



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

TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

Tema:

“DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL EN BASE A LA CURVA DE CAPACIDAD
DEL EDIFICIO DE APARTAMENTOS DENOMINADO CIURANA UBICADO
EN LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”

AUTOR: EDWIN PATRICIO MORALES VILLAGRÁN

TUTOR: M.Sc. Ing. CHRISTIAN DAVID MEDINA ROBALINO

Ambato – Ecuador

2017

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Yo, M.Sc. Ing. Christian David Medina Robalino, certifico que el presente trabajo bajo el tema: “DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL EN BASE A LA CURVA DE CAPACIDAD DEL EDIFICIO DE APARTAMENTOS DENIMONADO CIURANA UBICADO EN LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAGUA” es de autoría del Sr. Edwin Patricio Morales Villagrán, el mismo que ha sido realizado bajo mi supervisión y tutoría.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ambato, octubre de 2017

M.Sc. Ing. Christian David Medina Robalino

AUTORÍA

Yo, Edwin Patricio Morales Villagrán con C.I.: 172238449-0, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el trabajo con el tema: “DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL EN BASE A LA CURVA DE CAPACIDAD DEL EDIFICIO DE APARTAMENTOS DENIMONADO CIURANA UBICADO EN LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”, es de mi completa autoría y responsabilidad, a excepción de las citas bibliográficas.

Ambato, octubre de 2017

Edwin Patricio Morales Villagrán

DERECHOS DEL AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en líneas patrimoniales de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de éste Trabajo Experimental dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando ésta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, octubre de 2017

Autor

Edwin Patricio Morales Villagrán

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del tribunal examinador aprueban el informe de investigación, sobre el tema: “DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL EN BASE A LA CURVA DE CAPACIDAD DEL EDIFICIO DE APARTAMENTOS DENOMINADO CIURANA UBICADO EN LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA”, del Sr. Edwin Patricio Morales Villagrán de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, octubre de 2017

Para constancia firman.

Presidente del Tribunal

Ing. Mg. Juan Garcés

Ing. Mg. Jorge Cevallos

DEDICATORIA

A la memoria de mi adorable abuelo Marco, mi querido padre Patricio y a mi prima Daniela, a ustedes mis ángeles de la guarda.

AGRADECIMIENTO

A Dios por ser el responsable de las bendiciones que he recibido en el transcurso de mi vida y por esta en particular.

Un especial y profundo agradecimiento a mi madre Teresa Villagrán por ser el pilar fundamental de mi vida, mi apoyo, fortaleza e inspiración.

A Jenny Sevilla por su incansable fortaleza y apoyo hacia mí, gracias por ser muy importante en mi vida.

A Don Carlitos Pangol y su familia, gracias por ser quienes me acogieron y brindaron un hogar al llegar a esta bella ciudad de Ambato.

A mis amigos Pablo y Pancho por siempre estar ahí cuando los he necesitado.

A mis profesores de la facultad quienes impartieron su cátedra para formar en mí un profesional.

Mi más sinceras gracias a mi tutor de tesis, M.Sc. Ing. Christian Medina, quien me ha guiado y ha aportado con sus conocimientos para el desarrollo de mi proyecto de titulación.

ÍNDICE GENERAL

A. PÁGINAS PRELIMINARES

Portada.....	I
Certificación del tutor.....	II
Autoría.....	III
Derechos del autor.....	IV
Aprobación del tribunal de grado.....	V
Dedicatoria.....	VI
Agradecimiento.....	VII
Índice general.....	VIII
Índice de tablas.....	XIV
Índice de gráficos.....	XVII
Resumen ejecutivo.....	XXV
Executive summary.....	XXVI

B. TEXTO

CAPÍTULO I ANTECEDENTES

1.1	Tema del trabajo experimental.....	1
1.2	Antecedentes.....	1
1.3	Justificación.....	3
1.4	Objetivos.....	4
1.4.1	Objetivo General.....	4
1.4.2	Objetivos Específicos.....	4

CAPÍTULO II FUNDAMENTACIÓN

2.1	Fundamentación teórica.....	5
2.1.1	Demanda.....	5
2.1.1.1	Peligro sísmico del Ecuador y curvas de peligro.....	9

2.1.1.2	Factor de zona Z.....	9
2.1.1.3	Curvas de peligro sísmico.....	10
2.1.1.4	Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.....	11
2.1.2	Capacidad.....	13
2.1.2.1	Análisis Estático No-Lineal (Pushover).....	13
2.1.2.2	Modelos constitutivos de los materiales.....	14
2.1.2.2.1	Hormigón.....	14
2.1.2.2.2	Acero de refuerzo.....	16
2.1.2.3	Momento – Curvatura.....	17
2.1.2.3.1	Determinación del Momento – Curvatura por el Método de Dovelas.....	17
2.1.2.3.2	Determinación del Momento – Curvatura por el Método Convencional...21	
2.1.2.4	Rótula Plástica.....	24
2.1.3	Desempeño.....	26
2.1.3.1	Niveles de desempeño.....	26
2.1.3.2	Determinación del punto de desempeño mediante el método del espectro de capacidad de linealización equivalente.....	28
2.1.3.2.1	Procedimiento de solución.....	29
2.1.3.2.2	Procedimiento C (MADRS posible ubicación del punto de desempeño)..32	
2.1.3.2.3	Amortiguamiento Efectivo.....	34
2.1.3.2.4	Período Efectivo.....	36
2.2	Hipótesis.....	38
2.3	Señalamiento de variables.....	38

CAPÍTULO III METODOLOGÍA

3.1	Nivel o tipo de investigación.....	39
3.1.1	Aplicativo.....	39
3.1.2	Descriptivo.....	39
3.2	Población y muestra.....	39
3.3	Operacionalización de variables.....	40
3.1.1	Variable Independiente.....	40
3.1.2	Variable Dependiente.....	42

3.4	Plan de recolección de información.....	44
3.5	Plan de procesamiento y análisis.....	45

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1	Recolección de datos.....	46
4.1.1	Características del edificio y sus componentes.....	46
4.1.1.1	Ubicación.....	48
4.1.1.2	Planos Arquitectónicos As-Built.....	48
4.1.1.3	Planos Estructurales.....	61
4.1.1.4	Cargas gravitacionales.....	72
4.1.1.4.1	Peso de paredes.....	72
4.1.1.4.1.1	Tablas de cálculo para pesos de paredes.....	77
4.1.1.4.2	Peso del alivianamiento en losa.....	113
4.1.1.4.3	Peso de acabados.....	113
4.1.1.4.4	Peso de carga muerta adicional (CMA).....	115
4.1.1.4.5	Cargas vivas.....	117
4.1.1.5	Cargas sísmicas.....	117
4.1.2	Espectro de Respuesta.....	128
4.1.3	Combinaciones de carga.....	131
4.1.4	Modelación de la estructura en software especializado ETABS 2016...131	
4.1.4.1	Render del modelo.....	132
4.1.4.2	Secciones de chequeo.....	145
4.1.1.2.1	Columnas.....	145
4.1.1.2.2	Vigas.....	149
4.2	Análisis de resultados.....	153
4.2.1	Análisis del periodo de vibración.....	153
4.2.2	Chequeo de la torsión en planta de la estructura.....	154
4.2.3	Análisis de participación modal de la masa.....	155
4.2.4	Chequeo de las derivas de piso.....	156
4.2.5	Chequeo del cortante estático vs. dinámico.....	158
4.2.5.1	Chequeo del cortante estático vs. dinámico en el sentido X.....	159

4.2.5.2	Chequeo del cortante estático vs. dinámico en el sentido Y.....	160
4.2.6	Chequeo de los elementos estructurales.....	161
4.2.6.1	Chequeo de vigas.....	161
4.2.6.1.1	Chequeo de vigas nivel -3.24 m.....	162
4.2.6.1.2	Chequeo de vigas nivel 0.00 m.....	165
4.2.6.1.3	Chequeo de vigas nivel 3.24 m.....	166
4.2.6.1.4	Chequeo de vigas nivel 6.48 m.....	167
4.2.6.1.5	Chequeo de vigas nivel 9.72 m.....	168
4.2.6.1.6	Chequeo de vigas nivel 12.96 m.....	169
4.2.7	Chequeo de columnas.....	171
4.2.7.1	Chequeo de columnas pórtico eje A.....	172
4.2.7.2	Chequeo de columnas pórtico eje B.....	173
4.2.7.3	Chequeo de columnas pórtico eje B´.....	174
4.2.7.4	Chequeo de columnas pórtico eje C.....	175
4.2.7.5	Chequeo de columnas pórtico eje D.....	176
4.2.7.6	Chequeo de columnas pórtico eje E.....	177
4.2.7.7	Chequeo de columnas pórtico eje F.....	178
4.2.7.8	Chequeo de columnas pórtico eje G.....	179
4.2.7.9	Chequeo de columnas pórtico eje 1.....	180
4.2.7.10	Chequeo de columnas pórtico eje 2.....	181
4.2.7.11	Chequeo de columnas pórtico eje 3.....	182
4.2.7.12	Chequeo de columnas pórtico eje 4.....	183
4.2.7.13	Chequeo de columnas pórtico eje 4´.....	184
4.2.7.14	Chequeo de columnas pórtico eje 5.....	185
4.2.7.15	Chequeo de columnas pórtico eje 6.....	186
4.2.7.16	Chequeo de columnas pórtico eje 7.....	187
4.2.7.17	Chequeo de columnas pórtico eje 8.....	188
4.2.7.18	Chequeo de columnas pórtico eje 9.....	189
4.2.7.19	Chequeo de columnas pórtico eje 10.....	190
4.2.8	Chequeo de unión viga-columna.....	198
4.2.8.1	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje A.....	199
4.2.8.2	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje B.....	200
4.2.8.3	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje B´.....	201

4.2.8.4	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje C.....	202
4.2.8.5	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje D.....	203
4.2.8.6	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje E.....	204
4.2.8.7	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje F.....	205
4.2.8.8	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje G.....	206
4.2.8.9	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 1.....	207
4.2.8.10	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 2.....	208
4.2.8.11	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 3.....	209
4.2.8.12	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 4.....	210
4.2.8.13	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 4'.....	211
4.2.8.14	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 5.....	212
4.2.8.15	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 6.....	213
4.2.8.16	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 7.....	214
4.2.8.17	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 8.....	215
4.2.8.18	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 9.....	216
4.2.8.19	Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 10.....	217
4.2.9	Análisis estático No Lineal.....	218
4.2.9.1	Asignación de cargas estáticas no-lineales	219
4.2.9.2	Asignación de rótulas plásticas a vigas y columnas	221
4.2.9.3	Capacidad de la estructura	225
4.2.9.4	Fluencia de los elementos estructurales sentido X	227
4.2.9.5	Fluencia de los elementos estructurales sentido Y.....	228
4.2.9.6	Desempeño de la estructura para sismo con $T = 475$ años.....	229
4.2.10	Patologías.....	232
4.3	Verificación de hipótesis.....	239

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1	Conclusiones.....	240
5.2	Recomendaciones.....	242

C. MATERIALES DE REFERENCIA

1.	Bibliografía.....	243
----	-------------------	-----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Valores del factor Z que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g , en función de la zona sísmica adoptada.....	6
Tabla 2.2. Valor de los factores C_t y α , necesarios para determinar el periodo fundamental de vibración de la estructura que depende del tipo de la misma.....	7
Tabla 2.3. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	8
Tabla 2.4. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d	8
Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio F_s	9
Tabla 2.6. Parámetros de clasificación de los seis tipos de perfil de suelo, A, B, C, D, E y F para el diseño sísmico en el Ecuador.....	12
Tabla 2.7. Clasificación de estructuras de hormigón armado en función del mecanismo dúctil esperado.....	24
Tabla 2.8. Control de daño y niveles de desempeño para edificios.....	27
Tabla 2.9. Coeficientes para el cálculo del Amortiguamiento Efectivo para los tipos de comportamiento inelástico; Modelo bilineal histerético (BLH), Modelo de degradación de rigidez (STDG), considerando la rigidez post-fluencia, α	36
Tabla 2.10. Coeficientes para el cálculo del Período Efectivo para los tipos de comportamiento inelástico; Modelo bilineal histerético (BLH), Modelo de degradación de rigidez (STDG), considerando la rigidez post-fluencia, α	37
Tabla 3.1. Variable independiente.....	40
Tabla 3.2 Variable dependiente.....	42
Tabla 3.3 Plan de recolección de información.....	44
Tabla 4.1 Características principales del edificio y sus componentes.....	46
Tabla 4.2 Clasificación de los tipos de paredes presentes en el edificio en función de sus alturas.....	76
Tabla 4.3 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel -3.24m.....	77
Tabla 4.4 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel 0.00m.....	85
Tabla 4.5 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +3.24m.....	93
Tabla 4.6 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +6.48m.....	99
Tabla 4.7 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +9.72m.....	106

Tabla 4.8 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +12.96m.....	111
Tabla 4.9 Resumen de cargas muertas adicionales calculadas en planta en base a las características de los materiales del edificio.....	116
Tabla 4.10 Cargas vivas establecidas para uso residencial del edificio.....	117
Tabla 4.11 Tipo de uso, destino de la estructura para establecer el factor de importancia I de acuerdo a la categoría a la que es asignada la edificación.....	118
Tabla 4.12. Población ecuatoriana y valor de Z que representa la aceleración en roca esperada para el sismo de diseño, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g en función de la zona sísmica adoptada.....	119
Tabla 4.13. Parámetros de clasificación de los seis tipos de perfil de suelo, A, B, C, D, E y F para el diseño sísmico en el Ecuador.....	120
Tabla 4.14. Valor de los factores C_t y α , necesarios para determinar el periodo fundamental de vibración de la estructura que depende del tipo de la misma.....	121
Tabla 4.15. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	122
Tabla 4.16. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d	122
Tabla 4.17. Tipo de suelo y Factores de sitio F_s	123
Tabla 4.18. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles, considerado para el edificio Ciurana.....	124
Tabla 4.19. Coeficiente de irregularidad en planta considerado para el edificio Ciurana.....	125
Tabla 4.20. Coeficiente de irregularidad en elevación considerado para el edificio Ciurana.....	126
Tabla 4.21. Resumen de todos los parámetros seleccionados y calculados de aceleración en base a la NEC 2015.....	128
Tabla 4.22. Espectro de Respuesta Elástico para 475 años y Espectro de Diseño.....	128
Tabla 4.23. Cálculo de áreas de acero longitudinal en la sección de columna tipo 2, Nv. 0,00; 40x70 cm, acorde a figura 4.43.....	146
Tabla 4.24. Valores de Inercias de agrietamiento para elementos estructurales.....	147
Tabla 4.25. Cálculo de áreas de acero longitudinal en la sección de viga acorde a figura 4.47 y figura 4.48.....	151
Tabla 4.26. Coeficiente k relacionado con el periodo de vibración de la estructura, el cual permite una correcta distribución horizontal del Cortante (V) en la estructura...	154

Tabla 4.27. Participación modal de la masa y determinación de la torsión en planta.....	155
Tabla 4.28. Deriva de piso inelástica máxima permitida.....	156
Tabla 4.29. Derivas de piso en todos los niveles para los casos de carga de sismo en sentido X e Y obtenidas de ETABS.....	156
Tabla 4.30. Detalle de chequeo en viga eje 4, Nv. -3.24, tramo E-F que falla.....	163
Tabla 4.31. Descripción de vigas que fallan a corte	170
Tabla 4.32. Detalle del chequeo en columna E4', Nv. -3,24m a Nv. 0,00m que presenta falla obtenido de ETABS.....	191
Tabla 4.33. Descripción de Columnas que fallan en todos los niveles acorde a los resultados obtenidos en ETABS.....	193
Tabla 4.34. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no-lineales establecidos para columnas de hormigón.....	222
Tabla 4.35. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no-lineales establecidos para vigas de hormigón.....	224
Tabla 4.36. Datos de la curva de capacidad sentido X obtenidos de ETABS.....	218
Tabla 4.37. Datos de la curva de capacidad sentido Y obtenidos de ETABS.....	226
Tabla 4.38. Datos del punto de desempeño X.....	229
Tabla 4.39. Datos del punto de desempeño Y.....	230

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Figura 2.1. Espectro Sísmico Elástico de Aceleraciones, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad el cual depende del periodo o modo de vibración de la estructura.....	5
Figura 2.2. Mapa de clasificación de las zonas sísmicas del Ecuador que representa las aceleraciones en proporción de la aceleración de la gravedad.....	10
Figura 2.3. Curva de Peligro Sísmico para la ciudad de Ambato (-1,25; -78,63) a diferentes Períodos Estructurales.....	11
Figura 2.4. Representación gráfica de la Curva de Capacidad mediante un análisis estático no lineal denominado Pushover.....	14
Figura 2.5. Modelo de Esfuerzo-Deformación propuesto para cargas monotónicas del concreto confinado y no confinado.....	15
Figura 2.6. Modelo de Esfuerzo-Deformación propuesto por PARK para el acero....	16
Figura 2.7. Diagrama Momento Curvatura ($M - \emptyset$) para una sección de hormigón armado determinado por el método de dovelas.....	21
Figura 2.8. Diagrama de esfuerzos y deformaciones de una sección de hormigón armado.....	22
Figura 2.9. Longitud y ubicación de la rótula plástica para una viga de hormigón armado.....	25
Figura 2.10. Sectorización de la Curva de Capacidad limitada por los niveles de desempeño definidos en fracciones del desplazamiento plástico Δ_p	28
Figura 2.11. Espectro de respuesta en formato tradicional (S_a vs. T) y ADRS (S_a vs. S_d).....	29
Figura 2.12. Curva de capacidad de la estructura en formato Normal (S_a vs. T) y ADRS (S_a vs. S_d).....	30
Figura 2.13. ADRS inicial y Curva de Capacidad de la estructura (S_a vs. S_d).....	31
Figura 2.14. Representación bilineal del Espectro de Capacidad de la estructura (S_a vs. S_d).....	31
Figura 2.15. Ubicación del punto de desempeño determinado por el método de Linealización Equivalente.....	34
Figura 2.16. Modelos de histéresis de la curva de capacidad para los tipos de comportamiento inelástico; BLH = Modelo bilineal histerético, STDG = Modelo de degradación de rigidez, STRDG = Modelo de degradación de resistencia, considerando la rigidez post-fluencia, α	35

Figura 4.1. Ubicación del Edificio Ciurana en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua.....	48
Figura 4.2. Vista Sur (fachada frontal) del edificio “Ciurana” colindante con la calle Olmedo, en el que se puede evidenciar la configuración irregular en elevación.....	49
Figura 4.3. Vista Este (fachada lateral) del edificio “Ciurana” colindante con propiedad privada, se puede evidenciar la configuración irregular en elevación.....	49
Figura 4.4. Elevación Norte (fachada posterior) del edificio “Ciurana” colindante con propiedad privada cercana a la Av. Miraflores, se puede evidenciar la configuración irregular en elevación conformado por seis plantas.....	50
Figura 4.5. Elevación Este (fachada lateral) del edificio “Ciurana” colindante con propiedad privada, en el que se puede evidenciar la configuración irregular en elevación conformado por seis plantas.....	51
Figura 4.6. Elevación Oeste (fachada lateral) del edificio “Ciurana” colindante con propiedad privada cercana a la calle. Margaritas, se puede evidenciar la configuración irregular en elevación conformado por seis plantas.....	52
Figura 4.7. Elevación Sur (fachada frontal) del edificio “Ciurana” colindante con la calle Olmedo, en el que se puede evidenciar la configuración irregular en elevación conformado por seis plantas.....	53
Figura 4.8. Planta Nivel -6.48m, planta definida como el subsuelo destinada para parqueaderos, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.....	54
Figura 4.9. Planta Nivel -3.24m, planta destinada para 4 departamentos con sus respectivos patios, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.....	55
Figura 4.10. Planta Nivel 0.00m planta destinada para 4 departamentos, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.....	56
Figura 4.11. Planta Nivel +3.24m planta destinada para 4 departamentos, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.....	57
Figura 4.12. Planta Nivel +6.48m planta destinada para 4 departamentos, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.....	58
Figura 4.13. Planta Nivel +9.72m planta destinada para 3 departamentos y terraza, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.....	59
Figura 4.14. Planta Nivel +12.96m planta destinada para la terraza, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.....	60
Figura 4.15. Cimentación Nivel -6.48m.....	61
Figura 4.16. Detalles de rampa de acceso vehicular, Cisterna A.P. muros y gradas....	62
Figura 4.17. Detalle de Columnas.....	63

Figura 4.18. Detalles de Columnas y Vigas Nivel -3.24m.....	64
Figura 4.19. Detalles de Vigas y Losa Nivel -3.24m.....	65
Figura 4.20. Detalles de Vigas y Losa Nivel 0.00m.....	66
Figura 4.21. Detalles de Vigas y Losa Nivel +3.24m.....	67
Figura 4.22. Detalles de Vigas Niveles 0.00m; +3.24m; +6.48m.....	68
Figura 4.23. Detalles de Vigas y Losa Nivel +6.48m.....	69
Figura 4.24. Detalles de Vigas y Losa Nivel +9.72m.....	70
Figura 4.25. Detalles de Vigas y Losa Nivel +12.96m.....	71
Figura 4.26. Modelo de pared tipo 1.....	72
Figura 4.27. Modelo de pared tipo 9.....	74
Figura 4.28. Vista en planta de alivianamientos $S_{40 \times 20 \times 20}$ en losa.....	113
Figura 4.29. Espectro de Respuesta Elástico para 475 años y Espectro de Diseño.....	130
Figura 4.30. Render del edificio “Ciurana”.....	132
Figura 4.31. Descripción de vigas para la planta del Nivel -3,24 m.....	133
Figura 4.32. Descripción de vigas para la planta del Nivel 0,00 m.....	134
Figura 4.33. Descripción de vigas para la planta del Nivel 3,24 m.....	135
Figura 4.34. Descripción de vigas para la planta del Nivel 6,48 m.....	136
Figura 4.35. Descripción de vigas para la planta del Nivel 9,72 m.....	137
Figura 4.36. Descripción de vigas para la planta del Nivel 12,96 m.....	138
Figura 4.37. Descripción de vigas y columnas para la Elevación eje D.....	139
Figura 4.38. Descripción de vigas y columnas para la Elevación eje F.....	140
Figura 4.39. Descripción de vigas y columnas para la Elevación eje 3.....	141
Figura 4.40. Descripción de vigas y columnas para la Elevación eje 6.....	142
Figura 4.41. Descripción de vigas y columnas para la Elevación eje 7.....	143
Figura 4.42. Descripción de vigas y columnas para la Elevación eje 8.....	144
Figura 4.43. Sección de columna tipo 2, Nv. 0,00; 40x70 cm.....	145

Figura 4.44. Definición de columna tipo 2, Nv. 0,00; 40x70 cm en ETABS, acorde a figura 4.43.....	146
Figura 4.45. Definición de áreas de acero longitudinal y de confinamiento, columna tipo 2, Nv. 0,00; 40x70 cm en ETABS acorde a tabla 4.23.....	147
Figura 4.46. Definición de inercias agrietadas Columna tipo 2, Nv. 0,00; 40x70 cm en ETABS, acorde a tabla 4.24.....	148
Figura 4.47. Viga eje C, Nv. -3,24; tramo 6-7; 30x60 cm	
Figura 4.48. Sección de viga eje C, Nv. -3,24; tramo 6-7; 30x60 cm.....	149
Figura 4.48. Sección de viga eje C, Nv. -3,24; tramo 6-7; 30x60 cm.....	150
Figura 4.49. Definición de viga eje C, Nv. -3,24; tramo 6-7; 30x60 cm en ETABS, acorde a figura 4.47 y figura 4.48.....	150
Figura 4.50. Definición de áreas de acero longitudinal, de viga eje C, Nv. -3,24; tramo 6-7; 30x60 cm en ETABS, acorde a tabla 4.25.....	152
Figura 4.51. Definición de inercias agrietadas de viga eje C, Nv. -3,24; tramo 6-7; 30x60 cm en ETABS, acorde a tabla 4.24.....	152
Figura 4.52. Derivas máximas en el sentido X, valores descritos en tabla 4.29.....	157
Figura 4.53. Derivas máximas en el sentido Y, valores descritos en tabla 4.29.....	158
Figura 4.54. Cortante estático (izquierda) y dinámico (derecha) para sismo en sentido X, nivel -6,48 m.....	159
Figura 4.55. Cortante estático (izquierda) y dinámico (derecha) para sismo en sentido Y, nivel -6,48 m.....	160
Figura 4.56. Vista en planta del porcentaje en acero en vigas, nivel -3,24 m.....	162
Figura 4.57. Vista en planta del porcentaje en acero en vigas, nivel 0,00 m.....	165
Figura 4.58. Vista en planta del porcentaje en acero en vigas, nivel 3,24 m.....	166
Figura 4.59. Vista en planta del porcentaje en acero en vigas, nivel 6,48 m.....	167
Figura 4.60. Vista en planta del porcentaje en acero en vigas, nivel 9,72 m.....	168
Figura 4.61. Vista en planta del porcentaje en acero en vigas, nivel 12,96 m.....	169
Figura 4.62. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje A.....	172
Figura 4.63. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje B.....	173

Figura 4.64. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje B	174
Figura 4.65. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje C	175
Figura 4.66. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje D	176
Figura 4.67. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje E	177
Figura 4.68. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje F	178
Figura 4.69. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje G	179
Figura 4.70. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 1	180
Figura 4.71. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 2	181
Figura 4.72. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 3	182
Figura 4.73. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 4	183
Figura 4.74. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 4'	184
Figura 4.75. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 5	185
Figura 4.76. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 6	186
Figura 4.77. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 7	187
Figura 4.78. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 8	188
Figura 4.79. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 9	189
Figura 4.80. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 10	190

Figura 4.81. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje A.....	199
Figura 4.82. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje B.....	200
Figura 4.83. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje B'.....	201
Figura 4.84. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje C.....	202
Figura 4.85. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje D.....	203
Figura 4.86. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje E.....	204
Figura 4.87. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje F.....	205
Figura 4.88. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje G.....	206
Figura 4.89. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 1.....	207
Figura 4.90. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 2.....	208
Figura 4.91. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 3.....	209
Figura 4.92. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 4.....	210
Figura 4.93. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 4'.....	211
Figura 4.94. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 5.....	212
Figura 4.95. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 6.....	213
Figura 4.96. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 7.....	214
Figura 4.97. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 8.....	215

Figura 4.98. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 9.....	216
Figura 4.99. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 10.....	217
Figura 4.100. Asignación de carga gravitacional estática no-lineal a la estructura en ETABS 2016.....	218
Figura 4.101. Asignación de carga PUSH X estática no-lineal en el sentido positivo X a la estructura en ETABS 2016.....	219
Figura 4.102. Asignación del control de desplazamiento en sentido X y el nudo de control a la estructura en ETABS 2016.....	219
Figura 4.103. Asignación de carga PUSH Y estática no-lineal en el sentido positivo Y a la estructura en ETABS 2016.....	220
Figura 4.104. Asignación del control de desplazamiento en sentido Y y el nudo de control a la estructura en ETABS 2016.....	220
Figura 4.105. Asignación de las rótulas plásticas en columnas a una distancia relativa del 5% y el 95% con respecto al nudo o unión viga columna.....	221
Figura 4.106. Criterios de aceptación para procedimientos no-lineales para columnas establecidos en ASCE 41-13 para columnas de hormigón asignados en ETABS.....	221
Figura 4.107. Asignación de las rótulas plásticas en vigas a una distancia relativa del 5% y el 95% con respecto al nudo o unión viga columna.....	223
Figura 4.108. Criterios de aceptación para procedimientos no-lineales para vigas establecidos en ASCE 41-13 para columnas de hormigón asignados en ETABS.....	223
Figura 4.109. Curva PUSHOVER sentido X.....	225
Figura 4.110. Curva PUSHOVER sentido Y.....	226
Figura 4.111. Nivel de daño generado en las rótulas sentido X.....	227
Figura 4.112. Nivel de daño generado en las rótulas sentido Y.....	228
Figura 4.113. Punto de desempeño X.....	229
Figura 4.114. Ubicación del punto de desempeño eje X en el nivel de desempeño...	230
Figura 4.115. Punto de desempeño Y.....	231
Figura 4.116. Ubicación del punto de desempeño eje Y en el nivel de desempeño...	231
Figura 4.117. Vista fachada frontal.....	232
Figura 4.118. Vista parcial fachada frontal.....	233

Figura 4.119. Vista fachada lateral derecha.....	233
Figura 4.120. Vista panorámica fachada lateral derecha.....	234
Figura 4.121. Vista parcial fachada posterior.....	234
Figura 4.122. Vista terraza.....	235
Figura 4.123. Vista parcial mampostería en terraza.....	235
Figura 4.124. Vista panorámica en subsuelo.....	236
Figura 4.125. Vista columnas en subsuelo.....	236
Figura 4.126. Vista vigas en subsuelo.....	237
Figura 4.127. Vista muro en subsuelo.....	237
Figura 4.128. Vista en pasillo.....	238

RESUMEN EJECUTIVO

TEMA: “Diagnóstico estructural en base a la curva de capacidad del edificio de apartamentos denominado Ciurana ubicado en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua”.

AUTOR: Edwin Patricio Morales Villagrán

TUTOR: M.Sc. Ing. Christian David Medina Robalino

FECHA: octubre de 2017

En el presente trabajo se realiza un diagnóstico estructural del edificio “Ciurana” de 6 plantas de configuración irregular tanto en elevación como en planta con el propósito de determinar el comportamiento de la estructura dentro del rango lineal evaluando los parámetros que la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 y ACI-318-14 establecen, así como la evaluación de la estructura en el rango no lineal mediante la curva de capacidad por el método Pushover para así determinar el punto de desempeño utilizando el software especializado ETABS 2016 basándose en las normativas ATC-40, FEMA 440 y ASCE 41-13.

Del estudio realizado se determinó el punto de desempeño en base a la curva de capacidad por el método Pushover en ambos sentidos X e Y, concluyendo que el edificio es capaz de resistir un sismo con un periodo de retorno de 475 años correspondiente a una aceleración máxima resistida $S_a = 0,84g$, sufriendo daños significativos en la estructura, pero evitando la pérdida de vidas humanas.

Palabras clave: Diagnóstico estructural, Pushover, punto de desempeño, curva de capacidad.

EXECUTIVE SUMMARY

TOPIC: “Structural diagnosis base on the capacity curve of the Ciurana apartment building located in Ambato city, Tungurahua province”.

AUTHOR: Edwin Patricio Morales Villagrán

TUTOR: M.Sc. Ing. Christian David Medina Robalino

DATE: october 2017

In the present document a structural diagnosis of "Ciurana" building of 6 floors of irregular configuration both in lifting plant for the purpose of determining the behaviour of the structure within the linear range evaluating parameters that the Ecuadorian 2015 construction standard and ACI-318-14 set, as well as the evaluation of the structure in the non-linear range using the capacity curve by the Pushover method to determine the performance point using the specialized software ETABS 2016 based on applicable ATC-40, FEMA 440, and ASCE 41-13.

The performance point was determined based on the capacity curve by the Pushover method in both directions X and Y, concluding that the building is able to withstand an earthquake with a return period of 475 years corresponding to a maximum acceleration resisted $S_a = 0,84g$, suffering significant damage to the structure, but avoiding the loss of human life.

Key words: structural diagnosis, Pushover, performance point, capacity curve.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1 TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL EN BASE A LA CURVA DE CAPACIDAD DEL EDIFICIO DE APARTAMENTOS DENOMINADO CIURANA UBICADO EN LA CIUDAD DE AMBATO, PROVINCIA DE TUNGURAHUA.

1.2 ANTECEDENTES

Investigadores en el mundo entero han hecho énfasis en conocer cuál es el comportamiento que tiene una estructura ante un sismo en el rango No-lineal, tal es el punto que se han desarrollado varias técnicas de análisis como por ejemplo el Pushover, el cual fue publicado y sustentado por el Concejo de Tecnología Aplicada (ATC-40) [1].

A partir de la publicación del método de análisis Pushover se ha hecho uso de este método en edificaciones de varios tipos, un ejemplo es el estudio realizado a un edificio de 21 metros de altura publicado por los investigadores de SCHOOL OF CIVIL AND CHEMICAL ENGINEERING VIT UNIVERSITY en la India [2].

Un estudio parecido nace después del terremoto de 1992 el cual sacudió El Cairo y causó grandes daños en los edificios de hormigón armado, para lo cual se analizó con la técnica del Pushover un edificio residencial de 12 plantas situado en el Cairo. Los resultados del estudio mostraron que los edificios diseñados adecuadamente tienen un buen rendimiento bajo el nivel de carga sísmica que se ajusta a la zona de El Cairo [3].

En la ciudad de Manizales capital de Caldas – Colombia se ha desarrollado un informe detallado de la valoración sísmica de un edificio modelado usando el método de análisis Pushover, evaluando el máximo desplazamiento, por medio de la intersección entre la curva de capacidad y el espectro de demanda reducido [4].

Así como también en la ciudad de Lima – Perú, en la Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ingeniería Civil se han presentado varios trabajos de titulación enfocados en el diseño y evaluación del desempeño de edificaciones aporticadas de hormigón armado de 3, 4, 5 y 7 pisos empleando la técnica del Pushover y determinando el punto de desempeño de la estructura como se puede ver como ejemplo en el trabajo de titulación presentado por Leonidas Yvan Allauca Sánchez con el tema “DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CINCO PISOS DISEÑADO CON LAS NORMAS PERUANAS DE EDIFICACIONES” [5].

Se han hecho varios esfuerzos para fomentar y expandir el conocimiento del diseño por desempeño, tal es el caso de la publicación del artículo presentado en la XXXI JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL MENDOZA 2004 sobre “MODELOS PARA CURVAS DE CAPACIDAD SÍSMICA RESISTENTE DE EDIFICIOS EN TRES DIMENSIONES DE H.A.”, la cual consiste en analizar una estructura de 6 pisos con una altura de entrepiso de 3 metros para obtener la curva de capacidad sísmica utilizando la metodología del Pushover [6].

