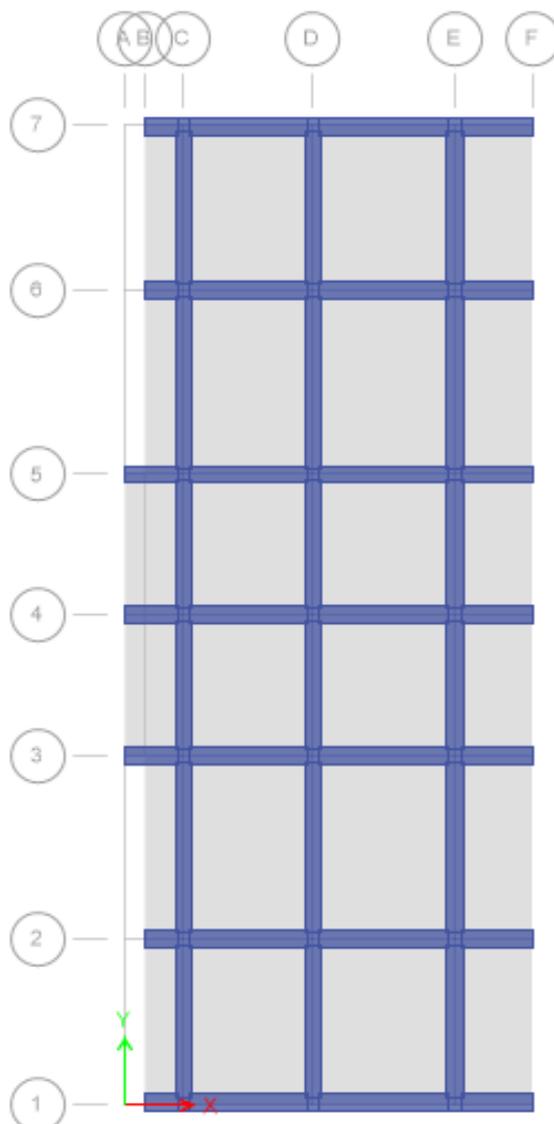


Figura 17. Vista en planta de la distribución de Vanos del Bloque “Montúfar”

1.3. Pisos

El edificio tiene 5 plantas como ya se indicó anteriormente. No se toma en cuenta la tapa gradas ya que la escalera no va a ingresar en nuestro análisis por ser una estructura independiente. Las alturas de cada piso y globales se detallan en la Tabla 34.

Tabla 34.
Alturas de los pisos del Bloque “Montúfar”

Ord.	Piso	Altura parcial(m)	Altura acumulada (m)
1	Primero	2.66	2.66
2	Segundo	2.66	5.32
3	Tercero	2.66	7.98
4	Cuarto	2.66	10.64
5	Quinto	2.66	13.30

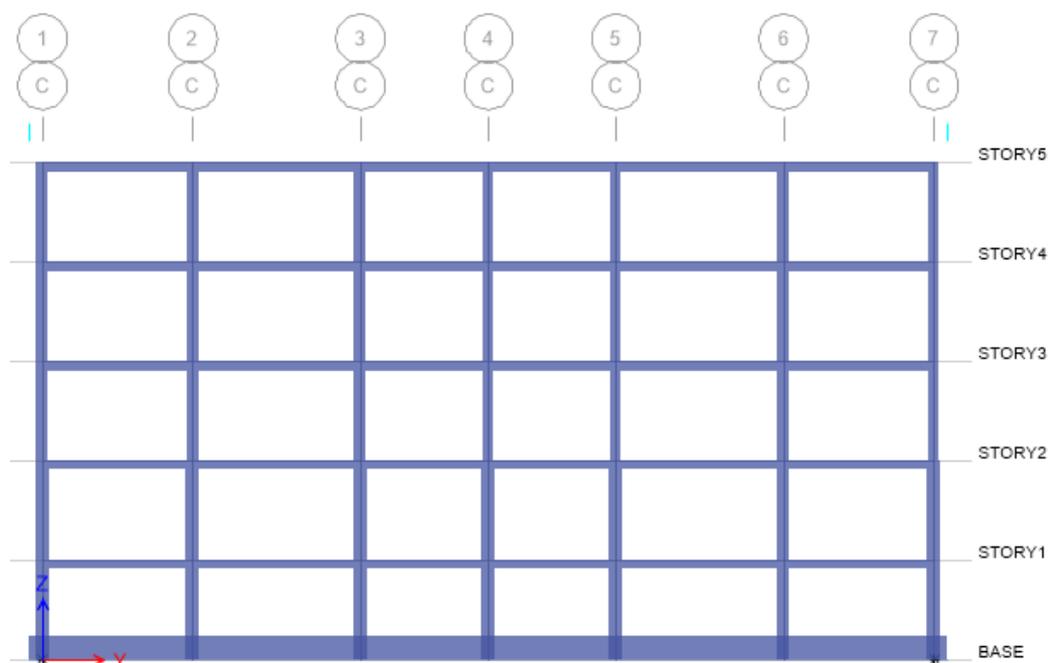


Figura 18. Vista en elevación del eje C del Bloque “Montúfar”

1.4. Apoyos

La cimentación del edificio está constituida por vigas de cimentación, razón se debe considerar la Interacción Suelo – Estructura en el análisis.

En primer lugar se debe calcular el Módulo de reacción de la sub rasante o Coeficiente de Balasto. Utilizando la propuesta de Bowles, cuya expresión es:

$$K_b = 120 * q_a$$

Donde:

q_a : Capacidad admisible de carga del suelo.

El valor de q_a obtenido es de $13T/m^2$; por tanto, se tiene que:

$$K_b = 120 * q_a$$

$$K_b = 120 * 13T/m^2$$

$$K_b = 1560T/m^3$$

De acuerdo al detalle de los planos se tiene que la base de la viga T invertida mide 1.20m, entonces:

$$K_b = 1560T/m^3 * 1.20m$$

$$K_b = 1872T/m^2$$

Este valor de K_b es la rigidez que será asignada en las vigas de cimentación en el programa ETABS.

Existen dos tipos de vigas de cimentación. Las del sentido X de los ejes C, D y E que se las ha designado como VT1 y las del sentido Y de los ejes 1 al 7 que tienen como nombre VT2. La sección tipo de estas vigas se especifica en la Figura 17 y las características de las mismas se detalla en la Tabla 35 Hay que tomar en cuenta que el acero longitudinal especificado corresponde a la zona que soporta mayor momento.

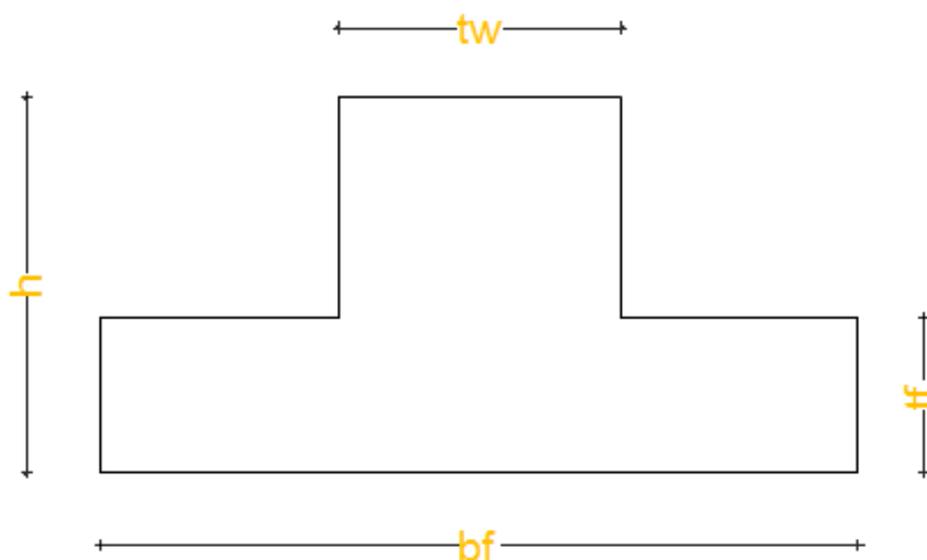


Figura 19. Sección de la viga T de cimentación del Bloque “Montúfar”

Tabla 35.
Características de las vigas de cimentación del Bloque “Montúfar”

	Tipo	Sección (cm x cm)				Armado		Recubrimiento
		bf	tw	h	tf	Acero longitudinal	Acero transversal	
Vigas	VT1	120	45	60	25	A. sup.: 4 Ø 16 (principal) A. sup.: 3 Ø 16 (refuerzo) A. inf.: 4 Ø 16 Parrilla: 4 Ø 12 @ 25cm en ambos sentidos	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	VT2	120	45	55	25	A. sup.: 4 Ø 16 (principal) A. sup.: 3 Ø 16 (refuerzo) A. inf.: 4 Ø 16 (principal) A. inf.: 1 Ø 16 (refuerzo) Parrilla: 4 Ø 12 @ 25cm en ambos sentidos	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla

Pese a que se consideró el hecho de que la cimentación está formada por vigas, se deben incluir restricciones en la base de la estructura, éstas son:

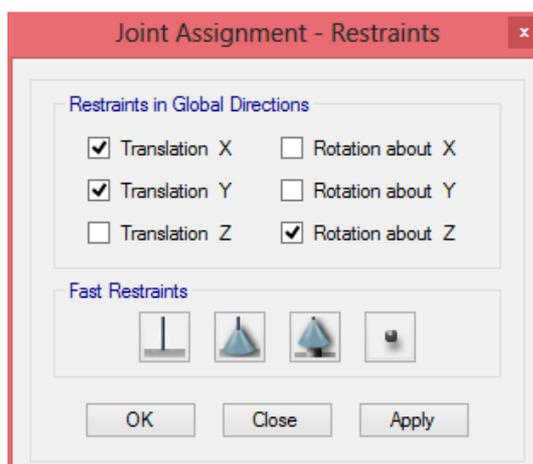


Figura 20. Sección de la viga T de cimentación del Bloque “Montúfar”

1.5. Geometría específica

1.5.1. Materiales

Al tratarse de una estructura de hormigón armado, se va a mencionar específicamente las características de dos materiales: hormigón y acero. En la Tabla 36 se presentan las mismas, que debido a la dificultad de reconocerlas se optó por considerar las especificaciones de los planos estructurales, siendo las siguientes:

Tabla 36.
Características de los materiales del Bloque “Montúfar”

Material	Características
Hormigón	$f'c= 2100 \text{ T/m}^2$; $\gamma= 2.4 \text{ T/m}^3$; $E= 2316834.25 \text{ T/m}^2$
Acero	$f_y= 42000 \text{ T/m}^2$; $E_s= 1994800 \text{ T/m}^2$

1.5.2. Secciones

Hablando específicamente de las secciones de las columnas, el edificio presenta 2 tipos de ellas: 35 x 35 y 30 x 30. Para el caso de las vigas son de un solo tipo (banda de 25 x 40). Sin embargo, se han considerado 5 tipos de columnas ya que difieren en el armado. El detalle de cada una se describe en la Tabla 2.5. El acero longitudinal de vigas corresponde a la zona de mayor momento. Sin embargo para el modelamiento en ETABS se van a considerar dos nervios con sus 4 varillas adicionales (2 \varnothing 14 superiores y 2

Ø 12 inferiores) según el detalle del plano de la losa, quedando una viga banda de 25 x 60, ya que el diseño de este tipo de vigas implica el considerar esta situación y de no hacerlo se estaría afectando la resistencia verdadera de este elemento estructural porque en el programa no se especifica el detalle de acero para la losa.

En cuanto a la losa se refiere en todas las plantas es de tipo bidireccional alivianada y de 25cm de espesor.

Tabla 37.
Características de las columnas y vigas del Bloque “Montúfar”

		Armado			
	Tipo	Sección (cm x cm)	Acero longitudinal	Acero transversal	Recubrimiento
Columnas	C1	35 x 35	3 varillas por cara; 8 Ø 16	2 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C2	35 x 35	3 varillas por cara; 4 Ø 18 interiores y 4 Ø 16 esquineras	2 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C3	30 x 30	3 varillas por cara; 4 Ø 14 interiores y 4 Ø 16 esquineras	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C4	30 x 30	3 varillas por cara; 4 Ø 18 interiores y 4 Ø 16 esquineras	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C5	30 x 30	3 varillas por cara; 4 Ø 12 interiores y 4 Ø 14 esquineras	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
Vigas	V1	25 x 60	Armadura superior: 5 Ø 14; armadura inferior: 5 Ø 12.	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla

La distribución de las columnas en el edificio por plantas y según los ejes se presenta en la Tabla 38 De forma general se podría señalar que hay dos tipos de columnas: 6 de borde, correspondientes a los ejes 1 y 7 (incluidas las 4 esquineras) y 5 interiores más 10 de borde de los ejes C y E. En total existen 21 columnas en este Bloque.

Tabla 38.
Distribución de columnas por ejes y pisos del Bloque “Montúfar”

		Tipo de columna	
Ejes			C2, D2, E2, C3, D3, E3, C4, D4, E4, C5, D5, E5, C6, D6, E6
Pisos	C1, D1, E1, C7, D7, E7		
Primero	C1		C2
Segundo	C1		C2
Tercero	C3		C4
Cuarto	C3		C4
Quinto	C5		C5

1.6. Cargas

1.6.1. Viva

Al ser un edificio de departamentos para uso familiar, se considera un valor de ocupación de 0.2 T/m² de acuerdo a la NEC-11 en vigencia. Estas cargas serán aplicadas a las losas de cada piso. Al considerar el último piso como cubierta se le debería asignar una carga de 0.07 T/m² ya que es el valor para cubiertas planas, inclinadas y curvas; sin embargo, tomando en cuenta que se trata de una losa accesible (terraza) y una acotación especial de la NEC-11 que señala: “En la región andina y sus estribaciones, sobre la cota de 1000 msnmn, no se permite la reducción de carga viva en cubiertas para prevenir caídas de granizo o ceniza”, se le asignará un valor de carga viva de 0.15 T/m².

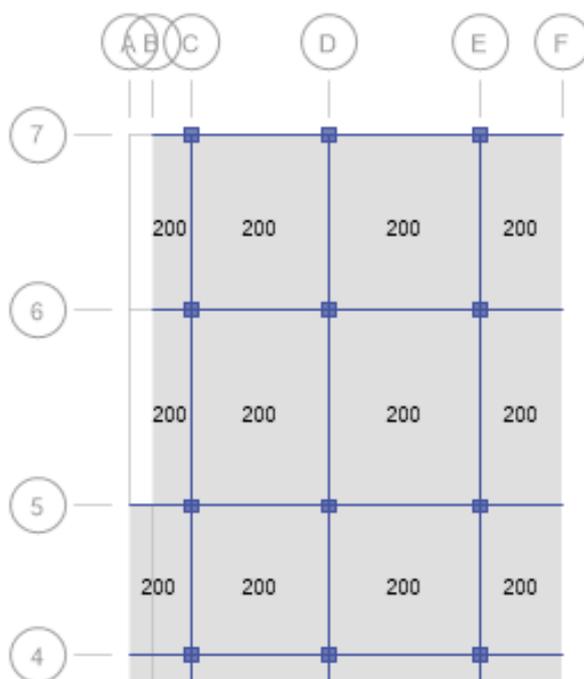


Figura 21. Vista en planta de la distribución de Carga Viva por Piso del Bloque “Montúfar”

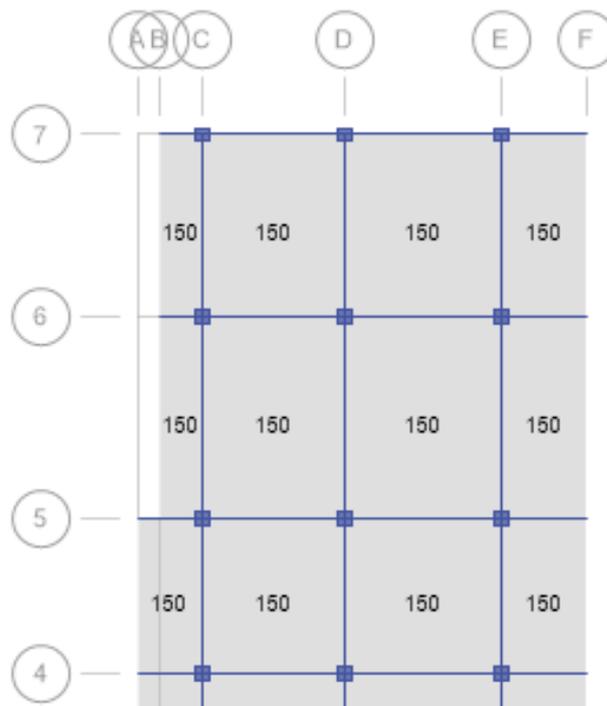


Figura 22. Vista en planta de la distribución de Carga Viva en Terraza del Bloque “Montúfar”

1.6.2. Muerta

La carga muerta a considerarse es la correspondiente al peso propio del edificio que lo da el mismo programa ETABS luego de que han sido ingresados los datos de los elementos estructurales, más un valor de carga permanente correspondiente al peso de mamposterías, enlucidos, masillados y recubrimientos que se lo puede apreciar en las Tablas 39 y 40. La primera corresponde a los pisos del primero al cuarto y la segunda corresponde al quinto piso, que al ser una terraza accesible con un antepecho de 0.95m de altura y 0.30m de espesor, se reduce el valor del peso de la mampostería.

Tabla 39.
Carga permanente del Bloque Montúfar (Piso 1 a 4)

Materiales	Cálculo	Peso (T/m²)
Enlucido y masillado	1m x 1m x 0.03m x 2.2T/m ³	0.066
Recubrimiento de piso	1m x 1m x 0.02m x 2.2T/m ³	0.044
Peso Asumido Mampostería		0.200
Total		0.310

Tabla 40.
Carga permanente del Bloque Montúfar (Piso 5)

Materiales	Cálculo	Peso (T/m²)
Enlucido y masillado	1m x 1m x 0.03m x 2.2T/m ³	0.066
Peso Asumido Mampostería		0.100
Total		0.166

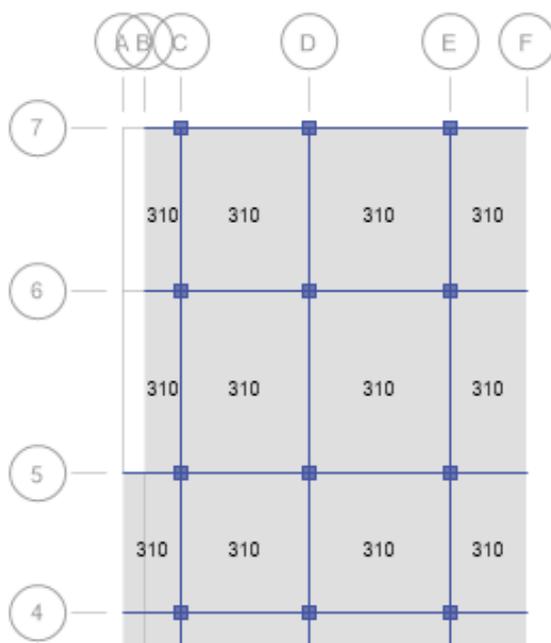


Figura 23. Vista en planta de la distribución de Carga Permanente del Piso 1 al 4 del Bloque “Montúfar”

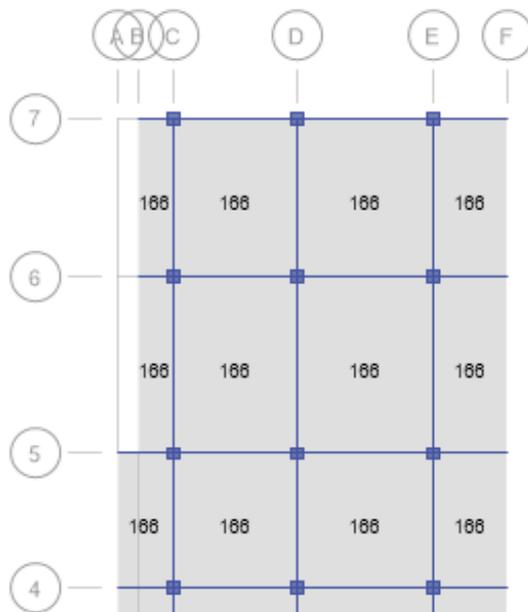


Figura 24. Vista en planta de la distribución de Carga Permanente en Terraza del Bloque “Montúfar”

1.6.3. Sismo estático

Aquí se consideran las cargas horizontales estáticas equivalentes, en las que se utilizará un coeficiente correspondiente al valor del Cortante Basal sin el peso de la estructura calculado con la NEC-11. Al no saber la dirección del sismo se toma en cuenta las dos direcciones principales X e Y con un valor de excentricidad accidental de un 5%. Para el modelamiento en ETABS se consideraron 4 sismos estáticos designados como: SX1, SX2, SY1 y SY2.

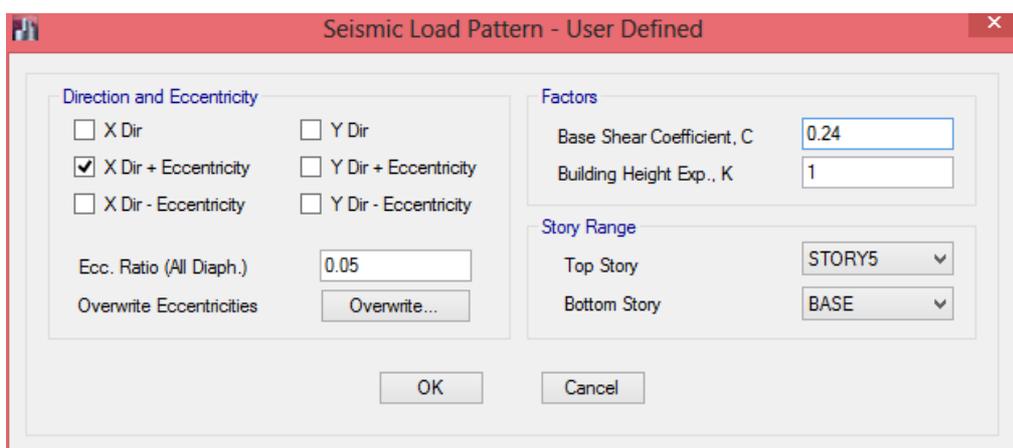


Figura 25. Carga estática equivalente SX1 introducida en ETABS del Bloque “Montúfar”

1.6.4. Combinaciones de carga

Se tomará en cuenta las combinaciones del NEC-11 con las cargas que disponemos:

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L
3. 1.2D + 1.0L
4. 1.2D + 1.0L ± 1.0E
5. 0.9D ± 1.0E

1.7. Análisis estático lineal

En el análisis de nuestras edificaciones se está priorizando el diseño basado en fuerzas (DBF), por lo que se consideran a más de las cargas gravitacionales las fuerzas resultantes de los efectos sísmicos. En el análisis

estático lineal se considera la carga horizontal por sismo como una fuerza estática equivalente que es aplicada en la estructura.

1.7.1. Interpretación de resultados

Antes de presentar los resultados cabe destacar un asunto muy importante que es el cálculo del período de vibración de la estructura. En el Capítulo 1 se señaló que los métodos utilizados por la NEC-11 son una estimación inicial y que una vez dimensionada la estructura se debe recalculer el Período por medio de un análisis modal y el cortante basal debe ser re-evaluado. Además que este proceso debe repetirse hasta que en iteraciones consecutivas, la variación de períodos sea menor o igual a 10%.

Tomando en cuenta lo dicho en el párrafo de arriba es necesario realizar este análisis modal que será abordado en un próximo capítulo, motivo por el cual sólo se indica que se va a tomar el período obtenido en el programa ETABS para el Primer Modo de vibración o fundamental. La Figura 2.12. muestra la forma de realizar el proceso para este análisis.

Modal Case Data

General

Modal Case Name: MODAL [Design...]

Modal Case SubType: Ritz [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: Iterative based on loads [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Acceleration	UZ	0	99

[Add] [Delete]

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 12

Minimum Number of Modes: 1

[OK] [Cancel]

Figura 26. Ingreso de datos para análisis modal del Bloque “Montúfar”

Tabla 41.
Participación modal de los Modos de vibración del Bloque “Montúfar”

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	1.387	0.7506	0.0046	0.7506	0.0046	0.0002	0.0002
2	1.378	0.005	0.6879	0.7556	0.6925	0.0307	0.0308
3	1.18	3.46E-06	0.0286	0.7556	0.7212	0.7109	0.7417
4	0.43	0	0.1044	0.7556	0.8255	0.0028	0.7446
5	0.419	0.1282	0	0.8838	0.8255	0	0.7446
6	0.356	0	0.0029	0.8838	0.8284	0.1044	0.849
7	0.238	0.0546	3.6E-06	0.9384	0.8284	0	0.849
8	0.23	8.56E-06	0.0474	0.9384	0.8759	0.0007	0.8497
9	0.163	0.0339	0.0001	0.9723	0.876	5.6E-06	0.8497
10	0.13	0.0083	0.0042	0.9806	0.8801	0.0003	0.85
11	0.107	0.0008	0.0457	0.9814	0.9258	0.0014	0.8514
12	0.051	0.0075	0.0017	0.9889	0.9276	0.0002	0.8515

Con el período de 1.387 se obtuvo un nuevo factor del cortante basal de 0.122 y con ello el nuevo período fue de 1.36; siendo la variación menor al 10% como indica la NEC-11, por lo cual no es necesario realizar otra iteración.

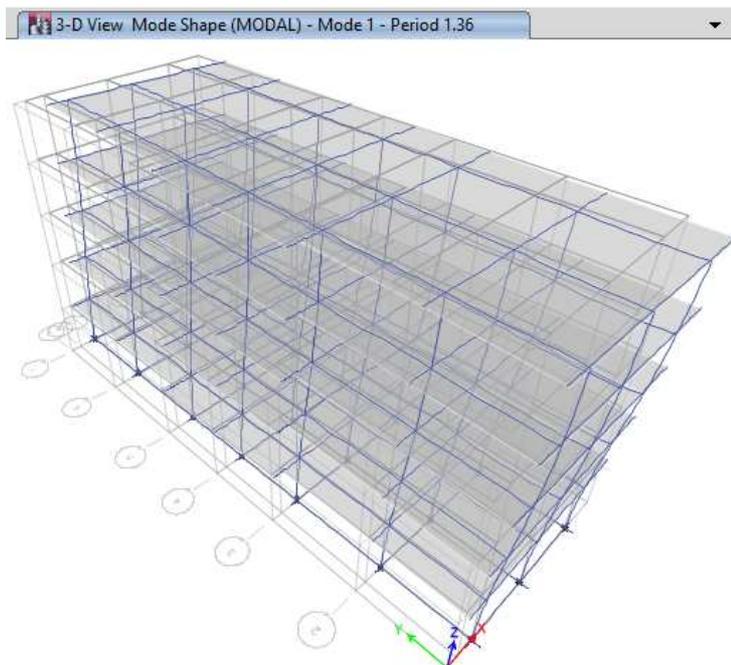


Figura 27. Ingreso de datos para análisis modal del Bloque “Montúfar”

1.7.1.1. Fuerzas y reacciones

Una vez rectificado el coeficiente del cortante basal y el Período en primer lugar es conveniente realizar un chequeo de las reacciones en la base de la estructura para comprobar que son las mismas de las fuerzas ingresadas. En la Tabla 42 están las fuerzas y en la Tabla 43 las reacciones en la base.

Tabla 42.
Fuerzas verticales y horizontales ingresadas del Bloque “Montúfar”

TABLE: Story Forces							
Story	Load Case/Combo	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
STORY1	VIVA	211.49	0.00	0.00	0.00	2506.39	-1070.20
STORY1	PP	798.75	0.00	0.00	0.00	9465.73	-3946.59
STORY1	PERMANENTE	313.01	0.00	0.00	0.00	3709.46	-1583.96
STORY1	SX1	0.00	-131.89	0.00	1719.21	-0.68	-1345.55
STORY1	SX2	0.00	-131.89	0.00	1406.63	0.84	-1345.54
STORY1	SY1	0.00	0.00	-131.89	-720.80	1347.65	-0.08
STORY1	SY2	0.00	0.00	-131.89	-592.21	1347.03	-0.08
STORY1	MUERTA	1111.76	0.00	0.00	0.00	13175.19	-5530.55

Tabla 43.
Reacciones en la base de la estructura del Bloque “Montúfar”

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
VIVA	0.00	0.00	211.49	2506.39	-1070.20	0.00
PP	0.00	0.00	798.75	9465.73	-3946.59	0.00
PERMANENTE	0.00	0.00	313.01	3709.46	-1583.96	0.00
SX1	-131.89	0.00	0.00	-0.68	-1345.55	1719.21
SX2	-131.89	0.00	0.00	0.84	-1345.54	1406.63
SY1	0.00	-131.89	0.00	1347.65	-0.08	-720.80
SY2	0.00	-131.89	0.00	1347.03	-0.08	-592.21
MUERTA	0.00	0.00	1171.76	13175.19	-5530.55	0.00

Se puede evidenciar que las fuerzas y reacciones son las mismas, obviamente se deben considerar las fuerzas del Piso de más abajo que es el que soporta todo el peso de la estructura. Sin embargo estos valores se obtuvieron considerando la condición de apoyo en la base como un apoyo fijo, pero en la realidad está estructura posee vigas de cimentación, lo cual va a incrementar la reacción en el peso propio de la estructura. En la Tabla

de las fuerzas no hay esta variación ya que allí no se toma en cuenta la base.

Tabla 44.

Reacciones en la base de la estructura con vigas de cimentación del Bloque “Montúfar”

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
VIVA	0.00	0.00	211.49	2506.39	-1070.20	0.00
PP	0.00	0.00	931.74	11041.68	-4560.98	0.00
PERMANENTE	0.00	0.00	313.01	3709.46	-1583.96	0.00
SX1	-131.89	0.00	0.00	-0.68	-1345.55	1719.21
SX2	-131.89	0.00	0.00	0.84	-1345.54	1406.63
SY1	0.00	-131.89	0.00	1347.65	-0.08	-720.80
SY2	0.00	-131.89	0.00	1347.03	-0.08	-592.21
MUERTA	0.00	0.00	1244.75	14751.14	-6144.94	0.00

1.7.1.2. Cortante basal estático

Las Figuras 28 y 29 muestran los valores del Cortante basal estático y su distribución por piso. El valor del acumulado es el mismo correspondiente a la Tablas de Fuerzas y reacciones. No es necesario presentar los del sentido Y ya que son los mismos.

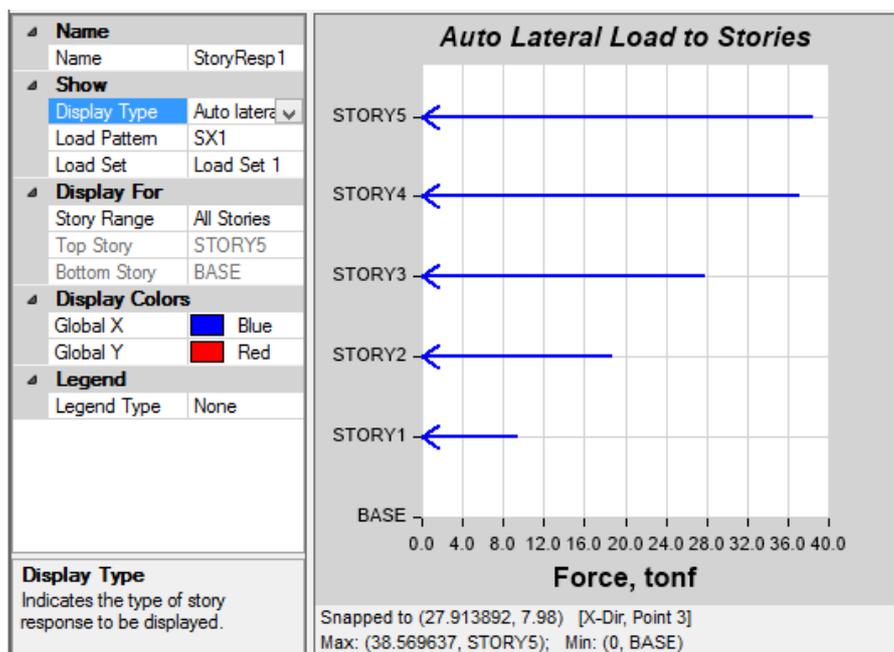


Figura 28. Distribución del Cortante basal en X por piso del Bloque “Montúfar”

Tabla 45.
Distribución del Cortante basal en X por piso del Bloque “Montúfar”

Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
STORY5	13.3	Top	38.5696	0
STORY4	10.64	Top	37.2185	0
STORY3	7.98	Top	27.9139	0
STORY2	5.32	Top	18.7326	0
STORY1	2.66	Top	9.4573	0
BASE	0	Top	0	0

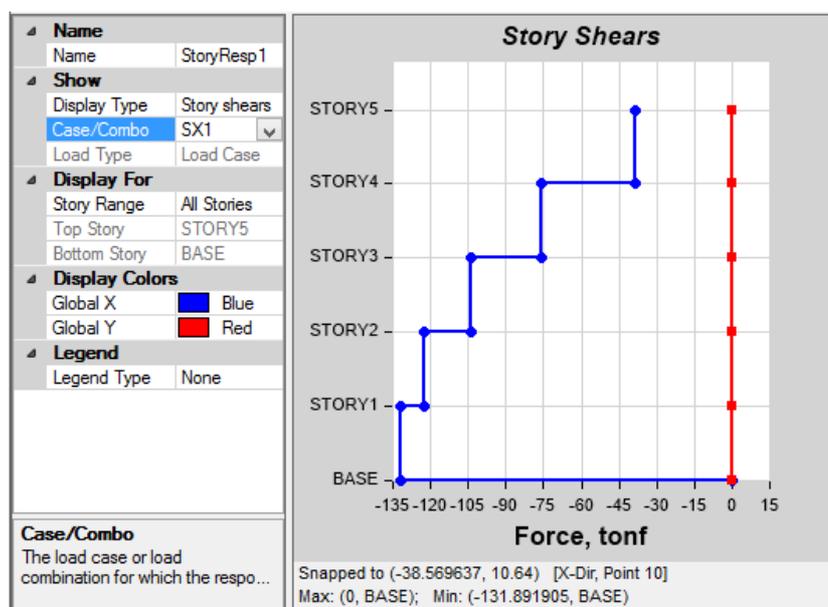


Figura 29. Cortante basal acumulado en X por piso del Bloque “Montúfar”

Tabla 46.
Cortante basal acumulado en X por piso del Bloque “Montúfar”

TABLE: Story Response				
Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
STORY5	13.30	Top	-38.5696	0.00
STORY4	10.64	Top	-75.7882	0.00
STORY3	7.98	Top	-103.702	0.00
STORY2	5.32	Top	-122.435	0.00
STORY1	2.66	Top	-131.892	0.00
BASE	0.00	Top	0.00	0.00

1.7.1.3. Desplazamientos

De los resultados obtenidos con el programa ETABS fundamentalmente se verificará los desplazamientos y derivas para verificar que cumplan con lo que exige la Norma ecuatoriana de la construcción del año 2011 y de esa manera comprobar si se requiere algún tipo de reforzamiento o no.

Los desplazamientos se consideran los que corresponden a las cargas de sismo estáticas, sin incluir combinaciones de carga. Los 10 más altos obtenidos con el programa ETABS son:

Tabla 47.
Valores máximos de desplazamientos del Bloque “Montúfar”

TABLE: Story Max/Avg Displacements					
Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
STORY5	SX1	X	103.80	87.90	1.18
STORY5	SX2	X	103.70	87.90	1.18
STORY5	SY1	Y	93.60	89.80	1.04
STORY4	SX1	X	90.80	76.80	1.18
STORY4	SX2	X	90.70	76.80	1.18
STORY5	SY2	Y	89.80	89.50	1.00
STORY4	SY1	Y	82.50	79.20	1.04
STORY4	SY2	Y	79.10	78.90	1.00
STORY3	SX1	X	69.90	59.10	1.18
STORY3	SX2	X	69.80	59.10	1.18

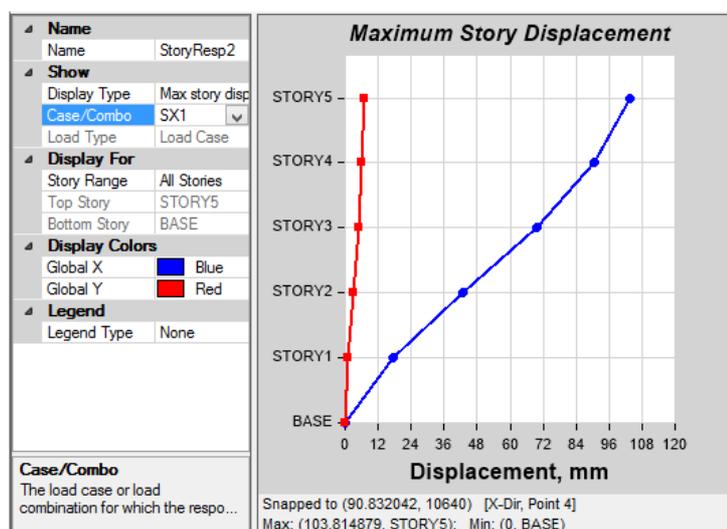


Figura 30. Máximos desplazamientos por planta del Bloque “Montúfar”

Tabla 48.
Máximos desplazamientos por planta del Bloque “Montúfar”

Story Response					
	Story	Elevation mm	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
▶	STORY5	13300	Top	103.8	7.1
	STORY4	10640	Top	90.8	6.2
	STORY3	7980	Top	69.9	4.8
	STORY2	5320	Top	42.7	2.9
	STORY1	2660	Top	17.4	1.2
	BASE	0	Top	0	0

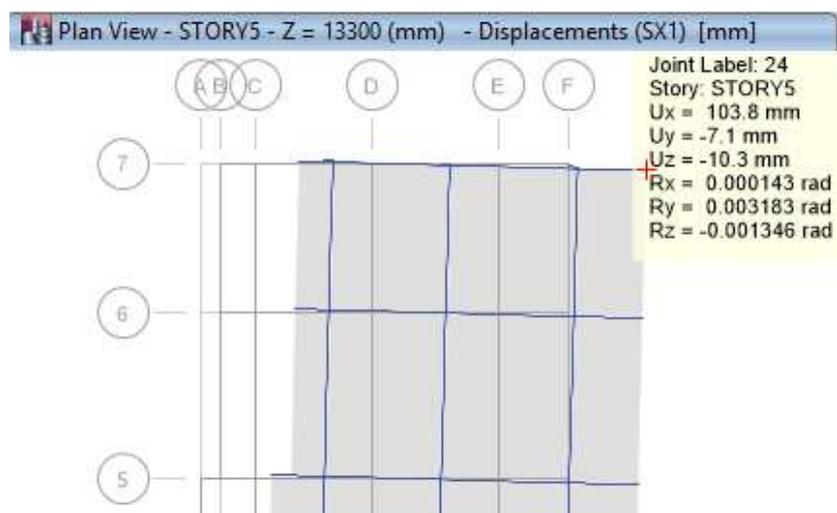


Figura 31. Máximo desplazamiento debido al Sismo en X del Bloque “Montúfar”

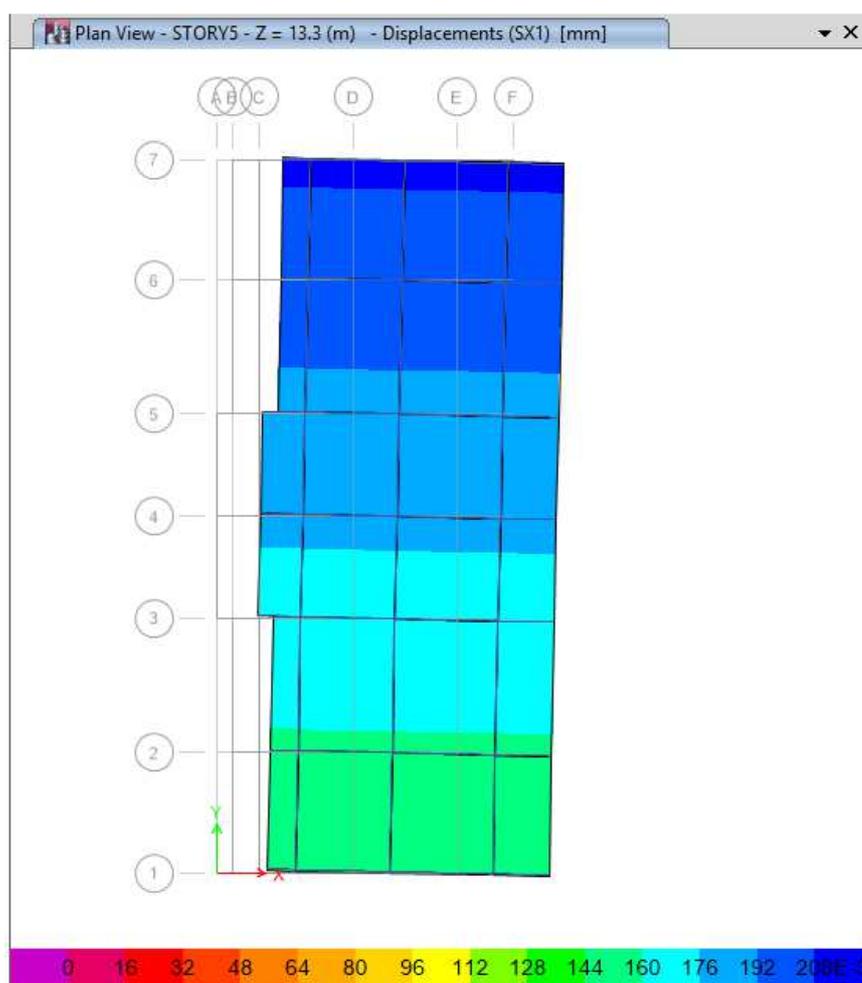


Figura 32. Desplazamientos en la planta 5 del edificio debido al Sismo en X del Bloque “Montúfar”

1.7.1.4. Deriva de piso

Son los valores de sismo estático los que generan el mayor desplazamiento y por tanto derivas; y fue justamente el Sismo en el sentido X como se puede apreciar en la Tabla 49 el que produjo el máximo desplazamiento.

Los 10 valores más altos de derivas de piso que presenta el programa son:

Tabla 49.

Valores máximos de deriva de piso del Bloque "Montúfar"

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X	Y	Z
STORY3	SX1	13	Max Drift X	0.01022	9.75	23.70	7.98
STORY3	SX2	19	Max Drift X	0.01021	0.50	0.00	7.98
STORY3	SY1	18	Max Drift Y	0.00977	9.75	0.00	7.98
STORY2	SX1	13	Max Drift X	0.00951	9.75	23.70	5.32
STORY2	SX2	19	Max Drift X	0.0095	0.50	0.00	5.32
STORY3	SY2	18	Max Drift Y	0.00919	9.75	0.00	7.98
STORY2	SY1	18	Max Drift Y	0.00901	9.75	0.00	5.32
STORY2	SY2	18	Max Drift Y	0.00847	9.75	0.00	5.32
STORY4	SX1	13	Max Drift X	0.00787	9.75	23.70	10.64
STORY4	SX2	19	Max Drift X	0.00786	0.50	0.00	10.64

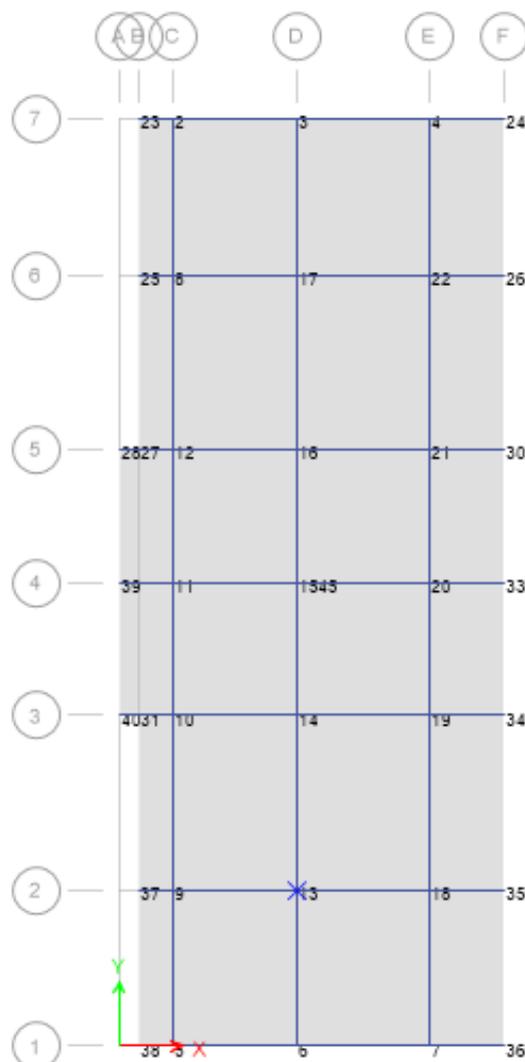


Figura 33. Vista en planta de la numeración de los puntos en ETABS del Bloque "Montúfar"

Como se puede apreciar en la Tabla 50, el valor más alto de deriva de piso corresponde al Piso 3 en la dirección X, por esta razón se presenta la Figura 34 para el caso SX1. En la Figura 33 se muestra señalado al punto 13 de la estructura en planta del piso 3 que es donde se produce la mayor deriva del edificio.

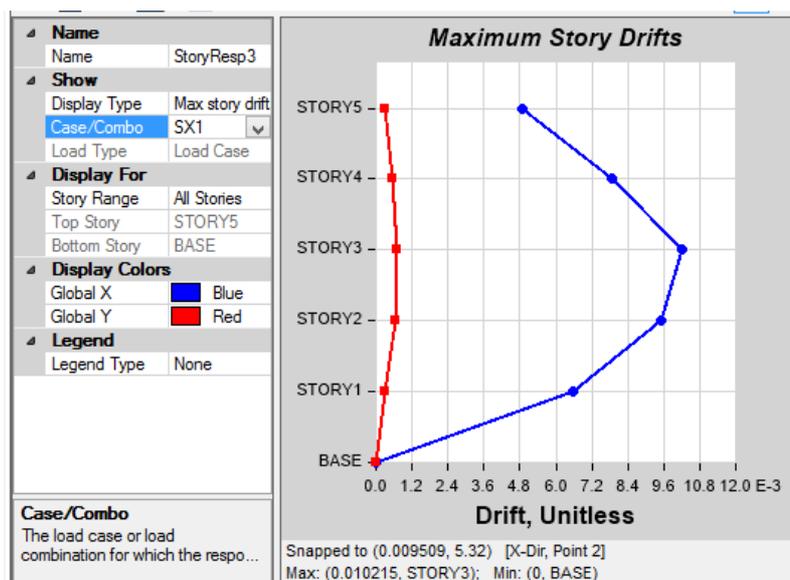


Figura 34. Máximas derivas de piso por planta del Bloque “Montúfar”

Tabla 50. Máximas derivas de piso por planta del Bloque “Montúfar”

Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
STORY5	13.3	Top	0.004881	0.000322
STORY4	10.64	Top	0.00787	0.000537
STORY3	7.98	Top	0.010215	0.000705
STORY2	5.32	Top	0.009509	0.000652
STORY1	2.66	Top	0.006553	0.000287
BASE	0	Top	0	0

En forma manual la deriva de piso elástica se obtiene a partir de los máximos desplazamientos elásticos con la fórmula:

$$\Delta e. = \frac{U_1 - U_2}{h_i}$$

Donde:

U₁: Desplazamiento del piso considerado

U₂: Desplazamiento del piso inferior

H_i: Altura de entrepiso

Si tomamos por ejemplo el piso 3 donde se obtuvo la máxima deriva, con los datos de la Tabla 2.16. se tiene:

$$\Delta_e = \frac{69.9mm - 42.7mm}{2660mm}$$

$$\Delta_e = \mathbf{0.01022}$$

Como se puede apreciar este valor es el mismo que proporciona el programa ETABS en la Tabla 2.18. para el piso 3.

El NEC-11 establece que la deriva inelástica se la calcula con la fórmula:

$$\Delta_{ine.} = 0.75R * \Delta_e.$$

Donde:

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

Δ_e : Deriva de piso elástica

Por tanto se tiene que:

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * 5 * 0.010215$$

$$\Delta_{ine.} = \mathbf{0.03831}$$

De acuerdo a la NEC-11 la deriva de piso inelástica máxima para hormigón armado no debe ser mayor a 0.020 como lo muestra la Tabla 2.19.

Tabla 51.

Máximas derivas de piso inelásticas del Bloque “Montúfar”

Estructuras de	$\Delta_{ine.}$ máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

Según el Comité VISIÓN 2000 se puede realizar una evaluación preliminar del nivel de daño ante sismo considerando el valor de la deriva máxima de piso de la estructura de acuerdo a la Tabla 52.

Tabla 52.
Relación entre deriva de piso y daño estructural del Bloque “Montúfar”

Deriva de piso Δ	Nivel de daño estructural
$\Delta \leq 0.002$	No hay daño
$0.002 < \Delta \leq 0.005$	Daño leve
$0.005 < \Delta \leq 0.015$	Daño moderado
$0.015 < \Delta \leq 0.025$	Daño extensivo
$\Delta > 0.025$	Daño completo

(Aguiar Roberto)

1.7.1.5. Efectos de segundo orden P- Δ

“Son efectos adicionales que se aplican en las dos direcciones principales del edificio, originados por efectos de segundo orden que provocan un aumento de las fuerzas internas, momentos producidos por la aplicación de cargas laterales de diseño y derivas de piso de la estructura”.
(CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

El efecto P- Δ se calcula cuando:

$$0.1 < Q_i \leq 0.3$$

Donde:

Q_i : Índice de estabilidad de piso, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

Si el índice de estabilidad $Q_i < 0.1$, el efecto P- Δ no es tomado en cuenta.

Q_i permite evaluar la estabilidad global de una estructura y es calculado para un determinado piso y dirección mediante la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Donde:

P_i : Suma de la carga muerta y viva sin mayorar del piso i y de todos los pisos localizados sobre éste.

Δ_i : Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i : Cortante basal del piso i .

h_i : Altura del piso i considerado.

De la fórmula para determinar Q_i , se destaca que $\frac{\Delta_i}{h_i}$ es la deriva de piso elástica.

“Cuando $Q_i > 0.30$ la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y cumple con todos los requisitos de diseño sismo resistente establecidos en las normativas de diseño (CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

1.7.1.6. Factor de mayoración $f_{P-\Delta}$

$f_{P-\Delta}$ viene dado por la expresión:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

Es este valor el que debe multiplicarse por las derivas de piso, fuerzas internas y momentos.

1.7.1.7. Cálculo del índice de estabilidad de piso Q_i para el Bloque Montúfar

De una forma resumida se presenta una tabla con todos los valores necesarios para el cálculo del índice de estabilidad y su respectivo valor por piso.

Tabla 53.
Índice de estabilidad de piso del Bloque Montúfar

	PISO 5	PISO 4	PISO 3	PISO 2	PISO 1
C.L. (T)	33.39	77.92	122.44	166.97	211.49
C.D. (T)	194.96	421.98	649.00	880.38	1111.76
Pi (T)	228.35	499.90	771.44	1047.35	1323.25
Δ_i/h_i	0.00488	0.00787	0.01022	0.00951	0.00655
Vi (T)	38.57	37.22	27.91	18.73	9.46
Q_i	0.02890	0.10570	0.28235	0.53173	0.91662

Como se puede apreciar en la Tabla 10 para el piso 4 y 3 se debería considerar el cálculo del efecto P- Δ . Además para los pisos 2 y 1 ya está por

encima del límite de 0.3 por lo que la estructura se considera potencialmente inestable.

1.8. Definición de rótula

De una manera simple se puede definir a una rótula plástica como la forma de representar un daño concentrado.

Bajo la aplicación de una carga sobre un elemento estructural, éste tiene a deformarse y posteriormente empiezan a aparecer grietas en el sector donde se presentan los mayores momentos, con el aumento de la carga el momento en ese punto se magnifica. Una rótula se forma cuando en el punto de aplicación ya no se puede aceptar más momento y lo siguiente por tanto es rotar.

Cada rotación implica la formación de una rótula y por tanto la rigidez de la estructura va a disminuir constantemente. La filosofía de diseño determina que lo ideal es la formación de las rótulas primeramente en las vigas de los pisos superiores. El criterio de colapso se da cuando las rótulas se forman en el pie de columna. Por tanto para diseñar se debe considerar los criterios de Nudo Fuerte - Viga Débil y Columna Fuerte – Viga Débil.

1.9. Análisis estático no lineal

El análisis estático no lineal se refiere al PUSHOVER, el mismo que será modelado en el programa ETABS.

“La técnica del Pushover consiste en aplicar cargas monotónicas crecientes a una estructura hasta llevarla al colapso. Mediante el Pushover se puede determinar la curva de capacidad sísmica resistente de una estructura, que relaciona el cortante Basal V con el desplazamiento lateral máximo D_t . (Aguiar, Roberto)

En primer lugar se debe asignar un diafragma a las losas de cada piso para obtener el centro de masas, éste va a ser rígido ya que no existen irregularidades en planta y no hay problema de torsión en el edificio.

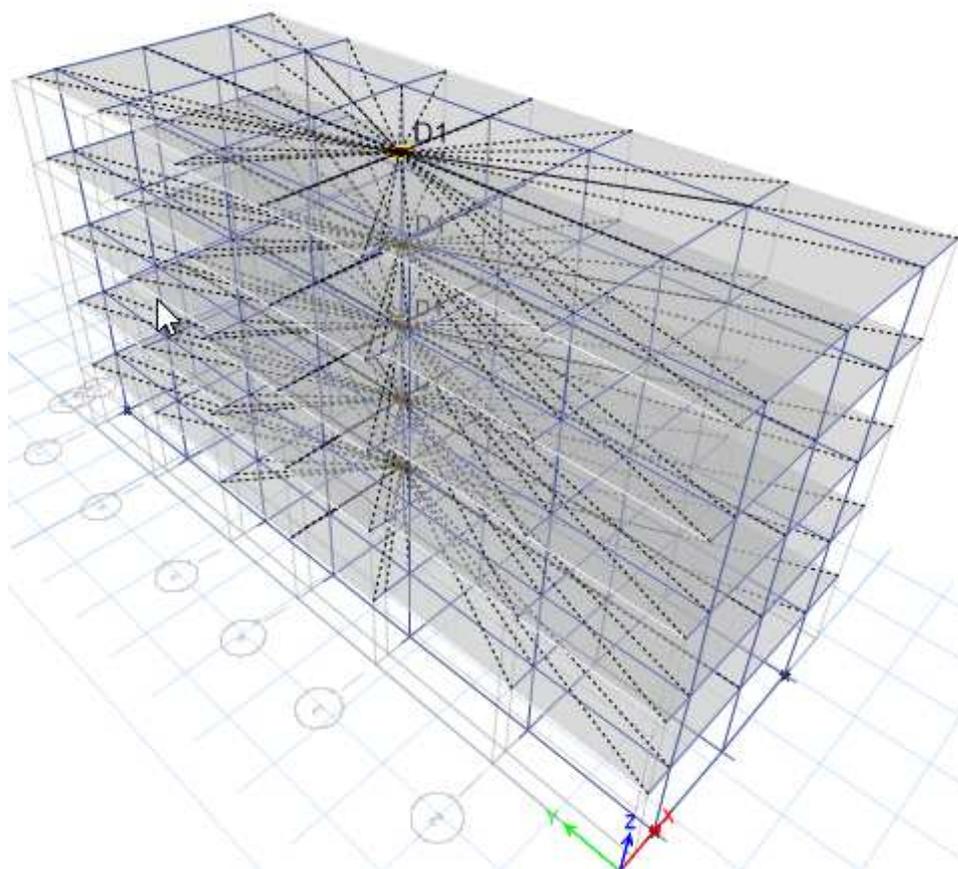


Figura 35. Asignación de diafragmas en las losas del edificio del Bloque “Montúfar”

A continuación se genera un nuevo caso de carga no lineal que para efectos prácticos se denominará PUSHOVER, el mismo que debe iniciar con las “condiciones 0”, esto quiere decir que la estructura existente ya presenta mínimas deformaciones por su sola existencia, por tanto, aquí se incluye a las cargas verticales que actúan sobre la edificación. Dado que la carga reactiva según la NEC-11 no considera la carga viva, aquí tampoco se la tomará en cuenta.

Load Case Data

General

Load Case Name: PUSHOVER [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PP	1
Load Pattern	PERMANENTE	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: MODAL

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 36. Creación del caso PUSHOVER del Bloque “Montúfar”

A partir del caso PUSHOVER creado anteriormente se plantean 4 casos de análisis estático no lineal (para SX1, SX2, SY1 y SY2). Adicionalmente se debe realizar un control de desplazamientos en el sentido de análisis y en el nudo más crítico en el que se presenta el desplazamiento, dato que se puede obtener del análisis estático lineal. Por “default” se verificará hasta los 53.2cm, ya que lo que se desea es verificar las deformaciones más allá del rango elástico.

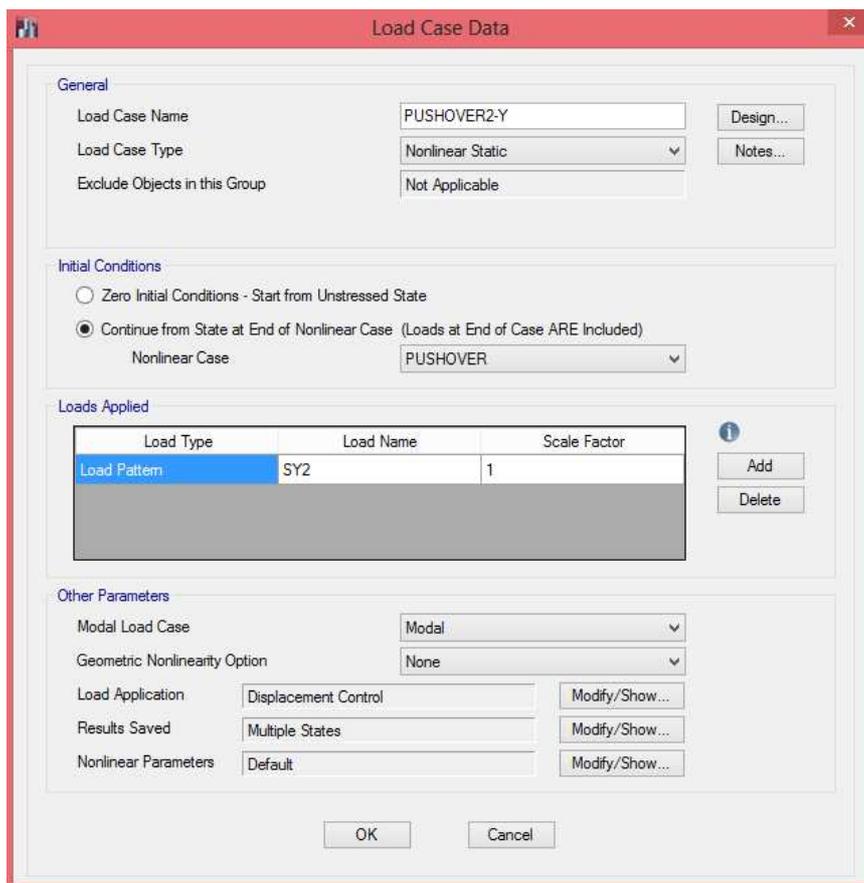


Figura 37. Caso de análisis estático no lineal en el sentido Y del Bloque “Montúfar”

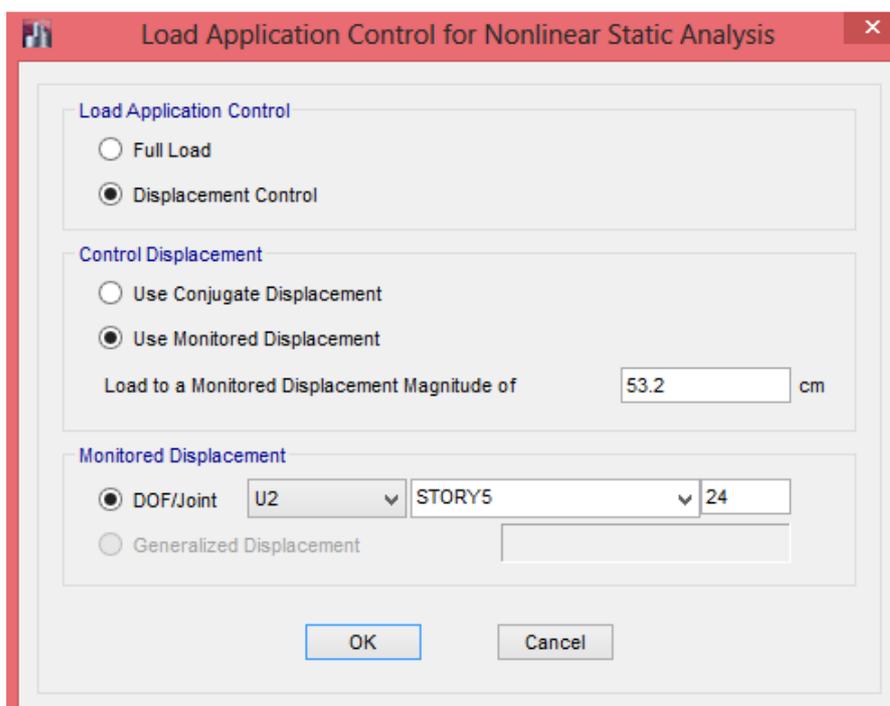


Figura 38. Control de desplazamientos del Bloque “Montúfar”

Ahora se va a establecer los mecanismos de falla; es decir, a formar las rótulas, para lo cual primero se selecciona las vigas de todos los pisos para ubicar las rótulas que van a ser de un tipo M3; es decir, alrededor del eje 3 o Y, éstas se colocan a una distancia relativa del elemento, es aconsejable que se formen en la cara de la columna por lo que se las colocará a 0.05 en la posición inicial y a 0.95 en la posición final.

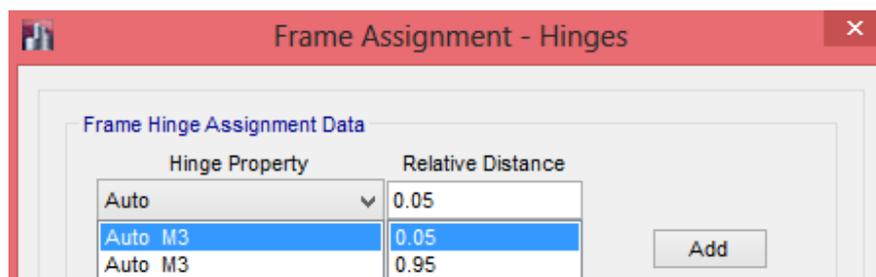


Figura 39. Ubicación de las rótulas en las vigas del Bloque “Montúfar”

Las vigas seleccionadas son primarias ya que aportan rigidez a la estructura, además se toma en cuenta la carga muerta del edificio.

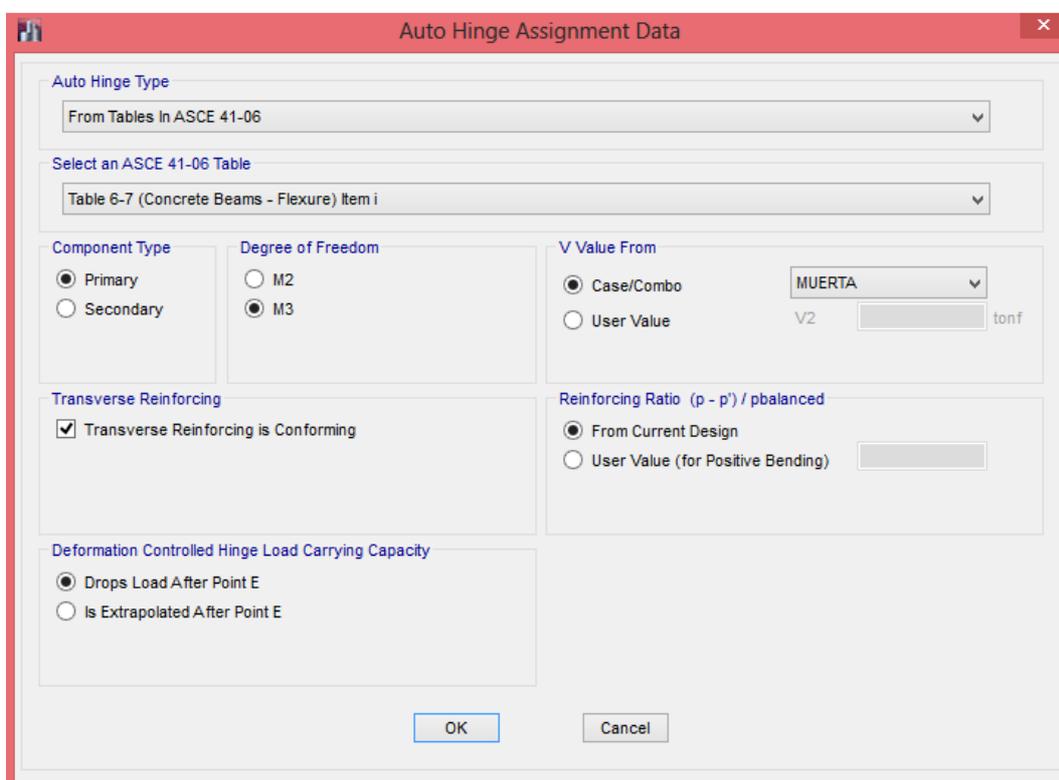


Figura 40. Asignación de características de las rótulas en vigas del Bloque “Montúfar”

En las columnas se crean rótulas pero de tipo P - M2 - M3. Las distancias relativas se las considerará igualmente que en las vigas de 0.05 y 0.95 y corresponden a cabeza y pie de columna.

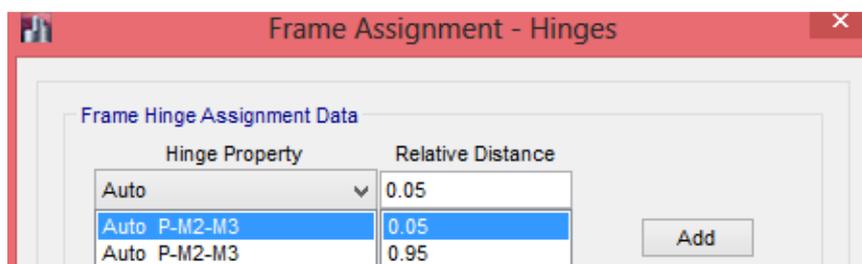


Figura 41. Ubicación de las rótulas en cabeza y pie de columna del Bloque “Montúfar”

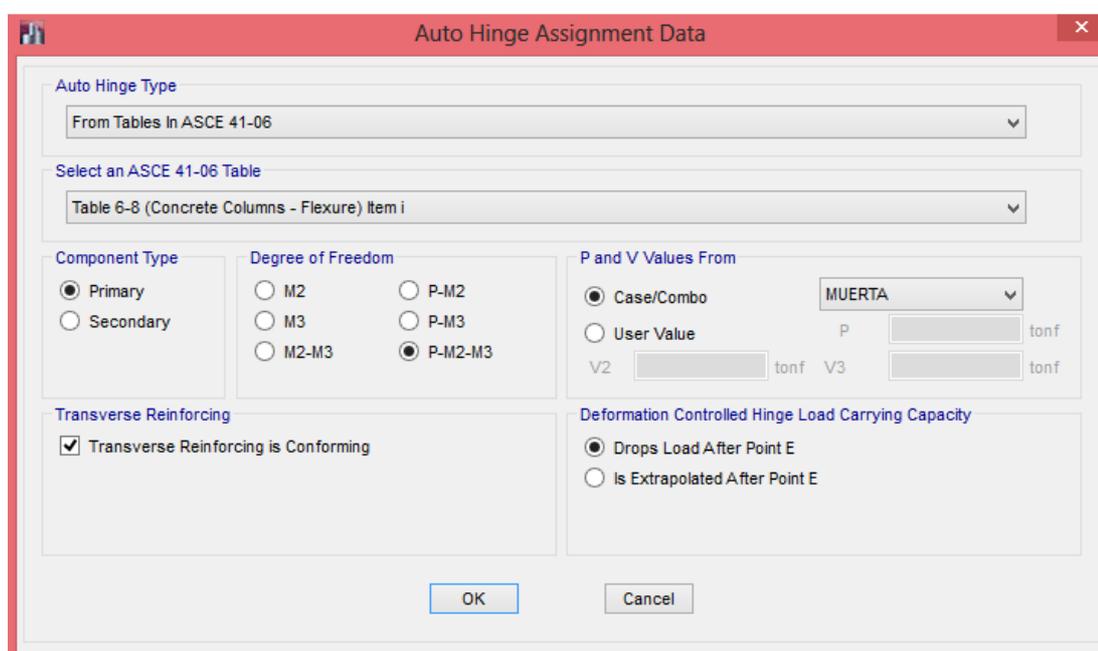


Figura 42. Asignación de características de las rótulas en columnas del Bloque “Montúfar”

Una vez ubicadas las rótulas en el modelo estructural hay que verificar que no se hayan creado en los volados ya que en ese punto el momento es 0. En la Figura 43 se muestran las rótulas formadas al inicio y final de las vigas y en la Figura 44 se ve las rótulas creadas en cabeza y pie de columna.

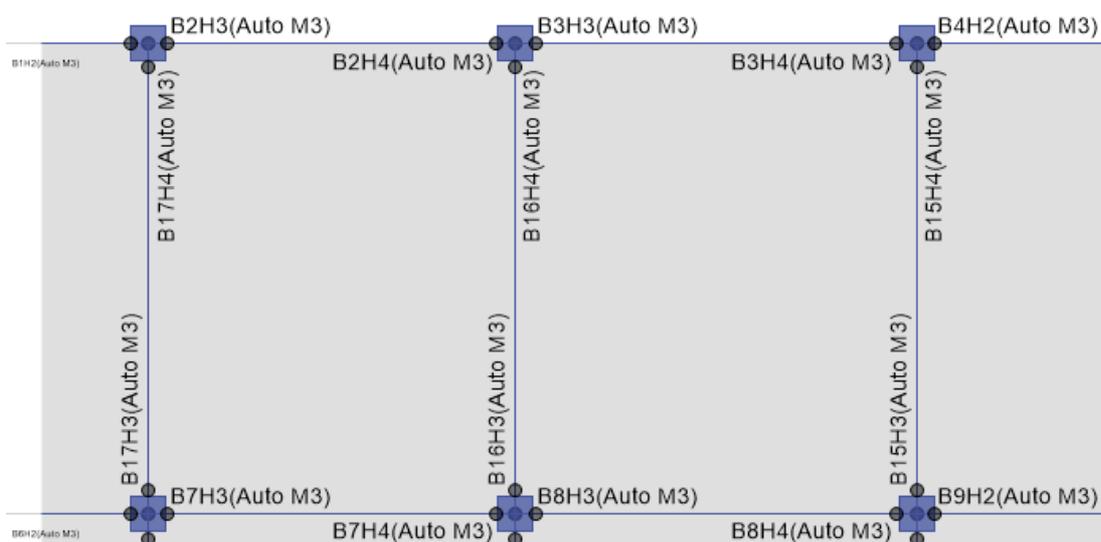


Figura 43. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural (vista en planta) del Bloque “Montúfar”



Figura 44. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural (vista en elevación) del Bloque “Montúfar”

1.9.1. Interpretación de resultados

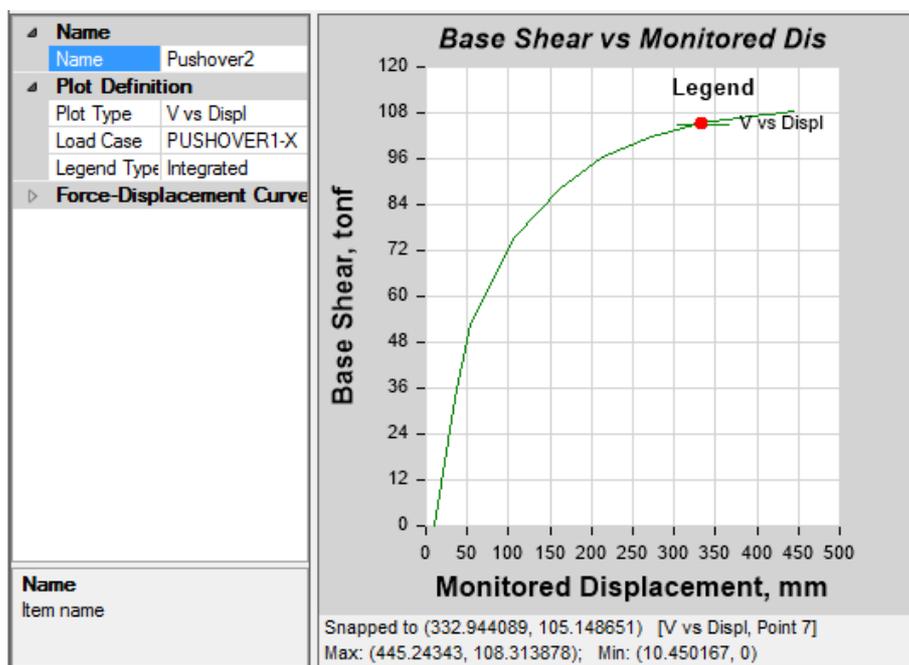


Figura 45. Curva de capacidad sismo resistente en el sentido X del Bloque “Montúfar”

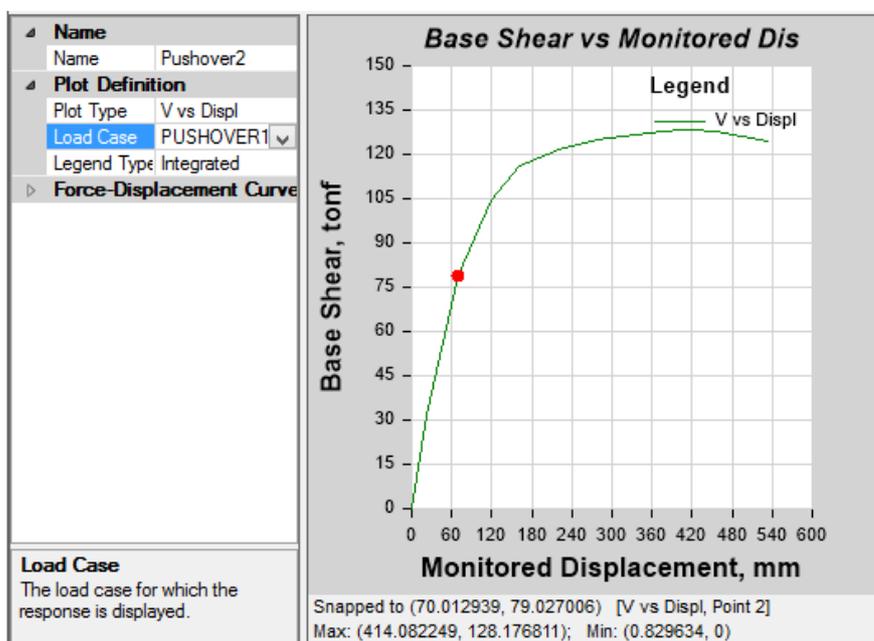


Figura 46. Curva de capacidad sismo resistente en el sentido Y del Bloque “Montúfar”

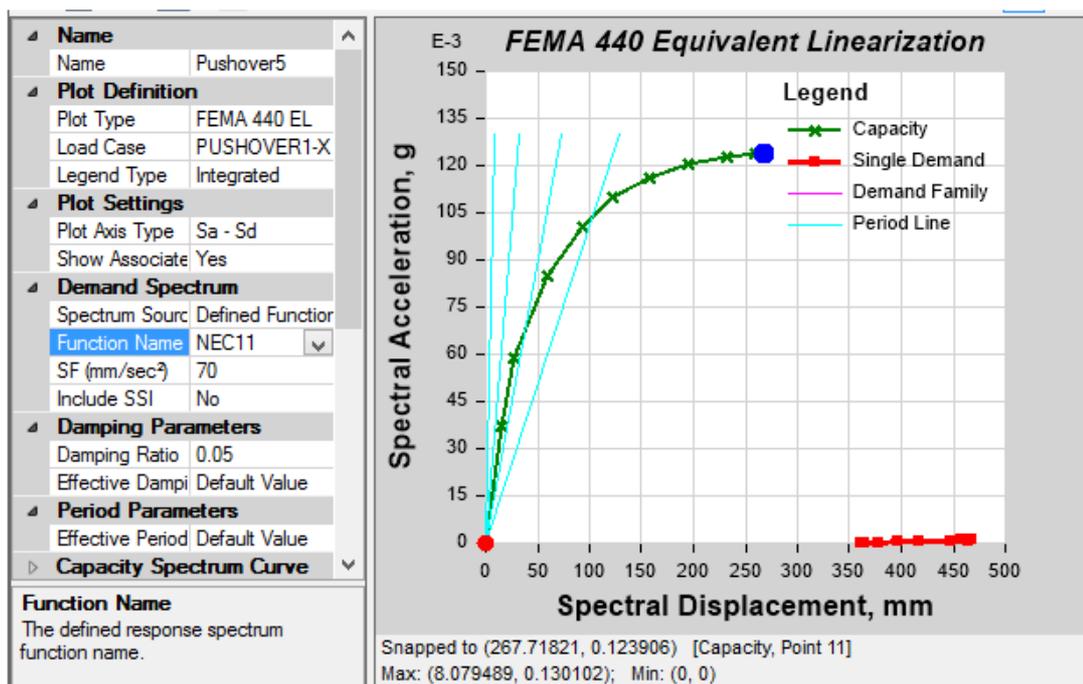


Figura 47. Linearización equivalente usando la NEC-11. Sentido X del Bloque “Montúfar”

La curva de capacidad está muy por debajo del espectro de aceleraciones, ya que S_a de la NEC-11=1.19 y aquí es 0.1239, por eso no aparecen los espectros que son los de color púrpura.