En el Ecuador también se han realizado estudios con el método Pushover, los cuales se pueden observar en la publicación del libro de Roberto Aguiar Ph. D. denominado Análisis Sísmico por Desempeño [7].

Recientes estudios fueron realizados modelando una estructura perteneciente a un edificio de 8 pisos conformado por pórticos de hormigón armado en la ciudad de Ambato con la ayuda de un software especializado denominado ETABS, realizando un análisis dinámico basándose en el CEC 2012 y un análisis Modal Pushover para encontrar el desempeño que posee la estructura [8].

En el año 2016 se publica una importante contribución en donde se logra la reducción de la vulnerabilidad en estructuras esenciales y especiales de hormigón armado alcanzando los desempeños requeridos para los diferentes niveles de amenaza sísmica en el Ecuador descritos en la NEC, debido al desarrollo del estudio de las estructuras en mención por el Ing. Christian Medina quien aplicó el análisis estático no lineal Pushover [9].

1.3 JUSTIFICACIÓN

A nivel mundial los fenómenos naturales tales como sismos, vientos extremos, condiciones climáticas agresivas y el diario vivir exigen al Ingeniero Civil que se mantenga en una actualización constante de su profesión para así realizar un correcto diseño, ejecución y control de obras civiles con el propósito firme de vencer todos estos obstáculos y salvaguardar principalmente la vida del ser humano.

A pesar del progreso en la Ingeniería Sísmica y en la Ingeniería Estructural, el riesgo por los terremotos ha incrementado [10]. Y debido a los sismos provocados en los últimos 10 años, países como Estados Unidos, Japón y algunos países europeos, han tenido que replantear la forma de diseñar sus estructuras en zonas sísmicas [8].

Un claro ejemplo en el Ecuador es el terremoto de Pedernales suscitado el 16 de abril del 2016, que tuvo una magnitud de 7,8 grados en la escala de Richter, cuyo hipocentro se ubicó frente a Pedernales (Manabí), siendo la misma localidad la más afectada y destruida entre un 70% y 80% según estimaciones, con un total de 663 personas fallecidas [11].

Este suceso lleva a tomar conciencia frente a la responsabilidad que tiene el Ingeniero Civil a la hora de diseñar una estructura, las estructuras bien diseñadas y construidas deben ser capaces de absorber y disipar la energía, sufriendo un daño mínimo durante terremotos moderados y daños limitados durante terremotos fuertes [10]. La Norma Ecuatoriana de la Construcción exige que el desempeño sísmico debe verificarse para las edificaciones de categoría esencial y de ocupación especial cumpliendo los respectivos objetivos de desempeño [12].

En la provincia de Tungurahua, el 5 de agosto de 1949 se suscitó un terremoto de 6,8 grados en la escala de Richter, dejando incalculables pérdidas materiales y más de 6000 muertos [13].

El edificio “Ciurana” fue construido en el año 2008 y se encuentra ubicado en la ciudad de Ambato, zona de alta peligrosidad sísmica, su filosofía de diseño fue fundamentada en función a los códigos de construcción vigentes a esa fecha, tales como el ACI 318S-08 y el Código Ecuatoriano de la Construcción; por lo tanto, no se ha realizado un

diseño por desempeño para la estructura. La Norma Ecuatoriana de la Construcción no exigía en ese entonces tales verificaciones de desempeño sísmico y en la actualidad para este tipo de edificios residenciales catalogados como “otras estructuras” tampoco [14]. ¿Por qué no se realiza este tipo de verificaciones a edificios residenciales?

No se tiene conocimiento del comportamiento que tiene el edificio en el rango no-lineal, por tal motivo se amerita conocer cuál es el desempeño de la estructura ante excitaciones sísmicas, dando como resultado este conocimiento más tranquilidad a los propietarios de los apartamentos del edificio denominado Ciurana.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar un diagnóstico estructural en base a la curva de capacidad del edificio de apartamentos denominado Ciurana ubicado en la ciudad de Ambato, Provincia de Tungurahua.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Emplear una herramienta computacional para el diagnóstico estructural del edificio de apartamentos Ciurana.
- Analizar la estructura mediante el método Pushover.
- Evaluar el estado estructural actual del edificio Ciurana.

CAPÍTULO II

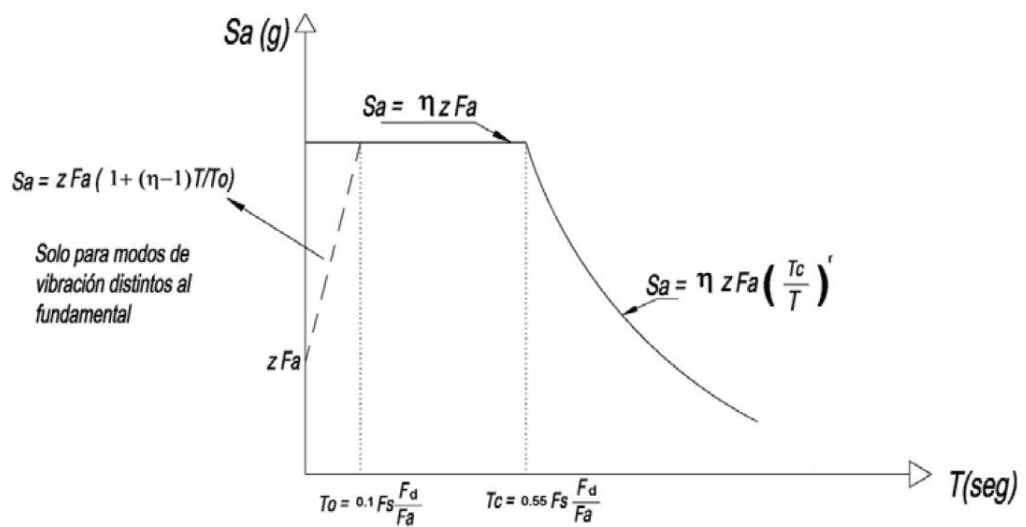
FUNDAMENTACIÓN

2.1 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1.1 DEMANDA

La demanda se la representa en el espectro sísmico de respuesta elástico de aceleraciones que el suelo transmite a la estructura en un periodo de tiempo de duración del sismo de diseño [9].

Figura 2.1. Espectro Sísmico Elástico de Aceleraciones, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad el cual depende del periodo o modo de vibración de la estructura.



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

dónde:

S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado en fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

$$\bullet S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c \quad (2.1)$$

$$\bullet S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para} \quad T > T_c \quad (2.2)$$

$$\bullet S_a = Z \cdot F_a \left[1 + (\eta - 1) \left(\frac{T}{T_o}\right)\right] \quad \text{para} \quad T \leq T_o \quad (2.3)$$

η Razón entre la aceleración espectral S_a (T = 0.1 segundos) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

- $\eta = 1,80$ *Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).*
- $\eta = 2,48$ *Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.*
- $\eta = 2,60$ *Provincias del Oriente.*

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g.

Tabla 2.1. Valores del factor Z que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g, en función de la zona sísmica adoptada.

ZONA SÍSMICA	I	II	III	IV	V	VI
Valor del 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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

r Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.
- $r = 1,5$ para tipo de suelo E.

T Periodo fundamental de vibración de la estructura.

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha \quad (2.4)$$

h_n Altura máxima de la edificación.

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio.

Tabla 2.2. Valor de los factores C_t y α , necesarios para determinar el periodo fundamental de vibración de la estructura que depende del tipo de la misma.

Tipo de Estructura	C_t	α
Estructura de acero		
Sin arriostramiento	0.072	0.80
Con arriostramiento	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

T_c Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$$T_c = 0,55(F_s) \frac{F_d}{F_a} \quad (2.5)$$

T_o Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$$T_o = 0,10(F_s) \frac{F_d}{F_a} \quad (2.6)$$

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos del sitio.

Tabla 2.3. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a.

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	1.3	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Clasificación de los perfiles de suelo					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

F_a Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos del sitio.

Tabla 2.4. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d.

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	Clasificación de los perfiles de suelo					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

F_s Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio F_s.

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	Clasificación de los perfiles de suelo					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

2.1.1.1 Peligro sísmico del Ecuador y curvas de peligro

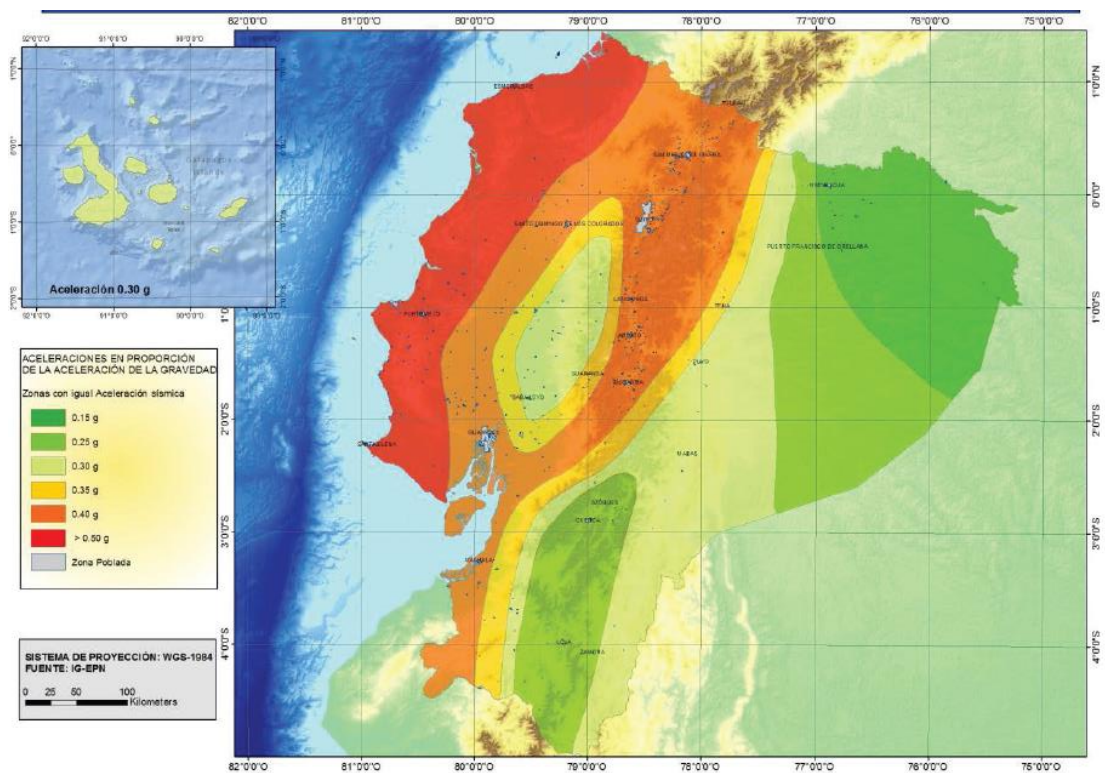
El Ecuador es un país de alta peligrosidad sísmica, de tal manera que se ha clasificado en varias zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico, la Norma Ecuatoriana de la Construcción actualmente ha clasificado estas zonas y ha designado un factor de zona Z necesario para consideraciones y cálculos estructurales [14].

2.1.1.2 Factor de zona Z

Para edificaciones de uso normal es necesario determinar el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, valor que se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad [14].

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para el 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno de 475 años), que incluye una saturación a 0,50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. Se determinan seis zonas sísmicas del Ecuador, de acuerdo al mapa de la figura 2.2 [14].

Figura 2.2. Mapa de clasificación de las zonas sísmicas del Ecuador que representa las aceleraciones en proporción de la aceleración de la gravedad.



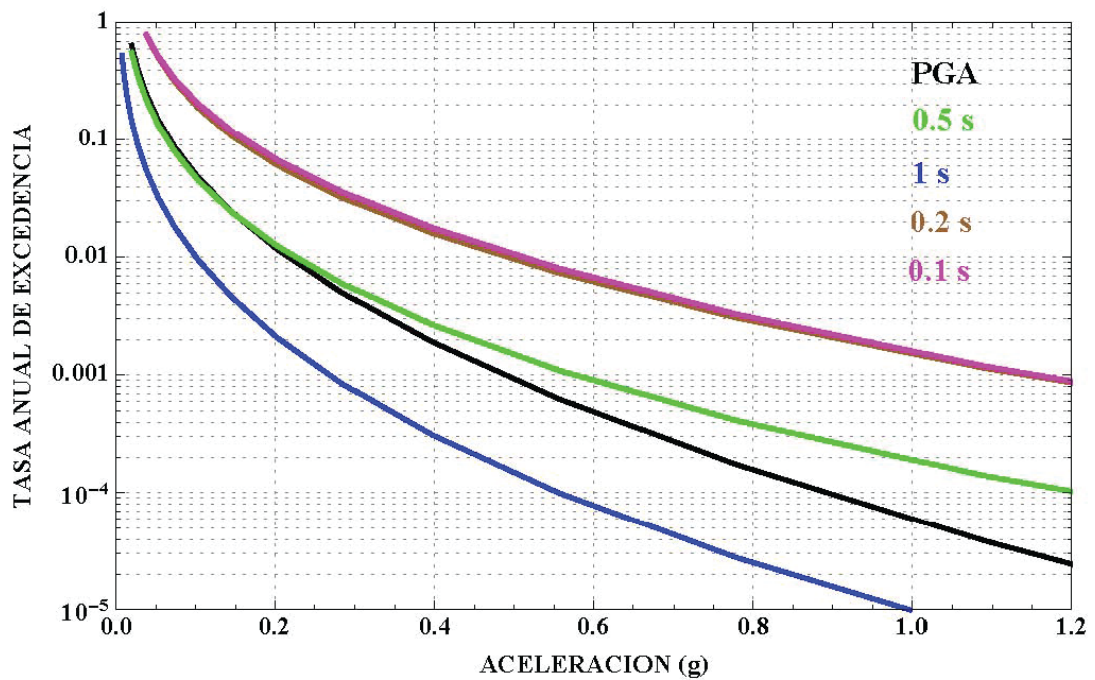
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

Para diseñar los diferentes tipos de estructuras, sean de ocupación especial, esenciales, y otras estructuras, es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico para verificar el cumplimiento de los diferentes niveles de desempeño [14].

2.1.1.3 Curvas de peligro sísmico

Es necesario definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca los cuales se proporcionan en las curvas de peligro sísmico probabilístico para cada capital de provincia del Ecuador, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia y para el presente proyecto de titulación se ha seleccionado la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua, lugar en el que se ha construido el edificio denominado “Ciurana”.

Figura 2.3. Curva de Peligro Sísmico para la ciudad de Ambato (-1,25; -78,63) a diferentes Períodos Estructurales.



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

2.1.1.4 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción se establecen 6 tipos de perfil de suelo utilizando parámetros en la clasificación correspondientes a los 30 metros superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Para el perfil tipo F se aplicarán otros criterios y la respuesta no debe limitarse a los 30 metros superiores del perfil con espesores de suelo significativo [14].

En el presente proyecto de titulación, se ha seleccionado el perfil de suelo tipo C para la cimentación en la que se implantará la estructura, en su mayoría este tipo de suelo es característico de la región Sierra [9].

Tabla 2.6. Parámetros de clasificación de los seis tipos de perfil de suelo, A, B, C, D, E y F para el diseño sísmico en el Ecuador.

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

2.1.2 CAPACIDAD

La capacidad que posee una estructura depende mucho de la resistencia y capacidad de deformación de sus elementos individuales para resistir la demanda sísmica. Para determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis estático no lineal denominado Pushover. El procedimiento consiste en realizar una serie de análisis elásticos de manera secuencial y luego son superpuestos para aproximar un diagrama de fuerza versus desplazamiento de toda la estructura [15].

El modelo matemático que se define para la estructura es modificado en cada paso, para tomar en cuenta la reducción de la rigidez de los elementos estructurales que alcanzaron su fluencia, consecuentemente se aplica un incremento en la fuerza externa de manera que otros elementos estructurales también alcancen su fluencia; este procedimiento continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o colapse. [1].

El enfoque principal que se le da al procedimiento para el análisis estático no lineal es la fabricación de la curva de capacidad, este proceso es independiente del método utilizado para calcular la demanda y proporciona información valiosa para el ingeniero calculista [1].

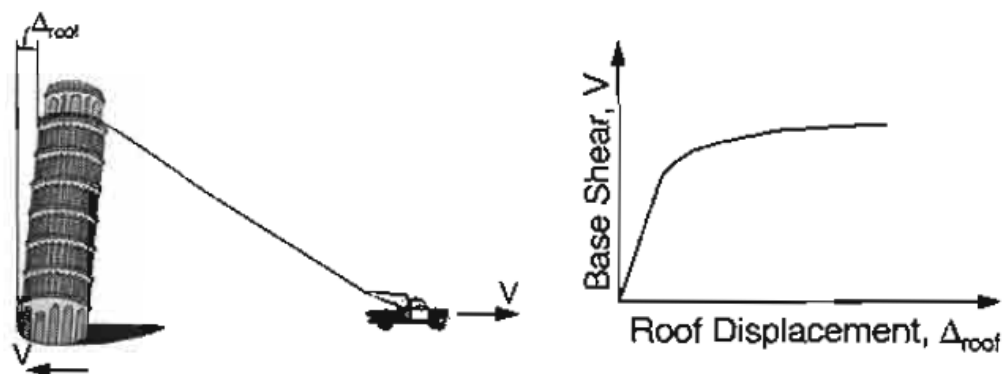
2.1.2.1 Análisis Estático No-Lineal (Pushover)

El Pushover es una técnica eficiente y muy práctica para encontrar la curva de capacidad resistente que posee una estructura ante acciones sísmicas, esta curva relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral máximo que puede alcanzar el nodo de control, el cual deberá estar localizado en el centro de masas del techo del edificio, debiendo descartarse azoteas o tapa gradas cuya rigidez sea mucho menor a la del piso inmediatamente inferior. Aplicar la técnica del Pushover consiste en someter a una estructura ya diseñada a un incremento de cargas laterales en la misma dirección hasta que ésta colapse y es válida solamente cuando el período fundamental de la estructura sea menor a 1 segundo [16].

Los elementos estructurales y no estructurales que afectan a la rigidez lateral o que influyen en la distribución de las fuerzas en una estructura deben ser identificados y clasificados en primarios y secundarios. Los elementos primarios son aquellos considerandos como elementos estructurales, son parte del sistema resistente a cargas laterales y los elementos que no lo son, son considerados como elementos secundarios.

Durante el análisis se puede observar la secuencia de agrietamiento, fluencia y fallo de los elementos primarios o estructurales asociados con límites de deformación correspondientes con el tipo de elemento y su material constitutivo [9].

Figura 2.4. Representación gráfica de la Curva de Capacidad mediante un análisis estático no lineal denominado Pushover.



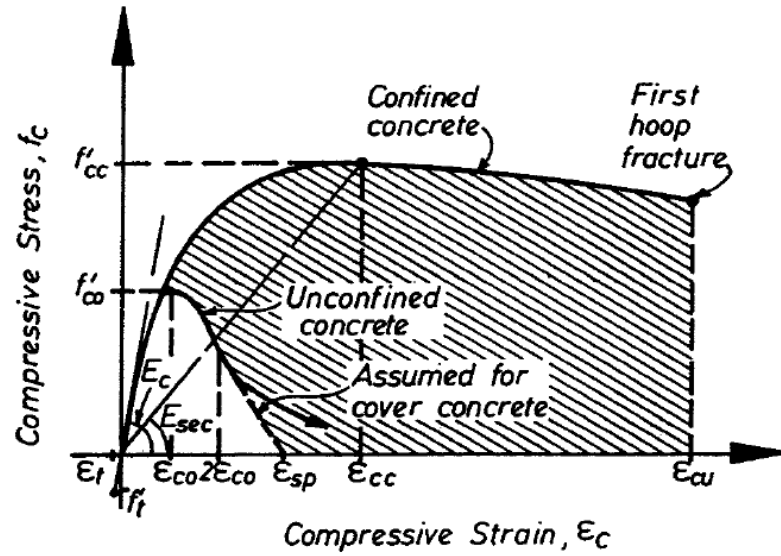
Fuente: ATC-40.

2.1.2.2 Modelos constitutivos de los materiales

2.1.2.2.1 Hormigón

Mander et al [17] ha propuesto un enfoque de esfuerzo-deformación unificado para el hormigón confinado y no confinado aplicable para el esfuerzo transversal circular y rectangular. El modelo de esfuerzo-deformación es ilustrado en la figura 2.5 y se basa en una ecuación sugerida por Popovics en 1973 para una velocidad lenta (casi estática) y carga monotónica.

Figura 2.5. Modelo de Esfuerzo-Deformación propuesto para cargas monotónicas del concreto confinado y no confinado.



Fuente: Mander et al. 1988.

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (2.7)$$

$$f'_{cc} = k \cdot f'_{co} \quad (2.8)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2.9)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \cdot \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.10)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.11)$$

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f'_{co}} \quad (2.12)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (2.13)$$

dónde:

f_c Esfuerzo de compresión del hormigón.

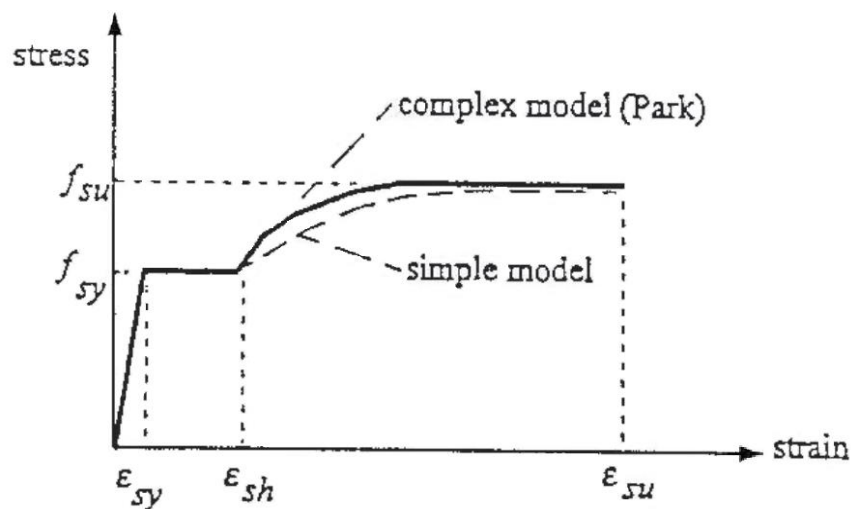
f'_{cc} Esfuerzo máximo de compresión del hormigón confinado.

f'_{co}	Esfuerzo máximo de compresión del hormigón no confinado.
k	Factor para transformar el hormigón no confinado en hormigón confinado.
x	Relación entre deformación en un instante determinado y deformación en el esfuerzo máximo de compresión del hormigón confinado (f'_{cc}).
ϵ_{co}	Deformación correspondiente al esfuerzo máximo de compresión del hormigón no confinado (f'_{co}).
ϵ_{cc}	Deformación correspondiente al esfuerzo máximo de compresión del hormigón confinado (f'_{cc}).
r	Relación relativa entre el módulo inicial y secante de la elasticidad.
E_c	Módulo de elasticidad del hormigón.
E_{sec}	Módulo secante de elasticidad del hormigón en el esfuerzo máximo.

2.1.2.2.2 Acero de refuerzo

El modelo de Park define muy bien la curva que relaciona el esfuerzo – deformación del acero de refuerzo ya que se ha demostrado que se aproxima en gran medida a modelos experimentales, resultados más reales [9].

Figura 2.6. Modelo de Esfuerzo-Deformación propuesto por PARK para el acero.



Fuente: Paulay & Priestley, 1992

dónde:

ε_{sy}	<i>Deformación unitaria de fluencia del acero.</i>
ε_{sh}	<i>Deformación unitaria o específica a la que inicia el endurecimiento.</i>
ε_{su}	<i>Deformación unitaria última.</i>
F_{sy}	<i>Esfuerzo unitario de fluencia del acero.</i>
F_{su}	<i>Esfuerzo unitario resistente máximo.</i>

Cabe recalcar que los materiales ayudan a generar el momento – curvatura y por ende con el momento – curvatura se puede generar la curva de capacidad de la estructura.

2.1.2.3 Momento – Curvatura

Conocer el momento curvatura ($M - \phi$) de las secciones de los elementos estructurales resulta relevante dentro de un análisis estructural no lineal con el firme propósito de conocer la capacidad de ductilidad por curvatura μ_ϕ de la estructura, la máxima capacidad a flexión del elemento M_u y comparar estas cantidades con las demandas que sufrirá la estructura durante el historial de carga. [7].

2.1.2.3.1 Determinación del Momento – Curvatura por el Método de Dovelas

Llamando también método de fibras desarrollado por Kunnath et al (1992) y Park et al (1983) basado en que a un punto del diagrama le corresponde una curvatura dada y para lograr obtener los siguientes puntos notables se debe incrementar gradualmente la curvatura para lo cual se han definido cuatro de los puntos notables mencionados. [7].

Punto A: Se define el comienzo del rango elástico y este punto se determina cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a la tracción.

$$M_A = \frac{I}{c_t} \cdot \left(f_{ct} + \frac{P_o}{A} \right) \quad (2.14)$$

$$\phi_A = \frac{M_A}{E_c \cdot I} \quad (2.15)$$

$$A = b \cdot h \quad (2.16)$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (2.17)$$

$$C_t = \frac{h}{2} \quad (2.18)$$

$$f_{ct} = 0,10f'c \quad (2.19)$$

dónde:

M_A	<i>Momento en el punto A.</i>
ϕ_A	<i>Curvatura en el punto A.</i>
I	<i>Momento de inercia del elemento estructural.</i>
P_o	<i>Fuerza axial de compresión.</i>
A	<i>Área de la sección.</i>
b	<i>Base de la sección.</i>
h	<i>Altura de la sección.</i>
C_t	<i>Distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra más traccionada.</i>
f_{ct}	<i>Esfuerzo máximo a tracción del hormigón.</i>
$f'c$	<i>Esfuerzo de compresión del hormigón.</i>
E_c	<i>Módulo de elasticidad del hormigón.</i>

Punto Y: Se determina cuando el acero a tracción alcanza el punto de fluencia.

$$M_Y = 0,50f'c \cdot b \cdot d^2 \cdot [(1 + \beta_c - n) \cdot n_o + (2 - n) \cdot p_t + (n - 2\beta_c) \cdot \alpha_c \cdot p'_t] \quad (2.20)$$

$$\phi_Y = \left[1,05 + (C_2 - 1,05) \cdot \left(\frac{n_o}{0,03} \right) \right] \cdot \left[\frac{\varepsilon_y}{(1-k) \cdot d} \right] \quad (2.21)$$

$$\beta_c = \frac{d'}{d} \quad (2.22)$$

$$n = \frac{0,75}{1+\alpha_y} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o}\right)^{0,70} \quad (2.23)$$

$$n_o = \frac{P_o}{b \cdot d \cdot f'c} \quad (2.24)$$

$$\alpha_y = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_o} \quad (2.25)$$

$$p_t = \frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f'c} \quad (2.26)$$

$$p'_t = \frac{A'_s \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f'c} \quad (2.27)$$

$$\alpha_c = (1 - \beta_c) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y}\right) - \beta_c \leq 1 \quad (2.28)$$

$$\varepsilon_c = \phi_Y \cdot (d - \varepsilon_y) \leq \varepsilon_u \quad (2.29)$$

$$C_2 = 1 + \frac{0,45}{(0,84+p_t)} \quad (2.30)$$

$$k = \sqrt{(p_t + p'_t)^2 \cdot \left(\frac{1}{4\alpha_y^2}\right) + (p_t + \beta_c \cdot p'_t) \cdot \left(\frac{1}{\alpha_y}\right) - (p_t + p'_t) \cdot \left(\frac{1}{2\alpha_y}\right)} \quad (2.31)$$

dónde:

M_Y	<i>Momento en el punto Y.</i>
ϕ_Y	<i>Curvatura en el punto Y.</i>
d	<i>Peralte efectivo de la sección.</i>
d'	<i>Recubrimiento de la armadura a compresión.</i>
A_s	<i>Área de acero a tracción de la sección.</i>
A'_s	<i>Área de acero a compresión de la sección.</i>
ε_o	<i>Deformación del hormigón asociado a la máxima resistencia.</i>
ε_u	<i>Deformación última del hormigón.</i>
f_y	<i>Resistencia especificada a la fluencia del acero.</i>

Punto S: Se obtiene cuando el acero a tracción se encuentra al iniciar la zona de endurecimiento.

Punto U: Se determina cuando el hormigón llega a su máxima deformación útil.

$$M_U = (1,24 - 0,15 p_t - 0,50 n_o). M_Y \quad (2.32)$$

$$\phi_U = \mu_\phi \cdot \phi_Y \quad (2.33)$$

$$\mu_\phi = \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_o}\right)^{0,218pw-2,15} \cdot \exp(0,654pw + 0,38) \quad \begin{array}{l} ;\text{Si } pw > 2\% \therefore pw = 2 \\ ;\text{Si } \mu_\phi < 1 \therefore \mu_\phi = 1 \end{array} \quad (2.34)$$

$$\varepsilon_p = 0,50\varepsilon_b + 0,50\sqrt{\varepsilon_b^2 + \theta_s^2} \quad (2.35)$$

$$\varepsilon_b = \left[C_1 + (C_2 - C_1) \cdot \left(\frac{n_o}{0,30}\right) \right] \cdot \phi_Y \quad (2.36)$$

$$C_1 = 1,05 \quad \text{Para} \quad p'_t \neq 0 \quad (2.37)$$

$$C_1 = 1,00 + 1,90p_t^{2,40} \quad \text{Para} \quad p'_t = 0 \quad (2.38)$$

$$C_2 = 1 + \frac{0,45}{(0,84 + 2p'_t - p_t)} \quad (2.39)$$

$$\theta_s = \frac{0,002}{\frac{L}{d} - 0,50} \quad u < 5 \quad \text{o} \quad \frac{L}{d} > 4 \quad (2.40)$$

$$\theta_s = \frac{0,002}{\frac{L}{d} - 0,50} [1 + 0,27(u - 5)] \quad u > 5 \quad \text{y} \quad 2,50 < \frac{L}{d} < 4 \quad (2.41)$$

$$\theta_s = \frac{0,002}{\frac{L}{d} - 0,50} \left[1 + \frac{0,185(u-5)}{\sqrt{pw} - 0,40} \right] \quad u > 5 \quad \text{y} \quad \frac{L}{d} < 2,50 \quad (2.42)$$

$$u = \frac{\tau_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (2.43)$$

dónde:

M_U Momento en el punto U.

ϕ_U Curvatura en el punto U.

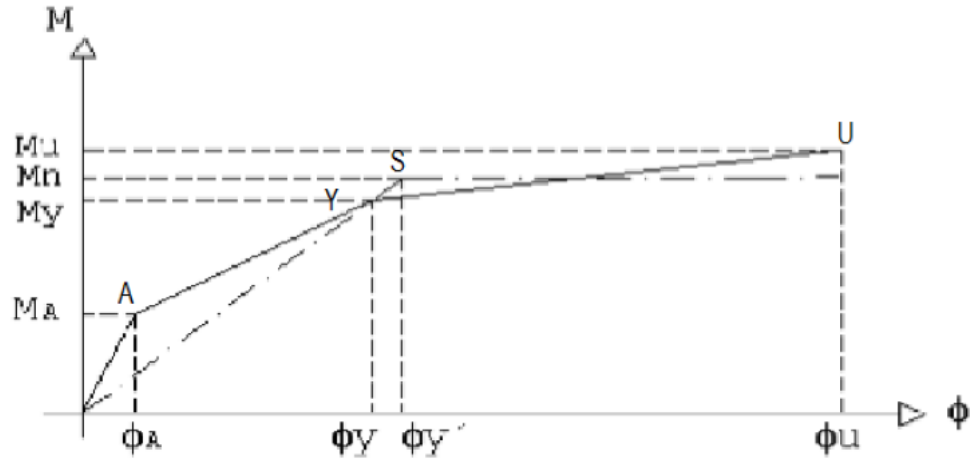
pw Cuantía de confinamiento del refuerzo transversal en porcentaje.

μ_ϕ Ductilidad por curvatura.

θ_s Rotación por corte.

L Longitud del elemento.
 τ_b Esfuerzo promedio de adherencia.

Figura 2.7. Diagrama Momento Curvatura ($M - \phi$) para una sección de hormigón armado determinado por el método de dovelas.



Fuente: Aguiar Roberto, Análisis por Desempeño, 2003.

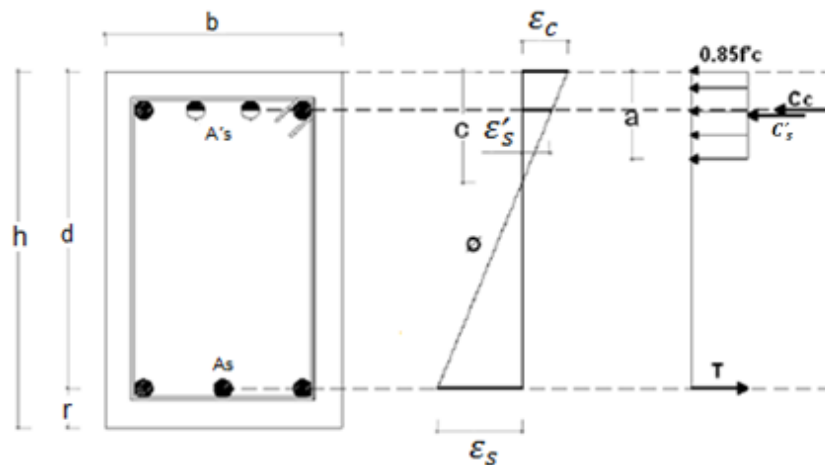
2.1.2.3.2 Determinación del Momento – Curvatura por el Método Convencional

El procedimiento se basa en aplicar el criterio de compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas y equilibrio de momentos, su proceso se describe a continuación: [7].

- Seleccionar el valor de deformación máxima del hormigón ϵ_c , para determinar el primer punto del diagrama ($M - \phi$).
- Imponerse el valor de c (profundidad del eje neutro) y de acuerdo con este valor trazar el perfil de deformación a lo largo de la profundidad de la sección.
- Determinar las deformaciones en cada hilera del acero ϵ_s por medio de la compatibilidad de deformaciones.
- Cuando ya se determinan las deformaciones, obtener correspondientemente los esfuerzos para el acero y para el hormigón en base a las curvas constitutivas de los respectivos materiales.
- En función de los esfuerzos y el área de cada material, se calculan las fuerzas de tensión y compresión verificando que sean iguales logrando el equilibrio.

- Si las fuerzas no son equilibradas se debe aumentar o disminuir el valor de c (profundidad del eje neutro) según sea el caso hasta llegar al equilibrio de las fuerzas internas. El cálculo descrito es un proceso iterativo.
- Obtener el momento resistente correspondiente a la última posición del eje neutro c , multiplicando cada fuerza por su brazo de palanca respectivo.
- Por último, se obtiene la curvatura ϕ , dividiendo el valor de la deformación del hormigón ϵ_c , para la profundidad del eje neutro c .
- Para encontrar otro punto en el diagrama se impone de nuevo un valor de deformación del hormigón ϵ_c y se repite el procedimiento previamente descrito.

Figura 2.8. Diagrama de esfuerzos y deformaciones de una sección de hormigón armado.



Fuente: Medina Christian, Estudio de la relación Momento - Curvatura como herramienta para entender el comportamiento de secciones de hormigón armado, 2012.

Las ecuaciones para determinar del momento curvatura por el método convencional se describen a continuación:

$$a = \beta_1 \cdot c \quad ; \beta_1 = 0,85 \text{ para hormigones hasta } 28\text{Mpa} \quad (2.44)$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (2.45)$$

$$\varepsilon_s = \frac{(d-c) \cdot \varepsilon_c}{c} \quad (2.46)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{(c-r) \cdot \varepsilon_c}{c} \quad (2.47)$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \quad ; \text{ Si } f_s > f_y \quad \therefore f_s = f_y \quad (2.48)$$

$$f'_s = \varepsilon'_s \cdot E'_s \quad (2.49)$$

$$T = f_s \cdot A_s \quad (2.50)$$

$$C'_s = f'_s \cdot A'_s \quad (2.51)$$

$$C_c = 0,85 f'_c \cdot a \cdot b \quad (2.52)$$

$$C = C_c + C'_s \quad (2.53)$$

$$M = C'_s \cdot (d - r) + C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.54)$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (2.55)$$

dónde:

- a *Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos.*
- β_1 *Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.*
- c *Profundidad del eje neutro.*
- ε_y *Deformación de fluencia del acero.*
- E_s *Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.*
- ε_s *Deformación del acero de tensión.*
- ε_c *Deformación del hormigón a compresión.*
- ε'_s *Deformación del acero de compresión.*
- r *Recubrimiento.*
- f_s *Esfuerzo del acero de tensión.*
- f'_s *Esfuerzo del acero de compresión.*

T	<i>Fuerza del acero de tensión.</i>
C'_s	<i>Fuerza del acero de compresión.</i>
C_c	<i>Fuerza de compresión del hormigón.</i>
C	<i>Fuerza resultante de compresión.</i>
M	<i>Momento de la sección.</i>
\emptyset	<i>Curvatura de la sección.</i>

2.1.2.4 Rótula Plástica

La rótula plástica es un mecanismo de disipación de la energía creada por la excitación sísmica que es transmitida al edificio, la rótula plástica se forma en un punto determinado en donde la sección no es capaz ya de tomar mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar [18].

La NEC establece que la filosofía de diseño debe ser columna fuerte – viga débil y que las formaciones de las rótulas plásticas siempre deben empezar a formarse en las vigas en los puntos cerca de los nudos.

Tabla 2.7. Clasificación de estructuras de hormigón armado en función del mecanismo dúctil esperado.

Sistema estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle).	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

Las ecuaciones para determinar la longitud de la rótula plástica se describen a continuación:

$$L_p = 0,080L_c + L_{sp} \quad (2.56)$$

$$L_p = 0,044f_y \cdot d_{bl} \quad (2.57)$$

$$L_p = 2L_{sp} \quad (2.58)$$

$$L_{sp} = 0,022f_y \cdot d_{bl} \quad (2.59)$$

dónde:

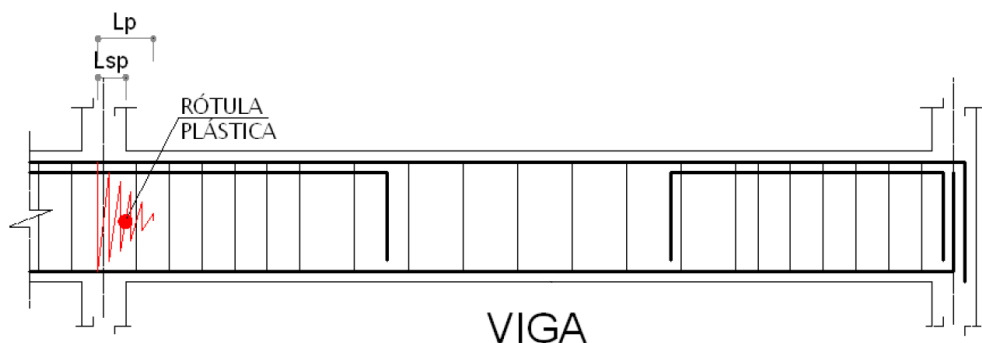
L_p Longitud de la rótula plástica tomada desde el nudo. Se debe tomar el valor mayor entre las ecuaciones (2.56), (2.57) y (2.58).

L_c Longitud de la sección crítica en el punto de inflexión en el elemento. El punto de inflexión del elemento se obtiene cuando el momento es nulo.

d_{bl} Diámetro del acero de refuerzo longitudinal.

L_{sp} Longitud de penetración de la deformación.

Figura 2.9. Longitud y ubicación de la rótula plástica para una viga de hormigón armado.



Fuente: Medina Christian, Estudio de la relación Momento - Curvatura como herramienta para entender el comportamiento de secciones de hormigón armado, 2012.

2.1.3 DESEMPEÑO

El desempeño de una estructura depende de su capacidad de resistir una demanda, por tal motivo es necesario diseñar sistemas estructurales que sean capaces de resistir excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable que tenga la capacidad de absorber demandas y disipar el mayor porcentaje de la energía que el sismo introduce a la estructura [19].

El desempeño cuantifica la cantidad de daño que un edificio ha sufrido por una excitación sísmica y el impacto que tienen estos daños después del sismo [20].

2.1.3.1 Niveles de desempeño

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece niveles de desempeño para las estructuras, las cuales se detallan a continuación en la Tabla 2.8.

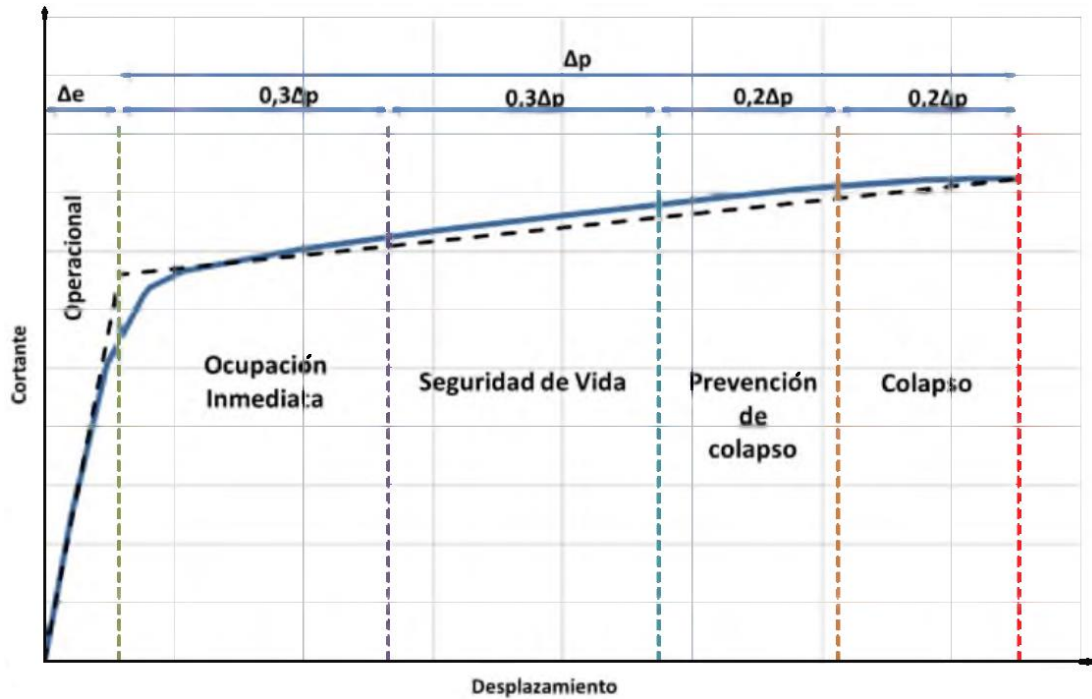
Tabla 2.8. Control de daño y niveles de desempeño para edificios.

Nivel de Desempeño	Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
Descripción de daño	Muy Ligero	Ligero	Moderado	Severo
Daño Global General	No hay deriva permanente.	No hay deriva permanente.	Algo de deriva permanente.	Grandes derivas permanentes.
	La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales.	La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales.	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos.	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando.
	Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos rasos así como en elementos estructurales.	Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos rasos así como en elementos estructurales.	Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados.	Algunas salidas bloqueadas.
			Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Daño en paredes divisorias.	Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente.
	Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento.	Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable.	El edificio se mantiene, económicamente reparable.	El edificio está cerca del colapso.
Componentes No Estructurales	Ocurre daño insignificante; la energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva.	Equipos y contenido están seguros de manera general; pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad.	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico.	Daño severo.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

En la curva de capacidad, los límites de desplazamiento que determinan los niveles de desempeño se definen en fracciones del desplazamiento plástico (Δ_p) y se los puede evidenciar en la Figura 2.10.

Figura 2.10. Sectorización de la Curva de Capacidad limitada por los niveles de desempeño definidos en fracciones del desplazamiento plástico Δ_p .



Fuente: Dunn Arias, Kevin Bertín, Rehabilitación Estructural de la Facultad de Ingeniería mediante aisladores sísmicos, 2016.

2.1.3.2 Determinación del punto de desempeño mediante el método del espectro de capacidad de linealización equivalente

El método de capacidad de linealización equivalente se basa en determinar el máximo desplazamiento inelástico de una estructura que ha sido sometida a una determinada amenaza sísmica. Los resultados se presentan en forma de espectro de respuesta de aceleración – desplazamiento, este formato es una simple conversión del Cortante Basal vs el desplazamiento del nodo de control en el techo. El método del Espectro de Capacidad de linealización equivalente supone que el amortiguamiento equivalente del sistema es proporcional al área delimitada por la curva de capacidad. Se estima que el período equivalente T_{eq} corresponde al período secante en el que la demanda sísmica del movimiento del terreno, reducida para la amortiguación equivalente, se interseca con la curva de capacidad. Dado que el período y el amortiguamiento equivalente son una función del desplazamiento, la solución para determinar el punto de desempeño es iterativo [21].

2.1.3.2.1 Procedimiento de solución

1. Seleccionar una representación de espectro de movimiento del suelo con una amortiguación inicial β_i del 5%.
2. Modificar el espectro previamente seleccionado a un espectro de formato aceleración – desplazamiento mediante la ecuación:

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \cdot Sa_i \cdot g \quad (2.60)$$

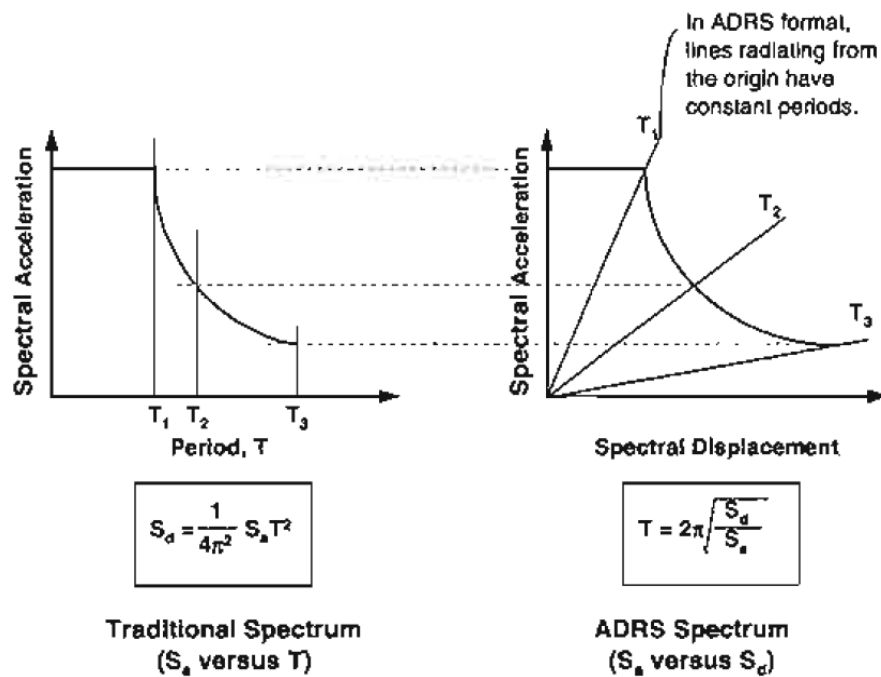
Sd_i Desplazamiento espectral del punto i .

T_i Período de vibración del punto i .

Sa_i Aceleración espectral del punto i .

g Aceleración de la gravedad.

Figura 2.11. Espectro de respuesta en formato tradicional (S_a vs. T) y ADRS (S_a vs. S_d).



Fuente: ATC-40.

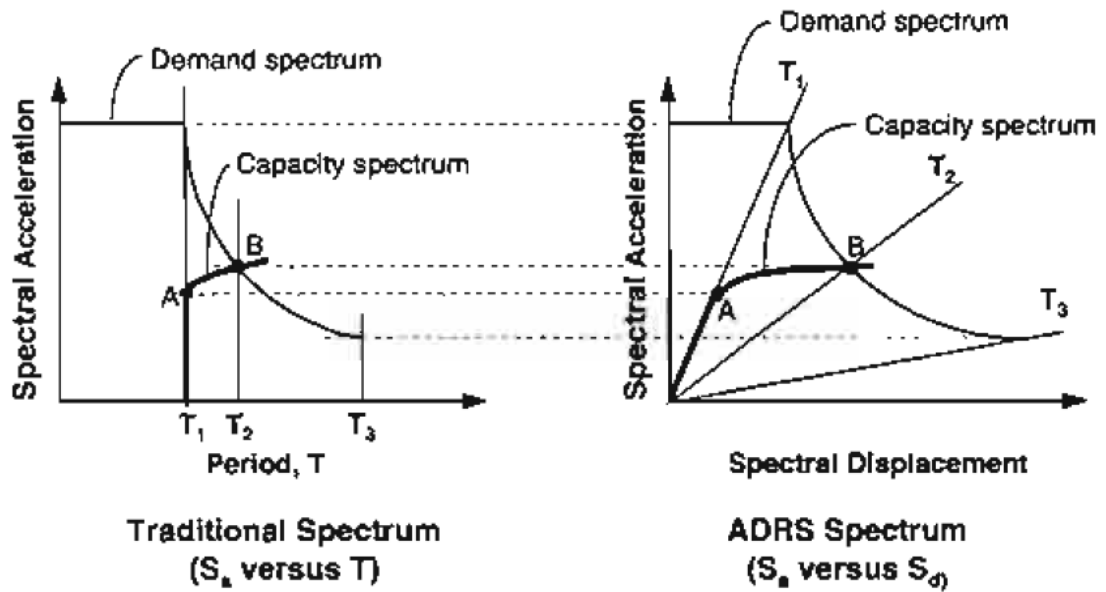
3. Generar la curva de capacidad para la estructura a ser analizada y transformarla al formato de aceleración – desplazamiento mediante las ecuaciones que recomienda el ATC-40.

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{(PF \cdot \phi_{1,roof})} \quad (2.61)$$

$$Sa_i = \frac{\left(\frac{V_i}{W}\right)}{\alpha_1} \quad (2.62)$$

- Δ_{roof} Desplazamiento de la estructura.
 PF Factor de participación modal.
 $\phi_{1,roof}$ Amplitud en el techo en el primer modo.
 V_i Cortante basal de la estructura en el punto i .
 W Peso total de la estructura.
 α_1 Coeficiente de participación modal de la masa.

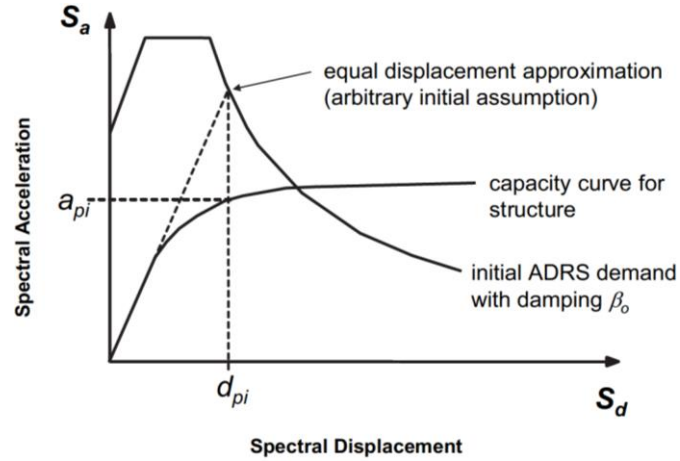
Figura 2.12. Curva de capacidad de la estructura en formato Normal (S_a vs. T) y ADRS (S_a vs. S_d).



Fuente: ATC-40.

4. Seleccionar un punto de desempeño inicial (aceleración máxima, a_{pi} y el desplazamiento, d_{pi}). Esto puede basarse en una aproximación de igual desplazamiento como se muestra en la figura 2.13.

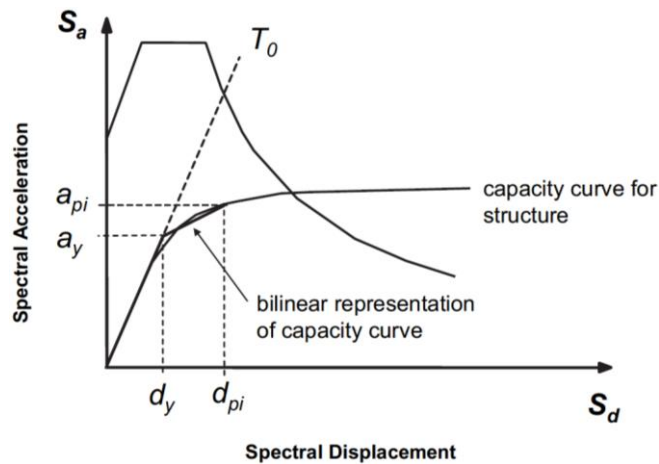
Figura 2.13. ADRS inicial y Curva de Capacidad de la estructura (S_a vs. S_d).



Fuente: FEMA 440.

5. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad conforme con los procedimientos descritos en el ATC-40. Para definir el período inicial T_o , desplazamiento de fluencia d_y , y la aceleración de fluencia a_y . Tener en cuenta que estos parámetros pueden variar para diferentes suposiciones de a_{pi} y d_{pi} .

Figura 2.14. Representación bilineal del Espectro de Capacidad de la estructura (S_a vs. S_d).



Fuente: FEMA 440.

6. Para la representación bilineal descrita en el anterior paso, calcular los valores de rigidez post-fluencia α , y la ductilidad μ con las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad (2.63)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (2.64)$$

7. Utilizando los valores calculados para la rigidez de post-fluencia α , y la ductilidad μ , descritos en el paso anterior, calcular el correspondiente amortiguamiento efectivo β_{eff} y el período efectivo T_{eff} .

Después de este paso del procedimiento, una serie de opciones están disponibles para identificar una única solución. El procedimiento con el que pretenderá dar solución es aquel que se puede encontrar en FEMA 440, Procedimiento C, el cual se describe a continuación.

2.1.3.2.2 Procedimiento C (MADRS posible ubicación del punto de desempeño)

Este procedimiento se enfoca en utilizar el espectro de aceleración – respuesta modificado para múltiples soluciones asumidas (a_{pi} , d_{pi}) y las ductilidades correspondientes para generar una ubicación posible del punto de desempeño. El punto de desempeño real se encuentra en la intersección de este lugar y el espectro de capacidad.

Cabe mencionar que este procedimiento es el que utiliza el software especializado denominado ETABS 2016.

8. Utilizando el amortiguamiento efectivo, ajustar el espectro inicial al Espectro modificado de aceleración – Desplazamiento ADRS.

$$S_{a_{\beta_{eff}}} = \frac{S_a}{B_{\beta_{eff}}} \quad (2.65)$$

$$B_{\beta_{eff}} = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}} \quad (2.66)$$

9. Multiplicar las ordenadas de aceleración del ADRS para, β_{eff} , por el factor de modificación M, usando el período efectivo calculado, T_{eff} , para generar el espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado (MADRS).

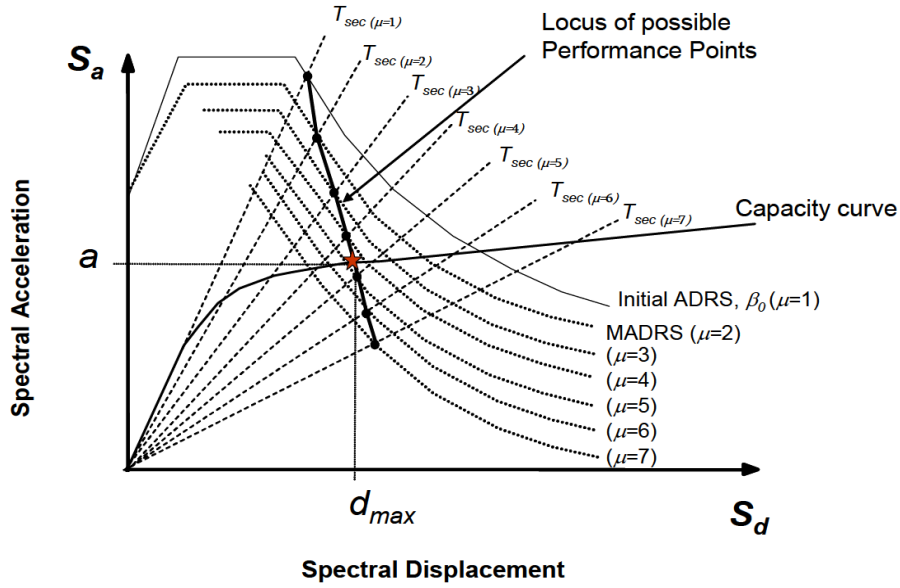
$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 \cdot \left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2 \quad (2.66)$$

$$\left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (2.67)$$

Los valores de rigidez post-fluencia α , y la ductilidad μ , se calcularon con las ecuaciones (2.63) y (2.64).

10. El punto de desempeño posible se genera por la intersección del período de secante radial, T_{sec} , con el espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado (MADRS).
11. Aumentar o disminuir el punto de desempeño asumido y repetir el procedimiento para generar una serie de posibles puntos de desempeño.
12. El punto de desempeño real se define por la intersección del lugar geométrico de los puntos y el espectro de capacidad.

Figura 2.15. Ubicación del punto de desempeño determinado por el método de Linealización Equivalente.



Fuente: FEMA 440.

2.1.3.2.3 Amortiguamiento Efectivo

Los valores del amortiguamiento efectivo son expresados como porcentaje de amortiguamiento crítico, para todos los tipos de modelos y valores alfa hysteréticos tiene la siguiente forma:

Para ductilidades $1 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_o \quad (2.68)$$

Para ductilidades $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_o \quad (2.69)$$

Para ductilidades $\mu > 6.5$:

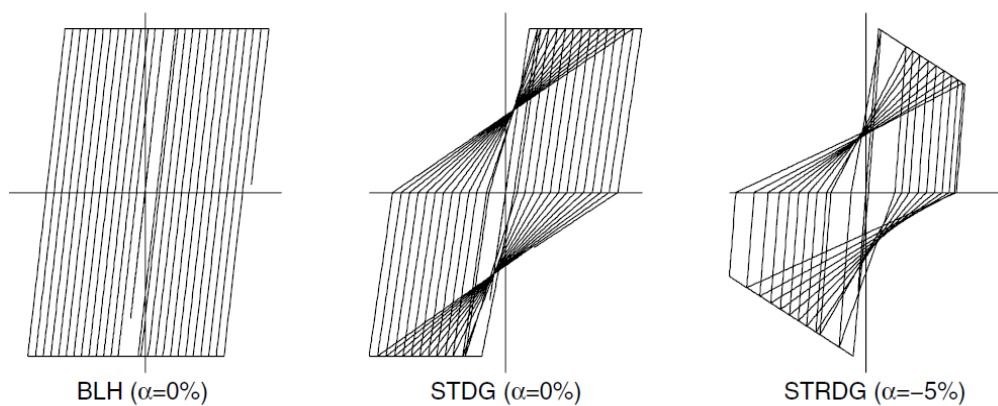
$$\beta_{eff} = E \left\{ \frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)]^2} \right\} \cdot \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 + \beta_o \quad (2.70)$$

β_{eff}	<i>Amortiguamiento efectivo.</i>
T_{eff}	<i>Período efectivo.</i>
β_o	<i>Amortiguamiento inicial (5%).</i>
T_o	<i>Período fundamental de vibración.</i>

Los valores de los coeficientes para las ecuaciones del amortiguamiento efectivo de los modelos de oscilaciones, están en función de las características histeréticas de la curva de capacidad y de la rigidez post-fluencia, α .

Existe una variedad muy extensa de estudios al sistema histerético tales como FEMA 440 indica; el modelo bilineal histerético (BLH), el modelo de degradación de rigidez (STDG), y modelos de degradación de resistencia (STRDG), mostrados en la figura 2.16.

Figura 2.16. Modelos de histéresis de la curva de capacidad para los tipos de comportamiento inelástico; BLH = Modelo bilineal histerético, STDG = Modelo de degradación de rigidez, STRDG = Modelo de degradación de resistencia, considerando la rigidez post-fluencia, α .



Fuente: FEMA 440.

Para los valores de los coeficientes de las ecuaciones (2.68), (2.69) y (2.70) se presenta la Tabla 2.9.

Tabla 2.9. Coeficientes para el cálculo del Amortiguamiento Efectivo para los tipos de comportamiento inelástico; Modelo bilineal histerético (BLH), Modelo de degradación de rigidez (STDG), considerando la rigidez post-fluencia, α .

Table 6-1 Coefficients for use in Equations for Effective Damping							
<i>Model</i>	α (%)	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	.3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	.5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

Fuente: FEMA 440.

2.1.3.2.4 Periodo Efectivo

Los valores del período efectivo son expresados en las ecuaciones para las diferentes ductilidades, para todos los tipos de modelos y valores alfa histeréticos tiene la siguiente forma:

Para ductilidades $1 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]. T_o \quad (2.71)$$

Para ductilidades $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]. T_o \quad (2.72)$$

Para ductilidades $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} \cdot T_o \quad (2.73)$$

Los valores de los coeficientes para las ecuaciones del período efectivo de los modelos de oscilaciones, están en función de las características histeréticas de la curva de capacidad y de la rigidez post-fluencia, α .

También se muestran los valores de los coeficientes de las ecuaciones (2.71), (2.72) y (2.73) en la Tabla 2.10.

Tabla 2.10. Coeficientes para el cálculo del Período Efectivo para los tipos de comportamiento inelástico; Modelo bilineal histerético (BLH), Modelo de degradación de rigidez (STDG), considerando la rigidez post-fluencia, α .

Table 6-2 Coefficients for use in Equations for Effective Period							
Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

Fuente: FEMA 440.

2.2 HIPÓTESIS

El diagnóstico estructural en base a la curva de capacidad permite determinar el punto de desempeño del edificio de apartamentos Ciurana.

2.3 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES

Variable Dependiente

Desempeño del edificio Ciurana.

Variable Independiente

Diagnóstico estructural en base a la curva de capacidad.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1 Aplicativo

Se emplea una herramienta computacional para realizar un diagnóstico estructural en base a la curva de capacidad y obtener el punto de desempeño en el que se encuentra el edificio de apartamentos denominado Ciurana.

3.1.2 Descriptivo

Se describe el comportamiento del edificio ante una excitación sísmica determinando el punto de desempeño de la estructura en base de su curva de capacidad.

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

Edificio de apartamentos denominado Ciurana.

3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.1.1 Variable independiente

Diagnóstico estructural en base a la curva de capacidad.

Tabla 3.1. Variable independiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e instrumento
Evaluación del estado estructural actual del edificio que permite conocer las características del comportamiento de sus elementos bajo los diferentes tipos de cargas a los cuales la estructura debe tener capacidad de respuesta.	Comportamiento de los elementos estructurales	Conexión de vigas con columnas	¿Una inadecuada conexión de viga-columna afectaría considerablemente el comportamiento de la estructura?	- Investigación bibliográfica. - Libros.
		Derivas de piso	¿Cuáles son las derivas de piso permitidas por el Código actual de la Construcción?	- Investigación bibliográfica. - Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC). - Libros. - Software especializado ETABS 2016.

		Rótulas plásticas	¿La ubicación en donde se presentan las rótulas plásticas afectaría considerablemente el comportamiento de la estructura?	<ul style="list-style-type: none"> - Investigación bibliográfica. - Libros. - Software especializado ETABS 2016.
	Tipos de cargas	Carga muerta	¿Es indispensable determinar correctamente el valor de la carga muerta del edificio para un adecuado análisis del comportamiento de la estructura?	<ul style="list-style-type: none"> - Investigación bibliográfica. - Libros.
		Carga viva	¿Es indispensable determinar correctamente el valor de la carga viva del edificio para un adecuado análisis del comportamiento de la estructura?	<ul style="list-style-type: none"> - Investigación bibliográfica. - Libros.

Fuente: Edwin Morales

3.1.2 Variable dependiente

Desempeño del edificio Ciurana.

Tabla 3.2 Variable dependiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e instrumento
La capacidad de una estructura se representa por medio de una curva y se la obtiene en función de la Fuerza Sísmica o Cortante Basal vs. el Desplazamiento del nudo de control de la estructura ubicado en la parte más alta, mientras que el desempeño de la estructura depende de la	Curva de capacidad	Cortante Basal	¿La magnitud del Cortante Basal es influyente en el desplazamiento de la estructura?	- Investigación bibliográfica. - Libros. - Software especializado ETABS 2016.
		Desplazamiento	¿El desplazamiento excesivo de la estructura puede llevar al colapso de la estructura?	- Investigación bibliográfica. - Libros. - Software especializado ETABS 2016.
	Demanda de la estructura	Espectro de diseño	¿El espectro de diseño dependerá de la correcta determinación de la ubicación geográfica del edificio y su tipo o uso?	- Investigación bibliográfica. - Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC). - Libros.

capacidad de resistir una demanda sísmica.				- Software especializado ETABS 2016.
	Desempeño de la estructura	Punto de desempeño	¿El punto de desempeño permite conocer la capacidad de la estructura ante excitaciones sísmicas?	<ul style="list-style-type: none"> - Investigación bibliográfica. - Libros. - Software especializado ETABS 2016. - Técnica del Pushover.

Fuente: Edwin Morales

3.4 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Tabla 3.3 Plan de recolección de información

Preguntas básicas	Explicación
1. ¿Para qué?	Identificar en qué nivel de desempeño se encuentra la estructura del edificio Ciurana.
2. ¿De qué personas u objetos?	Edificio de apartamentos Ciurana.
3. ¿Sobre qué aspectos?	<ul style="list-style-type: none"> - Patologías causadas por excitaciones sísmicas. - Configuración del edificio mediante planos As-Built arquitectónicos y planos estructurales. - Evaluación estructural y desempeño de la estructura del edificio.
4. ¿Quién?	<ul style="list-style-type: none"> - Investigador: Edwin Patricio Morales Villagrán. - Tutor: M.Sc. Ing. Christian David Medina Robalino
5. ¿Dónde?	<ul style="list-style-type: none"> - Edificio de apartamentos Ciurana. - Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica. - Instalaciones de la empresa INMOHERHO INMOBILIARIA S.A.
6. ¿Cómo?	<ul style="list-style-type: none"> - Investigación bibliográfica. - Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC), ATC 40, FEMA 356, FEMA 440, ASCE 41-13, ACI-318S-14.

Fuente: Edwin Morales

3.5 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

El plan de procesamiento y análisis de información se encuentra estructurado de la siguiente manera:

- Evaluación estructural del edificio, analizando sus elementos estructurales.
- Determinación de la curva de capacidad para encontrar el punto de desempeño de la estructura por medio del uso de software especializado ETABS 2016.
- Revisión de la investigación bibliográfica y las diferentes normas que aplican.
- Análisis e interpretación de los resultados obtenidos.
- Registro de las patologías que pudieron ser causadas por excitaciones sísmicas las cuales fueron soportadas por el edificio, mediante visitas y fotografías.
- Comprobación de la hipótesis en función de los resultados obtenidos.
- Conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 RECOLECCIÓN DE DATOS

4.1.1 Características del edificio y sus componentes

Tabla 4.1 Características principales del edificio y sus componentes.