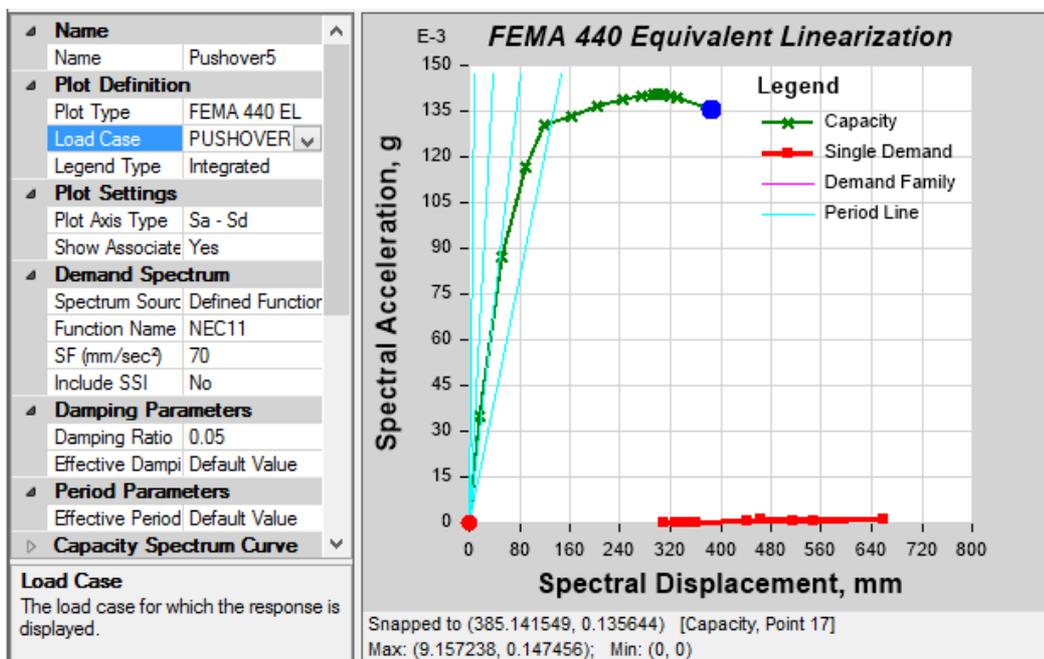


Figura 48. Linearización equivalente usando el NEC-11. Sentido Y del Bloque “Montúfar”

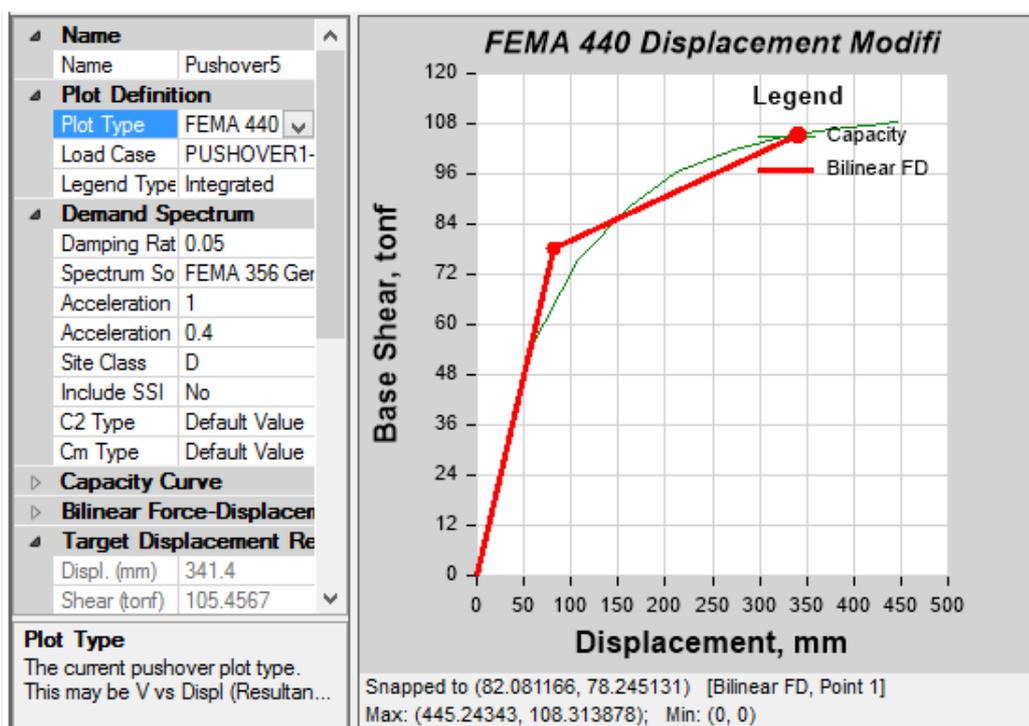


Figura 49. Curva de capacidad sismo resistente en el sentido X según FEMA 440 del Bloque “Montúfar”

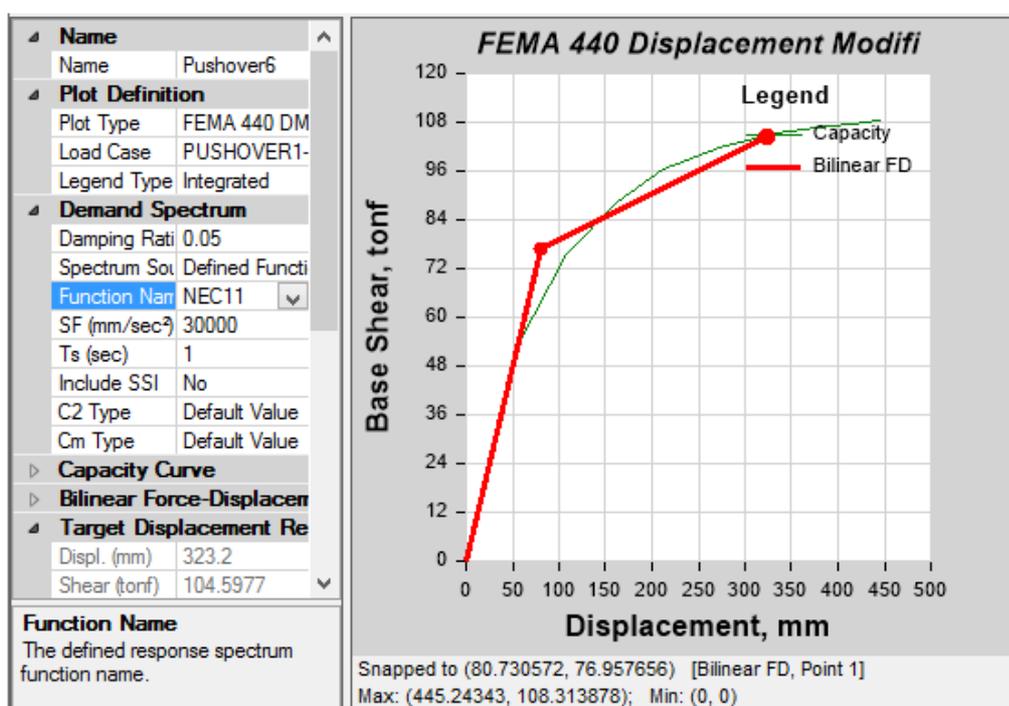


Figura 50. Curva de capacidad sismo resistente en el sentido X según NEC-11 del Bloque “Montúfar”

Tabla 54.

Parámetros calculados de la Curva de capacidad sismo resistente en el sentido X del Bloque “Montúfar” según FEMA 440 y NEC11.

Calculated Parameters		Calculated Parameters	
C0	1.65387	C0	1.658166
C1	1	C1	1
C2	1	C2	1
Sa, g	0.489314	Sa, g	0.462319
Te (sec)	1.308	Te (sec)	1.308
Ki (tonf/mm)	0.95327	Ki (tonf/mm)	0.95327
Ke (tonf/mm)	0.95327	Ke (tonf/mm)	0.95327
Ti (sec)	1.308	Ti (sec)	1.308
Alpha	0.110066	Alpha	0.119579
R	7.974328	R	7.660438
Dy (mm)	82.1	Dy (mm)	80.7
Vy (tonf)	78.2451	Vy (tonf)	76.9577
Weight (tonf)	1275.15725	Weight (tonf)	1275.15725
Cm	1	Cm	1

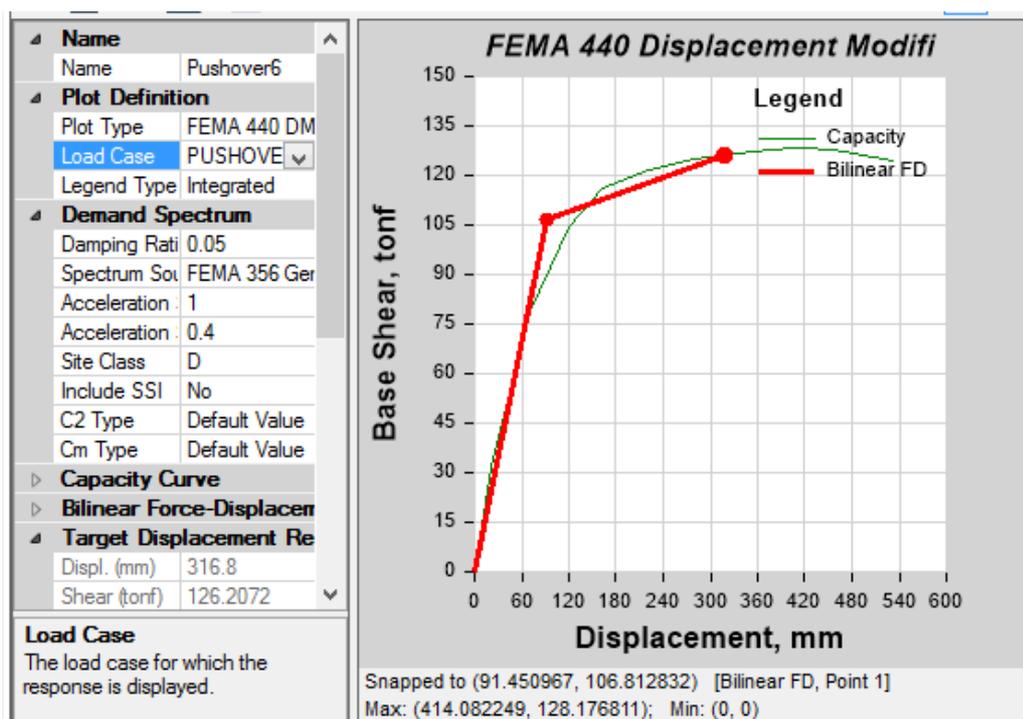


Figura 51. Curva de capacidad sismo resistente en el sentido Y del Bloque “Montúfar” según FEMA 440.

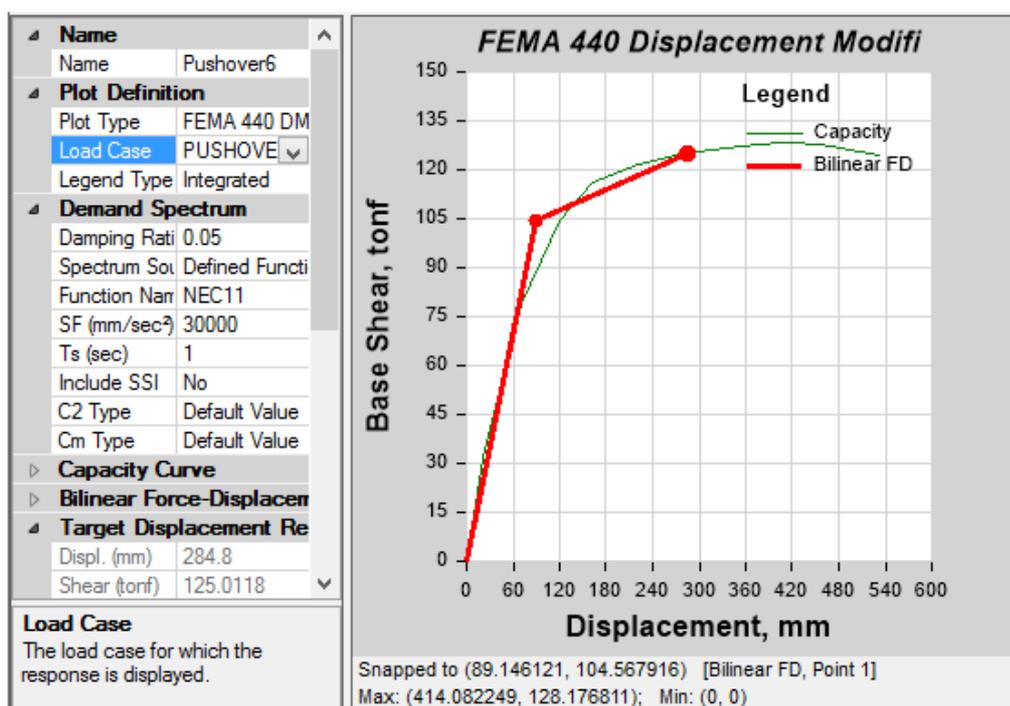


Figura 52. Curva de capacidad sismo resistente en el sentido Y del Bloque “Montúfar” según NEC-11.

Tabla 55.

Parámetros calculados de la Curva de capacidad sismo resistente en el sentido Y del Bloque “Montúfar” según FEMA 440 y NEC11.

Calculated Parameters		Calculated Parameters	
C0	1.370128	C0	1.366989
C1	1	C1	1
C2	1	C2	1
Sa, g	0.436592	Sa, g	0.394438
Te (sec)	1.466	Te (sec)	1.463
Ki (tonf/mm)	1.42692	Ki (tonf/mm)	1.42692
Ke (tonf/mm)	1.16798	Ke (tonf/mm)	1.17299
Ti (sec)	1.326	Ti (sec)	1.326
Alpha	0.073675	Alpha	0.089067
R	5.212136	R	4.809991
Dy (mm)	91.5	Dy (mm)	89.1
Vy (tonf)	106.8128	Vy (tonf)	104.5679
Weight (tonf)	1275.15725	Weight (tonf)	1275.15725
Cm	1	Cm	1

Como se puede apreciar tanto en las Figuras como en las Tablas que comparan el Método FEMA 440 y la NEC-11 los valores son similares.

El Período T_e obtenido con el Programa debe ser similar al período obtenido con el análisis modal. Para el caso del sentido X se tiene un valor de 1.46seg. Este valor está muy próximo al 1.36seg obtenido con el análisis señalado.

La curva de la Figura 50 y los valores de la Tabla 54 muestran el punto de fluencia en el modelo bilineal en donde se tiene un valor del Cortante de fluencia $V_y = 76.9577$ T y un Desplazamiento $D_y = 80.7$ mm; es decir, a partir de este punto la estructura ingresa en el rango no lineal.

Se puede determinar la ductilidad de la estructura a partir de los desplazamientos último y de fluencia que se observan en la Curva de capacidad sismo resistente a partir de la siguiente fórmula:

$$\mu = \frac{D_u}{D_y}$$

De esta ecuación se tiene que:

$$\mu = \frac{323.2\text{mm}}{80.7\text{mm}}$$

$$\mu = 4.00$$

La ductilidad de 4 representa un valor adecuado para la estructura.

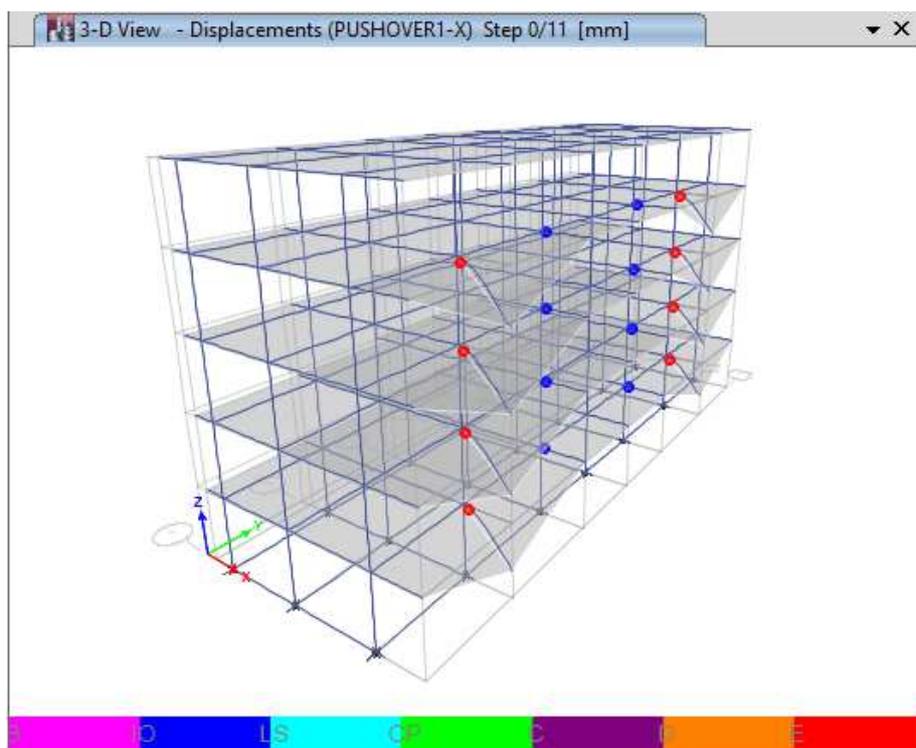


Figura 53. Rótulas plásticas de la estructura del Bloque Montúfar". Sentido X

Las primeras rótulas se forman inmediatamente en los volados y como se puede apreciar en los pórticos 2 y 6 prácticamente ya estarían caídos esos

volados, entonces el siguiente análisis corresponde realizarlo justamente en esos pórticos.

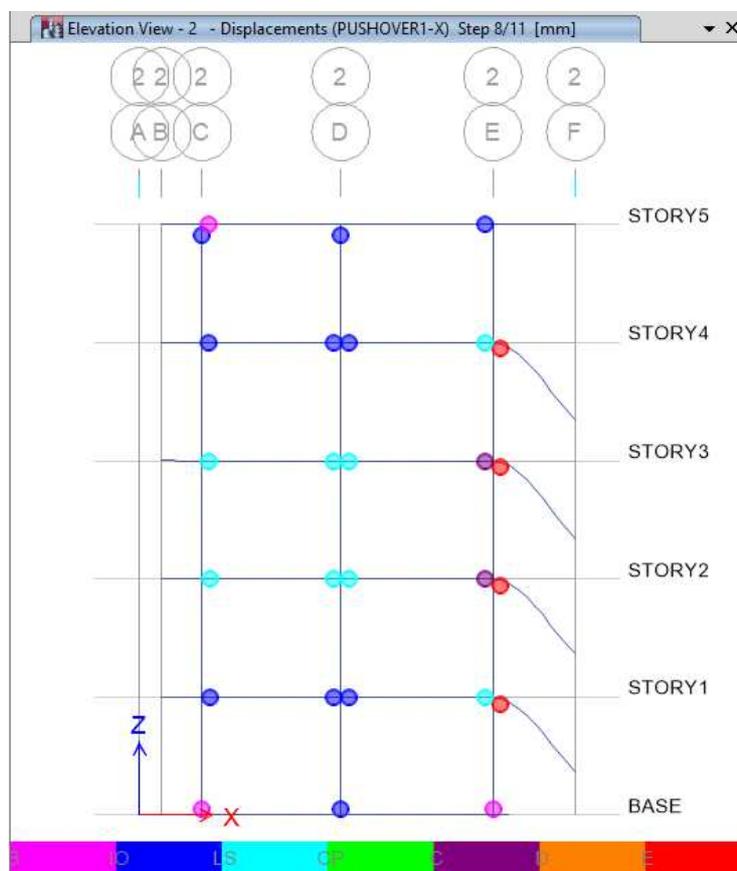


Figura 54. Rótulas plásticas del pórtico 2 del Bloque “Montúfar”. Sentido X

En la Figura 54 se puede observar que el mayor problema en este pórtico, luego de los volados se origina en las vigas próximas al volado de los pisos 2 y 3. y al finalizar la aplicación de las cargas monotónicas en la estructura se observa finalmente en la Figura 55 que prácticamente todas las vigas de los pisos 2 y 3 son las primeras que fallarán, luego vendrán las vigas de los pisos 1 y 4 y las últimas rótulas formadas corresponden a la cabeza de columna de la planta superior y al pie de columna de la base. Se comprueba que en este pórtico se está cumpliendo la filosofía de diseño.

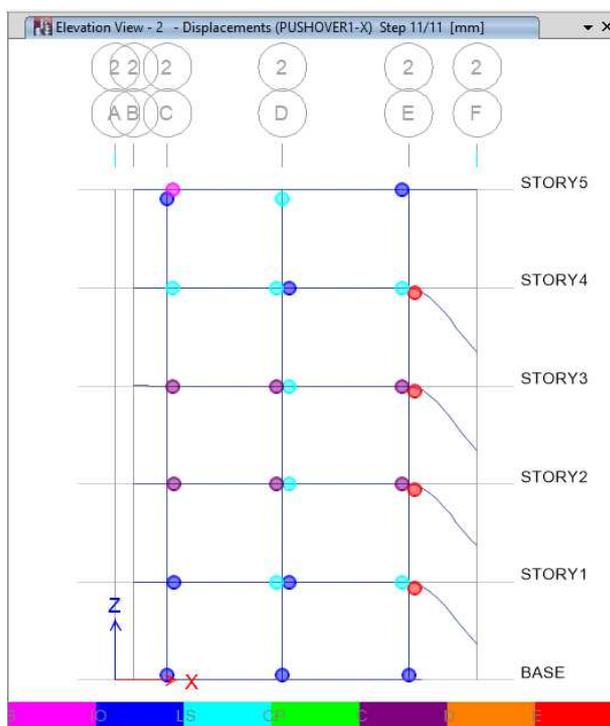


Figura 55. Rótulas plásticas del pórtico 2 del Bloque “Montúfar”. Sentido X

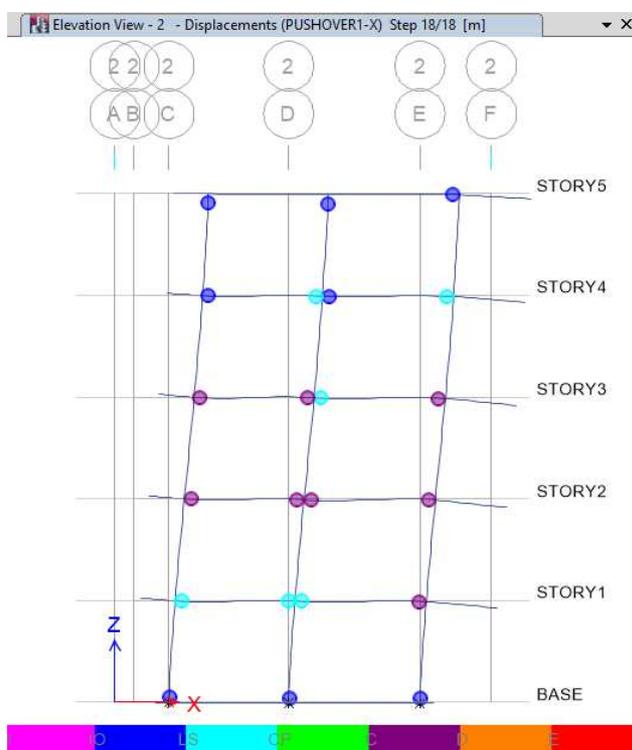


Figura 56. Rótulas plásticas del pórtico 2. Sentido X, sin considerar rótulas en el volado del Bloque “Montúfar”

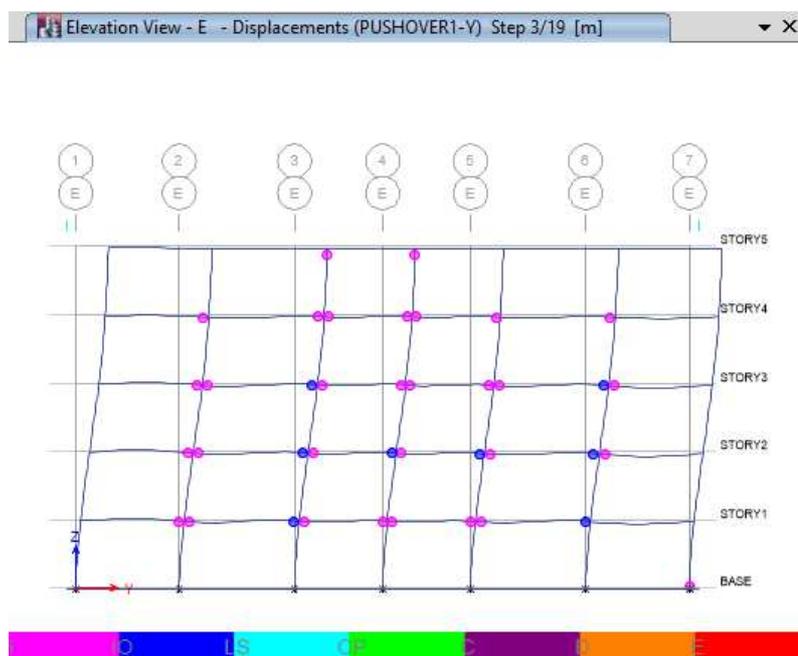


Figura 57. Rótulas plásticas del pórtico E del Bloque “Montúfar”. Paso 3. Sentido Y

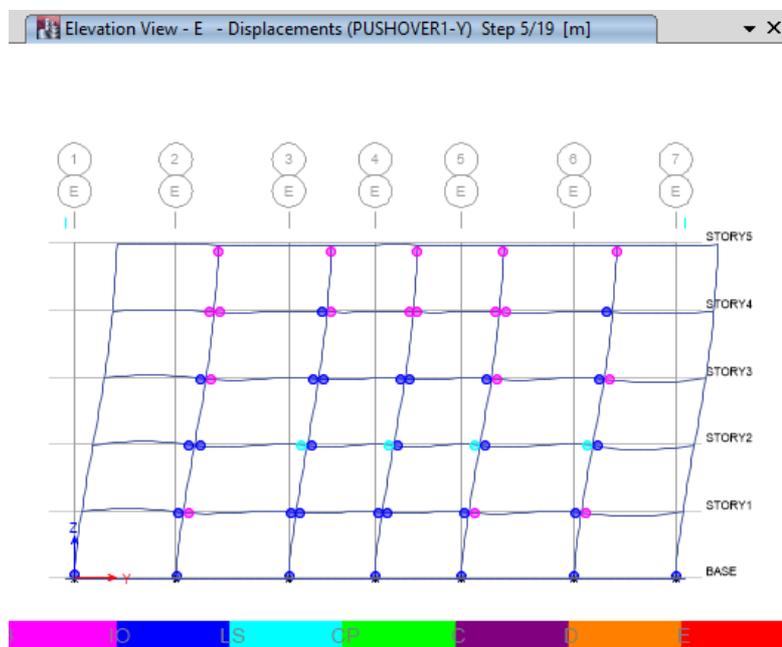


Figura 58. . Rótulas plásticas del pórtico E del Bloque “Montúfar”. Paso 5. Sentido Y

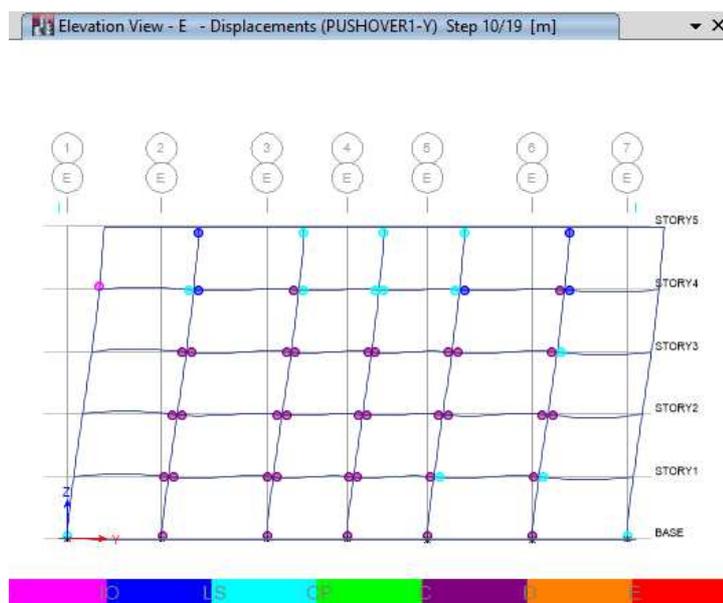


Figura 59. Rótulas plásticas del pórtico E del Bloque “Montúfar”. Paso 10. Sentido Y

En la secuencia de las Figuras 57, 58, y 59 se puede observar que el primer daño se presentará en las vigas de los pisos 1, 2 y 3, avanzando a las vigas del piso 4 posteriormente. De ahí aparecen las rótulas en la cabeza de columna del piso superior y en el pie de columna de la base y se intensifican las ya existentes como debe de suponerse. En este caso ya se nota un problema en la base de la estructura, ya que se supone que el daño aquí es el último en producirse, puesto que la formación de rótulas en este sector implica un colapso de toda la estructura.

2. Gimnasio y área deportiva del C.R.O.E

2.1. Geometría general

Este edificio es de forma cuadrangular con pequeñas irregularidades en planta. Está conformado por un gimnasio, 2 canchas de squash y 2 de racket que en conjunto llegan al 53.4% del área total que son 869.76 m². El resto de superficie lo complementan el restaurante, baños, área de descanso y juegos de sala.

El bloque tiene 2 pisos y el área del 53.4% no tiene losas, ya que las dependencias ahí ubicadas exigen una gran altura; por tanto, tienen una cubierta formada por una cercha de acero con panel metálico y su

correspondiente cielo falso. La superficie sobrante está conformada por una losa alivianada en cada piso.

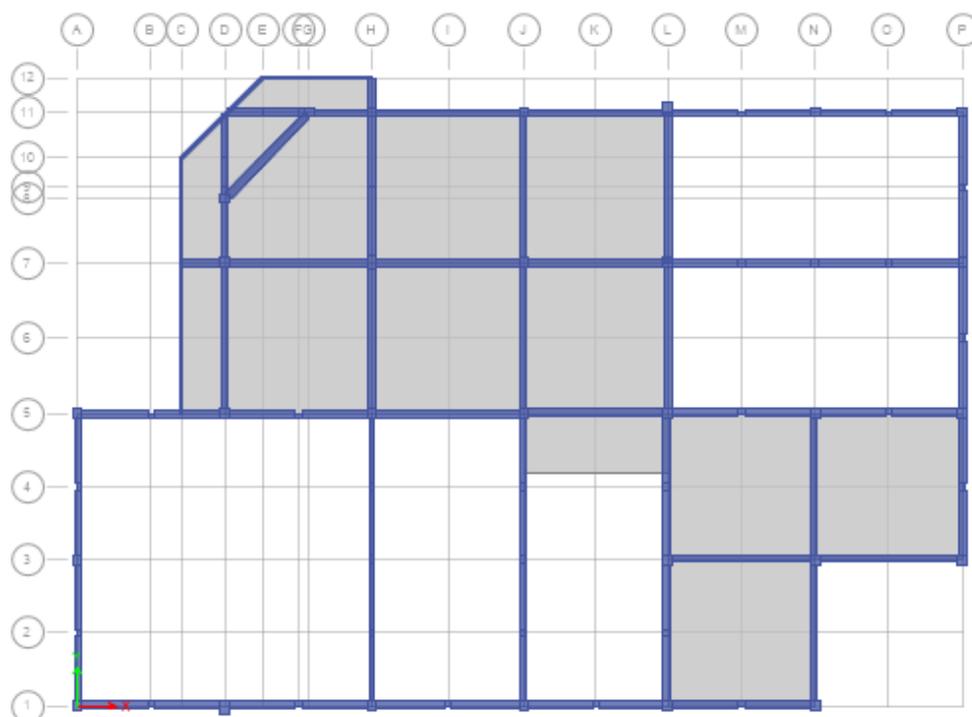


Figura 60. Vista en planta de la estructura del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.
(Piso 2. Sin cubierta metálica).

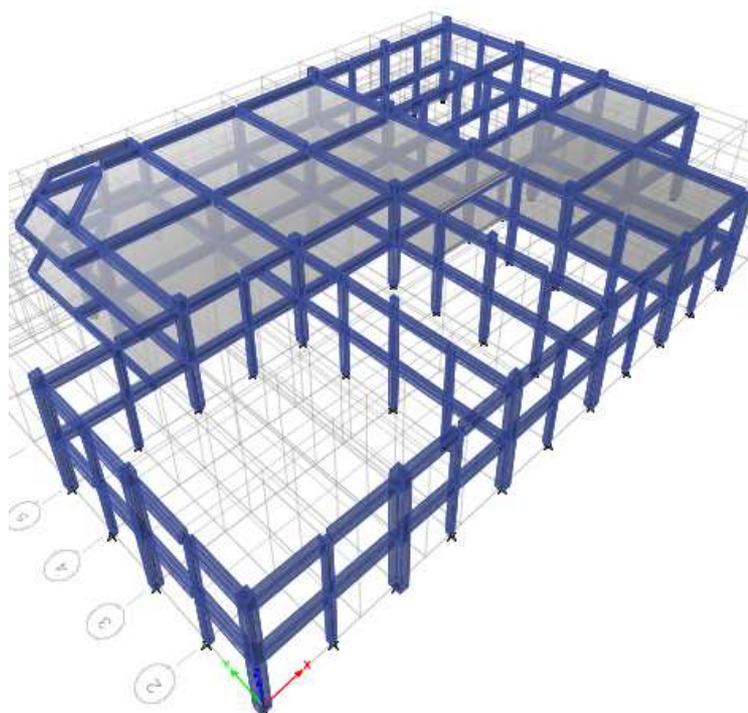


Figura 61. Vista en 3D del modelo a analizar del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Sin cubierta metálica)

2.2. Vanos

Cuenta la estructura con 14 ejes principales y 2 auxiliares para modelar el volado, los mismos que forman 15 vanos horizontales designados con letras (Sentido X) y 12 ejes principales más 2 auxiliares (volado) que forman 11 vanos verticales designados con números (Sentido Y). Las dimensiones de los mismos se especifican en la Tabla 56.

Tabla 56.

Dimensiones de los vanos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

	Vano	Longitud (m)
Sentido X	A - B	3.125
	B - C	1.275
	C - D	1.85
	D - E	1.60
	E - F	1.525
	F - G	0.475
	G - H	2.65
	H - I	3.225
	I - J	3.225
	J - K	3.05
	K - L	3.05
	L - M	3.125
	M - N	3.125
	N - O	3.125
	O - P	3.125
Sentido Y	1 - 2	3.125
	2 - 3	3.125
	3 - 4	3.125
	4 - 5	3.125
	5 - 6	3.225
	6 - 7	3.225
	7 - 8	2.75
	8 - 9	0.475
	9 - 10	1.275
	10 - 11	1.95
	11 - 12	1.45

2.3. Pisos

El edificio consta de dos plantas y adicionalmente se modelo una tercera planta auxiliar para las establecer la altura de las columnas que sobresalen y que sirven de apoyo a la cercha metálica y su cubierta. Las alturas de entepiso se detallan en la Tabla 2.25.

Tabla 57.

Alturas del piso del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Ord.	Piso	Altura parcial(m)	Altura acumulada (m)
1	Primero	2.88	2.88
2	Segundo	2.88	5.76
3	Tercero	0.64	6.40

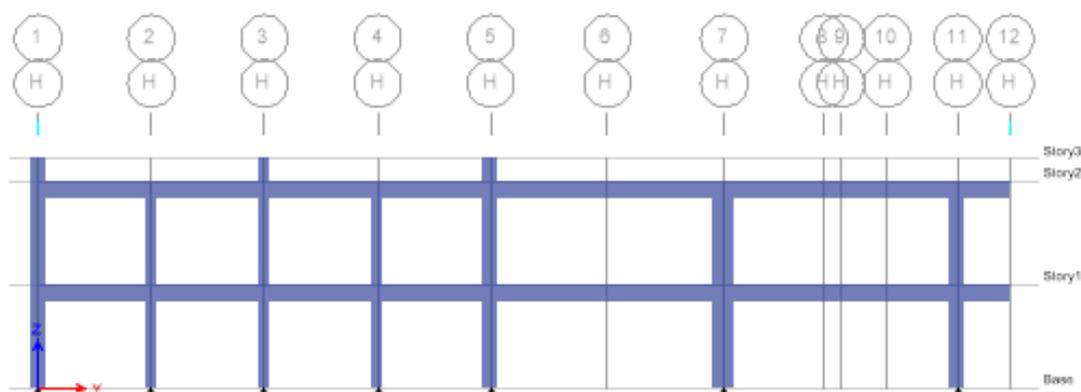


Figura 62. Vista en elevación del eje H del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

2.4. Apoyos

La cimentación del edificio está constituida por plintos aislados, entonces la estructura será modelada en sus apoyos mediante un empotramiento, tal y como se observa en la Figura 63.



Figura 63. Empotramiento en la base de la estructura del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

2.5. Geometría específica

2.5.1. Materiales

Dado que no se pudo realizar ensayos de la resistencia de los materiales, se está considerando lo señalado en los planos de diseño; por tanto, las características de los materiales correspondientes a hormigón armado son las siguientes:

Tabla 58.

Características del hormigón armado del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Material	Características
Hormigón	$f'c= 2100 \text{ T/m}^2$; $\gamma= 2.4 \text{ T/m}^3$; $E= 2316834.25 \text{ T/m}^2$
Acero	$f_y= 42000 \text{ T/m}^2$; $E_s= 1994800 \text{ T/m}^2$

En esta estructura adicionalmente se tiene otro material para la cubierta, entonces, se indica las características del acero que conforma la cercha de parte de la cubierta del gimnasio.

Tabla 59.

Características del acero de la cercha metálica del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Material	Características
Acero	$\gamma= 7.849 \text{ T/m}^3$; $f_y= 35153.48 \text{ T/m}^2$; $E_s= 20389019 \text{ T/m}^2$

2.5.2. Secciones

Existen 6 tipos de columnas y 5 de vigas. La diferencia radica en la sección del elemento y en algunos casos en la distribución y cantidad de acero empleado. La columna tipo C6 se colocó en los dos sentidos, pero el armado no varió. El detalle de aquéllos se describe en la Tabla 60. El acero longitudinal de vigas corresponde a la zona de mayor momento.

Tabla 60.
Características de las columnas y vigas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

		Armado			
	Tipo	Sección (cm x cm)	Acero longitudinal	Acero transversal	Recubrimiento
Columnas	C1	40 x 60	3 varillas por cara; 8 Ø 16	2 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C2	45 x 45	3 varillas por cara; 4 Ø 18 interiores y 4 Ø 16 esquineras	2 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C3	40 x 40	3 varillas por cara; 4 Ø 14 interiores y 4 Ø 16 esquineras	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C4	30 x 40	3 varillas por cara; 4 Ø 18 interiores y 4 Ø 16 esquineras	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C5	30 x 30	3 varillas por cara; 4 Ø 12 interiores y 4 Ø 14 esquineras	1 E Ø 10 @ 15cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C6	30 x 20	3 varillas por cara; 4 Ø 12 interiores y 4 Ø 14 esquineras	1 E Ø 10 @ 15cm en L/4 y @ 20cm en L/2	3 cm al centro de la varilla
Vigas	V1	30 x 50	A. superior: 8 Ø 18 5 separadores Ø 20 A. inferior: 5 Ø 16	1 E Ø 10 @ 15cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	V2	30 x 50	A. superior: 5 Ø 14 Centro: 2 Ø 12 A. inferior: 5 Ø 12	1 E Ø 8 @ 15cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	V3	30 x 50	A. superior: 5 Ø 18 A. inferior: 3 Ø 18	1 E Ø 10 @ 15cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	V4	20 x 50	A. superior: 2 Ø 18 A. inferior: 2 Ø 18	1 E Ø 10 @ 15cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla

Existen 56 columnas en esta estructura; 3 tipo C1, 1 tipo C2, 24 tipo C3, 1 tipo C4, 8 tipo C5 y 19 tipo C6. En la Tabla 61 se puede verificar la distribución de las mismas por ejes y pisos. 20 columnas sobrepasan el tercer piso auxiliar; por tanto, en la Tabla se especifica en que ejes se ubican ellas. Con respecto a las vigas, en la Figura 64 se observa parte de las mismas con su respectiva ubicación y nombre.

Tabla 61.
Características de las columnas y vigas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

		Tipo de columna								
Ejes	D1, L11	H7	J7	A1, A3, A5, D5, H5, J1, J5, L1, L3, L5, L7, N5, N11, P5, P11	D7, D8, G11, H1, H11, J11, N1, N3, P3	P7	J3, N7	J2, J4, L2, L4, M7, O7	H3	A2, A4, B1, B5, F1, F5, H2, H4, I1, K1, M1, M5, M11, O5, O11, P4, P6, P9
	Pisos									
Primero	C1	C2	C3		C4	C5	C6			
Segundo	C1	C2	C3		C4	C5	C6			
Tercero	C1		C3		C4	C5	C6			



Figura 64. Ubicación de columnas y vigas (mitad del edificio) del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

En cuanto a la cercha metálica que forma la cubierta, la geometría de la misma está detallada en la Figura 65. Sobre ella se coloca el panel metálico que actúa como la verdadera cubierta.

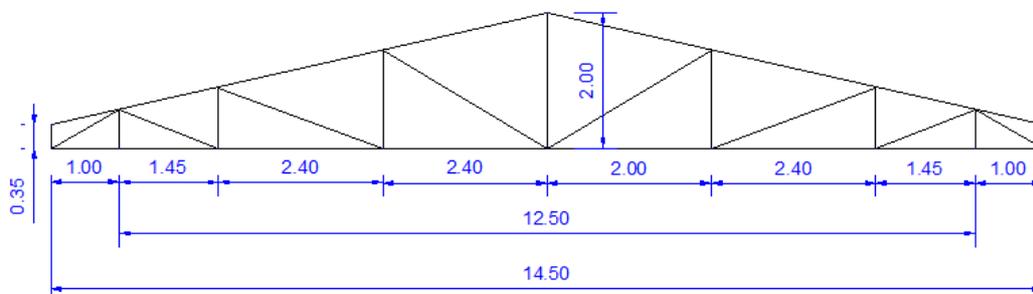


Figura 65. Geometría de cercha del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

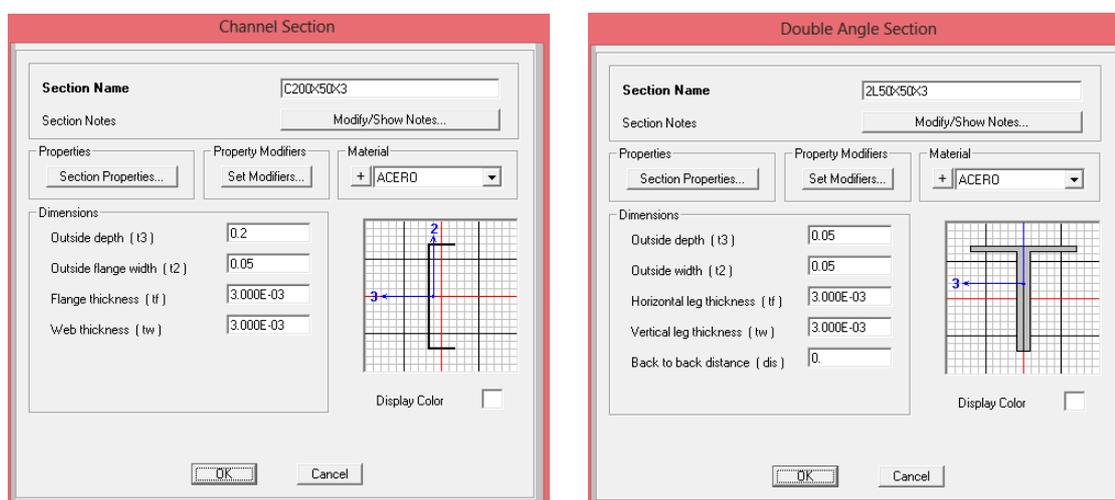


Figura 66. Elementos usados en la cercha del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

(Modelados en SAP-2000)

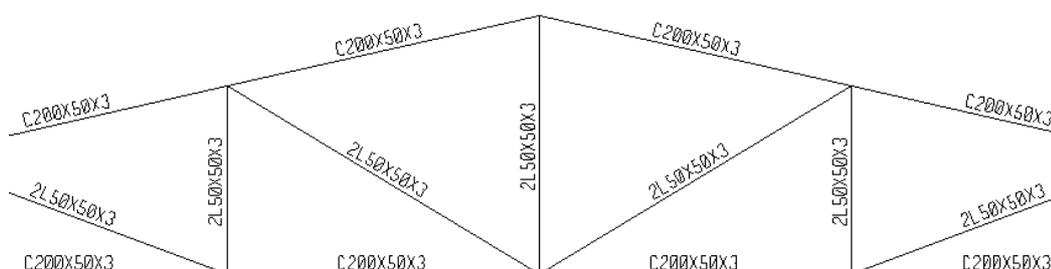


Figura 67. Elementos que conforman la geometría de la cercha metálica del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

2.6. Cargas

2.6.1. Viva

En este edificio no existen cargas importantes sobre las dos losas, por lo que se puede considerar un valor de ocupación de 0.2 T/m^2 para la losa de la primera planta de acuerdo a la NEC-11 en vigencia. La losa de la segunda planta no es accesible de forma directa por medio de gradas, pero constituye una terraza a la que eventualmente se puede llegar mediante la ayuda de una escalera para realizar algún tipo de mantenimiento, especialmente de la cubierta metálica, por lo que al valor de 0.07 T/m^2 considerado por la NEC-11 para cubiertas planas, inclinadas y curvas se le incrementará un porcentaje y se va a considerar el valor de carga viva de 0.10 T/m^2 .

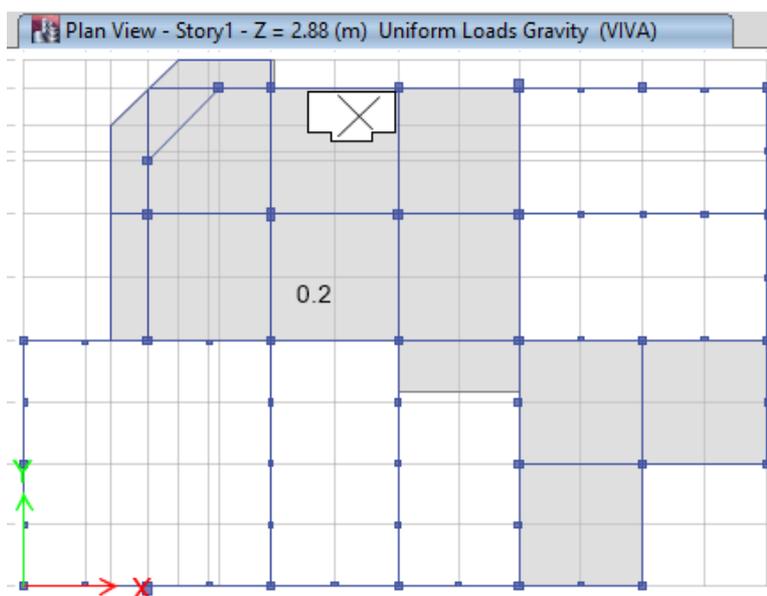


Figura 68. Carga Viva sobre la losa del Piso 1 del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

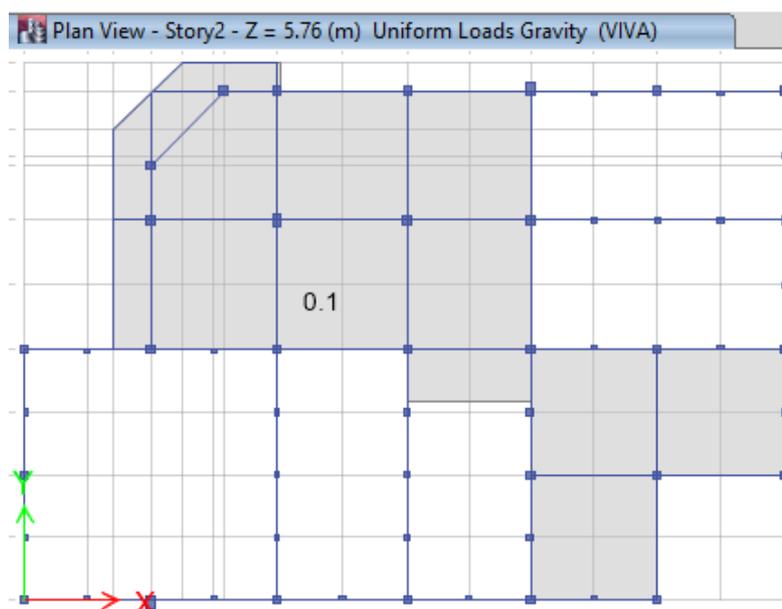


Figura 2.53. Carga Viva sobre la losa del Piso 2 del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

En el modelo en ETABS no se consideró la cercha metálica y la cubierta. La solución a esto es el modelamiento separado de la cubierta que se lo hizo con un gráfico en Autocad y la posterior importación al programa SAP-2000 que ofrece mayores facilidades en este tipo de elementos. Las cargas serán aplicadas directamente sobre los nudos de la cercha, para lo cual se debe establecer los anchos cooperantes en las dos direcciones que se requieren.

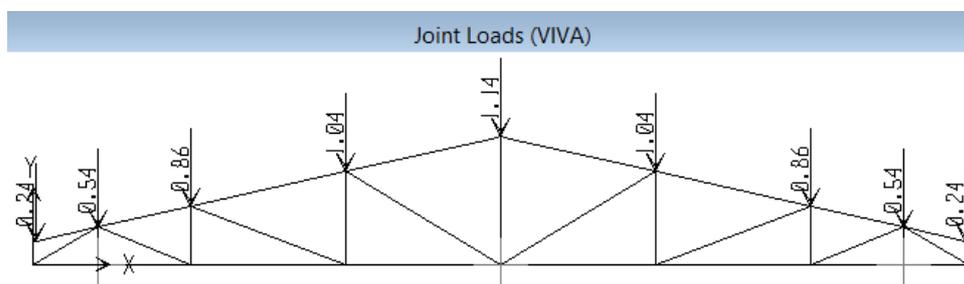
Como se trata de una cubierta inaccesible se le debe asignar la carga de 0.07 T/m^2 , que es el valor para cubiertas planas, inclinadas y curvas; según la NEC-11.

El valor de 0.07 T/m^2 es multiplicado por el ancho cooperante existente entre las longitudes de los nudos y por el ancho cooperante entre las cerchas, que es variable, pero en este caso se ha considerado uno al azar para señalar la forma de cálculo.

Tabla 62.**Carga Viva por nudo del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.**

UBICACIÓN	ANCHO COOP. (m)	LONG. 2 (m)	L (T)
n. canal (1)	0.540	6.25	-0.236
n. 2	1.235	6.25	-0.540
n. 3	1.975	6.25	-0.864
n. 4	2.385	6.25	-1.043
n. cumbrero	1.305	6.25	-0.571
n. cumbrero	1.305	6.25	-0.571
n. 7	2.385	6.25	-1.043
n. 8	1.975	6.25	-0.864
n. 9	1.235	6.25	-0.540
n. canal (10)	0.540	6.25	-0.236

Los valores de carga viva de la Tabla 62 son ingresados en los nudos de la cercha, como se trata de una simétrica, éstos serán los mismos para cada par de nudos simétricos. Además los dos valores de los nudos del cumbrero se suman y se coloca una sola carga puntual en el nudo central.

**Figura 2.54.** Ubicación de Carga viva en los nudos de la cercha del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Una vez que se corra el programa SAP-2000 se debe obtener las reacciones en los apoyos de la cercha que representan las columnas de la estructura en donde se apoya la misma. Existe únicamente una cercha que tiene los dos apoyos extremos y no el intermedio y es aquella que se ubica sobre el eje D (sobre el área del gimnasio). Son estas reacciones las que ingresarán en ETABS como una carga puntual en cada columna (Piso 3) ya que no se ingresó sobre una losa por no existir.

Tabla 63.

Reacciones en los apoyos de la cercha del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

TABLE: Joint Reactions				
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	F1 Tonf	F2 Tonf
1	VIVA	LinStatic	-0.0008597	3.3078
5	VIVA	LinStatic	0.5538	1.6000
14	VIVA	LinStatic	-0.5529	1.6002

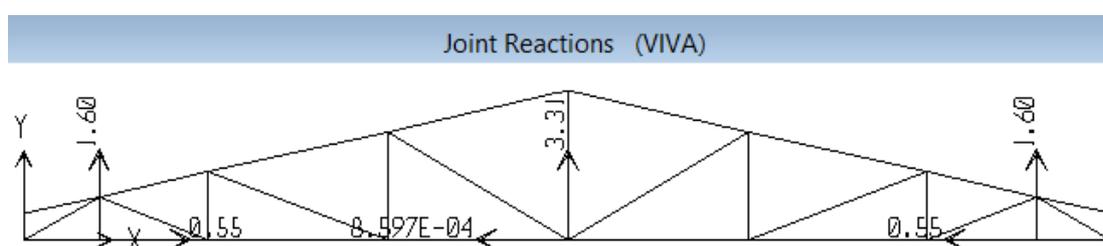


Figura 69. Reacciones en los apoyos para Carga viva del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Las reacciones en las juntas anteriormente calculadas ya pueden ser ingresadas con el signo contrario en el lugar que ocupa esta cercha que es el eje N. Las restantes 7 cerchas deben ser recalculadas cambiando únicamente el ancho cooperante entre cerchas, ya que el otro ancho cooperante no varía porque la dimensión del elemento es el mismo en todos los casos.

Para las cerchas de los ejes A, L y P cuyo ancho cooperante entre cerchas es de 3.125m se tiene el siguiente resultado:

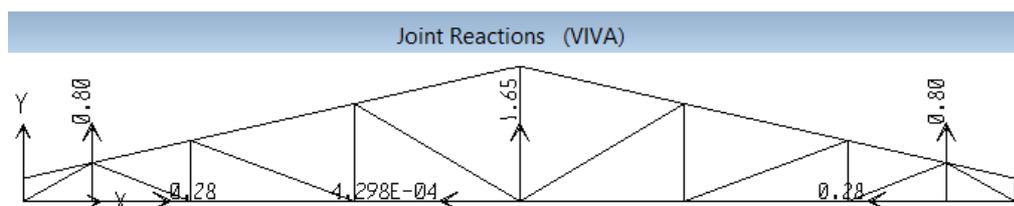


Figura 70. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Ejes A, L y P)

Para la cercha del eje H cuyo ancho cooperante entre cerchas es de 6.35m se tiene el resultado:

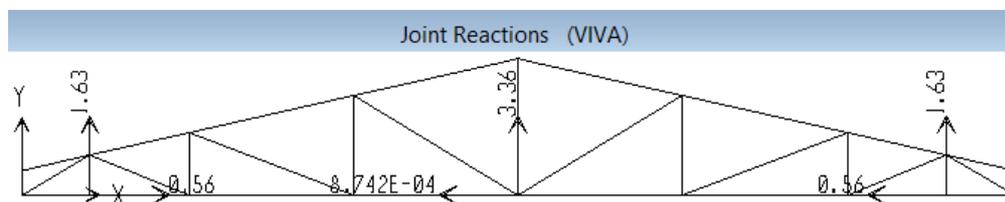


Figura 71. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Eje H)

En el caso de la cercha del eje J cuyo ancho cooperante entre cerchas es de 6.275m se tiene el resultado:

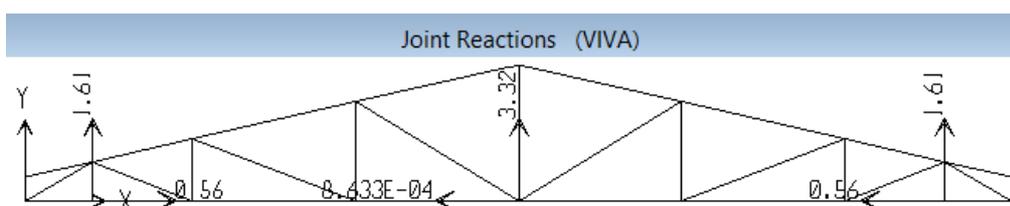


Figura 72. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

La otra cercha del eje L tiene un ancho cooperante entre cerchas de 3.05m y el resultado es:

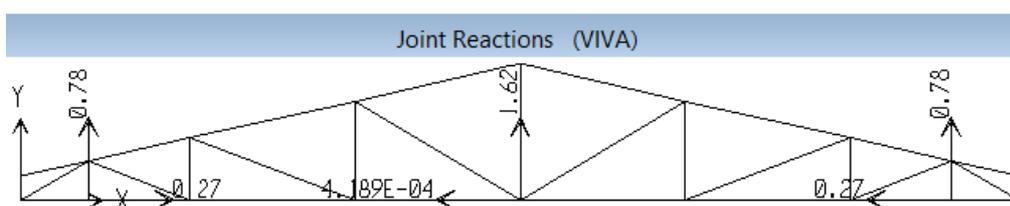


Figura 73. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Eje L).

Finalmente la cercha sobre el eje D tiene únicamente 2 apoyos extremos y no el intermedio y el ancho cooperante entre cerchas es de 6.25m. El resultado es:

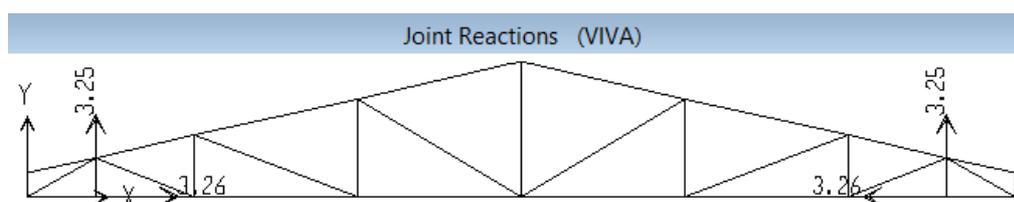


Figura 74. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Eje D).

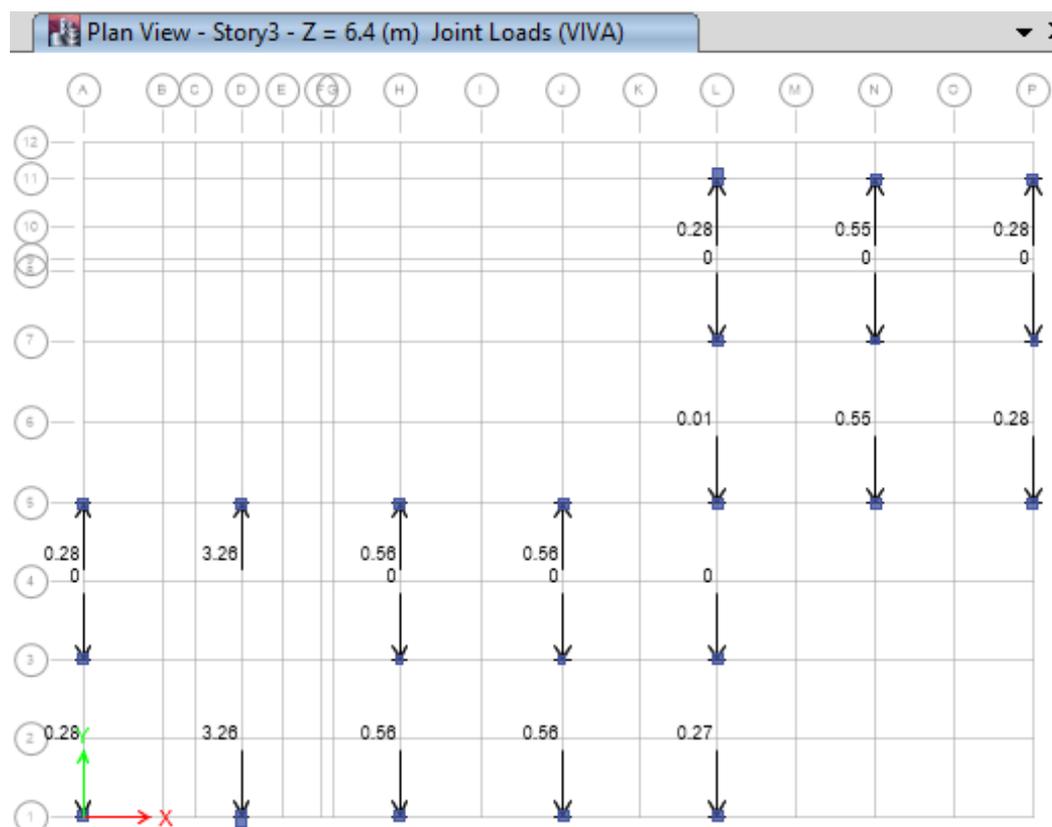


Figura 75. Carga viva puntual sobre columnas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (V. Planta)

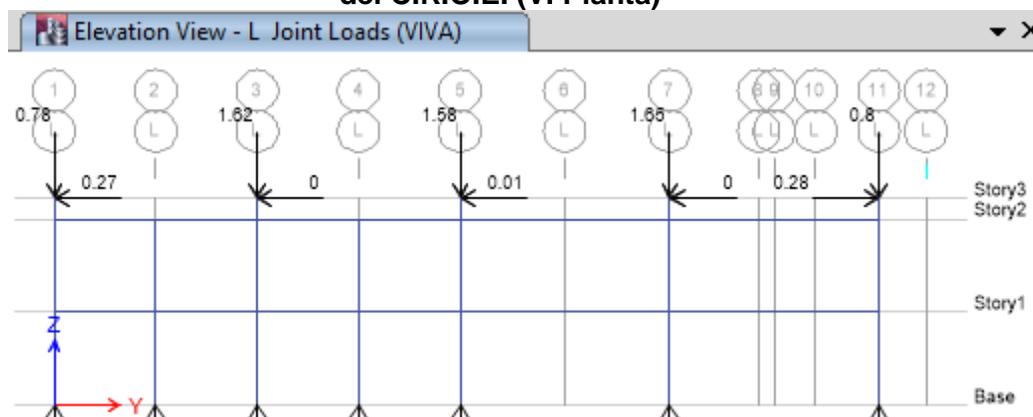


Figura 76. Carga viva puntual sobre columnas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (V. Elevación. Eje L).

2.6.2. Muerta

La carga muerta a considerarse es la correspondiente al peso propio del edificio que lo da el mismo programa ETABS luego de que han sido ingresados los datos de los elementos estructurales, más un valor de carga permanente correspondiente al peso de mamposterías, enlucidos, masillados y recubrimientos para el caso de las losas y se lo puede apreciar en las Tablas 64 y 65 La primera corresponde al piso 1 y la segunda al piso 2, que al ser una terraza inaccesible y sin antepechos, no tiene peso de mampostería adicional ni ningún recubrimiento de piso.

Tabla 64.
Carga permanente del Piso 1 del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Materiales	Cálculo	Peso (T/m ²)
Enlucido y masillado	1m x 1m x 0.03m x 2.2T/m ³	0.066
Recubrimiento de piso	1m x 1m x 0.02m x 2.2T/m ³	0.044
Peso Asumido Mampostería		0.200
Total		0.310

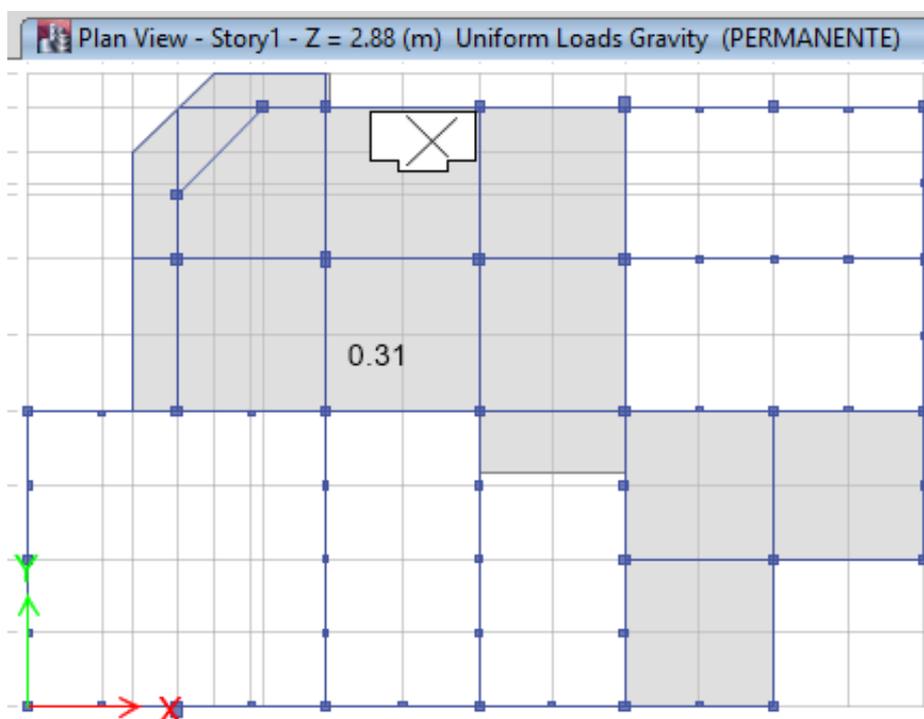


Figura 77. Carga permanente en la losa del Piso 1 del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Tabla 65.

Carga permanente del Piso 2 del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Materiales	Cálculo	Peso (T/m ²)
Enlucido y masillado	1m x 1m x 0.04m x 2.2T/m ³	0.088
Total		0.088

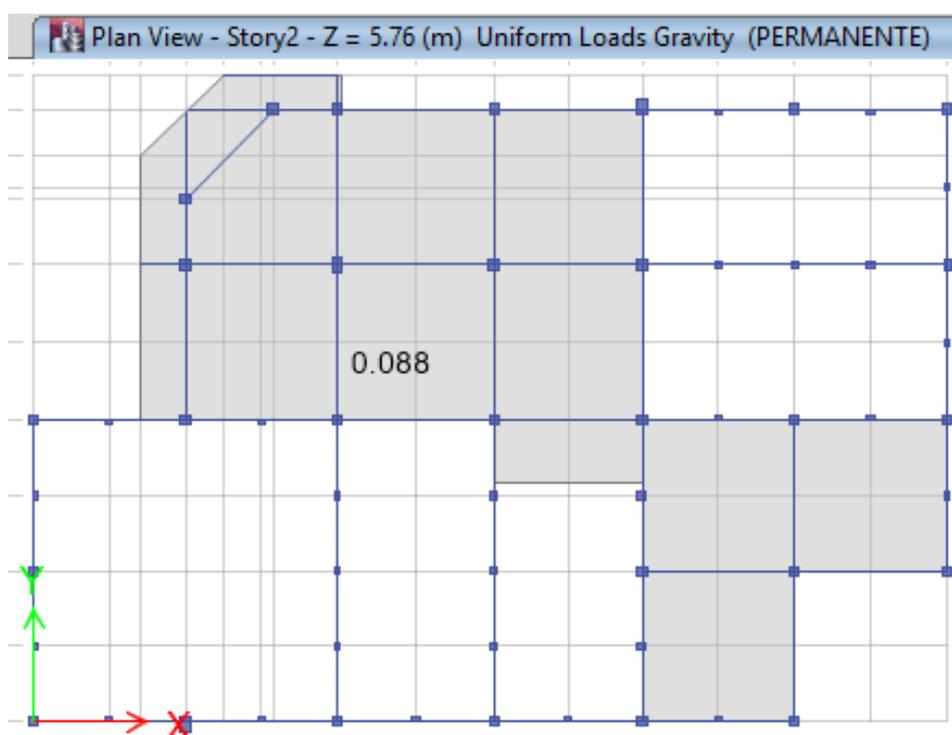


Figura 78. . Carga permanente en la losa del Piso 2 del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

También hay que añadir en el modelo la carga permanente sobre el Piso 1, donde no se apoya directamente la losa; es decir, sobre las vigas de algunos ejes. Ésta es una carga distribuida, para lo cual se considera el peso de la pared, que es variable según el ancho del bloque y presencia de ventanas.

El cálculo de las cargas en parte de los respectivos ejes se presenta en las Tablas de abajo. En la tabla 66 se han colocado bloques de 25cm de ancho para cubrir la pared de 2.88m de altura. En las otra dos Tablas los bloques de pared son de 15cm de ancho y adicionalmente en la Tabla 68 se considera un alto de pared de 1.28m y 1.60m de ventanal.

Tabla 66.

Carga permanente distribuida del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Ejes 7 y J)

Materiales	Cálculo	Peso (T/m)
Enlucido interno y externo	$1\text{m} \times 2.88\text{m} \times 0.04\text{m} \times 2.2\text{T/m}^3$	0.253
Mortero unión bloques	$1\text{m} \times 0.08\text{m} \times 0.25\text{m} \times 2.2\text{T/m}^3$	0.044
Peso Asumido Mampostería	35 bloques $\times 0.012\text{T}$	0.420
Total		0.717

Tabla 67.

Carga permanente distribuida del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Materiales	Cálculo	Peso (T/m)
Enlucido interno y externo	$1\text{m} \times 2.88\text{m} \times 0.04\text{m} \times 2.2\text{T/m}^3$	0.253
Mortero unión bloques	$1\text{m} \times 0.08\text{m} \times 0.15\text{m} \times 2.2\text{T/m}^3$	0.026
Peso Asumido Mampostería	35 bloques $\times 0.008\text{T}$	0.280
Total		0.560

Tabla 68.

Carga permanente distribuida del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Materiales	Cálculo	Peso (T/m)
Enlucido interno y externo	$1\text{m} \times 1.28\text{m} \times 0.04\text{m} \times 2.2\text{T/m}^3$	0.113
Mortero unión bloques	$1\text{m} \times 0.08\text{m} \times 0.15\text{m} \times 2.2\text{T/m}^3$	0.026
Peso Asumido Mampostería	15 bloques $\times 0.008\text{T}$	0.120
Aluminio de ventanas	$0.015\text{m} \times 1.60\text{m} \times 0.04\text{m} \times 2.7\text{T/m}^3$	0.003
Vidrio de ventanas	$1\text{m} \times 1.60\text{m} \times 0.005\text{m} \times 2.6\text{T/m}^3$	0.021
Total		0.259

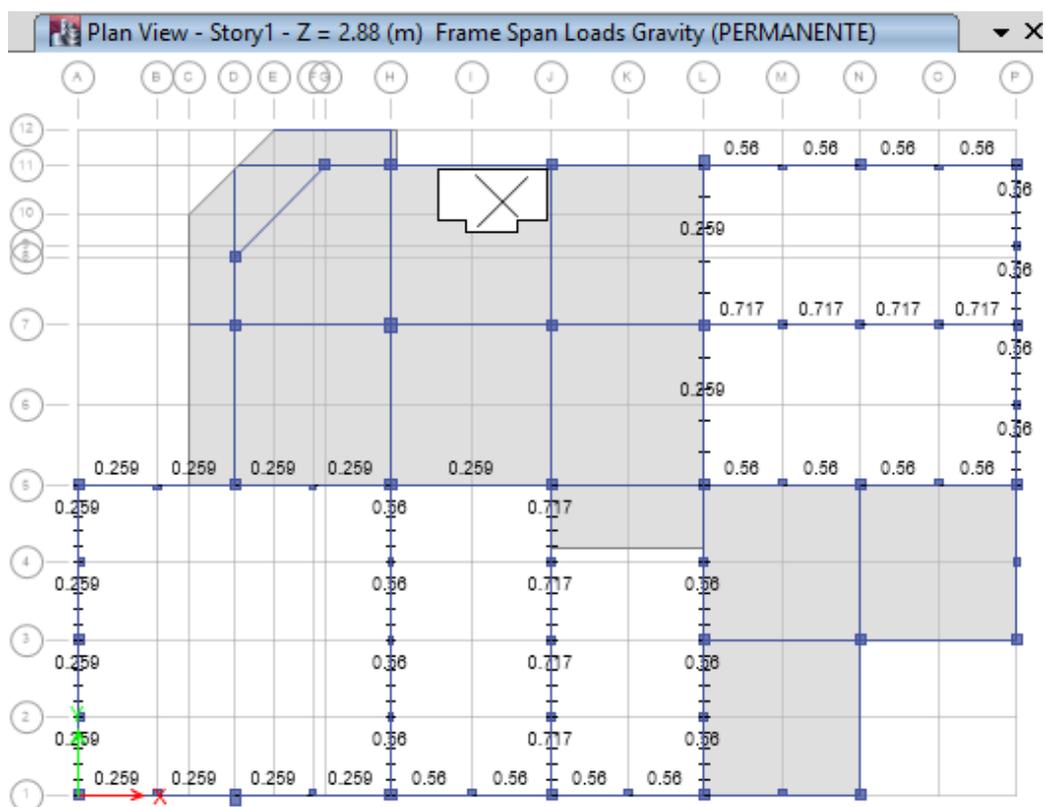


Figura 79 . Ubicación de Carga permanente distribuida en vigas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Sobre los mismos ejes y vigas, pero del Piso 2 existe una pared de 42cm de altura, cuyo peso representa la carga permanente distribuida. El ancho de la pared es el mismo que del Piso 1. En la Tabla 69 se ha colocado el peso de bloques de 25cm de ancho sobre las vigas de los ejes 7 y J y en la Tabla 70 el peso de bloques de 15cm, sobre las vigas de los ejes 1, 5, 11, A, H, L y P.