Descripción	Unidad	Característica
Configuración geométrica en planta	global	Irregular
Configuración geométrica en elevación	global	Irregular
Altura total del edificio	m	19,44
Altura de piso	m	3,24
Número de pisos	u	6
Luces entre ejes	m	Variable (ver planos estructurales)
Sistema constructivo	global	Pórticos de hormigón armado
Resistencia del hormigón	kg/cm ²	f'c = 280
Peso específico del hormigón	kg/m ³	2400,00
Límite de fluencia del acero de refuerzo	kg/cm ²	fy = 4200
Tipo de columnas	u	35
Sección de columnas	m	Variable (ver planos estructurales)
Sección de vigas	m	Variable (ver planos estructurales)
Ancho de muro	m	0,20
Espesor de losa	m	0,25
Ancho de nervio en losa	m	0,15
Recubrimiento en columnas	cm	3,00
Recubrimiento en vigas	cm	2,50
Recubrimiento en losas	cm	2,50
Peso del alivianamiento 40x20x20cm	kg	10,0

Tabla 4.1 Características principales del edificio y sus componentes (Continuación)

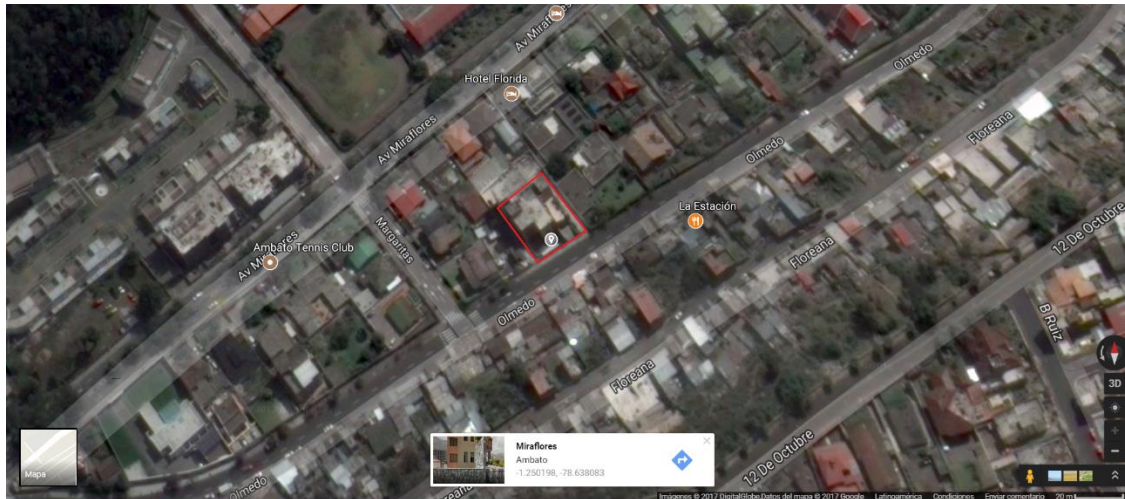
Descripción	Unidad	Característica
Espesor de pared	m	0,15
Peso del mampuesto 40x20x15cm	kg	15,0
Espesor de mortero (junta horizontal en mampuesto)	cm	1,00
Espesor de mortero (junta vertical en mampuesto)	cm	1,00
Peso específico del mortero 1:3 a 1:5	kg/m ³	2039,40
Espesor del enlucido vertical	cm	1,50
Peso específico del enlucido 1:3 a 1:5	kg/m ³	2039,40
Espesor del masillado de piso	cm	1,50
Peso específico del masillado 1:3 a 1:5	kg/m ³	2039,40
Espesor de vidrio en ventanas	mm	6,00
Peso específico del vidrio	kg/m ³	2500,00
Tipo de acabado en pisos	global	Porcelanato rectificado tipo Monet White 495x495mm
Espesor de porcelanato rectificado tipo Monet White rectificado 495x495mm	mm	9,00
Peso por plancha de porcelanato rectificado tipo Monet White 495x495mm	kg	5,19
Peso del mortero ligante para porcelanato tipo Bondex	kg/saco	25,00
Rendimiento del mortero ligante para porcelanato tipo Bondex	m ² /saco	2,00
Peso específico de tierra húmeda	kg/m ³	1835,46
Peso de cielo falso tipo gypsum marca Panel Rey ½”	Kg/m ²	13,44

Elaboración: Edwin Morales

4.1.1.1 Ubicación

El edificio de apartamentos denominado “Ciurana” se encuentra entre las calles Olmedo y Margaritas en la ciudad de Ambato, Provincia Tungurahua, destinado para uso residencial.

Figura 4.1. Ubicación del Edificio Ciurana en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua.



Fuente: Google Maps

4.1.1.2 Planos Arquitectónicos As-Built

El edificio existente está conformado por una planta de subsuelo para parqueaderos, cinco plantas con 3 a 4 departamentos de lujo por cada planta; el detalle arquitectónico se describe a continuación mediante planos as-built y fotografías para así determinar que el edificio presenta irregularidades tanto en planta como en elevación.

Figura 4.2. Vista Sur (fachada frontal) del edificio “Ciurana” colindante con la calle Olmedo, en el que se puede evidenciar la configuración irregular en elevación.



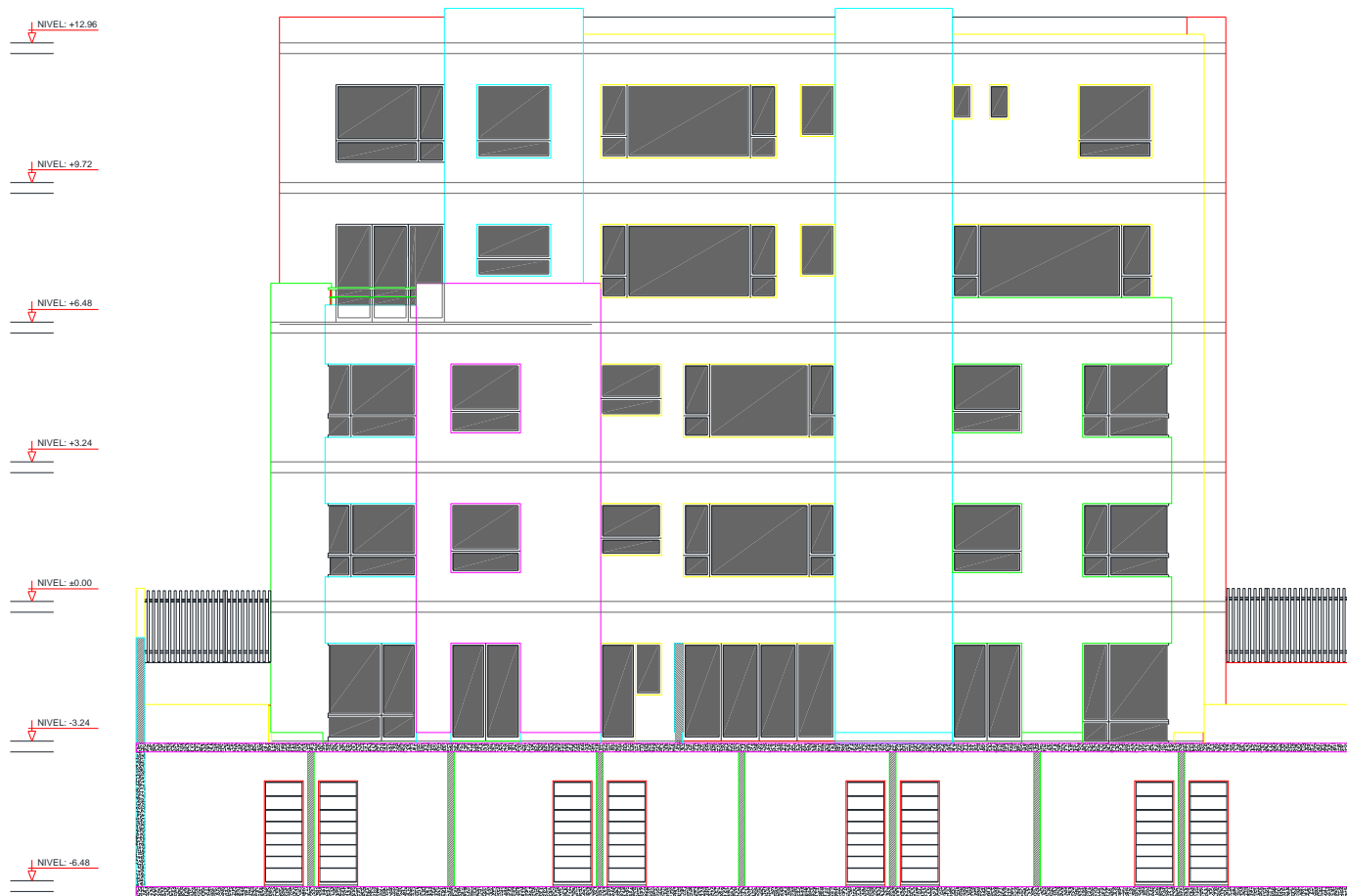
Fuente: Edwin Morales

Figura 4.3. Vista Este (fachada lateral) del edificio “Ciurana” colindante con propiedad privada, se puede evidenciar la configuración irregular en elevación.



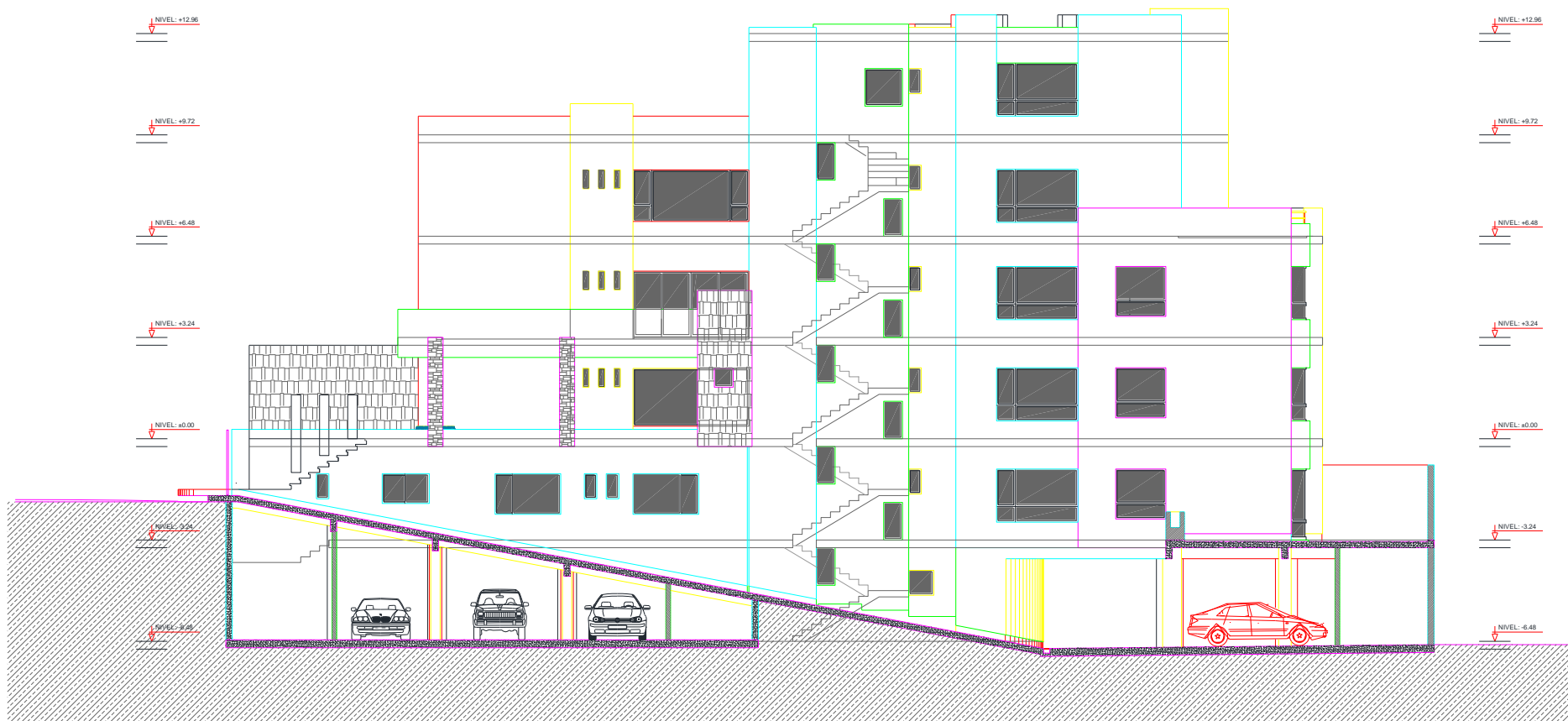
Fuente: Edwin Morales

Figura 4.4. Elevación Norte (fachada posterior) del edificio “Ciurana” colindante con propiedad privada cercana a la Av. Miraflores, se puede evidenciar la configuración irregular en elevación conformado por seis plantas.



Fuente: Planos Arquitectónicos As-Built.

Figura 4.5. Elevación Este (fachada lateral) del edificio “Ciurana” colindante con propiedad privada, en el que se puede evidenciar la configuración irregular en elevación conformado por seis plantas.



Fuente: Planos Arquitectónicos As-Built.

Figura 4.6. Elevación Oeste (fachada lateral) del edificio “Ciurana” colindante con propiedad privada cercana a la calle. Margaritas, se puede evidenciar la configuración irregular en elevación conformado por seis plantas.



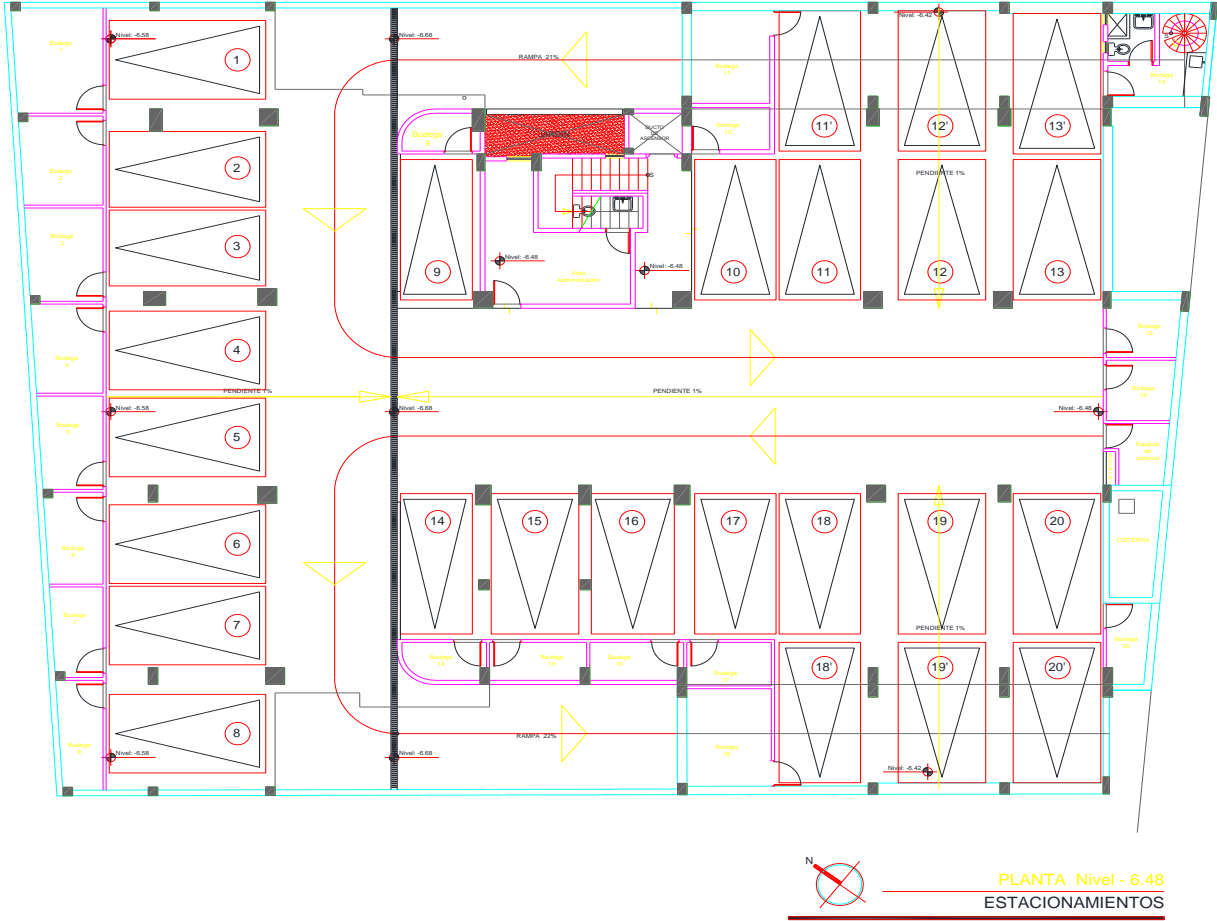
Fuente: Planos Arquitectónicos As-Built.

Figura 4.7. Elevación Sur (fachada frontal) del edificio “Ciurana” colindante con la calle Olmedo, en el que se puede evidenciar la configuración irregular en elevación conformado por seis plantas.



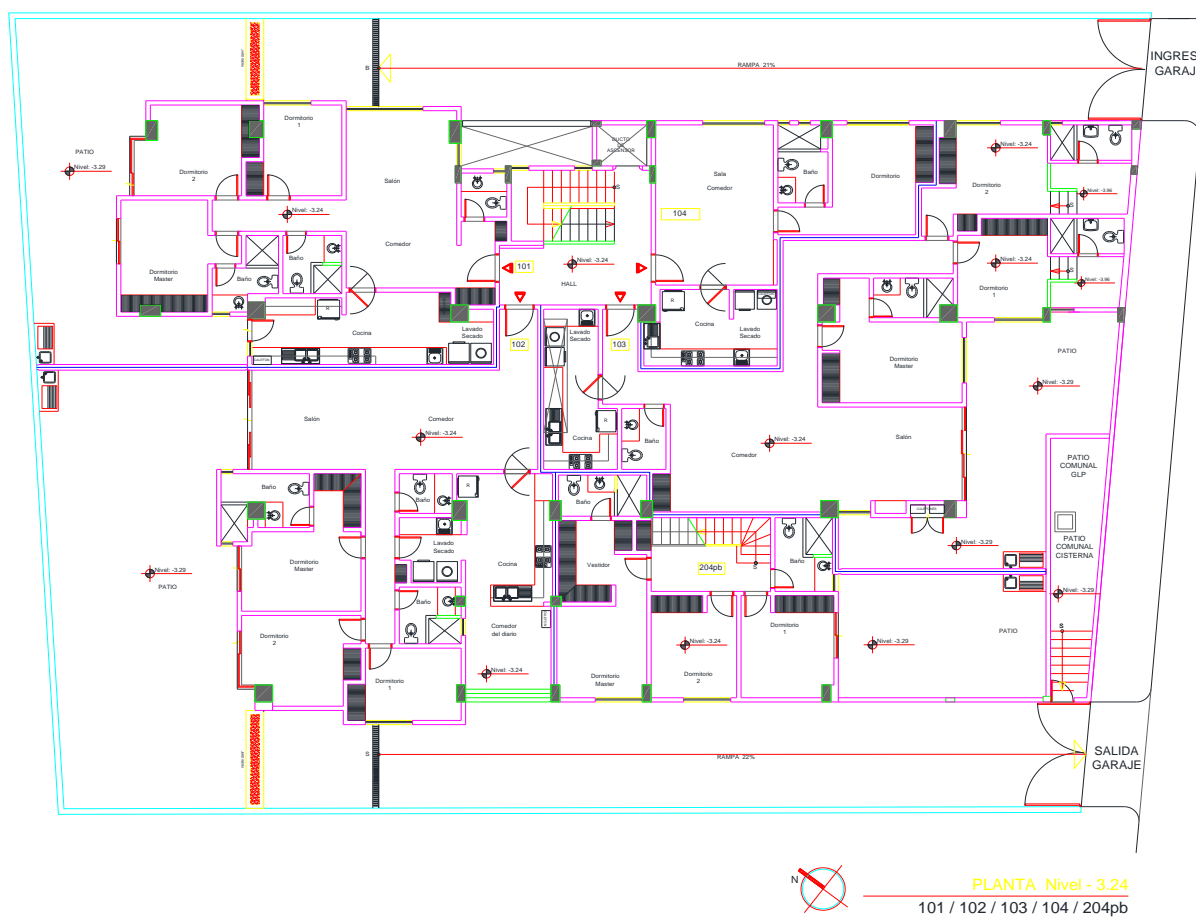
Fuente: Planos Arquitectónicos As-Built.

Figura 4.8. Planta Nivel -6.48m, planta definida como el subsuelo destinada para parqueaderos, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.



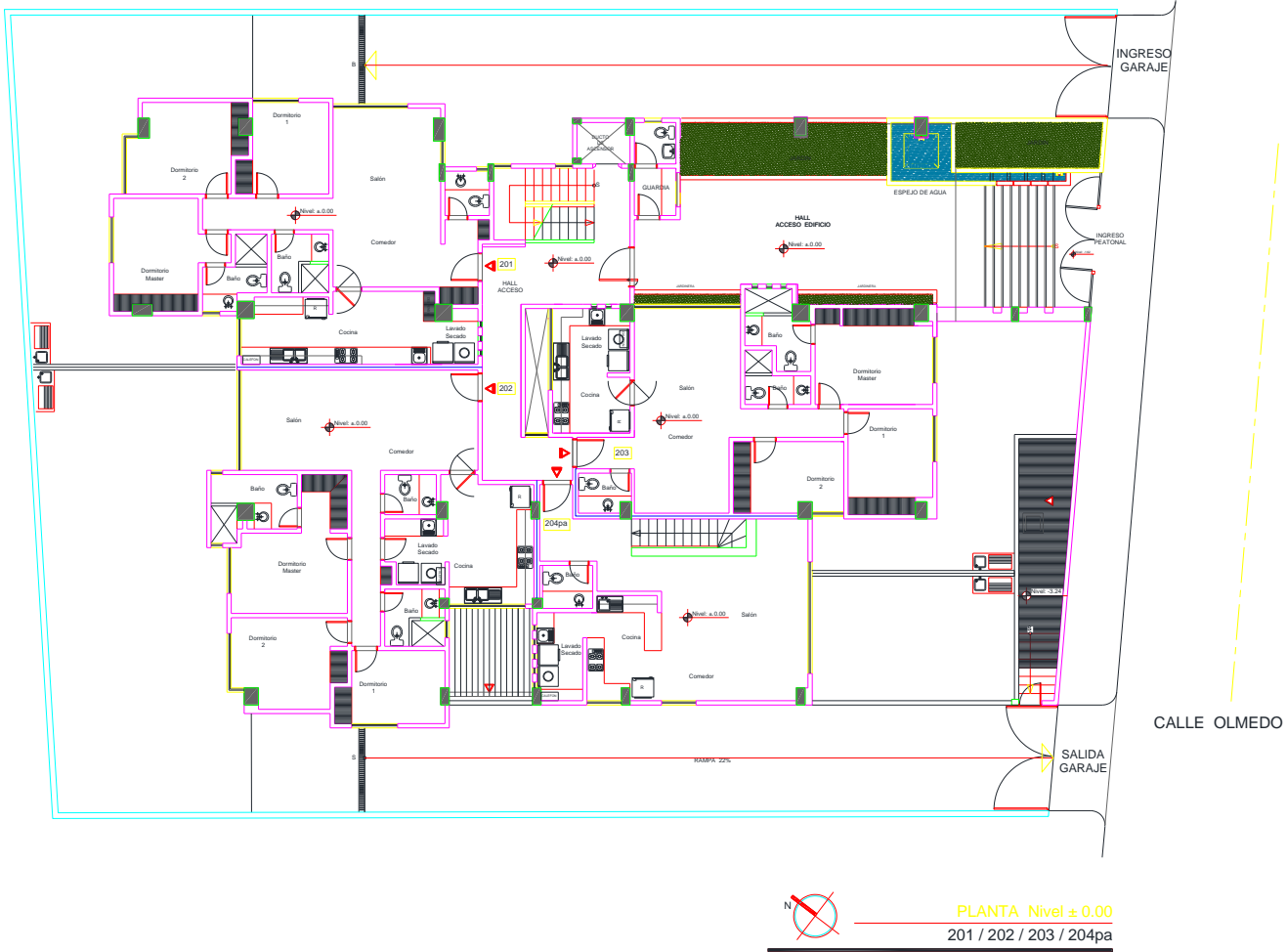
Fuente: Planos Arquitectónicos As-Built.

Figura 4.9. Planta Nivel -3.24m, planta destinada para 4 departamentos con sus respectivos patios, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.



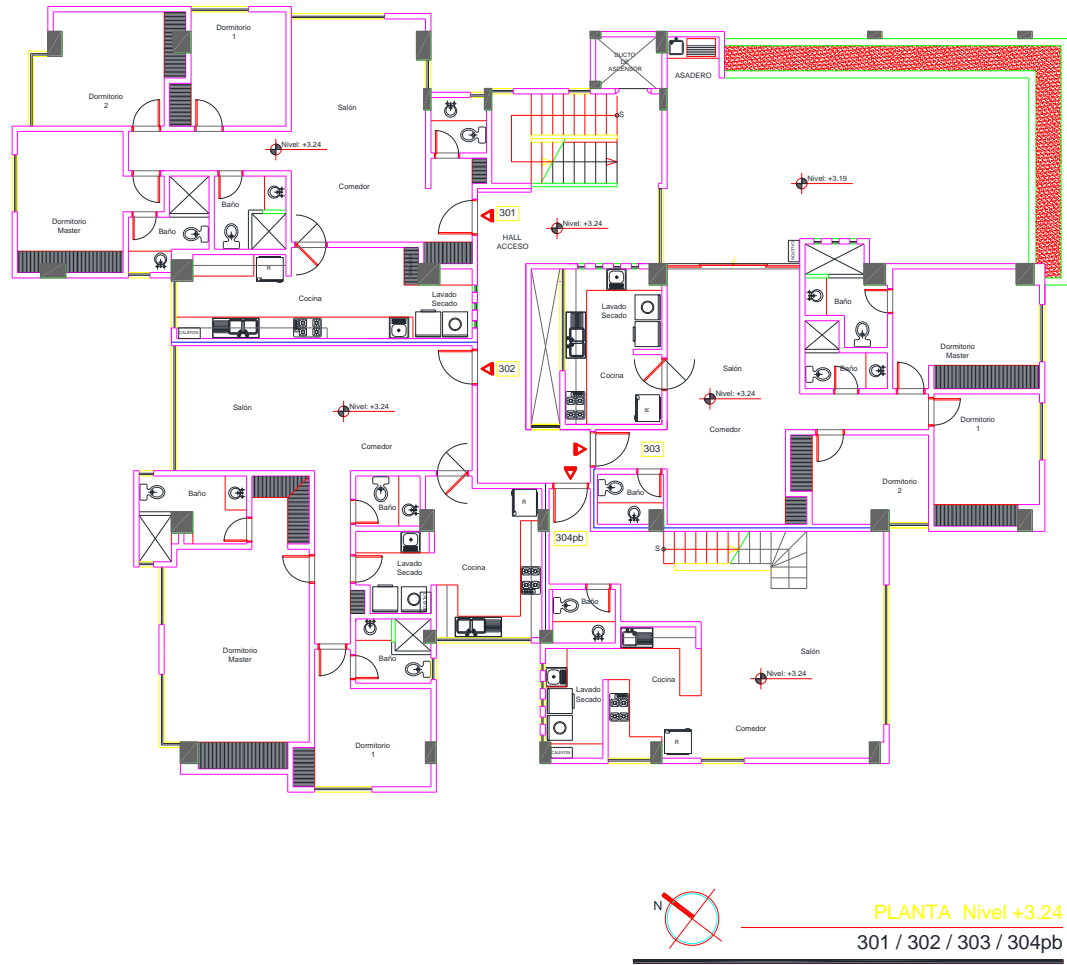
Fuente: Planos Arquitectónicos As-Built.

Figura 4.10. Planta Nivel 0.00m planta destinada para 4 departamentos, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.



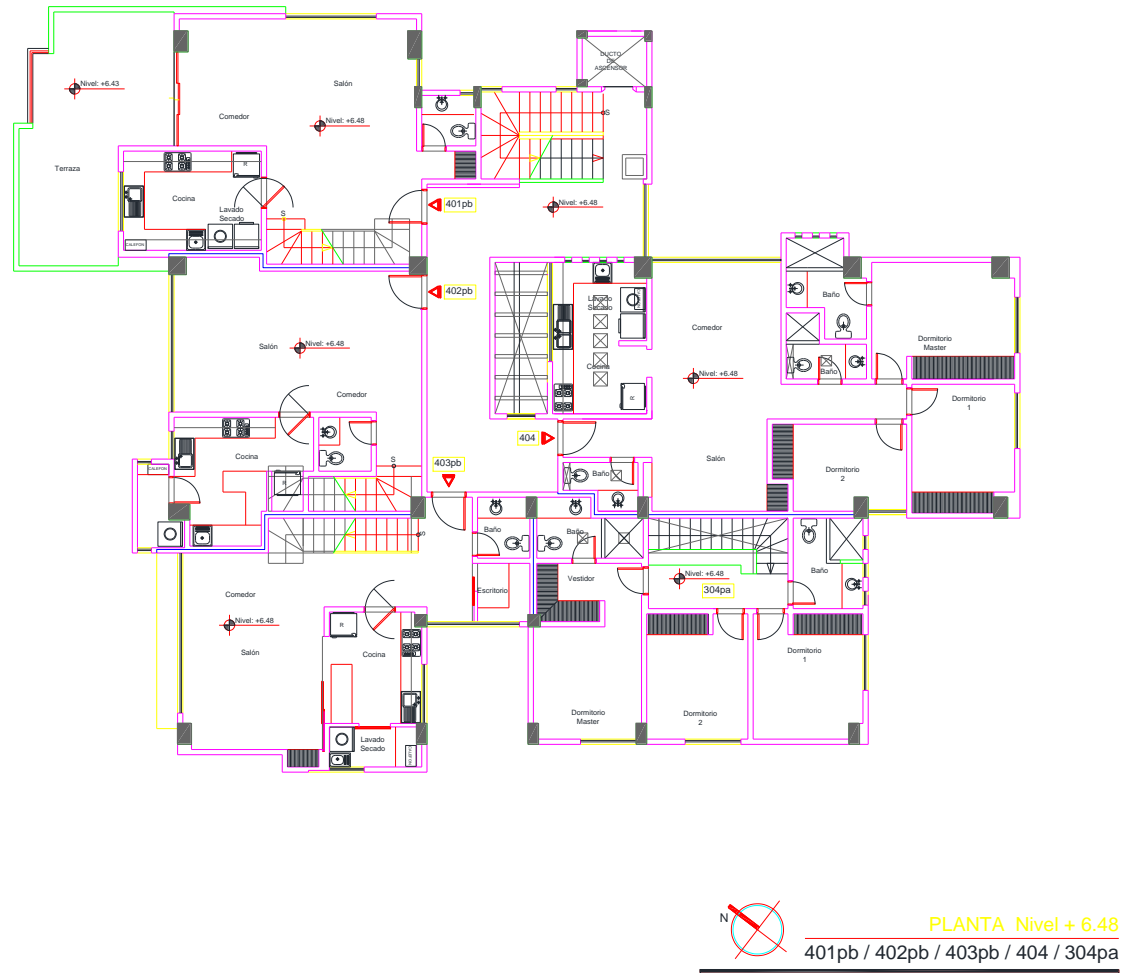
Fuente: Planos Arquitectónicos As-Built.

Figura 4.11. Planta Nivel +3.24m planta destinada para 4 departamentos, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.



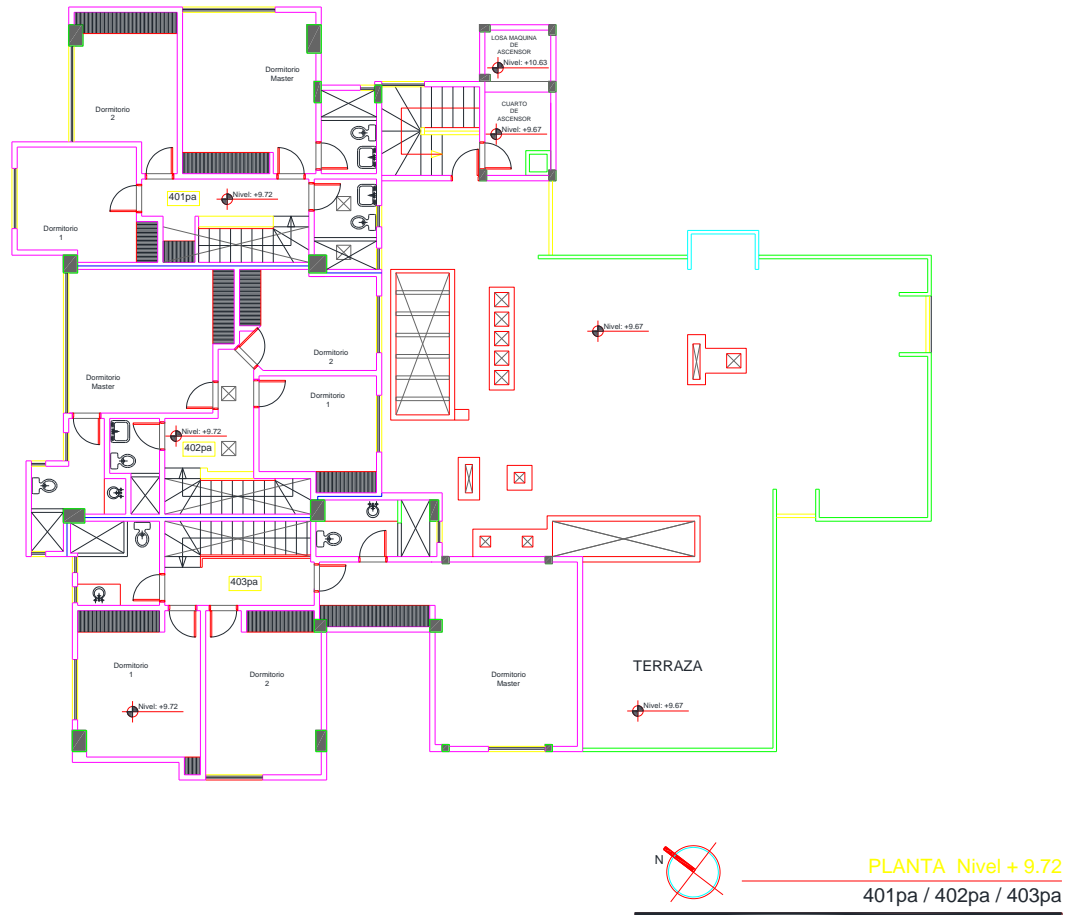
Fuente: Planos Arquitectónicos As-Built.

Figura 4.12. Planta Nivel +6.48m planta destinada para 4 departamentos, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.



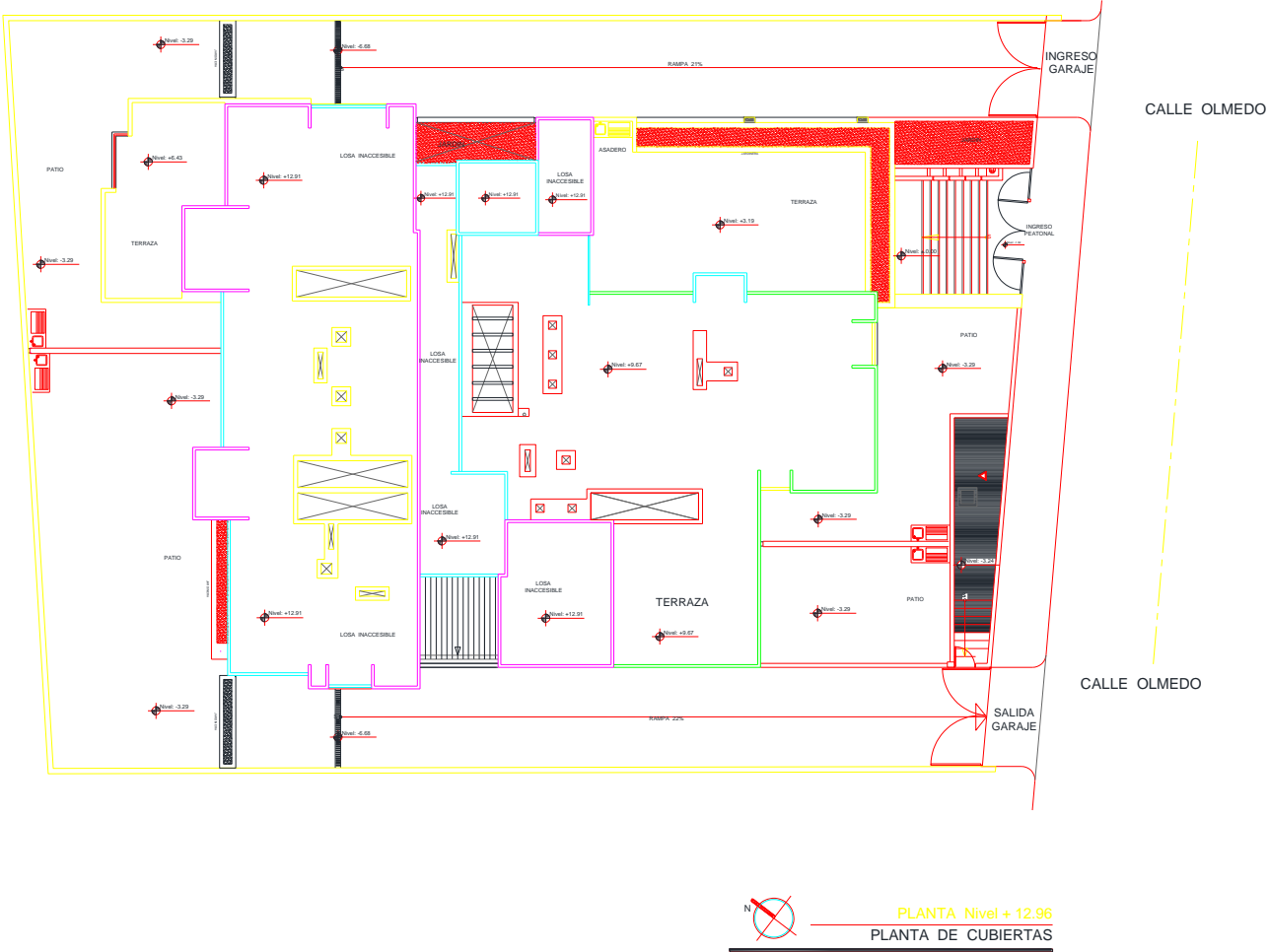
Fuente: Planos Arquitectónicos As-Built.

Figura 4.13. Planta Nivel +9.72m planta destinada para 3 departamentos y terraza, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.



Fuente: Planos Arquitectónicos As-Built.

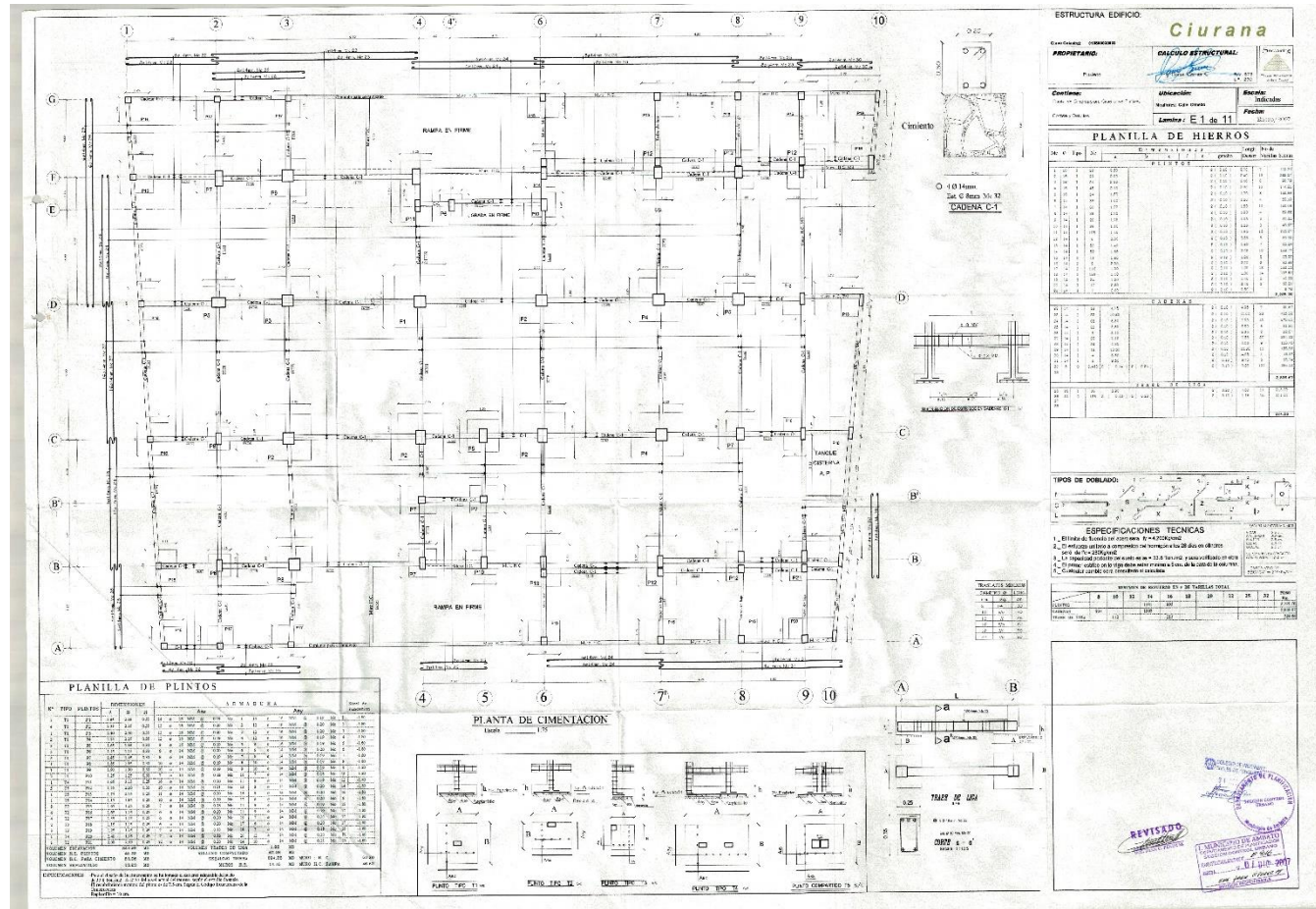
Figura 4.14. Planta Nivel +12.96m planta destinada para la terraza, se puede evidenciar la configuración en planta del edificio.



Fuente: Planos Arquitectónicos As-Built.

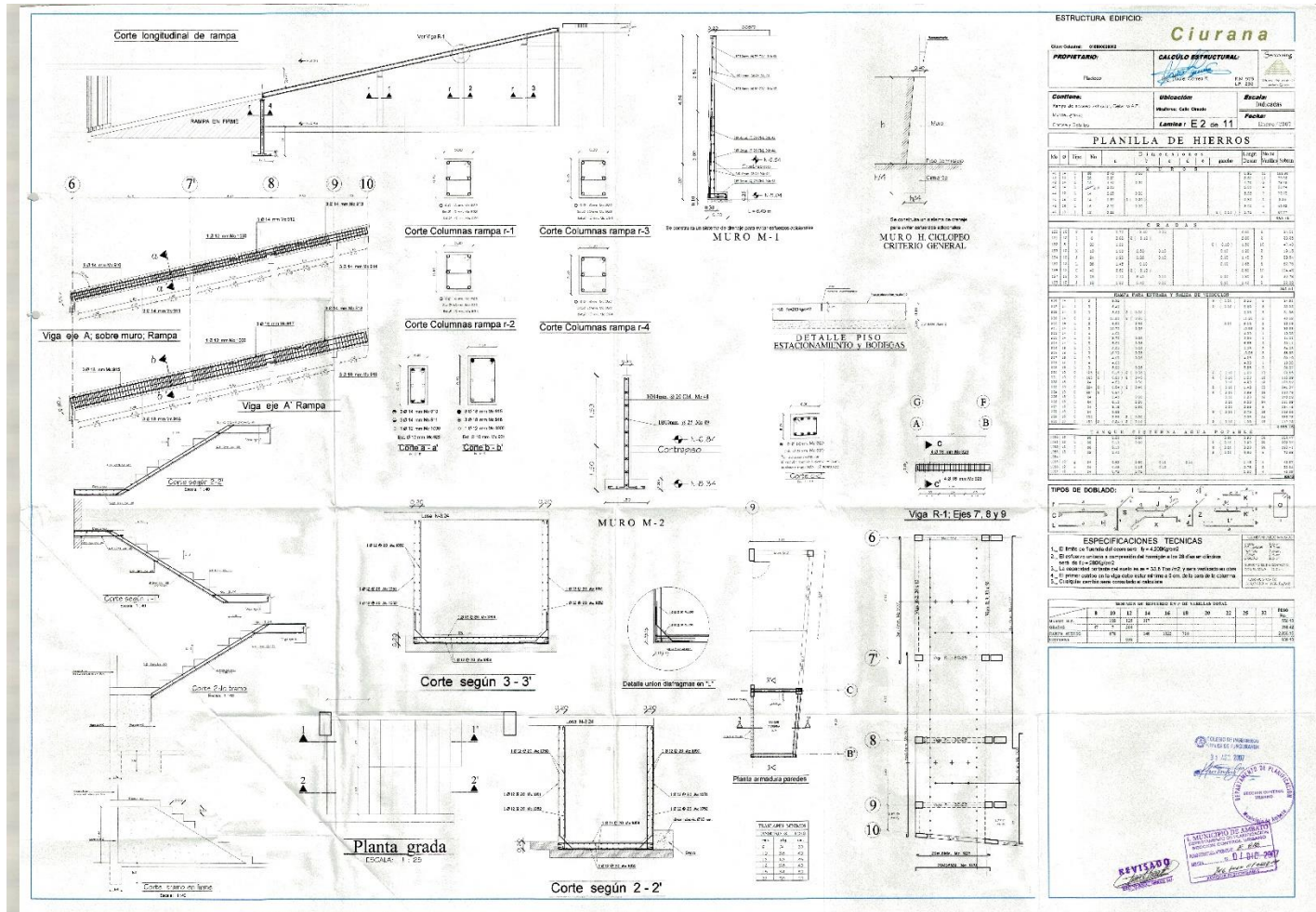
4.1.1.3 Planos Estructurales

Figura 4.15. Cimentación Nivel -6.48m.



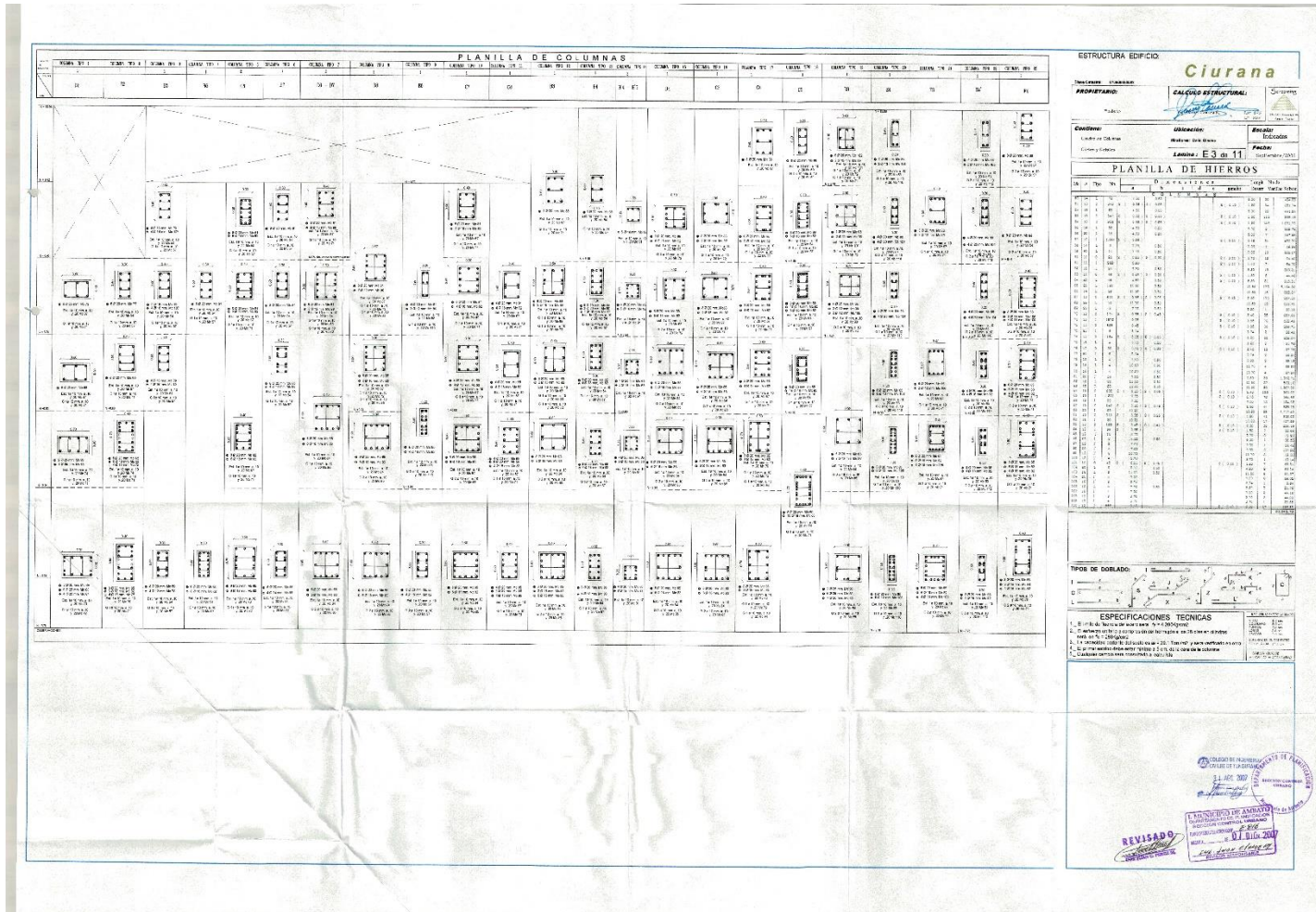
Fuente: Planos Estructurales.

Figura 4.16. Detalles de rampa de acceso vehicular, Cisterna A.P. muros y gradas.



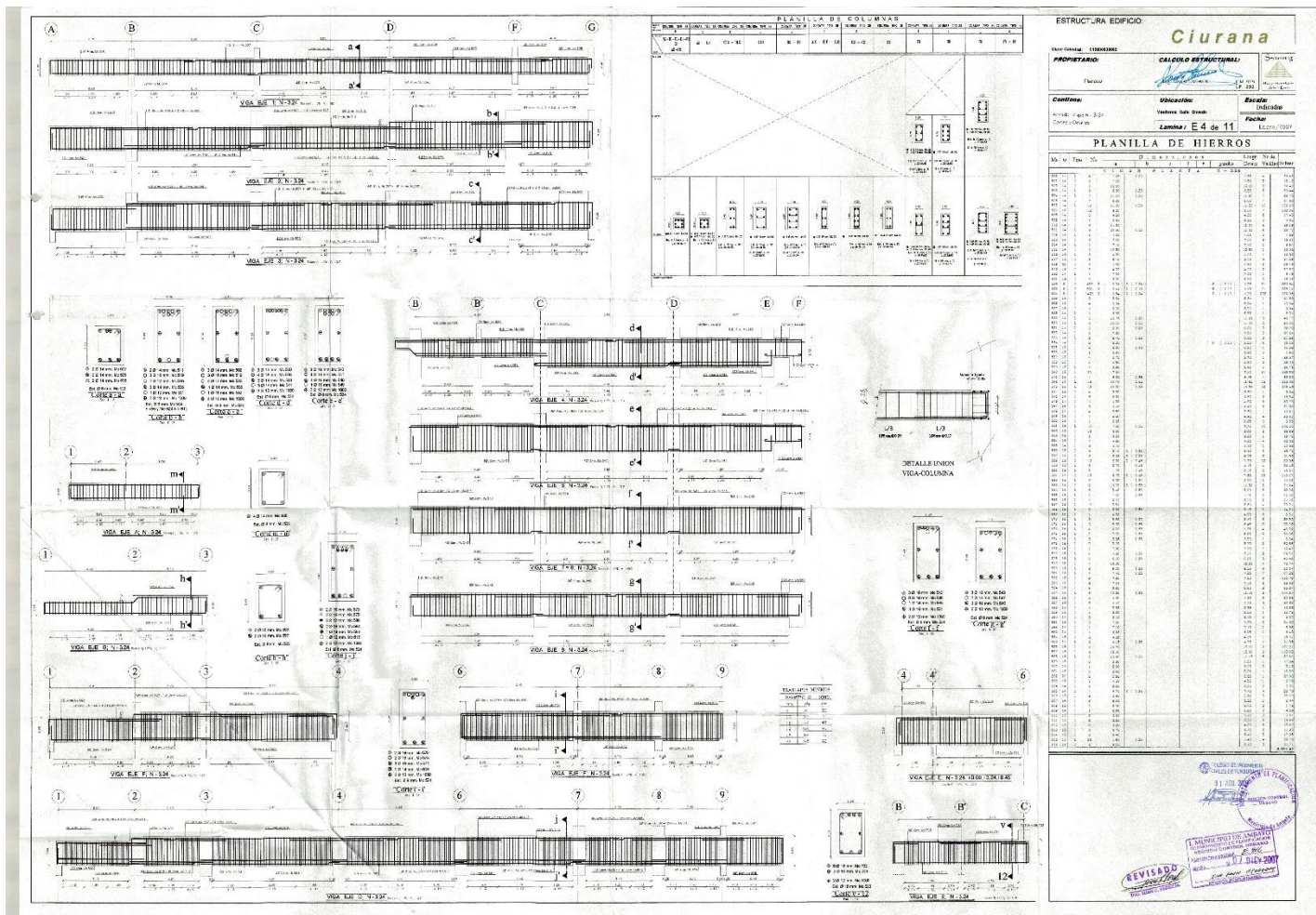
Fuente: Planos Estructurales.

Figura 4.17. Detalle de Columnas.



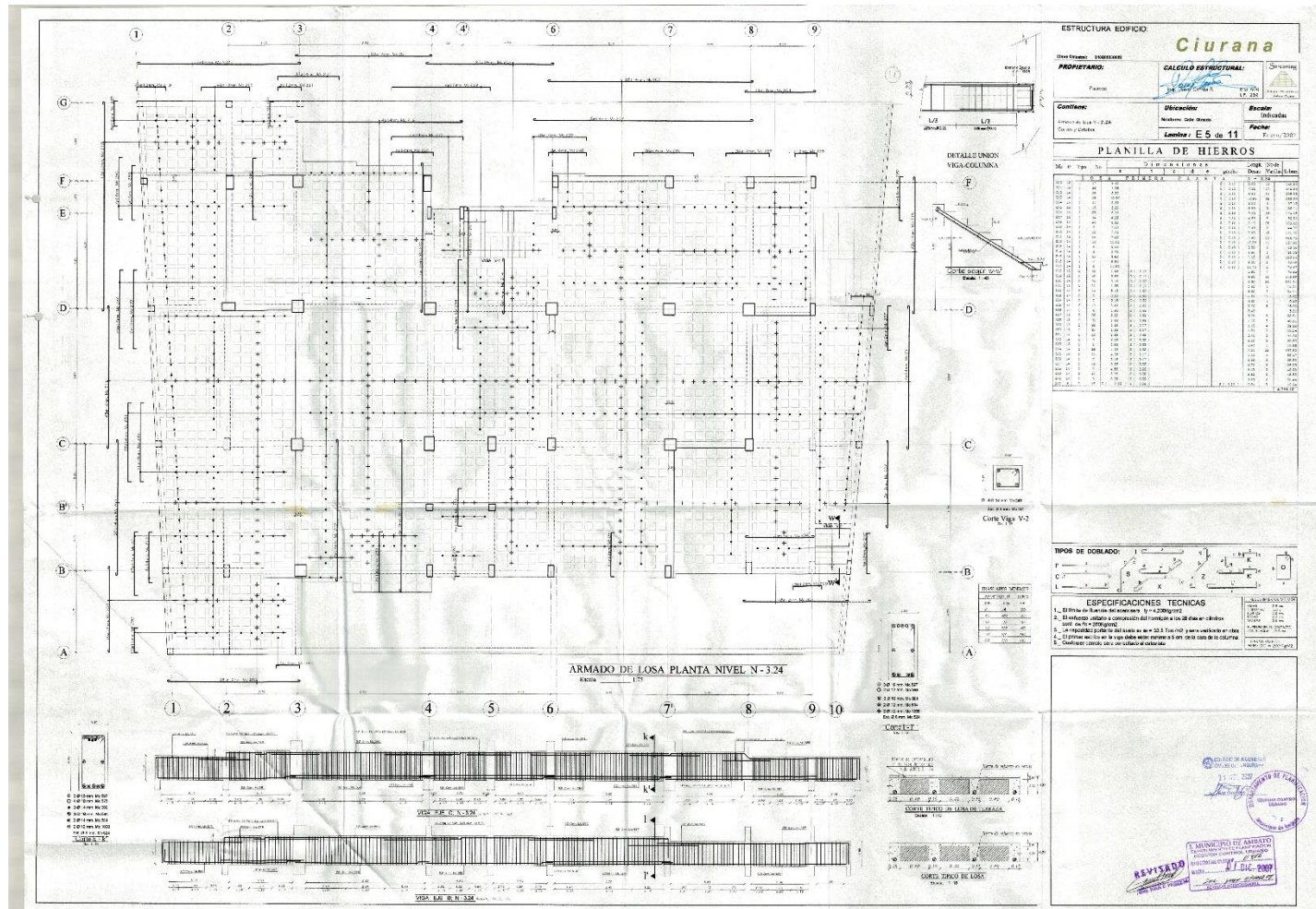
Fuente: Planos Estructurales.

Figura 4.18. Detalles de Columnas y Vigas Nivel -3.24m.



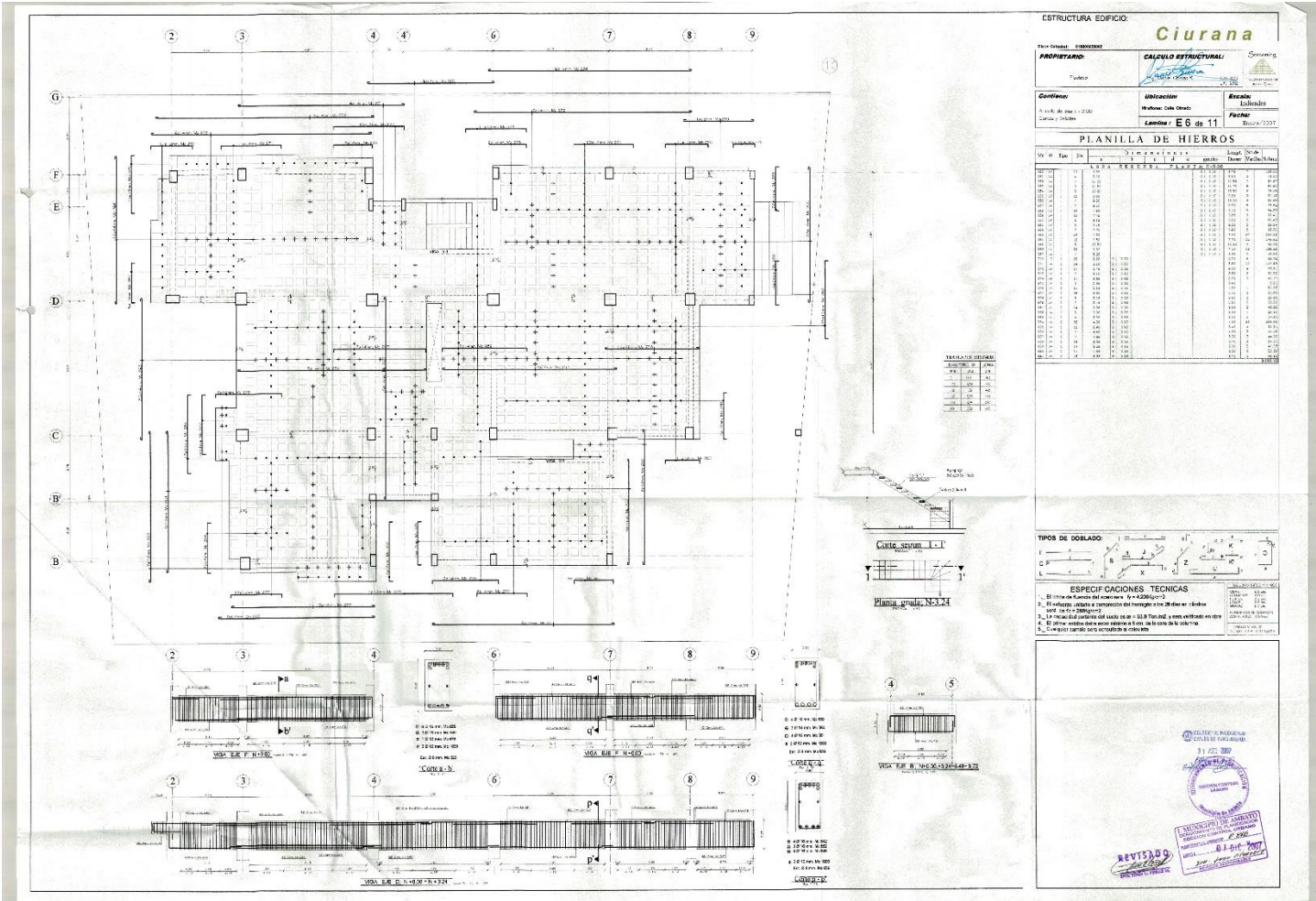
Fuente: Planos Estructurales.

Figura 4.19. Detalles de Vigas y Losa Nivel -3.24m.



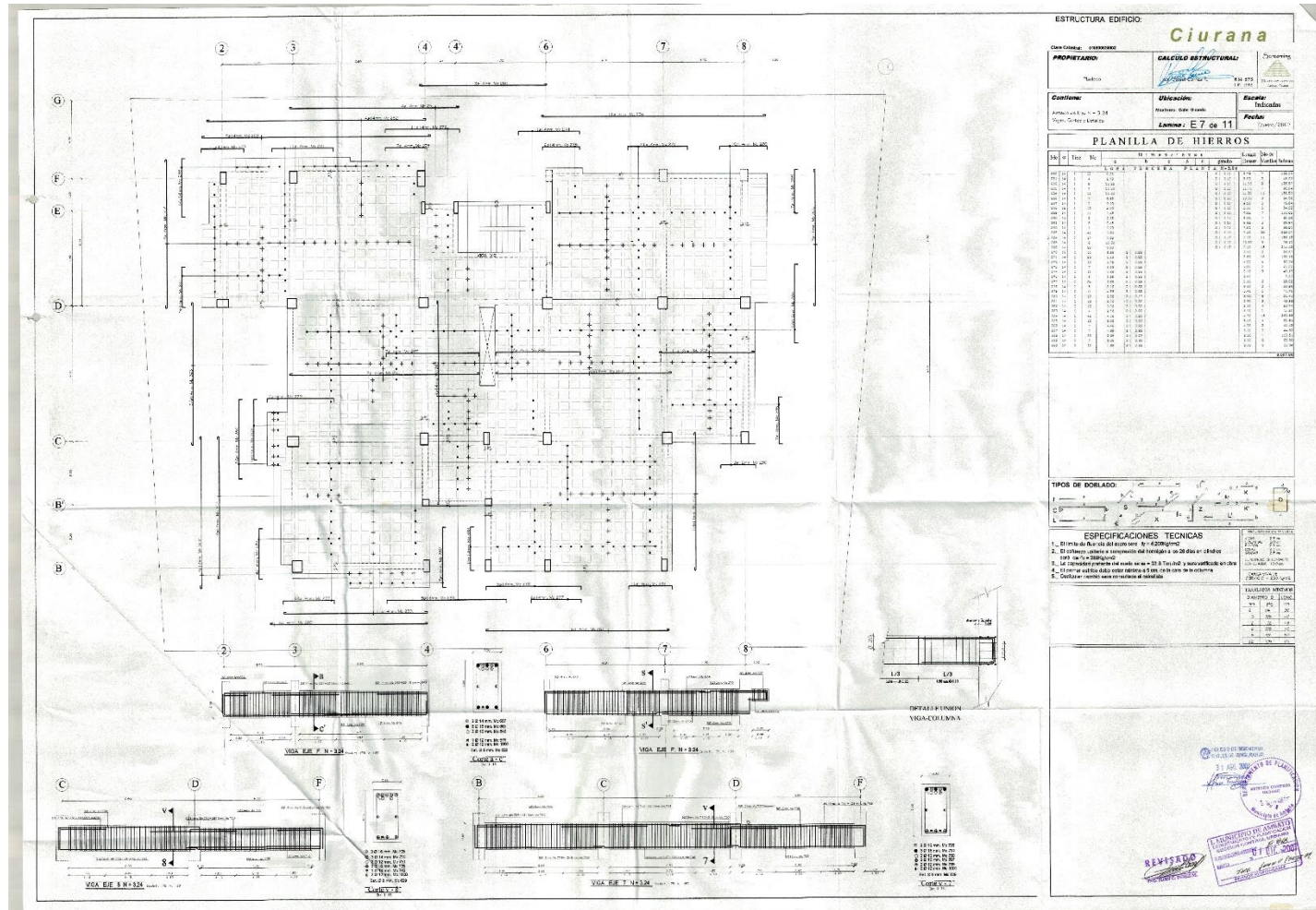
Fuente: Planos Estructurales.

Figura 4.20. Detalles de Vigas y Losa Nivel 0.00m.