Tabla 69.
Carga permanente distribuida del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Materiales	Cálculo	Peso (T/m)
Enlucido interno y externo	$1\text{m} \times 0.42\text{m} \times 0.04\text{m} \times 2.2\text{T/m}^3$	0.037
Mortero unión bloques	$1\text{m} \times 0.02\text{m} \times 0.25\text{m} \times 2.2\text{T/m}^3$	0.011
Peso Asumido Mampostería	5 bloques \times 0.012T	0.060
Total		0.108

Tabla 70.

Carga permanente distribuida del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Materiales	Cálculo	Peso (T/m)
Enlucido interno y externo	1m x 0.42m x 0.04m x 2.2T/m ³	0.037
Mortero unión bloques	1m x 0.02m x 0.15m x 2.2T/m ³	0.007
Peso Asumido Mampostería	5 bloques x 0.008T	0.040
Total		0.084

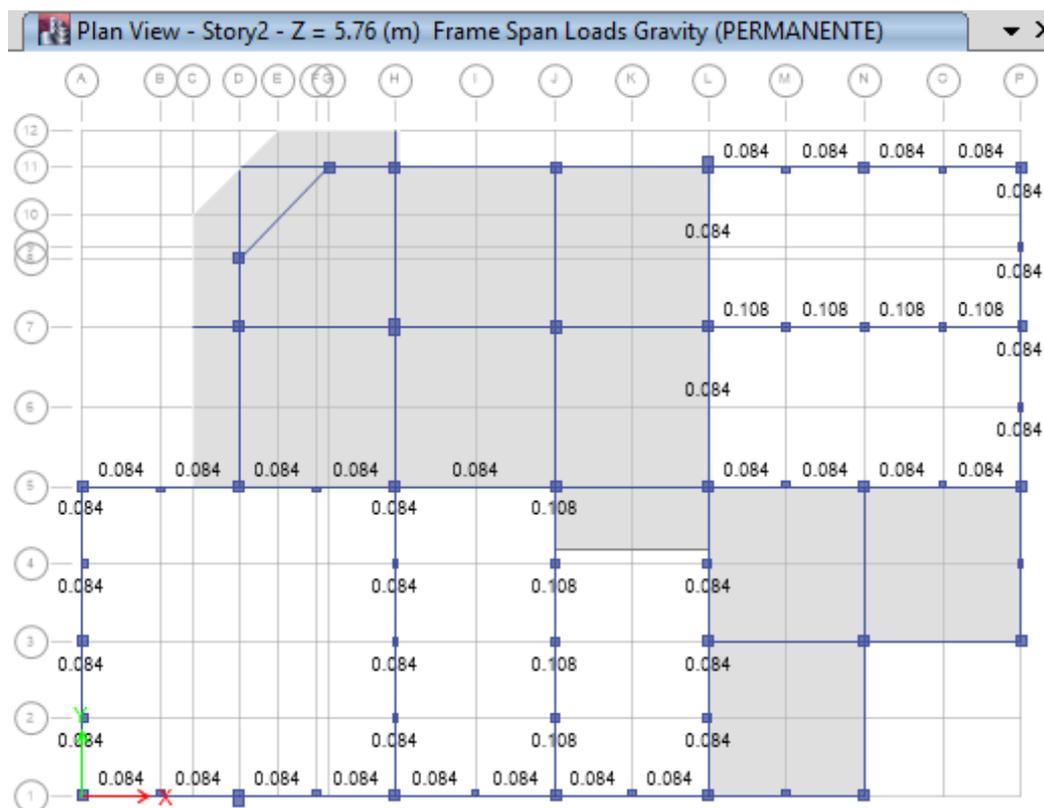


Figura 80. Carga permanente distribuida en vigas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Además hay que ingresar un valor de carga permanente en el Piso 3, correspondiente al peso de la cercha, cielo falso, instalaciones, cubierta y canal metálico que se lo puede apreciar en las Tablas 71 y 72. Se considera el ingreso de la carga de estas tablas sobre los nudos de la cercha metálica de la misma manera que se lo hizo para la carga viva, con la consideración de que para los nudos de canal se aumenta el peso de este elemento.

Tabla 71.

Carga permanente de la cercha metálica del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Materiales	Peso (T/m ²)
Peso propio de cercha	0.025
Instalaciones	0.005
Tumbado falso	0.010
Panel metálico	0.007
Total	0.042

Tabla 72.

Carga permanente del Canal perimetral del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Materiales	Peso (T/m ²)
Canal metálico	0.025
Total	0.025

Tabla 73.

Carga permanente por nudo del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

UBICACIÓN	ANCHO COOP. (m)	LONG. 2 (m)	D (T)
n. canal (1)	0.540	6.25	-0.298
n. 2	1.235	6.25	-0.324
n. 3	1.975	6.25	-0.518
n. 4	2.385	6.25	-0.626
n. cumbrero	1.305	6.25	-0.343
n. cumbrero	1.305	6.25	-0.343
n. 7	2.385	6.25	-0.626
n. 8	1.975	6.25	-0.518
n. 9	1.235	6.25 </td <td>-0.324</td>	-0.324
n. canal (10)	0.540	6.25	-0.142

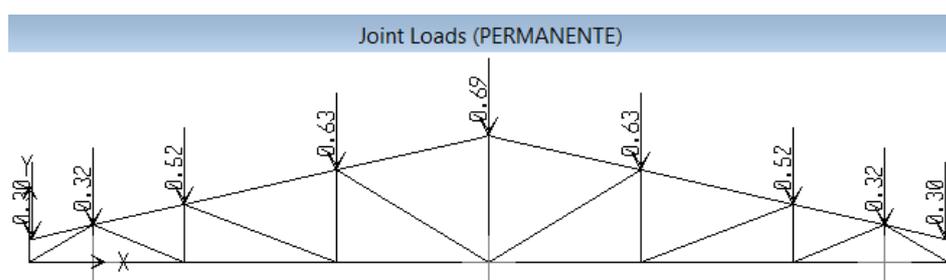


Figura 81. Ubicación de Carga permanente en los nudos de la cercha del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

En forma similar que para la carga viva se obtienen las reacciones en los apoyos de la cercha que ingresarán en ETABS como una carga puntual en cada columna.

Tabla 74.

Reacciones en los apoyos de la cercha del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

TABLE: Joint Reactions				
Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	F1 Tonf	F2 Tonf
1	PERMANENTE	LinStatic	-0.0011	1.9809
5	PERMANENTE	LinStatic	0.1748	1.1185
14	PERMANENTE	LinStatic	-0.1737	1.1187

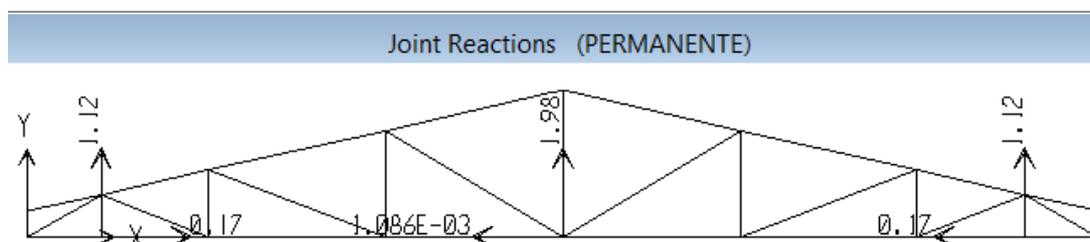


Figura 82. . Reacciones en los apoyos para carga permanente del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Las reacciones de la Figura 82 corresponden al eje N.

Sobre las columnas de los ejes A, L y P se ingresarán los siguientes valores con signo contrario:

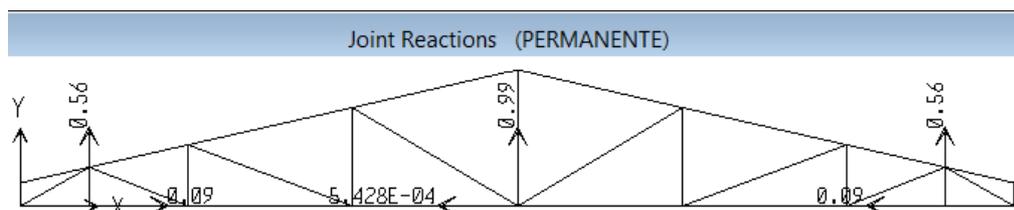


Figura 83. Reacciones en apoyos (Ejes A, L y P) del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Para la cercha del eje H se tiene el resultado:

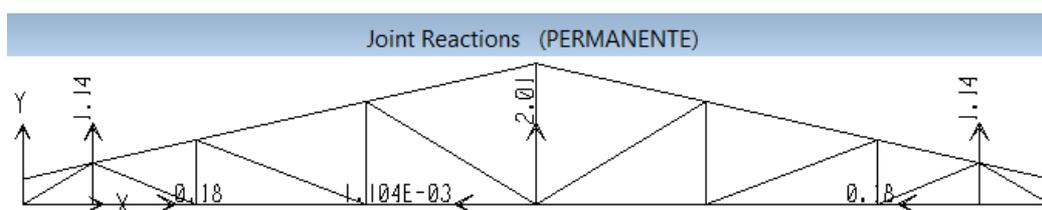


Figura 84. Reacciones en apoyos (Eje H) del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

En el caso de la cercha del eje J el resultado es:

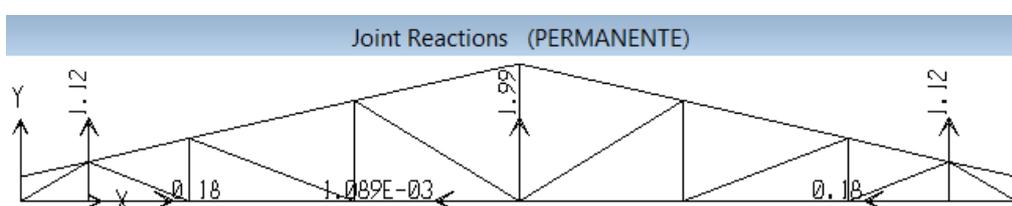


Figura 85. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Eje J).

La otra cercha del eje L tiene un ancho cooperante entre cerchas de 3.05m y el resultado es:

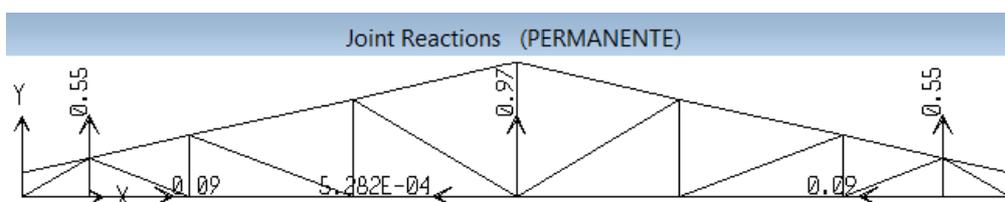


Figura 86. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. Figura 2.72.

Por último la cercha sobre el eje D reporta el siguiente resultado:

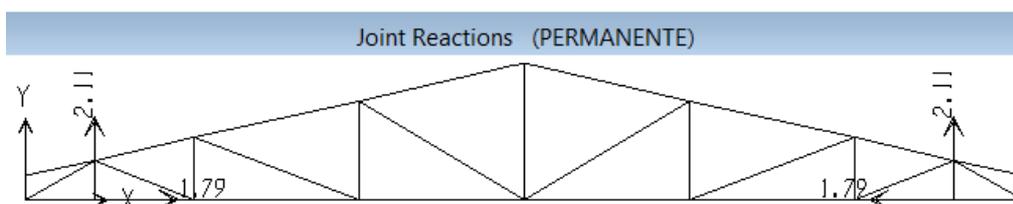


Figura 87. Reacciones en apoyos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

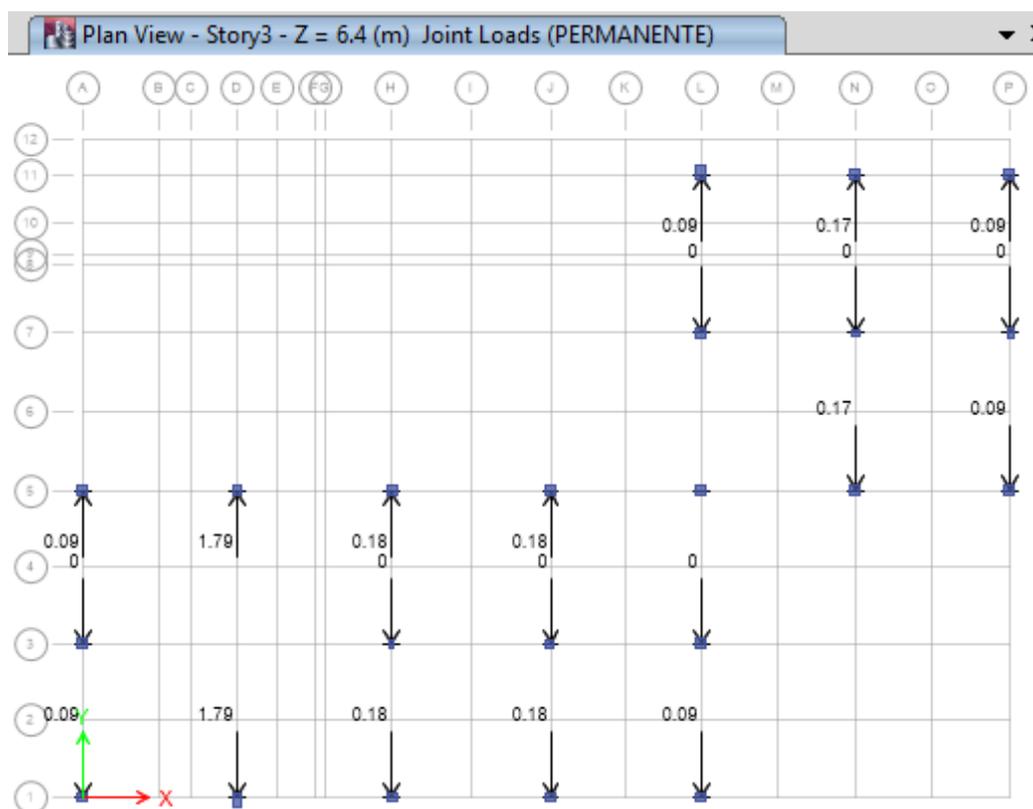


Figura 88. Carga permanente puntual sobre columnas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.
(V. Planta)

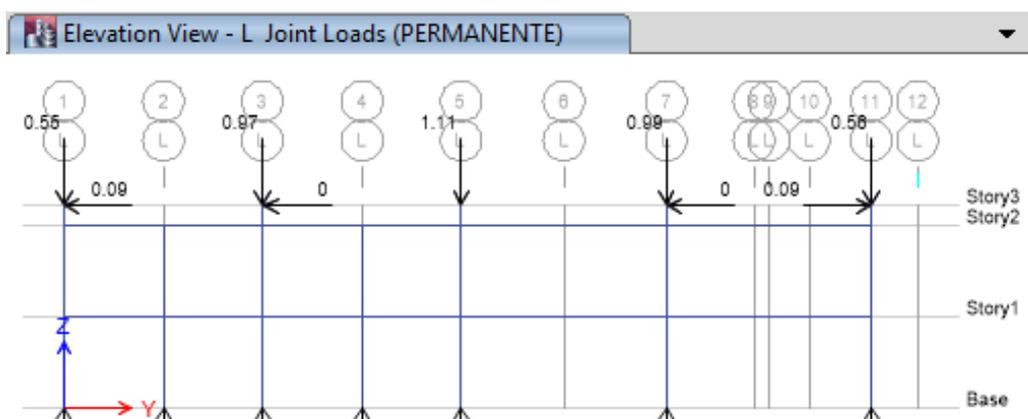


Figura 89. Carga puntual sobre columnas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.
(V. Elevación. Eje L)

2.6.3. Sismo estático

El coeficiente correspondiente al factor del Cortante basal calculado con la NEC-11 es el que va a ser ingresado para 4 sismos estáticos designados

como: SX1, SX2, SY1 y SY2. El procedimiento es similar a la estructura anterior.

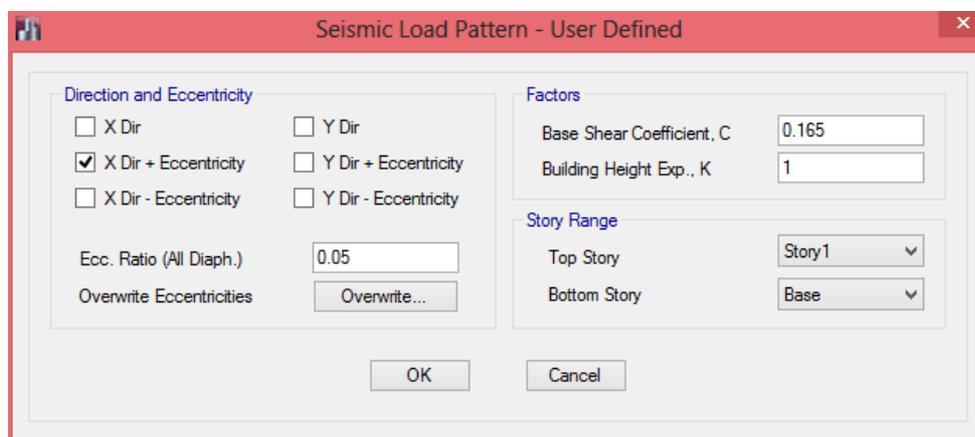


Figura 90. Carga estática equivalente SX1 introducida en ETABS del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

2.6.4. Combinaciones de carga

Las combinaciones de la NEC-11 con las cargas que se dispone son:

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L
3. 1.2D + 1.0L
4. 1.2D + 1.0L ± 1.0E
5. 0.9D ± 1.0E

2.7. Análisis estático lineal

En el Bloque Montúfar ya se definió de lo que se trata este análisis; por tanto, se pasa directamente a la interpretación de los resultados.

2.7.1. Interpretación de resultados

El Modo fundamental de vibración obtenido en ETABS luego del análisis modal es el que se muestra en la Figura 91.

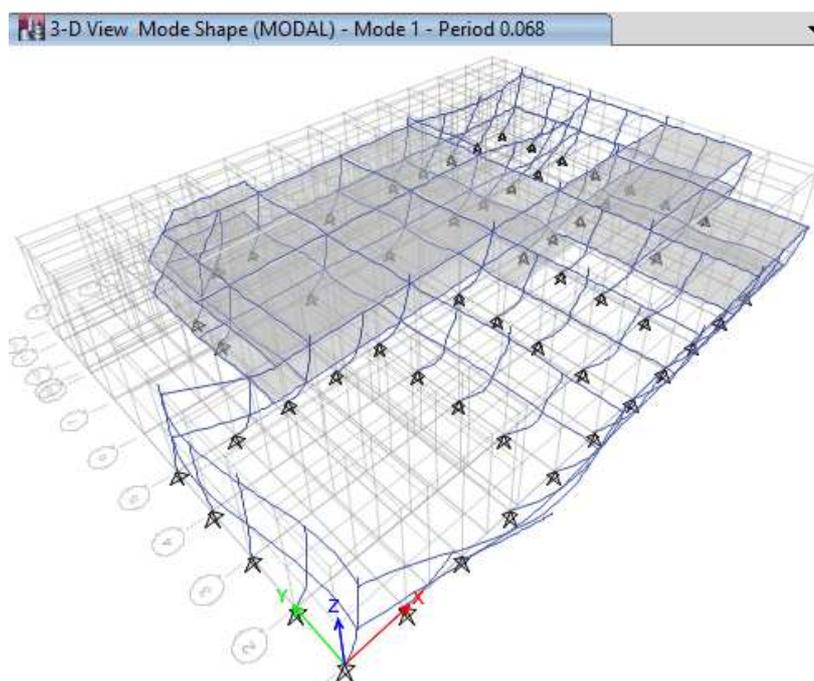


Figura 91. . Modo fundamental de vibración y Período del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Con el nuevo período de 0.068, el factor del cortante basal se redujo de 0.165 á 0.12 y S_a de 1.19g á 0.86g. Cambiando el coeficiente del Cortante basal en ETABS se obtiene otro período que resultó igual a 0.064, siendo la variación menor al 10% como indica la NEC-11, por lo que no se requieren más iteraciones.

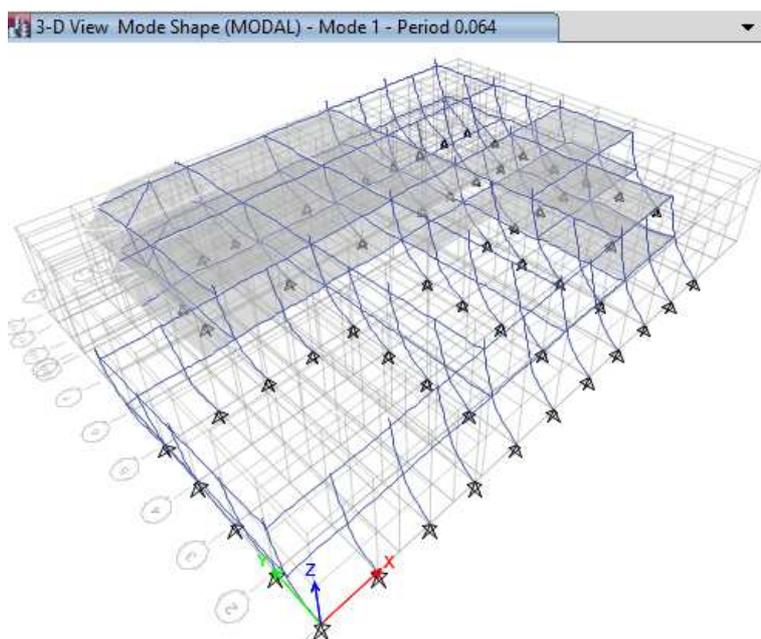


Figura 92. . Nuevo Modo fundamental de vibración y Período del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

2.7.1.1. Fuerzas y reacciones

Se va a realizar el chequeo de las reacciones en la base de la estructura para comprobar que son las mismas de las fuerzas ingresadas. Como se puede apreciar en las Tablas 75. y 76 los valores son iguales; por tanto, se considera que la estructura está bien modelada.

Tabla 75.

Fuerzas verticales y horizontales ingresadas del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

TABLE: Story Forces							
Story	Load Case/Combo	P	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	PP	652.40	0.00	0.00	0.00	9329.51	-12807.62
Story1	PERMANENTE	273.43	0.00	0.01	0.12	3740.36	-5553.64
Story1	VIVA	160.74	0.00	0.00	0.09	2280.28	-3101.34
Story1	SX1	0.00	-106.09	0.00	1639.27	0.00	-490.09
Story1	SX2	0.00	-106.09	0.00	1368.46	0.00	-490.09
Story1	SY1	0.00	0.00	-106.09	-2283.98	490.09	0.00
Story1	SY2	0.00	0.00	-106.09	-1905.24	490.09	0.00
Story1	MUERTA	925.83	0.00	0.01	0.12	13069.86	-18361.26

Tabla 76.

Reacciones en la base de la estructura del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
PP	0.00	0.00	652.40	9329.51	-12807.62	0.00
PERMANENTE	0.00	0.01	273.43	3740.36	-5553.64	0.12
VIVA	0.00	0.00	160.74	2280.28	-3101.34	0.09
SX1	-106.09	0.00	0.00	0.00	-490.09	1639.27
SX2	-106.09	0.00	0.00	0.00	-490.09	1368.46
SY1	0.00	-106.09	0.00	490.09	0.00	-2283.98
SY2	0.00	-106.09	0.00	490.09	0.00	-1905.24
MUERTA	0.00	0.01	925.83	13069.86	-18361.26	0.12

2.7.1.2. Cortante basal estático

La Figura 2.78. y la Tabla 2.45. permiten observar el valor del cortante basal para cada uno de los pisos del gimnasio. El valor es el mismo para los 4 modelos de sismo ingresados.

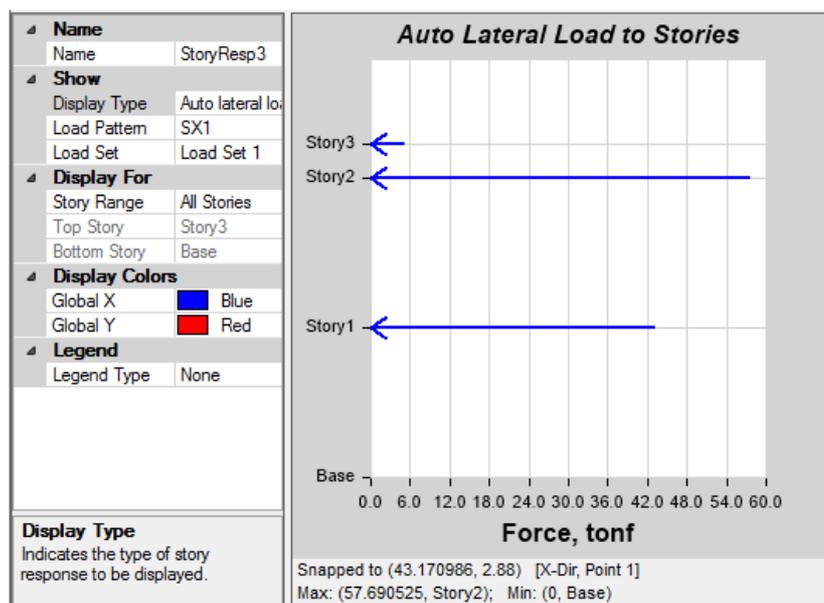


Figura 93. Cortante basal por piso en el sentido X del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Tabla 77.

Cortante basal por piso en el sentido X del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Story Response					
	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
	Story3	6.4	Top	5.2287	0
▶	Story2	5.76	Top	57.6905	0
	Story1	2.88	Top	43.171	0
	Base	0	Top	0	0

2.7.1.3. Desplazamientos

Los desplazamientos se consideran los que corresponden a las cargas de sismo estáticas, sin incluir combinaciones de carga. De mayor a menor son:

Tabla 78.
Valores máximos de desplazamientos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

TABLE: Story Max/Avg Displacements					
Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story2	SX1	X	0.20	0.10	1.136
Story2	SY1	Y	0.20	0.10	1.174
Story2	SY2	Y	0.20	0.10	1.109
Story1	SX1	X	0.10	0.10	1.139
Story2	SX2	X	0.10	0.10	1.010
Story1	SX2	X	0.10	0.10	1.006
Story1	SY1	Y	0.10	0.10	1.193
Story1	SY2	Y	0.10	0.10	1.102

El desplazamiento en Y es igual al desplazamiento en X, pero se considerará el segundo que es en Y debido a que en esta dirección como se verá más adelante se produce la mayor deriva de piso.

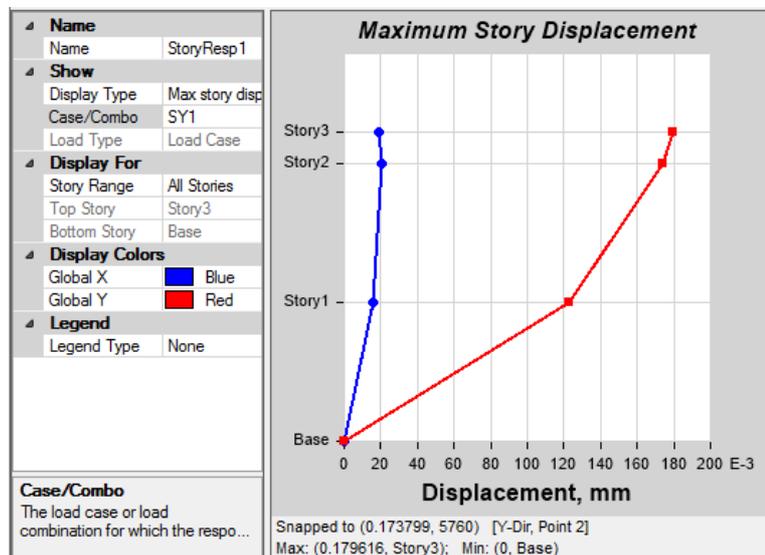


Figura 94. Máximo desplazamiento en Y del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Tabla 79.
Máximo desplazamiento en Y del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Story Response					
	Story	Elevation mm	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
	Story3	6400	Top	0.01894	0.2
▶	Story2	5760	Top	0.02051	0.2
	Story1	2880	Top	0.01562	0.1
	Base	0	Top	0	0

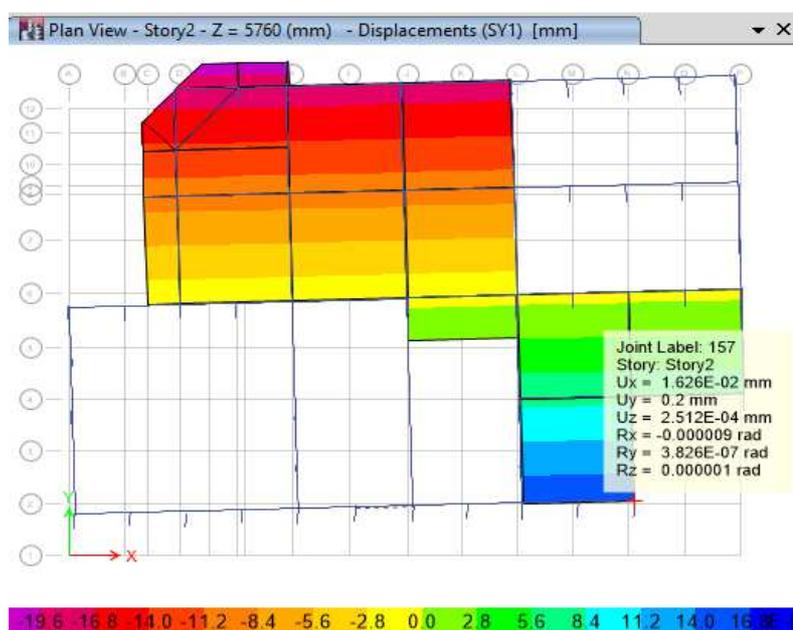


Figura 95. Máximo desplazamiento debido al Sismo en Y del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Piso 2).

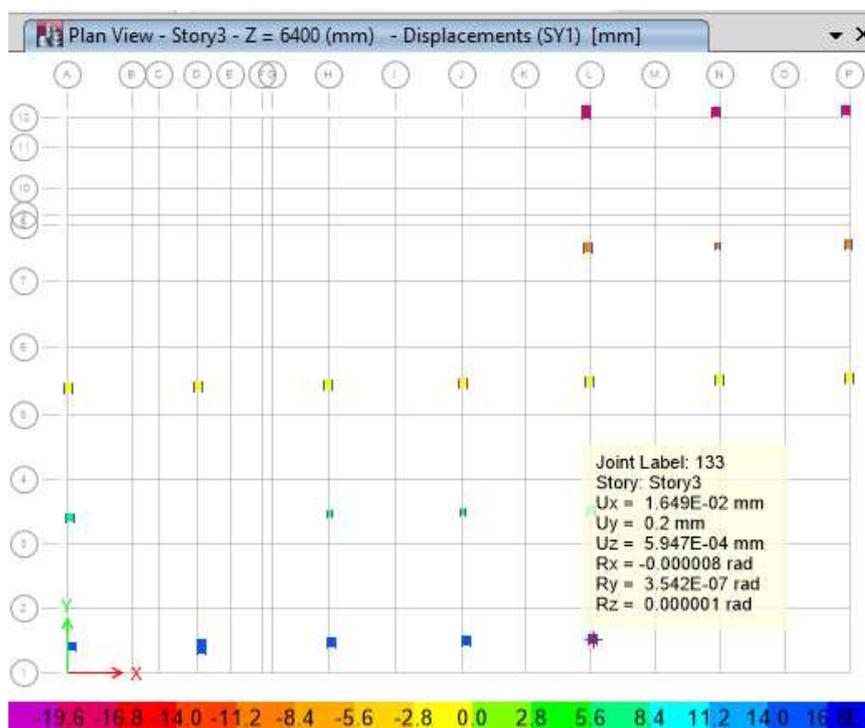


Figura 96. Máximo desplazamiento debido al Sismo en Y del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Piso 3).

2.7.1.4. Deriva de piso

El sismo en el sentido Y es el que produce el máximo desplazamiento y donde se halla además la máxima deriva de piso. Los 10 valores más altos en orden descendente son:

Tabla 80.

Valores máximos de deriva de piso del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X	Y	Z
					m	m	m
Story1	SY1	97	Max Drift Y	0.000043	37.55	22.18	2.88
Story1	SX1	97	Max Drift X	0.00004	37.55	25.40	2.88
Story1	SY2	5	Max Drift Y	0.00004	0.00	12.50	2.88
Story1	SX2	161	Max Drift X	0.000036	31.30	0.00	2.88
Story2	SY1	97	Max Drift Y	0.000018	37.55	22.18	5.76
Story2	SY2	5	Max Drift Y	0.000018	0.00	12.50	5.76
Story2	SX1	111	Max Drift X	0.000015	12.50	26.85	5.76
Story2	SX2	161	Max Drift X	0.000014	31.30	0.00	5.76
Story3	SX1	89	Max Drift X	0.000012	12.50	6.25	6.40
Story3	SX2	89	Max Drift X	0.000012	12.50	6.25	6.40

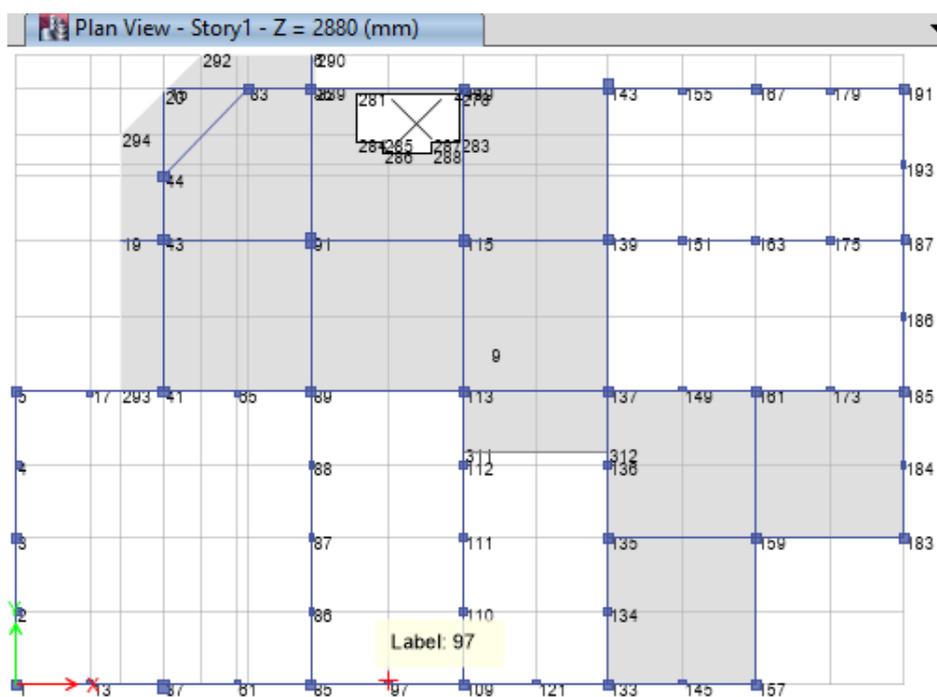


Figura 97. Vista en planta de la ubicación de los puntos en ETABS del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

La máxima deriva de piso se produce en la junta 97 de acuerdo a la Tabla 80 y en la Figura 97 se aprecia su ubicación.

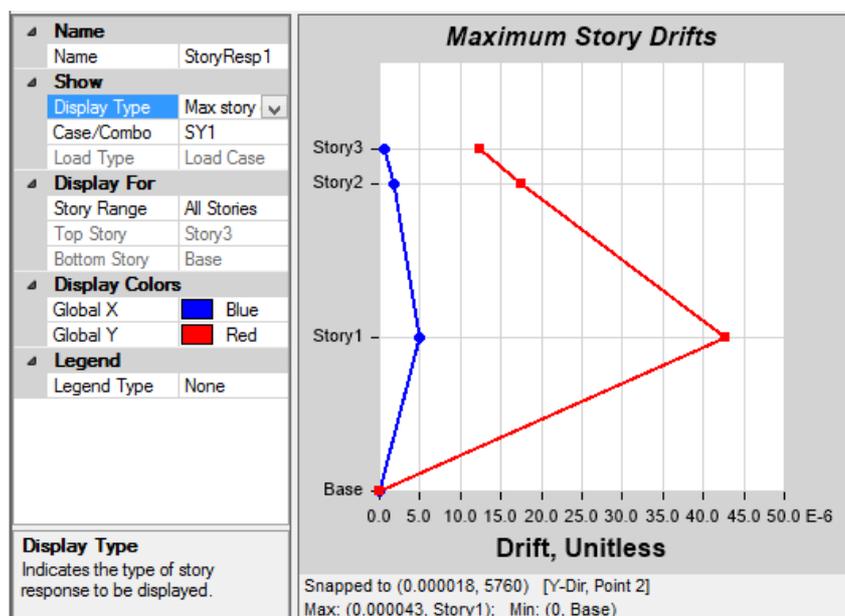
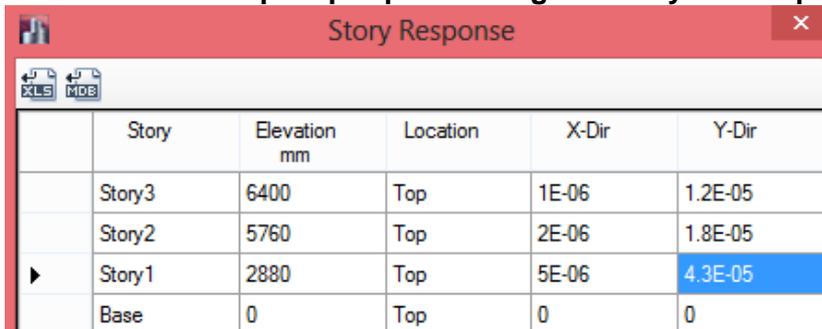


Figura 98. Máxima deriva de piso por planta del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Tabla 81.
Máxima deriva de piso por planta del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.



Story	Elevation mm	Location	X-Dir	Y-Dir
Story3	6400	Top	1E-06	1.2E-05
Story2	5760	Top	2E-06	1.8E-05
Story1	2880	Top	5E-06	4.3E-05
Base	0	Top	0	0

De acuerdo a la NEC-11 se tiene que la deriva inelástica es:

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * R * \Delta_e$$

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * 8 * 0.000043$$

$$\Delta_{ine.} = \mathbf{0.000258}$$

La deriva de piso inelástica máxima para hormigón armado no debe ser mayor a 0.020 como lo muestra la Tabla 2.19.

En este caso es menor a 0.002, lo que significa que el gimnasio cumple con la Norma de diseño y es una estructura segura que no tendría daño en caso de sismo.

2.7.1.5. Efectos de segundo orden P-Δ

2.7.1.6. Cálculo del índice de estabilidad de piso Qi

En la Tabla 2.50. se presenta el cálculo resumido de este valor por cada uno de los pisos.

Tabla 82.
Índice de estabilidad de piso del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

	PISO 3	PISO 2	PISO 1
C.L. (T)	39.10	79.65	160.74
C.D. (T)	30.58	403.40	925.83
Pi (T)	69.68	483.05	1086.57
Δi/hi	0.000012	0.000018	0.000043
Vi (T)	5.23	57.69	43.17
Qi	0.00016	0.00015	0.00108

Como el índice de estabilidad es menor a 0.1, el efecto P-Δ no es tomado en cuenta para esta estructura.

2.8. Análisis estático no lineal

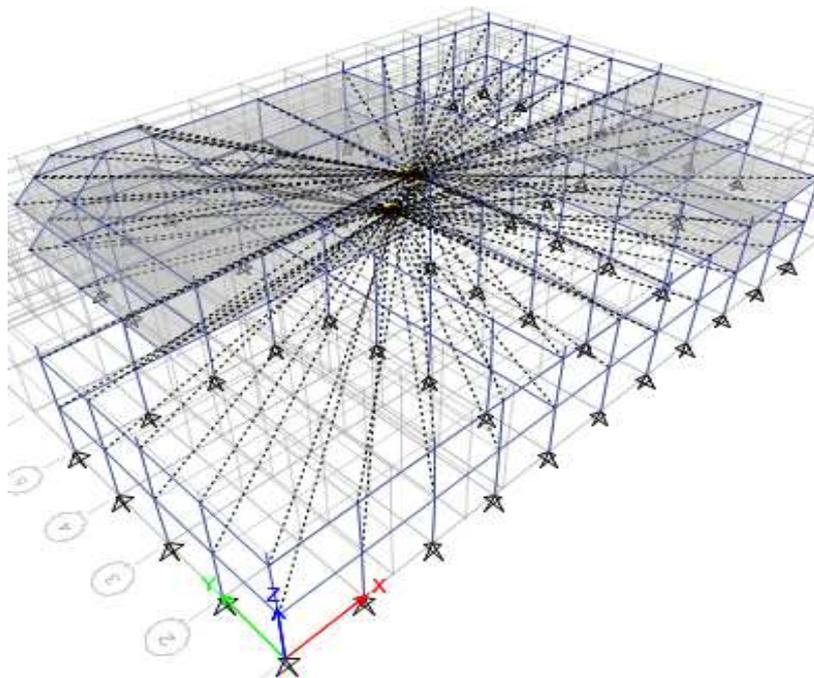


Figura 99. . Asignación de diafragma en la estructura del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

En la Figura 100 se muestran las rótulas formadas en vigas y en la Figura 101 las rótulas creadas en cabeza y pie de columna.

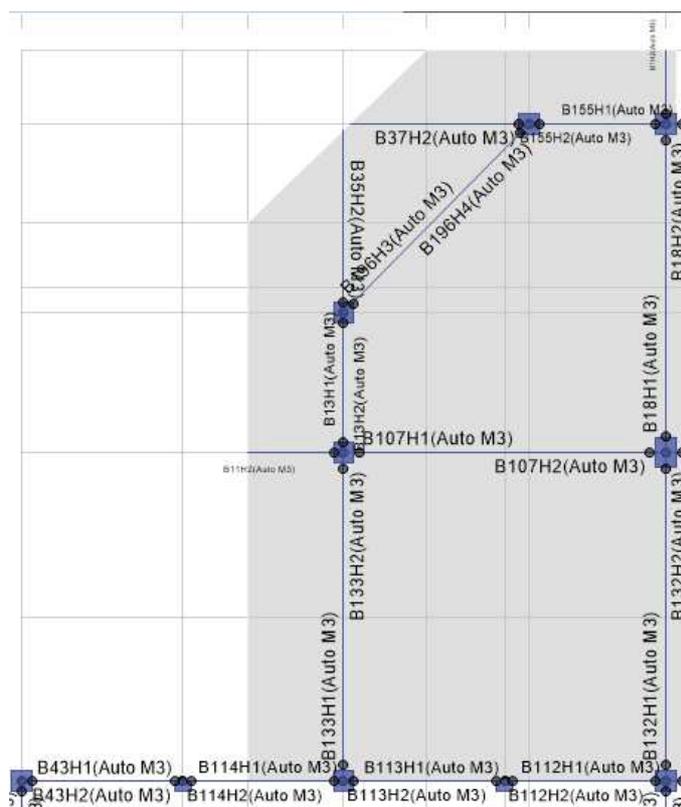


Figura 100. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (vista en planta).

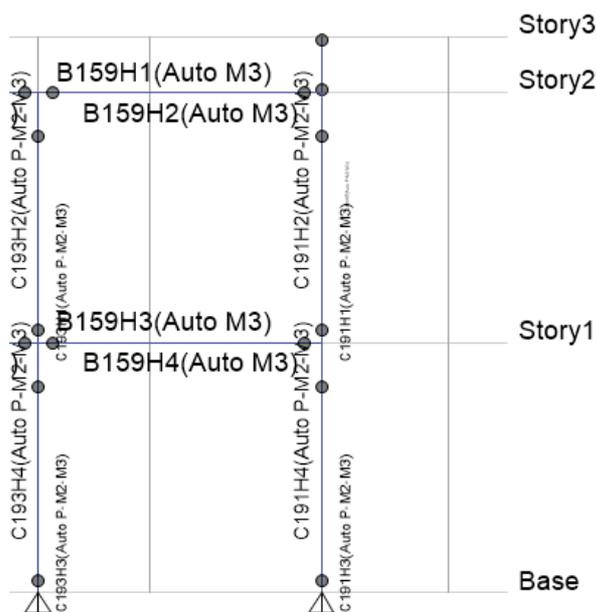


Figura 101. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (vista en elevación. Pórtico P).

2.8.1. Interpretación de resultados

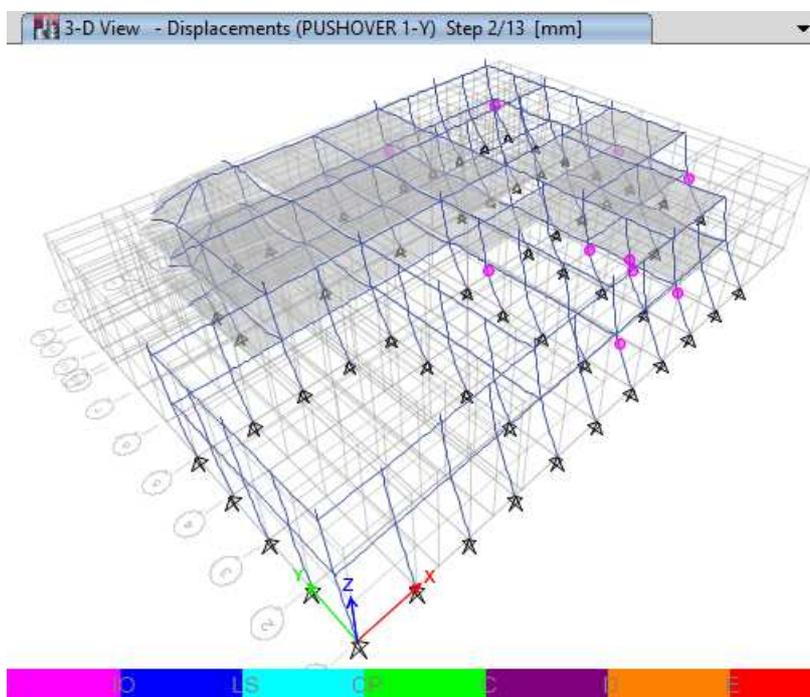


Figura 102. Rótulas plásticas de la estructura del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. Sentido Y. Paso 2.

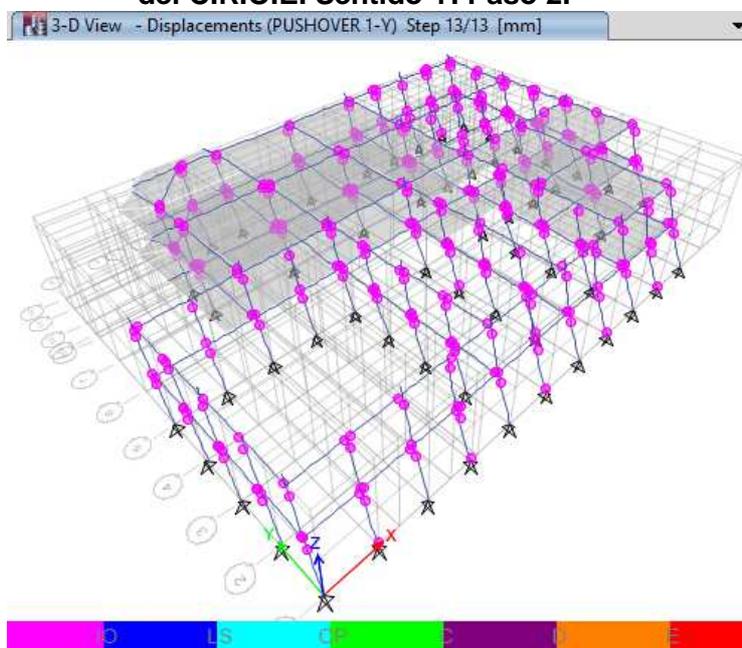


Figura 103. . Rótulas plásticas de la estructura del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. Sentido Y. Paso 13

Las primeras rótulas se formaron en la cabeza de columna, justamente en el área donde se produjeron los máximos desplazamientos según lo

mostró la Figura 95 y prosiguieron acorde a las deformaciones por desplazamiento observadas en la misma Figura ya citada. No es necesario realizar un análisis pórtico por pórtico ya que en ninguno de los elementos las rótulas produjeron un daño estructural porque no pasaron del primer nivel de desempeño (inmediatamente ocupacional).

3. Dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

3.1. Geometría general

Se tratan de dos bloques alargados separados por una junta de construcción de 5cm, los mismos que comparten la cubierta metálica, razón por la cual se lo va a considerar como un solo bloque en forma de L. Uno de ellos tiene un área de 462.38 m² y el otro 506.25 m², lo que suma un total de 968.63 m². Está destinado una parte para dormitorio y la otra como una sala de uso múltiple. La estructura es de hormigón armado con cubierta inclinada metálica de un solo piso.

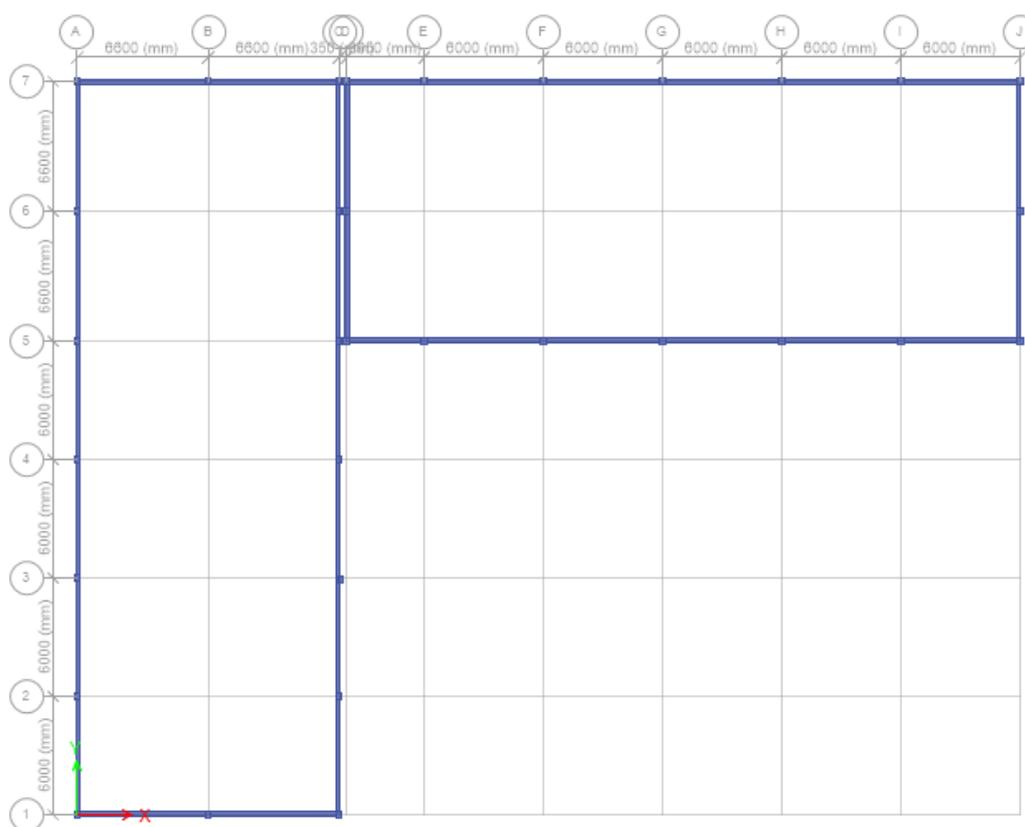


Figura 104. Vista en planta de la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. (Sin cubierta).

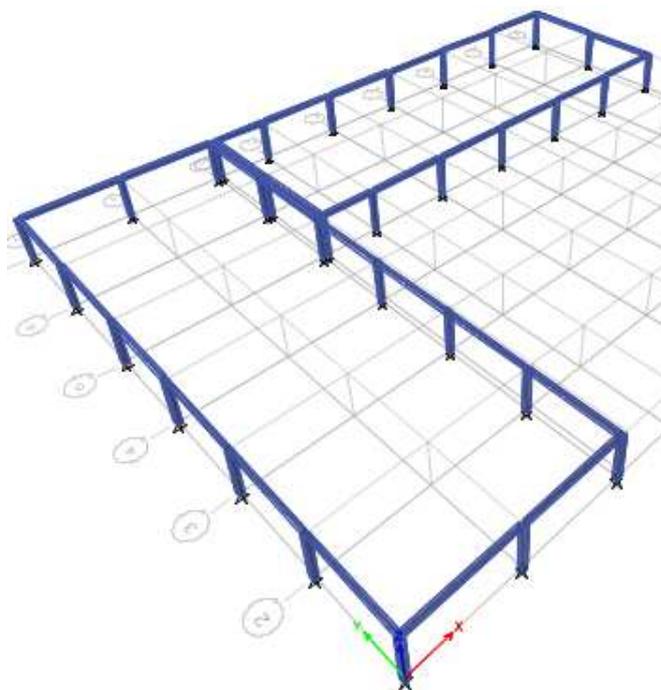


Figura 105. Vista en 3D del modelo a analizar del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E. (Sin cubierta)

3.2. Vanos

Cuenta la estructura con 10 ejes que forman 9 vanos horizontales designados con letras (Sentido X) y 7 ejes que forman 6 vanos verticales designados con números (Sentido Y). No existe ningún eje auxiliar en este modelo estructural. Las dimensiones de los mismos se especifican en la Tabla 83 y en la Figura 103 se pueden verificar los vanos y medidas.

Tabla 83.

Dimensiones de los vanos del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Vano		Longitud (m)
Sentido X	A - B	6.60
	B - C	6.60
	C - D	0.35
	D - E	3.95
	E - F	6.00
	F - G	6.00
	G - H	6.00
	H - I	6.00
	I - J	6.00
Sentido Y	1 - 2	6.00
	2 - 3	6.00
	3 - 4	6.00
	4 - 5	6.00
	5 - 6	6.60
	6 - 7	6.60

3.3. Pisos

El edificio consta de una sola planta y sobre las columnas de la estructura se apoya directamente la cercha metálica y la cubierta. La altura del piso hasta la base de la cercha es:

Tabla 84.

Alturas del piso del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Ord.	Piso	Altura parcial(m)	Altura acumulada (m)
1	Primero	3.05	3.05

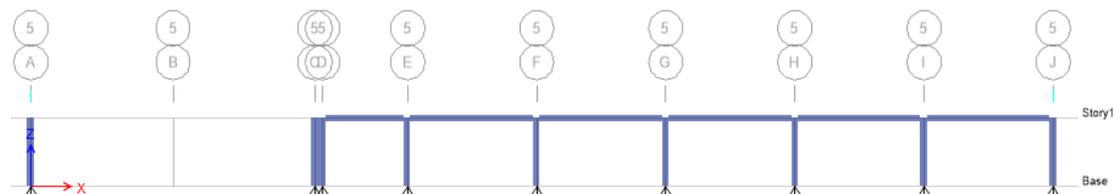


Figura 106. Vista en elevación del eje 5 del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

3.4. Apoyos

La cimentación del edificio está constituida por plintos aislados, motivo por el cual se modelará cada apoyo como un empotramiento según se puede verificar en la Figura 106.

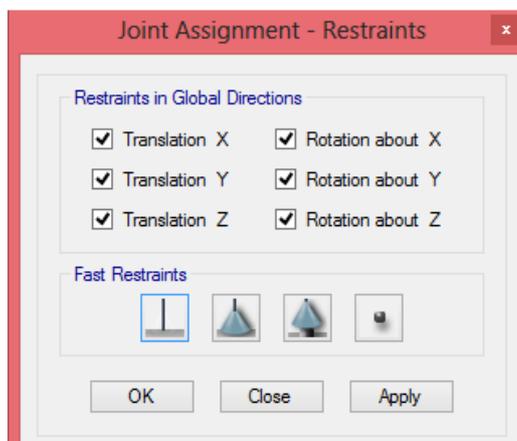


Figura 107. Tipo de apoyo en la base de la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

3.5. Geometría específica

3.5.1. Materiales

Debido a lo señalado en las estructuras anteriores, se consideran las características de los materiales para lo correspondiente a hormigón armado las siguientes:

Tabla 85.

Características de los materiales del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Material	Características
Hormigón	$f'c= 2100 \text{ T/m}^2$; $\gamma= 2.4 \text{ T/m}^3$; $E= 2316834.25 \text{ T/m}^2$
Acero	$f_y= 42000 \text{ T/m}^2$; $E_s= 1994800 \text{ T/m}^2$

Adicionalmente se cuenta con otro material para la cubierta; por tanto, se debe señalar también las características de este acero que forma la cercha.

Tabla 86.

Características de los materiales del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Material	Características
Acero	$\gamma= 7.849 \text{ T/m}^3$; $f_y= 35153.48 \text{ T/m}^2$; $E_s= 20389019 \text{ T/m}^2$

3.5.2. Secciones

Existe 1 solo tipo de columna y 1 de viga. Estos elementos prácticamente son perimetrales. El detalle de aquéllos se describe en la Tabla 87. El acero longitudinal de vigas corresponde a la zona de mayor momento.

Tabla 87.

Características de las columnas y vigas del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

	Tipo	Sección (cm x cm)	Armado		Recubrimiento
			Acero longitudinal	Acero transversal	
Columnas	C1	30x30	3 varillas por cara; 8 Ø 16	1 E Ø 10 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
Vigas	V1	20 x 30	A. superior: 3 Ø 14 A. inferior: 3 Ø 12	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla

Existen 32 columnas en esta estructura y en la Figura 103 claramente se puede identificar donde se ubican, por lo que no es necesario indicarlo en una tabla.

En cuanto a la cercha metálica que forma la cubierta, la geometría de la misma se la puede observar en la Figura 108. Sobre ella existe un panel metálico que es el que realmente funciona de cubierta.

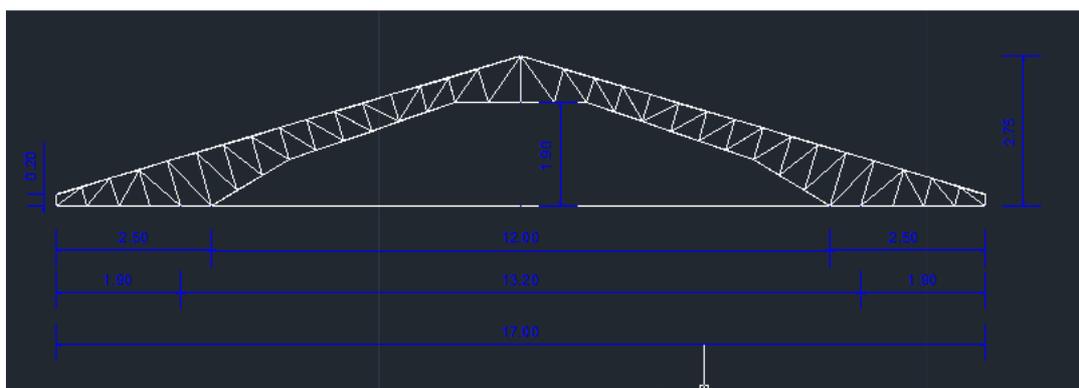


Figura 108. Geometría de cercha del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. (cubierta de la estructura)

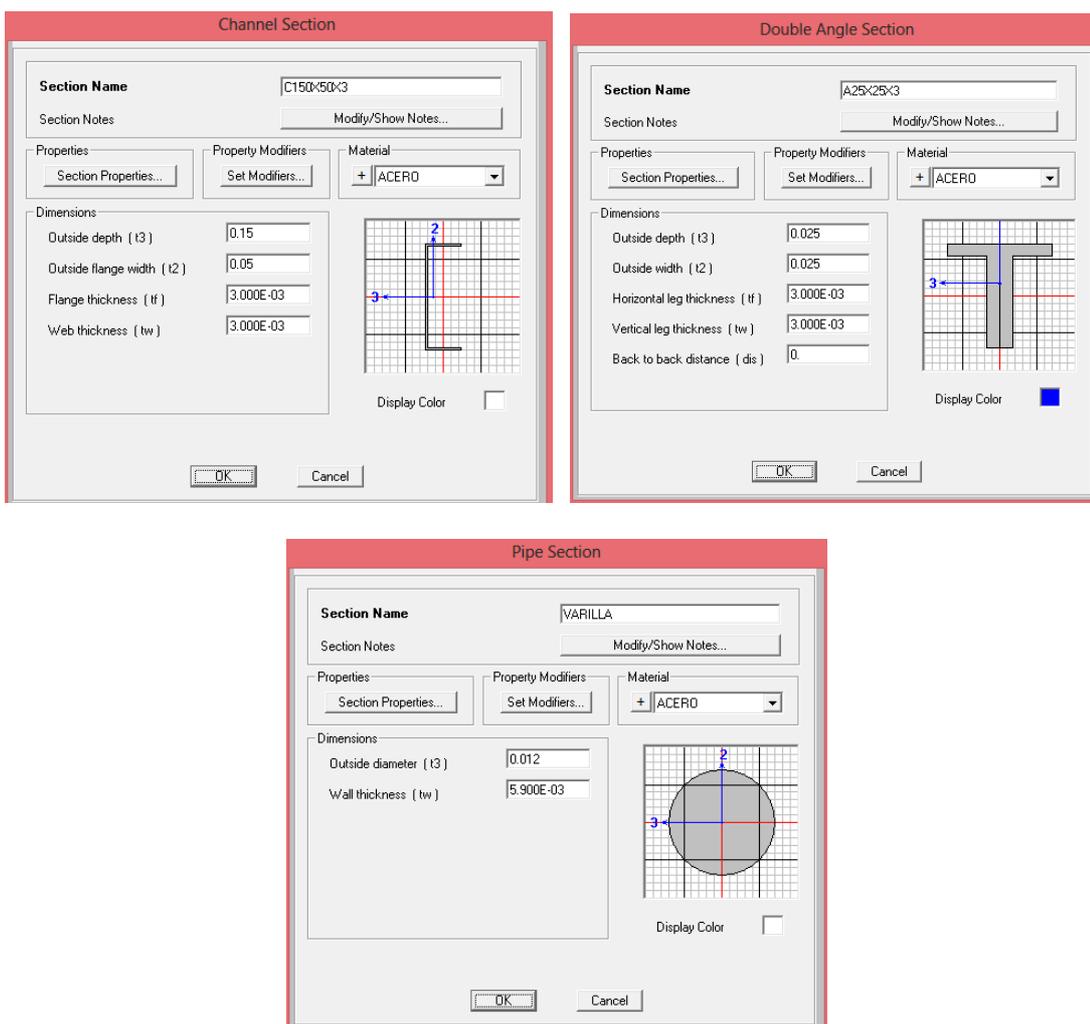


Figura 109. Elementos usados en la cercha del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. (modelados en SAP-2000)

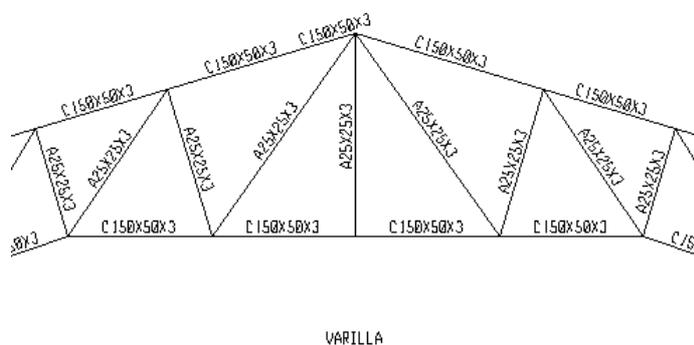


Figura 110. Elementos que conforman la geometría de la cercha metálica del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

3.6. Cargas

3.6.1. Viva

Las cargas deben ser aplicadas sobre la cubierta de la estructura. Para este modelo no se le va asignar directamente sobre el panel metálico inclinado, ya que en ETABS no se consideró la cercha. Una solución simple fue la de modelar la geometría de la cercha en Autocad y después importarla al programa SAP-2000. Por tanto las cargas se las aplicará sobre los nudos de la cercha, considerando los anchos cooperantes para la distribución de esta carga puntual.

Como se trata de una cubierta inaccesible se le debe asignar la carga de 0.07 T/m^2 , que es el valor para cubiertas planas, inclinadas y curvas; según la NEC-11.

El valor de 0.07 T/m^2 es multiplicado por el ancho cooperante existente entre las longitudes de los nudos y por el ancho cooperante entre las cerchas.

Tabla 88.

Carga Viva por nudo del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

UBICACIÓN	ANCHO COOP. (m)	LONG. 2 (m)	L (T)
n. canal (1)	0.540	6.00	-0.227
n. 2	1.035	6.00	-0.435
n. 3	1.080	6.00	-0.454
n. 4	1.065	6.00	-0.447
n. 5	1.065	6.00	-0.447
n. 6	1.075	6.00	-0.452
n. 7	1.080	6.00	-0.454
n. 8	1.160	6.00	-0.487
n. cumbrero	0.770	6.00	-0.323
n. cumbrero	0.770	6.00	-0.323
n. 11	1.160	6.00	-0.487
n. 12	1.080	6.00	-0.454
n. 13	1.075	6.00	-0.452
n. 14	1.065	6.00	-0.447
n. 15	1.065	6.00	-0.447
n. 16	1.080	6.00	-0.454
n. 17	1.035	6.00	-0.435
n. canal (18)	0.540	6.00	-0.227

Como se puede apreciar en la Figura 111, los valores de la Tabla 2.56. son ingresados en los nudos, al ser la cercha simétrica, éstos serán los mismos para cada par de nudos simétricos. Además los dos valores de los nudos del cumbrero se suman y se coloca una sola carga puntual en el nudo central.

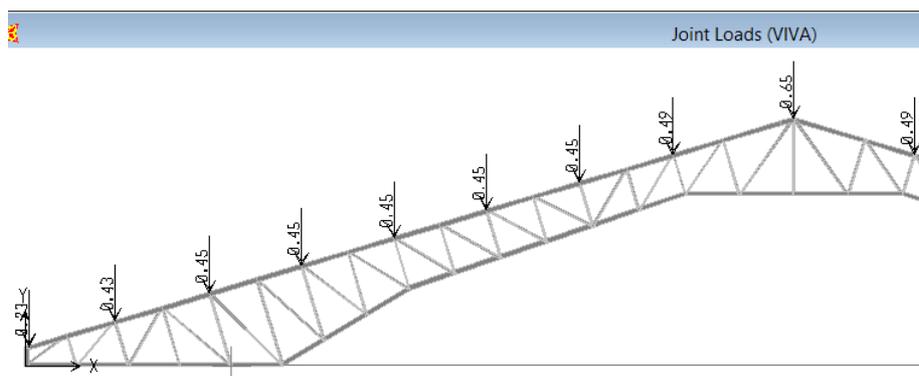


Figura 111. Ubicación de Carga viva en los nudos de la cercha del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

3.6.2. Muerta

La carga muerta corresponde al peso propio de la estructura que lo proporciona el mismo programa ETABS luego de ingresados los datos de los elementos estructurales, más un valor de carga permanente correspondiente al peso de la cercha, cielo falso, instalaciones, cubierta y canal metálico que se lo puede apreciar en las Tablas 89 y 90. Se considera el ingreso de la carga de estas tablas sobre los nudos de la cercha metálica de la misma manera que se lo hizo para la carga viva, con la consideración de que para los nudos de canal se aumenta el peso de este elemento.

Tabla 89.

Carga permanente de la cercha metálica del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Materiales	Peso (T/m ²)
Peso propio de cercha	0.015
Instalaciones	0.005
Tumbado falso	0.010
Panel metálico	0.007
Total	0.037

Tabla 90.

Carga permanente del Canal perimetral del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Materiales	Peso (T/m ²)
Canal metálico	0.025
Total	0.025

Tabla 91.

Carga permanente por nudo del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

UBICACIÓN	ANCHO COOP. (m)	LONG. 2 (m)	D (T)
n. canal (1)	0.540	6.00	-0.27
n. 2	1.035	6.00	-0.23
n. 3	1.080	6.00	-0.24
n. 4	1.065	6.00	-0.24
n. 5	1.065	6.00	-0.24
n. 6	1.075	6.00	-0.24
n. 7	1.080	6.00	-0.24
n. 8	1.160	6.00	-0.26
n. cumbrero	0.770	6.00	-0.17
n. cumbrero	0.770	6.00	-0.17
n. 11	1.160	6.00	-0.26
n. 12	1.080	6.00	-0.24
n. 13	1.075	6.00	-0.24
n. 14	1.065	6.00	-0.24
n. 15	1.065	6.00	-0.24
n. 16	1.080	6.00	-0.24
n. 17	1.035	6.00	-0.23
n. canal (18)	0.540	6.00	-0.27

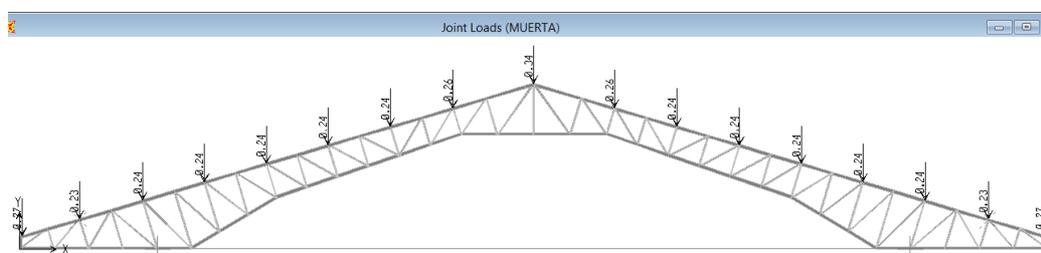


Figura 112. Ubicación de Carga permanente en los nudos de la cercha del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Una vez que se corra el programa SAP-2000 se debe obtener las reacciones en los apoyos de la cercha que representan las columnas de la estructura en donde se apoya la misma. Son estas reacciones las que ingresarán en ETABS como una carga puntual en cada columna ya que no se ingresó sobre una losa por no existir.

Tabla 92.

Reacciones en los apoyos de la cercha del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

TABLE: Joint Reactions				
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2
Text	Text	Text	Tonf	Tonf
24	MUERTA	Case	3.20614	3.72543
24	VIVA	Case	3.20613	3.72539
58	MUERTA	Case	-3.2061	3.72543
58	VIVA	Case	-3.2061	3.72539

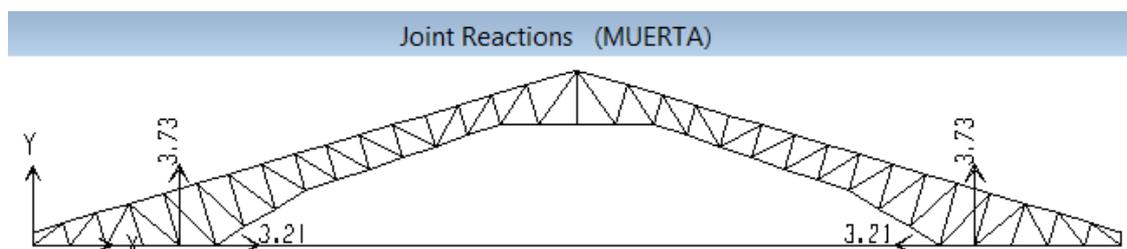


Figura 113. . Reacciones en los apoyos para carga permanente del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

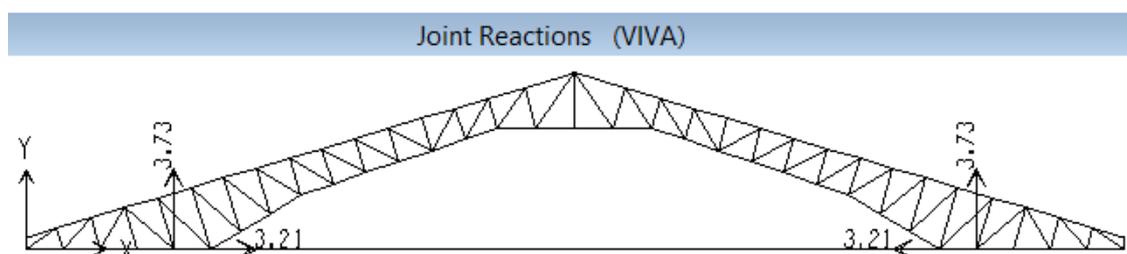


Figura 114. Reacciones en los apoyos para Carga viva del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Estas cerchas son tipo para la mayor parte de la estructura; sin embargo, existen unas especiales que son las que se ubican en los extremos y forman

3 aguas (Eje 2 y Eje I), lo mismo ocurre con las que se encuentran en la intersección de los dos bloques.

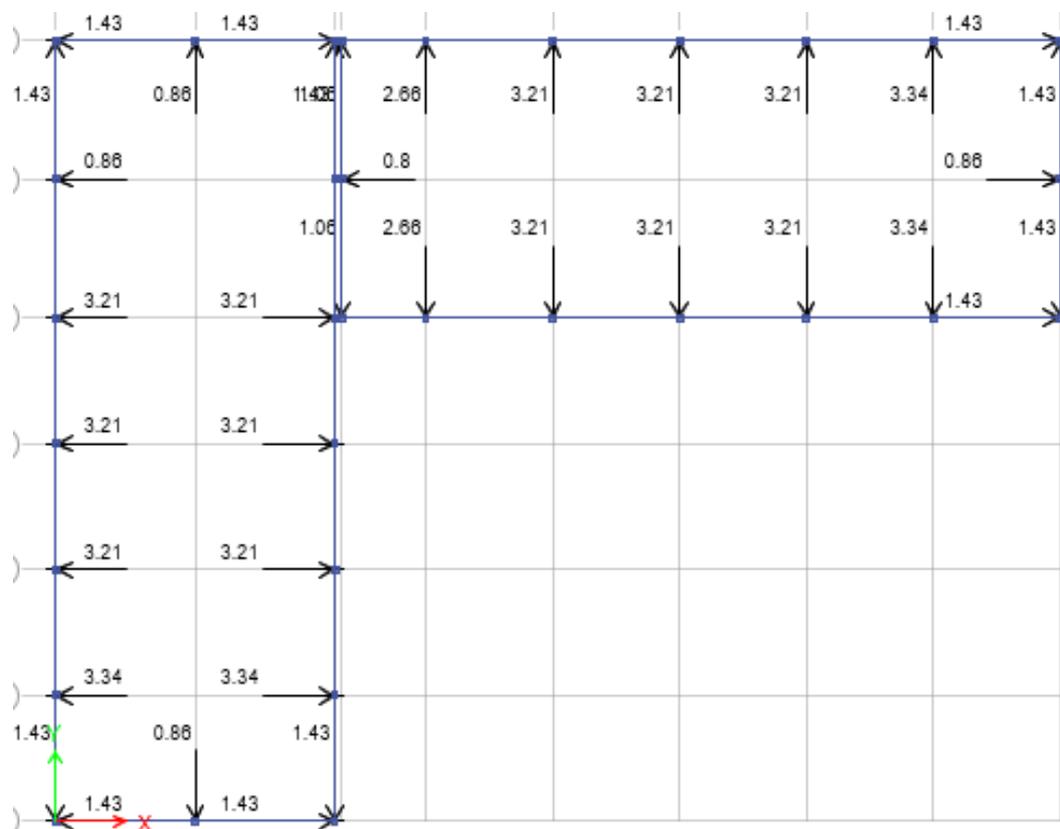


Figura 115. Cargas vivas puntuales ingresadas del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. en ETABS

3.6.3. Sismo estático

El coeficiente correspondiente al factor del Cortante basal calculado con la NEC-11 es el que va a ser ingresado para 4 sismos estáticos designados como: SX1, SX2, SY1 y SY2. El procedimiento es el similar que para los casos anteriores.