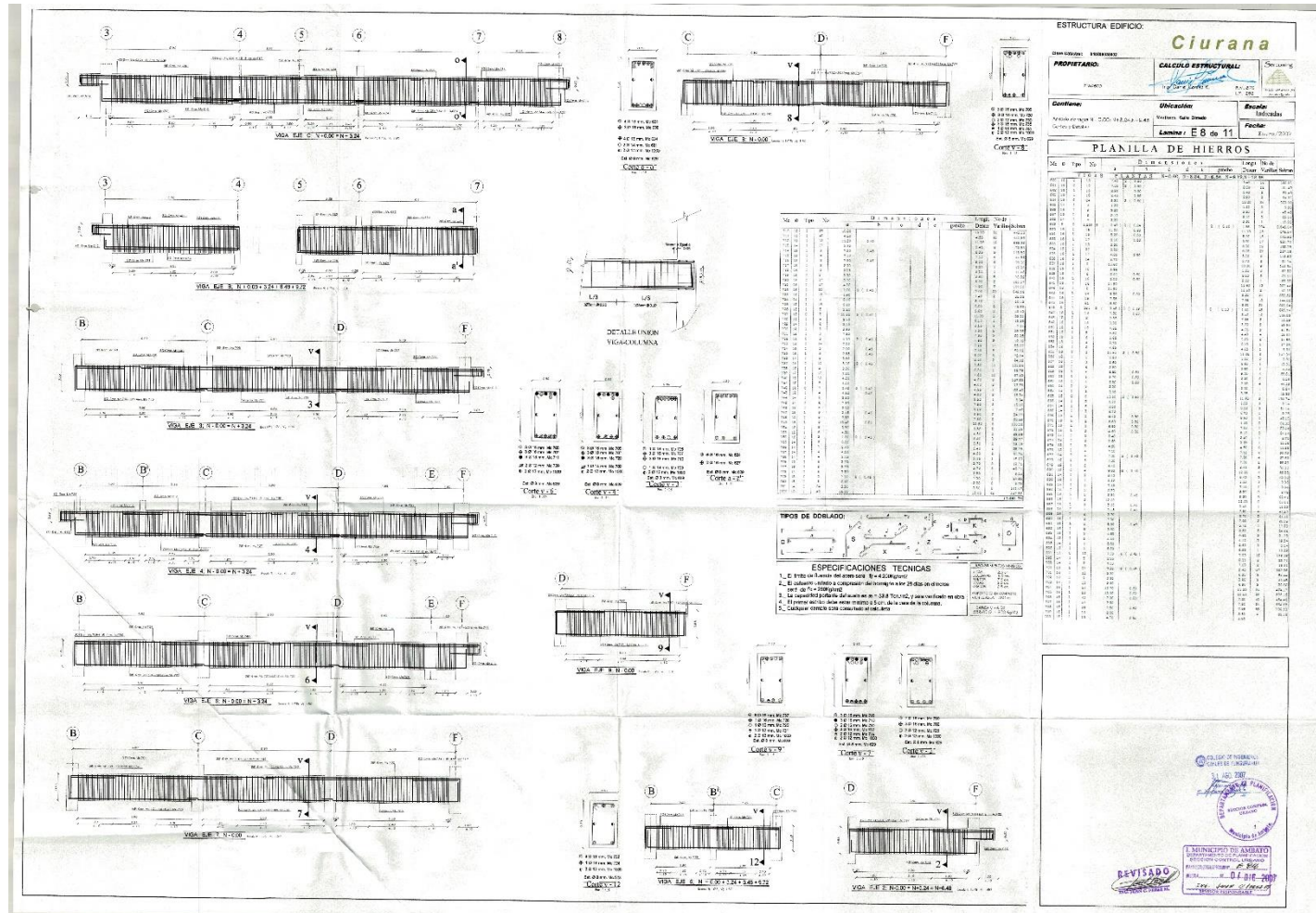
Fuente: Planos Estructurales.

Figura 4.21. Detalles de Vigas y Losa Nivel +3.24m.



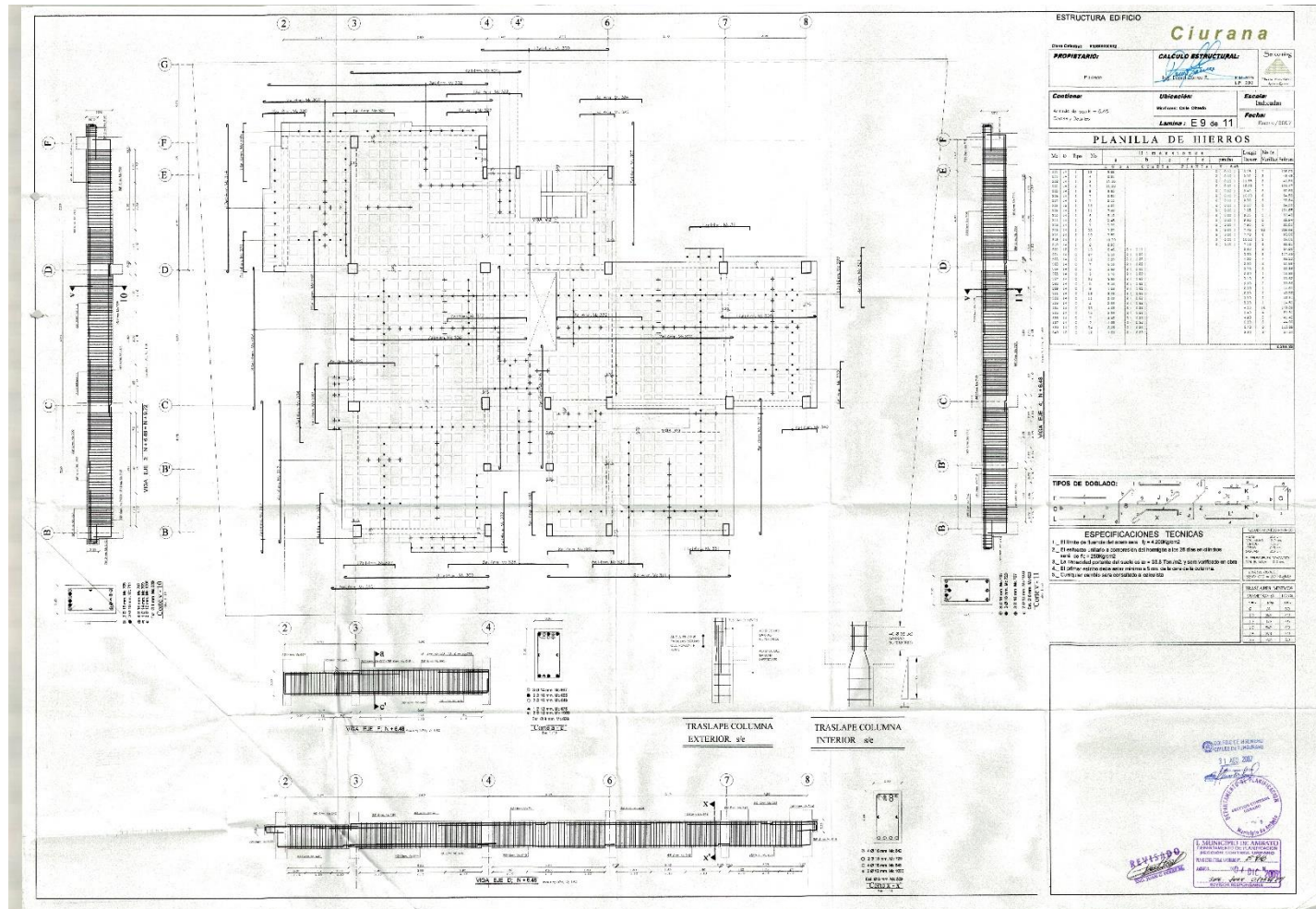
Fuente: Planos Estructurales.

Figura 4.22. Detalles de Vigas Niveles 0.00m; +3.24m; +6.48m.



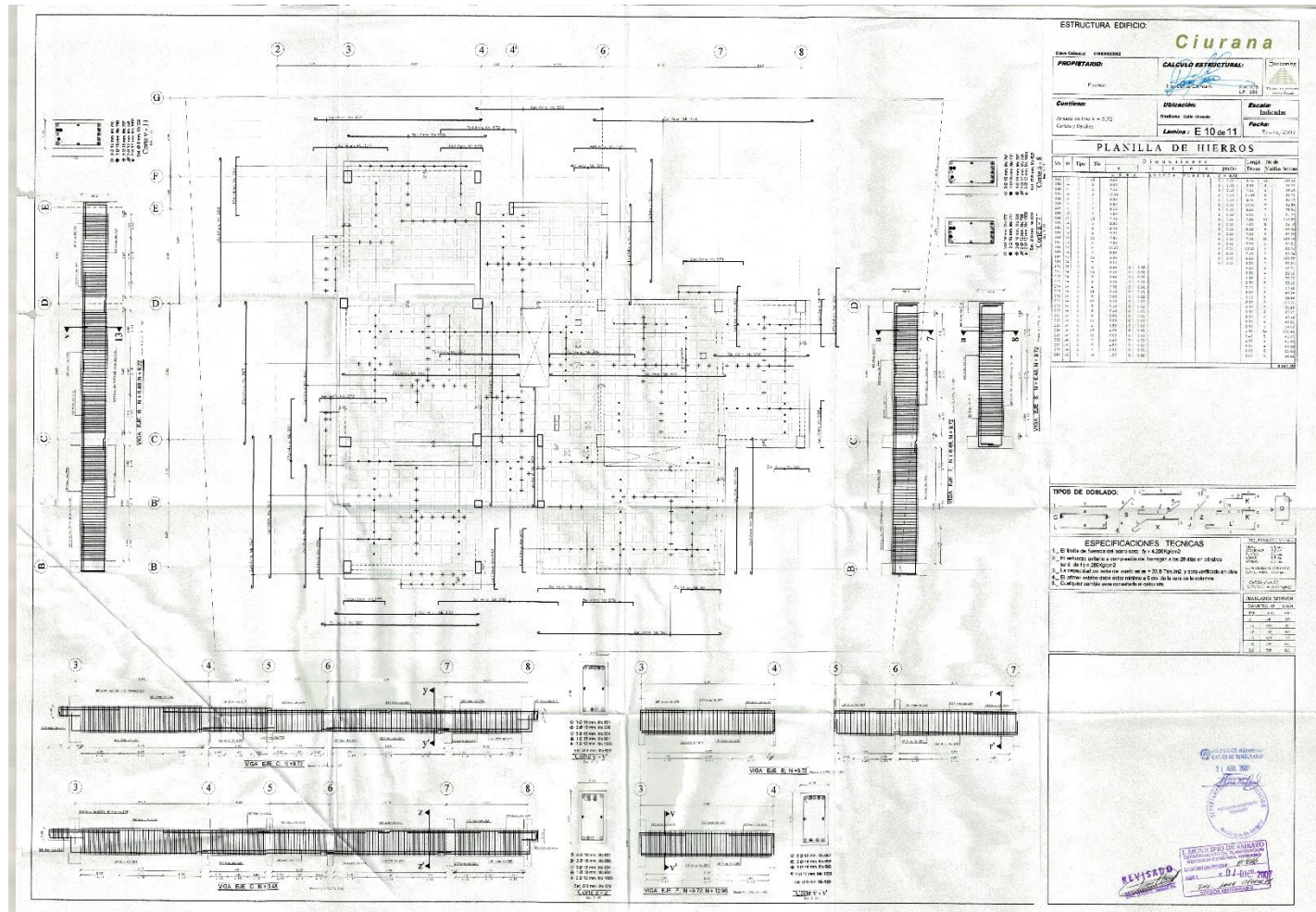
Fuente: Planos Estructurales.

Figura 4.23. Detalles de Vigas y Losa Nivel +6.48m.



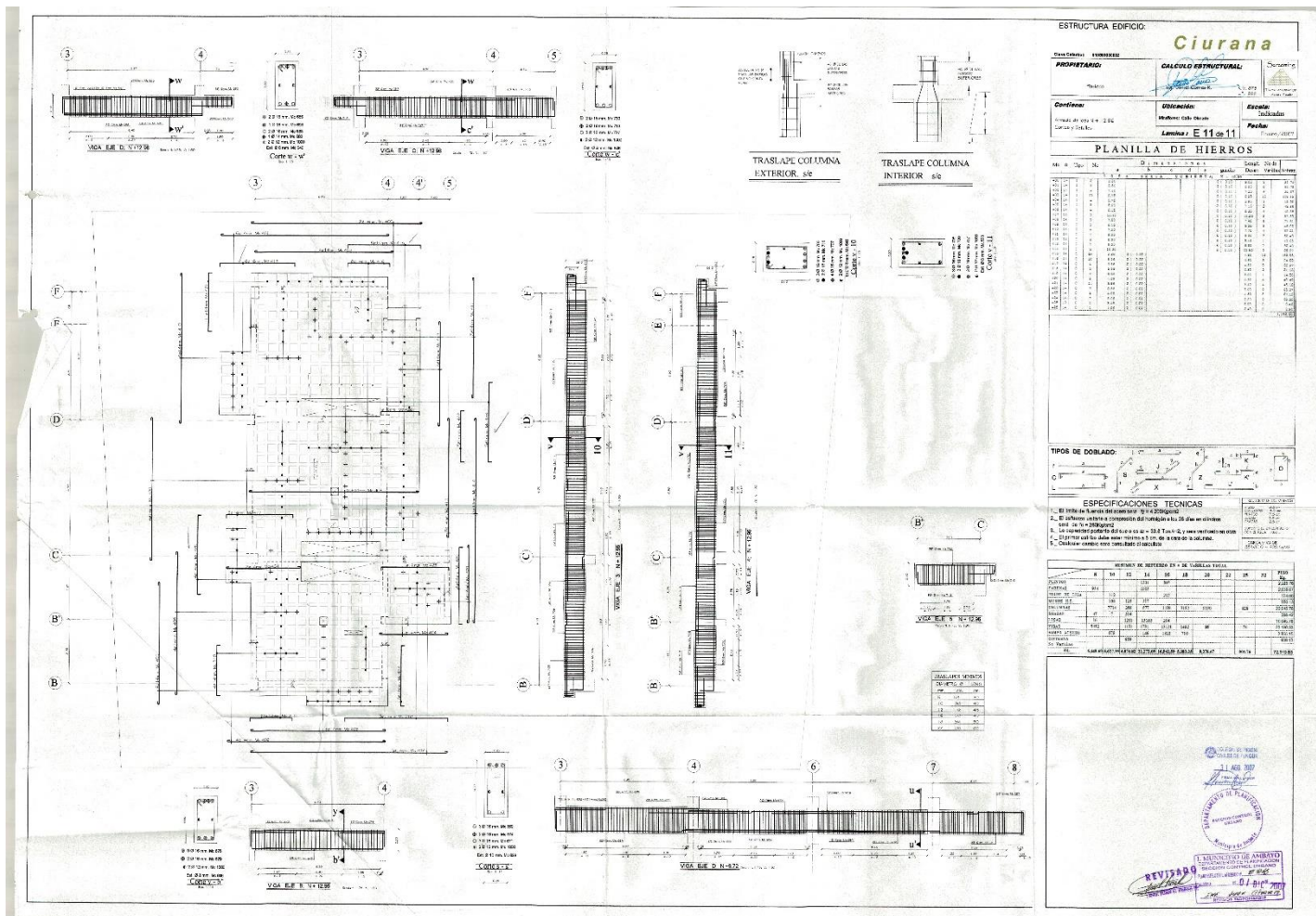
Fuente: Planos Estructurales.

Figura 4.24. Detalles de Vigas y Losa Nivel +9.72m.



Fuente: Planos Estructurales.

Figura 4.25. Detalles de Vigas y Losa Nivel +12.96m.



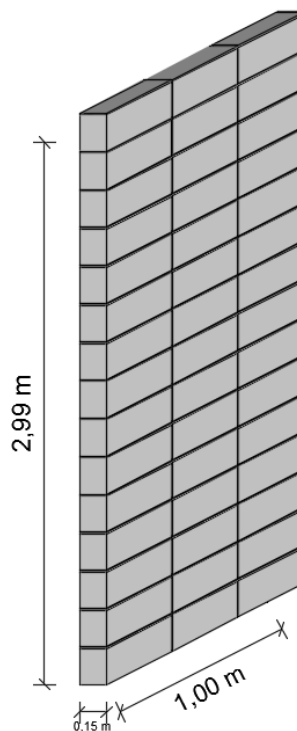
Fuente: Planos Estructurales.

4.1.1.4 Cargas gravitacionales

4.1.1.4.1 Peso de paredes

Para el cálculo del peso de las paredes se consideran todos los materiales que la componen, siendo estos el bloque, espesor de mortero (junta horizontal y vertical en mampuesto), enlucido vertical y ventanas; los pesos unitarios y específicos se detallan en la tabla 4.1.

Figura 4.26. Modelo de pared tipo 1.



Elaboración: Edwin Morales

$$Peso_{pared(1)/m}$$

$$\begin{aligned} &= (Peso_{mampuesto\ 40x20x15cm}) \cdot (\#bloques) \\ &+ (Peso\ específico_{mortero}) \cdot (Volumen_{mortero}) \cdot (\#bloques) \\ &+ (Peso\ específico_{enlucido\ vertical}) \cdot (Volumen_{enlucido\ vertical}) \end{aligned}$$

$$\#bloques = \frac{Área_{pared}}{Área_{mampuesto\ 40x20x15\ incluido\ juntas\ de\ mortero}}$$

$$\#_{\text{bloques}} = \frac{(2,99\text{m})(1,00\text{m})}{(0,40\text{m} + 0,01\text{m}) + (0,20\text{m} + 0,01\text{m})}$$

$$\#_{\text{bloques}} = 34,72706\text{u}$$

$Volumen_{\text{mortero}}$

$$= Volumen_{\text{mampuesto } 40 \times 20 \times 15 \text{ incluye volumen de mortero}}$$

$$- Volumen_{\text{mampuesto } 40 \times 20 \times 15}$$

$Volumen_{\text{mortero}}$

$$= (0,40\text{m} + 0,01\text{m})(0,20\text{m} + 0,01\text{m})(0,15\text{m})$$

$$- (0,40\text{m})(0,20\text{m})(0,15\text{m})$$

$$Volumen_{\text{mortero}} = 0,000915\text{m}^3$$

$$Volumen_{\text{entucido vertical}} = (\text{espesor}_{\text{entucido vertical}})(\text{Área}_{\text{pared}})(\#_{\text{caras de pared}})$$

$$Volumen_{\text{entucido vertical}} = (0,015\text{m})(2,99\text{m})(1,00\text{m})(2\text{u})$$

$$Volumen_{\text{entucido vertical}} = 0,0897\text{m}^3$$

$Peso_{\text{pared}(1)/\text{m}}$

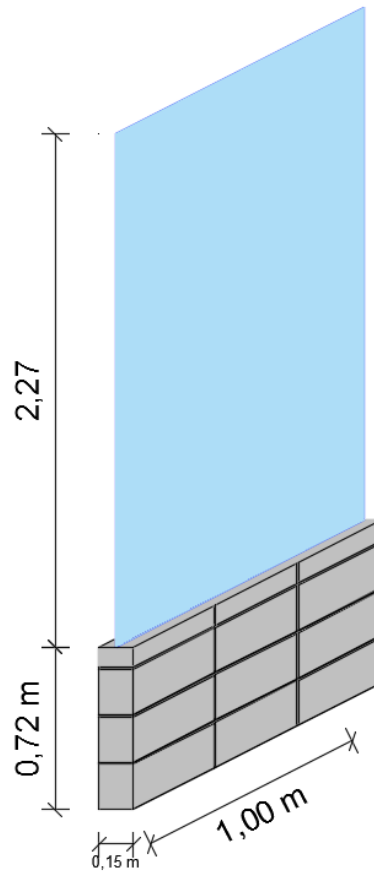
$$= (15,0\text{kg}). (34,72706\text{u})$$

$$+ \left(2039,40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right). (0,000915\text{m}^3). (34,72706\text{u})$$

$$+ \left(2039,40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right). (0,0897\text{m}^3)$$

$$Peso_{\text{pared}(1)/\text{m}} = 768,64 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Figura 4.27. Modelo de pared tipo 9.



Elaboración: Edwin Morales

$$Peso_{pared(9)/m}$$

$$= (Peso_{mampuesto\ 40x20x15cm}) \cdot (\#bloques) \\ + (Peso\ específico_{mortero}) \cdot (Volumen_{mortero}) \cdot (\#bloques) \\ + (Peso\ específico_{enlucido\ vertical}) \cdot (Volumen_{enlucido\ vertical}) \\ + (Peso\ específico_{vidrio}) \cdot (Volumen_{vidrio})$$

$$\#bloques = \frac{Área_{pared}}{Área_{mampuesto\ 40x20x15\ incluido\ juntas\ de\ mortero}}$$

$$\#bloques = \frac{(0,72m)(1,00m)}{(0,40m + 0,01m) + (0,20m + 0,01m)}$$

$$\#bloques = 8,362369u$$

$$Volumen_{mortero}$$

$$= Volumen_{mampuesto\ 40x20x15\ incluye\ volumen\ de\ mortero}$$

$$- Volumen_{mampuesto\ 40x20x15}$$

$$Volumen_{mortero}$$

$$= (0,40m + 0,01m)(0,20m + 0,01m)(0,15m)$$

$$- (0,40m)(0,20m)(0,15m)$$

$$Volumen_{mortero} = 0,000915m^3$$

$$Volumen_{enlucido\ vertical} = (espesor_{enlucido\ vertical})(Área_{pared})(\#caras\ de\ pared)$$

$$Volumen_{enlucido\ vertical} = (0,015m)(0,72m)(1,00m)(2u)$$

$$Volumen_{enlucido\ vertical} = 0,0216m^3$$

$$Volumen_{vidrio} = (espesor_{vidrio})(Área_{pared})$$

$$Volumen_{vidrio} = (0,006m)(2,27m)(1,00m)$$

$$Volumen_{vidrio} = 0,01362m^3$$

$$Peso_{pared(9)/m}$$

$$= (15,0kg). (8,362369u)$$

$$+ \left(2039,40 \frac{kg}{m^3}\right). (0,000915m^3). (8,362369u)$$

$$+ \left(2039,40 \frac{kg}{m^3}\right). (0,0216m^3) + \left(2500,00 \frac{kg}{m^3}\right). (0,01362m^3)$$

$$Peso_{pared(9)/m} = 219,14 \frac{kg}{m}$$

Se han clasificado varios tipos de paredes para determinar el peso real de las mismas y su clasificación se detalla en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Clasificación de los tipos de paredes presentes en el edificio en función de sus alturas.

Tipo de Pared	Altura de ventana [m]	Altura de Puerta [m]	Altura de Antepecho [m]
1	-	-	-
2	1,60	-	-
3	2,60	-	-
4	0,80	-	-
5	1,20	-	-
6	1,30	-	-
7	0,95	-	-
8	0,40	-	-
9	2,27	-	-
10	2,27	-	-
11	1,20	-	-
12	1,70	-	-
13	3,90	-	-
14	1,65	-	-
15	0,60	-	-
16	1,80	-	-
17	1,95	-	-
18	2,17	-	-
19	2,40	-	-
20	1,50	-	-
A	-	-	0,90
B	-	-	0,60
C	-	-	1,00
D	-	-	0,20
E	-	-	0,40
F	-	-	0,80
G	-	-	0,30
H	-	-	0,57
I	-	-	-
J	-	-	0,90
P	-	2,10	-

Elaboración: Edwin Morales

4.1.1.4.1.1 Tablas de cálculo para pesos de paredes

Para obtener la altura real de pared se debe restar a la altura de entrepiso, la altura de losa (0,25 m).

Tabla 4.3 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel -3.24m.

Nv -3.24												
EJE	PARED TIPO	TRAMO	ALTURA VIGA [m]	ALTURA DE VENTANA [m]	ALTURA DE PUERTA [m]	ALTURA DE ANTEPECHO [m]	ALTURA ENTREPISO [m]	ALTURA REAL DE PARED [m]	LONGITUD DE PARED [m]	PESO PARED TIPO [kg]	PESO TOTAL DE PARED [kg]	OBSERVACIÓN
1	1	A-G	-	-	-	-	3,24	2,99	28,31	768,64	21.760,27	PERIMETRALES
2	1	D-F	-	-	-	-	3,24	2,99	1,85	768,64	1.421,99	PERIMETRALES
	9		-	2,27	-	-	3,24	0,72	1,60	219,14	350,63	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,80	768,64	614,91	
	9		-	2,27	-	-	3,24	0,72	2,10	219,14	460,20	
	1	F-G	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,70	691,52	484,06	
3	1	A-B	-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59	PERIMETRALES
	J	A-B	-	-	-	0,90	3,24	0,90	3,45	231,36	798,21	INTERNAS
	J		-	-	-	0,90	3,24	0,90	3,45	231,36	798,21	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,35	768,64	269,02	
	9	B-C	-	2,27	-	-	3,24	0,72	2,05	219,14	449,24	PERIMETRALES
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,40	768,64	1.076,10	
	9		-	2,27	-	-	3,24	0,72	1,60	219,14	350,63	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,25	768,64	960,80	
	1	B-C	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,35	691,52	242,03	INTERNAS
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,30	691,52	207,46	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,78	768,64	599,54	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,25	768,64	960,80	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,80	768,64	614,91	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15		
P	-		-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03		
1	-	-	-	-	-	3,24	2,99	2,35	768,64	1.806,31		

Tabla 4.3 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel -3.24m (Continuación)

3	1	C-D	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,45	691,52	1.002,71	PERIMETRALES
	9		0,55	2,27	-	-	3,24	0,42	3,50	142,02	497,07	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,50	691,52	345,76	
	5		0,55	1,20	-	-	3,24	1,49	0,50	401,04	200,52	
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	0,80	151,67	121,34	
	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94	INTERNAS
	1	D-F	-	-	-	-	3,24	2,99	1,55	768,64	1.191,40	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,00	768,64	768,64	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,10	768,64	845,51	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,35	768,64	1.037,67	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,85	691,52	587,79	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,05	768,64	1.575,72	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,95	768,64	2.267,50	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	2.459,66	
	1	F-G	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,55	691,52	380,34	INTERNAS
J	-		-	-	0,90	3,24	0,90	2,90	231,36	670,96		
4	1	A-B	0,25	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	PERIMETRALES
	1	B-C	-	-	-	-	3,24	2,99	1,20	768,64	922,37	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,25	768,64	192,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,80	768,64	614,91	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,85	768,64	653,35	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,75	691,52	1.210,16	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52	414,91	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,43	691,52	297,35	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,28	691,52	885,15	
	1	C-D	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52	414,91	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,95	691,52	656,95	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,15	768,64	1.652,58	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,90	768,64	691,78	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	5,65	768,64	4.342,83	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	5,65	768,64	4.342,83		

Tabla 4.3 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel -3.24m (Continuación)

4	5	E-F	0,55	1,20	-	-	3,24	1,49	0,80	401,04	320,83	PERIMETRALES
	1	F-G	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,35	691,52	242,03	
5	1	B-C	0,50	-	-	-	3,24	2,74	2,78	704,37	1.958,16	INTERNAS
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	2,68	704,37	1.887,72	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,90	768,64	691,78	
6	1	B-C	0,55	-	-	-	3,24	2,69	3,70	691,52	2.558,63	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,40	768,64	1.076,10	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,05	768,64	807,07	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	3,60	768,64	2.767,11	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	1	C-D	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,90	691,52	622,37	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,75	691,52	1.210,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,15	768,64	1.652,58	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,85	228,79	194,47	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,30	768,64	1.767,88	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,45	768,64	1.883,17	
	1	D-E	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,80	691,52	553,22	
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	1,00	151,67	151,67	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,50	691,52	1.728,80	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,05	768,64	807,07	
1	E-F	0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,00	704,37	704,37	PERIMETRALES	
7	1	B-C	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,40	691,52	968,13	PERIMETRALES
	9		0,55	2,27	-	-	3,24	0,42	1,60	142,02	227,23	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,75	691,52	518,64	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52	414,91	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,00	691,52	1.383,04	

Tabla 4.3 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel -3.24m (Continuación)

7	1	B-C	-	-	-	-	3,24	2,99	0,85	768,64	653,35	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,10	768,64	76,86	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,80	768,64	1.383,56	
	1	C-D	0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,10	691,52	1.452,19	
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	0,80	151,67	121,34	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,45	768,64	345,89	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,45	768,64	345,89	
	1	D-F	-	-	-	-	3,24	2,99	1,50	768,64	1.152,96	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,10	691,52	760,67	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,30	691,52	1.590,50	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	3,13	768,64	2.405,85	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	3,00	768,64	2.305,93	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
P	-		-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16		
1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,70	768,64	538,05			
8	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	PERIMETRALES
	9		-	2,27	-	-	3,24	0,72	3,30	219,14	723,17	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,85	768,64	653,35	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,55	768,64	422,75	
	1	D-E	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,45	691,52	1.002,71	INTERNAS
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	0,80	151,67	121,34	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,94	691,52	650,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,85	768,64	1.421,99	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,03	768,64	1.560,34	
1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,45	768,64	345,89			
9	1	B-D	-	-	-	-	3,24	2,99	9,10	768,64	6.994,65	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	13,44	768,64	10.330,56	
	1	D-F	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,01	691,52	698,44	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,25	691,52	864,40	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,00	691,52	691,52	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,25	691,52	864,40	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	6,32	768,64	4.857,82	

Tabla 4.3 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel -3.24m (Continuación)

A	1	1-3	-	-	-	-	3,24	2,99	6,97	768,64	5.357,44	PERIMETRALES
B	9	1-3	-	2,27	-	-	3,24	0,72	0,60	219,14	131,48	PERIMETRALES
	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	3,75	768,64	2.882,41	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	1,80	768,64	1.383,56	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,05	768,64	3.113,00	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,85	768,64	653,35	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,35	768,64	1.806,31	
	1	4-5	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,45	691,52	311,18	PERIMETRALES
	8		0,55	0,40	-	-	3,24	2,29	0,40	594,69	237,88	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,40	691,52	276,61	
	8		0,55	0,40	-	-	3,24	2,29	0,40	594,69	237,88	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,40	691,52	276,61	
	8		0,55	0,40	-	-	3,24	2,29	0,40	594,69	237,88	
	1	5-6	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,45	691,52	311,18	PERIMETRALES
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,20	691,52	829,83	
	2	6-7	0,55	1,60	-	-	3,24	1,09	1,60	304,21	486,73	PERIMETRALES
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,10	691,52	760,67	
2	0,55		1,60	-	-	3,24	1,09	1,60	304,21	486,73		
1	7-9	0,55	-	-	-	3,24	2,69	3,10	691,52	2.143,72	PERIMETRALES	
1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	7,45	691,52	5.151,83		
B'	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15	INTERNAS
	1	4-5	0,40	-	-	-	3,24	2,84	2,05	730,08	1.496,67	
	1	5-9	-	-	-	-	3,24	2,99	1,85	768,64	1.421,99	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,00	768,64	1.537,29	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,35	768,64	269,02	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,00	768,64	1.537,29	
1	-	-	-	-	3,24	2,99	6,95	768,64	5.342,07			

Tabla 4.3 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel -3.24m (Continuación)

C	4	2-3	-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,40	574,99	229,99	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	
	4		-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,40	574,99	229,99	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	
	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	2,25	768,64	1.729,45	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,35	768,64	3.343,60	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,80	691,52	1.244,74	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,80	768,64	1.383,56	
	1	4-5	-	-	-	-	3,24	2,99	1,90	768,64	1.460,42	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,85	228,79	194,47	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48	
	1	5-6	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,00	691,52	691,52	
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	0,70	151,67	106,17	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,00	691,52	691,52	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,00	768,64	3.074,57	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,10	768,64	845,51	
1	6-7	0,55	-	-	-	3,24	2,69	5,70	691,52	3.941,67		
1	7-8	0,55	-	-	-	3,24	2,69	3,65	691,52	2.524,05	PERIMETRALES	
D	1	1-2	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,66	691,52	456,40	PERIMETRALES
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	3,00	691,52	2.074,56	
	1	2-3	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,15	691,52	795,25	INTERNAS
	10		0,55	2,27	-	-	3,24	0,42	0,60	142,02	85,21	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52	414,91	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,08	768,64	3.136,06	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,25	768,64	192,16	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,25	768,64	192,16	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	
	1	-		-	-	-	3,24	2,99	1,60	768,64	1.229,83	
	P	-		-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
1	-	-		-	-	3,24	2,99	1,20	768,64	922,37		

Tabla 4.3 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel -3.24m (Continuación)

D	1	4-6	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,23	691,52	850,57	INTERNAS
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	1,00	151,67	151,67	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,43	691,52	1.680,40	
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	1,00	151,67	151,67	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,40	768,64	1.076,10	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,55	768,64	422,75		
	A	-	-	-	0,90	3,24	0,90	3,50	231,36	809,77		
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	4,53	768,64	3.481,95		
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	1,50	768,64	1.152,96		
	P	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,85	228,79	194,47		
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	1,73	768,64	1.329,75		
	1	7-8	0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,40	691,52	1.659,65	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,75	768,64	3.651,05	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,40	768,64	3.382,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	5,15	768,64	3.958,51	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,15	768,64	115,30		
	1	8-9	-	-	-	-	3,24	2,99	0,81	768,64	622,60	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	5,11	768,64	3.927,76	
	1	8-9	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,25	691,52	864,40	
	2		0,55	1,60	-	-	3,24	1,09	1,65	304,21	501,94	
	1	9-10	-	-	-	-	3,24	2,99	0,90	768,64	691,78	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,02	768,64	784,02	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,87	768,64	668,72	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	2,02	768,64	1.552,66		
2	-		-	-	-	3,24	2,99	0,80	304,21	243,37		
1	9-10	0,55	1,60	-	-	3,24	1,09	0,80	304,21	243,37		
1	9-10	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,48	691,52	1.023,45		
											PERIMETRALES	
												INTERNAS
												PERIMETRALES

Tabla 4.3 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel -3.24m (Continuación)

E	1	2-4	-	-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	2.459,66	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,95	768,64	730,21	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,90	768,64	1.460,42	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	P	4-4'	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48	
	1	4-4'	0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,10	704,37	774,81	PERIMETRALES
	4		0,50	0,80	-	-	3,24	1,94	0,40	510,72	204,29	
	5	4'-6	0,50	1,20	-	-	3,24	1,54	0,60	413,89	248,33	PERIMETRALES
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,55	704,37	1.091,78	
	5		0,50	1,20	-	-	3,24	1,54	0,60	413,89	248,33	
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	0,70	704,37	493,06	
	P		0,50	-	2,10	-	3,24	0,64	0,90	164,53	148,07	
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	0,25	704,37	176,09	
	1	6-10	-	-	-	-	3,24	2,99	0,90	768,64	691,78	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,25	768,64	192,16	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	0,25	768,64	192,16		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	1,18	768,64	907,00		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	1,00	768,64	768,64		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	0,92	768,64	707,15		
P	-		-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	1,14	768,64	876,25		
F	9	1-2	-	2,27	-	-	3,24	0,72	0,50	219,14	109,57	PERIMETRALES
	1	2-3	-	-	-	-	3,24	2,99	4,00	768,64	3.074,57	
	2	3-4	-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,20	768,64	922,37	
	3		-	2,60	-	-	3,24	0,39	2,60	139,26	362,07	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,30	768,64	999,24	

Tabla 4.3 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel -3.24m (Continuación)