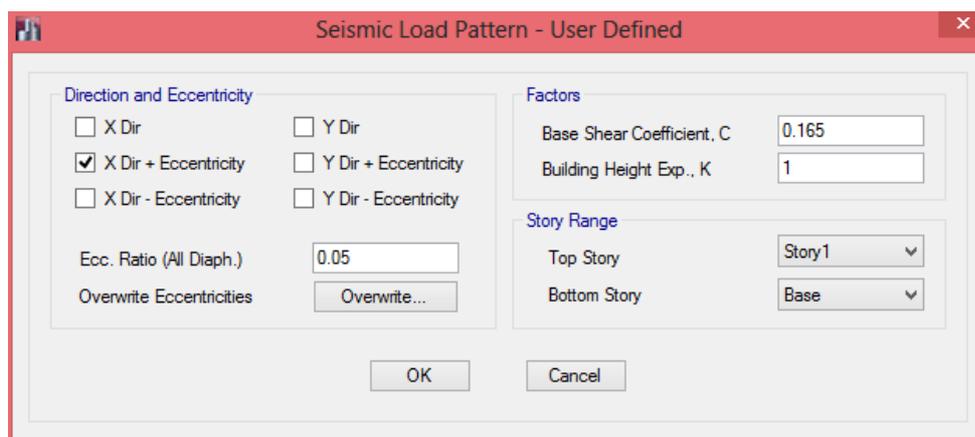


Figura 116. . Carga estática equivalente SX1 del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. introducida en ETABS.

3.6.4. Combinaciones de carga

Las combinaciones de la NEC-11 con las cargas que disponemos son:

6. 1.4D
7. 1.2D + 1.6L
8. 1.2D + 1.0L
9. 1.2D + 1.0L ± 1.0E
10. 0.9D ± 1.0E

3.7. Análisis estático lineal

Ya se definió anteriormente a lo que se refiere este análisis; por tanto, se pasa directamente a la interpretación de los resultados.

3.7.1. Interpretación de resultados

Después del análisis modal, el Período obtenido en el programa ETABS para el Primer Modo de vibración o fundamental se muestra en la Figura 117.

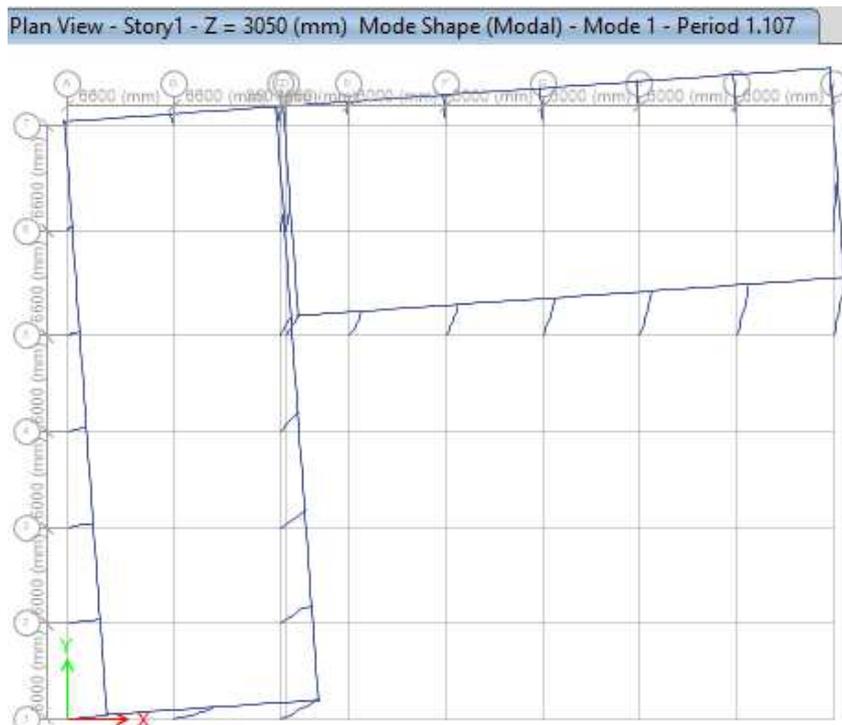


Figura 117. . Modo fundamental de vibración y Período del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Con el nuevo período de 117, el factor del cortante basal que para este edificio es de 0.104, ya que S_a se redujo a 0.75g. Cambiando el coeficiente del Cortante basal en ETABS se obtiene un nuevo período igual a 117 que es menor al 10% como indica la NEC-11, por lo que no se requiere más iteraciones.

3.7.1.1. Fuerzas y reacciones

En primer lugar es conveniente realizar un chequeo de las reacciones en la base de la estructura para comprobar que son las mismas de las fuerzas ingresadas.

Tabla 93.

Fuerzas verticales y horizontales ingresadas del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

TABLE: Story Forces							
Story	Load Case/Combo	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story1	PP	49.18	0.00	0.00	0.00	1200.91	-894.92
Story1	SY2	0.00	0.00	-21.71	-351.02	66.21	0.00
Story1	VIVA	96.84	-2.06	0.00	62.86	2295.29	-1843.51
Story1	PERMANENTE	146.02	-2.06	0.00	63.04	3496.42	-2738.21
Story1	SX1	0.00	-21.71	0.00	563.01	0.00	-66.21
Story1	SX2	0.00	-21.71	0.00	482.25	0.00	-66.21
Story1	SY1	0.00	0.00	-21.71	-454.13	66.21	0.00
Story1	MUERTA	195.19	-2.06	0.00	63.04	4697.33	-3633.13

Tabla 94.

Reacciones en la base de la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0.00	0.00	49.18	1200.91	-894.92	0.00
SY2	0.00	-21.71	0.00	66.21	0.00	-351.02
VIVA	-2.06	0.00	96.84	2295.29	-1843.51	62.86
PERMANENTE	-2.06	0.00	146.02	3496.42	-2738.21	63.04
SX1	-21.71	0.00	0.00	0.00	-66.21	563.01
SX2	-21.71	0.00	0.00	0.00	-66.21	482.25
SY1	0.00	-21.71	0.00	66.21	0.00	-454.13
MUERTA	-2.06	0.00	195.19	4697.33	-3633.13	63.04

Los valores de las fuerzas ingresadas corresponden a los de las reacciones en la Base de esta estructura, por lo que los cálculos están bien y se puede continuar con el análisis.

3.7.1.2. Cortante basal estático

La Figura 118 y la Tabla 95 muestran el valor del cortante basal para el único piso que se tiene. La carga muerta de la estructura parece pequeña para el área que ésta ocupa; sin embargo, se debe tomar en cuenta que no cuenta con una losa y el valor de la carga permanente calculada por m^2 es de apenas $0.037 T/m^2$ y del canal es $0.025T/m^2$; por lo que el peso de la

estructura que proporciona el ETABS es consistente con la realidad. Este valor de Carga muerta multiplicado por el coeficiente del cortante basal proporciona el valor que se aprecia en las Figuras de abajo ya citadas. El valor es el mismo para los 4 modelos de sismo ingresados.

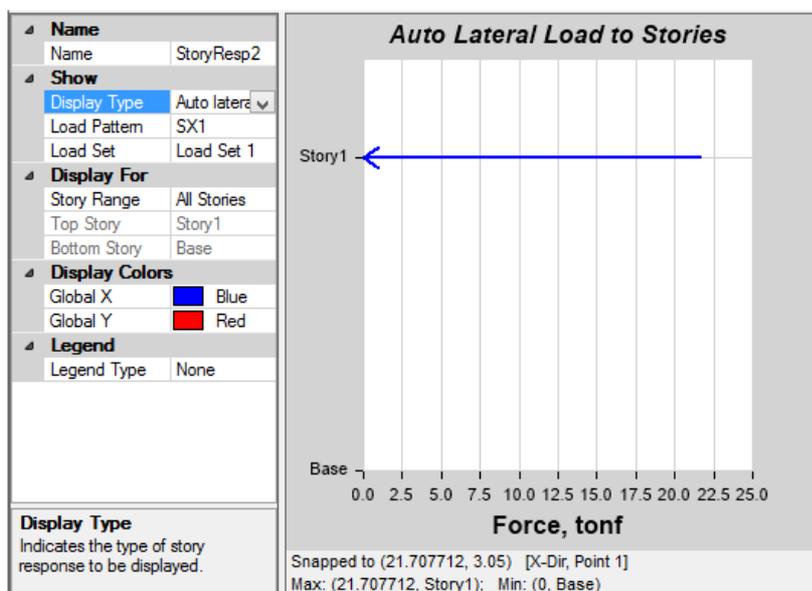


Figura 118. Cortante basal en X de la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Tabla 95.

Cortante basal en X del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Story Response					
	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
▶	Story1	3.05	Top	21.7077	0
	Base	0	Top	0	0

3.7.1.3. Desplazamientos

Los desplazamientos se consideran los que corresponden a las cargas de sismo estáticas, sin incluir combinaciones de carga. De mayor a menor son:

Tabla 96.

Valores máximos de desplazamientos del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

TABLE: Story Max/Avg Displacements					
Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story1	SY1	Y	48.56	34.10	1.42
Story1	SY2	Y	37.17	30.31	1.23
Story1	SX2	X	34.30	26.90	1.27
Story1	SX1	X	27.26	24.52	1.11

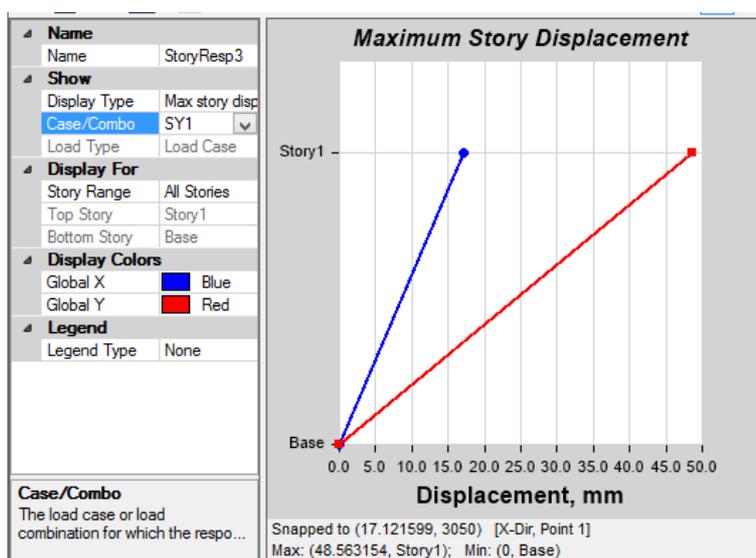


Figura 119. Máximo desplazamiento en Y del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Tabla 97.

Máximo desplazamiento en Y del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Story Response					
	Story	Elevation mm	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
▶	Story1	3050	Top	17.1	48.6
	Base	0	Top	0	0

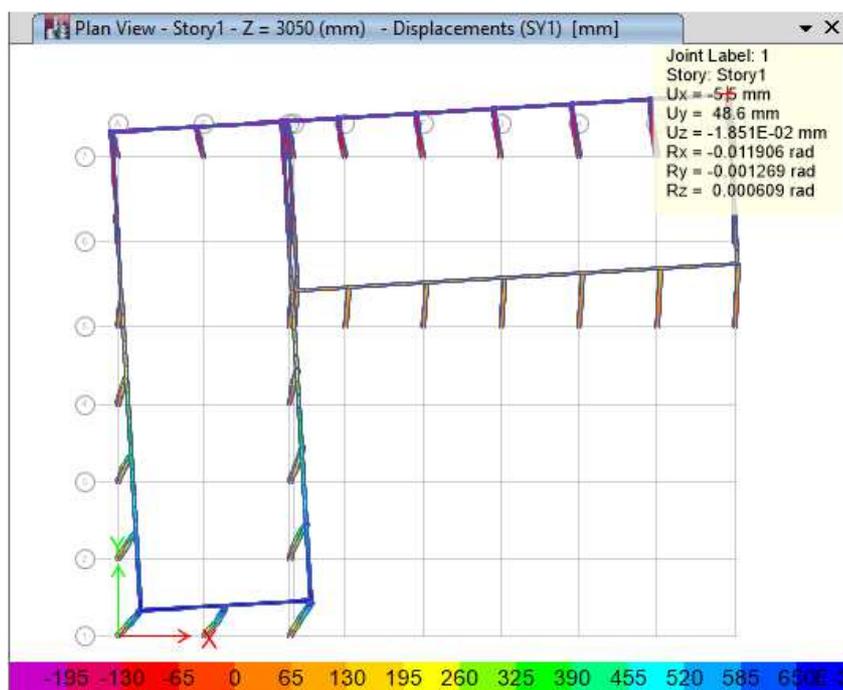


Figura 120. Máximo desplazamiento del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. debido al Sismo en Y.

3.7.1.4. Deriva de piso

El sismo en el sentido Y es el que produce el máximo desplazamiento y donde se halla además la máxima deriva de piso. Los valores en orden descendente son:

Tabla 98.

Valores máximos de deriva de piso del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X m	Y m	Z m
Story1	SY1	4	Max Drift Y	0.01592	47.50	24.00	3.05
Story1	SY2	4	Max Drift Y	0.01219	47.50	24.00	3.05
Story1	SX2	18	Max Drift X	0.01125	6.60	0.00	3.05
Story1	SX1	18	Max Drift X	0.00894	6.60	0.00	3.05
Story1	SY1	18	Max Drift X	0.00561	6.60	0.00	3.05
Story1	SX2	4	Max Drift Y	0.00464	47.50	24.00	3.05
Story1	SY2	18	Max Drift X	0.00267	6.60	0.00	3.05
Story1	SX1	4	Max Drift Y	0.00172	47.50	24.00	3.05

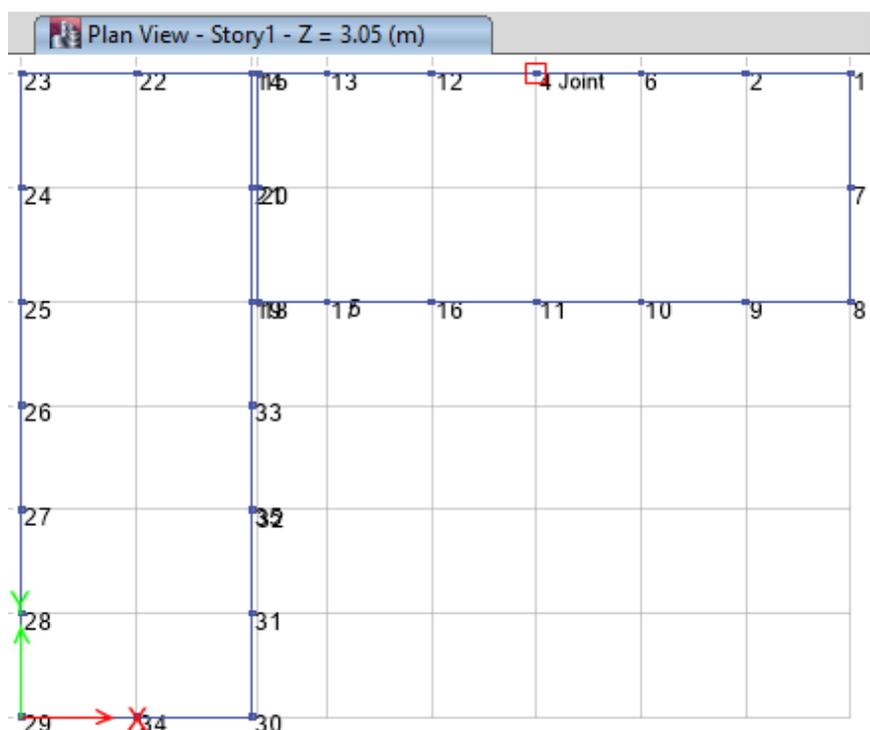


Figura 121. Vista en planta de la ubicación de los puntos en ETABS del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

La máxima deriva de piso se produce en la junta 4 de acuerdo a la Tabla 98 y en la Figura 121 se aprecia su ubicación.

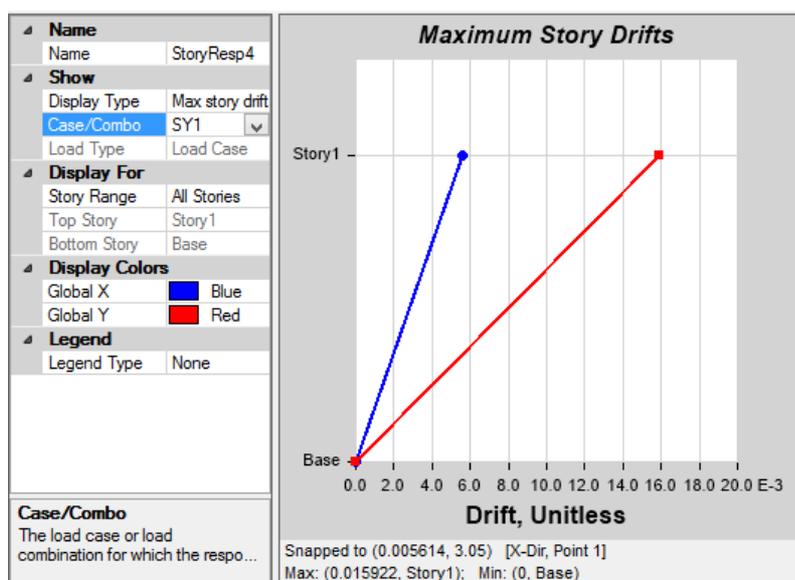
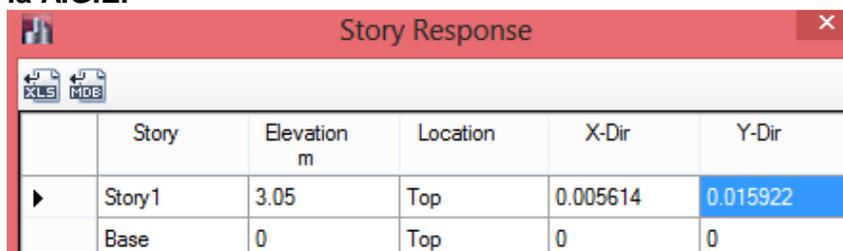


Figura 122. Máxima deriva de piso del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Tabla 99.

Máxima deriva de piso del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.



	Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
▶	Story1	3.05	Top	0.005614	0.015922
	Base	0	Top	0	0

De acuerdo a la NEC-11 se tiene que la deriva inelástica es:

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * R * \Delta_e$$

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * 8 * 0.015922$$

$$\Delta_{ine.} = \mathbf{0.095543}$$

La deriva de piso inelástica máxima para hormigón armado no debe ser mayor a 0.020 como lo muestra la Tabla 2.19.

Si consideramos lo señalado por el Comité VISIÓN 2000 se tendría un daño completo de la estructura ya que la deriva de piso inelástica es superior a 0.025.

3.7.1.5. Efectos de segundo orden P-Δ

3.7.1.6. Cálculo del índice de estabilidad de piso Qi

En la Tabla 2.68. se presenta el cálculo resumido de este valor por cada uno de los pisos.

Tabla 100.

Índice de estabilidad de piso del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

	PISO 1
C.L. (T)	96.84
C.D. (T)	195.19
Pi (T)	292.03
Δi/hi	0.015922
Vi (T)	21.71
Qi	0.214

Como el índice de estabilidad está entre 0.1 y 0.3, el efecto P- Δ debe ser tomado en cuenta para esta estructura.

3.8. Análisis estático no lineal

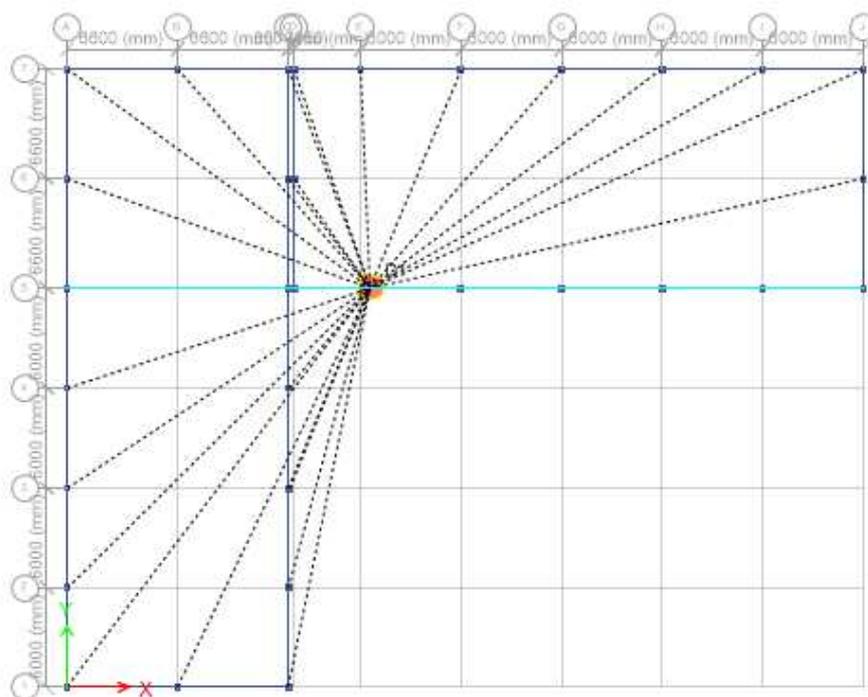


Figura 123. Asignación de diafragma en la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

En la Figura 124 se muestran las rótulas formadas en vigas y en la Figura 125 las rótulas creadas en cabeza y pie de columna.

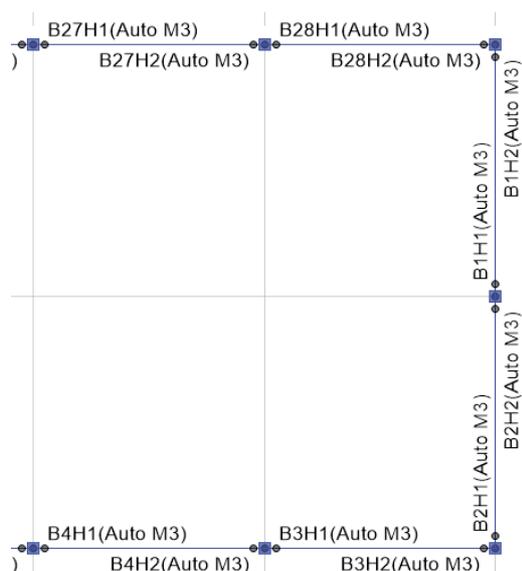


Figura 124. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. (vista en planta).

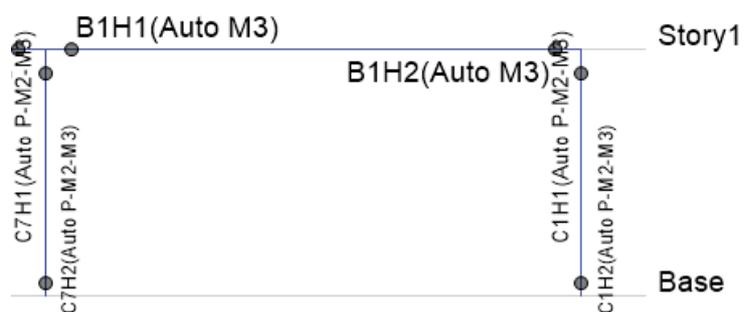


Figura 125. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. (vista en elevación. Pórtico J).

3.8.1. Interpretación de resultados

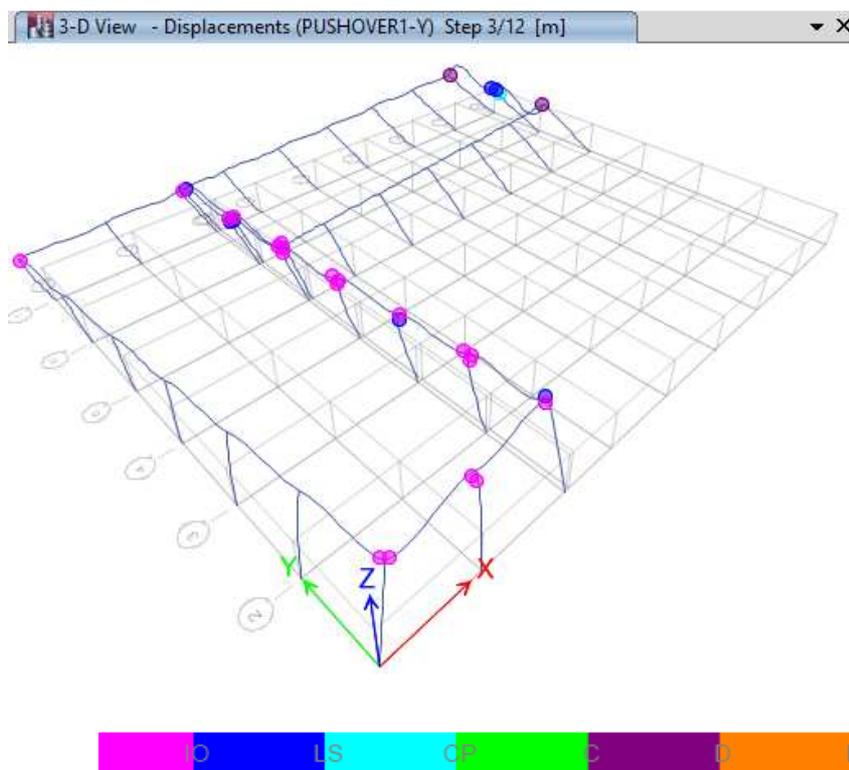


Figura 126. Rótulas plásticas de la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Sentido Y. Paso 3.

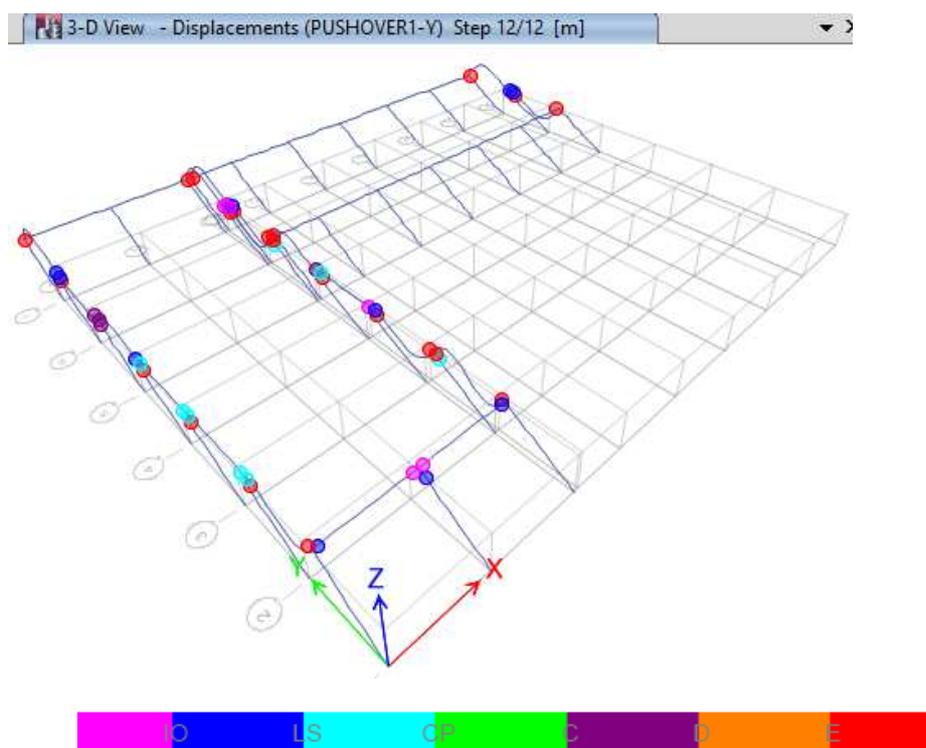


Figura 127. . Rótulas plásticas de la estructura del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Sentido Y. Paso 12

Las primeras rótulas en formarse fueron en las vigas del Pórtico J y a continuación en la cabeza de la columna intermedia del mismo pórtico. Esto es coincidente con los desplazamientos máximos que se obtuvo del análisis estático lineal. El siguiente pórtico a analizar será el J.

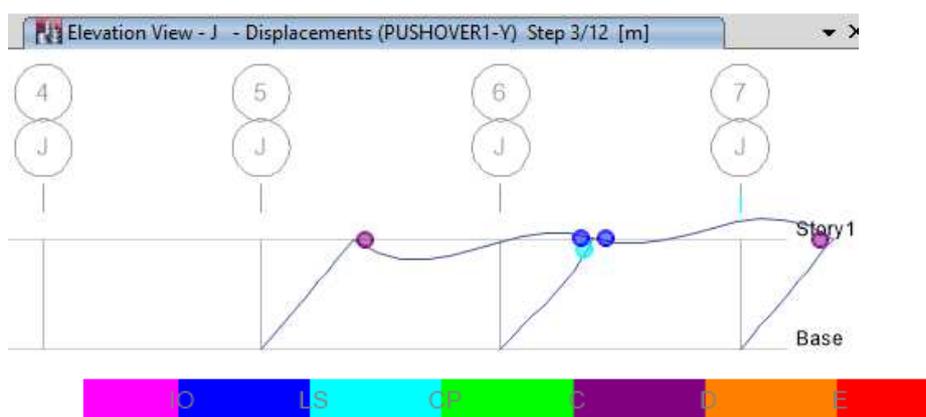


Figura 128. Rótulas plásticas del pórtico J del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Paso 3.

En la Figura 129 se observa de mejor manera lo dicho en el párrafo anterior. En todo el modelo se cumple con la filosofía de diseño viga débil-columna fuerte. El hecho de que se forme una rótula en la columna del Eje J6 indica un daño asociado a la formación de las rótulas en las vigas del Pórtico J.

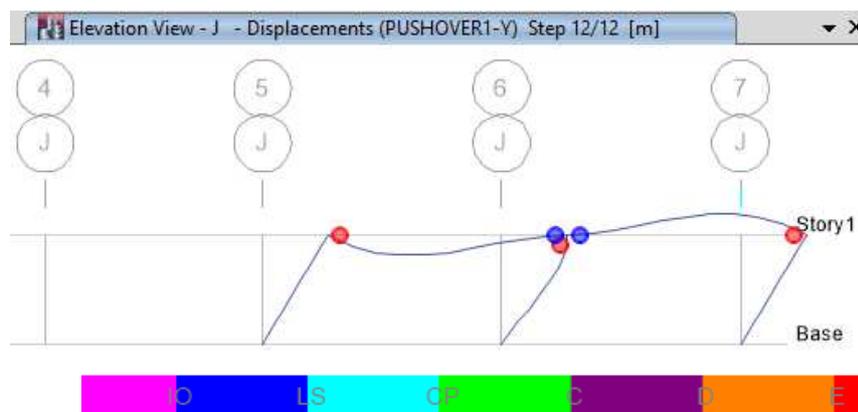


Figura 129. Rótulas plásticas del pórtico J del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Paso 12.

Con el aumento de carga únicamente se evidencia un mayor nivel de daño. Sin embargo del paso 4 al 11 este nivel se mantuvo en las cinco rótulas visibles.

4. Edificio comando del C.E.D.E.

4.1. Geometría general

Este edificio de forma alargada es de dos plantas y ahí funcionan las oficinas del Comando de Educación y Doctrina del Ejército y en cuya planta baja se encuentra además un Auditorium que ocupa aproximadamente la tercera parte de este piso. La estructura es de hormigón armado con cubiertas planas y cubre un área total de 733.13 m² por piso.

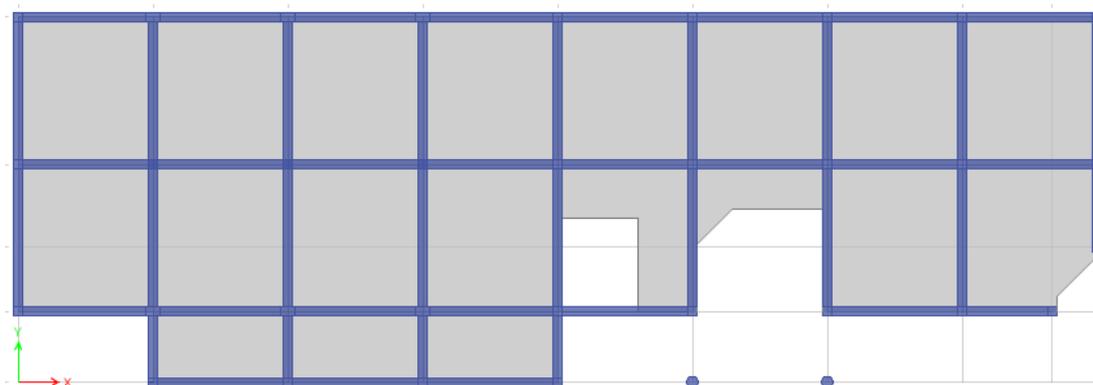


Figura 130. Vista en planta de la primera planta del edificio Comando del C.E.D.E.

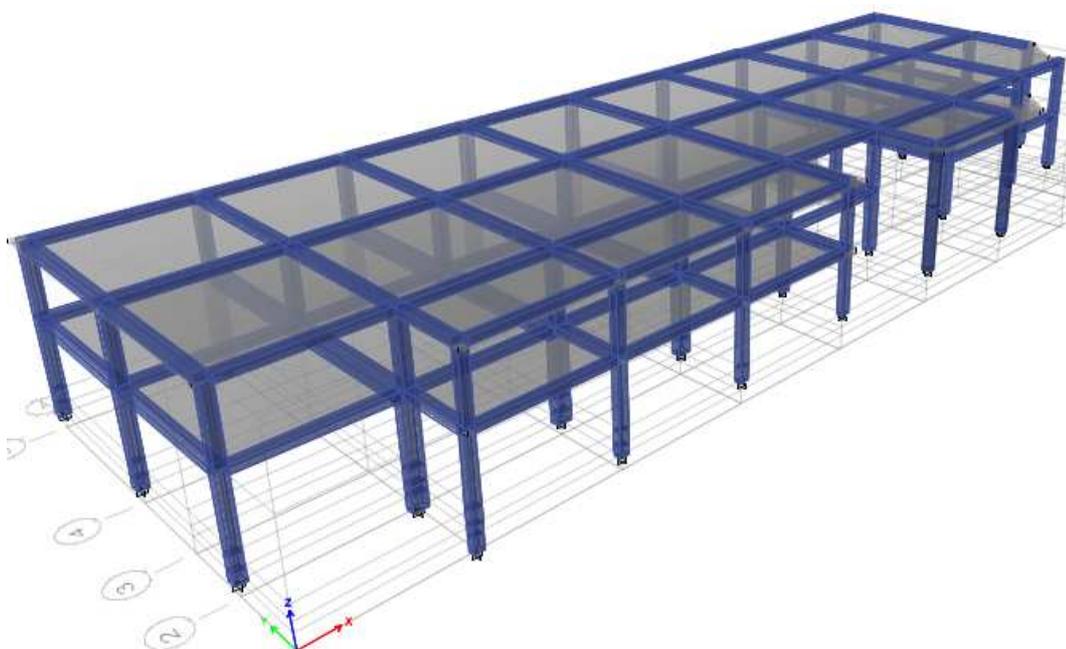


Figura 131. Vista en 3D del modelo a analizar del edificio Comando del C.E.D.E.

4.2. Vanos

Para realizar el análisis en el programa ETABS, a la estructura se le ha asignado ejes horizontales (X) designados con letras y verticales (Y) designados con números. Tanto en el sentido X como en el Y se ha adicionado 1 vano auxiliar que no coincide con los ejes, pero sirven para facilitar el modelamiento estructural en el programa; por tanto, se tienen 9 vanos en el sentido horizontal y 4 en el sentido vertical. Las dimensiones de los mismos se especifican en la Tabla 101.

Tabla 101.
Dimensiones de los vanos del edificio Comando del C.E.D.E.

Vano		Longitud (m)
Sentido X	A - B	6.00
	B - C	6.00
	C - D	6.00
	D - E	6.00
	E - F	6.00
	F - G	6.00
	G - H	6.00
	H - I	4.00
	I - J	2.00
Sentido Y	1 - 2	3.15
	2 - 3	2.90
	3 - 4	3.70
	4 - 5	6.60

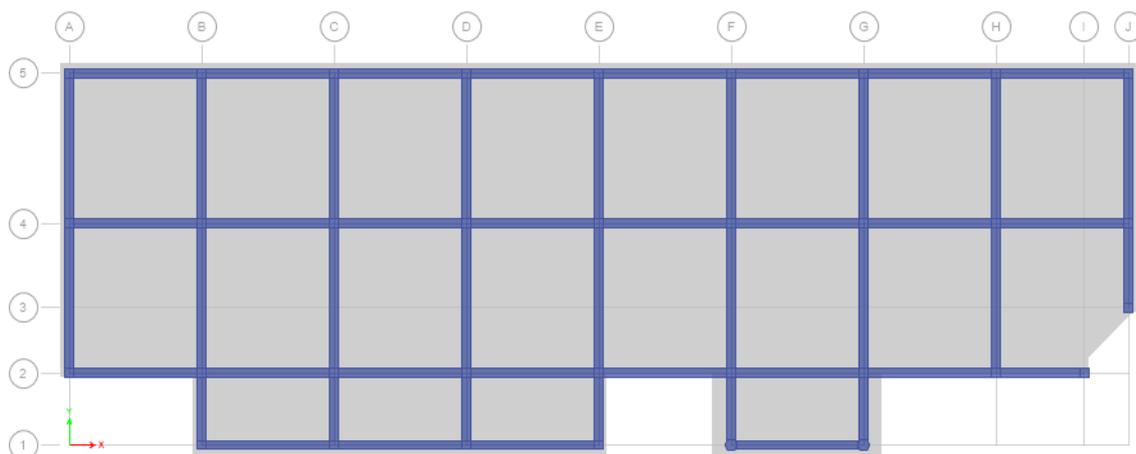


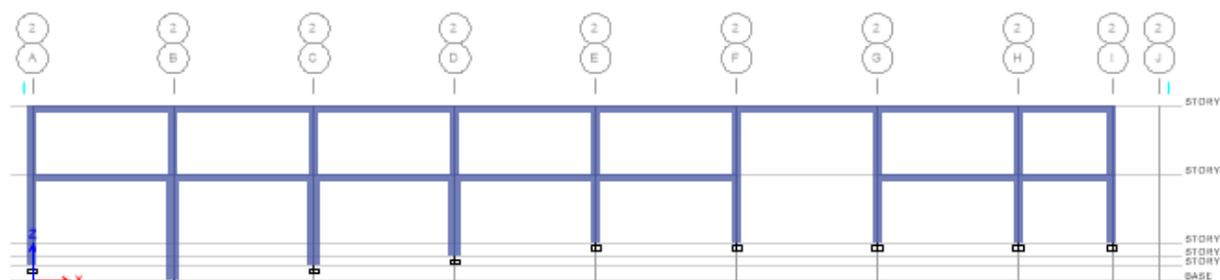
Figura 132. . Vista en planta de la distribución de Vanos del edificio Comando del C.E.D.E. Planta Alta

4.3. Pisos

El edificio tiene 2 plantas como ya se indicó anteriormente. En la losa de la segunda planta se cubre las gradas ya que la terraza es inaccesible. Se crearon adicionalmente 3 pisos inferiores para modelar los desniveles en la parte del Auditorium; es decir, la cimentación no está a la misma altura en todo el edificio. Las alturas de cada piso y globales se detallan en la Tabla 102.

Tabla 102.**Alturas de los pisos del edificio Comando del C.E.D.E.**

1	Primero	0.60	0.60
2	Segundo	0.40	1.00
3	Segundo	0.60	1.60
4	Segundo	2.90	4.50
5	Segundo	2.90	7.40

**Figura 133. Vista en elevación del eje 2 del edificio Comando del C.E.D.E.**

4.4. Apoyos

La cimentación del edificio está constituida por plintos aislados, motivo por el cual se modelará cada apoyo como un empotramiento, considerando obviamente la diferencia de nivel existente como se puede observar en la Figura 134. Por tanto, las restricciones impuestas son:

**Figura 134. Tipo de apoyo en la base de la estructura del edificio Comando del C.E.D.E.**

4.5. Geometría específica

4.5.1. Materiales

Igual que las anteriores estructuras analizadas, las características de los materiales no fueron identificadas, por tal motivo se asumirá las mismas para todas y éstas son:

Tabla 103.
Características de los materiales del edificio Comando del C.E.D.E.

Material	Características
Hormigón	$f'c= 2100 \text{ T/m}^2$; $\gamma= 2.4 \text{ T/m}^3$; $E= 2316834.25 \text{ T/m}^2$
Acero	$f_y= 42000 \text{ T/m}^2$; $E_s= 1994800 \text{ T/m}^2$

4.5.2. Secciones

Existen 5 tipos diferentes de columnas y 10 de vigas, la diferencia radica en las dimensiones y en ciertos casos en la cantidad de acero utilizado. El detalle de estos elementos se describe en la Tabla 2.72. El acero longitudinal de vigas corresponde a la zona de mayor momento.

En cuanto a la losa se refiere las de ambos pisos son bidireccionales alivianadas. La del primero tiene un espesor de 25cm y la del segundo piso o cubierta un espesor de 20cm.

Tabla 104.
Características de las columnas y vigas del edificio Comando del C.E.D.E.

		Armado			
	Tipo	Sección (cm x cm)	Acero longitudinal	Acero transversal	Recubrimiento
Columnas	C1	60 x 40	6 varillas por cara en X y 5 por cara en Y; 18 Ø 16	3 E Ø 10 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C2	40 x 40	4 varillas por cara; 12 Ø 16	2 E Ø 10 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C3	40 x 40	4 varillas por cara; 8 Ø 14 interiores y 4 Ø 16 esquineras	1 E Ø 10 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C4	40 x 30	4 varillas por cara en X y 3 por cara en Y; 6 Ø 14 interiores y 4 Ø 16 esquineras	1 E Ø 10 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C5	C.C. D= 50	12 Ø 16	ZUNCHO Ø 10 @ 15cm de paso	4 cm al centro de la varilla
Vigas	V1	40 x 70	A. superior: 5 Ø 18 A. inferior: 8 Ø 20	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	5 cm al centro de la varilla
	V2	40 x 30	A. superior: 4 Ø 14 más 3 Ø 20 A. inferior: 4 Ø 14	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	V3	40 x 30	A. superior: 5 Ø 16 A. inferior: 6 Ø 16	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	V4	40 x 30	A. superior: 4 Ø 16 más 3 Ø 20 A. inferior: 4 Ø 14	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	V5	40 x 30	A. superior: 4 Ø 14 más 3 Ø 14 A. inferior: 4 Ø 14	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	V6	40 x 30	A. superior: 4 Ø 12 más 1 Ø 14 A. inferior: 4 Ø 14	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	V7	40 x 30	A. superior: 4 Ø 14 más 2 Ø 14 A. inferior: 4 Ø 14	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	V8	40 x 30	A. superior: 4 Ø 14 A. inferior: 4 Ø 14 más 3 Ø 18	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	V9	40 x 30	A. superior: 4 Ø 16 A. inferior: 4 Ø 16 más 3 Ø 20	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	V10	30 x 30	A. superior: 3 Ø 14 más 1 Ø 14 A. inferior: 3 Ø 14	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla

La distribución de las columnas en el edificio por plantas y según los ejes se presenta en la Tabla 105. En total existen 31 columnas en esta estructura.

Tabla 105.
Distribución de columnas por ejes y pisos del edificio Comando del C.E.D.E.

Ejes Pisos	Tipo de columna					
	B2, C2, D2, B5, C5, D5	A4, E4	A2, E2, F2, G2, H2, I2, J3, F4, G4, H4, J4, A5, E5, F5, G5, H5, J5	B4, C4, D4	B1, C1, D1, E1	F1, G1
Primero	C1	C2	C3		C4	C5
Segundo	C2	C2	C3	C3	C4	C5

La distribución de las vigas en la estructura en el edificio por plantas y según los ejes se presenta en las Figuras 135 y 136

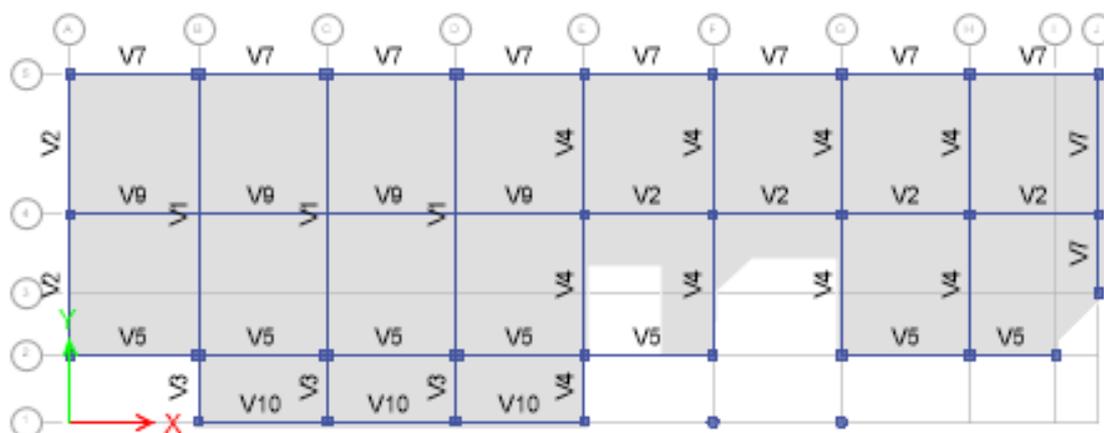


Figura 135. Distribución de vigas en el Primer piso del edificio Comando del C.E.D.E.

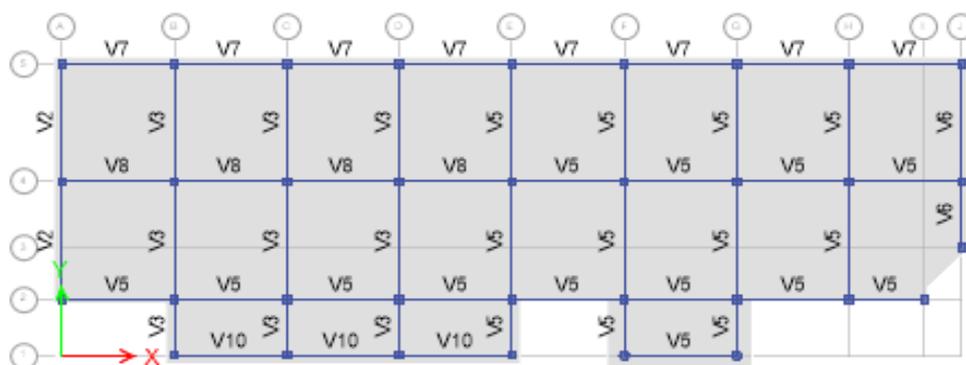


Figura 136. Distribución de vigas en el Segundo piso del edificio Comando del C.E.D.E.

4.6. Cargas

4.6.1. Viva

Este edificio es para uso de oficinas y de acuerdo a la NEC-11 su valor de ocupación es de 0.24 T/m^2 . Esta carga será aplicada en la losa de la primera planta y en la segunda planta que es una losa inaccesible (cubierta) se le debe asignar la carga de 0.07 T/m^2 , que es el valor para cubiertas planas, inclinadas y curvas; sin embargo, por seguridad y considerando algún mantenimiento posterior se le asignará el valor de 0.10 T/m^2 .

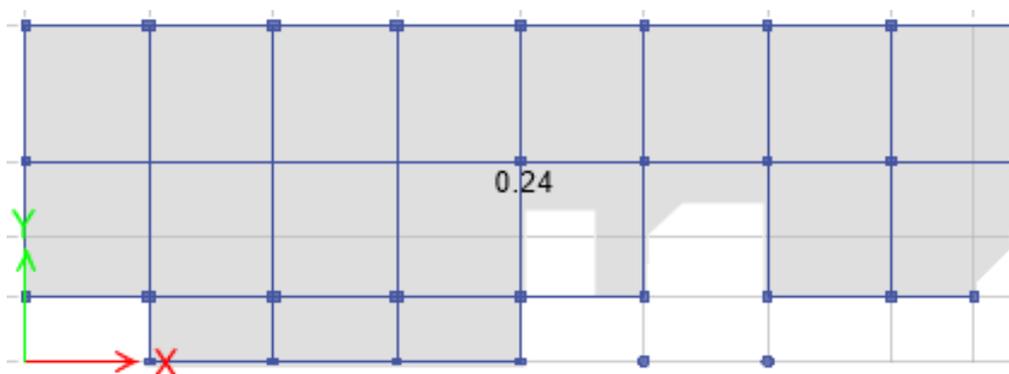


Figura 137. Vista en planta de la Carga Viva del Primer piso del edificio Comando del C.E.D.E.

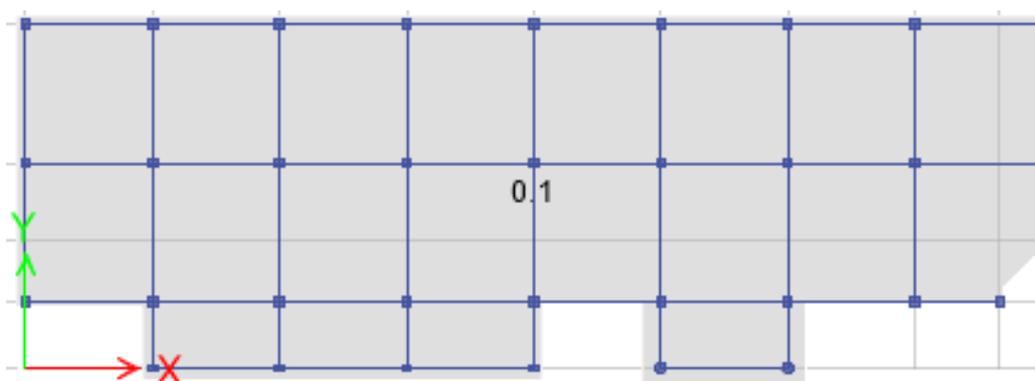


Figura 138. Vista en planta de la Carga Viva en la Cubierta del edificio Comando del C.E.D.E.

4.6.2. Muerta

La carga muerta corresponde al peso propio del edificio que lo da el programa ETABS luego de que han sido ingresados los datos de los elementos estructurales, más un valor de carga permanente correspondiente al peso de mamposterías, cielo falso, enlucidos, masillados y recubrimientos que se lo puede apreciar en las Tablas 106 y 107. La primera es para el Primer piso y la segunda para la cubierta que como no posee antepecho, no tiene peso adicional de mampostería

Tabla 106.

Carga permanente del Piso 1 del edificio Comando del C.E.D.E.

Materiales	Cálculo	Peso (T/m ²)
Enlucido y masillado	1m x 1m x 0.03m x 2.2T/m ³	0.066
Recubrimiento de piso	1m x 1m x 0.02m x 2.2T/m ³	0.044
Cielorraso de fibrocemento de 8mm		0.020
Peso Asumido Mampostería		0.200
Total		0.330

Tabla 107.

Carga permanente de la Cubierta del edificio Comando del C.E.D.E.

Materiales	Cálculo	Peso (T/m ²)
Enlucido y masillado	1m x 1m x 0.03m x 2.2T/m ³	0.066
Cielorraso de fibrocemento de 8mm	1m x 1m x 0.02m x 2.2T/m ³	0.020
Acabados		0.050
Total		0.136

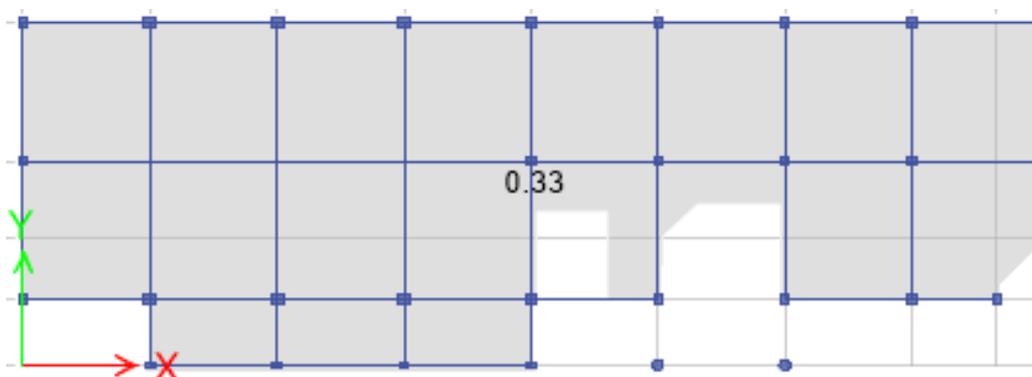


Figura 139. Vista en planta de la Carga Permanente del Piso 1 del edificio Comando del C.E.D.E.

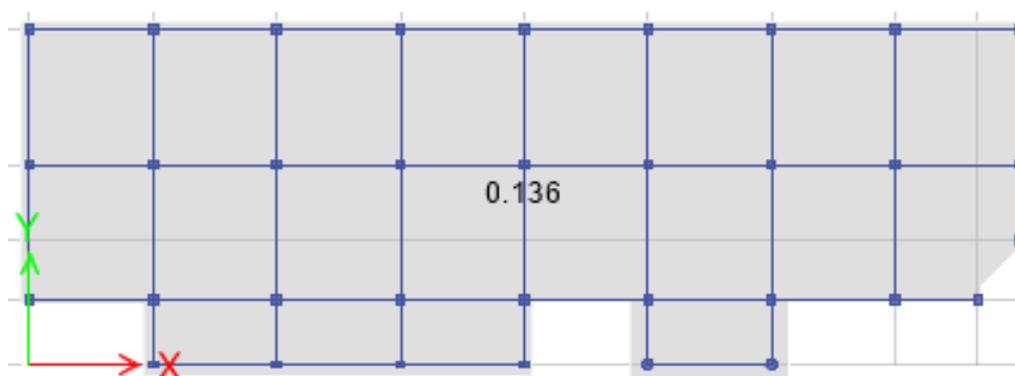


Figura 140. Vista en planta de la Carga Permanente en Cubierta del edificio Comando del C.E.D.E.

4.6.3. Sismo estático

El coeficiente correspondiente al factor del Cortante basal calculado con la NEC-11 es el que va a ser ingresado para 4 sismos estáticos designados como: SX1, SX2, SY1 y SY2. El procedimiento es el similar que para los casos anteriores.

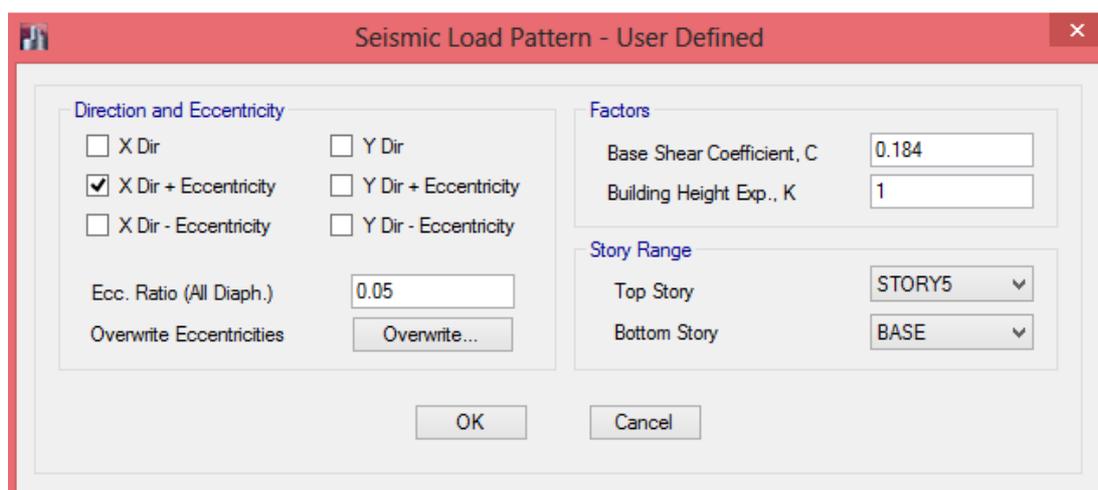


Figura 141. Carga estática equivalente SX1 del edificio Comando del C.E.D.E. introducida en ETABS.

4.6.4. Combinaciones de carga

Las combinaciones de la NEC-11 con las cargas que disponemos son:

11.1.4D

12.1.2D + 1.6L

13.1.2D + 1.0L

14.1.2D + 1.0L ± 1.0E

15.0.9D ± 1.0E

4.7. Análisis estático lineal

Como se señaló anteriormente este análisis considera las cargas horizontales ingresadas por sismo como una fuerza estática equivalente que es aplicada en la estructura.

4.7.1. Interpretación de resultados

Una vez realizado el análisis modal, el Período obtenido en el programa ETABS para el Primer Modo de vibración o fundamental es el que se muestra en la Figura 142.

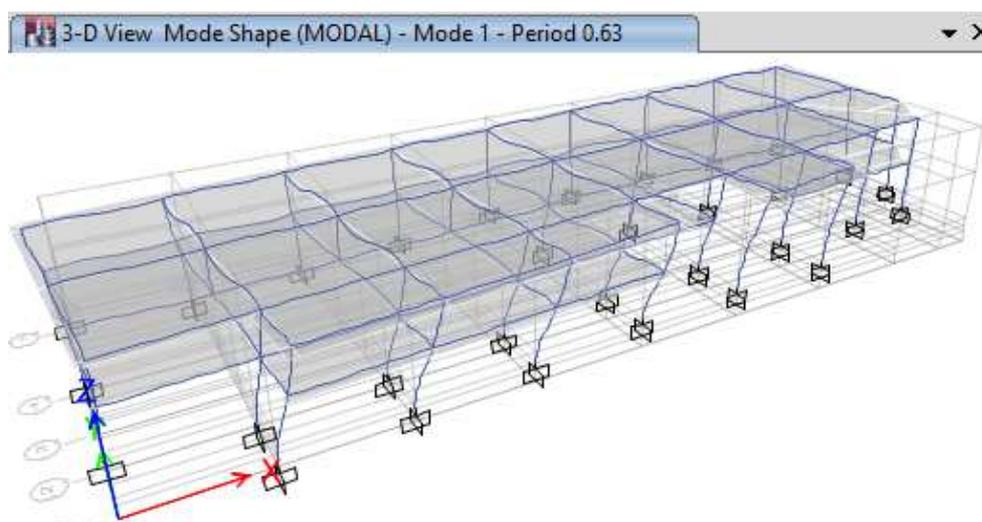


Figura 142. Modo fundamental de vibración y Período del edificio Comando del C.E.D.E.

Con el período de 0.63, el factor del cortante basal que para este edificio es de 0.184 se mantiene, ya que está entre T_o y T_c calculado con la NEC-11. Es lógica esta situación ya que para este rango la aceleración S_a es constante.

4.7.1.1. Fuerzas y reacciones

En primer lugar es conveniente realizar un chequeo de las reacciones en la base de la estructura para comprobar que son las mismas de las fuerzas ingresadas. El caso de esta estructura es especial porque la cimentación no está a la misma altura; por tanto, el primer piso es en realidad el Piso 4 en el

programa debido a los 3 inferiores adicionales que se crearon para el modelamiento. La Figura 133 muestra claramente esta distribución.

Tabla 108.

Fuerzas verticales y horizontales ingresadas del edificio Comando del C.E.D.E.

TABLE: Story Forces							
Story	Load Case/Combo	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
STORY4	PP	808.32	0.00	0.00	0.00	7214.32	-18604.10
STORY4	PERMANENTE	323.18	0.00	0.00	0.00	2933.50	-7467.42
STORY4	VIVA	235.87	0.00	0.00	0.00	2140.80	-5450.19
STORY4	SX1	0.00	-201.84	0.00	1803.82	0.00	-934.66
STORY4	SX2	0.00	-201.84	0.00	1803.82	0.00	-934.66
STORY4	SY1	0.00	0.00	-201.84	-4659.00	934.66	0.00
STORY4	SY2	0.00	0.00	-201.84	-4659.00	934.66	0.00
STORY4	MUERTA	1131.50	0.00	0.00	0.00	10147.83	-26071.52

Tabla 109.

Reacciones en la base de la estructura del edificio Comando del C.E.D.E.

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0.00	0.00	814.08	7261.50	-18650.76	0.00
PERMANENTE	0.00	0.00	323.18	2933.50	-7467.42	0.00
VIVA	0.00	0.00	235.87	2140.80	-5450.19	0.00
SX1	-201.84	0.00	0.00	0.00	-1257.60	1803.82
SX2	-201.84	0.00	0.00	0.00	-1257.60	1803.82
SY1	0.00	-201.84	0.00	1257.60	0.00	-4659.00
SY2	0.00	-201.84	0.00	1257.60	0.00	-4659.00
MUERTA	0.00	0.00	1137.26	10195.00	-26118.17	0.00

Prácticamente los Pisos 3, 2, 1 y Base denominados en ETABS son la base en diferentes posiciones. Las reacciones en la base que se muestran en la Tabla 109 son iguales para todos los casos de carga, excepto para el peso propio y carga muerta de la estructura que son calculados por el programa, esta pequeña variación en más en las reacciones de la base se deben al peso extra de una pequeña sección de las columnas hasta llegar a la parte más baja. Todo esto significa que los cálculos son correctos.

4.7.1.2. Cortante basal estático

La Figura 143 y la Tabla 110 muestran los valores del Cortante basal estático y su distribución por piso. El valor del acumulado es el mismo correspondiente a las Tablas de Fuerzas y reacciones. No es necesario presentar los del sentido Y ya que son los mismos. Cabe señalar nuevamente que Story5 corresponde a la cubierta, Story4 a la losa del primer piso y el resto a las bases en diferentes alturas debido a la diferencia de nivel en la cimentación en el área del Auditorium. Es por esta razón además que el Cortante es 0 en estos niveles bajos.

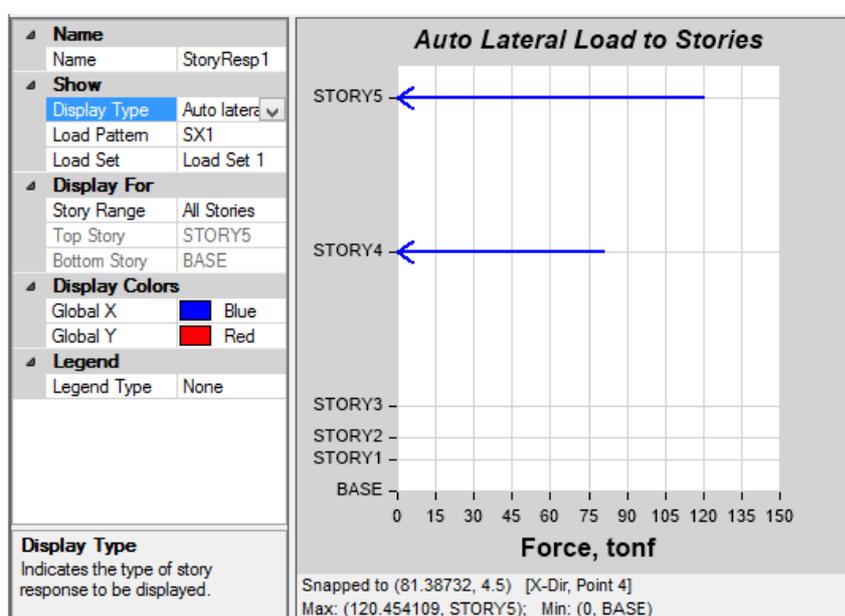


Figura 143. Distribución del Cortante basal en X por piso del edificio Comando del C.E.D.E.

Tabla 110.

Distribución del Cortante basal en X por piso del edificio Comando del C.E.D.E.

Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
STORY5	7.4	Top	120.4541	0
STORY4	4.5	Top	81.3873	0
STORY3	1.6	Top	0	0
STORY2	1	Top	0	0
STORY1	0.6	Top	0	0
BASE	0	Top	0	0

La Figura 144 y la Tabla 111 muestran los valores del Cortante basal estático acumulado, como se aprecia el máximo es 201.84. En los niveles de la base aparece también un valor, pero los que importan son los correspondientes a los niveles de las losas (Story5 e Story4).

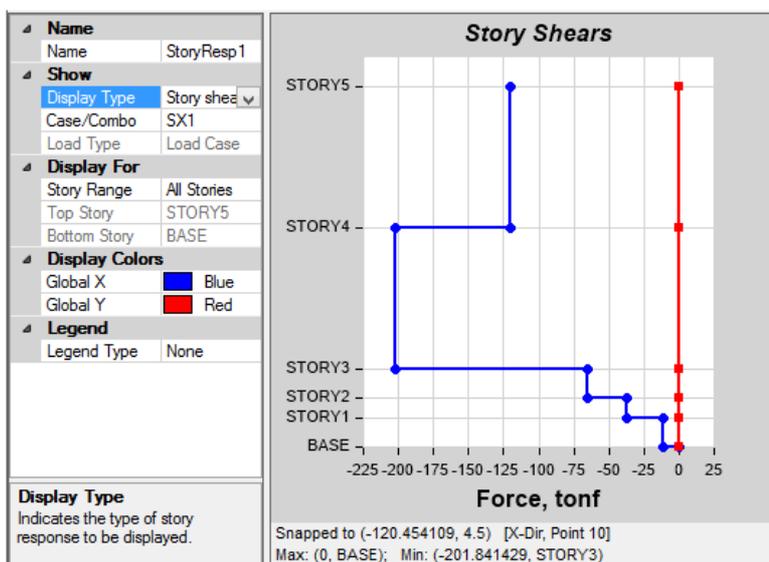


Figura 144. Cortante basal acumulado en X por piso del edificio Comando del C.E.D.E.

Tabla 111.

Cortante basal acumulado en X por piso del edificio Comando del C.E.D.E.

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
STORY5	7.40	Top	-120.45	0.00
STORY4	4.50	Top	-201.84	0.00
STORY3	1.60	Top	-64.74	-0.36
STORY2	1.00	Top	-36.86	-0.13
STORY1	0.60	Top	-10.80	-0.07
BASE	0.00	Top	0.00	0.00

4.7.1.3. Desplazamientos

De los resultados obtenidos con el programa ETABS fundamentalmente se verificará los desplazamientos y derivas para verificar que cumplan con lo que exige la Norma ecuatoriana de la construcción del año 2011 y de esa manera comprobar si se requiere algún tipo de reforzamiento o no.

Los desplazamientos se consideran los que corresponden a las cargas de sismo estáticas, sin incluir combinaciones de carga. Los más altos obtenidos con el programa ETABS son:

Tabla 112.

Valores máximos de desplazamientos del edificio Comando del C.E.D.E.

TABLE: Story Max/Avg Displacements					
Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
STORY5	SY2	Y	31.60	23.80	1.33
STORY5	SY1	Y	27.30	23.80	1.15
STORY5	SX1	X	25.60	24.60	1.04
STORY5	SX2	X	25.10	24.70	1.02
STORY4	SY2	Y	18.50	12.10	1.52
STORY4	SY1	Y	12.40	11.60	1.08
STORY4	SX1	X	11.50	11.00	1.04
STORY4	SX2	X	11.30	11.10	1.02

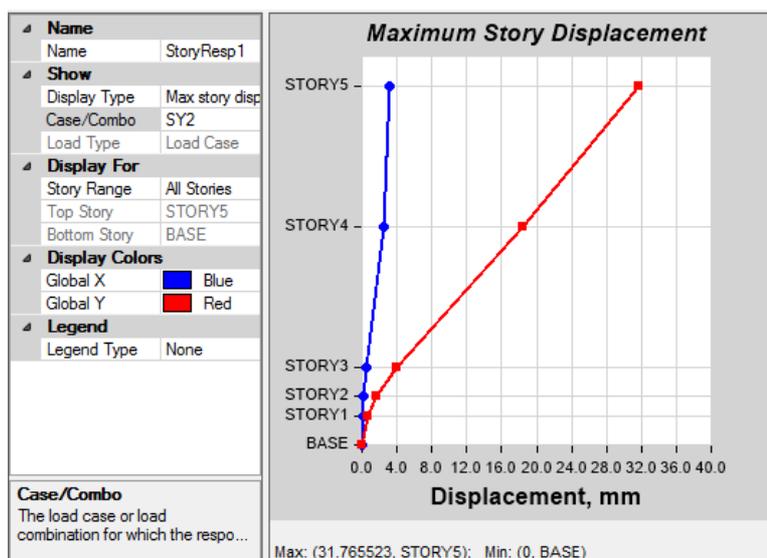


Figura 145. Máximos desplazamientos por planta del edificio Comando del C.E.D.E.

Tabla 113.
Máximos desplazamientos por planta del edificio Comando del C.E.D.E.

	Story	Elevation mm	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
▶	STORY5	7400	Top	3.1	31.8
	STORY4	4500	Top	2.4	18.5
	STORY3	1600	Top	0.5	3.9
	STORY2	1000	Top	0.2	1.7
	STORY1	600	Top	0.1	0.7
	BASE	0	Top	0	0

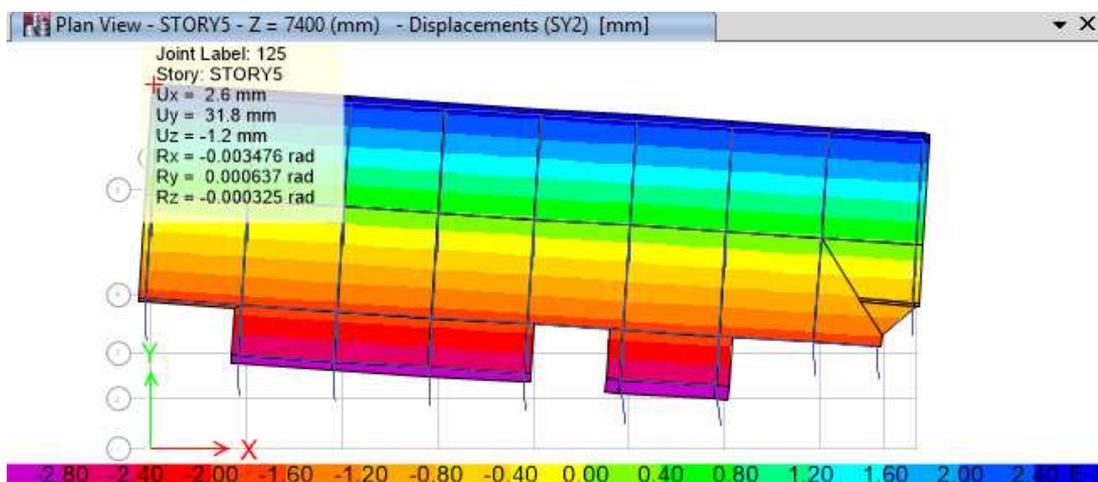


Figura 146. . Desplazamientos en el Piso 5 del edificio Comando del C.E.D.E. debido al Sismo en Y.

4.7.1.4. Deriva de piso

El sismo en el sentido Y y en la cubierta es el que produce el máximo desplazamiento; sin embargo, debido a que la mayor variación entre los desplazamientos del piso 2 y el piso 1 se encuentran en el sismo en X, el programa asume estos para considerar la máxima deriva de piso.

Los 10 valores más altos de derivas de piso que presenta el programa son:

Tabla 114.
Valores máximos de deriva de piso del edificio Comando del C.E.D.E.

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X	Y	Z
STORY5	SX1	153	Max Drift X	0.00557	36.00	0.00	7.40
STORY5	SX2	153	Max Drift X	0.00557	36.00	0.00	7.40
STORY5	SY1	148	Max Drift Y	0.00521	30.00	0.00	7.40
STORY5	SY2	148	Max Drift Y	0.00521	30.00	0.00	7.40
STORY4	SY1	21	Max Drift Y	0.00495	0.00	3.15	4.50
STORY4	SY2	21	Max Drift Y	0.00495	0.00	3.15	4.50
STORY4	SX1	20	Max Drift X	0.00398	42.00	16.35	4.50
STORY4	SX2	20	Max Drift X	0.00398	42.00	16.35	4.50
STORY3	SY1	27	Max Drift Y	0.00337	6.00	3.15	1.60
STORY3	SY2	27	Max Drift Y	0.00337	6.00	3.15	1.60

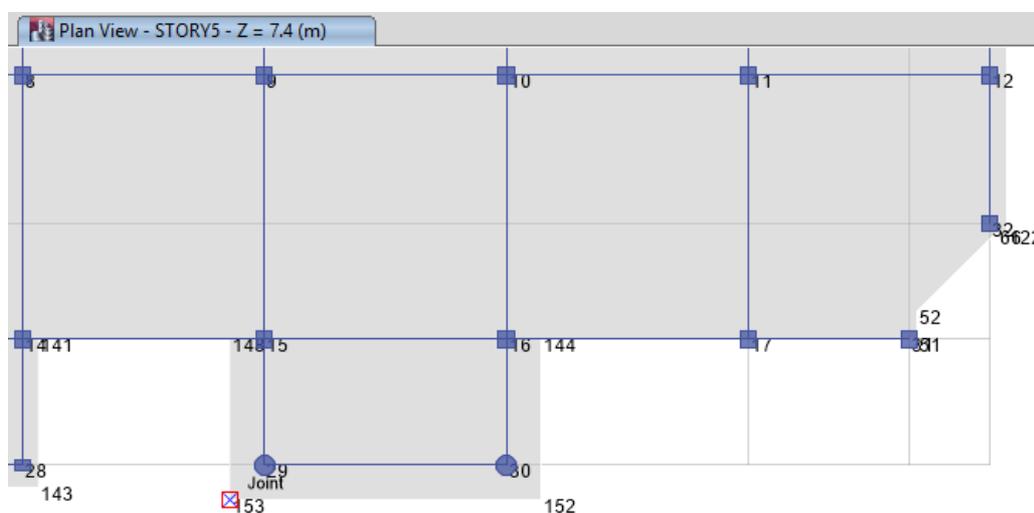


Figura 147. Vista en planta de la ubicación de los puntos en ETABS del edificio Comando del C.E.D.E.

En la Tabla 115 se aprecia que el valor más alto de deriva de piso corresponde al último piso en la dirección X, por esta razón se presenta la Figura 148 para el caso SX1. En la Figura 147 se muestra señalado al punto 153 de la estructura en planta del piso 5 que es donde se produce la mayor deriva del edificio.

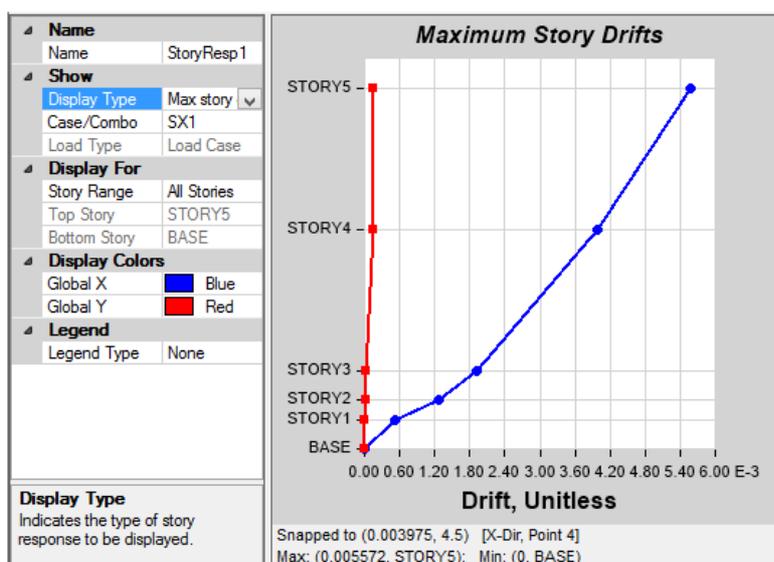


Figura 148. Máximas derivas de piso por planta del edificio Comando del C.E.D.E.

Tabla 115.

Máximas derivas de piso por planta del edificio Comando del C.E.D.E.

Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
STORY5	7.4	Top	0.005572	0.000161
STORY4	4.5	Top	0.003975	0.000141
STORY3	1.6	Top	0.001911	3.2E-05
STORY2	1	Top	0.00126	2.2E-05
STORY1	0.6	Top	0.000511	9E-06
BASE	0	Top	0	0

De acuerdo a la NEC-11 se tiene que la deriva inelástica es:

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * R * \Delta_e$$

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * 8 * 0.005572$$

$$\Delta_{ine.} = \mathbf{0.03343}$$

La deriva de piso inelástica máxima para hormigón armado no debe ser mayor a 0.020 como lo muestra la Tabla 2.19.

Si consideramos lo señalado por el Comité VISIÓN 2000 se tendría un daño completo de la estructura ya que la deriva de piso inelástica es superior a 0.025.

4.7.1.5. Efectos de segundo orden P- Δ

4.7.1.6. Cálculo del índice de estabilidad de piso Q_i

En la Tabla 116 se presenta el cálculo resumido de este valor por cada uno de los pisos.

Tabla 116.

Índice de estabilidad de piso del edificio Comando del C.E.D.E.

	PISO 2	PISO 1
C.L. (T)	76.00	235.87
C.D. (T)	490.42	1131.50
Pi (T)	566.42	1367.37
$\Delta i/h_i$	0.00557	0.00398
Vi (T)	120.45	81.39
Q_i	0.02620	0.06678

Como el índice de estabilidad $Q_i < 0.1$ en ambos pisos, el efecto P- Δ no es tomado en cuenta.

El análisis estático no lineal se refiere al PUSHOVER, el mismo que será modelado en el programa ETABS.

4.8. Análisis estático no lineal

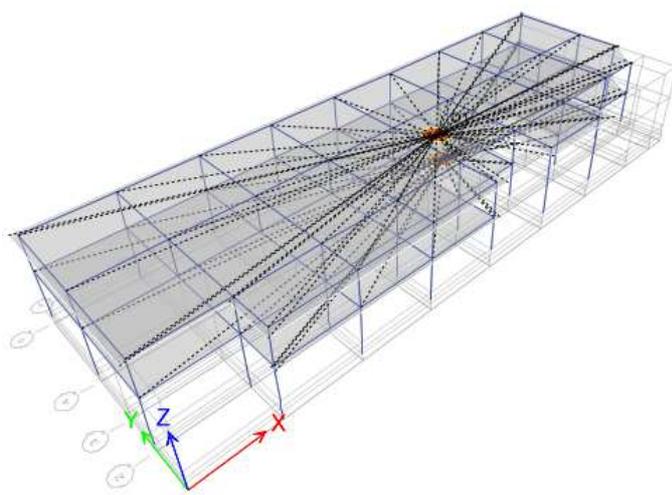


Figura 149. Asignación de diafragmas en las losas del edificio Comando del C.E.D.E.

En la Figura 150 se muestran las rótulas formadas en vigas y en la Figura 151 las rótulas creadas en cabeza y pie de columna.

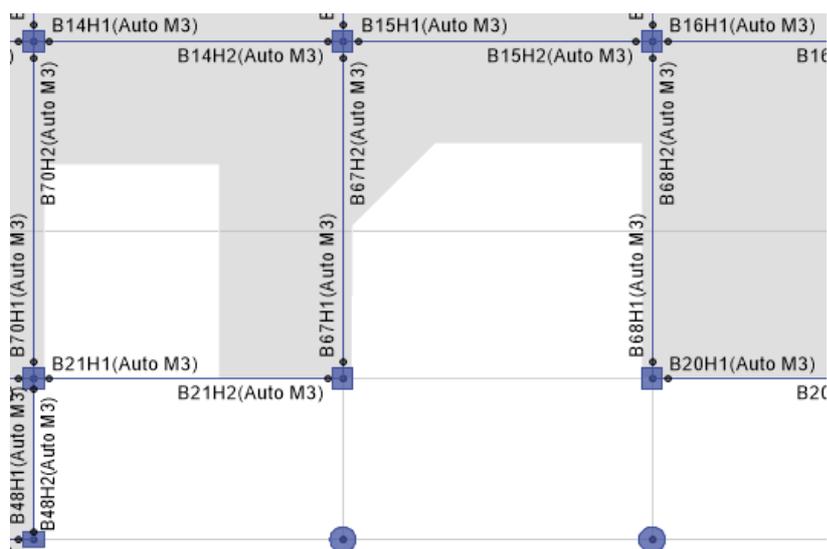


Figura 150. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural del edificio Comando del C.E.D.E. (vista en planta. Piso 1).

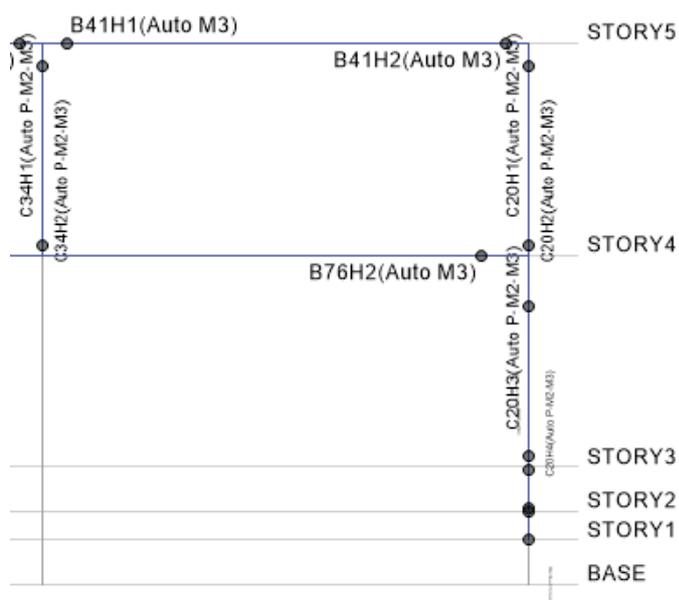


Figura 151. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural del edificio Comando del C.E.D.E. (vista en elevación. Pórtico C).

4.8.1. Interpretación de resultados

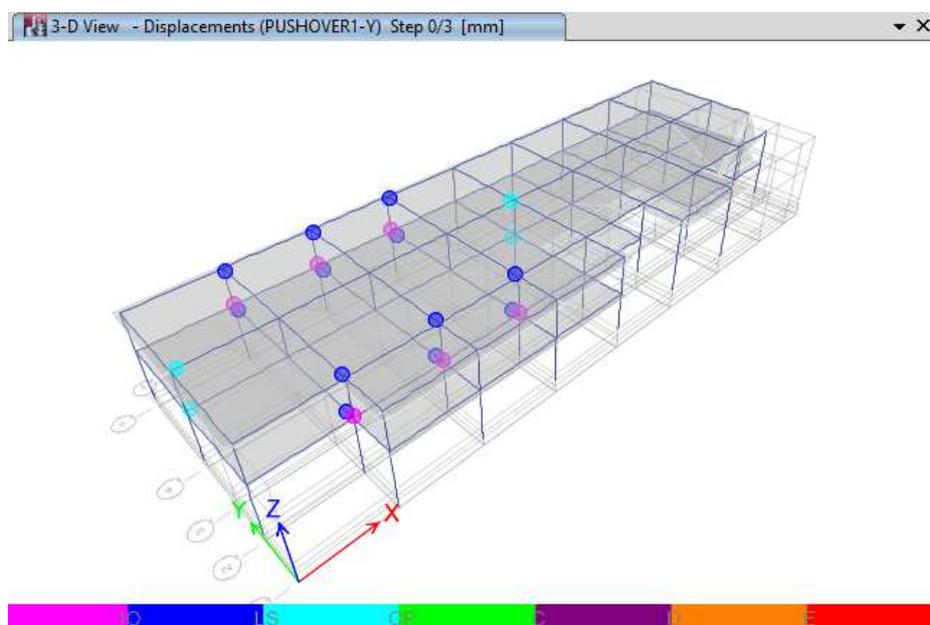


Figura 152. Rótulas plásticas de la estructura del edificio Comando del C.E.D.E. Sentido Y

La parte más crítica de esta estructura se halla en las vigas del eje 4. Esto era de esperarse ya que ellas soportan una gran carga de las columnas que se apoyan sobre ellas, por lo que el siguiente análisis se realizará en el pórtico 4.

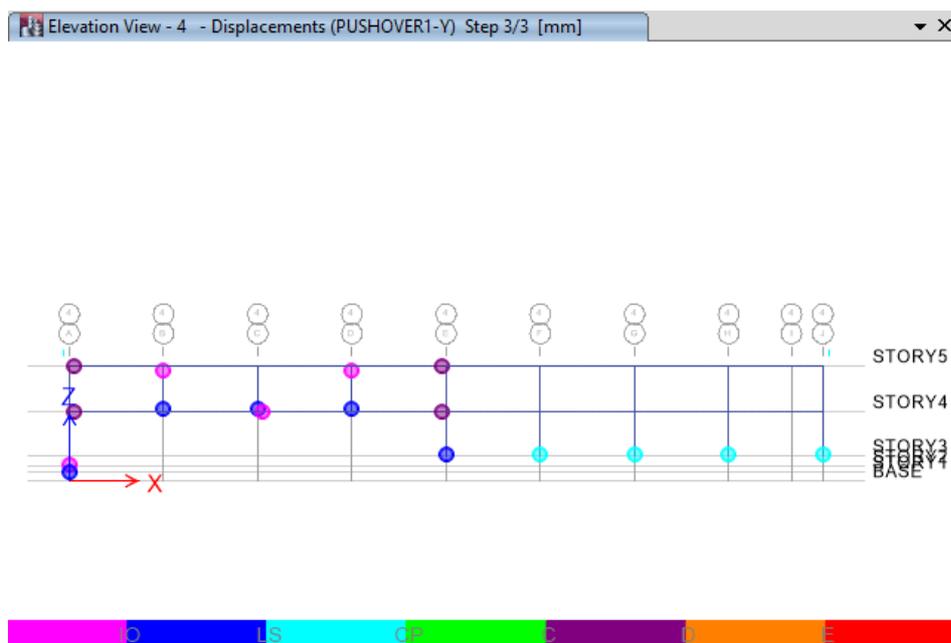


Figura 153. . Rótulas plásticas del pórtico 4 del edificio Comando del C.E.D.E. Sentido Y

En la Figura 153 se puede observar que otro problema importante se halla en el pie de las columnas de los ejes B, C y D que van apoyadas directamente sobre la viga del primer piso (Story 4). La formación y ubicación de las rótulas plásticas nos revela la vulnerabilidad de la viga y como consecuencia de esa primera falla le seguirían las columnas apoyadas en ella.

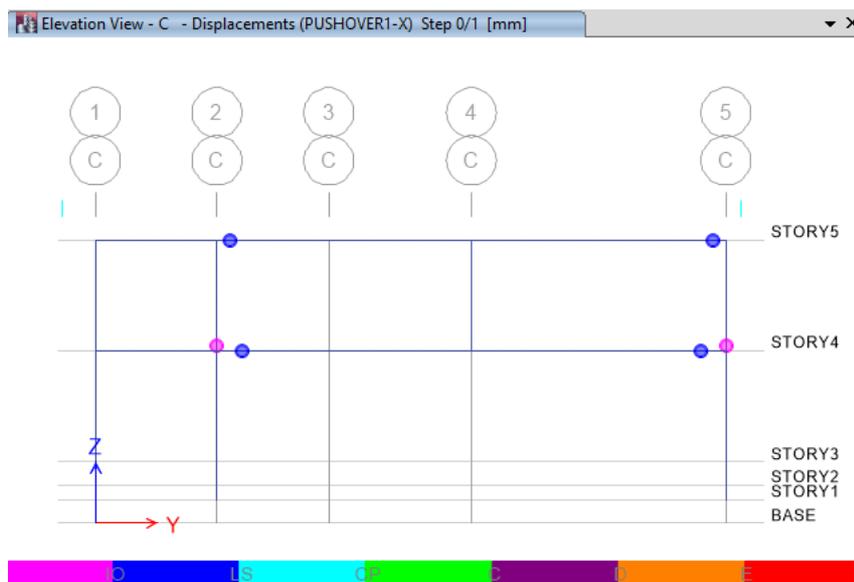


Figura 154. Rótulas plásticas del pórtico C del edificio Comando del C.E.D.E. Sentido X

En la Figura 154 se evidencia que las rótulas formadas en las vigas de los Pisos 1 y 2 (Story 4 y Story 5 respectivamente) del Pórtico C se han originado por el mismo problema de sobrecarga de la columna del eje 4 sobre esta viga.

5. Hostería del Fuerte Militar “San Jorge”

5.1. Geometría general

Este es un edificio en forma de H de dos plantas más el tapagradas. Es un hotel con 16 habitaciones dobles ocupadas en su mayoría por oficiales que se encuentran haciendo los cursos Básico y Avanzado en la A.G.E. La estructura es de hormigón armado con losas planas cubriendo un área total de 493.98 m² por piso.

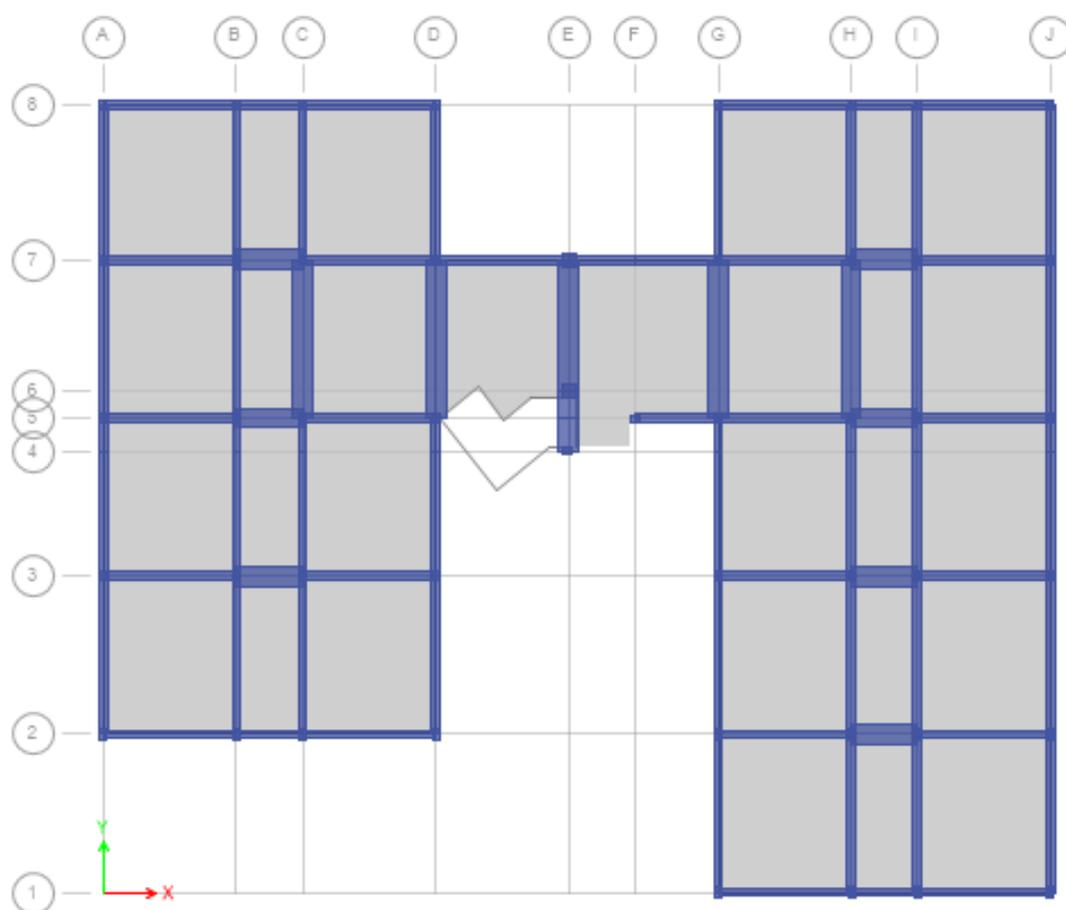


Figura 155. Vista en planta de la primera y segunda planta de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

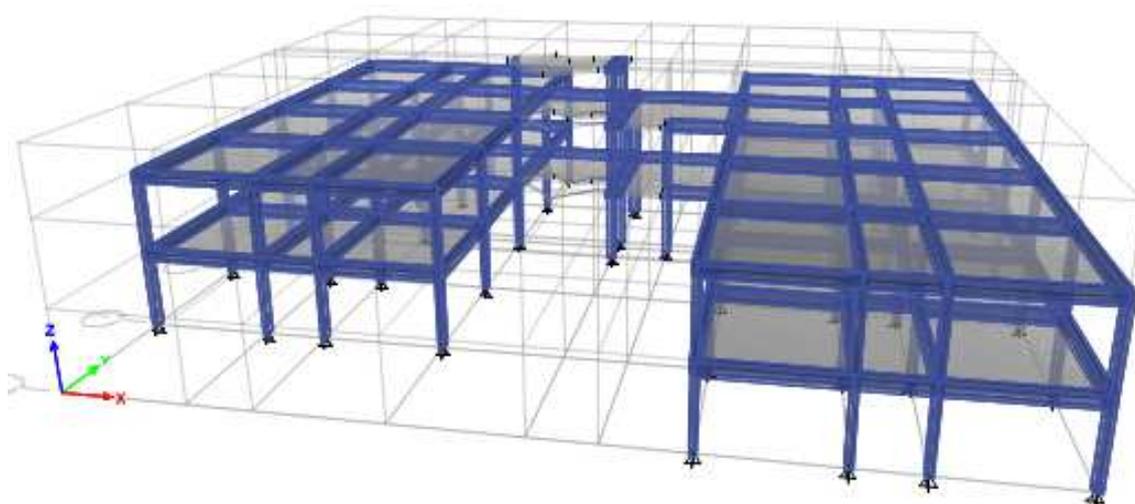


Figura 156. Vista en 3D del modelo a analizar de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

5.2. Vanos

Para realizar el análisis en el programa ETABS, a la estructura se le ha asignado 10 ejes horizontales (X) designados con letras y 8 verticales (Y) designados con números. Las dimensiones de los mismos se especifican en la Tabla 117. Además la distribución de los vanos se puede apreciar claramente en la Figura 155.

Tabla 117.
Dimensiones de los vanos de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

Vano		Longitud (m)
Sentido X	A - B	4.00
	B - C	2.00
	C - D	4.00
	D - E	4.00
	E - F	2.00
	F - G	2.50
	G - H	4.00
	H - I	2.00
	I - J	4.00
Sentido Y	1 - 2	4.80
	2 - 3	4.80
	3 - 4	3.80
	4 - 5	1.00
	5 - 6	0.80
	6 - 7	4.00
	7 - 8	4.70

5.3. Pisos

El edificio es de 2 plantas como ya se mencionó inicialmente. Además se adicionó un piso más en el modelamiento en ETABS que es el correspondiente al tapa gradas. Las alturas de cada piso y globales se detallan en la Tabla 118.

Tabla 118.

Alturas de los pisos de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

Ord.	Piso	Altura parcial(m)	Altura acumulada (m)
1	Primero	2.70	2.70
2	Segundo	2.70	5.40
3	Tapa gradas	2.20	7.60

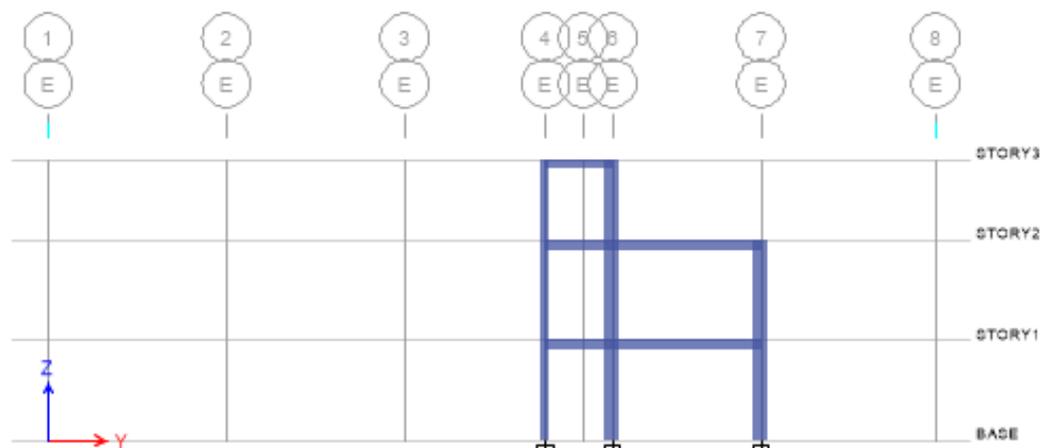


Figura 157. Vista en elevación del eje E de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

5.4. Apoyos

La cimentación del edificio se encuentra a la misma cota y está constituida por plintos aislados, motivo por el cual se modelará cada apoyo como un empotramiento. Entonces las restricciones impuestas son:

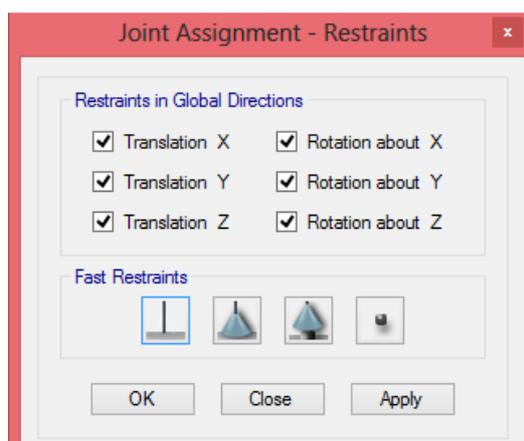


Figura 158. Tipo de apoyo en la base de la estructura de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

5.5. Geometría específica

5.5.1. Materiales

De la misma manera que todos los casos anteriores, las características de los materiales no fueron identificadas, por tal motivo se asumirá las mismas para todas las estructuras a analizarse, éstas son:

Tabla 119.
Características de los materiales de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

Material	Características
Hormigón	$f'c= 2100 \text{ T/m}^2$; $\gamma= 2.4 \text{ T/m}^3$; $E= 2316834.25 \text{ T/m}^2$
Acero	$f_y= 42000 \text{ T/m}^2$; $E_s= 1994800 \text{ T/m}^2$

5.5.2. Secciones

Existen 2 tipos de columnas y dos de vigas. La diferencia radica en las dimensiones y armadura de las mismas. El detalle de estos elementos se describe en la Tabla 120. El acero longitudinal de vigas corresponde a la zona de mayor momento. La viga V2 es banda, por lo que se trabaja en forma similar que en el Bloque Montúfar; es decir, se considera un nervio de la losa de 10cm de ancho a cada lado y su respectivo acero.

En cuanto a la losa se refiere es de tipo bidireccional alivianada de 25cm de espesor en ambas plantas.

Tabla 120.
Características de las columnas y vigas de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

		Armado			
	Tipo	Sección (cm x cm)	Acero longitudinal	Acero transversal	Recubrimiento
Columnas	C1	40 x 40	3 varillas por cara; 8 Ø 16	1 E Ø 10 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C2	20 x 30	2 varillas por cara en X y 3 varillas por cara en Y; 6 Ø 16	1 E Ø 10 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
Vigas	V1	25 x 40	A. superior: 3 Ø 14 A. inferior: 3 Ø 12	1 E Ø 10 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	V2	60 x 25	A. superior: 5 Ø 14 A. inferior: 5 Ø 12	1 E Ø 10 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla

La columna tipo C2 de la Tabla 120 está dispuesta en el otro sentido en la ubicación E4 y F5, pero el armado es el mismo. La distribución de las columnas en el edificio por plantas y según los ejes se presenta en la Tabla 121. En total existen 48 columnas en esta estructura.

Tabla 121.
Distribución de columnas por ejes y pisos de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

		Tipo de columna				
Ejes		E6	E7	D5	E4	A2, A3, A5, A7, A8, B2, B3, B5, B7, B8, C2, C3, C5, C7, C8, D2, D3, D7, D8, F5, G1, G2, G3, G5, G7, G8, H1, H2, H3, H5, H7, H8, I1, I2, I3, I5, I7, I8, J1, J2, J3, J5, J7, J8
	Pisos					
	Primero	C1	C1	C2	C2	C2
	Segundo	C1	C1	C2	C2	C2
	Tercero	C1		C2	C2	

La distribución de las vigas en la estructura del edificio por plantas y según los ejes se presenta en la Figura 2.144.

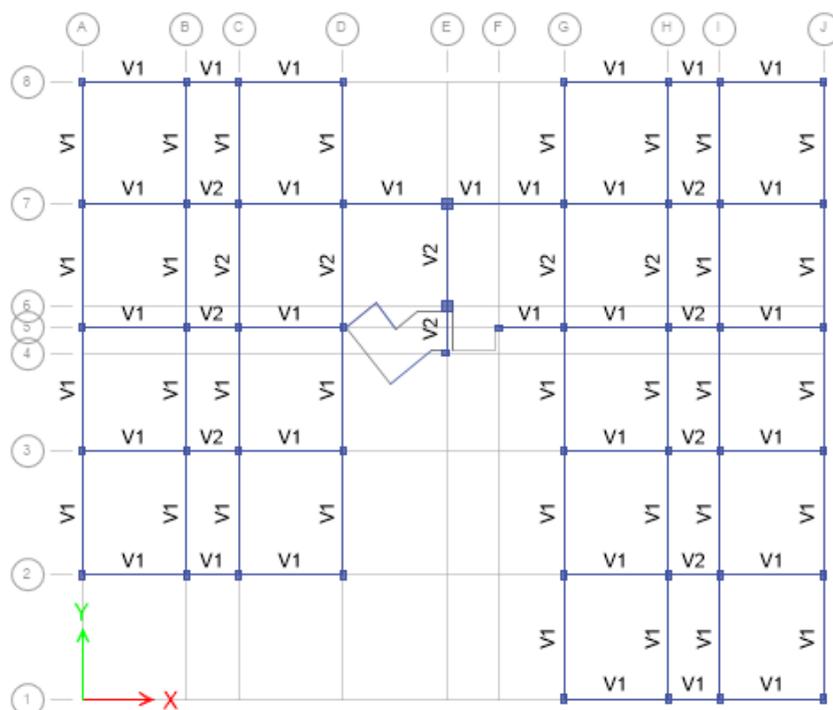


Figura 159. Distribución de vigas en el primer y segundo piso de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

5.6. Cargas

5.6.1. Viva

Como se trata de un hotel, el uso corresponde al de vivienda y según la NEC-11 su valor de ocupación es de 0.2 T/m^2 . Esta carga será aplicada en la losa de la primera planta. Para el segundo piso que corresponde a una terraza accesible con antepecho de 80cm de altura corresponde asignarle la carga de cubierta plana de 0.07 T/m^2 que señala la NEC-11 más un adicional por las condiciones señaladas; por tanto se tomará el valor de 0.15 T/m^2 . Finalmente la carga de la tapa grada tendrá un valor de carga viva de 0.07 según la norma mencionada.

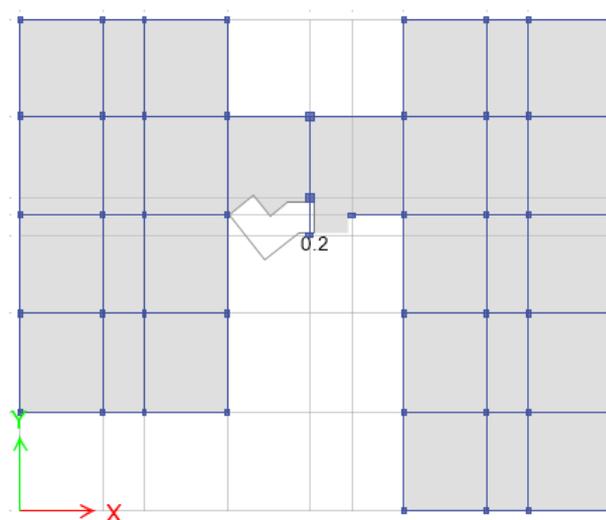


Figura 160. Vista en planta de la Carga Viva del Primer piso de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

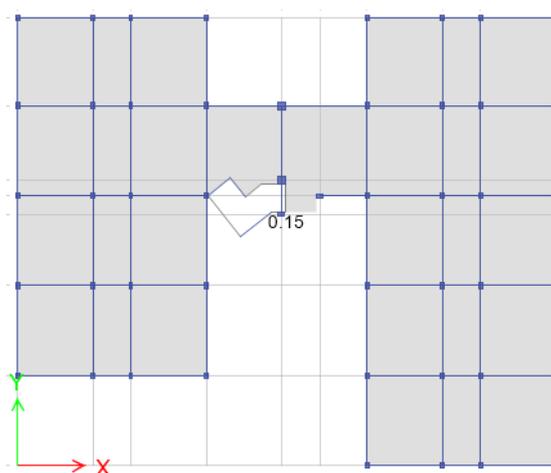


Figura 161. Vista en planta de la Carga Viva de la Terraza de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

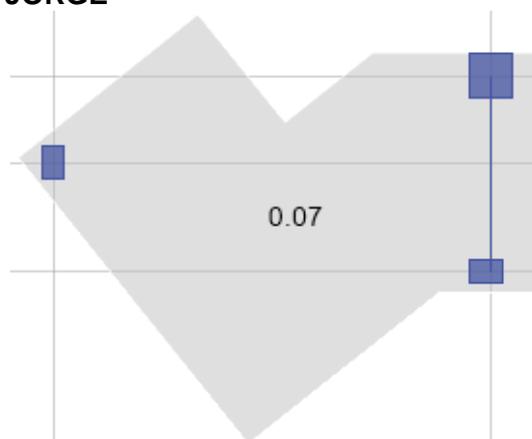


Figura 162. Vista en planta de la Carga Viva en la Tapa grada de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

5.6.2. Muerta

La carga muerta a considerarse es la correspondiente al peso propio del edificio que lo proporciona el programa ETABS luego de que han sido ingresados los datos de los elementos estructurales, más un valor de carga permanente correspondiente al peso de mamposterías, enlucidos, masillados y recubrimientos que se lo puede apreciar en las Tablas 122, 123 y 124.

Tabla 122.

Carga permanente del Piso 1 de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

Materiales	Cálculo	Peso (T/m²)
Enlucido y masillado	1m x 1m x 0.03m x 2.2T/m ³	0.066
Recubrimiento de piso	1m x 1m x 0.02m x 2.2T/m ³	0.044
Peso Asumido Mampostería		0.200
Total		0.310

Tabla 123.

Carga permanente de la Terraza (Piso 2) de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

Materiales	Cálculo	Peso (T/m²)
Enlucido y masillado	1m x 1m x 0.03m x 2.2T/m ³	0.066
Peso Asumido Mampostería		0.100
Total		0.166

Tabla 124.

Carga permanente de la Tapa grada de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

Materiales	Cálculo	Peso (T/m²)
Enlucido y masillado	1m x 1m x 0.03m x 2.2T/m ³	0.066
Total		0.066

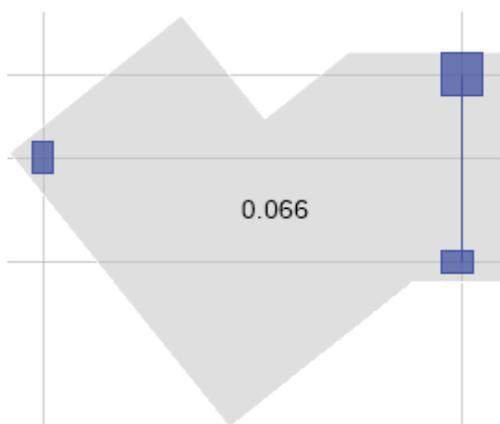


Figura 165. Vista en planta de la Carga Permanente en la Tapa grada de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

5.6.3. Sismo estático

El coeficiente correspondiente al factor del Cortante basal calculado con la NEC-11 es el que va a ser ingresado para 4 sismos estáticos designados como: SX1, SX2, SY1 y SY2. El procedimiento es el similar que para los casos anteriores.

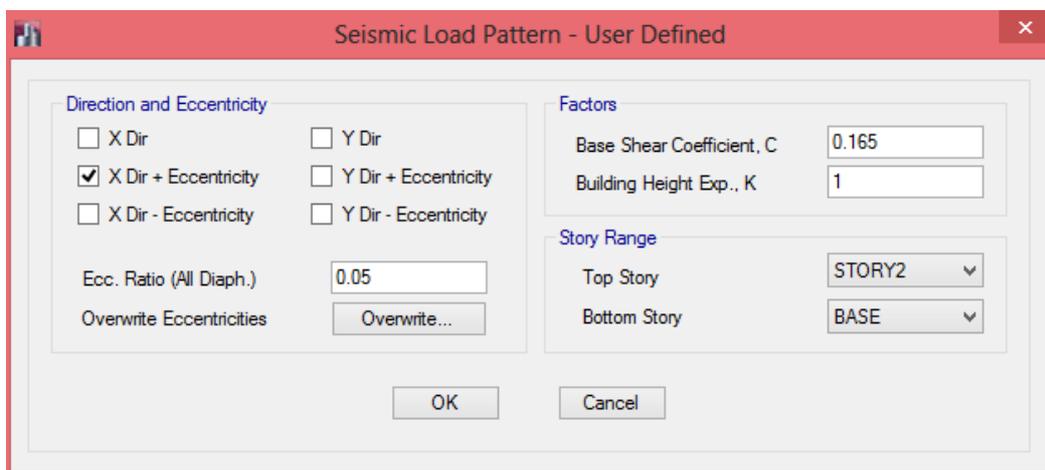


Figura 166. Carga estática equivalente SX1 de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE" introducida en ETABS.

5.6.4. Combinaciones de carga

Las combinaciones de la NEC-11 con las cargas que se dispone son:

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L
3. 1.2D + 1.0L
4. 1.2D + 1.0L ± 1.0E
5. 0.9D ± 1.0E

5.7. Análisis estático lineal

5.7.1. Interpretación de resultados

Una vez realizado el análisis modal, el Período obtenido en el programa ETABS para el Primer Modo de vibración o fundamental es el que se muestra en la Figura 167.

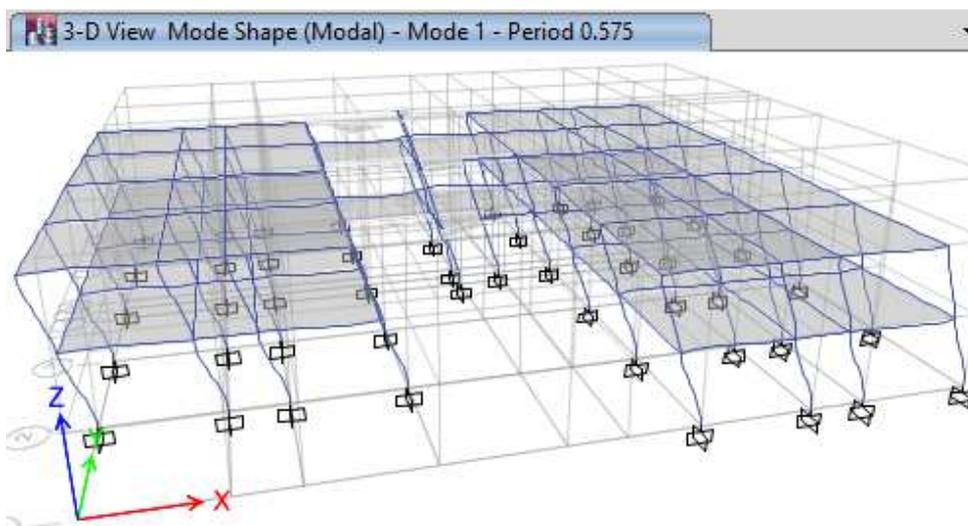


Figura 167. Modo fundamental de vibración y Período de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

El período de 0.575 no afecta al factor del cortante basal que para este edificio es de 0.165, ya que está entre T_o y T_c calculado con la NEC-11. Es lógica esta situación ya que para este rango la aceleración S_a es constante.

5.7.1.1. Fuerzas y reacciones

Las Fuerzas ingresadas tanto verticales como horizontales tienen su respectiva reacción en la base, la misma que debe ser igual al valor de la carga ingresada. En las Tablas 125 y 126 se muestran estas fuerzas y reacciones en la base de la estructura y como se puede apreciar son las mismas en cada caso; por tanto se concluye que el modelo está bien definido y se puede continuar con el análisis.

Tabla 125.
Fuerzas verticales y horizontales ingresadas de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

TABLE: Story Forces							
Story	Load Case/Combo	P tonf	VX Tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
STORY1	PP	613.73	0.00	0.00	0.00	8219.38	-9310.39
STORY1	PERMANENTE	228.14	0.00	0.00	0.00	3047.65	-3473.17
STORY1	VIVA	167.99	0.00	0.00	0.00	2244.22	-2556.89
STORY1	SX1	0.00	-95.96	0.00	1282.85	0.00	-429.96
STORY1	SX2	0.00	-95.96	0.00	1282.85	0.00	-429.96
STORY1	SY1	0.00	0.00	-95.96	-1456.20	429.96	0.00
STORY1	SY2	0.00	0.00	-95.96	-1456.20	429.96	0.00
STORY1	MUERTA	841.87	0.00	0.00	0.00	11267.03	-12783.56

Tabla 126.
Reacciones en la base de la estructura de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ Tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PP	0.00	0.00	613.73	8219.38	-9310.39	0.00
PERMANENTE	0.00	0.00	228.14	3047.65	-3473.17	0.00
VIVA	0.00	0.00	167.99	2244.22	-2556.89	0.00
SX1	-95.96	0.00	0.00	0.00	-429.96	1282.85
SX2	-95.96	0.00	0.00	0.00	-429.96	1282.85
SY1	0.00	-95.96	0.00	429.96	0.00	-1456.20
SY2	0.00	-95.96	0.00	429.96	0.00	-1456.20
MUERTA	0.00	0.00	841.87	11267.03	-12783.56	0.00

5.7.1.2. Cortante basal estático

La Figura 168 y la Tabla 127 muestran los valores del Cortante basal estático y su distribución por piso. La suma de estos valores da el acumulado que corresponde al de las Tablas de Fuerzas y reacciones. No es necesario presentar los del sentido Y ya que son los mismos.

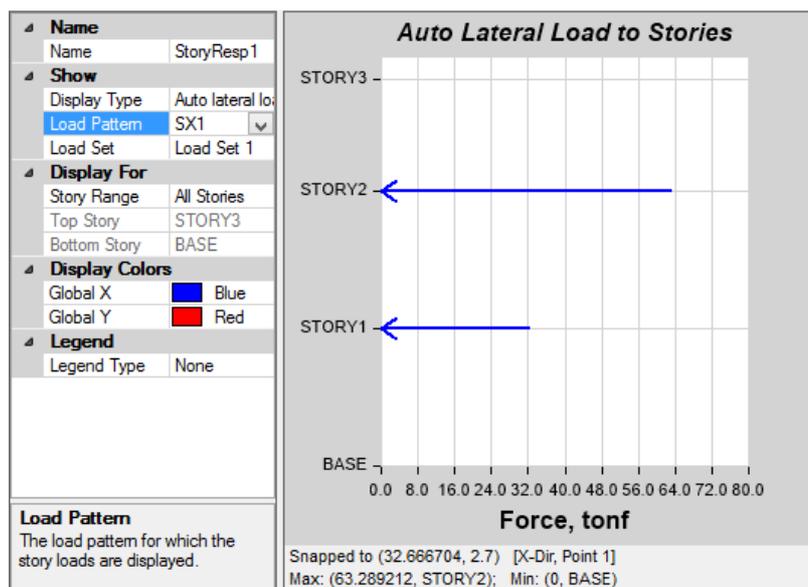


Figura 168. Distribución del Cortante basal en X por piso v Tabla 127.

Distribución del Cortante basal en X por piso de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
STORY3	7.6	Top	0	0
STORY2	5.4	Top	63.2892	0
STORY1	2.7	Top	32.6667	0
BASE	0	Top	0	0

La Figura 169 y la Tabla 128 muestran los valores del Cortante basal estático acumulado, como se aprecia el máximo es 95.96T.

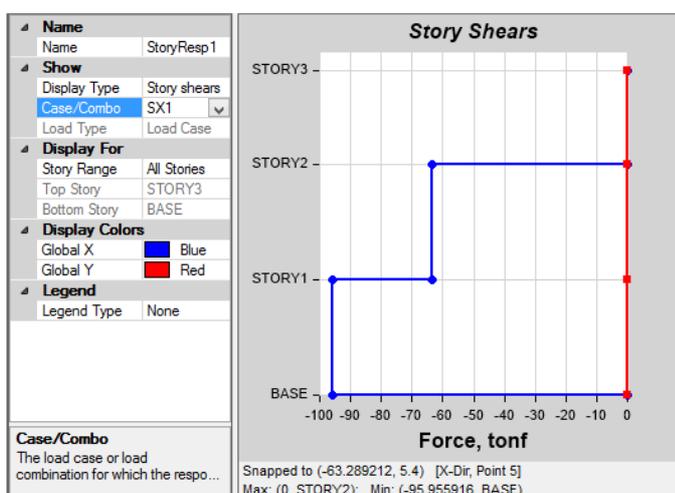


Figura 169. Cortante basal acumulado en X por piso de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

Tabla 128.

Cortante basal acumulado en X por piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
STORY3	7.60	Top	0.00	0.00
STORY2	5.40	Top	-63.29	0.00
STORY1	2.70	Top	-95.96	0.00
BASE	0.00	Top	0.00	0.00

5.7.1.3. Desplazamientos

De los resultados obtenidos con el programa ETABS fundamentalmente se verificará los desplazamientos y derivas para verificar que cumplan con lo que exige la Norma ecuatoriana de la construcción del año 2011 y de esa manera comprobar si se requiere algún tipo de reforzamiento o no.

Los desplazamientos se consideran los que corresponden a las cargas de sismo estáticas, sin incluir combinaciones de carga. Los 10 más altos obtenidos con el programa ETABS son:

Tabla 129.

Valores máximos de desplazamientos de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

TABLE: Story Max/Avg Displacements					
Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
STORY3	SX1	X	22.90	22.80	1.0034
STORY3	SX2	X	22.70	22.60	1.0058
STORY2	SX2	X	19.40	17.70	1.0955
STORY2	SX1	X	18.20	17.30	1.0510
STORY3	SY2	Y	13.30	13.00	1.0190
STORY2	SY1	Y	12.90	10.90	1.1802
STORY2	SY2	Y	12.80	11.20	1.1507
STORY3	SY1	Y	12.50	12.20	1.0251
STORY1	SX2	X	10.20	9.20	1.1083
STORY1	SX1	X	9.30	8.90	1.0405

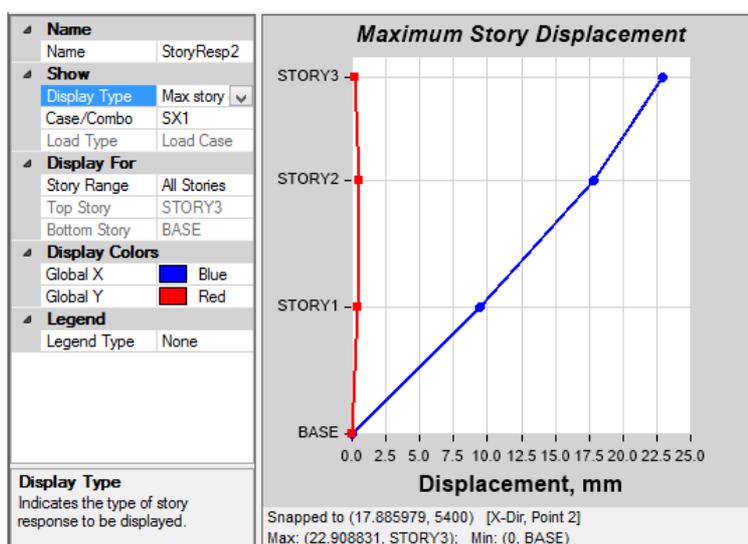


Figura 170. Máximos desplazamientos por planta de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

Tabla 130. Máximos desplazamientos por planta de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

Story	Elevation mm	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
STORY3	7600	Top	22.9	0.2
STORY2	5400	Top	17.9	0.5
STORY1	2700	Top	9.5	0.4
BASE	0	Top	0	0

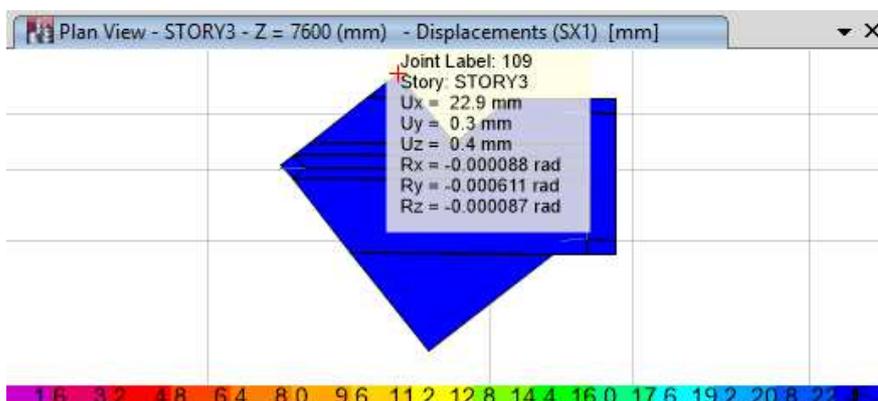


Figura 171. Desplazamientos en el Tapa grada (Piso 3) por Sismo en X de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

5.7.1.4. Deriva de piso

El sismo en el sentido Y y en la cubierta es el que produce el máximo desplazamiento; sin embargo, debido a que la mayor variación entre los desplazamientos del piso 2 y el piso 1 se encuentran en el sismo en X, el programa asume estos para considerar la máxima deriva de piso.

Los 10 valores más altos de derivas de piso que presenta el programa son:

Tabla 131.

Valores máximos de deriva de piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X	Y	Z
STORY1	SX1	15	Max Drift X	0.00351	24.50	0.00	2.70
STORY1	SX2	15	Max Drift X	0.00351	24.50	0.00	2.70
STORY2	SX1	16	Max Drift X	0.00332	14.00	13.40	5.40
STORY2	SX2	16	Max Drift X	0.00332	14.00	13.40	5.40
STORY3	SX1	7	Max Drift X	0.00245	10.00	14.40	7.60
STORY3	SX2	7	Max Drift X	0.00245	10.00	14.40	7.60
STORY1	SY1	6	Max Drift Y	0.00213	28.50	19.20	2.70
STORY1	SY2	6	Max Drift Y	0.00213	28.50	19.20	2.70
STORY2	SY1	20	Max Drift Y	0.00206	16.00	19.20	5.40
STORY2	SY2	20	Max Drift Y	0.00206	16.00	19.20	5.40

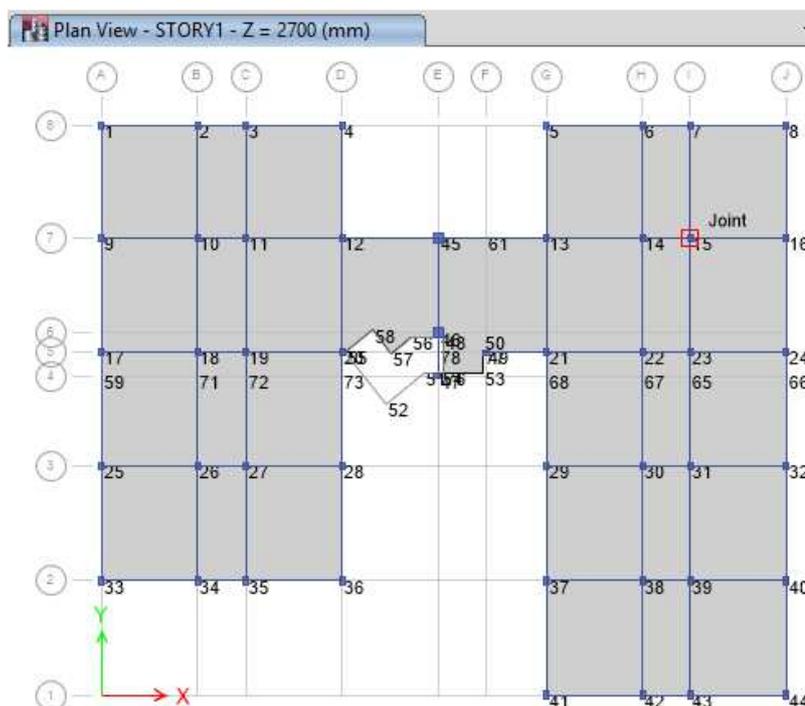


Figura 172. Vista en planta de la ubicación de los puntos en ETABS de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

En la Tabla 132 se aprecia que el valor más alto de deriva de piso corresponde al primer piso en la dirección X, por esta razón se presenta la Figura 173 para el caso SX1. En la Figura 172 aparece señalado el punto 15 de la estructura en planta del piso 1 que es el que origina la mayor deriva del edificio.

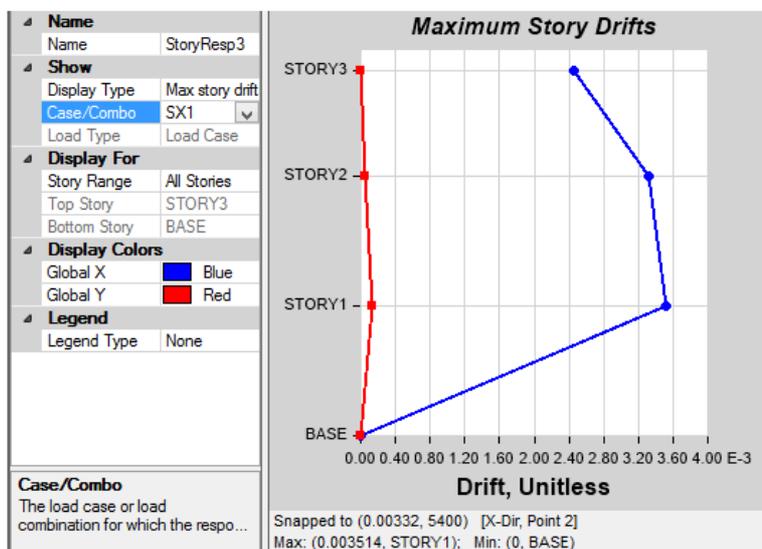


Figura 173. Máximas derivas de piso por planta v

Tabla 132.
Máximas derivas de piso por planta de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

	Story	Elevation mm	Location	X-Dir	Y-Dir
	STORY3	7600	Top	0.002453	2E-06
	STORY2	5400	Top	0.00332	5.1E-05
▶	STORY1	2700	Top	0.003514	0.00014
	BASE	0	Top	0	0

De acuerdo a la NEC-11 se tiene que la deriva inelástica es:

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * R * \Delta_e$$

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * 8 * 0.003514$$

$$\Delta_{ine.} = \mathbf{0.021084}$$

La deriva de piso inelástica máxima para hormigón armado no debe ser mayor a 0.020 como lo muestra la Tabla 2.19.

Si consideramos lo señalado por el Comité VISIÓN 2000 en la Tabla 2.20. se tendría un daño extensivo de la estructura.

5.7.1.5. Efectos de segundo orden P-Δ

5.7.1.6. Cálculo del índice de estabilidad de piso Qi

En la Tabla 133 se presenta el cálculo resumido de este valor por cada uno de los pisos.

Tabla 133.
Índice de estabilidad de piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

	PISO 3	PISO 2	PISO 1
C.L. (T)	0.76	72.43	167.99
C.D. (T)	7.56	390.32	841.87
Pi (T)	8.32	462.75	1009.86
Δi/hi	0.002453	0.003320	0.003514
Vi (T)	0.00	63.29	32.67
Qi	→∞	0.02427	0.10862

Como se aprecia en la Tabla 2.101 para el piso 1 se debe considerar el efecto P- Δ ya que $0.1 < 0.10862 \leq 0.3$.

5.8. Análisis estático no lineal

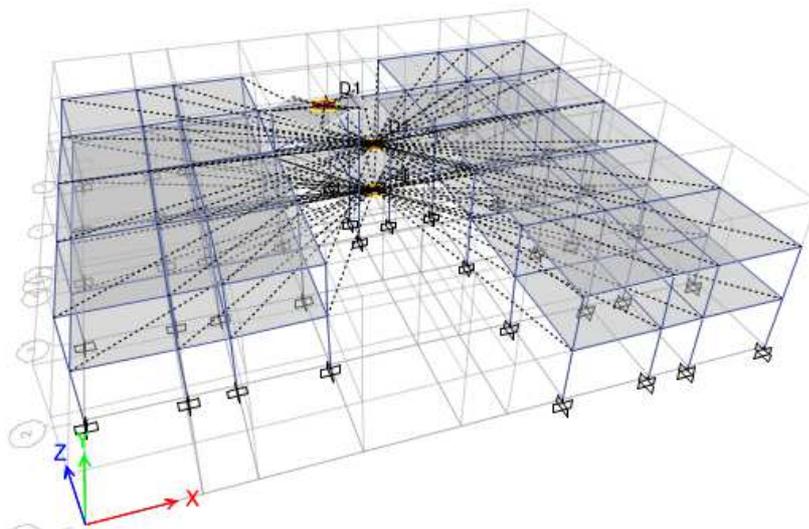


Figura 174. Asignación de diafragmas en las losas del edificio de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

En la Figura 174 se muestran las rótulas formadas en vigas y en la Figura 175 las rótulas creadas en cabeza y pie de columna.

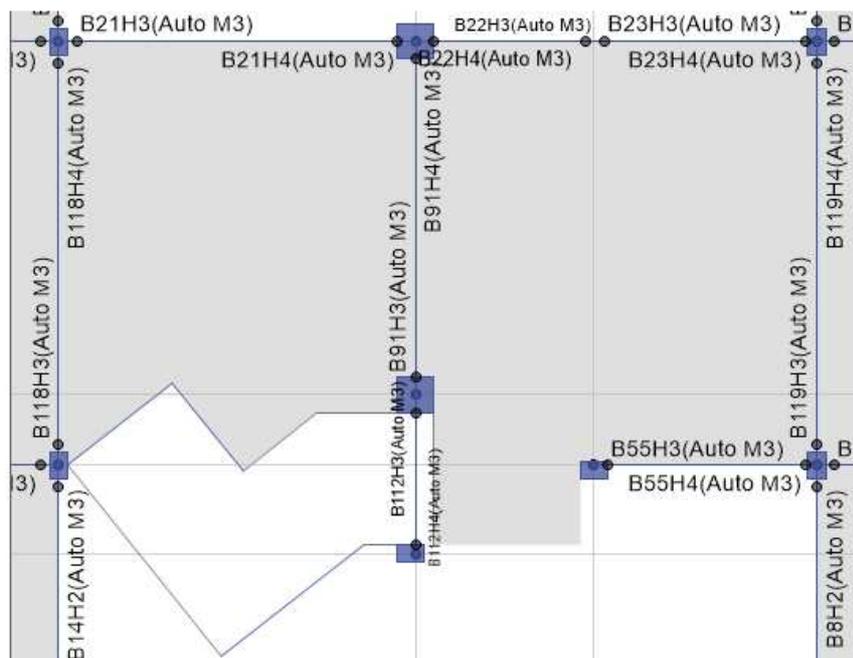


Figura 175. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE” (vista en planta. Piso 2).

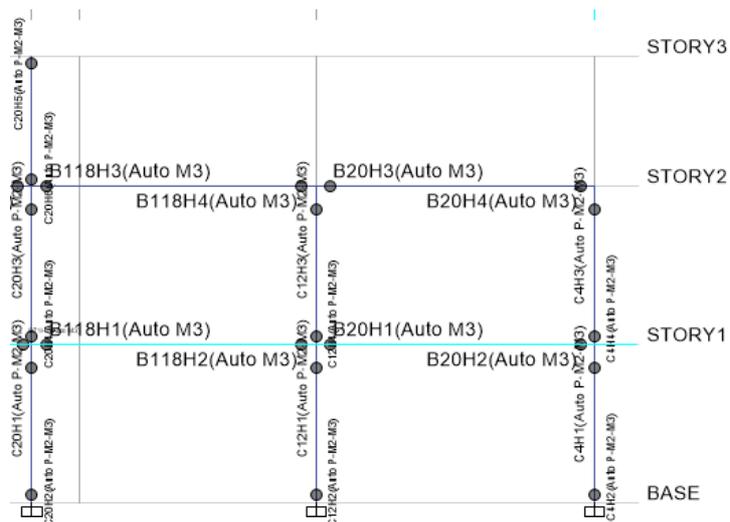


Figura 176. Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE” (vista en elevación. Pórtico D).

5.8.1. Interpretación de resultados

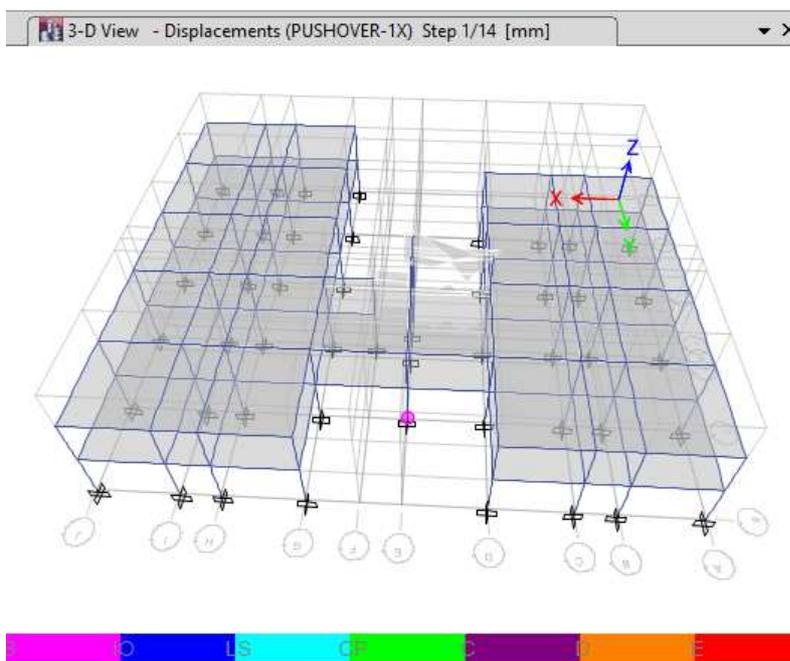


Figura 177. Rótulas plásticas de la estructura de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Sentido X

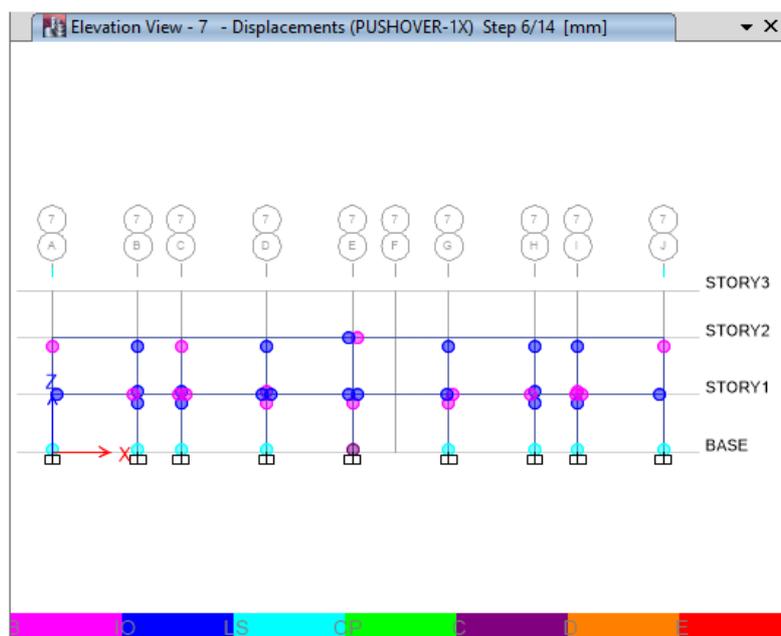


Figura 178. Rótulas plásticas del Pórtico 7 de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Sentido X

De acuerdo al Análisis no lineal, una primera falla se presenta en el pie de columna del eje E7, lo que se considera crítico, puesto que no cumple con la condición de diseño viga débil-columna fuerte. En pasos posteriores se observa que los problemas se dan en todas las columnas del Pórtico 7 (Figura 178). y en todas las columnas de la estructura. La situación es problemática puesto que las rótulas que se formen en el pie de columna indican que el daño estructural es grave, lo más probable es que la sección y cantidad de acero de refuerzo de estos elementos es insuficiente.



Figura 179. Rótulas plásticas del pórtico E de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Sentido X.

En la Figura 179 se puede observar que de la misma manera las primeras rótulas en formarse corresponden a las columnas. La del Eje E7 presenta el mayor problema en la primera planta.



Figura 180. Rótulas plásticas del pórtico E de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Sentido Y

Para el sentido Y el problema de la columna del Eje E7 se mantiene.

6. Aulas del C.E.D.E.

6.1. Geometría general

Este es un edificio rectangular de una sola planta con aulas e instalaciones de estudio para los oficiales que realizan el Curso Básico en la A.G.E. La estructura es de hormigón armado con una losa plana inaccesible que cubre un área total de 796.77 m².

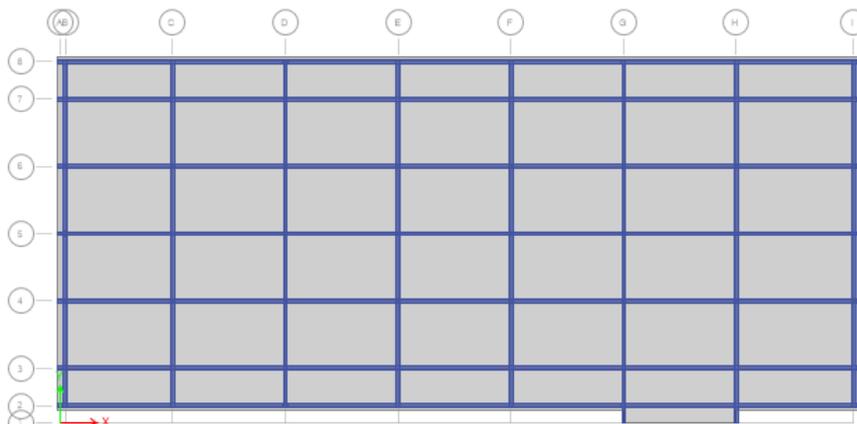


Figura 181. Vista en planta de la estructura de las aulas del C.E.D.E.

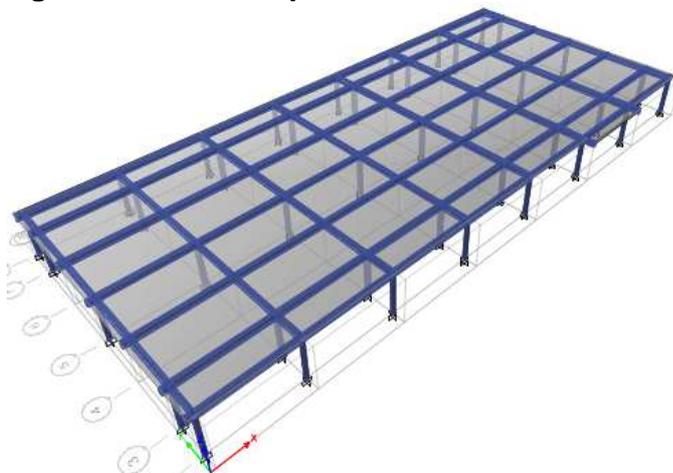


Figura 182. Vista en 3D del modelo a analizar de las aulas del C.E.D.E.

6.2. Vanos

Para realizar el análisis en el programa ETABS, a la estructura se le ha asignado 9 ejes horizontales (X) designados con letras y 8 verticales (Y) designados con números. El primer eje horizontal y vertical son auxiliares, creados para modelar unos pequeños volados. Las dimensiones de los mismos se especifican en la Tabla 134. Además la distribución de los vanos se puede apreciar claramente en la Figura 181.

Tabla 134.
Dimensiones de los vanos de las aulas del C.E.D.E.

Vano		Longitud (m)
Sentido X	A - B	0.275
	B - C	5.725
	C - D	6.00
	D - E	6.00
	E - F	6.00
	F - G	6.00
	G - H	6.00
	H - I	6.25
Sentido Y	1 - 2	0.90
	2 - 3	2.00
	3 - 4	3.60
	4 - 5	3.60
	5 - 6	3.60
	6 - 7	3.60
	7 - 8	2.00

6.3. Pisos

El edificio es de 1 planta como ya se mencionó inicialmente. Además la losa es inaccesible. La altura del piso se especifica en la Tabla 135.

Tabla 135.
Alturas del piso de las aulas del C.E.D.E.

Ord.	Piso	Altura parcial(m)	Altura acumulada (m)
1	Primero	3.20	3.20

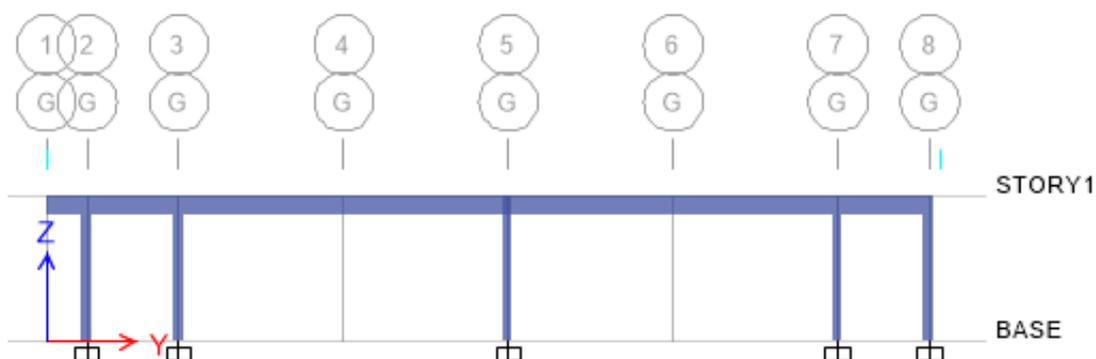


Figura 183. Vista en elevación del eje G de las aulas del C.E.D.E.

6.4. Apoyos

La cimentación del edificio se encuentra a la misma cota y está constituida por plintos aislados, motivo por el cual se modelará cada apoyo como un empotramiento. Entonces las restricciones impuestas son:

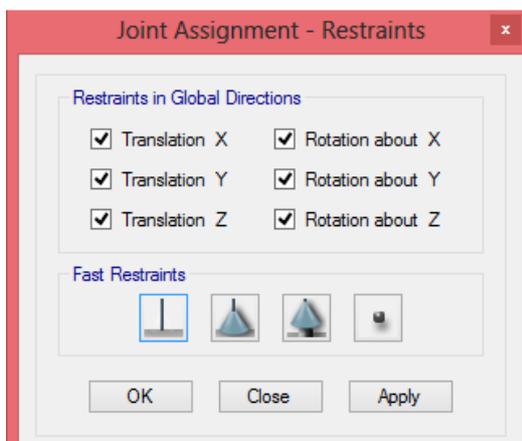


Figura 184. Tipo de apoyo en la base de la estructura de las aulas del C.E.D.E.

6.5. Geometría específica

6.5.1. Materiales

De la misma manera que todos los casos anteriores, las características de los materiales no fueron identificadas, por tal motivo se asumirá las mismas para todas las estructuras a analizarse, éstas son:

Tabla 136.

Características de los materiales de las aulas del C.E.D.E.

Material	Características
Hormigón	$f'c= 2100 \text{ T/m}^2$; $\gamma= 2.4 \text{ T/m}^3$; $E= 2316834.25 \text{ T/m}^2$
Acero	$f_y= 42000 \text{ T/m}^2$; $E_s= 1994800 \text{ T/m}^2$

6.5.2. Secciones

Existen 2 tipos de columnas y 1 de vigas, la diferencia radica en la geometría, dimensiones y la cantidad de acero utilizado. El detalle de estos elementos se describe en la Tabla 137. El acero longitudinal de vigas corresponde a la zona de mayor momento.

En cuanto a la losa se refiere es inaccesible alivianada bidireccional de 20cm de espesor.

Tabla 137.
Características de las columnas y vigas de las aulas del C.E.D.E.

		Armado			
	Tipo	Sección (cm x cm)	Acero longitudinal	Acero transversal	Recubrimiento
Columnas	C1	20 x 20	3 varillas por cara en X y 2 por cara en Y; 6 Ø 16	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla
	C2	C.C. D= 24	6 Ø 16	ZUNCHO Ø 8 @ 15cm de paso	4 cm al centro de la varilla
Vigas	V1	20 x 40	A. superior: 2 Ø 16 más 2 Ø 20 A. inferior: 3 Ø 16	1 E Ø 8 @ 10cm en L/4 y @ 20cm en L/2	4 cm al centro de la varilla

La distribución de las columnas en el edificio según los ejes se presenta en la Tabla 138. Básicamente las columnas de borde, excepto el derecho son circulares, las restantes son cuadradas. En total existen 40 columnas, 19 circulares y 21 de las otras.

Tabla 138.
Distribución de columnas por ejes y pisos de las aulas del C.E.D.E.

		Tipo de columna	
Ejes	Pisos	C3, D3, E3, F3, G3, H3, I3, C5, D5, E5, F5, G5, H5, I5, C7, D7, E7, F7, G7, H7, I7	B2, C2, D2, E2, F2, G2, H2, I2, B3, B5, B7, B8, C8, D8, E8, F8, G8, H8, I8
		C1	C2

Las vigas son de un solo tipo, por lo que es de suponerse que ambos sentidos son las mismas.

6.6. Cargas

6.6.1. Viva

Se le debe asignar esta carga a la losa de la estructura; en este caso, como se trata de una sola planta, realmente no va a haber carga de ocupación, sino carga de cubierta. Como es plana le corresponde una carga viva de 0.07 T/m^2 según la NEC-11. Considerando mantenimiento se puede asignar un adicional; por tanto se tomará el valor de 0.10 T/m^2 .

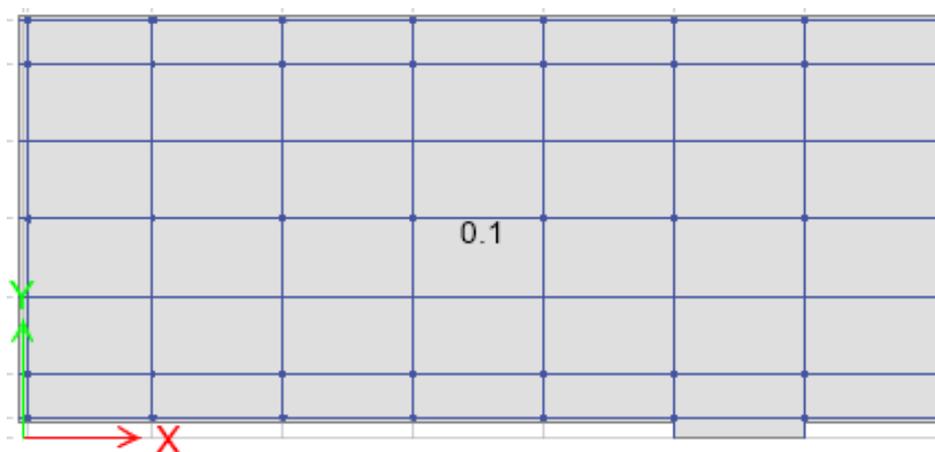


Figura 185. Vista en planta de la Carga Viva de las aulas del C.E.D.E.

6.6.2. Muerta

La carga correspondiente al peso propio del edificio lo calcula el programa ETABS en base a los datos ingresados. La carga permanente será ingresada sobre la losa de estas aulas y su valor es la suma del peso de mamposterías, enlucidos, masillados y cielorraso que se lo puede apreciar en la Tabla 139.

Tabla 139.

Carga permanente de las aulas del C.E.D.E.

Materiales	Cálculo	Peso (T/m^2)
Enlucido y masillado	$1\text{m} \times 1\text{m} \times 0.04\text{m} \times 2.2\text{T/m}^3$	0.088
Peso asumido de mampostería		0.050
Cielorraso de fibrocemento de 8mm		0.020
Total		0.158

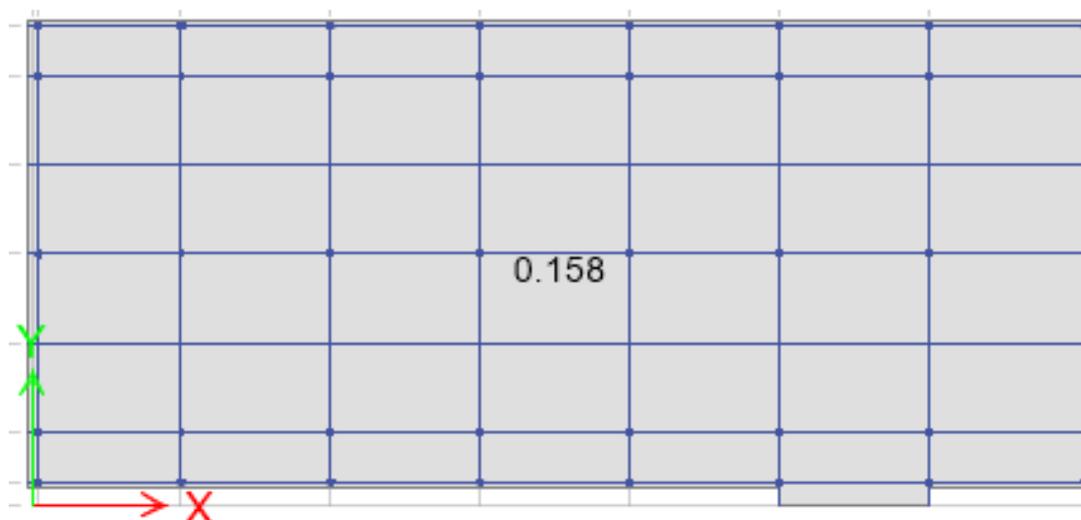


Figura 186. Vista en planta de la Carga Permanente de las aulas del C.E.D.E.

6.6.3. Sismo estático

El coeficiente correspondiente al factor del Cortante basal calculado con la NEC-11 es el que va a ser ingresado para 4 sismos estáticos designados como: SX1, SX2, SY1 y SY2. El procedimiento es el similar que para los casos anteriores.

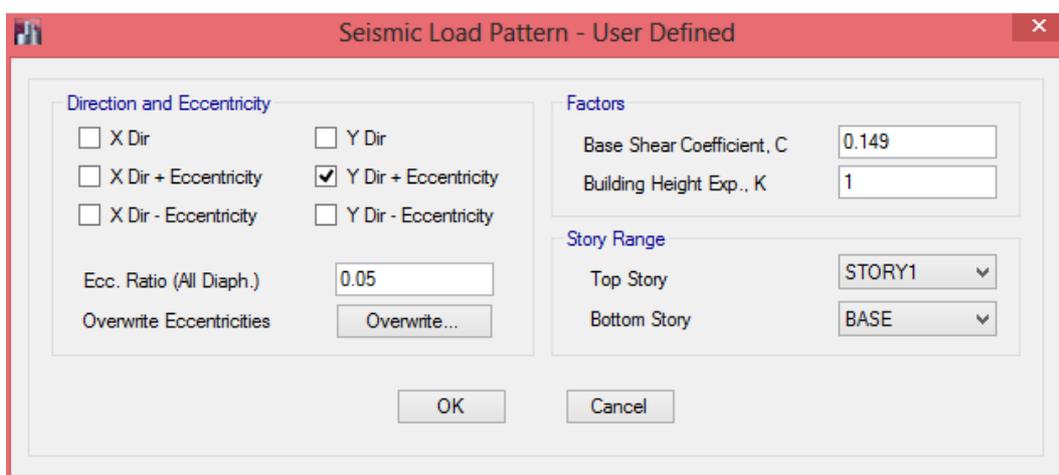


Figura 187. Carga estática equivalente SY1 de las aulas del C.E.D.E. introducida en ETABS.