F	1	6-7	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,60	691,52	1.106,43	PERIMETRALES	
	6		0,55	1,30	-	-	3,24	1,39	2,10	376,83	791,34		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,45	691,52	311,18		
	4		0,55	0,80	-	-	3,24	1,89	0,40	497,86	199,15		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,30	691,52	207,46		
	4		0,55	0,80	-	-	3,24	1,89	0,40	497,86	199,15		
	1	7-8	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,35	691,52	242,03		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,50	691,52	345,76		
	6		0,55	1,30	-	-	3,24	1,39	2,10	376,83	791,34		
	1	8-9	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,20	691,52	829,83		
	7		0,55	0,95	-	-	3,24	1,74	1,50	461,55	692,33		
	1	9-10	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,45	691,52	1.002,71		
	4		0,55	0,80	-	-	3,24	1,89	0,40	497,86	199,15		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,37	691,52	1.638,91		
	TOTALES									452,98			297798,45

Elaboración: Edwin Morales

Tabla 4.4 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel 0.00m

Nv 0.00												
EJE	PARED TIPO	TRAMO	ALTURA VIGA [m]	ALTURA DE VENTANA [m]	ALTURA DE PUERTA [m]	ALTURA DE ANTEPECHO [m]	ALTURA ENTREPISO [m]	ALTURA REAL DE PARED [m]	LONGITUD DE PARED [m]	PESO PARED TIPO [kg]	PESO TOTAL DE PARED [kg]	OBSERVACIÓN
2	1	D-F	-	-	-	-	3,24	2,99	1,85	768,64	1.421,99	PERIMETRALES
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,80	768,64	614,91	
	12		-	1,70	-	-	3,24	1,29	2,10	357,12	749,96	
	1	F-G	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,70	691,52	484,06	

Tabla 4.4 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel 0.00m (Continuación)

3	1	A-B	-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59	PERIMETRALES
	2	B-C	-	1,60	-	-	3,24	1,39	2,05	381,33	781,72	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,40	768,64	1.076,10	
	2	-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13		
	1	B-C	-	-	-	-	3,24	2,99	1,25	768,64	960,80	INTERNAS
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,50	691,52	345,76	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,30	691,52	207,46	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,78	768,64	599,54	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,25	768,64	960,80	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15	
	P	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03		
	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	2,35	768,64	1.806,31	PERIMETRALES
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,45	768,64	1.114,53	
	12		0,55	1,70	-	-	3,24	0,99	3,50	280,00	980,00	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,50	691,52	345,76	
	5	0,55	1,20	-	-	3,24	1,49	1,30	401,04	521,35		
	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94	INTERNAS
	1	D-F	-	-	-	-	3,24	2,99	1,55	768,64	1.191,40	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	1,00	768,64	768,64		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	1,10	768,64	845,51		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	1,35	768,64	1.037,67		
1	0,55		-	-	-	3,24	2,69	0,85	691,52	587,79		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	2,05	768,64	1.575,72		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	2,95	768,64	2.267,50		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	2.459,66		
1	F-G	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,55	691,52	380,34		
4	1	A-B	0,25	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	PERIMETRALES

Tabla 4.4 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel 0.00m (Continuación)

4	1	B-C	-	-	-	-	3,24	2,99	1,20	768,64	922,37	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,25	768,64	192,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,80	768,64	614,91	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,85	768,64	653,35	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,75	691,52	1.210,16	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52	414,91	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,43	691,52	297,35	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,28	691,52	885,15	
	1	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52	414,91		
	P	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16		
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62		
	1	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,95	691,52	656,95		
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	2,90	768,64	2.229,06		
	P	-	-	2,10	-	3,24	0,89	1,00	228,79	228,79		
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	1,80	768,64	1.383,56		
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19		
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	4,65	768,64	3.574,19		
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	1,50	768,64	1.152,96		
	2	-	1,60	-	-	3,24	1,39	3,15	381,33	1.201,19		
	1	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52	414,91		
	1	0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,20	691,52	1.521,35		
1	-	-	-	-	3,24	2,99	1,40	768,64	1.076,10			
P	-	-	2,10	-	3,24	0,89	1,00	228,79	228,79			
1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,45	768,64	345,89			
1	-	-	-	-	3,24	2,99	2,05	768,64	1.575,72			
5	E-F	0,55	1,20	-	-	3,24	1,49	0,80	401,04	320,83	PERIMETRALES	
1	F-G	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,35	691,52	242,03		
5	1	B-C	0,50	-	-	-	3,24	2,74	2,78	704,37	1.958,16	PERIMETRALES
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	2,78	704,37	1.958,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,90	768,64	691,78	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,20	768,64	1.691,01	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,45	768,64	345,89	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,90	768,64	691,78	

Tabla 4.4 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel 0.00m (Continuación)

6	1	B-C	-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48	INTERNAS
	1	C-D	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,55	691,52	1.071,86	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,95	691,52	656,95	
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	0,85	151,67	128,92	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,05	691,52	1.417,62	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,65	768,64	2.036,90	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,20	768,64	3.228,30	
	1	D-E	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52	414,91	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,23	691,52	159,05	
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	1,18	151,67	178,97	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,30	691,52	1.590,50	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,45	691,52	311,18	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,20	381,33	457,59	
	1	E-F	0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,00	704,37	704,37	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	1,75	768,64	1.345,12		
7	1	B-C	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,10	691,52	760,67	PERIMETRALES
	12		0,55	1,70	-	-	3,24	0,99	3,90	280,00	1.092,00	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,50	691,52	1.037,28	
	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	2,80	768,64	2.152,20	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,90	768,64	691,78	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
1	D-F	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,55	691,52	380,34		
8	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	PERIMETRALES
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,00	768,64	1.537,29	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	

Tabla 4.4 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel 0.00m (Continuación)

B	12	1-3	-	1,70	-	-	3,24	1,29	0,60	357,12	214,27	PERIMETRALES
	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	3,75	768,64	2.882,41	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,80	768,64	1.383,56	
	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	4,05	768,64	3.113,00	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,85	768,64	653,35	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,35	768,64	1.806,31	
	1	5-6	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,60	691,52	1.106,43	PERIMETRALES
	5		0,55	1,20	-	-	3,24	1,49	1,20	401,04	481,24	
	1	6-7	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,10	691,52	760,67	
	5		0,55	1,20	-	-	3,24	1,49	1,20	401,04	481,24	
1	0,55		-	-	-	3,24	2,69	3,50	691,52	2.420,32		
B'	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15	INTERNAS
	5	4-5	0,40	1,20	-	-	3,24	1,64	2,65	439,60	1.164,93	PERIMETRALES
	1		0,40	-	-	-	3,24	2,84	0,25	730,08	182,52	
	1	5-7	-	-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,03	768,64	791,70	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,28	768,64	215,22	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	2,25	768,64	1.729,45		
C	4	2-3	-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,40	574,99	229,99	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	
	4		-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,40	574,99	229,99	
	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,50	768,64	3.458,89	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,80	691,52	1.244,74	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,40	768,64	1.844,74	

Tabla 4.4 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel 0.00m (Continuación)

C	P	4-5	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,85	228,79	194,47	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,10	768,64	76,86	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,25	768,64	1.729,45	
	P	5-6	-	-	2,10	-	3,24	0,89	1,00	228,79	228,79	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,65	691,52	1.141,01	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,30	768,64	999,24	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	4	-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,80	574,99	459,99		
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	3,00	768,64	2.305,93		
	1	0,55	-	-	-	3,24	2,69	5,80	691,52	4.010,82		
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,85	768,64	653,35		
	P	6-7	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,35	768,64	1.806,31	
	2		0,55	1,60	-	-	3,24	1,09	1,10	304,21	334,63	
1	7-8	0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,50	691,52	1.728,80	PERIMETRALES	
1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19		
D	1	1-2	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,65	691,52	449,49	PERIMETRALES
	1	2-3	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,75	691,52	1.210,16	
	4		0,55	0,80	-	-	3,24	1,89	0,60	497,86	298,72	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52	414,91	
	1	2-3	-	-	-	-	3,24	2,99	0,25	768,64	192,16	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,35	768,64	269,02	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,25	768,64	192,16	
	P	3-4	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	2.459,66	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,85	228,79	194,47	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,70	768,64	2.075,33	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,60	768,64	1.229,83	
P	-		-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	1,20	768,64	922,37		
1	-	-	-	-	3,24	2,99	8,40	768,64	6.456,60			

Tabla 4.4 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel 0.00m (Continuación)

D	1	4-6	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,90	691,52	622,37	INTERNAS
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,30	691,52	1.590,50	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,00	691,52	691,52	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,65	768,64	1.268,26	
	17	6-7	0,55	1,95	-	-	3,24	0,74	3,70	219,48	812,09	PERIMETRALES
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,40	768,64	307,46	
	15		-	0,60	-	-	3,24	2,39	0,20	623,40	124,68	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59	
	15		-	0,60	-	-	3,24	2,39	0,20	623,40	124,68	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59	
	15	-	0,60	-	-	3,24	2,39	0,20	623,40	124,68		
	1	6-7	-	-	-	-	3,24	2,99	0,40	768,64	307,46	INTERNAS
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	3,70	77,12	285,35	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,95	768,64	730,21	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,95	768,64	730,21	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,05	768,64	807,07	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,35	768,64	1.037,67	
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62		
	1	7-8	0,55	-	-	-	3,24	2,69	3,65	691,52	2.524,05	PERIMETRALES
1	7-8	-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	INTERNAS	
P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03		
1		-	-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	2.459,66		
G	7-8	-	-	-	0,30	3,24	0,30	4,85	77,12	374,04	PERIMETRALES	
E	1	2-4	-	-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	2.459,66	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,95	768,64	730,21	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,45	768,64	345,89	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	1,90	768,64	1.460,42		
	1	4-4'	-	-	-	-	3,24	2,99	1,10	768,64	845,51	PERIMETRALES
	4		-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,40	574,99	229,99	
P	4-4'	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	INTERNAS	
1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48		

Tabla 4.4 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel 0.00m (Continuación)

E	5	4'-6	0,50	1,20	-	-	3,24	1,54	0,60	413,89	248,33	PERIMETRALES
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,55	704,37	1.091,78	
	5		0,50	1,20	-	-	3,24	1,54	0,60	413,89	248,33	
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	0,70	704,37	493,06	
	P		0,50	-	2,10	-	3,24	0,64	0,90	164,53	148,07	
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	0,25	704,37	176,09	
	P	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	INTERNAS	
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62		
	P	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16		
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,55	768,64	422,75		
	A	-	-	-	0,90	3,24	0,90	7,16	231,36	1.656,57		
	A	-	-	-	0,90	3,24	0,90	2,40	231,36	555,27		
	F	9	1-2	-	2,27	-	-	3,24	0,72	0,50	219,14	109,57
1		2-3	-	-	-	-	3,24	2,99	4,00	768,64	3.074,57	
2		3-4	-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
1			-	-	-	-	3,24	2,99	1,20	768,64	922,37	
3			-	2,60	-	-	3,24	0,39	2,60	139,26	362,07	
1			-	-	-	-	3,24	2,99	1,30	768,64	999,24	
1		6-8	0,60	-	-	-	3,24	2,64	0,35	678,67	237,53	
11			0,60	1,20	-	-	3,24	1,44	0,60	388,18	232,91	
1			0,60	-	-	-	3,24	2,64	0,65	678,67	441,13	
A			-	-	-	0,90	3,24	0,90	7,16	231,36	1.656,57	
TOTALES									326,74		197707,65	

Elaboración: Edwin Morales

Tabla 4.5 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +3.24m

Nv + 3.24												
EJE	PARED TIPO	TRAMO	ALTURA VIGA [m]	ALTURA DE VENTANA [m]	ALTURA DE PUERTA [m]	ALTURA DE ANTEPECHO [m]	ALTURA ENTREPISO [m]	ALTURA REAL DE PARED [m]	LONGITUD DE PARED [m]	PESO PARED TIPO [kg]	PESO TOTAL DE PARED [kg]	OBSERVACIÓN
2	1	D-F	-	-	-	-	3,24	2,99	1,85	768,64	1.421,99	PERIMETRALES
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,80	768,64	614,91	
	12		-	1,70	-	-	3,24	1,29	2,10	357,12	749,96	
	1	F-G	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,70	691,52	484,06	
3	1	A-B	-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59	PERIMETRALES
	2	B-C	-	1,60	-	-	3,24	1,39	2,05	381,33	781,72	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,40	768,64	1.076,10	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,25	768,64	960,80	
	1	B-C	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,50	691,52	345,76	INTERNAS
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,30	691,52	207,46	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,78	768,64	599,54	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,60	768,64	3.535,76	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,35	768,64	1.806,31	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,45	768,64	1.114,53	
	12	C-D	0,55	1,70	-	-	3,24	0,99	3,50	280,00	980,00	PERIMETRALES
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,50	691,52	345,76	
	11		0,55	1,20	-	-	3,24	1,49	1,40	401,04	561,45	
	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94	INTERNAS
	1	D-F	-	-	-	-	3,24	2,99	1,55	768,64	1.191,40	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,00	768,64	768,64	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,10	768,64	845,51	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	1,35	768,64	1.037,67		
1	0,55		-	-	-	3,24	2,69	0,85	691,52	587,79		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	2,05	768,64	1.575,72		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	2,95	768,64	2.267,50		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	2.459,66		
1	F-G	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,55	691,52	380,34		

Tabla 4.5 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +3.24m (Continuación)

	1	A-B	0,25	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	PERIMETRALES		
	1	B-C	-	-	-	-	3,24	2,99	1,00	768,64	768,64	INTERNAS		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62			
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03			
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,85	768,64	653,35			
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,75	691,52	1.210,16			
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52	414,91			
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,43	691,52	297,35			
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,28	691,52	885,15			
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52	414,91			
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16			
4	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	INTERNAS		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,95	691,52	656,95			
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,90	768,64	2.229,06			
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	1,00	228,79	228,79			
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,80	768,64	1.383,56			
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19			
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,65	768,64	3.574,19			
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,50	768,64	1.152,96			
	2		-	1,60	-	-	-	3,24	1,39	3,15	381,33		1.201,19	
	1		0,55	-	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52		414,91	
	1	D-E	0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,20	691,52	1.521,35	INTERNAS		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,40	768,64	1.076,10			
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	1,00	228,79	228,79			
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,45	768,64	345,89			
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,05	768,64	1.575,72			
	5		E-F	0,55	1,20	-	-	3,24	1,49	0,80	401,04		320,83	PERIMETRALES
	1		F-G	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,35	691,52		242,03	PERIMETRALES
5	1	B-C	0,50	-	-	-	3,24	2,74	2,78	704,37	1.958,16	PERIMETRALES		

Tabla 4.5 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +3.24m (Continuación)

5	1	B-C	0,50	-	-	-	3,24	2,74	2,78	704,37	1.958,16	INTERNAS	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,90	768,64	691,78		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,20	768,64	1.691,01		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,45	768,64	345,89		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,90	768,64	691,78		
	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	1,40	768,64	1.076,10		
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	1,00	228,79	228,79		
6	1	B-C	-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48	INTERNAS	
	1	C-D	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,55	691,52	1.071,86		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,95	691,52	656,95		
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	0,85	151,67	128,92		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,05	691,52	1.417,62		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,65	768,64	2.036,90		
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	4,20	768,64	3.228,30			
	2	D-E	0,55	1,60	-	-	3,24	1,09	2,10	304,21	638,84		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,05	691,52	1.417,62		
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	1,18	151,67	178,97		
	1	E-F	0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,00	704,37	704,37		PERIMETRALES
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94		
7	1	B-C	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,10	691,52	760,67	PERIMETRALES	
	12		0,55	1,70	-	-	3,24	0,99	3,90	280,00	1.092,00		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,50	691,52	1.037,28		
	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	2,80	768,64	2.152,20	INTERNAS	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,90	768,64	691,78		
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19		
1	D-F	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,55	691,52	380,34			

Tabla 4.5 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +3.24m (Continuación)

8	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48	PERIMETRALES
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,00	768,64	1.537,29	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94		
	A	D-F	-	-	-	0,90	3,24	0,90	5,40	231,36	1.249,37	
A	-		-	-	0,90	3,24	0,90	6,90	231,36	1.596,41		
B	12	1-3	-	1,70	-	-	3,24	1,29	0,60	357,12	214,27	PERIMETRALES
	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	3,75	768,64	2.882,41	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	1,80	768,64	1.383,56	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,45	768,64	345,89	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1	5-6	-	-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15	PERIMETRALES
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,60	691,52	1.106,43	
	5	0,55	1,20	-	-	-	3,24	1,49	1,20	401,04	481,24	
	1	6-7	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,10	691,52	760,67	
5	0,55		1,20	-	-	-	3,24	1,49	1,20	401,04	481,24	
1	0,55		-	-	-	-	3,24	2,69	3,50	691,52	2.420,32	
B'	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	2,25	768,64	1.729,45	INTERNAS
	5	4-5	0,40	1,20	-	-	3,24	1,64	2,65	439,60	1.164,93	PERIMETRALES
	1		0,40	-	-	-	3,24	2,84	0,25	730,08	182,52	
	1	5-7	-	-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,03	768,64	791,70	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,28	768,64	215,22	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	2,25	768,64	1.729,45		
C	4	2-3	-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,40	574,99	229,99	PERIMETRALES
	1	2-3	-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	INTERNAS
	4	2-3	-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,40	574,99	229,99	PERIMETRALES

Tabla 4.5 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +3.24m (Continuación)

C	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,50	768,64	3.458,89	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,80	691,52	1.244,74	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,40	768,64	1.844,74	
	P	4-5	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,85	228,79	194,47	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,10	768,64	76,86	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,25	768,64	1.729,45	
	P	5-6	-	-	2,10	-	3,24	0,89	1,00	228,79	228,79	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,65	691,52	1.141,01	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,30	768,64	999,24	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	4		-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,80	574,99	459,99	
	1	6-7	-	-	-	-	3,24	2,99	3,00	768,64	2.305,93	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	5,80	691,52	4.010,82	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,45	768,64	345,89	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,85	768,64	653,35	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1	7-8	-	-	-	-	3,24	2,99	2,35	768,64	1.806,31	
	2		0,55	1,60	-	-	3,24	1,09	1,10	304,21	334,63	
1	0,55		-	-	-	3,24	2,69	2,50	691,52	1.728,80		
1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	PERIMETRALES		
D	1	1-2	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,65	691,52	449,49	PERIMETRALES
	1	2-3	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,75	691,52	1.210,16	
	4		0,55	0,80	-	-	3,24	1,89	0,60	497,86	298,72	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52	414,91	
	1	2-3	-	-	-	-	3,24	2,99	0,25	768,64	192,16	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,35	768,64	269,02	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,25	768,64	192,16	
P	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03			

Tabla 4.5 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +3.24m (Continuación)

D	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	2.459,66	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,85	228,79	194,47	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,70	768,64	2.075,33	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,60	768,64	1.229,83	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,20	768,64	922,37	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	8,40	768,64	6.456,60	
	1	4-6	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,90	691,52	622,37	PERIMETRALES
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,45	691,52	1.002,71	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,00	691,52	1.383,04	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,65	768,64	1.268,26	
	18	6-7	0,55	2,17	-	-	3,24	0,52	3,70	166,23	615,04	PERIMETRALES
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,40	768,64	307,46	
	15		-	0,60	-	-	3,24	2,39	0,20	623,40	124,68	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59	
	15		-	0,60	-	-	3,24	2,39	0,20	623,40	124,68	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59	
	15		-	0,60	-	-	3,24	2,39	0,20	623,40	124,68	
	1	6-7	-	-	-	-	3,24	2,99	0,40	768,64	307,46	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,95	768,64	730,21	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,95	768,64	730,21	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,05	768,64	807,07	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	1,35	768,64	1.037,67		
1	7-8	-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	PERIMETRALES	
1		7-8	0,55	-	-	-	3,24	2,69	3,65	691,52		2.524,05
P		7-8	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79		183,03
1	7-8	-	-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	2.459,66	INTERNAS	
E	1	2-4	-	-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	2.459,66	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,95	768,64	730,21	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,45	768,64	345,89	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,90	768,64	1.460,42	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,90	768,64	1.460,42	

Tabla 4.5 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +3.24m (Continuación)

E	1	4-4'	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,10	691,52	760,67	PERIMETRALES
	4		0,55	0,80	-	-	3,24	1,89	0,40	497,86	199,15	
	P	4-4'	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48	
	5	4'-6	0,50	1,20	-	-	3,24	1,54	0,60	413,89	248,33	PERIMETRALES
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,55	704,37	1.091,78	
	5		0,50	1,20	-	-	3,24	1,54	0,60	413,89	248,33	
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	0,70	704,37	493,06	
	P		0,50	-	2,10	-	3,24	0,64	0,90	164,53	148,07	
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	0,25	704,37	176,09	
1	0,50		-	-	-	3,24	2,74	0,25	704,37	176,09		
TOTALES										316,99	190816,32	
F	9	1-2	-	2,27	-	-	3,24	0,72	0,50	219,14	109,57	PERIMETRALES
	1	2-3	-	-	-	-	3,24	2,99	4,00	768,64	3.074,57	
	2	3-4	-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,20	768,64	922,37	
	3		-	2,60	-	-	3,24	0,39	2,60	139,26	362,07	
	1	6-8	-	-	-	-	3,24	2,99	1,30	768,64	999,24	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,60	768,64	1.229,83	
	A		-	-	-	0,90	3,24	0,90	9,60	231,36	2.221,09	
	A		-	-	-	0,90	3,24	0,90	8,50	231,36	1.966,59	
A	-		-	-	0,90	3,24	0,90	8,50	231,36	1.966,59		

Elaboración: Edwin Morales

Tabla 4.6 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +6.48m

Nv + 6.48												
EJE	PARED TIPO	TRAMO	ALTURA VIGA [m]	ALTURA DE VENTANA [m]	ALTURA DE PUERTA [m]	ALTURA DE ANTEPECHO [m]	ALTURA ENTREPISO [m]	ALTURA REAL DE PARED [m]	LONGITUD DE PARED [m]	PESO PARED TIPO [kg]	PESO TOTAL DE PARED [kg]	OBSERVACIÓN
2	A	D-F	-	-	-	0,90	3,24	0,90	4,25	231,36	983,30	PERIMETRALES
	A		-	-	-	0,90	3,24	0,90	2,15	231,36	497,43	
	A	F-G	-	-	-	0,90	3,24	0,90	1,20	231,36	277,64	

Tabla 4.6 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +6.48m (Continuación)

3	1	A-B	-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59	PERIMETRALES
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,50	768,64	384,32	
	1	B-C	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,30	691,52	207,46	
	12		0,55	1,70	-	-	3,24	0,99	4,60	280,00	1.288,00	
	1	B-C	-	-	-	-	3,24	2,99	1,25	768,64	960,80	INTERNAS
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,80	691,52	553,22	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,23	768,64	945,43	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,85	768,64	653,35	
	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	1,45	768,64	1.114,53	PERIMETRALES
	5		0,55	1,20	-	-	3,24	1,49	0,80	401,04	320,83	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,55	691,52	380,34	
	12	C-D	0,55	1,70	-	-	3,24	0,99	4,05	280,00	1.134,00	INTERNAS
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	0,80	151,67	121,34	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,35	691,52	242,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,00	768,64	768,64	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,55	768,64	1.191,40	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,55	768,64	422,75	
	11		-	1,20	-	-	3,24	1,79	1,70	478,16	812,87	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19		
9	D-F		0,55	2,27	-	-	3,24	0,42	2,70	142,02	383,45	
1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,60	768,64	1.229,83		
P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,85	228,79	194,47		
1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48		
1	F-G	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,35	691,52	242,03		
4	1	A-B	0,25	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	PERIMETRALES
	5	B-C	0,55	1,20	-	-	3,24	1,49	1,70	401,04	681,76	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,08	691,52	746,84	
	1	B-C	-	-	-	-	3,24	2,99	0,88	768,64	676,41	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,20	768,64	153,73	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,00	768,64	768,64	

Tabla 4.6 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +6.48m (Continuación)

4	1	C-D	0,55	-	-	-	3,24	2,69	5,25	691,52	3.630,49	INTERNAS	
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	1,00	151,67	151,67		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48		
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,25	768,64	192,16		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,65	768,64	3.574,19		
	1	D-E	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,95	691,52	656,95		
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	1,00	151,67	151,67		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,30	691,52	207,46		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,25	691,52	864,40		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,05	768,64	1.575,72		
	5	E-F	0,55	1,20	-	-	3,24	1,49	0,80	401,04	320,83		PERIMETRALES
	1	F-G	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,35	691,52	242,03		
5	1	B-C	0,50	-	-	-	3,24	2,74	2,78	704,37	1.958,16	PERIMETRALES	
	1	B-C	0,50	-	-	-	3,24	2,74	2,78	704,37	1.958,16	INTERNAS	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,00	768,64	768,64		
	P	C-D	-	-	2,10	-	3,24	0,89	1,00	228,79	228,79		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,50	768,64	1.152,96		
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	2,95	381,33	1.124,92		
6	1	B-C	0,55	-	-	-	3,24	2,69	3,70	691,52	2.558,63	INTERNAS	
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	0,80	151,67	121,34		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,40	691,52	968,13		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	3,60	768,64	2.767,11		
	1	C-D	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,40	691,52	276,61		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,00	691,52	691,52		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,05	691,52	726,10		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,05	691,52	1.417,62		
	2	D-E	0,55	1,60	-	-	3,24	1,09	2,10	304,21	638,84		
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,20	691,52	1.521,35		
	1	E-F	0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,30	704,37	915,69		PERIMETRALES

Tabla 4.6 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +6.48m (Continuación)

7	1	B-C	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,55	691,52	1.071,86	PERIMETRALES
	2		0,55	1,60	-	-	3,24	1,09	1,60	304,21	486,73	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,85	691,52	587,79	
	4		0,55	0,80	-	-	3,24	1,89	0,40	497,86	199,15	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,40	691,52	276,61	
	4		0,55	0,80	-	-	3,24	1,89	0,40	497,86	199,15	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,40	691,52	276,61	
	4		0,55	0,80	-	-	3,24	1,89	0,40	497,86	199,15	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,50	691,52	345,76	
	1	B-C	-	-	-	-	3,24	2,99	0,85	768,64	653,35	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,80	768,64	1.383,56	
	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	0,78	768,64	599,54	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,88	768,64	1.445,05	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	3,65	768,64	2.805,55	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,05	768,64	807,07	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,55	768,64	422,75	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	0,45	768,64	345,89		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	2,80	768,64	2.152,20		
P	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03			
1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62			
1	D-F	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,55	691,52	380,34		
1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,55	691,52	380,34		
8	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48	PERIMETRALES
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,00	768,64	1.537,29	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94	

Tabla 4.6 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +6.48m (Continuación)

B	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	3,75	768,64	2.882,41	PERIMETRALES
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	5		-	1,20	-	-	3,24	1,79	1,00	478,16	478,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,80	768,64	1.383,56	
	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	1,00	768,64	768,64	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48	
	1	5-6	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,20	691,52	829,83	PERIMETRALES
	2		0,55	1,60	-	-	3,24	1,09	1,60	304,21	486,73	
	1	6-7	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,10	691,52	760,67	
	2		0,55	1,60	-	-	3,24	1,09	1,60	304,21	486,73	
1	0,55		-	-	-	3,24	2,69	3,10	691,52	2.143,72		
1	0,55		-	-	-	3,24	2,69	3,10	691,52	2.143,72		
B'	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	1,00	768,64	768,64	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,85	228,79	194,47	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,90	768,64	691,78	
	5	4-5	0,40	1,20	-	-	3,24	1,64	2,65	439,60	1.164,93	PERIMETRALES
	1		0,40	-	-	-	3,24	2,84	0,25	730,08	182,52	
	1	5-7	-	-	-	-	3,24	2,99	1,70	768,64	1.306,69	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,95	768,64	1.498,85	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,35	768,64	269,02	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	0,10	768,64	76,86		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	2,00	768,64	1.537,29		
C	4	2-3	-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,40	574,99	229,99	PERIMETRALES
	4		-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,40	574,99	229,99	
	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	0,67	768,64	514,99	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	3,35	768,64	2.574,95	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	4,10	691,52	2.835,24	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	3,00	768,64	2.305,93	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,85	228,79	194,47	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,75	768,64	1.345,12	
1	-	-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15			

Tabla 4.6 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +6.48m (Continuación)

C	1	4-5	-	-	-	-	3,24	2,99	0,28	768,64	215,22	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	1,00	228,79	228,79	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,63	768,64	2.021,53	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,50	768,64	1.152,96	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,35	768,64	269,02	
	4	-	0,80	-	-	-	3,24	2,19	0,80	574,99	459,99	
	1	5-6	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,15	691,52	795,25	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,15	691,52	795,25	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,00	768,64	768,64	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,30	768,64	999,24	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,35	768,64	1.037,67	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,50	768,64	384,32	
	P	-	-	2,10	-	3,24	0,89	3,35	228,79	766,46		
	1	6-7	0,55	-	-	-	3,24	2,69	5,90	691,52	4.079,98	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,95	768,64	2.267,50	
	2	7-8	0,55	1,60	-	-	3,24	1,09	1,10	304,21	334,63	
1	0,55		-	-	-	3,24	2,69	2,50	691,52	1.728,80		
D	1	2-3	0,55	-	-	-	3,24	2,69	4,45	691,52	3.077,27	PERIMETRALES
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,45	691,52	1.002,71	
	A		-	-	-	0,90	3,24	0,90	0,40	231,36	92,55	
	1	2-3	-	-	-	-	3,24	2,99	1,45	768,64	1.114,53	INTERNAS
	1	3-4	0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,10	691,52	1.452,19	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	4,30	691,52	2.973,54	
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15		
	1	4-6	0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,15	691,52	1.486,77	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,00	691,52	1.383,04	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,65	768,64	2.036,90	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	0,80	768,64	614,91		

Tabla 4.6 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +6.48m (Continuación)

D	14		0,55	1,65	-	-	3,24	1,04	3,70	292,10	1.080,78	PERIMETRALES	
	1	6-7	-	-	-	-	3,24	2,99	0,40	768,64	307,46		
	15		-	0,60	-	-	3,24	2,39	0,20	623,40	124,68		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59		
	15		-	0,60	-	-	3,24	2,39	0,20	623,40	124,68		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59		
	15		-	0,60	-	-	3,24	2,39	0,20	623,40	124,68		
	1	6-7	-	-	-	-	3,24	2,99	0,35	768,64	269,02		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,20	768,64	922,37		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,90	768,64	691,78		
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,95	768,64	730,21		
	1	7-8	0,55	-	-	-	3,24	2,69	3,75	691,52	2.593,20		PERIMETRALES
	P	7-8	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03		INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	2.459,66		
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03		
E	1	4-4'	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,10	691,52	760,67	PERIMETRALES	
	4		0,55	0,80	-	-	3,24	1,89	0,40	497,86	199,15		
	P	4-4'	-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,70	228,79	160,16	INTERNAS	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,85	768,64	653,35		
	5	4'-6	0,50	1,20	-	-	3,24	1,54	0,60	413,89	248,33	PERIMETRALES	
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,55	704,37	1.091,78		
	5		0,50	1,20	-	-	3,24	1,54	0,60	413,89	248,33		
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	0,70	704,37	493,06		
	P		0,50	-	2,10	-	3,24	0,64	0,90	164,53	148,07		
1	0,50	-	-	-	3,24	2,74	0,25	704,37	176,09				
F	A	1-2	-	-	-	0,90	3,24	0,90	0,60	231,36	138,82	PERIMETRALES	
	1	2-3	-	-	-	-	3,24	2,99	3,60	768,64	2.767,11		
	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	2.459,66		
	12		-	1,70	-	-	3,24	1,29	2,60	357,12	928,52		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,30	768,64	999,24		
TOTALES									272,59	167735,80			

Elaboración: Edwin Morales

Tabla 4.7 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +9.72m

Nv + 9.72												
EJE	PARED TIPO	TRAMO	ALTURA VIGA [m]	ALTURA DE VENTANA [m]	ALTURA DE PUERTA [m]	ALTURA DE ANTEPECHO [m]	ALTURA ENTREPISO [m]	ALTURA REAL DE PARED [m]	LONGITUD DE PARED [m]	PESO PARED TIPO [kg]	PESO TOTAL DE PARED [kg]	OBSERVACIÓN
2	1	D-F	-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48	PERIMETRALES
	12		-	1,70	-	-	3,24	1,29	1,70	357,12	607,11	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48	
3	1	A-B	-	-	-	-	3,24	2,99	0,30	768,64	230,59	PERIMETRALES
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,50	768,64	384,32	
	1	B-C	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,30	691,52	207,46	
	12		0,55	1,70	-	-	3,24	0,99	1,70	280,00	476,00	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,60	691,52	1.106,43	
	4		0,55	0,80	-	-	3,24	1,89	0,45	497,86	224,04	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,40	691,52	276,61	
	4		0,55	0,80	-	-	3,24	1,89	0,45	497,86	224,04	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,25	768,64	960,80	
	1	B-C	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,80	691,52	553,22	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,63	768,64	3.558,82	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,85	768,64	653,35	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,48	768,64	1.137,59	
	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,45	768,64	1.114,53	
	5		0,55	1,20	-	-	3,24	1,49	0,80	401,04	320,83	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,55	691,52	380,34	
	12	0,55	1,70	-	-	3,24	0,99	4,05	280,00	1.134,00		
	1	C-D	-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,55	768,64	1.191,40	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	1,80	768,64	1.383,56		
P	-		-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	0,25	768,64	192,16		
P	-		-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	1,05	768,64	807,07		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	2,10	768,64	1.614,15		

Tabla 4.7 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +9.72m (Continuación)