6.6.4. Combinaciones de carga

Las combinaciones de la NEC-11 con las cargas que se dispone son:

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L
3. 1.2D + 1.0L

4. $1.2D + 1.0L \pm 1.0E$
5. $0.9D \pm 1.0E$

6.7. Análisis estático lineal

6.7.1. Interpretación de resultados

Una vez realizado el análisis modal, el Período obtenido en el programa ETABS para el Primer Modo de vibración o fundamental es el que se muestra en la Figura 188.

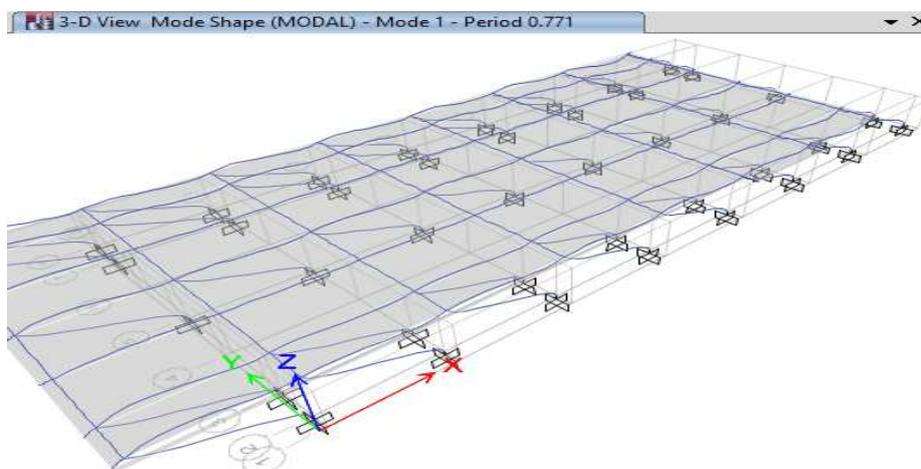


Figura 188. Modo fundamental de vibración y Período de las aulas del C.E.D.E.

Con el período de 0.771 se obtuvo un nuevo factor del cortante basal de 0.135 y con ello el nuevo período fue de 0.771; siendo prácticamente el mismo valor, por lo cual no es necesario realizar otra iteración.

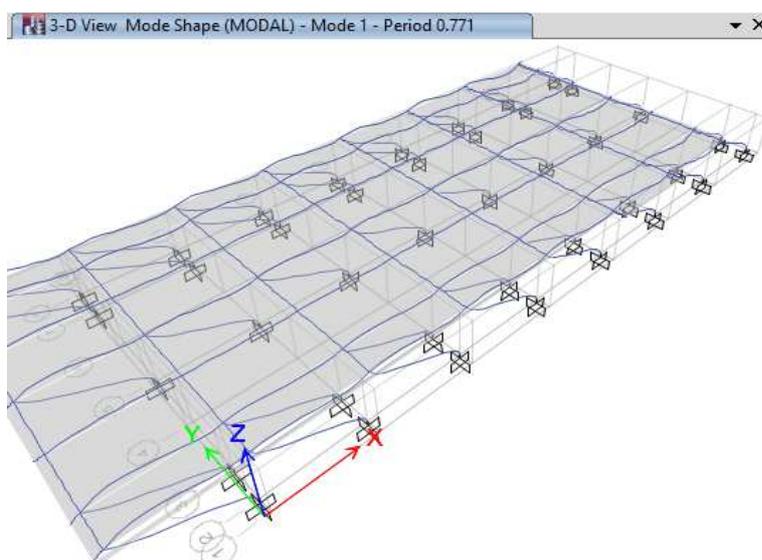


Figura 189. Modo fundamental de vibración y nuevo período de las aulas del C.E.D.E.

6.7.2. Fuerzas y reacciones

El valor de las fuerzas verticales y laterales ingresadas debe ser igual al valor de las reacciones en la base de la estructura. En las Tablas 140 y 141 se muestran las mismas y como se puede apreciar son iguales en cada caso; por tanto se concluye que el modelo está bien definido y se puede continuar con el análisis.

Tabla 140.

Fuerzas verticales y horizontales ingresadas de las aulas del C.E.D.E.

TABLE: Story Forces							
Story	Load Case/Combo	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
STORY1	PERMANENTE	150.07	0.00	0.00	0.00	1509.52	-3195.59
STORY1	VIVA	81.00	0.00	0.00	0.00	814.14	-1725.15
STORY1	PP	380.86	0.00	0.00	0.00	3829.59	-8096.54
STORY1	SX1	0.00	-70.41	0.00	708.15	0.00	-225.31
STORY1	SX2	0.00	-70.41	0.00	708.15	0.00	-225.31
STORY1	SY1	0.00	0.00	-70.41	-1494.54	225.31	0.00
STORY1	SY2	0.00	0.00	-70.41	-1494.54	225.31	0.00
STORY1	MUERTA	530.93	0.00	0.00	0.00	5339.11	-11292.12

Tabla 141.

Reacciones en la base de la estructura de las aulas del C.E.D.E.

TABLE: Base Reactions						
Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
PERMANENTE	0.00	0.00	150.07	1509.52	-3195.59	0.00
VIVA	0.00	0.00	81.00	814.14	-1725.15	0.00
PP	0.00	0.00	380.86	3829.59	-8096.54	0.00
SX1	-70.41	0.00	0.00	0.00	-225.31	708.15
SX2	-70.41	0.00	0.00	0.00	-225.31	708.15
SY1	0.00	-70.41	0.00	225.31	0.00	-1494.54
SY2	0.00	-70.41	0.00	225.31	0.00	-1494.54
MUERTA	0.00	0.00	530.93	5339.11	-11292.12	0.00

6.7.3. Cortante basal estático

En la Tabla 2.108 se aprecia que el valor del Cortante basal estático es el mismo en ambos sentidos. A continuación la Figura 190 y la Tabla 142. corroboran lo escrito.

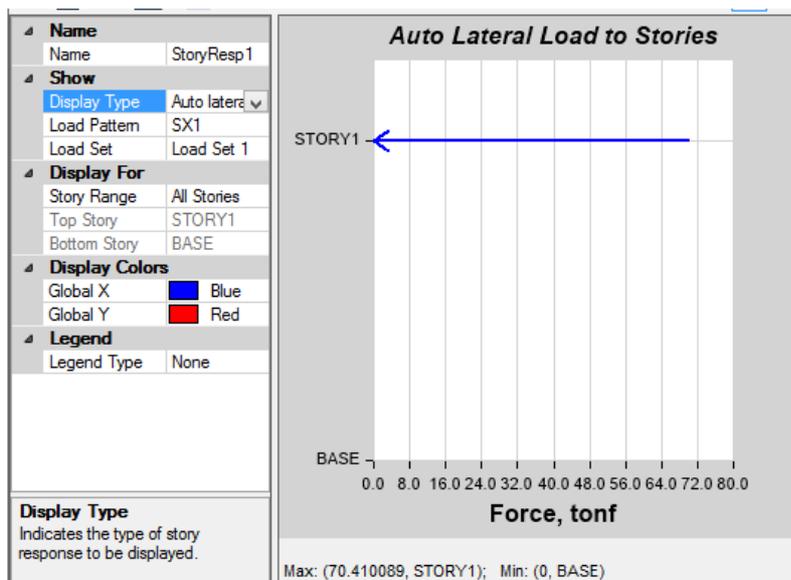


Figura 190. Cortante basal en X de las aulas del C.E.D.E.

Tabla 142.

Cortante basal en X de las aulas del C.E.D.E.

Story Response					
	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
▶	STORY1	3.2	Top	70.4101	0
	BASE	0	Top	0	0

6.7.4. Desplazamientos

Los desplazamientos se consideran los que corresponden a las cargas de sismo estáticas, sin incluir combinaciones de carga. Los más altos obtenidos con el programa ETABS son:

Tabla 143.

Valores máximos de desplazamientos de las aulas del C.E.D.E.

TABLE: Story Max/Avg Displacements					
Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			mm	mm	
STORY1	SY1	Y	23.6	19.4	1.21786
STORY1	SY2	Y	21.9	19.2	1.14258
STORY1	SX2	X	20.7	19.9	1.03659
STORY1	SX1	X	20.6	19.9	1.03354

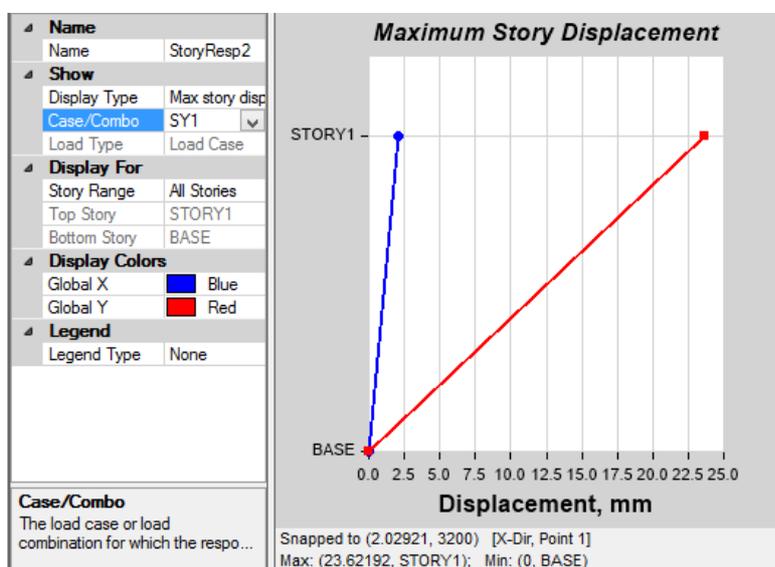


Figura 191. Máximo desplazamiento en Y de las aulas del C.E.D.E.

Tabla 144.

Máximo desplazamiento en Y de las aulas del C.E.D.E.

Story Response					
	Story	Elevation mm	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
▶	STORY1	3200	Top	2	23.6
	BASE	0	Top	0	0

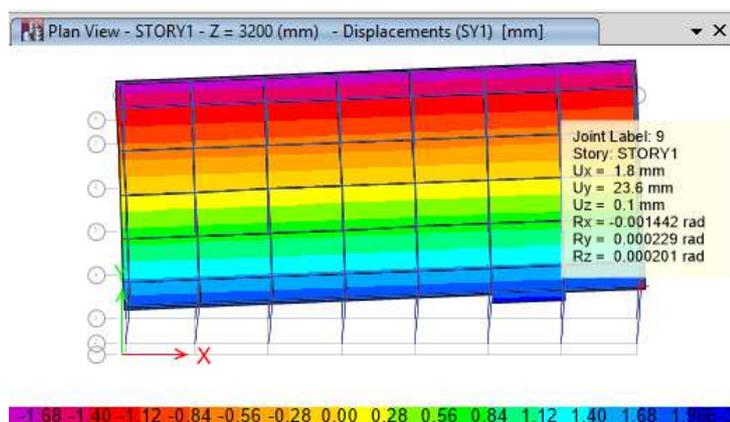


Figura 192. Máximo desplazamiento de las aulas del C.E.D.E. Debido al Sismo en Y.

6.7.5. Deriva de piso

El sismo en el sentido Y es el que produce el máximo desplazamiento y en este mismo sentido se encuentra la máxima deriva de piso.

Los 8 valores desde el más alto al menor son los que se indican en la Tabla 145.

Tabla 145.

Valores máximos de deriva de piso de las aulas del C.E.D.E.

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X	Y	Z
STORY1	SY1	24	Max Drift Y	0.00626	42.25	10.10	3.20
STORY1	SY2	24	Max Drift Y	0.00626	42.25	10.10	3.20
STORY1	SX1	6	Max Drift X	0.00624	30.00	9.00	3.20
STORY1	SX2	6	Max Drift X	0.00624	30.00	9.00	3.20
STORY1	SY1	8	Max Drift X	0.00011	27.50	9.00	3.20
STORY1	SY2	8	Max Drift X	0.00011	27.50	9.00	3.20
STORY1	SX1	4	Max Drift Y	2.5E-05	42.25	19.30	3.20
STORY1	SX2	4	Max Drift Y	2.5E-05	42.25	19.30	3.20

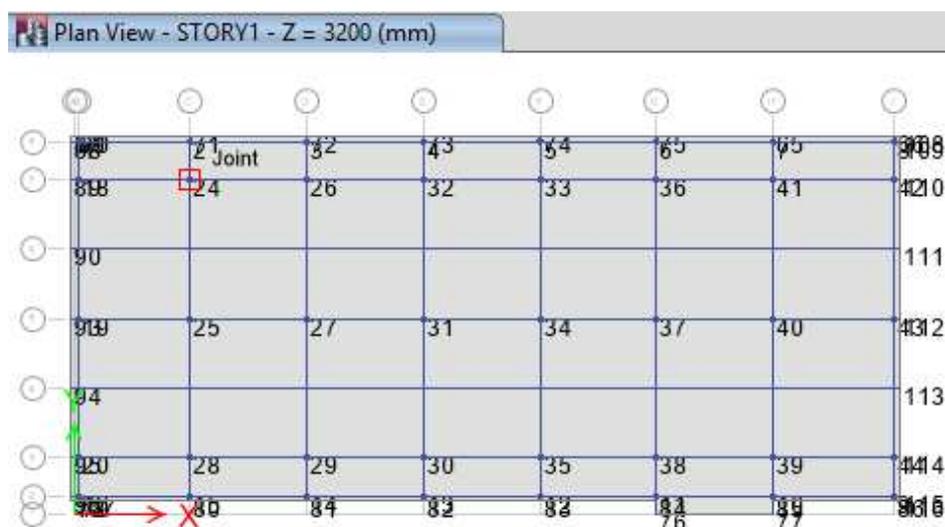


Figura 193. . Vista en planta de la ubicación de los puntos en ETABS de las aulas del C.E.D.E.

Como la máxima deriva de piso está en el sentido Y, se presenta la Figura 194 para el caso SY1. En la Figura 193 se muestra señalado al punto 24 de la estructura en planta del piso 1 que es el que origina la mayor deriva del edificio.

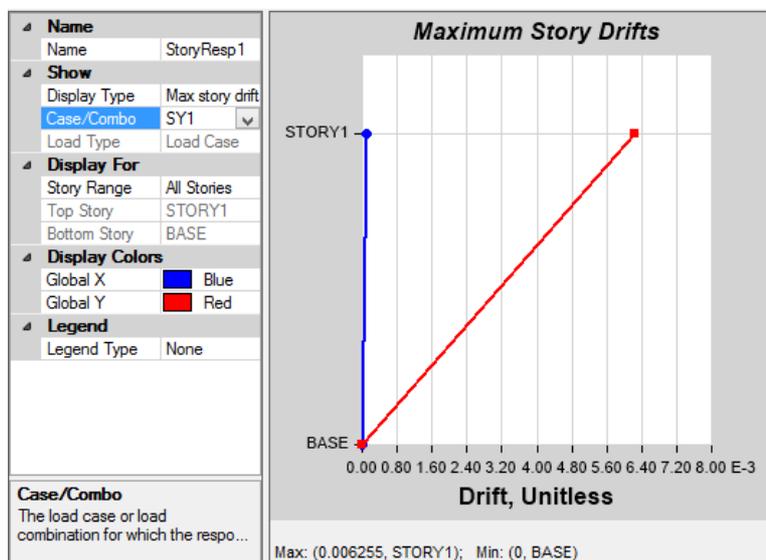


Figura 194. Máximas derivas de piso por planta de las aulas del C.E.D.E.

Tabla 146.
Máximas derivas de piso por planta de las aulas del C.E.D.E.

	Story	Elevation mm	Location	X-Dir	Y-Dir
▶	STORY1	3200	Top	0.000106	0.006255
	BASE	0	Top	0	0

De acuerdo a la NEC-11 se tiene que la deriva inelástica es:

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * R * \Delta_e$$

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * 8 * 0.006255$$

$$\Delta_{ine.} = \mathbf{0.03753}$$

La deriva de piso inelástica máxima para hormigón armado no debe ser mayor a 0.020 como lo muestra la Tabla 2.19.

Si consideramos lo señalado por el Comité VISIÓN 2000 en la Tabla 2.20. se tendría un daño completo de la estructura.

6.7.6. Efectos de segundo orden P-Δ

6.7.6.1. Cálculo del índice de estabilidad de piso Qi

En la Tabla 147 se presenta el cálculo resumido de este valor por cada uno de los pisos.

Tabla 147.
Índice de estabilidad de piso de las aulas del C.E.D.E.

	PISO 1
C.L. (T)	81.00
C.D. (T)	530.93
Pi (T)	611.93
Δi/hi	0.006255
Vi (T)	70.41
Qi	0.05436

Como se aprecia en la Tabla 147 el índice de estabilidad de piso Qi es menor que 0.1, por tanto no se debe considerar el efecto P-Δ en esta estructura.

6.8. Análisis estático no lineal

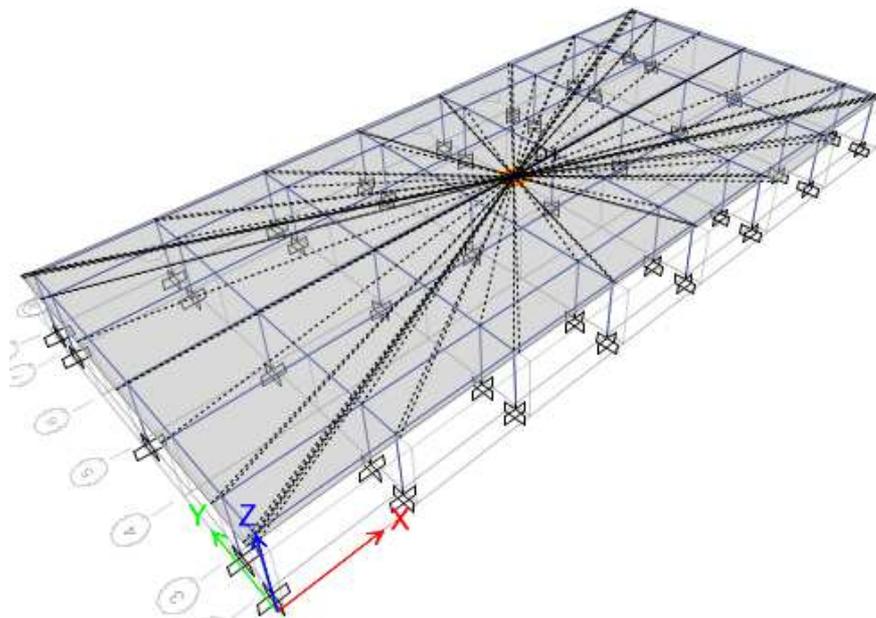


Figura 195. Asignación de diafragmas en la losa del edificio de las aulas del C.E.D.E.

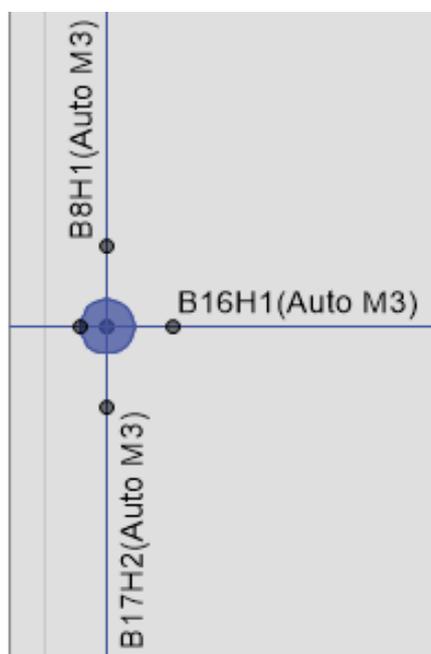


Figura 196. . Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural de las aulas del C.E.D.E. (vista en planta)

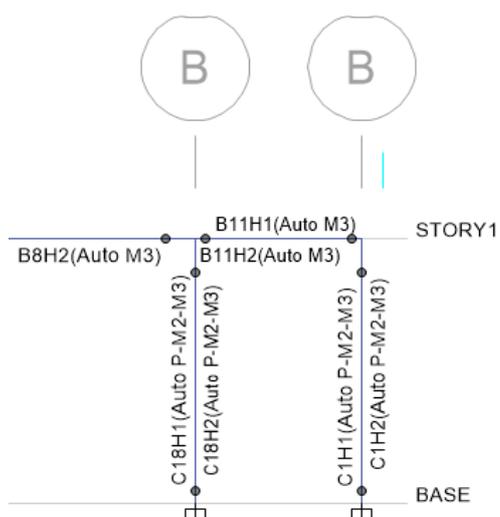


Figura 197. . Rótulas plásticas formadas en el modelo estructural de las aulas del C.E.D.E. (vista en elevación. Pórtico B).

6.9.1. Interpretación de resultados

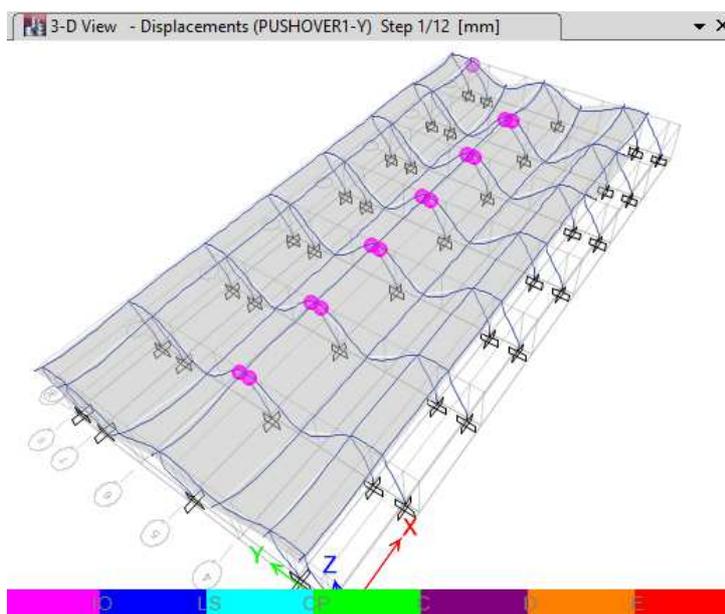


Figura 198. Rótulas plásticas de la estructura de las aulas del C.E.D.E. Sentido Y

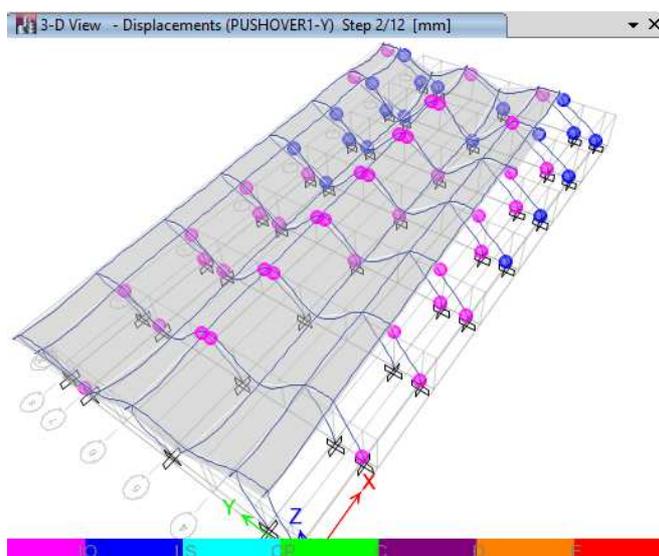


Figura 199. . Rótulas plásticas de las aulas del C.E.D.E. Sentido Y. Paso 2

Donde se forman inicialmente las rótulas son en las vigas interiores en sentido Y. Aumentando la carga aparecen en las columnas circulares exteriores.

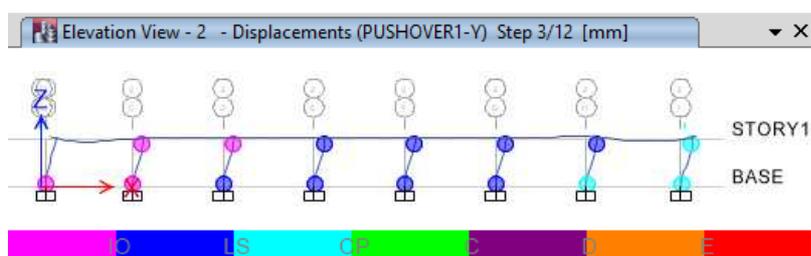


Figura 200. Rótulas plásticas del Pórtico 2 de las aulas del C.E.D.E. Sentido Y

En la Figura 200 que muestra el Pórtico 2 formado por columnas circulares se aprecia únicamente rótulas en columnas, más no en vigas; por tanto, una conclusión rápida nos indica que no se cumplió con la filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil.

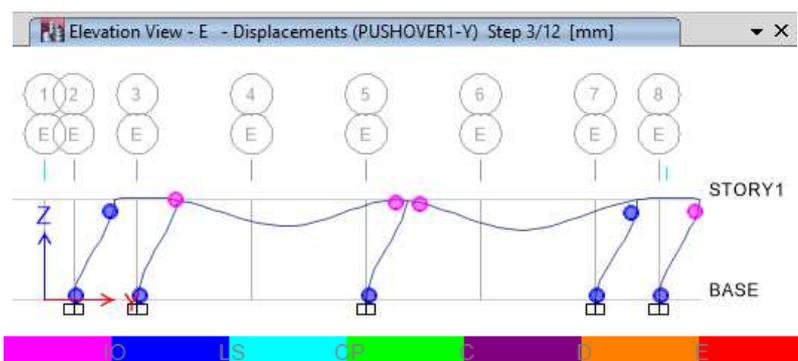


Figura 201. Rótulas plásticas del Pórtico E de las aulas del C.E.D.E.. Sentido Y
 En la Figura 201 se evidencia que con aumento de carga es más rápida la afectación en las columnas, pese a que las primeras rótulas se formaron en las vigas.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS DINÁMICOS

1. Vivienda fiscal para oficiales casados (Bloque Montúfar)

1.1. Modos de vibrar

Ante la aplicación de una carga dinámica a una estructura, ésta va a vibrar de diferentes formas que dependerán de muchos factores como: la intensidad, magnitud, dirección, etc. de la carga, y son justamente estas variaciones en el modo en que se mueva el edificio las que se denominan modos de vibración.

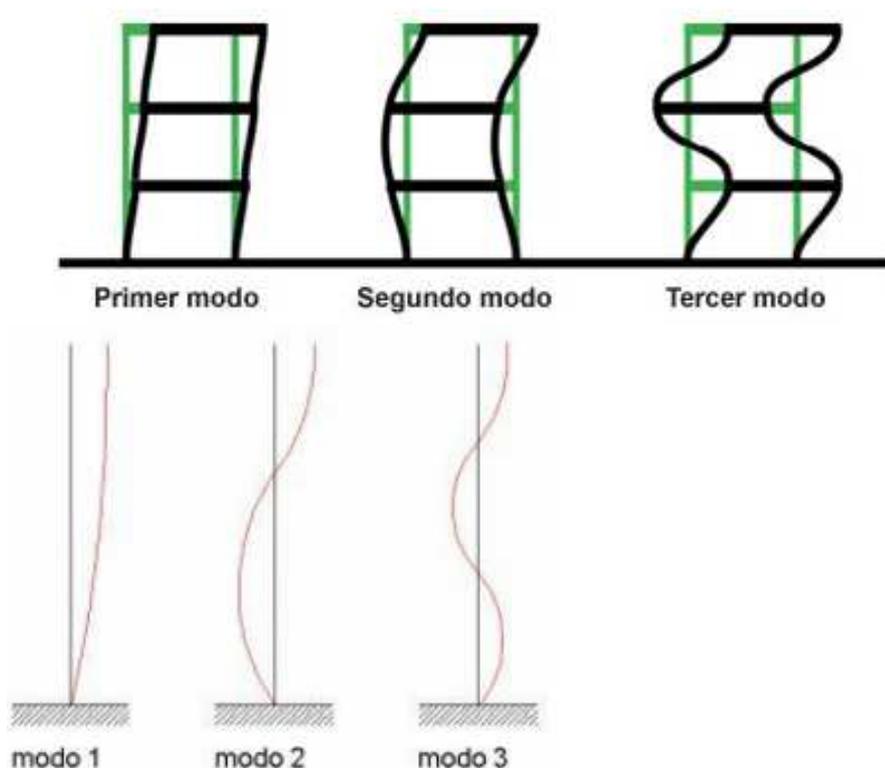


Figura 202. Modos básicos de vibración.
(WBDG)

La única carga dinámica que se considera en el presente análisis corresponde a sismo, para lo cual se trabajará con la NEC-11, cuya descripción ya fue abordada en el Capítulo I.

Existen gran cantidad de modos de vibración. El modo de vibración más básico que se considera es el del movimiento lateral del edificio de un lado a

otro, conocido como Primer modo o Modo fundamental. El movimiento en este modo es mayor en la parte superior del edificio, razón por la cual las personas de los pisos altos sienten el sismo con mayor intensidad.

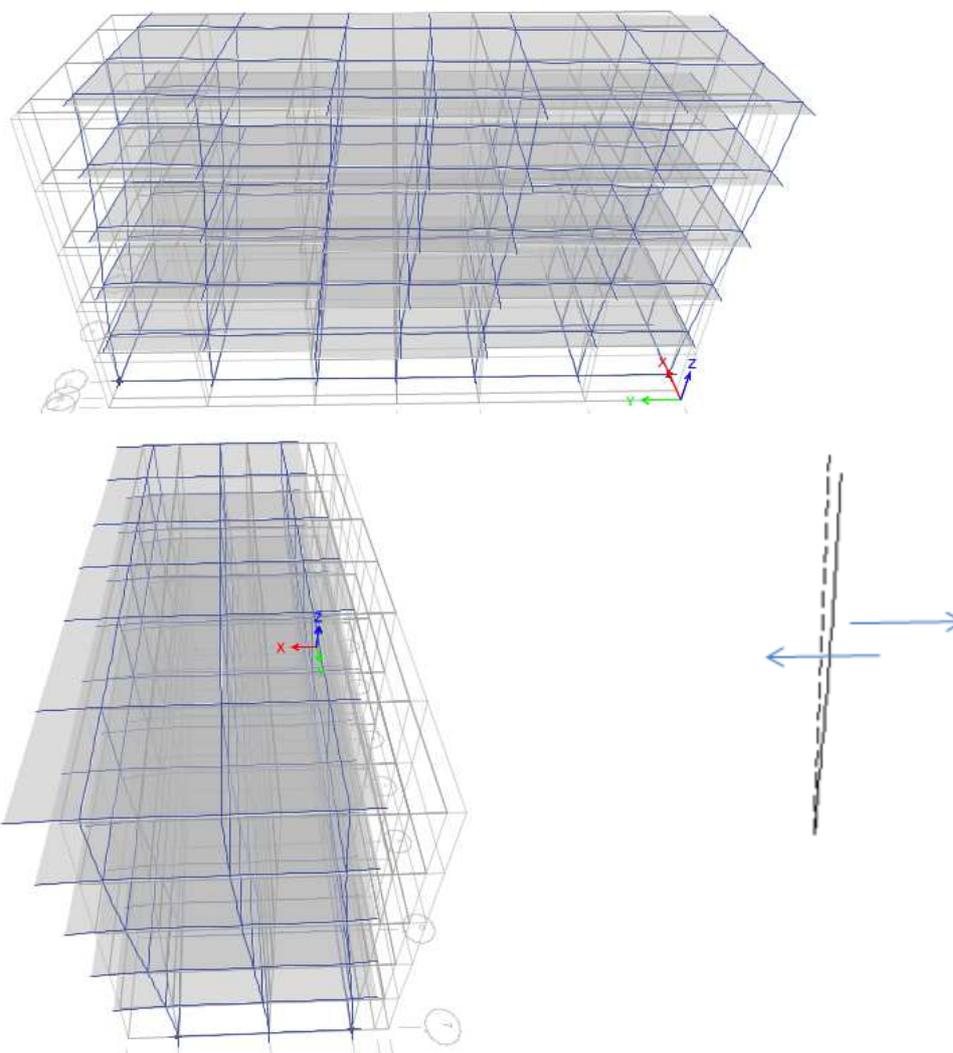


Figura 203. Primer modo o Modo fundamental de vibración.

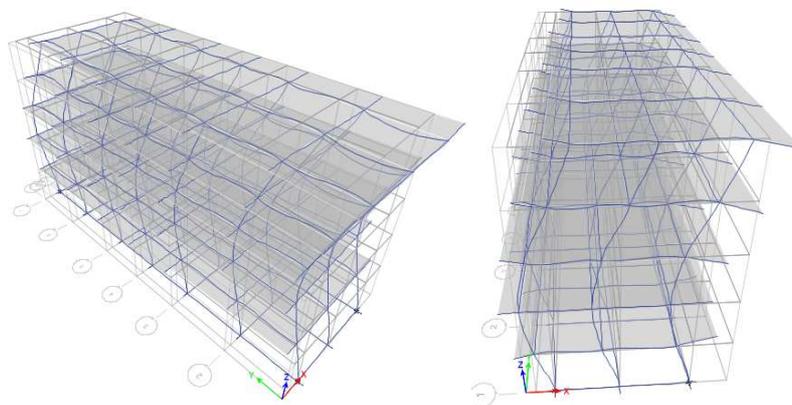


Figura 204. Segundo Modo de vibración.

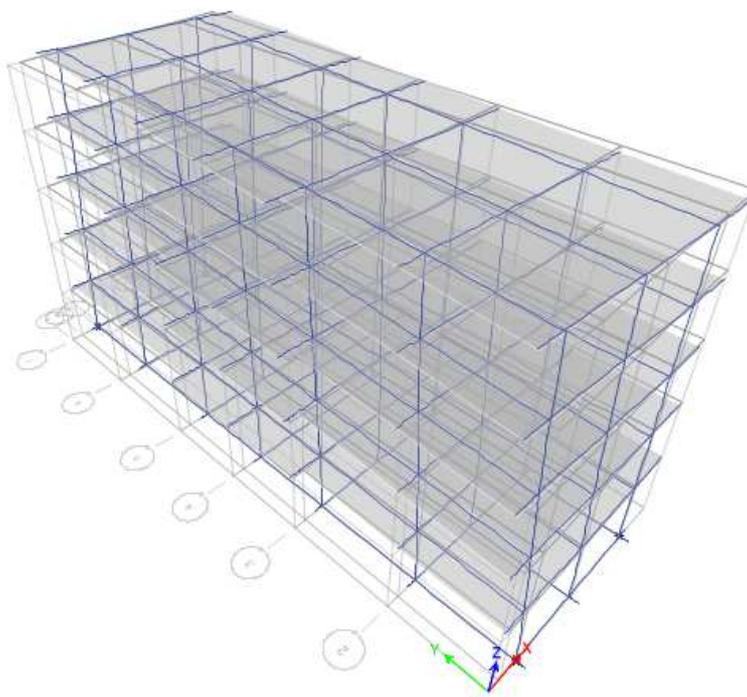


Figura 205. Movimiento torsional de un edificio

1.1.1. Período

Se refiere al tiempo entre una ida y vuelta de una oscilación; es decir entre un ciclo. El período obtenido con el Modo de vibración que mayor participación modal de la masa tenga debe ser parecido al Período fundamental de vibración de la estructura obtenido con la aplicación de la NEC-11.

1.1.2. Peso

Ante un sismo un edificio va a oscilar pasando de su posición de equilibrio hacia un lado. Una fuerza recuperadora hará que regrese a la posición inicial. El peso de la estructura obliga a que sobrepase el punto de equilibrio y así realice la segunda parte de la oscilación.

En el análisis se consideran “Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas” (CONSTRUCCIÓN-NEC, 2011)

1.1.3. Interpretación de resultados

Tabla 148.

Participación modal de los Modos de vibración del Bloque “Montúfar”

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
	sec						
1	1.360	0.0004	0.7634	0.0004	0.7634	0.0326	0.0326
2	1.336	0.8019	0.0004	0.8024	0.7637	0.0000	0.0326
3	1.160	0.0000	0.0309	0.8024	0.7946	0.7678	0.8005
4	0.422	0.0000	0.1137	0.8024	0.9083	0.0031	0.8036
5	0.393	0.1181	0.0000	0.9205	0.9083	0.0000	0.8036
6	0.354	0.0000	0.0028	0.9205	0.9111	0.1139	0.9175
7	0.229	0.0000	0.0457	0.9205	0.9568	0.0006	0.9181
8	0.219	0.0418	0.0000	0.9623	0.9568	0.0000	0.9181
9	0.152	0.0000	0.0179	0.9623	0.9747	0.0044	0.9225
10	0.143	0.0175	0.0000	0.9798	0.9747	0.0000	0.9225
11	0.110	0.0000	0.0218	0.9798	0.9965	0.0016	0.9241
12	0.106	0.0168	0.0000	0.9966	0.9965	0.0000	0.9241

El Modo 1 es el modo fundamental en el sentido Y de la estructura que presenta el mayor porcentaje de participación de la masa con un 76.34% y el Modo 2 corresponde al mismo modo fundamental pero en sentido X con un 80.19% de participación de la masa.

Cuando no se llega al 90% de participación modal acumulada en el primer modo, se continúa con los siguientes modos de vibración hasta llegar al que sobrepase este porcentaje. En el caso del Bloque Montúfar se obtiene este valor en el cuarto modo para el caso Y (segundo modo) y en el quinto modo para el sentido X (segundo modo).

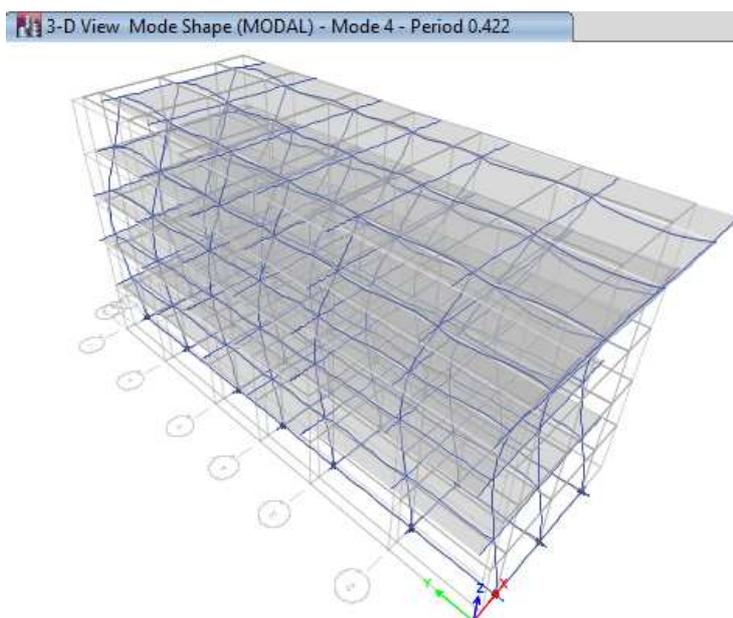


Figura 206. Cuarto Modo de vibración del Bloque “Montúfar” (segundo real en Y)

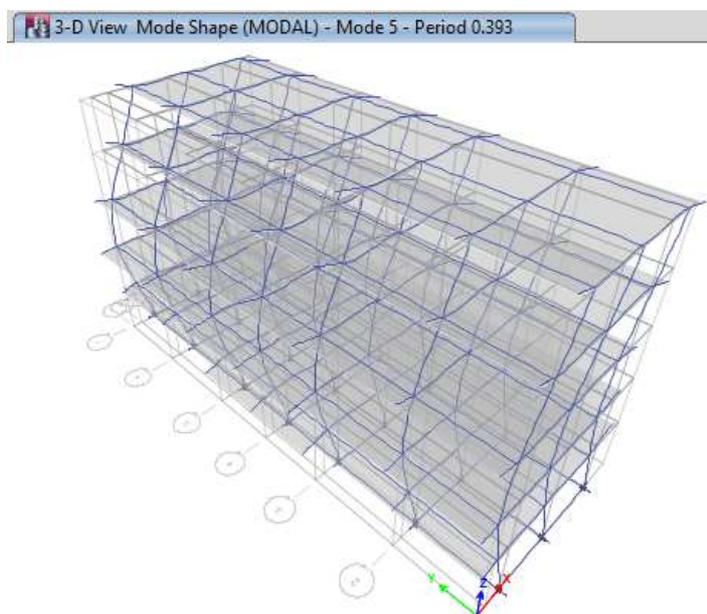


Figura 207. Quinto Modo de vibración del Bloque “Montúfar” (segundo real en X).

El Modo 3 corresponde a torsión y se puede observar en la Tabla 148 que la participación modal de la masa corresponde a un 76.78%.

Como se señaló en el capítulo anterior el Período fundamental de vibración o Modo 1 es el principal y el Período es de 1.36seg.

1.2. Espectro elástico e inelástico

El espectro elástico de diseño es un diagrama que representa la variación de la aceleración espectral S_a con respecto al Período de vibración T que son obtenidos a partir de la normativa de la NEC-11. Debido a que la obtención del mismo ya fue explicada en el Capítulo I, lo que se va a realizar a continuación es la determinación del espectro elástico de aceleraciones para el Bloque “Montúfar” a partir de valores del Período y cálculo de la aceleración espectral a partir de las fórmulas de la Figura 1., con lo cual se obtiene la Tabla 149.

Tabla 149.
Valores para el cálculo del espectro elástico del Bloque “Montúfar”

T (seg)	Sa
0.00	0.480
0.05	0.760
0.10	1.040
0.13	1.190
0.70	1.190
1.00	0.833
1.30	0.640
1.60	0.520
1.90	0.438
2.20	0.378
2.50	0.333
2.80	0.297
3.10	0.268
3.40	0.245
3.70	0.225

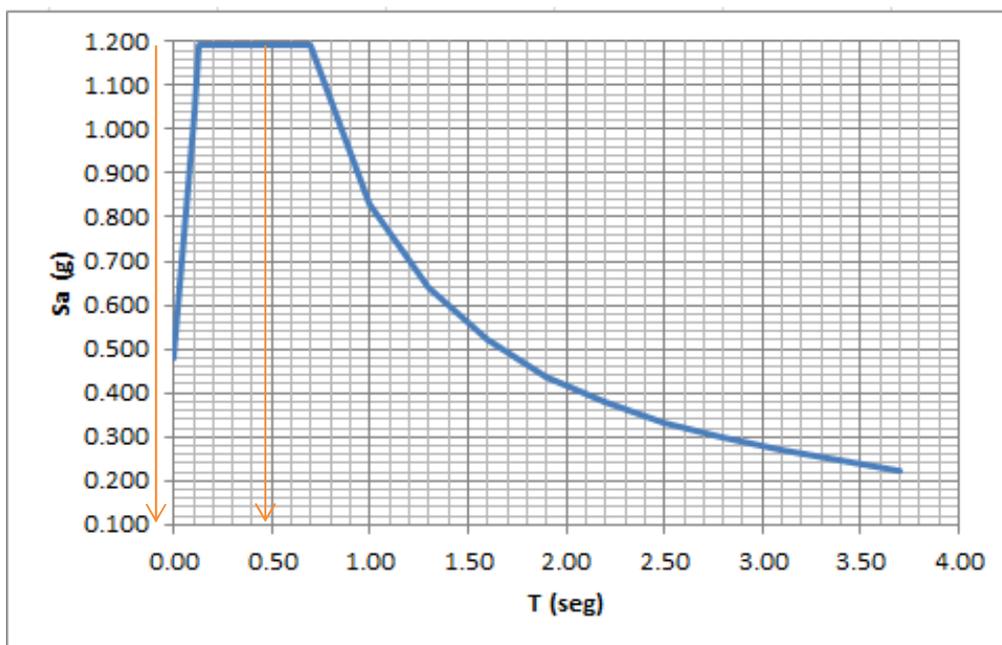


Figura 208. Espectro elástico del Bloque "Montúfar"

El espectro inelástico se obtiene dividiendo el valor de la aceleración espectral S_a para el coeficiente $R\phi_P\phi_E$, por tanto los valores del Período de la Tabla 149 se mantienen inalterables y se tienen los valores para la determinación del espectro inelástico del Bloque "Montúfar" con la Tabla 150.

Tabla 150.

Valores para el cálculo del espectro inelástico del Bloque "Montúfar"

T (seg)	S_a (g)
0.00	0.096
0.05	0.152
0.10	0.208
0.13	0.238
0.70	0.238
1.00	0.167
1.30	0.128
1.60	0.104
1.90	0.088
2.20	0.076
2.50	0.067
2.80	0.059
3.10	0.054
3.40	0.049
3.70	0.045

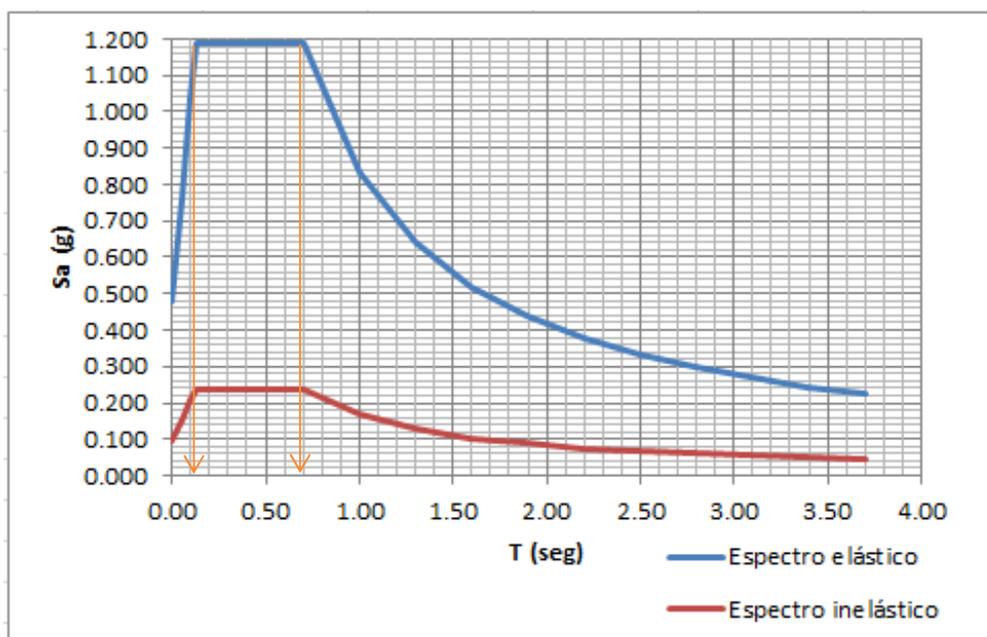


Figura 209. Espectro elástico e inelástico del Bloque "Montúfar"

Lo que se va a realizar es un análisis modal espectral, razón por la cual se utiliza el espectro de diseño inelástico obtenido para esta estructura que se lo puede apreciar en la Figura 209.

En el programa ETABS se crea un caso de espectro inelástico de respuesta para el sentido X y para el sentido Y. El factor de escala que inicialmente se ingresa corresponde al valor de la aceleración de la gravedad.

Load Case Data

General

Load Case Name: ESPECTRO

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC11	9800
Acceleration	U2	NEC11	9800

Other Parameters

Modal Load Case: MODAL

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Advanced, OK, Cancel

Figura 210. Caso de espectro de respuesta del Bloque “Montúfar”

Adicional se deben crear combinaciones de carga para el ingreso en el programa ETABS. Inicialmente se creó un modelo de carga dinámica denominado ESPECTRO correspondiente al espectro inelástico de respuesta y con él las combinaciones que se obtienen son:

1. $1.2D + 1.0L + 1.0ESPECTRO$
2. $0.9D + 1.0ESPECTRO$

1.3. Cortante basal y deriva

El cálculo del cortante basal fue detalladamente expuesto en el Capítulo I y obedece a las especificaciones de la NEC-11. Cabe mencionar en esta

parte que para el análisis estático existe un cortante basal y para el dinámico otro.

En el primer caso el cortante basal estático ya fue obtenido manualmente en el Capítulo I y por medio del programa ETABS en el Capítulo II, dando una diferencia importante debido a que en el análisis modal el período varió, y con ello el coeficiente $V=0.238$ se redujo a 0.122.

El cortante basal dinámico se obtiene con el programa ETABS a partir del espectro inelástico de diseño ingresado y su valor debe ser igual al cortante basal estático, razón por la cual en caso de diferencia se debe ajustar al estático por medio de un factor de corrección que se obtiene de la relación entre el cortante estático y dinámico; sin embargo se debe tomar en cuenta que “el cortante dinámico no puede ser menor al 80% del cortante estático para estructuras regulares y menor al 85% para estructuras irregulares”. (CONSTRUCCIÓN-NEC N. E., 2011)

La deriva de piso elástica ya fue obtenida en el Capítulo II a través del programa ETABS, y para obtener la inelástica se aplica la siguiente expresión:

$$\Delta_{ine.} = 0.75R * \Delta_e.$$

1.3.1. Interpretación de resultados

1.3.1.1. Cortante basal dinámico

En la dirección X el valor del cortante basal dinámico representa el 86.44% del estático y en la dirección Y el porcentaje es de 82.52%, por lo que cumple lo requerido para estructuras regulares. En la Tabla 151 se puede identificar resaltado con amarillo para ambas direcciones.

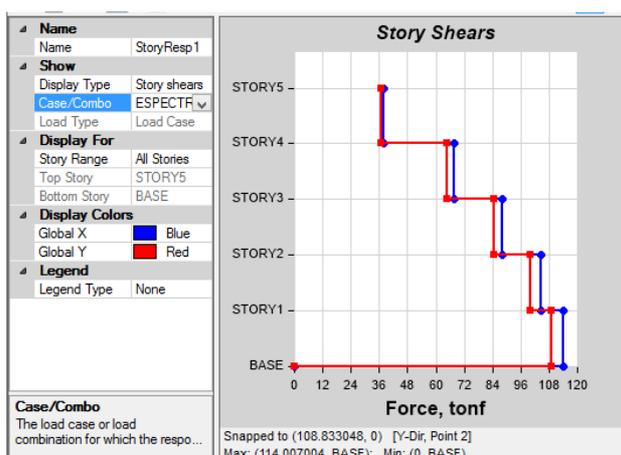


Figura 211. Cortante basal dinámico acumulado en X é Y por piso del Bloque “Montúfar”

Tabla 151.

Cortante basal acumulado en X é Y por piso del Bloque “Montúfar”

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
STORY5	13.30	Top	38.07	36.93
STORY4	10.64	Top	67.50	64.73
STORY3	7.98	Top	88.35	84.72
STORY2	5.32	Top	104.32	99.87
STORY1	2.66	Top	114.01	108.83
BASE	0.00	Top	0.00	0.00

1.3.1.2. Desplazamientos

Básicamente servirán para determinar si están dentro de la Norma y comprobar si la estructura requiere algún tipo de reforzamiento o no.

Los desplazamientos por planta debido al efecto del espectro inelástico de diseño para esta estructura son:

Tabla 152.
Máximos desplazamientos por planta en ambas direcciones del Bloque

	Story	Elevation mm	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
▶	STORY5	13300	Top	91.1	85
	STORY4	10640	Top	79.8	74.9
	STORY3	7980	Top	61.5	57.8
	STORY2	5320	Top	37.8	34.9
	STORY1	2660	Top	15.5	13.5
	BASE	0	Top	0.00264	0.0002118

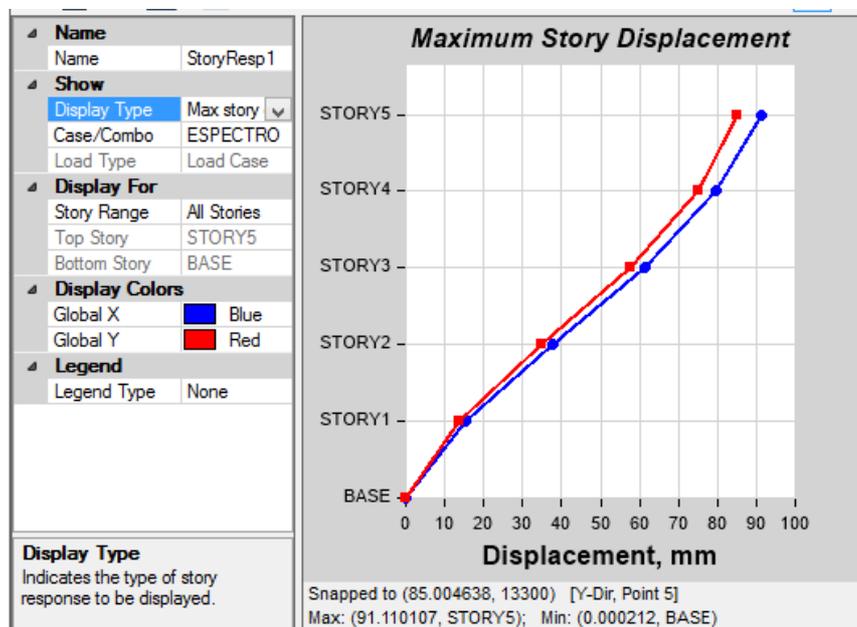


Figura 212. Máximos desplazamientos por planta en ambas direcciones del Bloque “Montúfar”

1.3.1.3. Deriva de piso

El Espectro de diseño ingresado de la NEC-11 genera desplazamientos que producen las derivas de piso. Los valores de derivas de piso que presenta el programa son:

Tabla 153.

Valores máximos de deriva de piso por efecto del espectro inelástico de diseño del Bloque “Montúfar”

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X	Y	Z
					m	m	m
STORY3	ESPECTRO Max	13	Max Drift X	0.00903	9.75	23.70	7.98
STORY3	ESPECTRO Max	18	Max Drift Y	0.00873	9.75	0.00	7.98
STORY2	ESPECTRO Max	13	Max Drift X	0.00840	9.75	23.70	5.32
STORY2	ESPECTRO Max	18	Max Drift Y	0.00806	9.75	0.00	5.32
STORY4	ESPECTRO Max	13	Max Drift X	0.00709	9.75	23.70	10.64
STORY4	ESPECTRO Max	18	Max Drift Y	0.00675	9.75	0.00	10.64
STORY1	ESPECTRO Max	3	Max Drift X	0.00581	7.90	23.70	2.66
STORY1	ESPECTRO Max	12	Max Drift Y	0.00478	7.90	19.70	2.66
STORY5	ESPECTRO Max	13	Max Drift X	0.00451	9.75	23.70	13.30
STORY5	ESPECTRO Max	18	Max Drift Y	0.00415	9.75	0.00	13.30

En la Tabla 153, se observa que el valor más alto de deriva de piso corresponde al Piso 3, punto 13 y en la dirección X, igual que sucedió para el caso estático.

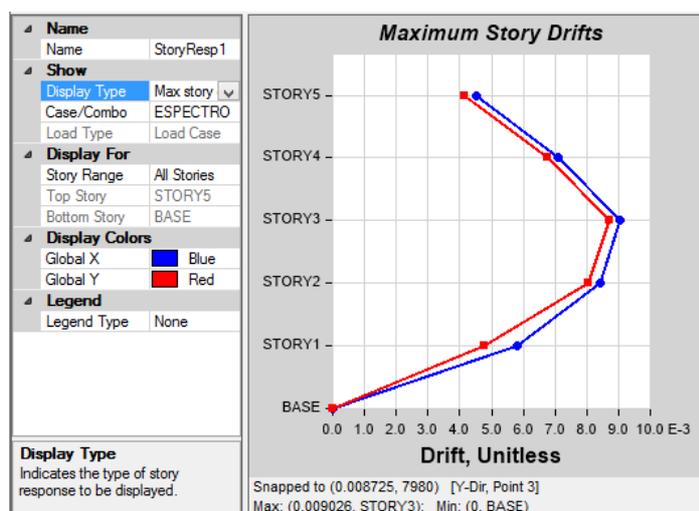


Figura 213. Máximas derivas de piso por planta del Bloque “Montúfar”

Tabla 154.
Máximas derivas de piso por planta del Bloque “Montúfar”

	Story	Elevation mm	Location	X-Dir	Y-Dir
	STORY5	13300	Top	0.004508	0.004147
	STORY4	10640	Top	0.007085	0.00675
▶	STORY3	7980	Top	0.009026	0.008725
	STORY2	5320	Top	0.008403	0.008056
	STORY1	2660	Top	0.005814	0.004781
	BASE	0	Top	0	0

En forma manual la deriva de piso elástica se obtiene a partir de los máximos desplazamientos elásticos con la fórmula:

$$\Delta_e = \frac{U_1 - U_2}{h_i}$$

Donde:

U₁: Desplazamiento del piso considerado

U₂: Desplazamiento del piso inferior

H_i: Altura de entrepiso

Si tomamos por ejemplo el piso 3 donde se obtuvo la máxima deriva, con los datos de la Tabla 152 se tiene:

$$\Delta_e = \frac{61.5mm - 37.8mm}{2660mm}$$

$$\Delta_e = \mathbf{0.00891}$$

Como se puede apreciar este valor es prácticamente el mismo que proporciona el programa ETABS en la Tabla 154 para el piso 3.

La NEC-11 establece que la deriva inelástica se la calcula con la fórmula:

$$\Delta_{ine.} = 0.75R * \Delta_e$$

Donde:

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

Δ_e: Deriva de piso elástica

Por tanto se tiene que:

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * 5 * 0.009026$$

$$\Delta_{ine.} = \mathbf{0.03385}$$

Como la deriva de piso inelástica es superior a 0.025, se tendría un daño completo de la estructura.

2. Gimnasio y área deportiva del C.R.O.E

2.1. Modos de vibrar

2.1. Interpretación de resultados

Tabla 155.

Participación modal de los Modos de vibración del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.064	0.2249	0.7206	0.2249	0.7206	0.0279	0.0279
2	0.062	0.7112	0.2449	0.9361	0.9656	0.0209	0.0488
3	0.052	0.0417	0.0050	0.9778	0.9706	0.9276	0.9765
4	0.014	0.0171	0.0052	0.9949	0.9758	0.0008	0.9773
5	0.014	0.0042	0.0235	0.9990	0.9992	0.0000	0.9773
6	0.012	0.0009	0.0007	0.9999	1.0000	0.0226	0.9999
7	0.008	0.00003	0.00000	1.0000	1.0000	0.00003	1.0000
8	0.004	0.00001	0.000001	1.0000	1.0000	0.000001	1.0000
9	0.004	0.000001	0.00001	1.0000	1.0000	0.00001	1.0000
10	0.003	0.000000	0.000004	1.0000	1.0000	0.000001	1.0000
11	0.002	0.00001	0.000000	1.0000	1.0000	0.000002	1.0000
12	0.002	0.000000	0.00002	1.0000	1.0000	0.000001	1.0000

El Modo 1 es el modo fundamental en el sentido Y de la estructura con un período de 0.064seg. y presenta el mayor porcentaje de participación de la masa con un 72.06%. El Modo 2 corresponde al mismo modo fundamental pero en sentido X con un 71.12% de participación de la masa.

Se sobrepasa el 90% de participación modal acumulada en el segundo modo para ambos casos.

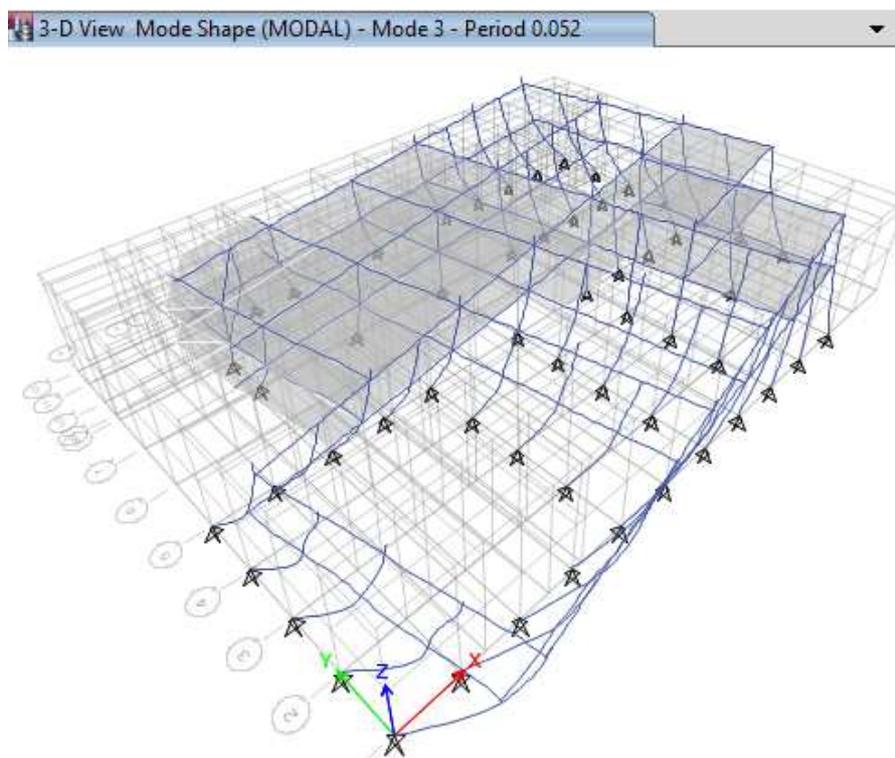


Figura 214. Tercer Modo de vibración (torsional) del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

El Modo 3 corresponde a torsión y en la Tabla 155 se muestra que la participación modal de la masa corresponde a un 92.76%.

2.2. Espectro elástico e inelástico

Para obtener la gráfica de los espectros se utilizan los valores de las Tablas 156 y 157, estos datos se obtuvieron con la fórmula de S_a según la NEC-11.

Tabla 156.

Valores para el cálculo del espectro elástico del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

T (seg)	Sa (g)
0.00	0.480
0.07	0.861
0.10	1.040
0.13	1.190
0.70	1.190
1.00	0.833
1.30	0.640
1.60	0.520
1.90	0.438
2.20	0.378
2.50	0.333
2.80	0.297
3.10	0.268
3.40	0.245
3.70	0.225

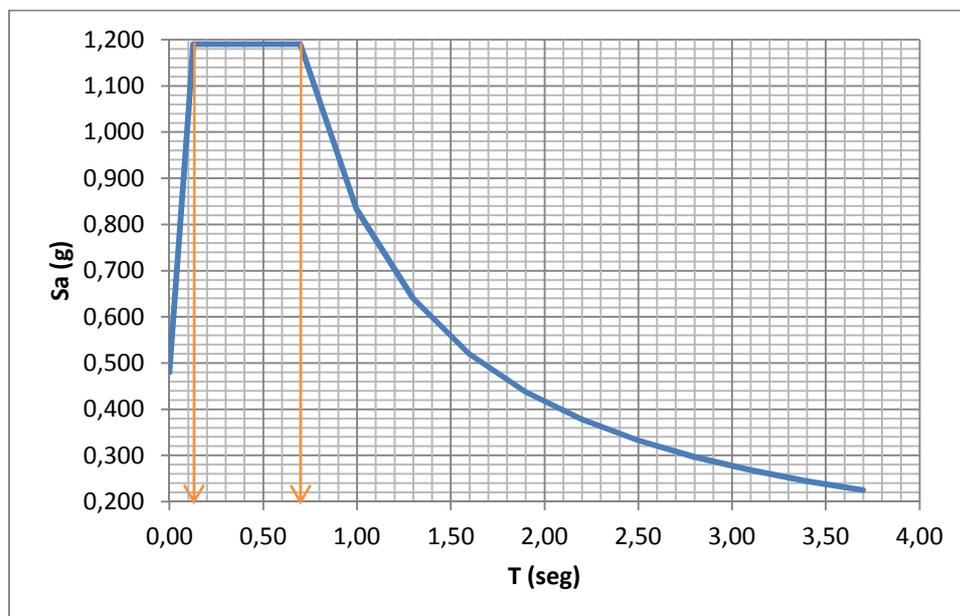


Figura 215. Espectro elástico del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Tabla 157.

Valores para el cálculo del espectro inelástico del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

T (seg)	Sa (g)
0.00	0.067
0.07	0.120
0.10	0.144
0.13	0.165
0.70	0.165
1.00	0.116
1.30	0.089
1.60	0.072
1.90	0.061
2.20	0.053
2.50	0.046
2.80	0.041
3.10	0.037
3.40	0.034
3.70	0.031

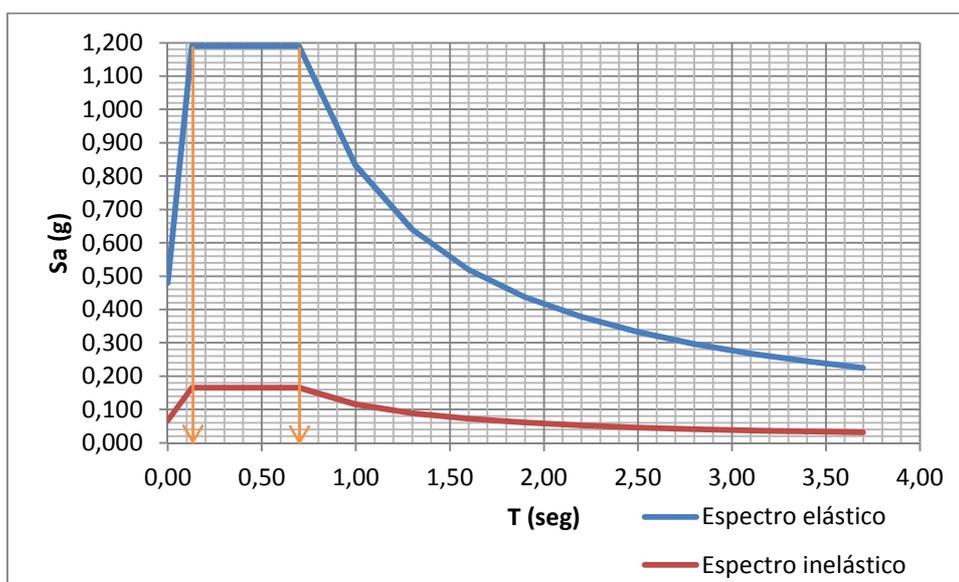


Figura 216. Espectro elástico e inelástico del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Las combinaciones de carga son:

1. 1.2D + 1.0L + 1.0ESPECTRO
2. 0.9D + 1.0ESPECTRO

2.3. Cortante basal y deriva

2.3.1. Interpretación de resultados

2.3.1.1. Cortante basal dinámico

En la Tabla 3.11. se muestran los valores del cortante basal, que para el caso de X representa el 91.28% del Cortante basal estático y para el sentido Y el porcentaje es de 93.67%. En ambos es superior al 85% que señala la Norma para estructuras irregulares.

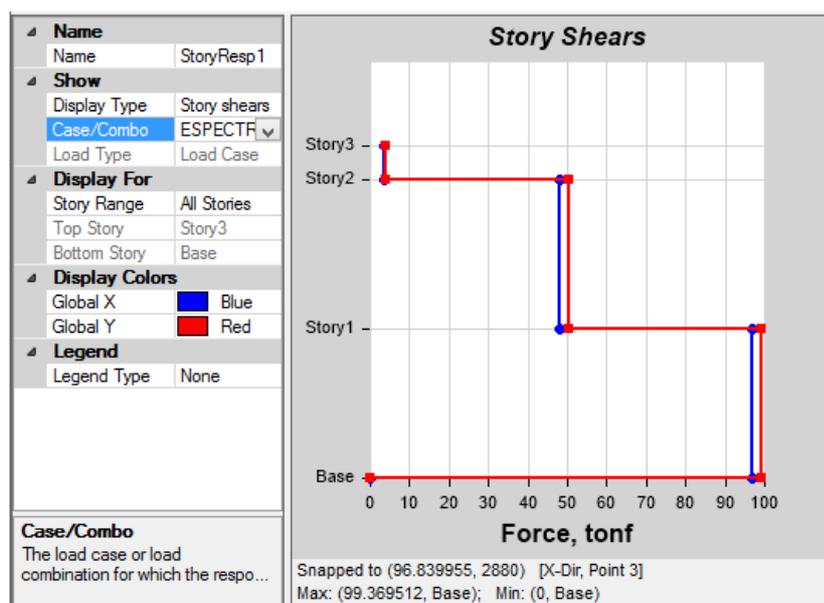


Figura 217. . Cortante basal dinámico en X é Y v

Tabla 158.

Cortante basal dinámico en X é Y del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story3	6.40	Top	3.55	3.91
Story2	5.76	Top	47.95	50.34
Story1	2.88	Top	96.84	99.37
Base	0.00	Top	0.00	0.00

2.3.1.2. Desplazamientos

Los desplazamientos debidos al efecto del espectro inelástico de diseño para esta edificación son:

Tabla 159.
Máximos desplazamientos en ambas direcciones

	Story	Elevation mm	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
	Story3	6400	Top	0.1	0.2
▶	Story2	5760	Top	0.1	0.2
	Story1	2880	Top	0.1	0.1
	Base	0	Top	0	0

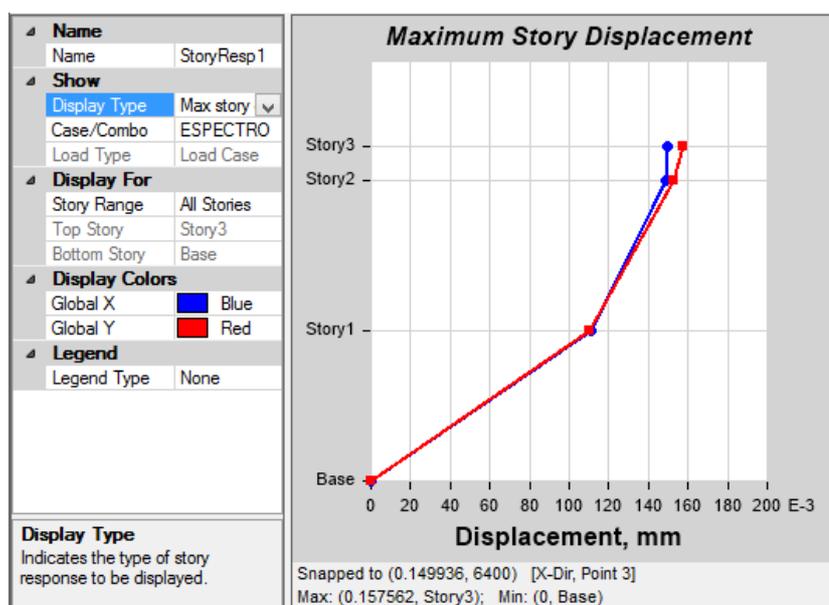


Figura 218. Máximos desplazamientos en ambas direcciones del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

De la misma manera que para el caso estático el desplazamiento más importante está en el sentido Y.

2.3.1.3. Deriva de piso

Los valores más altos son:

Tabla 160.

Valores máximos de deriva de piso por efecto del espectro inelástico de diseño del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X m	Y m	Z m
Story1	ESPECTRO Max	97	Max Drift X	0.000038	37.55	25.40	2.88
Story1	ESPECTRO Max	97	Max Drift Y	0.000038	37.55	22.18	2.88
Story2	ESPECTRO Max	97	Max Drift Y	0.000015	37.55	22.18	5.76
Story2	ESPECTRO Max	111	Max Drift X	0.000013	12.50	26.85	5.76
Story3	ESPECTRO Max	183	Max Drift Y	0.000010	31.30	18.95	6.40
Story3	ESPECTRO Max	89	Max Drift X	0.000008	12.50	6.25	6.40

Como se aprecia en la Tabla 160, los valores de deriva de piso para X e Y son prácticamente similares y son ligeramente menores que los obtenidos en el caso estático. Además los sentidos, pisos y los puntos donde se obtuvieron son los mismos.

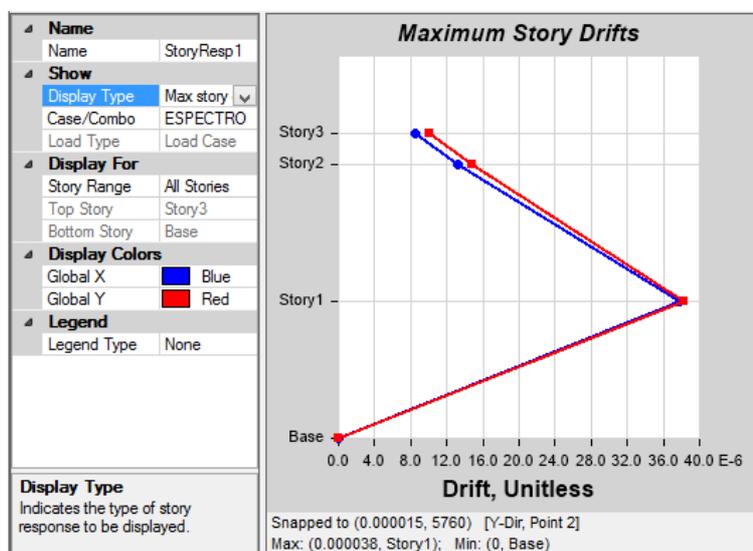


Figura 219. Máximas derivas de piso en ambos sentidos del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

Tabla 161.
Máximas derivas de piso del gimnasio y área deportiva del C.R.O.E.

	Story	Elevation mm	Location	X-Dir	Y-Dir
	Story3	6400	Top	8E-06	1E-05
	Story2	5760	Top	1.3E-05	1.5E-05
▶	Story1	2880	Top	3.8E-05	3.8E-05
	Base	0	Top	0	0

La deriva inelástica es:

$$\Delta_{ine.} = 0.75R * \Delta_e.$$

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * 8 * 0.000038$$

$$\Delta_{ine.} = \mathbf{0.000228}$$

La deriva de piso inelástica es menor a 0.002, lo que significa que el gimnasio cumple con la Norma de diseño y es una estructura segura que no tendría daño en caso de sismo.

3. Dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

3.1. Modos de vibrar

3.1.1. Interpretación de resultados

Tabla 162.
Participación modal de los Modos de vibración del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	1.107	0.1207	0.4262	0.1207	0.4262	0.4547	0.4547
2	0.947	0.7232	0.2671	0.8439	0.6933	0.0033	0.4580
3	0.800	0.1503	0.3061	0.9943	0.9994	0.5406	0.9986
4	0.589	0.0057	0.0006	1.0000	1.0000	0.0014	1.0000
5	0.017	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000

El Modo 1 es el modo fundamental en el sentido Y de la estructura con un período de 1.107seg. y presenta el mayor porcentaje de participación de la masa con un 42.62%. El Modo 2 corresponde al mismo modo fundamental pero en sentido X con un 84.39% de participación de la masa.

Se sobrepasa el 90% de participación modal acumulada en el tercer modo para ambos casos (torsional).

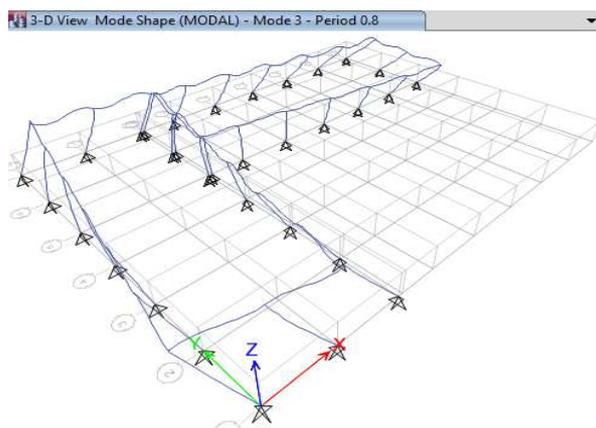


Figura 220. Tercer Modo de vibración (torsional) del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

El Modo 3 corresponde a torsión y en la Tabla 162 se muestra que la participación modal de la masa corresponde a un 54.06%.

3.2. Espectro elástico e inelástico

Para obtener la gráfica de los espectros se utilizan los valores de las Tablas 163 y 164, estos datos se obtuvieron con la fórmula de S_a según la NEC-11.

Tabla 163.

Valores para el cálculo del espectro elástico del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

T (seg)	Sa (g)
0.00	0.480
0.05	0.760
0.10	1.040
0.13	1.190
0.70	1.190
1.00	0.833
1.30	0.640
1.60	0.520
1.90	0.438
2.20	0.378
2.50	0.333
2.80	0.297
3.10	0.268
3.40	0.245
3.70	0.225

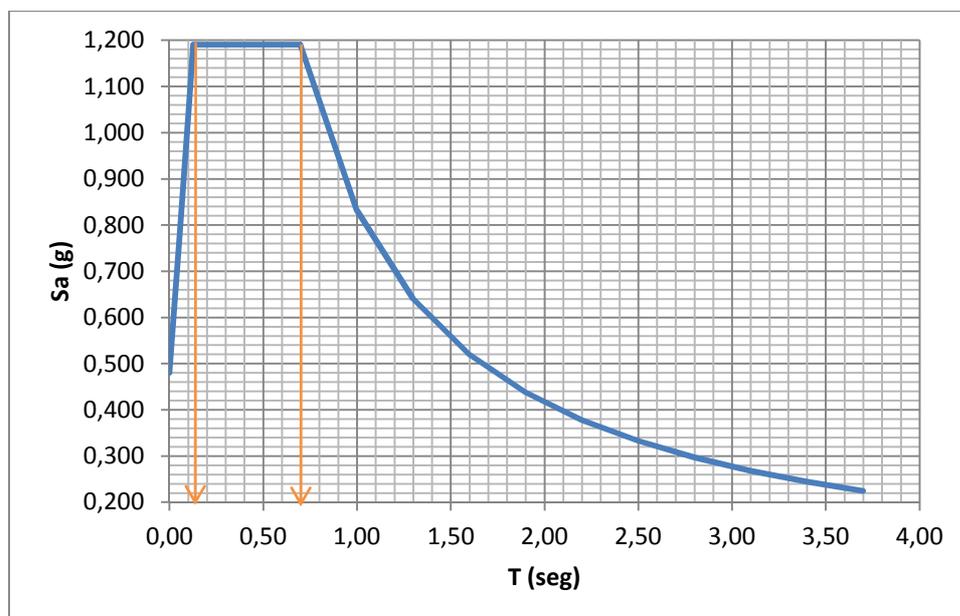


Figura 221. Espectro elástico del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Tabla 164.

Valores para el cálculo del espectro inelástico del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

T (seg)	Sa (g)
0.00	0.067
0.05	0.106
0.10	0.144
0.13	0.165
0.70	0.165
1.00	0.116
1.30	0.089
1.60	0.072
1.90	0.061
2.20	0.053
2.50	0.046
2.80	0.041
3.10	0.037
3.40	0.034
3.70	0.031

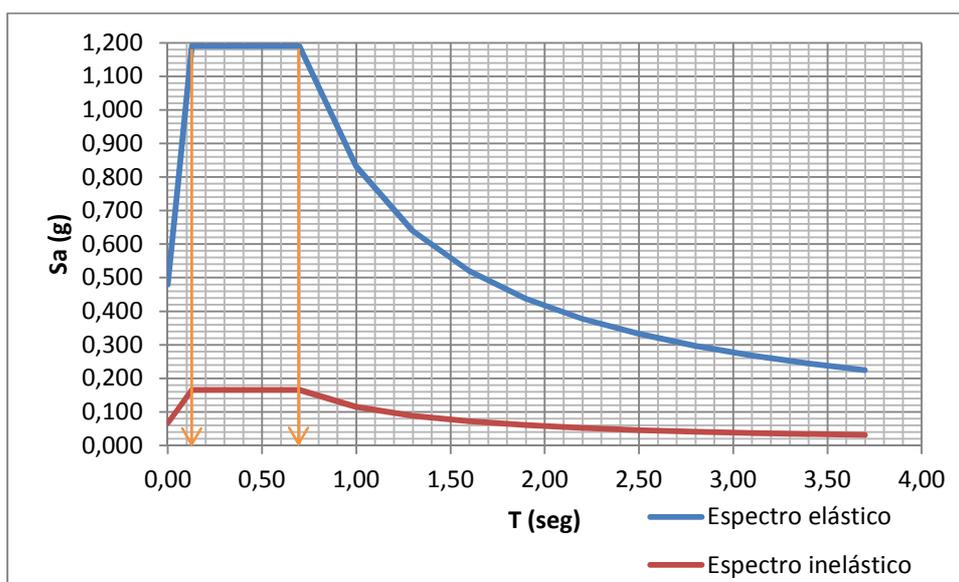


Figura 222. Espectro elástico e inelástico del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Las combinaciones de carga son:

3. $1.2D + 1.0L + 1.0ESPECTRO$
4. $0.9D + 1.0ESPECTRO$

3.3. Cortante basal y deriva

3.2.1. Interpretación de resultados

3.2.1.1. Cortante basal dinámico

En la Tabla 165 se muestran los valores del cortante basal, que para el caso de X es mayor que el estático en un 9.5% y para Y está dentro de lo que señala la Norma; es decir, es mayor al 85% del Cortante Basal estático.

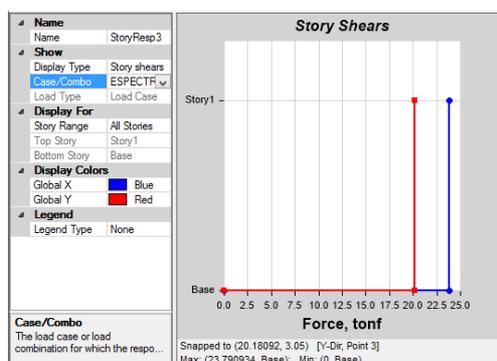


Figura 223. Cortante basal dinámico en X é Y del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Tabla 165.

Cortante basal dinámico en X é Y del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

TABLE: Story Response				
Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Story1	3.05	Top	23.79	20.18
Base	0.00	Top	0.00	0.00

Dado que el cortante basal dinámico no puede ser mayor al estático, es necesario realizar una corrección en el factor, entonces en el caso de carga denominado ESPECTRO se multiplicará al valor de la aceleración de 9800 mm/s^2 , el resultado obtenido de la relación entre los cortantes estático y dinámico.

$$fc = \frac{Ve}{Vd}$$

$$fc = \frac{21.7077}{23.7909}$$

$$fc = 0.9124$$

Realizado los cambios anteriores, los nuevos valores del cortante basal dinámico son:

Tabla 166.

Cortante basal dinámico corregido en X é Y del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
Story1	3.05	Top	21.67	19.39
Base	0.00	Top	0.00	0.00

3.2.1.2. Desplazamientos

Los desplazamientos debidos al efecto del espectro inelástico de diseño para esta edificación son:

Tabla 167.

Máximos desplazamientos en ambas direcciones del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Story	Elevation mm	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
Story1	3050	Top	47.9	47.9
Base	0	Top	0	0

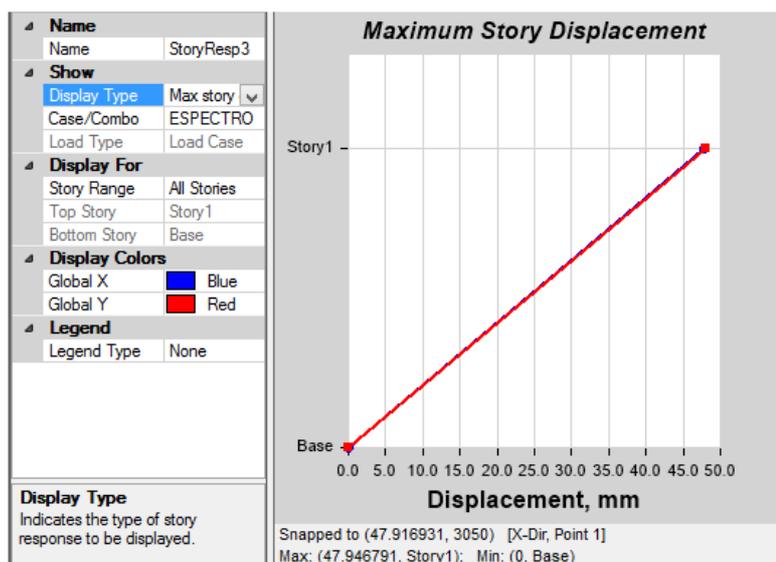


Figura 224. Máximos desplazamientos en ambas direcciones del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

3.2.1.3. Deriva de piso

Los valores más altos son:

Tabla 168.

Valores máximos de deriva de piso por efecto del espectro inelástico de diseño del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X	Y	Z
					m	m	m
Story1	ESPECTRO Max	18	Max Drift X	0.01571	13.20	12.00	3.05
Story1	ESPECTRO Max	4	Max Drift Y	0.01572	47.50	24.00	3.05

Como se aprecia en la Tabla 168, los valores de deriva de piso para X e Y son prácticamente similares y son ligeramente menores que los obtenidos en el caso estático. Además los sentidos y los puntos donde se obtuvieron son los mismos.

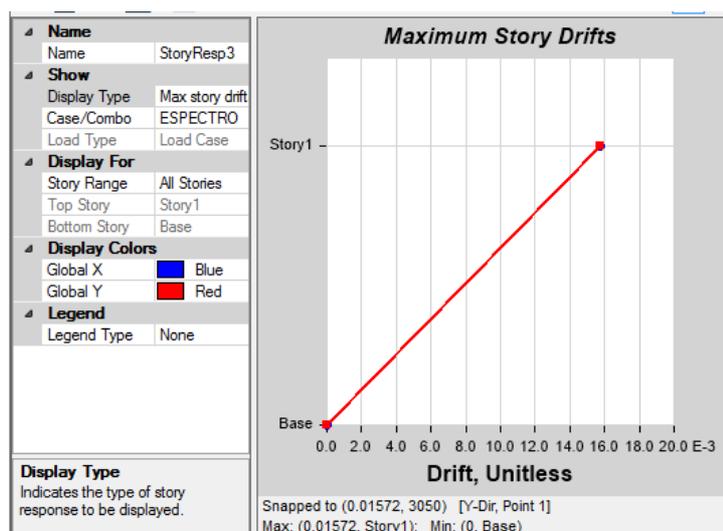


Figura 225. Máximas derivas de piso en ambos sentidos del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Tabla 169.

Máximas derivas de piso del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

Story Response					
	Story	Elevation mm	Location	X-Dir	Y-Dir
▶	Story1	3050	Top	0.01571	0.01572
	Base	0	Top	0	0

La deriva inelástica es:

$$\Delta_{ine.} = 0.75R * \Delta_e$$

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * 8 * 0.01572$$

$$\Delta_{ine.} = \mathbf{0.09432}$$

La deriva de piso inelástica es superior a 0.025; por tanto, se asume que habría un daño completo de la estructura en caso de un sismo.

4. Edificio Comando del C.E.D.E.

4.1. Modos de vibrar

4.1.1. Interpretación de resultados

Tabla 170.
Participación modal de los Modos de vibración del edificio Comando DEL C.E.D.E.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.630	0.0184	0.6476	0.0184	0.6476	0.2457	0.2457
2	0.614	0.8274	0.0250	0.8459	0.6726	0.0001	0.2458
3	0.565	0.0059	0.2065	0.8518	0.8791	0.6208	0.8666
4	0.192	0.0002	0.0602	0.8520	0.9392	0.0161	0.8827
5	0.170	0.1378	0.0002	0.9898	0.9395	0.0001	0.8828
6	0.153	0.0000	0.0503	0.9898	0.9898	0.1016	0.9844
7	0.106	0.0004	0.0006	0.9902	0.9904	0.0040	0.9883
8	0.074	0.0000	0.0001	0.9902	0.9905	0.0002	0.9886
9	0.047	0.0004	0.0001	0.9906	0.9905	0.0006	0.9892
10	0.040	0.0004	0.0007	0.9910	0.9913	0.0000	0.9892
11	0.023	0.0011	0.0024	0.9921	0.9937	0.0005	0.9897
12	0.013	0.0033	0.0020	0.9954	0.9957	0.0033	0.9930

El Modo 1 es el modo fundamental en el sentido Y de la estructura que presenta el mayor porcentaje de participación de la masa con un 64.76% y el Modo 2 corresponde al mismo modo fundamental pero en sentido X con un 82.74% de participación de la masa.

Se sobrepasa el 90% de participación modal acumulada en el cuarto modo para el caso Y (segundo modo) y en el quinto modo para el sentido X (segundo modo).

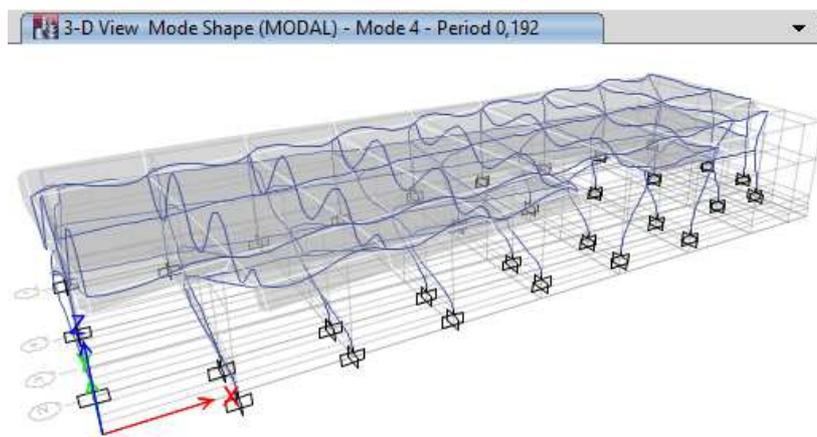


Figura 226. Cuarto Modo de vibración del edificio Comando DEL C.E.D.E. (segundo real en Y)

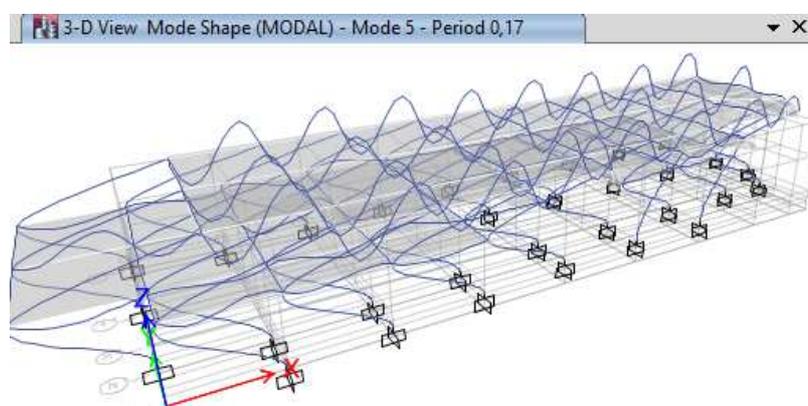


Figura 227. Quinto Modo de vibración del edificio Comando DEL C.E.D.E. (segundo real en X).

El Modo 3 corresponde a torsión y se puede observar en la Tabla 170 que la participación modal de la masa corresponde a un 62.08%.

El Período fundamental de vibración de la estructura es de 0.63seg correspondiente al Primer Modo de Vibración.

4.2. Espectro elástico e inelástico

A partir de los valores de las Tablas 171 y 172 se determinan los espectros elástico e inelástico respectivamente. Datos que se obtuvieron mediante la fórmula de S_a según la NEC-11.

Tabla 171.
COMANDO DE EDUCACIÓN Y DOCTRINA DEL EJÉRCITO - UNIDAD ADMINISTRATIVA

T (seg)	Sa (g)
0.00	0.480
0.05	0.760
0.10	1.040
0.13	1.190
0.70	1.190
1.00	0.833
1.30	0.640
1.60	0.520
1.90	0.438
2.20	0.378
2.50	0.333
2.80	0.297
3.10	0.268
3.40	0.245
3.70	0.225

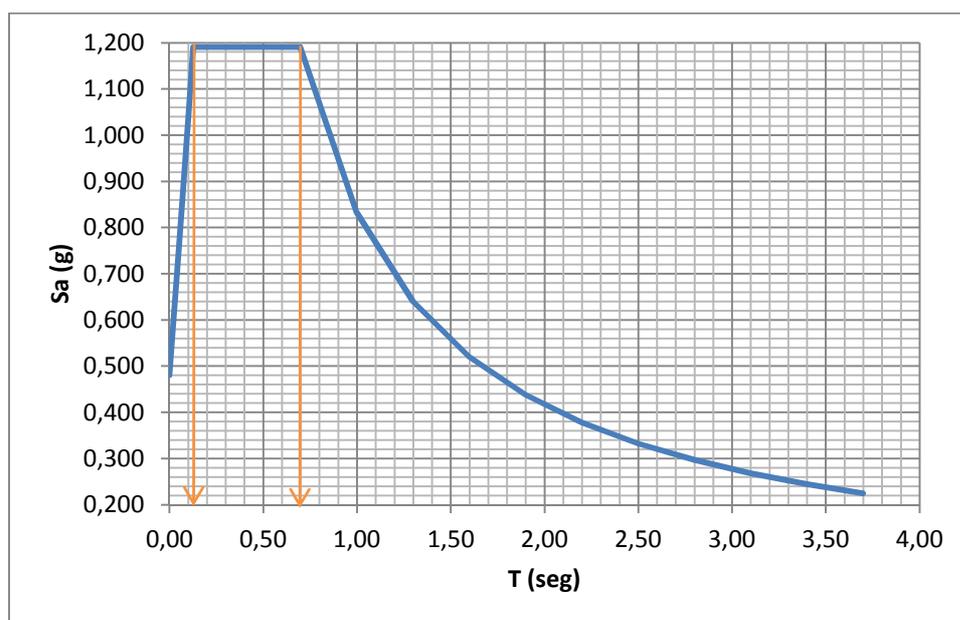


Figura 228. Espectro elástico del edificio Comando DEL C.E.D.E.

Tabla 172.

Valores para el cálculo del espectro inelástico del edificio Comando DEL C.E.D.E.

T (seg)	Sa (g)
0.00	0.096
0.05	0.152
0.10	0.208
0.13	0.238
0.70	0.238
1.00	0.167
1.30	0.128
1.60	0.104
1.90	0.088
2.20	0.076
2.50	0.067
2.80	0.059
3.10	0.054
3.40	0.049
3.70	0.045

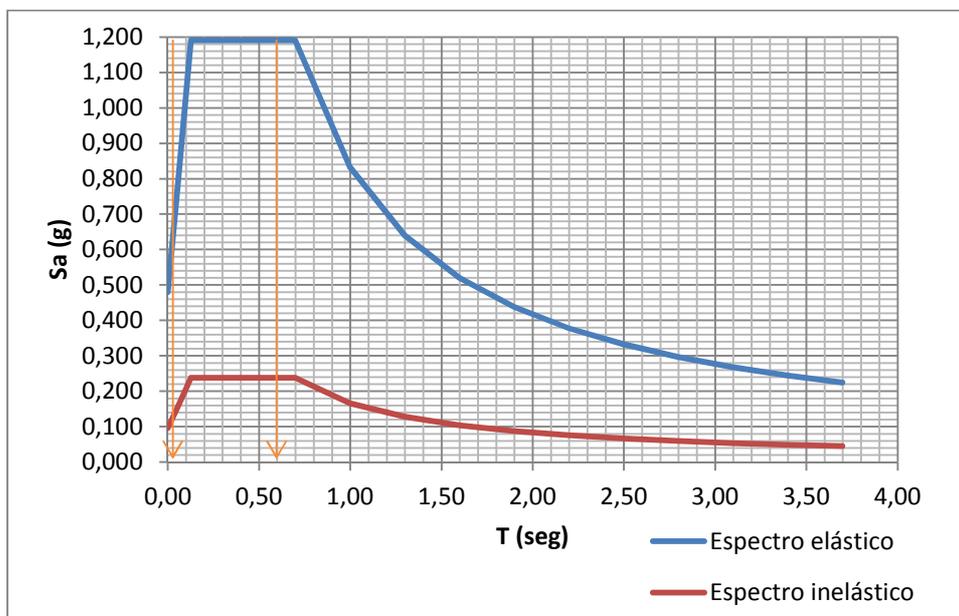


Figura 229. Espectro elástico e inelástico del edificio Comando DEL C.E.D.E.

Las combinaciones de carga son las mismas que para el caso del Bloque Montúfar, siendo éstas:

1. 1.2D + 1.0L + 1.0ESPECTRO
2. 0.9D + 1.0ESPECTRO

4.3. Cortante basal y deriva

4.3.1. Interpretación de resultados

4.3.1.1. Cortante basal dinámico

Como se puede apreciar en la Tabla 173 el cortante basal máximo está en el Piso 4 (Primer Piso de 2) y para X cumple con ser mayor al 85% del cortante basal estático determinado en la Norma; sin embargo, para la dirección Y el porcentaje es menor al 85%, por lo que se debe considerar un factor para ajustar este valor.

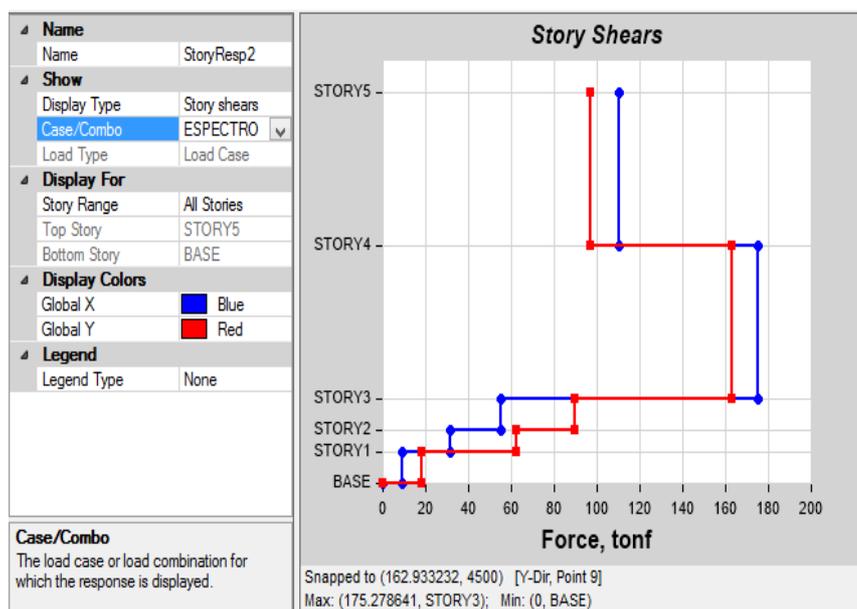


Figura 230. Cortante basal dinámico acumulado en X é Y por piso del edificio Comando DEL C.E.D.E.

Tabla 173.

Cortante basal acumulado en X é Y por piso del edificio Comando DEL C.E.D.E.

TABLE: Story Response				
Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
STORY5	7.40	Top	110.27	96.82
STORY4	4.50	Top	175.28	162.93
STORY3	1.60	Top	55.04	89.69
STORY2	1.00	Top	31.26	62.46
STORY1	0.60	Top	9.15	18.14
BASE	0.00	Top	0.00	0.00

Los nuevos valores del cortante basal ahora son superiores al 85%, para el caso X el valor es 86.86% y para la dirección Y es 85.20%. Los valores se muestran en la Tabla 174.

Tabla 174.

Nuevo Cortante basal acumulado en X é Y por piso del edificio Comando DEL C.E.D.E.

TABLE: Story Response				
Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
STORY5	7.40	Top	110.30	102.19
STORY4	4.50	Top	175.31	171.97
STORY3	1.60	Top	55.05	94.65
STORY2	1.00	Top	31.27	65.92
STORY1	0.60	Top	9.15	19.14
BASE	0.00	Top	0.00	0.00

4.3.1.2. Desplazamientos

Los desplazamientos por planta debido al efecto del espectro inelástico de diseño para esta estructura son:

Tabla 175.

Máximos desplazamientos por planta en ambas direcciones del edificio Comando DEL C.E.D.E.

	Story	Elevation mm	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
▶	STORY5	7400	Top	24.3	35.5
	STORY4	4500	Top	11	20.3
	STORY3	1600	Top	1.9	4.1
	STORY2	1000	Top	0.8	1.8
	STORY1	600	Top	0.3	0.7
	BASE	0	Top	0	0

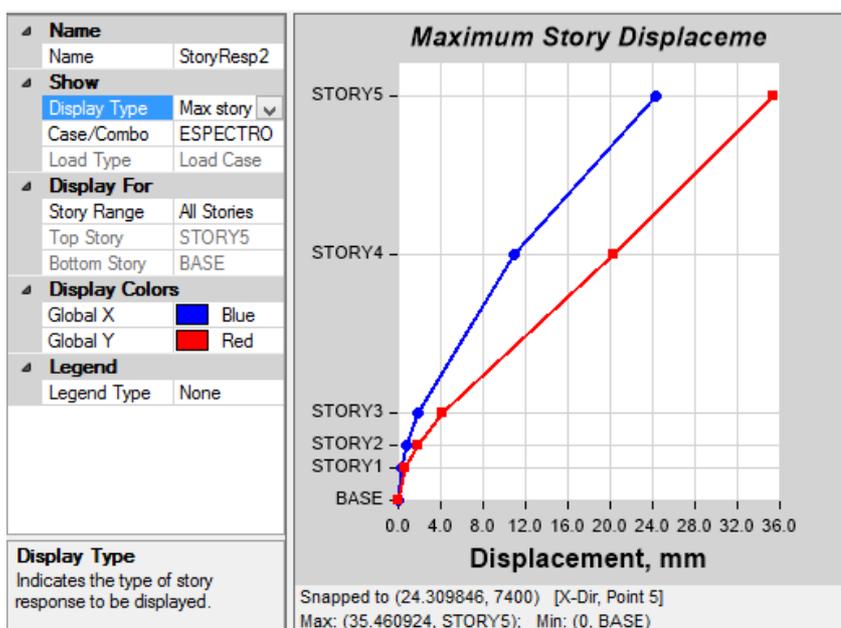


Figura 231. Máximos desplazamientos por planta en ambas direcciones del edificio Comando DEL C.E.D.E.

4.3.1.3. Deriva de piso

Los valores más altos son:

Tabla 176 .

Valores máximos de deriva de piso por efecto del espectro inelástico de diseño del edificio Comando DEL C.E.D.E.

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X m	Y m	Z m
STORY4	ESPECTRO Max	21	Max Drift Y	0.00622	0.00	3.15	4.50
STORY5	ESPECTRO Max	153	Max Drift X	0.0052	36.00	0.00	7.40
STORY5	ESPECTRO Max	21	Max Drift Y	0.00519	0.00	3.15	7.40
STORY3	ESPECTRO Max	27	Max Drift Y	0.00391	6.00	3.15	1.60
STORY4	ESPECTRO Max	22	Max Drift X	0.00376	48.00	16.35	4.50
STORY2	ESPECTRO Max	27	Max Drift Y	0.00273	6.00	3.15	1.00
STORY3	ESPECTRO Max	24	Max Drift X	0.00182	6.00	16.35	1.60
STORY2	ESPECTRO Max	24	Max Drift X	0.00121	6.00	16.35	1.00
STORY1	ESPECTRO Max	27	Max Drift Y	0.00115	6.00	3.15	0.60
STORY1	ESPECTRO Max	24	Max Drift X	0.00049	6.00	16.35	0.60

En la Tabla 176, se aprecia que el valor más alto de deriva de piso corresponde al Piso 4 (Primer piso real) en la dirección Y. El segundo valor está en el Piso 5 y en el mismo punto que sucedió para el caso estático, siendo éste inclusive un poco menor.

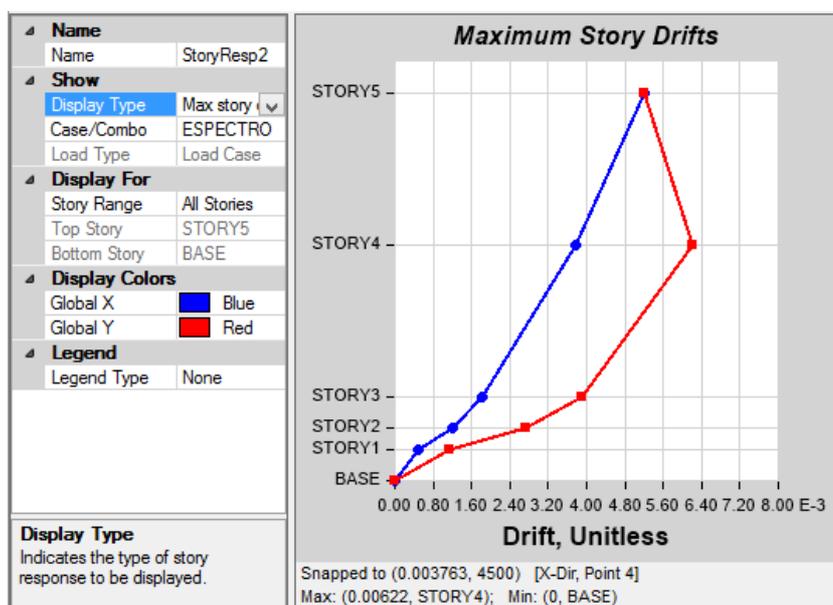
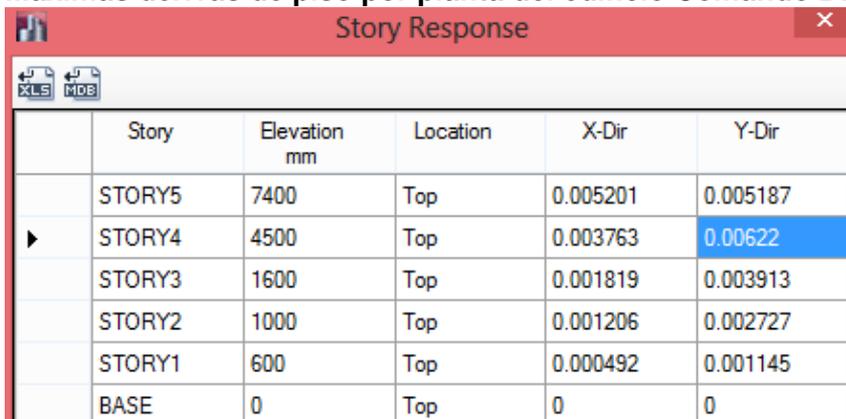


Figura 232 . Máximas derivas de piso por planta del edificio Comando DEL C.E.D.E.

Tabla 177.
Máximas derivas de piso por planta del edificio Comando DEL C.E.D.E.



	Story	Elevation mm	Location	X-Dir	Y-Dir
	STORY5	7400	Top	0.005201	0.005187
▶	STORY4	4500	Top	0.003763	0.00622
	STORY3	1600	Top	0.001819	0.003913
	STORY2	1000	Top	0.001206	0.002727
	STORY1	600	Top	0.000492	0.001145
	BASE	0	Top	0	0

La deriva inelástica se la calcula con:

$$\Delta_{ine.} = 0.75R * \Delta_e.$$

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * 8 * 0.00622$$

$$\Delta_{ine.} = \mathbf{0.03732}$$

La deriva de piso inelástica es superior a 0.025; por tanto, se asume que habría un daño completo de la estructura.

5. Hostería Del Fuerte Militar “San Jorge”

5.1. Modos de vibrar

5.1.1. Interpretación de resultados

Tabla 1778.
Participación modal de los Modos de vibración de la hostería del Fuerte Militar
“SAN JORGE”

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.575	0.8959	0.0000	0.8959	0.0000	0.0043	0.0043
2	0.468	0.0036	0.0082	0.8995	0.0082	0.9009	0.9052
3	0.454	0.0000	0.8903	0.8995	0.8985	0.0079	0.9131
4	0.220	0.0632	0.0003	0.9627	0.8989	0.0000	0.9131
5	0.179	0.0299	0.0048	0.9926	0.9036	0.0003	0.9134
6	0.160	0.0000	0.0018	0.9926	0.9054	0.0760	0.9894
7	0.152	0.0053	0.0535	0.9979	0.9589	0.0074	0.9968
8	0.139	0.0020	0.0408	1.0000	0.9996	0.0032	1.0000
9	0.092	0.0000	0.0004	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000
10	0.024	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000
11	0.021	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000
12	0.003	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000

El Modo 1 cuyo período es de 0.575seg corresponde al Modo fundamental en el sentido X de la estructura y constituye el mayor porcentaje de participación de la masa con un 89.59%. Para el sentido Y el Modo fundamental en esta ocasión se lo encuentra en el Modo 3 con un porcentaje de participación total de la masa de 89,03%.

Para el sentido X se sobrepasa el 90% de participación modal acumulada en el cuarto modo (segundo modo) y en el quinto modo para el sentido Y; sin embargo, el segundo modo de vibración en el sentido Y es el séptimo de la Tabla 177 en donde se alcanza el 95.89% de participación de la masa acumulada.

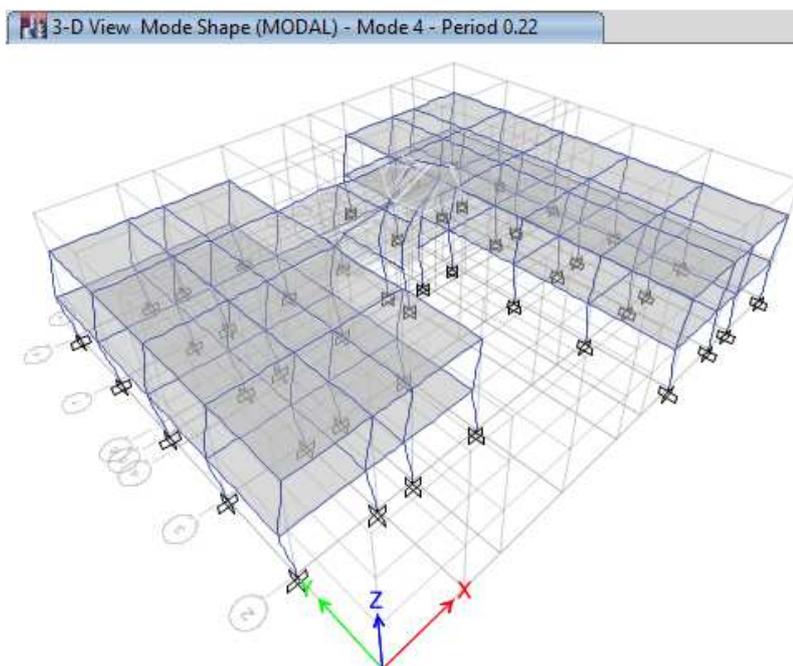


Figura 233. Cuarto Modo de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

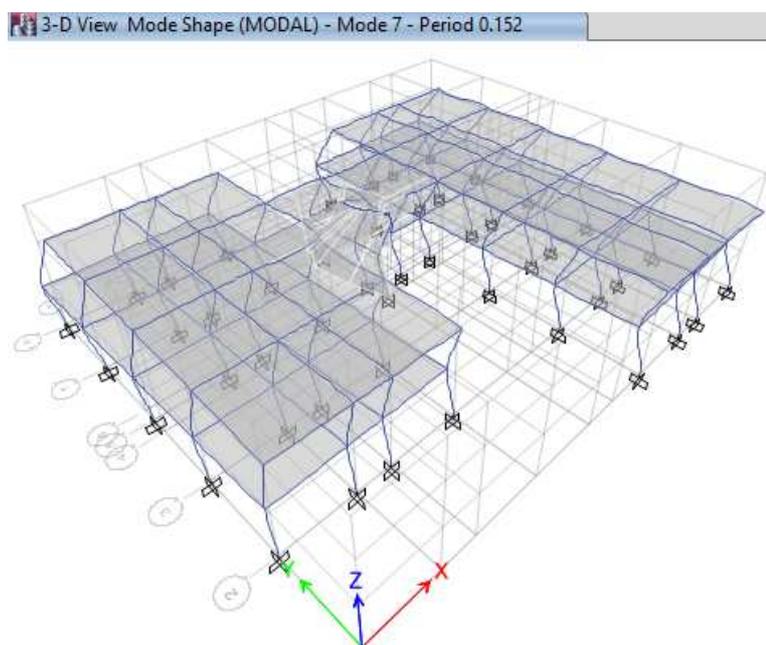


Figura 234. Séptimo Modo de vibración de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE” (segundo real en Y).

El Modo torsional usualmente suele ser el tercer modo dentro de la Tabla, pero en esta ocasión fue el segundo con un 90.09% de participación modal.

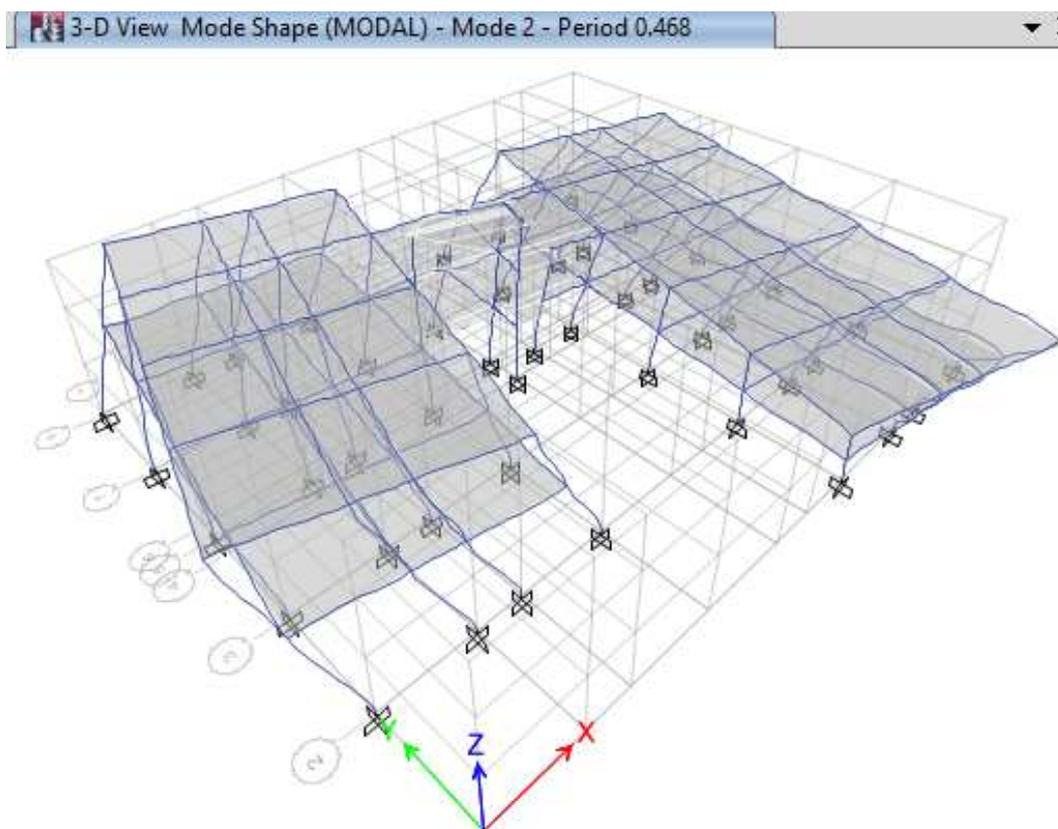


Figura 235. Segundo Modo de vibración de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE” (Torsional).

5.2. Espectro elástico e inelástico

El espectro elástico e inelástico se los obtiene a partir de los valores de las Tablas 179 y 179 que resultan del análisis de la NEC-11.

Tabla 178.

Valores para el cálculo del espectro elástico de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

T (seg)	Sa (g)
0.00	0.480
0.05	0.760
0.10	1.040
0.13	1.190
0.70	1.190
1.00	0.833
1.30	0.640
1.60	0.520
1.90	0.438
2.20	0.378
2.50	0.333
2.80	0.297
3.10	0.268
3.40	0.245
3.70	0.225

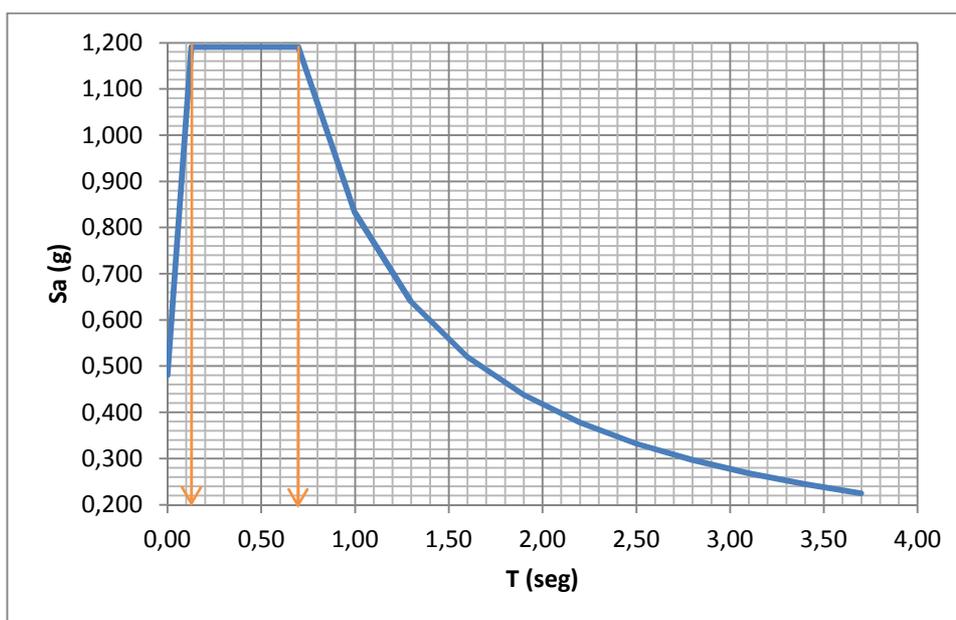


Figura 236. Espectro elástico de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

Tabla 179.

Valores para el cálculo del espectro inelástico de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

T (seg)	Sa (g)
0.00	0.060
0.05	0.095
0.10	0.130
0.13	0.149
0.70	0.149
1.00	0.104
1.30	0.080
1.60	0.065
1.90	0.055
2.20	0.047
2.50	0.042
2.80	0.037
3.10	0.034
3.40	0.031
3.70	0.028

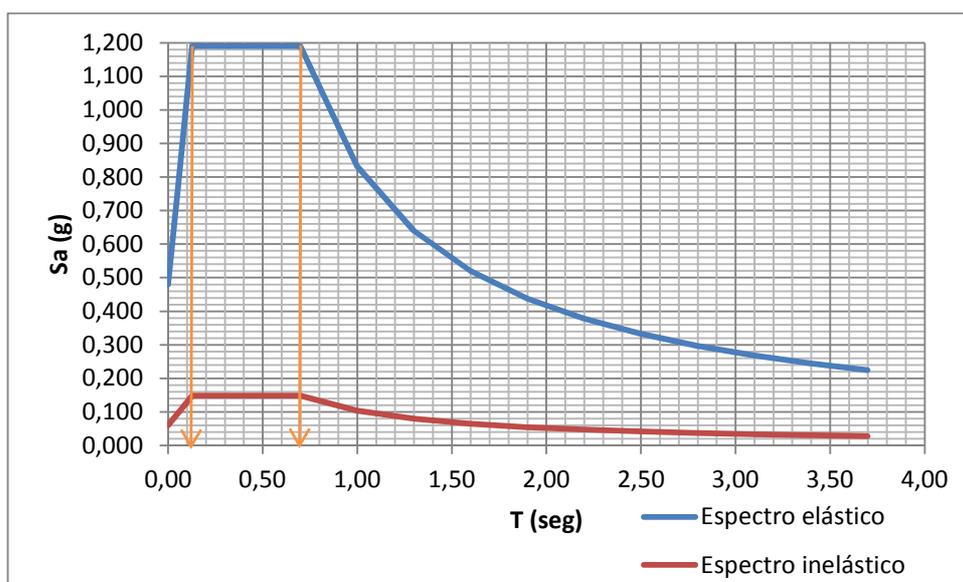


Figura 237. Espectro elástico e inelástico de la hostería del Fuerte Militar "SAN JORGE"

Las combinaciones de carga son:

1. 1.2D + 1.0L + 1.0ESPECTRO
2. 0.9D + 1.0ESPECTRO

5.3. Cortante basal y deriva

5.3.1. Interpretación de resultados

5.3.1.1. Cortante basal dinámico

En la Tabla 180 se identifica que el cortante basal total dinámico tanto para X como para Y es prácticamente el mismo y este valor es un poco mayor al 80% del Cortante Basal estático obtenido que es de 95.96 T; sin embargo, no supera el 85% para el caso de esta estructura irregular, por lo que este cortante dinámico será afectado por un factor.

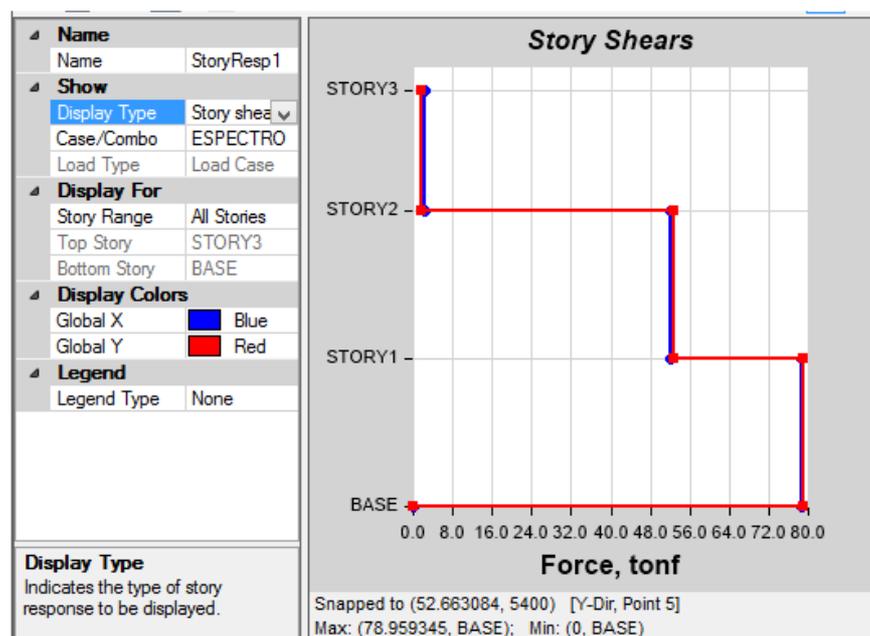


Figura 238. Cortante basal dinámico acumulado en X é Y por piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

Tabla 180.

Cortante basal acumulado en X é Y por piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
STORY3	7.60	Top	2.34	1.76
STORY2	5.40	Top	52.18	52.66
STORY1	2.70	Top	78.78	78.96
BASE	0.00	Top	0.00	0.00

Los nuevos valores del cortante basal dinámico corresponden al 85.46% en la dirección X y 85.66% en la dirección Y con respecto al cortante basal estático. Los valores se muestran en la Tabla 181.

Tabla 181.

Nuevo cortante basal acumulado en X é Y por piso de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
STORY3	7.60	Top	2.44	1.83
STORY2	5.40	Top	54.32	54.82
STORY1	2.70	Top	82.01	82.20
BASE	0.00	Top	0.00	0.00

5.3.1.2. Desplazamientos

Los valores de los desplazamientos por planta de la Hostería son:

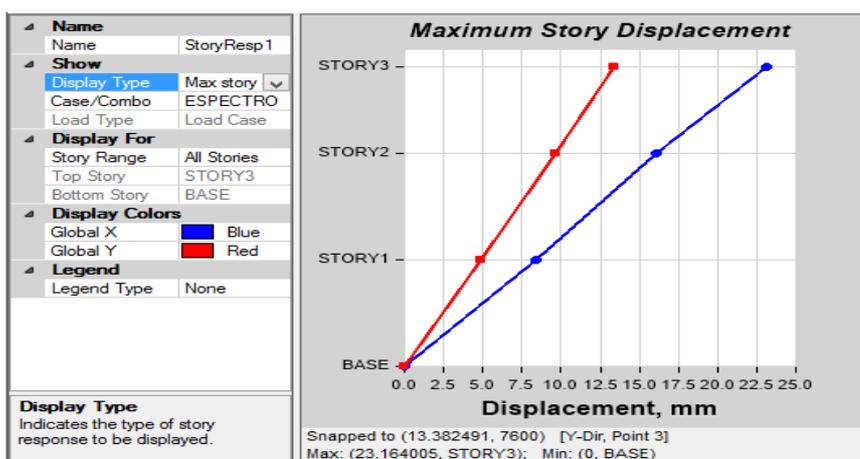


Figura 239. . Máximos desplazamientos por planta en ambas direcciones de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

Tabla 182.

Máximos desplazamientos por planta en ambas direcciones de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

	Story	Elevation mm	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
▶	STORY3	7600	Top	23.2	13.4
	STORY2	5400	Top	16	9.6
	STORY1	2700	Top	8.4	4.9
	BASE	0	Top	0	0

Se debe tomar en cuenta que el Piso 3 realmente comprende el Tapa gradas únicamente.

5.3.1.3. Deriva de piso

Los valores por efecto del Espectro inelástico son:

Tabla 183.

Valores máximos deriva de piso de hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X	Y	Z
					m	m	m
STORY3	ESPECTRO Max	16	Max Drift X	0.00354	14.00	13.40	7.60
STORY1	ESPECTRO Max	15	Max Drift X	0.0031	28.50	0.00	2.70
STORY2	ESPECTRO Max	16	Max Drift X	0.00293	14.00	13.40	5.40
STORY3	ESPECTRO Max	7	Max Drift Y	0.0021	10.00	14.40	7.60
STORY1	ESPECTRO Max	15	Max Drift Y	0.00181	28.50	0.00	2.70
STORY2	ESPECTRO Max	11	Max Drift Y	0.00179	0.00	4.80	5.40

Los valores obtenidos en la Tabla 183 muestran un valor máximo de deriva de piso de 0.00354 que es ligeramente mayor al 0.003514 obtenido en el análisis estático; sin embargo, están resaltados los 3 valores subsiguientes que corresponden a los mismos sitios, pisos y sentidos de los resultados obtenidos sin el espectro de diseño, todas las derivas dinámicas son menores a las del análisis estático.

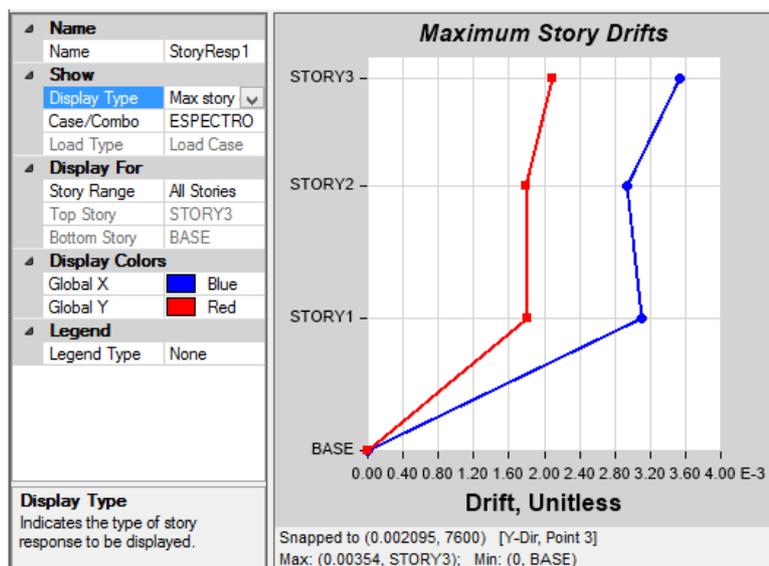


Figura 240. Máximas derivas de piso por planta de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

Tabla 184.

Máximas derivas de piso por planta de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

Story	Elevation mm	Location	X-Dir	Y-Dir
STORY3	7600	Top	0.00354	0.002095
STORY2	5400	Top	0.00293	0.001785
STORY1	2700	Top	0.003097	0.001808
BASE	0	Top	0	0

La deriva inelástica se la calcula con:

$$\Delta_{ine.} = 0.75R * \Delta_e.$$

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * 8 * 0.00354$$

$$\Delta_{ine.} = \mathbf{0.02124}$$

La deriva de piso inelástica debe ser menor a 0.020. Por lo que se está ligeramente sobre la base. De acuerdo al comité VISIÓN 2000 en la Tabla 52 se tendría un daño extensivo de la estructura en caso de sismo.

6. Aulas del C.E.D.E.

6.1. Modos de vibrar

6.1.1. Interpretación de resultados

Tabla 185.

Participación modal de los Modos de vibración de las aulas del C.E.D.E.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.771	0.9997	0.0001	0.9997	0.0001	0.0002	0.0002
2	0.759	0.0002	0.9816	0.9999	0.9817	0.0183	0.0185
3	0.682	0.0001	0.0183	1.0000	1.0000	0.9815	1.0000

El Modo 1 de vibración es el fundamental de la Estructura con un período de 0.771seg. Para este caso está en sentido X y la masa supera el 90% siendo 99.97%. El Modo 2 es el período fundamental de la Estructura en el sentido Y con un porcentaje de participación de la masa de 98.16%.

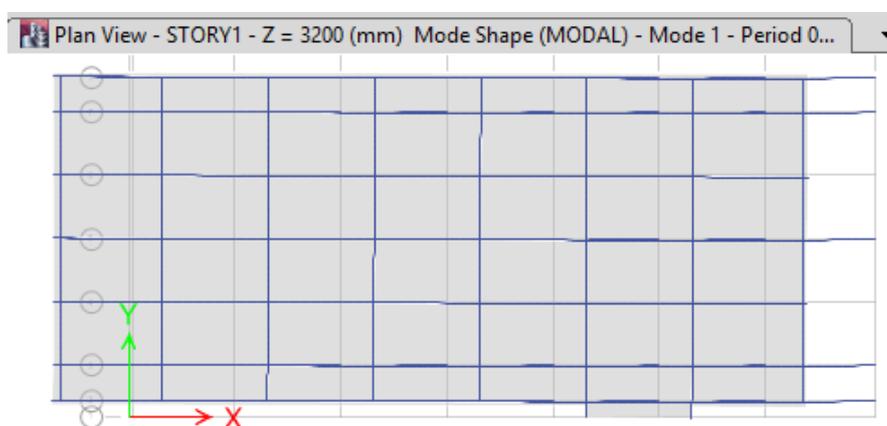


Figura 241. Primer Modo o Fundamental de la estructura de las aulas del C.E.D.E.

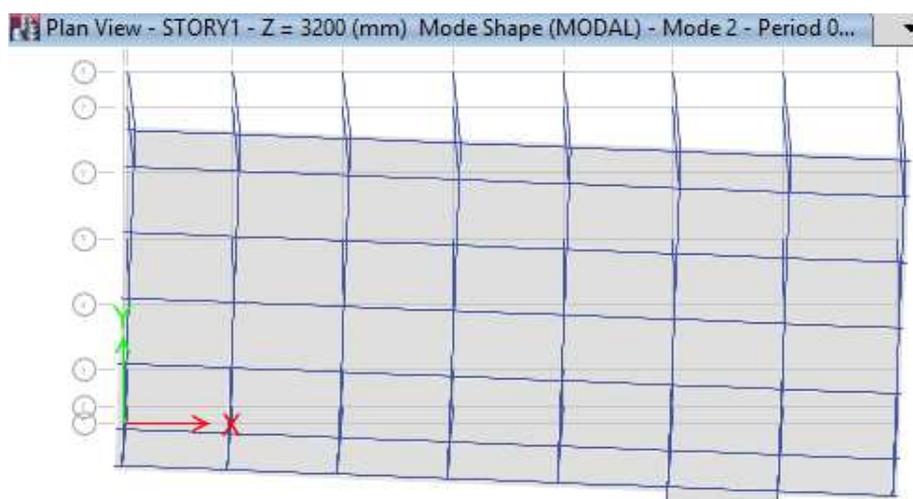


Figura 242. Modo fundamental de Vibración en el sentido Y de las aulas del C.E.D.E.

El Modo torsional corresponde al Modo 3 de la Tabla 185 y el porcentaje de participación de la masa es de 98.15%.

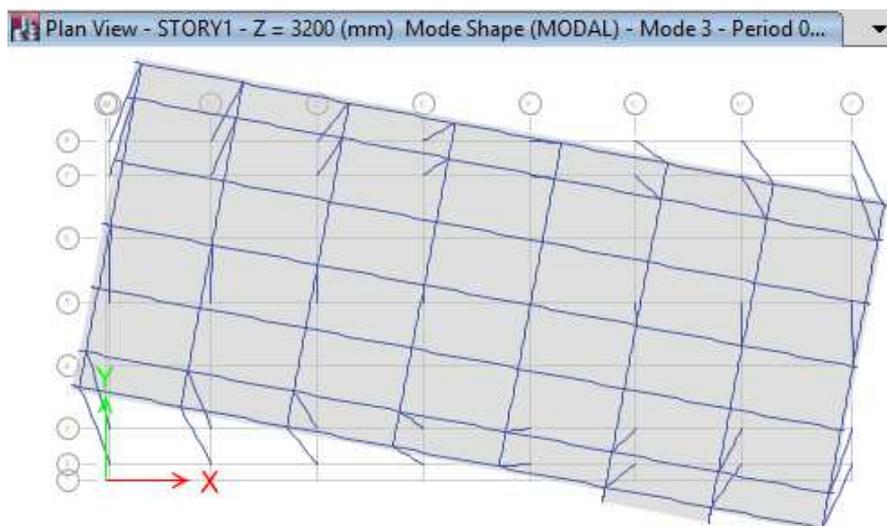


Figura 243. Modo torsional de vibración de las aulas del C.E.D.E.

6.2. Espectro elástico e inelástico

En las Tablas 186 y 187 se indican los valores del Período y Aceleración para la determinación de los espectros elástico e inelástico, respectivamente.

Tabla 186.

Valores para el cálculo del espectro elástico de las aulas del C.E.D.E.

T (seg)	Sa (g)
0.00	0.480
0.05	0.760
0.10	1.040
0.13	1.190
0.70	1.190
1.00	0.833
1.30	0.640
1.60	0.520
1.90	0.438
2.20	0.378
2.50	0.333
2.80	0.297
3.10	0.268
3.40	0.245
3.70	0.225

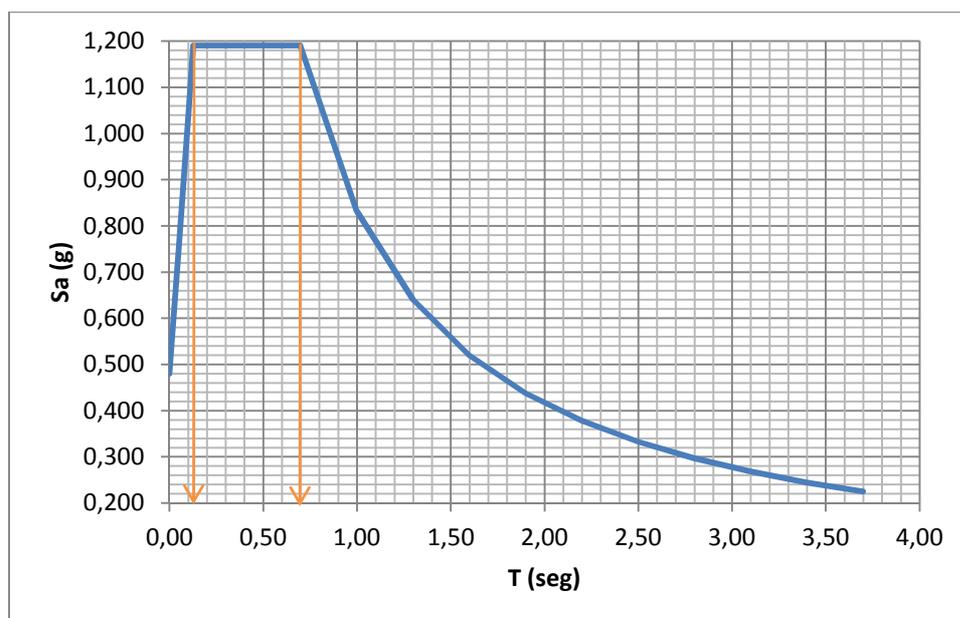


Figura 244. Espectro elástico de las aulas del C.E.D.E.

Tabla 187.
Valores para el cálculo del espectro inelástico de las aulas del C.E.D.E.

T (seg)	Sa (g)
0.00	0.060
0.05	0.095
0.10	0.130
0.13	0.149
0.70	0.149
1.00	0.104
1.30	0.080
1.60	0.065
1.90	0.055
2.20	0.047
2.50	0.042
2.80	0.037
3.10	0.034
3.40	0.031
3.70	0.028

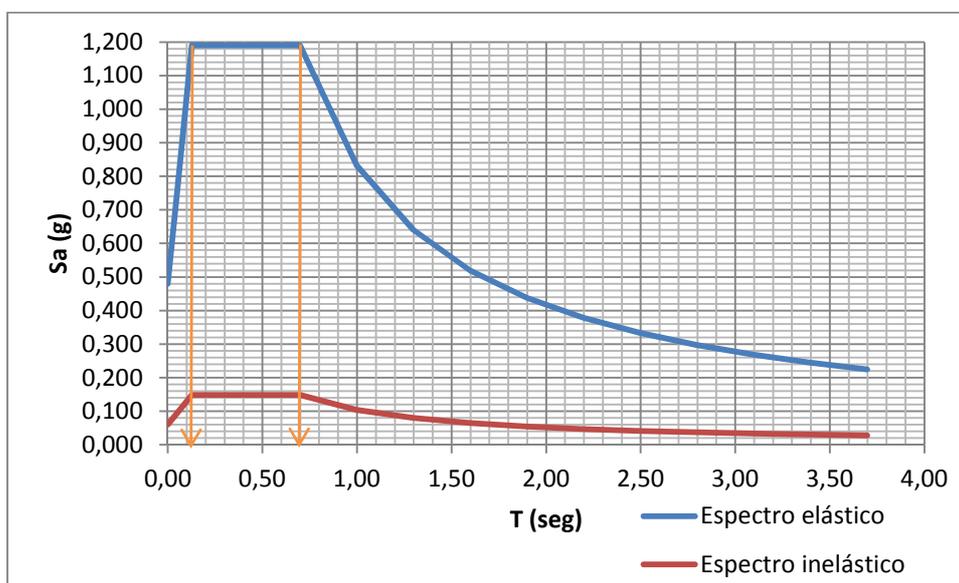


Figura 245. Espectro elástico e inelástico de las aulas del C.E.D.E.

Las combinaciones de carga son:

1. $1.2D + 1.0L + 1.0ESPECTRO$
2. $0.9D + 1.0ESPECTRO$

6.3. Cortante basal y deriva

6.3.1. Interpretación de resultados

6.3.1.1. Cortante basal dinámico

El Cortante basal dinámico es de 72.32 T en el sentido Y, de acuerdo a la Tabla 188 y en el sentido X es prácticamente el mismo valor. En este caso que se trata de una estructura de una sola planta en la que el Cortante basal es mayor en un 2.7% con respecto al estático.

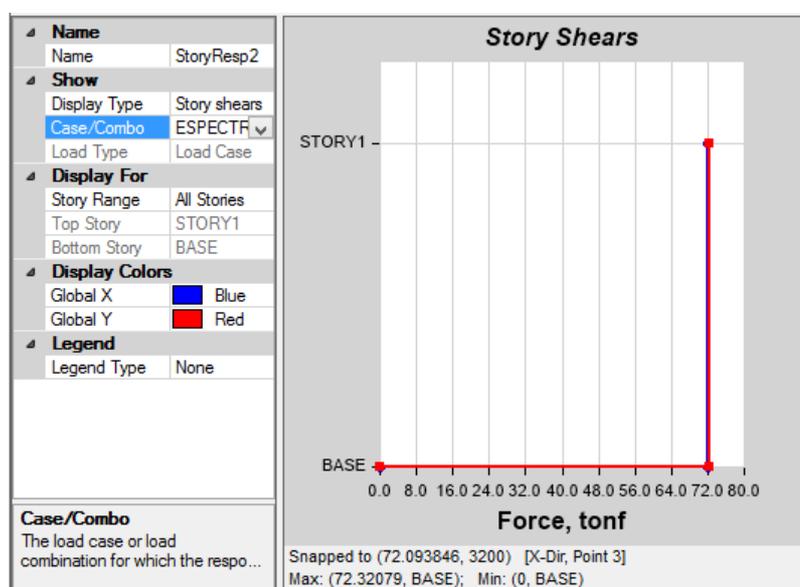


Figura 246. . Cortante basal dinámico acumulado en X é Y por piso de las aulas del C.E.D.E.

Tabla 188.

Cortante basal acumulado en X é Y por piso de las aulas del C.E.D.E.

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		tonf	tonf
STORY1	3.20	Top	72.09	72.32
BASE	0.00	Top	0.00	0.00

Por el motivo señalado en el párrafo superior se realizará una corrección en el caso de carga denominado ESPECTRO para que este valor disminuya

y sea similar al estático, de la misma forma como se hizo con el DORMITORIO DE VOLUNTARIOS Y SALA DE USO MÚLTIPLE DE LA A.G.E.

Tabla 189.

Cortante basal corregido en X é Y por piso de las aulas del C.E.D.E.

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	mm		tonf	tonf
STORY1	3.20	Top	70.16	70.38
BASE	0.00	Top	0.00	0.00

Los nuevos valores obtenidos del Cortante basal dinámico de la Tabla 189 ahora están dentro de lo que establece la Norma.

6.3.1.2. Desplazamientos

Los valores de los desplazamientos de esta estructura de un solo piso son:

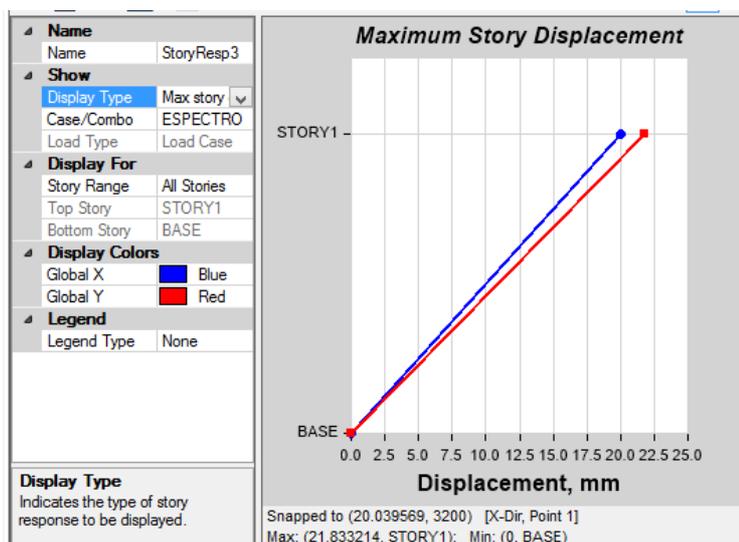


Figura 247. Máximos desplazamientos en ambas direcciones de las aulas del C.E.D.E.

Tabla 190.

Máximos desplazamientos en ambas direcciones de las aulas del C.E.D.E.

Story Response					
	Story	Elevation mm	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
▶	STORY1	3200	Top	20	21.8
	BASE	0	Top	0	0

6.3.1.3. Deriva de piso

Los valores que calcula el programa ETABS son:

Tabla 191.

Valores máximos de deriva de piso de las aulas del C.E.D.E.

TABLE: Story Drifts							
Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X m	Y m	Z m
STORY1	ESPECTRO Max	24	Max Drift Y	0.00681	42.25	2.90	3.20
STORY1	ESPECTRO Max	8	Max Drift X	0.00626	0.275	0.90	3.20

El valor máximo de deriva de piso es de 0.00681, que es un poco mayor al obtenido en el análisis estático. El punto de aplicación y el sentido es el mismo.

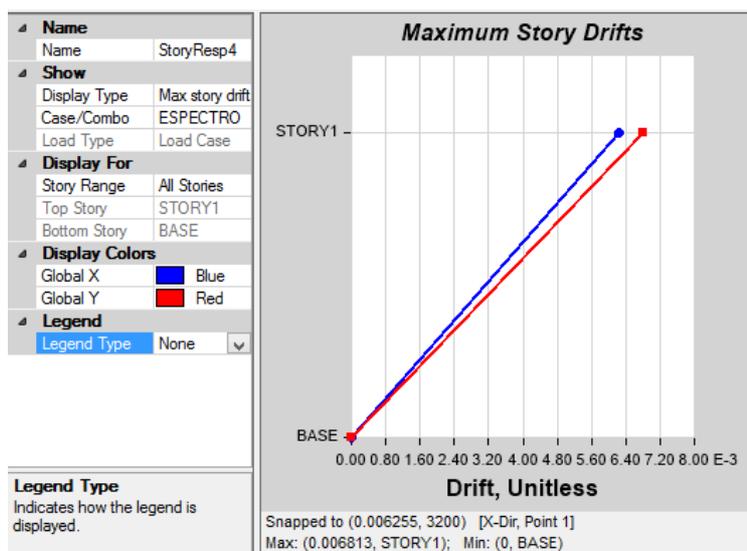


Figura 248. Máximas derivas de piso de las aulas del C.E.D.E.

Tabla 192.

Máximas derivas de piso de las aulas del C.E.D.E.

Story	Elevation mm	Location	X-Dir	Y-Dir
STORY1	3200	Top	0.006255	0.006813
BASE	0	Top	0	0

La deriva inelástica es:

$$\Delta_{ine.} = 0.75R * \Delta_e.$$

$$\Delta_{ine.} = 0.75 * 8 * 0.006813$$

$$\Delta_{ine.} = \mathbf{0.04088}$$

La deriva de piso inelástica es mayor a 0.025, lo que indica un daño completo de la estructura.

7. Acelerogramas

La NEC-11 determina que los acelerogramas se desarrollan para suelos de perfil tipo F y éstos deben ser representativos de sismos ocurridos en el sitio de análisis. Esto no quiere decir que no se pueda realizar un análisis paso a paso en el tiempo para otro tipo de suelo, sino que se le da importancia en el diseño estructural para esos casos especiales en los que hay mayor riesgo de daño a causa de un sismo.

La Norma ecuatoriana de la construcción señala además que para realizar el análisis en el tiempo se debe contar con por lo menos 3 registros acelerográficos de sismos en las dos direcciones horizontales. Dado que se tienen los datos del espectro elástico de aceleraciones para la zona considerada, se tomarán los valores que el Ing. Paúl Guerrero utilizó en su tesis y que corresponden a sismos de Perú, Colombia y Chile.

El programa DEGTRA nos da la facilidad de representar los acelerogramas y el espectro de respuesta para aceleraciones que nos interesa. Estos datos serán copiados a Excel para representar en una sola figura su relación con el Espectro obtenido de la NEC-11. La Figura 255 muestra todos los espectros de los sismos considerados más el de la NEC-11.

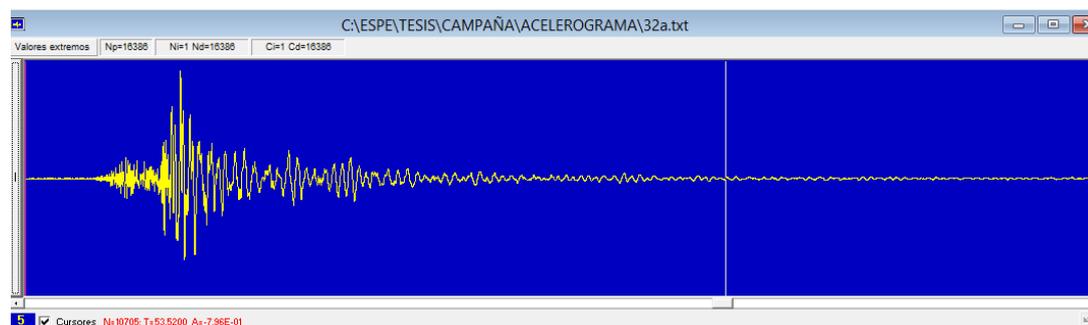


Figura 249. Acelerograma Sismo en Colombia sentido E-W.

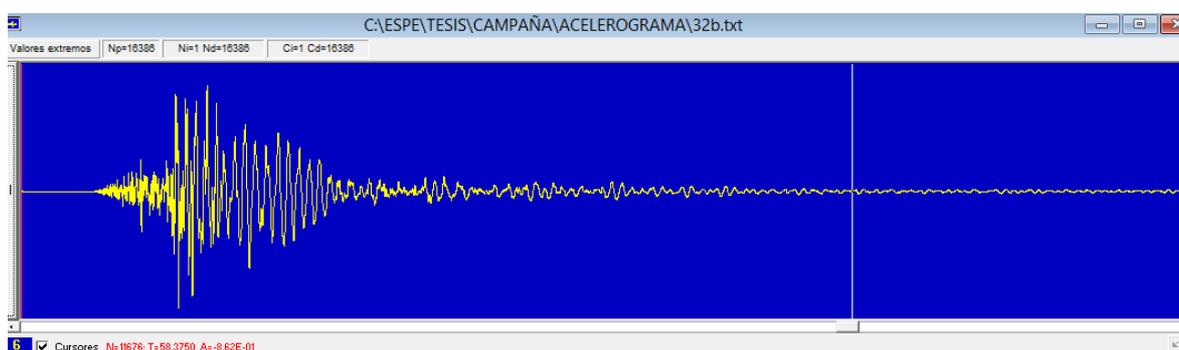


Figura 250. Acelerograma Sismo en Colombia sentido N-S.

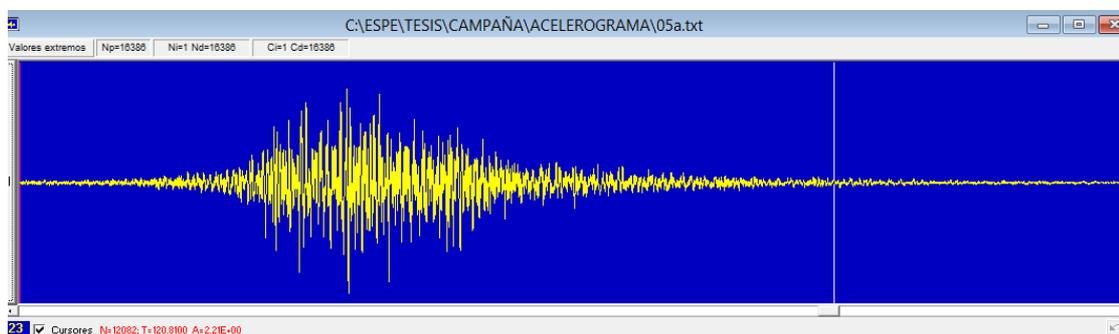


Figura 251. Acelerograma Sismo en Perú sentido E-W.

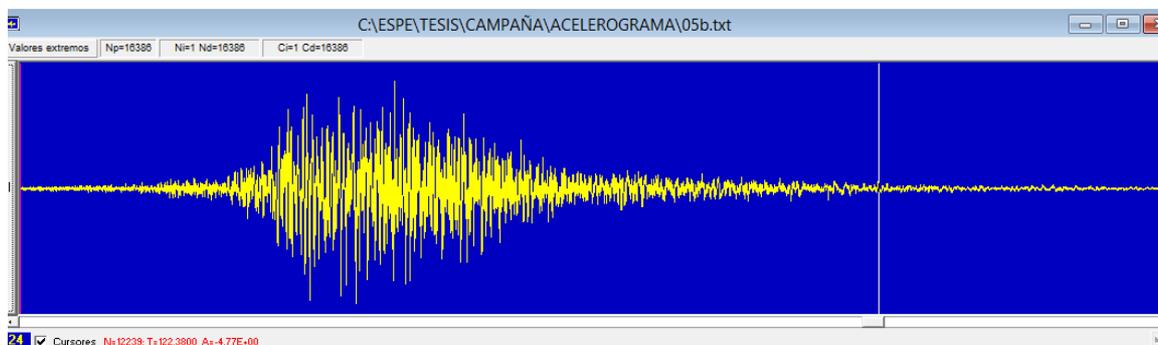


Figura 252. Acelerograma Sismo en Perú sentido N-S.

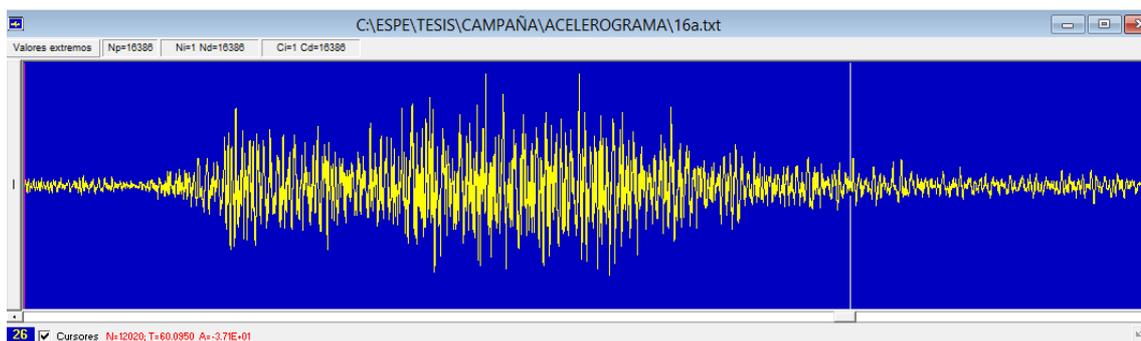


Figura 253. Acelerograma Sismo en Chile dirección 100°.

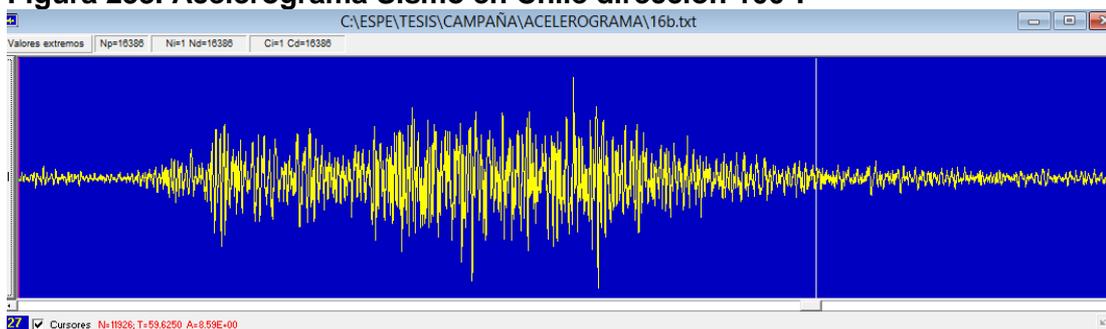


Figura 254. Acelerograma Sismo en Chile dirección 10°.

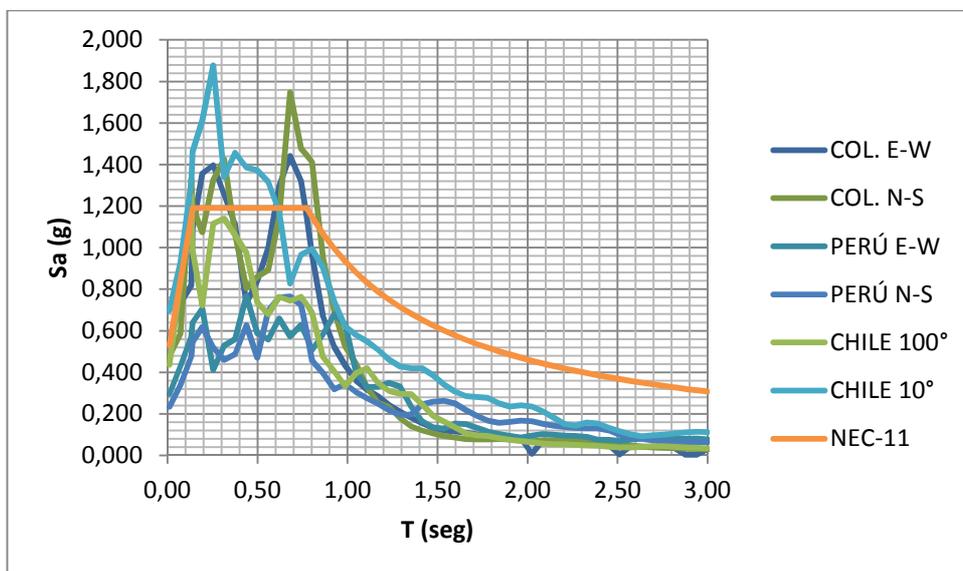


Figura 255. Espectros de respuesta elásticos obtenidos con DEGTRA

Es necesario sin embargo obtener un factor de escala para ajustar los espectros obtenidos con el de la NEC-11.. Para esto se aplica la siguiente ecuación: (Medina, Diana, 2014)

$$fe = \frac{S_a}{S_s}$$

Donde:

S_a : aceleración espectral elástica obtenida con el NEC-11

S_s : aceleración espectral elástica obtenida de los registros acelerográficos para el período T_c .

Los factores de escala obtenidos se indican en la Tabla 3.47.

Tabla 193.
Factores de escala para los sismos considerados

Lugar y Dirección	fe	fe Asumido
Colombia E-W	1.041	1.041
Colombia N-S	0.824	
Perú E-W	2.098	2.098
Perú N-S	2.015	
Chile 100°	1.642	1.642
Chile 10°	1.215	

Finalmente este factor de escala se multiplica por los valores de las aceleraciones de los espectros inicialmente obtenidos de los eventos sísmicos considerados y se obtienen otros espectros más ajustados al de la NEC-11 propuesto.

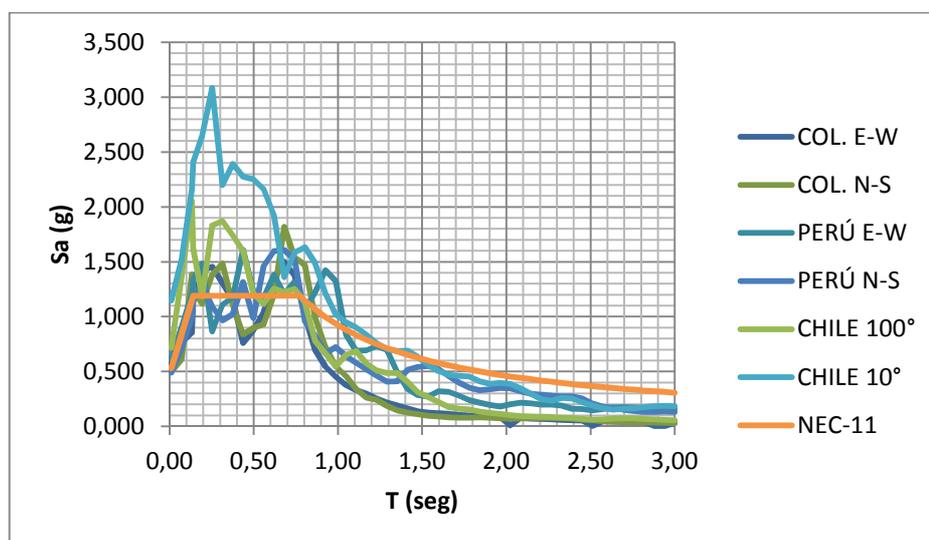


Figura 256. Espectros de respuesta elásticos ajustados

8. Historias en el tiempo

Las historias en el tiempo consiste en un análisis dinámico lineal de la estructura. El programa ETABS proporciona estos resultados, para lo cual básicamente se consideran los acelerogramas descritos anteriormente y cuyos registros proporcionan una respuesta estructural basada en datos de sismos reales.

9. Resultados

Debido a lo dicho en los párrafos anteriores no se van a presentar los resultados del Análisis Historia en el tiempo, dado que no se conoce con certeza el tipo de suelo y en los análisis anteriores se consideraron para todas las estructuras un suelo tipo D únicamente para tener valores con los cuales modelar los edificios. Es poco probable que el suelo sobre el cual se edificaron estas estructuras esté sobre un perfil tipo F.

Además los acelerogramas son aproximados a los reales con los que se debería trabajar; es decir, se debería tener registros acelerográficos del cantón Rumiñahui para obtener resultados adecuados que permitan cotejar toda la información obtenida.

CAPÍTULO IV

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO

Los métodos surgidos para el reforzamiento de estructuras proponen algunas alternativas de acuerdo al tipo de daño sufrido por la misma ante un evento y también obedecen al tipo y geometría de la estructura que va a ser intervenida. Algunos de estos métodos son: muros de corte, cartelas, cable tensor, cable postensado, diagonales rigidizadoras, FRP, encamisado metálico. Es necesario enfocarse en revisar dos de estos métodos que son los más aplicables de acuerdo a los tipos y geometrías de las estructuras que son objeto de este análisis.

El primero es el FRP (Acrónimo del inglés fibre-reinforced polymer que quiere decir polímero reforzado con fibras), este material compuesto de una matriz de polímero la cual se refuerza con fibras de algunas clases es usado comúnmente para reforzar estructuras en las cuales hace falta resistencia de los elementos. Hay que tomar en cuenta que las fibras del FRP deben colocarse en una dirección determinada de acuerdo a la afectación que tenga el elemento a ser reforzado.

El segundo es el método de encamisado metálico usado cuando hace falta rigidez en los elementos y consiste en la colocación de láminas de acero en sus diferentes caras para aumentar dicha rigidez, de acuerdo a la constitución del elemento, por ejemplo, en el caso de vigas se hace un encamisado en U cubriendo las caras laterales y la inferior, en el caso de columnas se hace por lo regular un encamisado completo para aumentar su rigidez en forma total.

Para la resistencia de los elementos de todas las edificaciones se revisará fundamentalmente el diseño estructural, para lo cual se considerará los pórticos más críticos que se presentan, después de haber hecho el análisis.

- 1. Vivienda fiscal para oficiales casados (Bloque Montúfar)**
- 1.1. Resistencia de elementos críticos**

A continuación se presenta las tablas y resultados del diseño del programa ETABS.

Tabla 194.

Área de acero longitudinal por elemento estructural del Bloque Montúfar

	Tipo	Sección (cm x cm)	Acero longitudinal (cm ²)
Columnas	C1	35 x 35	16.08
	C2	35 x 35	18.20
	C3	30 x 30	14.20
	C4	30 x 30	18.20
	C5	30 x 30	10.68
Vigas	V1	25 x 60	Armadura superior: 7.70 Armadura inferior: 5.65

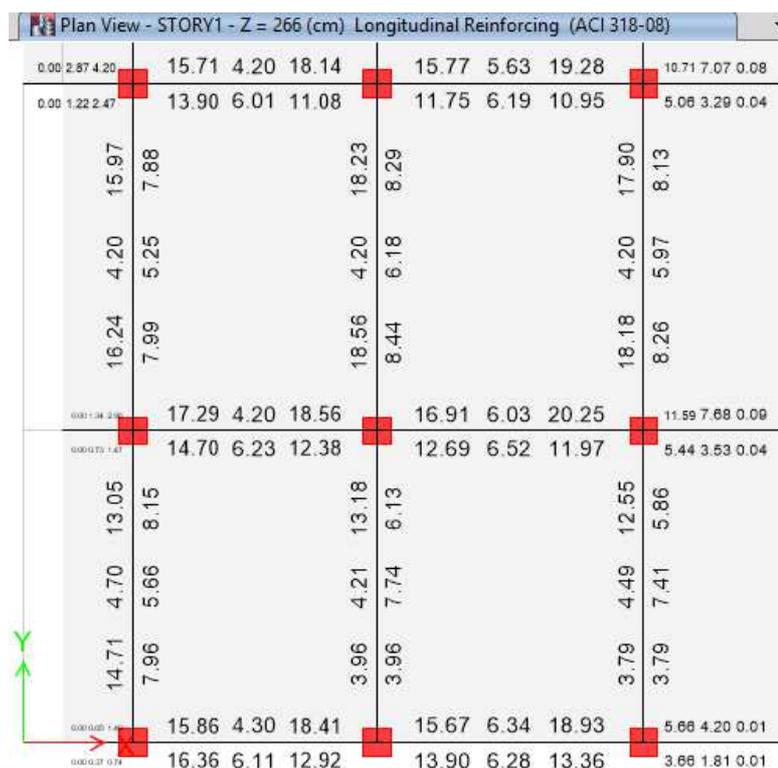


Figura 257. Acero longitudinal en vigas del Bloque Montúfar. Sección más crítica.

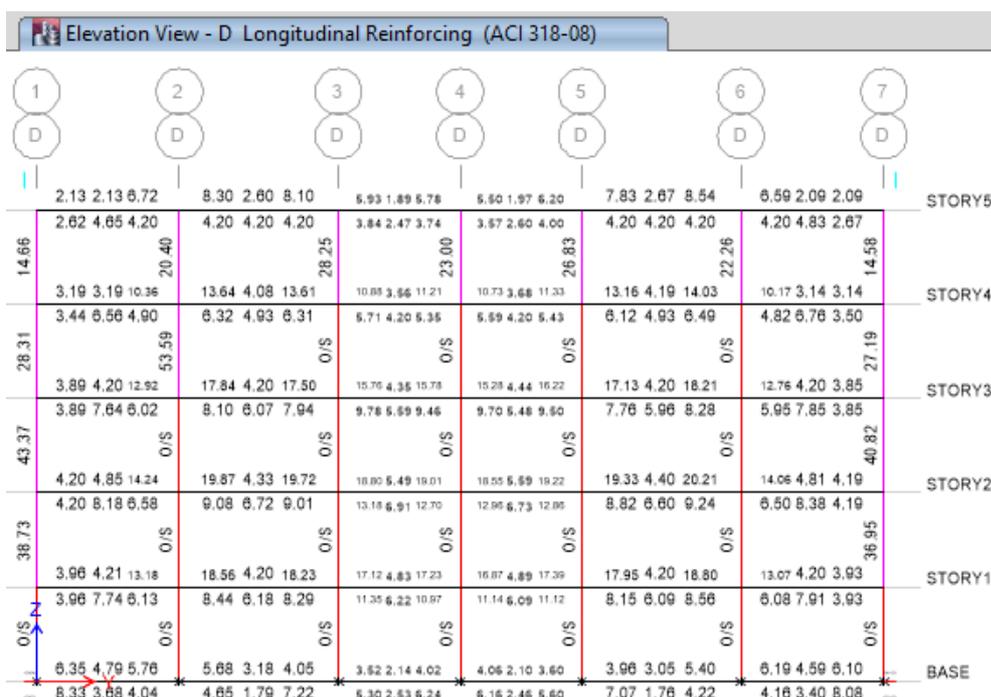


Figura 258.Acero longitudinal en columnas y vigas del Bloque Montúfar. Pórtico D

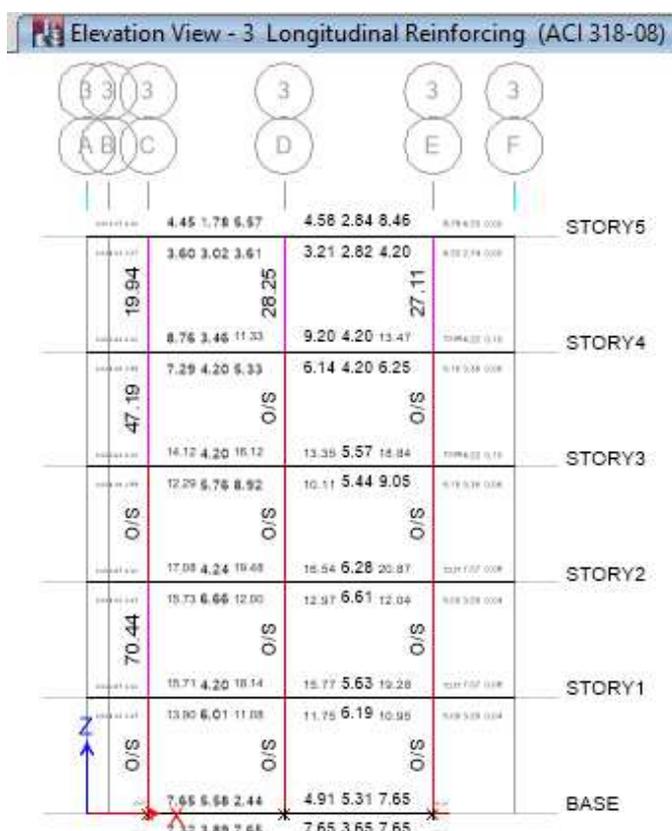


Figura 259.Acero longitudinal en columnas y vigas del Bloque Montúfar. Pórtico 3.

De los resultados revisados se puede observar que las cuantías de acero de refuerzo longitudinal son muy altas en comparación con las que se encuentran en obra por la cual es evidente una falta de acero refuerzo o a su vez una mayor sección en los elementos estructurales.

El método de análisis estático no lineal es un parámetro más que permite evaluar la resistencia de los elementos estructurales, ya que a través de éste se puede particularizar el daño producido en dichos elementos debido a la secuencia en la formación de rótulas plásticas. El mismo criterio se repite para todas las estructuras

1.2. Deriva de piso

La deriva de piso calculado por el método FEMA, estático lineal y dinámico lineal son muy superiores al máximo permitido e indican un daño completo de la estructura en caso de sismo según el Comité VISIÓN 2000.

1.3. Método propuesto

Tomando en cuenta los dos puntos antes mencionados y de acuerdo al análisis realizado se van a proponer como alternativas de reforzamiento la colocación de cartelas o pie de amigo de hormigón armado en todas las vigas del volado de 1.85 m. y dos muros de corte en todos los pisos, por la facilidad constructiva que nos brinda este método, los mismos que se construirían para unir las columnas C4 y C5 y las columnas E4 y E5, ubicación que permite controlar el efecto de torsión en el edificio como lo muestra la siguiente figura:

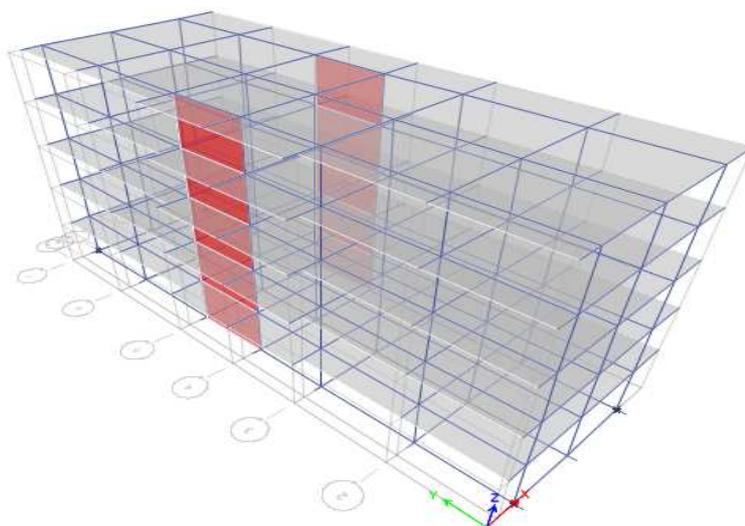


Figura 260.Ubicación de los muros de corte propuestos del Bloque Montúfar.

2. Gimnasio y área deportiva del C.R.O.E

No tiene ningún problema estructural

3. Dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

3.1. Resistencia de elementos críticos

Del diseño del programa ETABS se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 195

Área de acero longitudinal por elemento estructural del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E.

	Tipo	Sección (cm x cm)	Acero longitudinal (cm ²)
Columnas	C1	30x30	16.08
Vigas	V1	20 x 30	Armadura superior: 4.62 Armadura inferior: 3.39

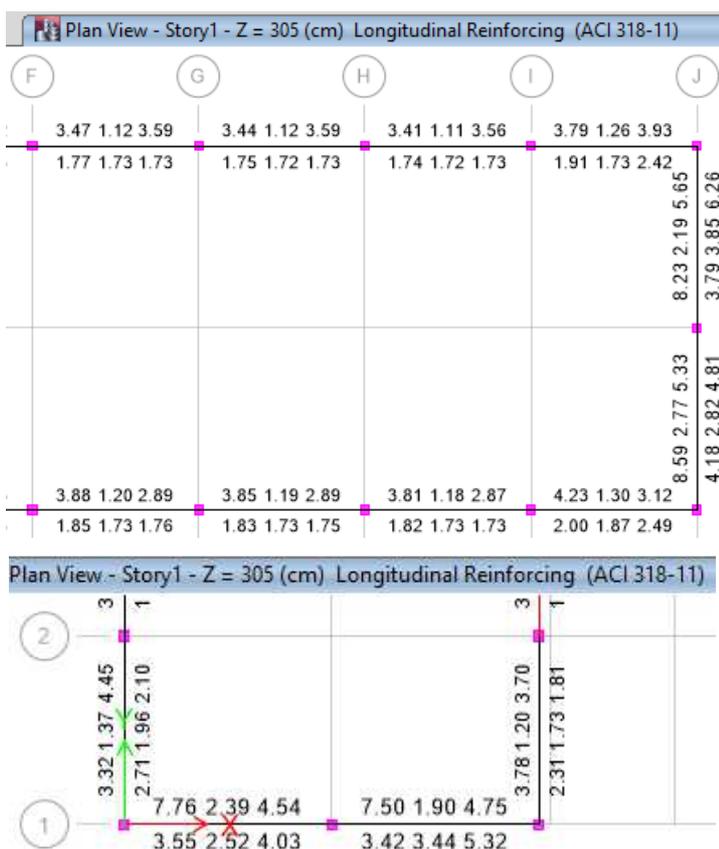


Figura 261. Acero longitudinal en vigas del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Sección más crítica.

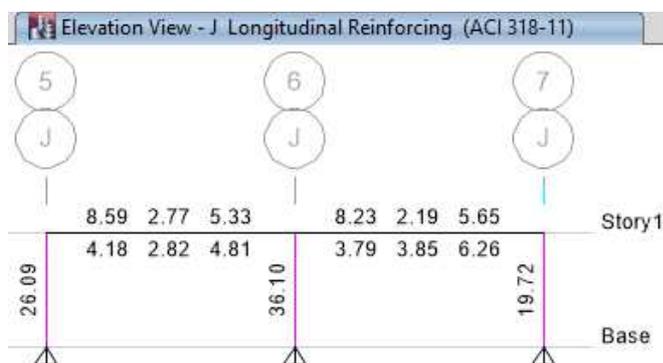


Figura 262. Acero longitudinal en columnas y vigas del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Pórtico J.

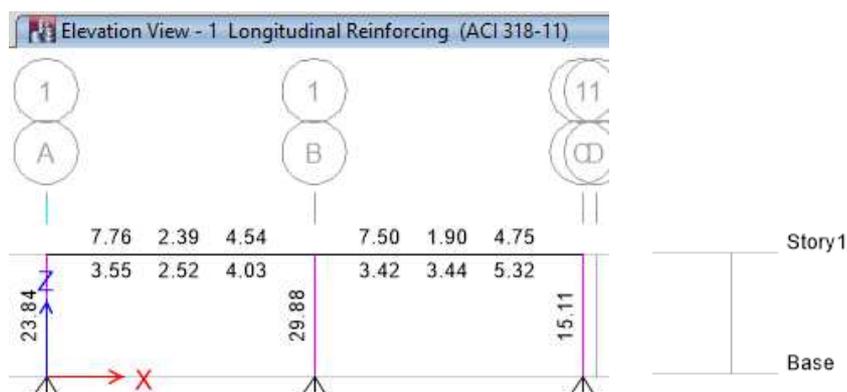


Figura 263. Acero longitudinal en columnas y vigas del dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E. Pórtico 1.

Tomando en cuenta los resultados obtenidos se puede observar que la falta de resistencia en elementos se la encuentra en los pórticos 1 y J debido a que la cuantía de acero del diseño es superior a la constatada en obra.

3.2. Deriva de piso

Utilizando el método FEMA, el análisis estático lineal y análisis dinámico lineal se calcula las derivas de piso las cuales son mayores al máximo permitido lo que indica un daño completo de la estructura en caso de producirse un sismo según el Comité VISIÓN 2000.

3.3. Método propuesto

La alternativa de reforzamiento más viable para esta estructura es la colocación de un encamisado metálico completo en las columnas de los pórticos 1 y J. Además un recubrimiento de FRP en las vigas de estos mismos pórticos.

4. Edificio Comando del C.E.D.E.

4.1. Resistencia de elementos críticos

En los siguientes gráficos y tabla podemos ver los resultados del diseño del programa ETABS:

Tabla 196.
Área de acero longitudinal por elemento estructural del edificio Comando del C.E.D.E.

	Tipo	Sección (cm x cm)	Acero longitudinal (cm ²)
Columnas	C1	60 x 40	36.18
	C2	40 x 40	24.12
	C3	40 x 40	20.36
	C4	40 x 30	17.28
	C5	C.C. D= 50	24.12
Vigas	V1	40 x 70	Armadura superior: 12.70 Armadura inferior: 25.12
	V2	40 x 30	Armadura superior: 15.58 Armadura inferior: 6.16
	V3	40 x 30	Armadura superior: 10.05 Armadura inferior: 12.05
	V4	40 x 30	Armadura superior: 17.46 Armadura inferior: 6.16
	V5	40 x 30	Armadura superior: 10.78 Armadura inferior: 6.16
	V6	40 x 30	Armadura superior: 6.06 Armadura inferior: 6.16
	V7	40 x 30	Armadura superior: 9.24 Armadura inferior: 6.16
	V8	40 x 30	Armadura superior: 6.16 Armadura inferior: 13.78
	V9	40 x 30	Armadura superior: 8.04 Armadura inferior: 17.46
	V10	30 x 30	Armadura superior: 6.16 Armadura inferior: 4.62

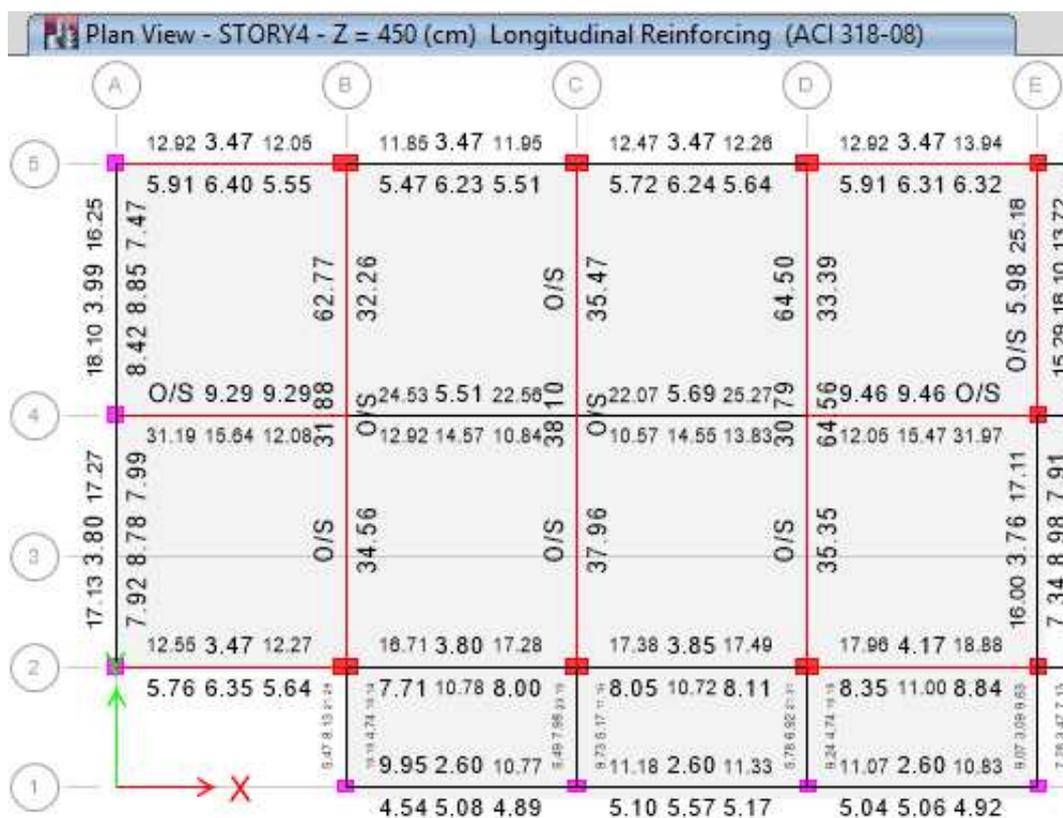


Figura 264. Acero longitudinal en vigas del edificio Comando del C.E.D.E. Sección más crítica.

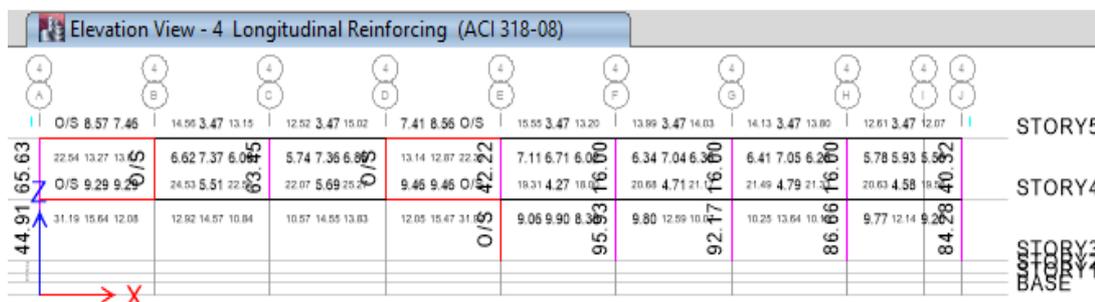


Figura 265. Acero longitudinal en columnas y vigas del edificio Comando del C.E.D.E. Pórtico 4.

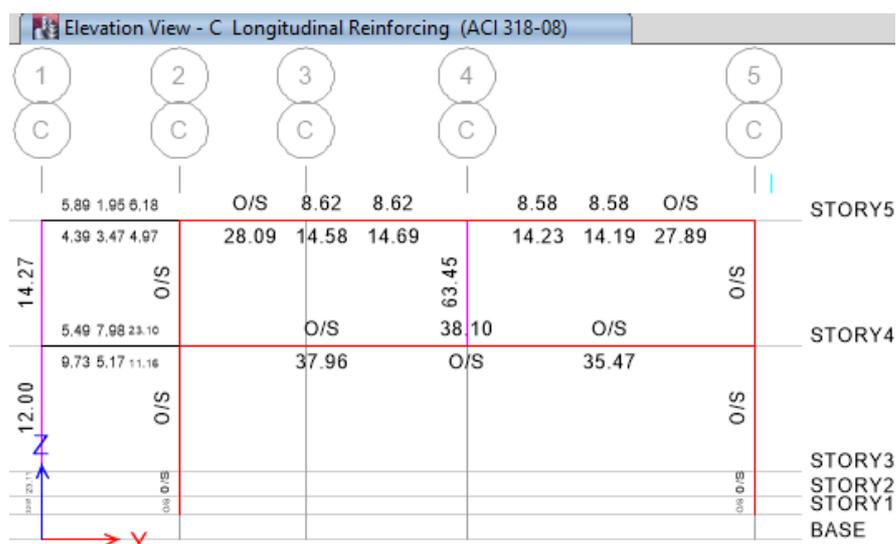


Figura 266. Acero longitudinal en columnas y vigas del edificio Comando del C.E.D.E. Pórtico C.

El primer daño importante de esta estructura por falta de resistencia se origina en la viga del eje 4 del piso 1 como se puede observar en las figuras antes presentadas. El análisis Pushover dio como resultado la formación de las primeras rótulas plásticas en este mismo elemento. Adicionalmente las vigas internas de los ejes B, C y D presentan también poca resistencia que se evidencia por la gran cantidad de acero de refuerzo longitudinal que se obtiene en el diseño con el programa ETABS.

El error en el diseño de colocar 3 columnas apoyadas únicamente en la viga del primer piso, o sea, sin contar con un apoyo en la base genera una sobrecarga en la viga, en las 3 vigas transversales y en todas las columnas de la estructura.

4.2. Deriva de piso

Al calcular la deriva global por el método FEMA y las derivas de piso mediante el análisis estático lineal y análisis dinámico lineal se observa que son superiores al máximo permitido e indican una afectación total de la estructura si se produce un sismo según el Comité VISIÓN 2000.

4.3. Método propuesto

La alternativa de reforzamiento más recomendable para esta estructura es la de colocar un cable tenso en la viga del eje 4 del piso 1 y hacer un

encamisado metálico de las vigas internas de los ejes B, C y D. Además un encamisado de todas las columnas del primer piso.

5. Hostería del Fuerte Militar “San Jorge”

5.1. Resistencia de elementos críticos

Los resultados del diseño del programa ETABS se presentan en la siguiente tabla y gráficos:

Tabla 197.

Área de acero longitudinal por elemento estructural de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”

	Tipo	Sección (cm x cm)	Acero longitudinal (cm ²)
Columnas	C1	40 x 40	16.08
	C2	20 x 30	12.06
Vigas	V1	25 x 40	Armadura superior: 4.62 Armadura inferior: 3.39
	V2	60 x 25	Armadura superior: 7.70 Armadura inferior: 5.65

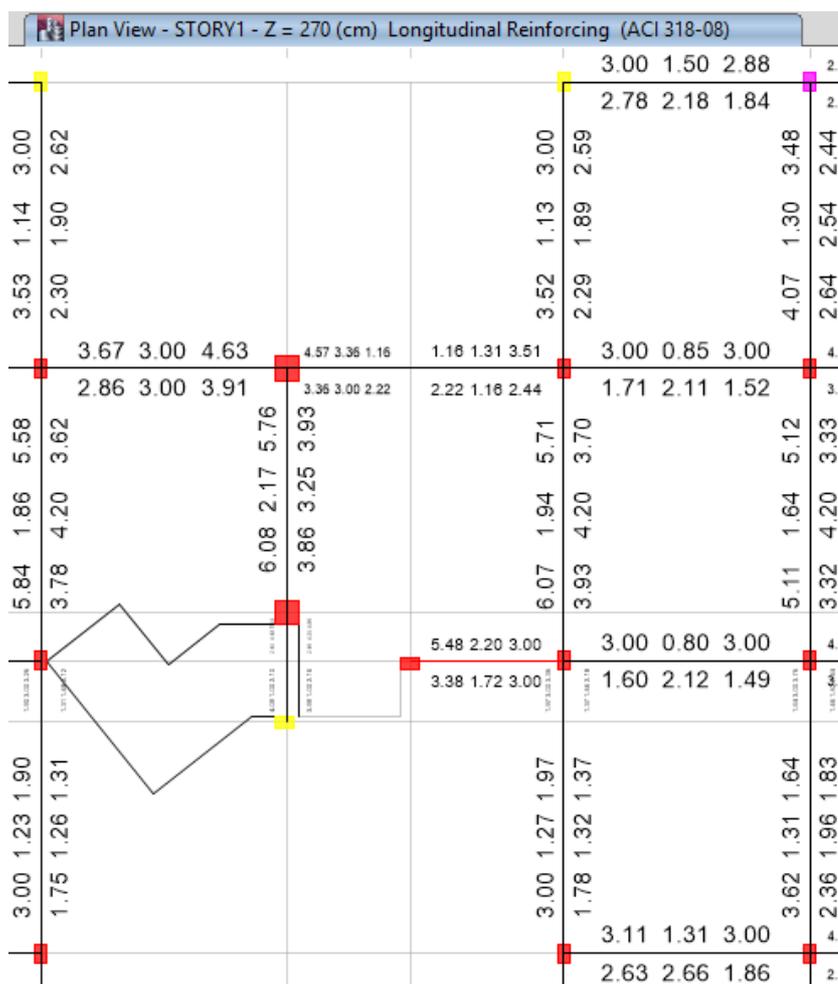


Figura 267. Acero longitudinal en vigas de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Sección más crítica.

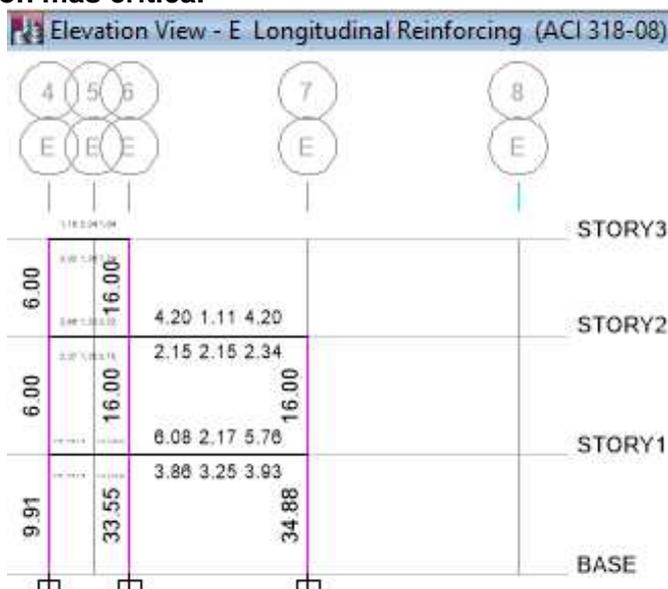


Figura 268. Acero longitudinal en columnas y vigas de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Pórtico E.

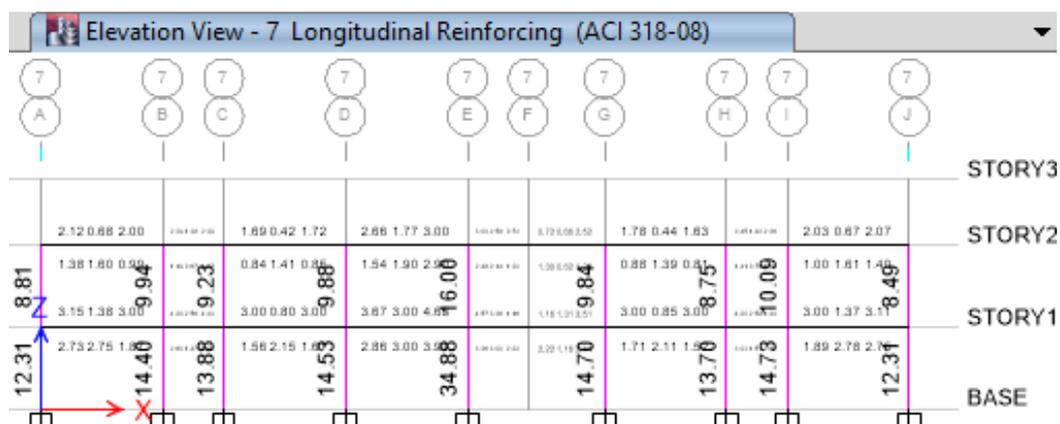


Figura 269. Acero longitudinal en columnas y vigas de la hostería del Fuerte Militar “SAN JORGE”. Pórtico 7.

Para esta estructura, luego del análisis, se observa que tiene daño en todas las columnas del primer piso ya que la cuantía de acero de diseño requerida es mayor a la que se encuentra en obra, mientras que en las vigas no se determinó ningún problema. Con esto se evidencia que el criterio de diseño columna fuerte - viga débil no se cumplió.

5.2. Deriva de piso

Al calcular por el método FEMA, análisis estático lineal y análisis dinámico lineal la deriva de piso se obtuvieron valores mayores al máximo permitido lo que indica, según el Comité VISIÓN 2000, un daño extensivo de la estructura en caso de un sismo.

5.3. Método propuesto

Para reforzar esta estructura la alternativa más recomendable es colocar un encamisado metálico en las cuatro caras de todas las columnas ubicadas en el primer piso.

6. Aulas del C.E.D.E.

6.1. Resistencia de elementos críticos

A continuación se presentan los resultados que reportó el diseño hecho con el programa ETABS:

Tabla 198.

Área de acero longitudinal por elemento estructural de las aulas del C.E.D.E.

	Tipo	Sección (cm x cm)	Acero longitudinal (cm ²)
Columnas	C1	20x20	12.06
	C2	C.C. D= 24	12.06
Vigas	V1	20x40	Armadura superior: 10.30 Armadura inferior: 6.03

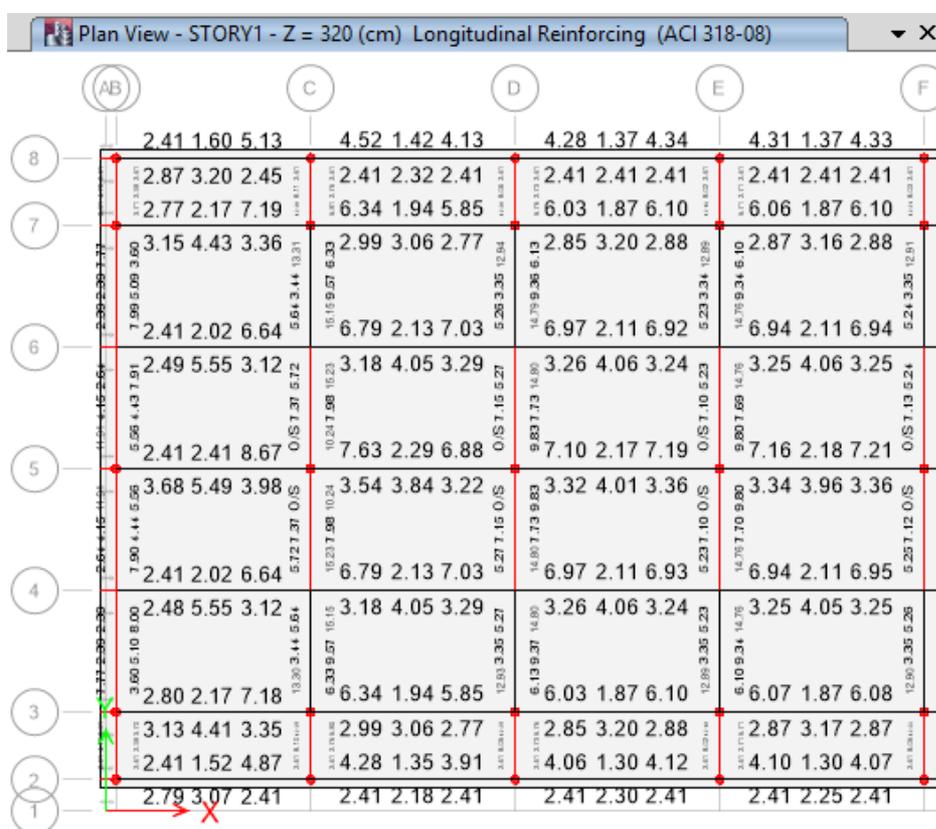


Figura 270. Acero longitudinal en vigas de la dirección X de las aulas del C.E.D.E.

Plan View - STORY1 - Z = 320 (cm) Longitudinal Reinforcing (ACI 318-08)														
13	6.06	1.87	6.10	12	6.16	1.89	5.85	12	5.65	2.17	7.19			
5.23	3.34	12.89	2.87	3.16	2.88	5.24	3.35	12.91	14.78	9.35	6.11			
14.76	9.34	6.10	6.94	2.11	6.94	14.78	9.35	6.11	6.92	2.10	6.86			
0/S	7.10	5.23	3.25	4.06	3.25	0/S	7.13	5.24	3.24	4.09	3.21			
9.80	7.69	14.76	7.16	2.18	7.21	9.82	7.71	14.78	7.28	2.20	6.85			
0/S	7.12	5.09	3.34	3.96	3.36	0/S	7.11	5.09	3.10	3.58	4.05			
5.23	7.10	0/S	7.16	2.18	7.21	5.25	7.12	0/S	9.78	7.65	14.63			
14.76	7.70	9.80	3.34	3.96	3.36	14.78	7.71	9.81	6.59	2.41	8.85			
0/S	7.12	5.09	6.94	2.11	6.95	0/S	7.11	5.09	3.10	3.58	4.05			
5.23	7.10	0/S	7.16	2.18	7.21	5.25	7.12	0/S	9.78	7.65	14.63			
14.76	7.70	9.80	3.34	3.96	3.36	14.78	7.71	9.81	6.59	2.41	8.85			
0/S	7.12	5.09	6.94	2.11	6.95	0/S	7.11	5.09	3.10	3.58	4.05			
3	16	3.25	4.05	3.25	6	19	3.25	4.09	3.21	3	36	3.24	3.74	3.63
5.23	7.10	0/S	7.16	2.18	7.21	5.25	7.12	0/S	9.78	7.65	14.63	6.59	2.41	8.85
14.76	7.70	9.80	3.34	3.96	3.36	14.78	7.71	9.81	6.59	2.41	8.85	0/S	7.87	0/S
0/S	7.12	5.09	6.94	2.11	6.95	0/S	7.11	5.09	3.10	3.58	4.05	6.69	7.87	0/S
5.23	7.10	0/S	7.16	2.18	7.21	5.25	7.12	0/S	9.78	7.65	14.63	16.16	8.48	11.24
14.76	7.70	9.80	3.34	3.96	3.36	14.78	7.71	9.81	6.59	2.41	8.85	16.06	10.08	6.69
0/S	7.12	5.09	6.94	2.11	6.95	0/S	7.11	5.09	3.10	3.58	4.05	11.25	8.47	16.13
3	16	3.25	4.05	3.25	6	19	3.25	4.09	3.21	3	36	3.24	3.74	3.63

Figura 4.15. Acero longitudinal en columnas de las aulas del C.E.D.E. Sección más crítica (Dirección Y).

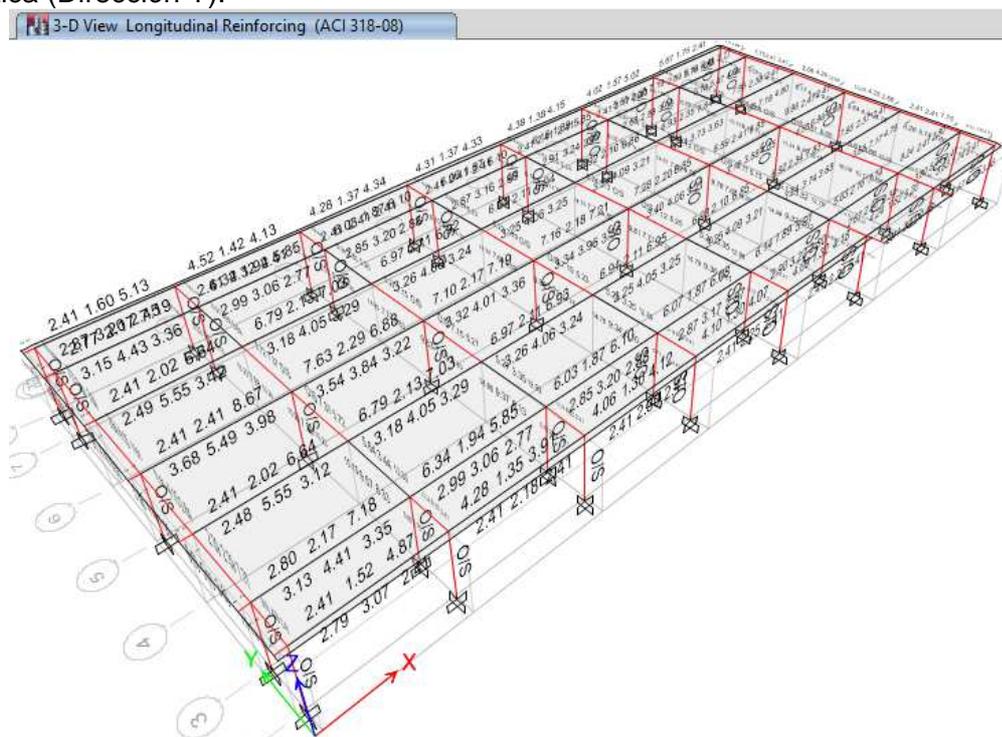


Figura 271. Acero longitudinal columnas y vigas de las aulas del C.E.D.E.

Después de realizado el análisis se puede determinar que el daño se produce solo en las columnas debido a que la cuantía de acero que se obtiene en el diseño es mayor a la que se encuentra en los elementos, de

manera que para este caso no se respetó el criterio de diseño columna fuerte – viga débil.

6.2. Deriva de piso

Las derivas de piso calculadas mediante el método FEMA, análisis estático lineal y análisis dinámico lineal son superiores al valor máximo permitido por lo que el daño esperado en la estructura será extensivo, en caso de un sismo de acuerdo al Comité VISIÓN 2000.

6.3. Método propuesto

La técnica más viable para el reforzamiento de esta estructura es colocar un encamisado metálico completo en todas las columnas que conforman la misma.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Vivienda fiscal para oficiales casados (Bloque Montúfar)

1.1. Conclusiones

1.1.1. Método Italiano

- El parámetro más importante para la determinación del índice de vulnerabilidad constituye la Resistencia convencional que puede llegar a 22 para una clase C. Justamente esta estructura cayó en esa clase al ser el valor de $\alpha = 0.63$.
- El índice de vulnerabilidad es 43.25. El método sugiere un análisis con un método analítico que proporcione una respuesta más acertada; sin embargo, la aproximación al valor de 50 indica que se trata de una estructura muy vulnerable.
- Como se trata de una construcción con vigas banda el índice de daño se obtiene en la escala MSK para los grados VI (Fuerte), VII (Muy fuerte) y VIII (Bastante dañino). En el primer caso el porcentaje de daño llega al 10.51% (bajo), para el segundo caso alcanza un 34.08% (daño considerable) y en el último grado el daño es completo de la estructura.

1.1.2. Método FEMA-356

- Para $T_e = 0.60\text{seg}$ y $S_a = 1.19\text{g}$ calculados con la NEC-11 se obtuvo un desplazamiento en el tope $D_t = 161.52\text{mm}$ y con ello la deriva inelástica global $\Delta_{ine.G.} = 0.04225$ que representa un daño completo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.

1.1.3. Análisis estático lineal

- Luego de realizar el análisis modal se obtuvo un nuevo período de vibración de la estructura $T_e = 1.36\text{seg}$ para el primer modo de vibración o fundamental y dado que el obtenido con la NEC-11 es un valor aproximado se trabaja con este nuevo valor.
- El nuevo valor del coeficiente del Cortante basal estático se redujo de 0.238 a 0.122 y S_a de 1.19g a 0.61g. Con estos datos el máximo

desplazamiento en la estructura se da en la dirección X y su valor es de 103.8mm con lo que se obtiene una $\Delta_{ine.} = 0.03831$ que representa un daño completo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.

- El índice de estabilidad Q_i es mayor a 0.3 para los pisos 4 y 5 del edificio de 5 plantas, por lo que la convierten en una estructura potencialmente inestable.

1.1.4. Análisis estático no lineal

- Fundamentalmente se analizaron las rótulas creadas en vigas y columnas de la estructura para determinar los elementos con mayor afectación y las que se formaron en primer lugar fueron las de las vigas del volado de 1.85m de luz, lo que significa que estos elementos presentan un problema y deben ser reforzados.
- En forma general se puede señalar que sin considerar los volados donde ya se sabe que hay un daño, los siguientes elementos en donde se producen las rótulas son las vigas de los pisos 2 y 3, avanzando luego a las vigas de los pisos 1 y 4.
- Un hecho interesante es que se producen rótulas en la cabeza de columna del último piso alto y en pie de columna de la planta baja de forma acelerada, lo que implica un problema estructural por el sub dimensionamiento de columnas y poca cantidad de acero de refuerzo.

1.1.5. Análisis dinámico lineal

- Con los datos del espectro inelástico ingresado en el programa ETABS se obtuvo un máximo desplazamiento de la estructura en la dirección X de 91.1mm y con ello una $\Delta_{ine.} = 0.03385$ que representa un daño completo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.

1.1.6. Análisis dinámico no lineal

- Sólo por cuestiones didácticas se hizo una explicación de este método de análisis, pero no se obtuvieron resultados porque la NEC-11 señala que se lo debe hacer para estructuras cimentadas sobre suelos tipo F y los edificios considerados no están en esta categoría,

además los acelerogramas no corresponden al sitio, ya que no se cuenta con un registro detallado en el país.

1.1.7. Comparación

- Los desplazamientos global y máximos, así como las derivas de piso inelásticas obtenidas por los métodos FEMA, estático lineal y dinámico lineal están cercanos entre sí y el punto común es que en todos los casos indican un daño completo de la estructura en caso de sismo porque superan el valor permitido según el comité VISIÓN 2000.
- El índice de vulnerabilidad y de daño obtenido por el método Italiano indican que la estructura es muy vulnerable, coincidente con los resultados de los otros métodos de análisis.
- El índice de estabilidad Q_i determina también que la estructura es potencialmente inestable y de la misma forma está acorde al resto de resultados obtenidos.

1.2. Recomendaciones

- Se debe realizar el reforzamiento de los elementos estructurales según el análisis realizado en el Capítulo IV.

2. Gimnasio y área deportiva del C.R.O.E

2.1. Conclusiones

2.1.1. Método Italiano

- La Resistencia convencional de esta estructura es Clase A con un valor de $\alpha = 3.36$, muy superior al 1.50 que se requiere para estar en esta condición. Al ser este el parámetro con mayor puntuación (24.44%), da un criterio rápido sobre lo que se espera del edificio.
- El índice de vulnerabilidad es 13.00 y esto indica que la estructura es muy segura ya que es menor a 20.
- Esta construcción está diseñada con vigas descolgadas, por lo que el índice de daño se obtiene en la escala MSK para los grados VII (Muy fuerte), VIII (Bastante dañino) y IX (Destructivo). En el primer caso el

porcentaje de daño llega al 3.75% (bajo), para el segundo caso alcanza el 6.54% (bajo) y en el último grado es 11.34% (bajo).

2.1.2. Método FEMA-356

- Para $T_e= 0.37\text{seg}$ y $S_a= 1.19\text{g}$ calculados con la NEC-11 se obtuvo un desplazamiento en el tope $D_t= 62.87\text{mm}$ y con ello la deriva inelástica global $\Delta_{ine.G.}= 0.04491$ que representa un daño completo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.
- El método FEMA-356 es aproximado y permite dar una respuesta rápida de la vulnerabilidad estructural en base a cálculos sencillos y uso de tablas, pero si se considera los nuevos valores de $T_e=0.064\text{seg}$ y $S_a= 0.86\text{g}$, obtenidos con el análisis modal el valor de D_t sería de 1.5044mm y con ello la nueva deriva inelástica global $\Delta_{ine.G.}= 0.001075$ que indica que no hay daño en la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000 ya que el valor es menor a 0.002. Esta conclusión está de acuerdo a los resultados obtenidos con el Método Italiano.

2.1.3. Análisis estático lineal

- Con el período obtenido para el primer modo de vibración o fundamental del análisis modal, el nuevo valor del coeficiente del Cortante basal estático se redujo de 0.165 a 0.12 y S_a de 1.19g a 0.86g. Con estos datos el máximo desplazamiento en la estructura se da en la dirección Y y su valor es de 0.20mm con lo que se obtiene una $\Delta_{ine.}= 0.000258$ que señala que no hay daño estructural en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.
- El índice de estabilidad Q_i es menor a 0.1, por lo que el efecto $P\Delta$ no es considerado.

2.1.4. Análisis estático no lineal

- Todas las rótulas que se formaron en la estructura no pasaron del primer nivel de desempeño (inmediatamente ocupacional), por lo que se concluye que no va a haber afectación de ningún elemento estructural.

2.1.5. Análisis dinámico lineal

- Con los datos del espectro inelástico ingresado en el programa ETABS se obtuvo un máximo desplazamiento de la estructura en la dirección Y de 0.20mm y con ello una $\Delta_{ine.} = 0.000228$ que permite determinar que no va a haber daño estructural en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.

2.1.6. Comparación

- Para cada uno de los análisis realizados la estructura cayó en el rango de muy segura y que no va a haber daño estructural en caso de sismo, entonces aquí no se requiere establecer más comparaciones que la ya descrita.

2.2. Recomendaciones

- No se requiere realizar ningún tipo de reforzamiento ya que esta construcción cumple con todas las Normas exigidas.

3. Dormitorio de voluntarios y sala de uso múltiple de la A.G.E

3.1. Conclusiones

3.1.1. Método Italiano

- El valor de la Resistencia convencional $\alpha = 6.85$ para esta construcción indica que es Clase A; sin embargo, se debe considerar el hecho de que este valor está en función de la fuerza cortante resistente de la columna V_R y el Cortante basal estático V .
- En la determinación del Cortante basal estático interviene la carga reactiva W de la estructura, para esta edificación es de apenas 195.19T para un área de construcción de 968.63m² y obedece al hecho de que la cubierta está formada por una celosía y panel metálico. Si el techo fuera una losa esta carga reactiva sería similar al área de construcción considerando un peso aproximado de 1T/m². Directamente esto aumentaría el valor del Cortante basal y α se reduciría considerablemente. Se realizó este cálculo únicamente por didáctica y se obtuvo una $\alpha = 1.38$ (Clase B).

- El índice de vulnerabilidad es 23.00. El método sugiere un análisis con un método analítico; sin embargo, si se considera el supuesto de la conclusión anterior I_v sería 34.00 (método analítico) y ya se vuelve medianamente vulnerable.
- Como las vigas son descolgadas, el índice de daño se obtiene en la escala MSK para los grados VII (Muy fuerte), VIII (Bastante dañino) y IX (Destructivo). Para el primer caso el porcentaje de daño llega al 4.07% (bajo), para el segundo caso alcanza el 14.70% (daño moderado) y en el último grado el porcentaje de daño es 41.98% (daño considerable). Para el supuesto con $I_v=34.00$ los índices de daño serían 4.61% (bajo), 23.12% (daño moderado) y 74.23% (daño extensivo) respectivamente.

3.1.2. Método FEMA-356

- Para $T_e= 0.29\text{seg}$ y $S_a= 1.19\text{g}$ calculados con la NEC-11 se obtuvo un desplazamiento en el tope $D_t= 32.71\text{mm}$ y con ello la deriva inelástica global $\Delta_{ine.G.}= 0.0313$ que representa un daño completo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000 ya que es mayor a 0.031.

3.1.3. Análisis estático lineal

- El nuevo período de vibración de la estructura T_e obtenido con el análisis modal es 1.107seg para el primer modo de vibración o fundamental.
- El nuevo valor del coeficiente del Cortante basal estático se redujo de 0.165 a 0.104 y S_a de 1.19g a 0.75g. Con estos datos el máximo desplazamiento en la estructura se da en la dirección Y y su valor es de 48.56mm con lo que se obtiene una $\Delta_{ine.}= 0.095543$ que representa un daño completo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.
- El índice de estabilidad Q_i está dentro del rango $0.1 < Q_i \leq 0.3$, por lo que el efecto $P\Delta$ es considerado para esta estructura.

3.1.4. Análisis estático no lineal

- Esta estructura en forma general cumple con la filosofía de diseño, ya que las primeras rótulas en formarse son las de las vigas y luego las de la cabeza de columna; sin embargo el problema que se presenta es que pasan rápidamente los niveles de desempeño, lo que indica un problema en todos los elementos estructurales que requieren de una mayor sección y armadura de refuerzo, especialmente las columnas en las que se apoya directamente la celosía y cubierta metálica.

3.1.5. Análisis dinámico lineal

- Con los datos del espectro inelástico ingresado en el programa ETABS se obtuvo un máximo desplazamiento de la estructura en la dirección Y de 47.9mm y con ello una $\Delta_{ine.} = 0.09432$ que representa un daño completo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.

3.1.6. Comparación

- Los desplazamientos máximos, así como las derivas de piso inelásticas obtenidas por los métodos estático lineal y dinámico lineal están cercanos entre sí y son bastante grandes porque la deriva de piso no debe ser mayor al 2% y aquí llega al 9.43%, con lo que obviamente habrá un daño completo de la estructura en caso de sismo.
- El método FEMA-356 proporciona un valor más conservador de desplazamiento y deriva de piso inelástica; sin embargo, también da como resultado final el daño completo de la estructura por efecto de un sismo.
- El índice de vulnerabilidad no refleja el verdadero daño que se produciría en la estructura, excepto para el grado IX en la escala MSK en el que es coincidente con los resultados obtenidos por los otros métodos de análisis.

3.2. Recomendaciones

- Se debe realizar el reforzamiento de los elementos estructurales según el análisis realizado en el Capítulo IV.

4. Edificio Comando del C.E.D.E

4.1. Conclusiones

4.1.1. Método Italiano

- El valor de la Resistencia convencional $\alpha = 1.98$ para esta construcción indica que es Clase A. La fuerza cortante resistente de la columna V_R analiza justamente sólo las columnas, que es un pequeño detalle que debe ser tomado en cuenta, especialmente cuando α está muy próximo a los valores límites para determinar la Clase.
- El índice de vulnerabilidad es 33.00. El método sugiere un análisis con un método analítico, no se especifica la vulnerabilidad cualitativa de la edificación; sin embargo, dado el valor se la puede considerar como una estructura medianamente vulnerable.
- Como las vigas son descolgadas, el índice de daño se obtiene en la escala MSK para los grados VII (Muy fuerte), VIII (Bastante dañino) y IX (Destructivo). Para el primer caso el porcentaje de daño llega al 4.56% (bajo), para el segundo caso alcanza el 22.35% (daño moderado) y en el último grado el índice de daño es 70.98% (daño extensivo).

4.1.2. Método FEMA-356

- Para $T_e = 0.33\text{seg}$ y $S_a = 1.19g$ calculados con la NEC-11 se obtuvo un desplazamiento en el tope $D_t = 51.37\text{mm}$ y con ello la deriva inelástica global $\Delta_{ine.G.} = 0.04165$ que representa un daño completo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000 ya que es mayor a 0.031.

4.1.3. Análisis estático lineal

- El nuevo período de vibración de la estructura T_e obtenido con el análisis modal es 0.63seg para el primer modo de vibración o fundamental.

- El coeficiente del Cortante basal estático se mantiene en 0.184 y S_a en 1.19g, dado que T_e está entre los valores de $T_o= 0.13\text{seg}$ y $T_c=0.70\text{seg}$. Con estos datos el máximo desplazamiento en la estructura se produce en la dirección Y y su valor es de 31.60mm con lo que se obtiene una $\Delta_{ine.}= 0.03343$ que representa un daño completo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.
- El índice de estabilidad Q_i es menor a 0.1, por lo que el efecto $P\Delta$ no es considerado para esta estructura.

4.1.4. Análisis estático no lineal

- El principal problema en esta estructura se origina en la parte correspondiente al Auditorium y las primeras rótulas en formarse son justamente en los dos pisos de esta parte del edificio. La primera afectación se da en la viga del eje 4 (central), le siguen las vigas de los ejes B, C y D (internas) y luego se producen las rótulas en los pies de columna de los mismos ejes B, C y D.
- Sobre la viga del eje 4 del piso 1 señalada en la conclusión anterior se apoyan directamente las columnas B4, C4 y D4 del piso 2, sin que exista una prolongación de éstas hasta la base de la construcción, ya que ese espacio es ocupado por el Auditorium. Es justamente esta falta de apoyo y sobrecarga que hace que la falla se produzca justamente en esta viga.
- El daño de la viga del eje 4 origina los efectos en los elementos adyacentes que son las vigas y columnas de los ejes B, C y D que están en el área del Auditorium.

4.1.5. Análisis dinámico lineal

- Con los datos del espectro inelástico ingresado en el programa ETABS se obtuvo un máximo desplazamiento de la estructura en la dirección Y de 35.5mm y con ello una $\Delta_{ine.}= 0.03732$ que representa un daño completo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.

4.1.6. Comparación

- Como se señaló en la primera conclusión del Método italiano, V_R no considera a las vigas y como se evidencia en el análisis estático no lineal, el primer daño ocurre en una viga y es éste el que genera una secuencia en cadena de daño de los elementos estructurales adyacentes, por lo que si se tomará en cuenta esto probablemente el I_v sería superior, al igual que el índice de daño para cada grado considerado.
- Los desplazamientos máximos, así como las derivas de piso inelásticas obtenidas por los métodos estático lineal y dinámico lineal están cercanos entre sí y son importantes de considerar por la diferencia con la deriva máxima permitida. Obviamente estos valores dan como resultado que exista un daño completo de la estructura en caso de sismo.
- El método FEMA-356 proporciona un valor más grande de desplazamiento (en el tope) y deriva de piso inelástica, pero que finalmente dan el mismo resultado y este es: El daño completo de la estructura por efecto de un sismo.
- A pesar de que el daño se genera en la parte del Auditorium, la estructura es analizada en conjunto y la afectación de esta parte va a repercutir en las oficinas adyacentes, razón por la cual resulta en todos los análisis como punto común el daño completo de la estructura.

4.2. Recomendaciones

- Se debe realizar el reforzamiento de los elementos estructurales según el análisis realizado en el Capítulo IV.

5. Hostería Del Fuerte Militar “San Jorge”

5.1. Conclusiones

5.1.1. Método Italiano

- El valor de la Resistencia convencional $\alpha = 1.89$ para esta construcción indica que es Clase A. La fuerza cortante resistente de la

columna V_R no considera la armadura de refuerzo, sino únicamente la resistencia del hormigón y la sección de la misma, este detalle debe ser tomado en cuenta para dar un criterio más técnico, especialmente cuando α está muy próximo a los valores límites para determinar la Clase.

- El índice de vulnerabilidad es 14.75 lo que significa que la estructura es muy segura ya que el valor es menor que 20.
- Esta construcción tiene, tanto vigas banda como descolgadas, razón por la cual el índice de daño se determinó para las dos condiciones. Para vigas banda el índice de daño se obtiene en la escala MSK para los grados VI (Fuerte), VII (Muy fuerte) y VIII (Bastante dañino). En el primer caso el porcentaje de daño llega al 1.67% (bajo), para el segundo caso alcanza un 14.44% (daño moderado) y en el último grado el daño es 25.14% (daño moderado).

Para vigas descolgadas, el índice de daño se obtiene en la escala MSK para los grados VII (Muy fuerte), VIII (Bastante dañino) y IX (Destructivo). Para el primer caso el porcentaje de daño llega al 3.79% (bajo), para el segundo caso alcanza el 8.04% (bajo) y en el último grado el índice de daño es 17.32% (daño moderado).

5.1.2. Método FEMA-356

- Para $T_e = 0.34\text{seg}$ y $S_a = 1.19\text{g}$ calculados con la NEC-11 se obtuvo un desplazamiento en el tope $D_t = 53.62\text{mm}$ y con ello la deriva inelástica global $\Delta_{ine.G.} = 0.04233$ que representa un daño completo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000 ya que es mayor a 0.031.

5.1.3. Análisis estático lineal

- El nuevo período de vibración de la estructura T_e obtenido con el análisis modal es 0.575seg para el primer modo de vibración o fundamental.
- El coeficiente del Cortante basal estático se mantiene en 0.165 y S_a en 1.19g, dado que T_e está entre los valores de $T_o = 0.13\text{seg}$ y $T_c = 0.70\text{seg}$. Con estos datos el máximo desplazamiento en la

estructura se produce en la dirección X y su valor es de 22.90mm con lo que se obtiene una $\Delta_{ine.} = 0.021084$ que representa un daño extensivo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.

- El índice de estabilidad Q_i está dentro del rango $0.1 < Q_i \leq 0.3$, por lo que el efecto $P\Delta$ es considerado para esta estructura.

5.1.4. Análisis estático no lineal

- La primera rótula en formarse es en el pie de la columna E7 y posteriormente en todas las demás columnas de la estructura, por lo que se tiene un grave problema, ya que no se cumple con la filosofía de diseño columna fuerte - viga débil. La situación obedece a la poca cantidad de armadura de refuerzo de estos elementos, insuficiente para esta construcción.

5.1.5. Análisis dinámico lineal

- Con los datos del espectro inelástico ingresado en el programa ETABS se obtuvo un máximo desplazamiento de la estructura en la dirección X de 23.2mm y con ello una $\Delta_{ine.} = 0.02124$ que representa un daño extensivo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.

5.1.6. Comparación

- Como se señaló en la primera conclusión del Método italiano, V_R no considera el acero de refuerzo en columnas y como se evidencia en el análisis estático no lineal, la primera rótula se forma en el pie de una columna y se prolonga a todas las demás. Si se tomará en cuenta esto probablemente α que es el parámetro con mayor ponderación sería menor y por tanto el l_v sería superior, al igual que el índice de daño para cada grado considerado.
- Los desplazamientos máximos, así como las derivas de piso inelásticas obtenidas por los métodos estático lineal y dinámico lineal son bastante similares; si bien la diferencia con la deriva máxima permitida no es muy amplia, es suficiente como para que la estructura sea catalogada como de daño extensivo en caso de sismo.

- El método FEMA-356 proporciona un valor de desplazamiento (en el tope) y deriva de piso inelástica de prácticamente el doble y como consecuencia da el resultado de daño completo de la estructura por efecto de un sismo.
- Los resultados obtenidos en cada uno de los métodos tienen variación, ya que van desde una estructura muy segura, pasando por un daño extensivo e inclusive el daño completo de la estructura. Lo que si es cierto es que existe el problema en las columnas por la poca cantidad de acero de refuerzo con que fueron construidas.

5.2. Recomendaciones

- Se debe realizar el reforzamiento de los elementos estructurales según el análisis realizado en el Capítulo IV.

6. Aulas del C.E.D.E

6.1. Conclusiones

6.1.1. Método Italiano

- El valor de la Resistencia convencional $\alpha = 1.65$ para esta construcción indica que es Clase A. La fuerza cortante resistente de la columna V_R no considera la armadura de refuerzo, sino únicamente la resistencia del hormigón y la sección de la misma, este detalle debe ser tomado en cuenta para dar un criterio más técnico, especialmente cuando α está muy próximo a los valores límites para determinar la Clase.
- El índice de vulnerabilidad es 19.50 lo que significa que la estructura es muy segura ya que el valor es menor que 20; sin embargo, por estar cercana al límite y por la conclusión anterior se puede decir que es medianamente vulnerable.
- Para vigas descolgadas que son las de este modelo, el índice de daño se obtiene en la escala MSK para los grados VII (Muy fuerte), VIII (Bastante dañino) y IX (Destructivo). Para el primer caso el porcentaje de daño llega al 3.94% (bajo), para el segundo caso alcanza el 11.94% (bajo) y en el último grado el índice de daño es 32.03% (daño moderado).

6.1.2. Método FEMA-356

- Para $T_e = 0.19\text{seg}$ y $S_a = 1.19\text{g}$ calculados con la NEC-11 se obtuvo un desplazamiento en el tope $D_t = 15.43\text{mm}$ y con ello la deriva inelástica global $\Delta_{ine.G.} = 0.02314$ que representa un daño extensivo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.

6.1.3. Análisis estático lineal

- El nuevo período de vibración de la estructura T_e obtenido con el análisis modal es 0.771seg para el primer modo de vibración o fundamental.
- El coeficiente del Cortante basal estático se redujo de 0.149 a 0.135 y S_a de 1.19g a 1.08g . Con estos datos el máximo desplazamiento en la estructura se produce en la dirección Y y su valor es de 23.60mm con lo que se obtiene una $\Delta_{ine.} = 0.03753$ que representa un daño completo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.
- El índice de estabilidad Q_i es menor a 0.1 , razón por la cual el efecto $P\Delta$ no es considerado para esta estructura.

6.1.4. Análisis estático no lineal

- Las primeras rótulas en formarse son de las vigas interiores en la dirección Y, posteriormente en las columnas circulares exteriores y luego en el resto de columnas interiores.
- Un dato importante es que con el aumento de carga es más rápida la afectación en las columnas, pese a que las primeras rótulas se formaron en las vigas. La situación obedece a la poca cantidad de armadura de refuerzo en columnas, insuficiente para esta construcción.
- Otro hecho importante de destacar es que no se formaron rótulas en las vigas de la dirección X, esto indica que no se cumplió con la filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil en esta dirección y que las vigas de la dirección Y son las que sirven de apoyo a las otras.

6.1.5. Análisis dinámico lineal

- Con los datos del espectro inelástico ingresado en el programa ETABS se obtuvo un máximo desplazamiento de la estructura en la dirección Y de 21.8mm y con ello una $\Delta_{ine.} = 0.04088$ que representa un daño completo de la estructura en caso de sismo de acuerdo al comité VISIÓN 2000.

6.1.6. Comparación

- Como se señaló en la primera conclusión del Método italiano, V_R no considera el acero de refuerzo en columnas y como se evidencia en el análisis estático no lineal, luego de las rótulas en las vigas de la dirección Y, la siguiente afectación ocurre en las columnas circulares exteriores y se prolonga a todas las demás con mayor intensidad que en vigas. Si se tomará en cuenta esto probablemente α que es el parámetro con mayor ponderación sería menor y por tanto el I_v sería superior, al igual que el índice de daño para cada grado considerado.
- Los desplazamientos máximos, así como las derivas de piso inelásticas obtenidas por los métodos estático lineal y dinámico lineal son bastante similares. Además la diferencia con la deriva máxima permitida es considerable, motivo por el cual se produce un daño completo de la construcción en caso de sismo.
- El método FEMA-356 proporciona un valor de desplazamiento (en el tope) y deriva de piso inelástica más conservador y como consecuencia da el resultado de daño extensivo de la estructura por efecto de un sismo.
- Los resultados obtenidos en cada uno de los métodos tienen variación, ya que van desde una estructura medianamente vulnerable, pasando por un daño extensivo e inclusive el daño completo de la estructura. El problema se origina en las columnas por la poca cantidad de acero de refuerzo con que fueron construidas.

6.2. Recomendaciones

- Se debe realizar el reforzamiento de los elementos estructurales según el análisis realizado en el Capítulo IV.

Bibliografía

- Aguiar, Roberto. (s.f.). DINÁMICA DE ESTRUCTURAS CON CEINCI-LAB. *CENTRO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO*.
- Guerra Marcelo, y Chacón Daniel, (2010), *Manual para el Diseño Sismorresistente de edificios utilizado el programa ETABS*, Primera Edición, Quito-Ecuador
- CONSTRUCCIÓN-NEC, N. E. (2011). NEC-SE-DS, PELIGRO SÍSMICO. *DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Agency, Federal Emergency Management. (s.f.). *Federal Emergency Management Agency*. Estados Unidos: FEMA-356.
- Applied Technology council (ATC-40)
- Aguiar, Roberto. (2012). CONGRESO INTERNACIONAL DE LAS INGENIERÍAS Y LA ARQUITECTURA. *Centro de Investigaciones Científicas Politécnica del Ejército*.
- Aguiar Roberto. (s.f.). Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras. *CEINCI-ESPE*.
- Yépez, Fabricio. (s.f.). Método del Índice de Vulnerabilidad. *Universidad Politécnica de Cataluña*.
- Medina, Diana. (2014). ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO MODULARES PATA CENTROS COMERCIALES. Quito.
- Notas de aula de la materia Hormigón Armado II, año 2010.
- Notas de aula de la materia de Estructuras no convencionales, año 2014.
- Notas de aula de la materia de Estructuras metálicas, año 2010
- Notas de aula de la materia de Puentes, año 2013.
- WBDG. (s.f.). *WBDG*. Obtenido de http://www.wbdg.org/resources/seismic_design.php
- Wikipedia*. (s.f.). Obtenido de Wikipedia: https://es.wikipedia.org/wiki/Escala_Medv%C3%A9dev-Sponheuer-K%C3%A1rn%C3%ADk
- <https://imageshack.us>
- https://www.wbdg.org/resources/seismic_design.php
- https://ciencia.unam.mx/lee/84/Calcular_la_magnitud_de_un_sismo_tiempo_y_recopilacion_de_datos