3	1	D-F	-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,25	768,64	192,16	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,05	768,64	807,07	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,30	768,64	999,24	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	4,55	768,64	3.497,32	
	1	F-G	-	-	-	-	3,24	2,99	0,50	768,64	384,32	
4	1	A-B	0,25	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	PERIMETRALES
	1	B-C	0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,78	691,52	1.922,43	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,78	691,52	539,39	
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	0,80	151,67	121,34	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,00	691,52	691,52	
	1	C-D	0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,60	691,52	414,91	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,80	768,64	1.383,56	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,27	768,64	207,53	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,15	768,64	883,94	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,20	768,64	922,37	
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,75	768,64	576,48	
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	4,25	77,12	327,77	
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	4,25	77,12	327,77	
	1	D-E	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,25	691,52	864,40	PERIMETRALES
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	0,80	151,67	121,34	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,30	691,52	207,46	
	P		0,55	-	2,10	-	3,24	0,59	0,80	151,67	121,34	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,10	691,52	760,67	
	1	-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19		
	4	D-E	-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,60	574,99	344,99	
1	-		-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19		
4	-		0,80	-	-	3,24	2,19	0,60	574,99	344,99		
1	-		-	-	-	3,24	2,99	2,90	768,64	2.229,06		
5	1	B-C	0,50	-	-	-	3,24	2,74	3,18	704,37	2.239,91	

Tabla 4.7 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +9.72m (Continuación)

5	1	B-C	0,50	-	-	-	3,24	2,74	0,40	704,37	281,75	INTERNAS
	15		0,50	0,60	-	-	3,24	2,14	0,60	559,13	335,48	
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	0,80	704,37	563,50	
6	1	B-C	-	-	-	-	3,24	2,99	5,40	768,64	4.150,67	INTERNAS
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	1,30	77,12	100,26	
	G	C-D	-	-	-	0,30	3,24	0,30	2,90	77,12	223,65	
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	2,90	77,12	223,65	
	B	D-E	-	-	-	0,60	3,24	0,60	2,10	154,24	323,91	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	2,20	691,52	1.521,35	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,70	768,64	1.306,69	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
1	E-F	0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,30	704,37	915,69	PERIMETRALES	
7	B	B-C	-	-	-	0,60	3,24	0,60	7,30	154,24	1.125,97	PERIMETRALES
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	0,80	154,24	123,39	INTERNAS
	C	D-F	-	-	-	1,00	3,24	1,00	0,70	257,07	179,95	PERIMETRALES
	C		-	-	-	1,00	3,24	1,00	0,70	257,07	179,95	
8	B	C-D	-	-	-	0,60	3,24	0,60	4,75	154,24	732,65	PERIMETRALES
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	1,60	154,24	246,79	
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	1,15	154,24	177,38	
B	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	3,75	768,64	2.882,41	PERIMETRALES
	2		-	1,60	-	-	3,24	1,39	1,60	381,33	610,13	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,80	768,64	1.383,56	
	1	5-6	0,55	-	-	-	3,24	2,69	1,10	691,52	760,67	
	2		0,55	1,60	-	-	3,24	1,09	1,60	304,21	486,73	
	1		0,55	-	-	-	3,24	2,69	0,85	691,52	587,79	
B	6-7	-	-	-	0,60	3,24	0,60	5,45	154,24	840,62		
B'	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	2,30	768,64	1.767,88	INTERNAS
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,35	768,64	269,02	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,15	768,64	1.652,58	

Tabla 4.7 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +9.72m (Continuación)

B'	1	4-5	0,40	-	-	-	3,24	2,84	2,90	730,08	2.117,24	PERIMETRALES
C	4	2-3	-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,40	574,99	229,99	PERIMETRALES
	4		-	0,80	-	-	3,24	2,19	0,40	574,99	229,99	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,65	768,64	499,62	
	1	3-4	0,55	-	-	-	3,24	2,69	6,35	691,52	4.391,16	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	3,15	768,64	2.421,22	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,60	768,64	1.229,83	
	1	4-5	-	-	-	-	3,24	2,99	3,55	768,64	2.728,68	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,35	768,64	1.037,67	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,55	768,64	1.191,40	
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	1,80	77,12	138,82	
	1	5-6	-	-	-	-	3,24	2,99	2,70	768,64	2.075,33	PERIMETRALES
	G	6-7	-	-	-	0,30	3,24	0,30	4,30	77,12	331,62	
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	4,30	77,12	331,62	
D	7-8	-	-	-	0,20	3,24	0,20	1,10	51,41	56,56		
B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	3,25	154,24	501,29		
D	1	2-3	0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,70	704,37	1.197,44	PERIMETRALES
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,70	768,64	1.306,69	
	1	3-4	0,50	-	-	-	3,24	2,74	6,50	704,37	4.578,44	INTERNAS
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,45	768,64	345,89	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,60	768,64	461,19	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	3,19	768,64	2.451,97	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,90	768,64	2.229,06	
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,95	768,64	1.498,85	

Tabla 4.7 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +9.72m (Continuación)

D	1	4-6	-	-	-	-	3,24	2,99	1,90	768,64	1.460,42	INTERNAS	
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	2,00	768,64	1.537,29		
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	1,80	77,12	138,82		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,90	768,64	1.460,42		
	P		-	-	2,10	-	3,24	0,89	0,80	228,79	183,03		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,75	768,64	1.345,12		
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	0,70	77,12	53,98		
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	0,70	77,12	53,98		
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	0,70	77,12	53,98		
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	0,70	77,12	53,98		
	G	-	-	-	0,30	3,24	0,30	0,70	77,12	53,98			
	B	6-7	-	-	-	0,60	3,24	0,60	3,80	154,24	586,12		
	C		-	-	-	1,00	3,24	1,00	2,00	257,07	514,14		
	B	7-8	-	-	-	0,60	3,24	0,60	4,85	154,24	748,08		PERIMETRALES
	B	7-8	-	-	-	0,60	3,24	0,60	0,80	154,24	123,39		INTERNAS
B	-		-	-	0,60	3,24	0,60	0,80	154,24	123,39			
E	1	4-4'	0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,10	704,37	774,81	PERIMETRALES	
	4		0,50	0,80	-	-	3,24	1,94	0,40	510,72	204,29		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	0,20	768,64	153,73		
	5	4'-6	0,50	1,20	-	-	3,24	1,54	1,20	413,89	496,67		
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,55	704,37	1.091,78		
	1		0,50	-	-	-	3,24	2,74	1,65	704,37	1.162,22		
F	1	3-4	-	-	-	-	3,24	2,99	3,20	768,64	2.459,66	PERIMETRALES	
	12		-	1,70	-	-	3,24	1,29	2,60	357,12	928,52		
	1		-	-	-	-	3,24	2,99	1,30	768,64	999,24		
TOTALES									247,41		124165,05		

Elaboración: Edwin Morales

Tabla 4.8 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +12.96m

Nv + 12.96												
EJE	PARED TIPO	TRAMO	ALTURA VIGA [m]	ALTURA DE VENTANA [m]	ALTURA DE PUERTA [m]	ALTURA DE ANTEPECHO [m]	ALTURA ENTREPISO [m]	ALTURA REAL DE PARED [m]	LONGITUD DE PARED [m]	PESO PARED TIPO [kg]	PESO TOTAL DE PARED [kg]	OBSERVACIÓN
2	F	D-F	-	-	-	0,80	-	0,80	3,20	205,66	658,10	PERIMETRALES
	F		-	-	-	0,80	3,24	0,80	3,80	205,66	781,50	
3	B	B-C	-	-	-	0,60	3,24	0,60	5,80	154,24	894,61	PERIMETRALES
	F		-	-	-	0,80	3,24	0,80	1,25	205,66	257,07	
	G	B-C	-	-	-	0,30	3,24	0,30	2,55	77,12	196,66	INTERNAS
	F	C-D	-	-	-	0,80	3,24	0,80	1,45	205,66	298,20	PERIMETRALES
	D		-	-	-	0,20	3,24	0,20	5,80	51,41	298,20	
	F	D-F	-	-	-	0,80	3,24	0,80	3,20	205,66	658,10	INTERNAS
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	1,30	77,12	100,26	
	F		-	-	-	0,80	3,24	0,80	3,80	205,66	781,50	
B	-		-	-	0,60	3,24	0,60	0,80	154,24	123,39		
4	B	A-B	-	-	-	0,60	3,24	0,60	0,80	154,24	123,39	PERIMETRALES
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	0,80	154,24	123,39	
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	0,80	154,24	123,39	
	D	B-F	-	-	-	0,20	3,24	0,20	21,48	51,41	1.104,38	INTERNAS
	G	B-C	-	-	-	0,30	3,24	0,30	2,55	77,12	196,66	
	G	D-E	-	-	-	0,30	3,24	0,30	1,30	77,12	100,26	
5	B	B-C	-	-	-	0,60	3,24	0,60	3,28	154,24	505,92	PERIMETRALES
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	1,93	154,24	297,69	
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	1,80	154,24	277,64	
	B	C-E	-	-	-	0,60	3,24	0,60	11,60	154,24	1.789,21	
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	2,80	154,24	431,88	
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	1,50	154,24	231,36	
6	B	B-C	-	-	-	0,60	3,24	0,60	5,40	154,24	832,91	PERIMETRALES
	B	D-F	-	-	-	0,60	3,24	0,60	4,30	154,24	663,24	
B	B	3-4	-	-	-	0,60	3,24	0,60	3,00	154,24	462,73	PERIMETRALES
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	0,75	154,24	115,68	
	D		-	-	-	0,20	3,24	0,20	1,60	51,41	82,26	

Tabla 4.8 Cálculo de pesos de paredes en el Nivel +12.96m (Continuación)

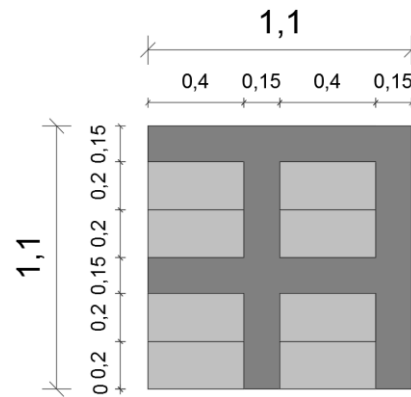
B	B	5-6	-	-	-	0,60	3,24	0,60	4,30	154,24	663,24	PERIMETRALES
B'	B	4-5	-	-	-	0,60	3,24	0,60	2,90	154,24	447,30	PERIMETRALES
C	F	2-3	-	-	-	0,80	3,24	0,80	2,00	205,66	411,31	PERIMETRALES
	F		-	-	-	0,80	3,24	0,80	2,00	205,66	411,31	
	G	3-4	-	-	-	0,30	3,24	0,30	4,40	77,12	339,33	INTERNAS
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	4,40	77,12	339,33	
	B	4-5	-	-	-	0,60	3,24	0,60	2,10	154,24	323,91	
	B	5-6	-	-	-	0,60	3,24	0,60	3,95	154,24	609,26	
D	F	2-3	-	-	-	0,80	3,24	0,80	3,00	205,66	616,97	PERIMETRALES
	F	3-4	-	-	-	0,80	3,24	0,80	2,50	205,66	514,14	INTERNAS
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	4,40	77,12	339,33	
	G		-	-	-	0,30	3,24	0,30	4,40	77,12	339,33	
E	F	2-6	-	-	-	0,80	3,24	0,80	0,40	205,66	82,26	INTERNAS
	F		-	-	-	0,80	3,24	0,80	0,60	205,66	123,39	
	F		-	-	-	0,80	3,24	0,80	2,50	205,66	514,14	
	F		-	-	-	0,80	3,24	0,80	1,50	205,66	308,49	
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	3,05	154,24	470,44	
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	3,05	154,24	470,44	
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	1,85	154,24	285,35	
F	F	2-6	-	-	-	0,80	3,24	0,80	3,60	205,66	740,36	PERIMETRALES
	F		-	-	-	0,80	3,24	0,80	3,20	205,66	658,10	
	F		-	-	-	0,80	3,24	0,80	2,80	205,66	575,84	
	F		-	-	-	0,80	3,24	0,80	1,10	205,66	226,22	
	B		-	-	-	0,60	3,24	0,60	2,15	154,24	331,62	
TOTALES									166,59	22928,69		

Elaboración: Edwin Morales

4.1.1.4.2 Peso del alivianamiento en losa

Para la determinación del peso que representan los alivianamientos primero se determina cuántos alivianamientos se han colocado en el área de la estructura multiplicados por el peso individual de los mismos. El procedimiento se describe en las siguientes ecuaciones:

Figura 4.28. Vista en planta de alivianamientos_{40x20x20} en losa.



Elaboración: Edwin Morales

$$Peso_{alivianamientos/m^2} = \frac{\#alivianamientos_{40x20x20}}{\text{Área}_{tablero}} (Peso_{unitario\ del\ alivianamiento})$$

$$Peso_{alivianamientos/m^2} = \frac{8u}{(1,10m)(1,10m)} (10kg)$$

$$Peso_{alivianamientos/m^2} = 66,1157 \frac{kg}{m^2} \cong 0,06612 \frac{Ton}{m^2}$$

4.1.1.4.3 Peso de acabados

Para el cálculo de los acabados se ha considerado el masillado y nivelado de la losa, revestimiento del piso con porcelanato Marca Graiman tipo Monet White rectificado con su respectivo mortero ligante tipo Bondex y el cielo falso en los entrepisos con gypsum marca Panel Rey de ½”.

$$\begin{aligned}
& \text{Peso}_{\text{acabados}/m^2} \\
&= (\text{Peso específico}_{\text{masillado}}) \cdot (\text{Volumen}_{\text{masillado}/m^2}) \\
&+ (\text{Peso}_{\text{porcelanato Monet White rectificado}}) \cdot (\#_{\text{planchas porcelanato}/m^2}) \\
&+ \frac{(\text{Peso}_{\text{saco de mortero ligante tipo Bondex}})}{(\text{Rendimiento}_{\text{saco de mortero ligante}/m^2})} + (\text{Peso}_{\text{gypsum tipo Panel Rey 1/2''}})
\end{aligned}$$

$$\text{Volumen}_{\text{masillado}/m^2} = (\text{Área}_{\text{unitaria}})(\text{espesor}_{\text{masillado}})$$

$$\text{Volumen}_{\text{masillado}/m^2} = (1,00m)(1,00m)(0,015m)$$

$$\text{Volumen}_{\text{masillado}/m^2} = 0,015 \frac{m^3}{m^2}$$

$$\#_{\text{planchas porcelanato}/m^2} = \frac{\text{Área}_{\text{unitaria}}}{\text{Área}_{\text{porcelanato rectificado 495x495mm+juntas}}}$$

$$\#_{\text{planchas porcelanato}/m^2} = \frac{(1,00m)(1,00m)}{(0,495m + 0,005m) + (0,495m + 0,005m)}$$

$$\#_{\text{planchas porcelanato}/m^2} = 4,00 \frac{u}{m^2}$$

$$\text{Peso}_{\text{acabados}/m^2}$$

$$\begin{aligned}
&= \left(2039,40 \frac{kg}{m^3}\right) \cdot \left(0,015 \frac{m^3}{m^2}\right) + \left(5,19 \frac{kg}{u}\right) \cdot \left(4,00 \frac{u}{m^2}\right) \\
&+ \frac{\left(25,00 \frac{kg}{\text{saco}}\right)}{\left(2,00 \frac{m^2}{\text{saco}}\right)} + \left(13,44 \frac{kg}{m^2}\right)
\end{aligned}$$

$$\text{Peso}_{\text{acabados}/m^2} = 77,291 \frac{kg}{m^2} \cong 0,07729 \frac{Ton}{m^2}$$

4.1.1.4.4 Peso de carga muerta adicional (CMA)

El peso de carga muerta adicional es la sumatoria de los pesos de aliviamiento en losa, pesos de acabados y pesos de paredes pertenecientes a cada nivel.

A manera de ejemplo se calcula el peso de carga muerta adicional en el nivel 0,00m.

$$Peso_{CMA/m^2} = Peso_{aliviamientos/m^2} + Peso_{acabados/m^2} + Peso_{pared/m^2}$$

$$Peso_{pared/m^2} = \frac{Peso\ total_{nivel\ 0,00m}}{\Área\ de\ losa_{nivel\ 0,00m}}$$

$$Peso_{pared/m^2} = \frac{197,70765\ Ton}{521,36\ m^2}$$

$$Peso_{pared/m^2} = 0,37922\ \frac{Ton}{m^2}$$

$$Peso_{CMA/m^2} = 0,06612\ \frac{Ton}{m^2} + 0,07729\ \frac{Ton}{m^2} + 0,37922\ \frac{Ton}{m^2}$$

$$Peso_{CMA/m^2} = 0,52262\ \frac{Ton}{m^2}$$

Los cálculos de los demás niveles se ven reflejados en la tabla 4.9 Resumen de cargas muertas adicionales.

Tabla 4.9 Resumen de cargas muertas adicionales calculadas en planta en base a las características de los materiales del edificio.

RESUMEN DE CARGAS MUERTAS ADICIONALES											
NIVEL	CARGA DE PARED [Ton]	ÁREA DEL NIVEL [m2]	CARGA DE PARED EN EL NIVEL [Ton/m2]	ÁREA DE PAREDES A DESCONTAR [m2]	ÁREA DE COLUMNAS A DESCONTAR [m2]	ÁREA DE VIGAS A DESCONTAR [m2]	CANTIDAD DE ALIVIANAMIENTOS	CARGA DE ALIVIANAMIENTOS [Ton]	CARGA DE ALIVIANAMIENTOS [Ton/m2]	CANTIDAD DE PLANCHAS DE PORCELANATO MONET WHITE	CARGA DE PORCELANATO [Ton]
-3.24	297,80	775,81	0,38385	67,95000	9,78000	96,18000	4.428,76000	44,28760	0,06612	2.792,32000	14,49214
0.00	197,70765	521,36	0,37922	49,01000	7,36000	54,77000	3.036,23000	30,36230	0,06612	1.859,96000	9,65319
3.24	190,82	487,15	0,39170	47,55000	6,59000	49,65000	2.848,99000	28,48990	0,06612	1.732,04000	8,98929
6.48	167,74	410,05	0,40906	40,89000	5,53000	44,04000	2.383,34000	23,83340	0,06612	1.454,52000	7,54896
9.72	110,53	250,54	0,44117	28,36000	3,21000	31,95000	1.424,00000	14,24000	0,06612	875,88000	4,54582
9.72	13,63	116,51	0,11702	8,75000	1,44000	10,29000	692,76000	6,92760	0,06612	-	-
12.96	22,93	261,09	0,08782	24,99000	3,07000	24,03000	1.547,04000	15,47040	0,06612	-	-

Tabla 4.9 Resumen de cargas muertas adicionales calculadas en planta en base a las características de los materiales del edificio (Cont.)

RESUMEN DE CARGAS MUERTAS ADICIONALES												
NIVEL	CARGA DE PORCELANATO [Ton/m2]	CARGA DE MASILLADO e= 1,5cm [Ton]	CARGA DE MASILLADO e= 1,5cm [Ton/m2]	CARGA DE MORTERO LIGANTE PARA PORCELANATO [Ton]	CARGA DE MORTERO LIGANTE PARA PORCELANATO [Ton/m2]	CARGA DE CIELO FALSO [Ton]	CARGA DE CIELO FALSO [Ton/m2]	CARGA DE ACABADOS [Ton]	CARGA DE ACABADOS [Ton/m2]	CARGA MUERTA ADICIONAL [Ton]	CARGA MUERTA ADICIONAL [Ton/m2]	
-3.24	0,02076	23,43362	0,03059	8,72600	0,01250	-	-	23,21814	0,03326	388,73782	0,51382	
0.00	0,02076	15,72377	0,03059	5,81238	0,01250	6,25051	0,01344	21,71607	0,04670	265,50980	0,52262	
3.24	0,02076	14,70081	0,03059	5,41263	0,01250	5,82062	0,01344	20,22254	0,04670	254,22957	0,53511	
6.48	0,02076	12,37467	0,03059	4,54538	0,01250	4,88800	0,01344	16,98234	0,04670	220,92621	0,55247	
9.72	0,02076	7,56607	0,03059	2,73713	0,01250	2,94345	0,01344	10,22639	0,04670	142,56330	0,58458	
9.72	-	3,52011	0,03059	-	-	1,42918	0,01344	1,42918	0,01344	25,51110	0,22717	
12.96	-	7,89309	0,03059	-	-	3,13245	0,01344	3,13245	0,01344	49,42462	0,19797	

Elaboración: Edwin Morales

4.1.1.4.5 Cargas vivas

La NEC 2015 establece un valor de carga viva según la ocupación o uso que se le dé a la estructura, como se puede observar en la tabla 4.10; para el caso del edificio en estudio se asignan los siguientes valores:

$$Carga\ Viva_{departamentos} = 2,00 \frac{kN}{m^2} \cong 0,20394 \frac{Ton}{m^2}$$

$$Carga\ Viva_{pasillos} = 4,80 \frac{kN}{m^2} \cong 0,48946 \frac{Ton}{m^2}$$

$$Carga\ Viva_{cubierta} = 0,70 \frac{kN}{m^2} \cong 0,07138 \frac{Ton}{m^2}$$

Tabla 4.10 Cargas vivas establecidas para uso residencial del edificio.

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)
Cubiertas	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70
Cubiertas destinadas para áreas de paseo	3.00
Cubiertas destinadas en jardinería o patios de reunión.	4.80
Cubiertas destinadas para propósitos especiales	
Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00
Habitaciones	4.80
Salones de uso público y sus corredores	4.80

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

4.1.1.5 Cargas sísmicas

Para la determinación de la carga sísmica es necesario definir varios factores para la estructura, la NEC 2015 pone a consideración estos parámetros y se describen a continuación para efectos de estudio del edificio denominado “Ciurana”.

$$V = \frac{I.S_a}{R.\phi_p.\phi_e} . W \quad (4.1)$$

dónde:

V Cortante Basal de diseño.

I Coeficiente de importancia.

S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado en fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

R Factor de reducción de resistencia sísmica.

ϕ_p Coeficiente de configuración en planta.

ϕ_e Coeficiente de configuración en elevación.

W Carga sísmica reactiva.

Tabla 4.11 Tipo de uso, destino de la estructura para establecer el factor de importancia I de acuerdo a la categoría a la que es asignada la edificación.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente 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.	1,50
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.	1,30
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1,00

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

$$\therefore I = 1,00$$

Para determinar el espectro de respuesta elástico de aceleraciones, es necesario realizar la siguiente comparación:

- $S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a$ para $0 \leq T \leq T_c$ Ref. (2.1)

- $S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$ para $T > T_c$ Ref. (2.2)

- $S_a = Z \cdot F_a \left[1 + (\eta - 1) \left(\frac{T}{T_o}\right)\right]$ para $T \leq T_o$ Ref.(2.3)

η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ segundos) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

- $\eta = 1,80$ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
- $\eta = 2,48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2,60$ Provincias del Oriente.

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Tabla 4.12. Población ecuatoriana y valor de Z que representa la aceleración en roca esperada para el sismo de diseño, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g en función de la zona sísmica adoptada.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
Ambato	Ambato	Ambato	Tungurahua	0,40

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

$\therefore Z = 0,40$

Tabla 4.13. Parámetros de clasificación de los seis tipos de perfil de suelo, A, B, C, D, E y F para el diseño sísmico en el Ecuador.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media.	1500 m/s > $V_s \geq 760$ 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 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de los dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa > $S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumplan el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$
		$w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles del suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por	
	F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como;	
	F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy	
	F3 - Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con índice de Plasticidad $IP > 75$).	
	F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30$ m).	
	F5 - Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m	
F6 - Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

r Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.
- $r = 1,5$ para tipo de suelo E.

T Periodo fundamental de vibración de la estructura.

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha \quad \text{Ref. (2.4)}$$

h_n Altura máxima de la edificación.

C_t Coeficiente que depende del tipo de edificio.

Tabla 4.14. Valor de los factores C_t y α , necesarios para determinar el periodo fundamental de vibración de la estructura que depende del tipo de la misma.

Tipo de Estructura	C_t	α
Estructura de acero		
Sin arriostramiento	0.072	0.80
Con arriostramiento	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

$$\therefore C_t = 0,055$$

$$\therefore \alpha = 0,90$$

$$T = 0,055 \cdot (19,44 \text{ m})^{0,90} \quad \text{Ref. (2.4)}$$

$$T = 0,79467 \text{ s}$$

T_c Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$$T_c = 0,55(F_s) \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ref. (2.5)}$$

T_o Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$$T_o = 0,10(F_s) \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ref. (2.6)}$$

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos del sitio.

Tabla 4.15. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a .

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	1.3	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Clasificación de los perfiles de suelo					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

$$\therefore F_a = 1,20$$

F_a Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos del sitio.

Tabla 4.16. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d .

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	Clasificación de los perfiles de suelo					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

$$\therefore F_d = 1,11$$

F_s Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 4.17. Tipo de suelo y Factores de sitio F_s .

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	Clasificación de los perfiles de suelo					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

$$\therefore F_s = 1,11$$

$$T_c = 0,55(1,11) \cdot \left(\frac{1,11}{1,20}\right) \quad \text{Ref. (2.5)}$$

$$T_c = 0,56471 \text{ s}$$

$$T_o = 0,10(1,11) \cdot \left(\frac{1,11}{1,20}\right) \quad \text{Ref. (2.6)}$$

$$T_o = 0,10268 \text{ s}$$

Para determinar el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a), de acuerdo a la comparación de las ecuaciones de Ref. (2.1); (2.2) y (2.3) tenemos que:

$$T > T_c$$

$$0,79467 \text{ s} > 0,56471 \text{ s}$$

Lo cual satisface la ecuación de Ref. (2.2);

$$\therefore S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{Ref. (2.2)}$$

$$S_a = 2,48(0,40)(1,20) \left(\frac{0,56471}{0,79467}\right)^1$$

$$S_a = 0,84592$$

Tabla 4.18. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles, considerado para el edificio Ciurana.

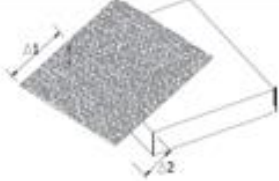

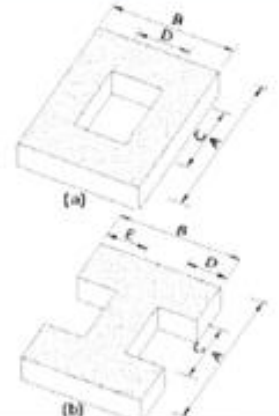
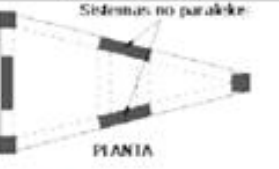
Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	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	R
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

$$\therefore R = 8$$

Para determinar si el edificio es irregular tanto en planta como en elevación, la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 propone varias opciones a considerarse, las cuales se detallan a continuación:

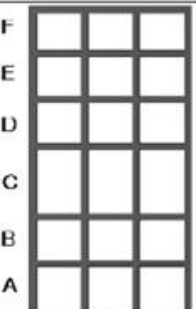
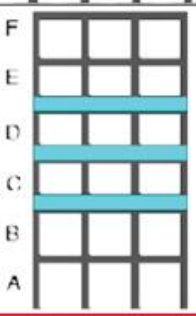
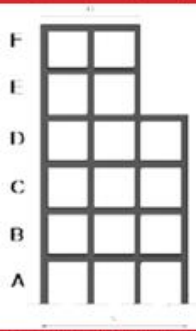
Tabla 4.19. Coeficiente de irregularidad en planta considerado para el edificio Ciurana.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</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 $\phi_{pi}=0.9$ $A > 0.15B$ 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 $\phi_{pi}=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$</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 $\phi_{pi}=0.9$</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>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.</p>	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

$$\therefore \phi_p = 0,9$$

Tabla 4.20. Coeficiente de irregularidad en elevación considerado para el edificio Ciurana.

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_e=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o Rigidez $< 0.80 \frac{(K_p + K_e + K_f)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_e=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ 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 $\phi_e=0.9$ $a > 1.3 b$</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>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.</p>	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

$$\therefore \phi_e = 0,9$$

$$\therefore V = \frac{I.S_a}{R.\phi_p.\phi_e} \cdot W$$

Ref. (4.1)

$$V = \frac{1,00(0,84592)}{8(0,9)(0,9)} \cdot W$$

$$V = 0,13054 W$$

Cabe mencionar que para fines académicos, el valor de S_a considerado para el análisis de la estructura será el equivalente al máximo obtenido en el Espectro Elástico de respuesta, esto se obtiene considerando que el período de la estructura $T = T_c$, por lo tanto:

$$T = T_c = 0,56471 \text{ s}$$

$$\therefore S_a = \eta_z Z_e F_a \quad \text{Ref. (2.1)}$$

$$S_a = 2,48(0,40)(1,20)$$

$$S_a = 1,1904$$

$$\therefore V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \cdot W \quad \text{Ref. (4.1)}$$

$$V = \frac{1,00(1,1904)}{8(0,9)(0,9)} \cdot W$$

$$V = 0,1837 \text{ W}$$

4.1.2 Espectro de Respuesta

Tabla 4.21. Resumen de todos los parámetros seleccionados y calculados de aceleración en base a la NEC 2015.

PARÁMETROS DE ACELERACIÓN NEC 2015			
PARÁMETRO	VARIABLE	VALOR	
FACTOR DE IMPORTANCIA	I	Otras Estructuras	▼
FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA	R	8	▼
ZONIFICACIÓN SÍSMICA	ZONA V		▼
REGIÓN DEL ECUADOR	Sierra, Esmeraldas y Galápagos		▼
FACTOR DE LA ACELERACIÓN SÍSMICA	Z	0,4	
RELACIÓN DE AMPLIACIÓN ESPECTRAL	η	2,48	
COEFICIENTE C_t	C_t	0,055	
COEFICIENTE α	α	0,9	
TIPO DE SUELO	c		▼
FACTOR DE SITIO F_a	F_a	1,2	
FACTOR DE SITIO F_d	F_d	1,11	
FACTOR DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL F_s	F_s	1,11	
FACTOR ASOCIADO AL PERIODO DE RETORNO	r	1	
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA	ρ_p	0,9	
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	ρ_e	0,9	
ALTURA TOTAL DE LA EDIFICACIÓN	hn	19,44	
PERIODO DE VIBRACIÓN	T	0,79467	
PERIODO LÍMITE DE VIBRACIÓN EN EL ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES QUE REPRESENTA EL SISMO DE DISEÑO	T_o	0,10268	
PERIODO LÍMITE DE VIBRACIÓN EN EL ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES QUE REPRESENTA EL SISMO DE DISEÑO	T_c	0,56471	
PERIODO LÍMITE DE VIBRACIÓN EN EL ESPECTRO SÍSMICO ELÁSTICO DE ACELERACIONES QUE REPRESENTA EL SISMO DE DISEÑO	T_l	2,664	
ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO DE ACELERACIÓN	S_a	0,84592	
CORTANTE BASAL	V	0,13054	

Elaboración: Edwin Morales

Tabla 4.22. Espectro de Respuesta Elástico para 475 años y Espectro de Diseño.

Periodo T[s]	Espectro de Diseño { S_a para 475 años/($R \cdot \rho_p \cdot \rho_e$)} [m/s ²]	Espectro Elástico S_a para 475 años [m/s ²]	Ecuación
0,00000	0,18370	1,19040	$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a$
0,10268	0,18370	1,19040	
0,56471	0,18370	1,19040	
0,57000	0,18200	1,17936	$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$
0,58000	0,17886	1,15902	
0,59000	0,17583	1,13938	
0,60000	0,17290	1,12039	
0,65000	0,15960	1,03421	

Tabla 4.22. Espectro de Respuesta Elástica para 475 años y Espectro de Diseño
(Continuación)

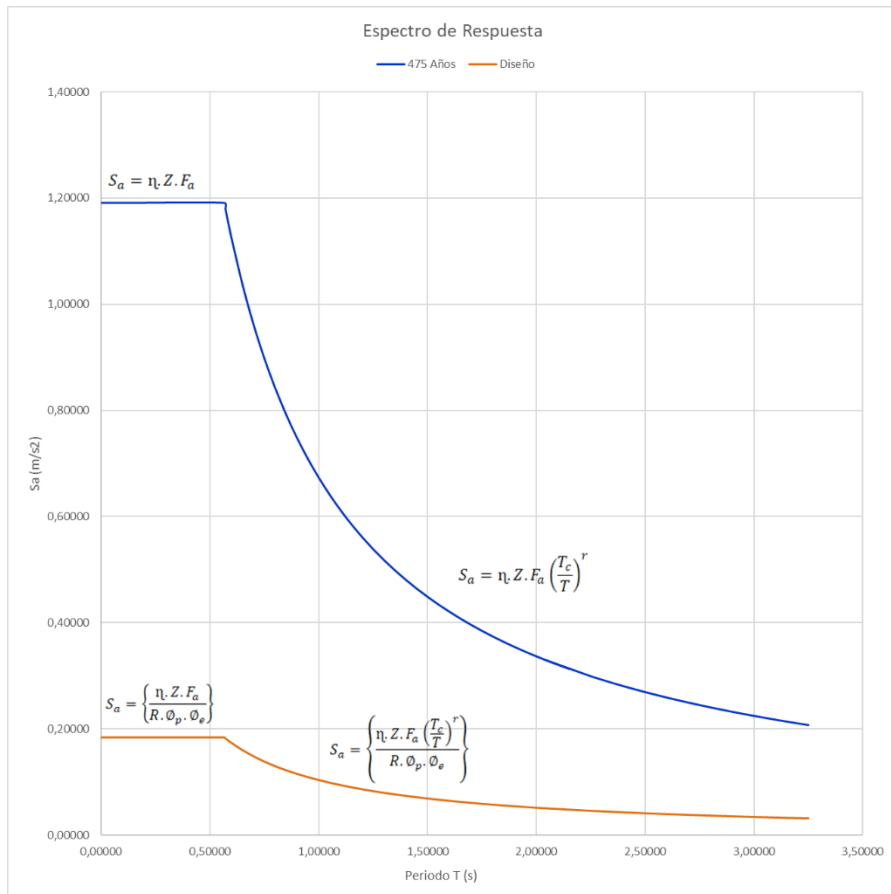
Periodo T[s]	Espectro de Diseño {S _a para 475 años/(R.Øp .Øe)} [m/s ²]	Espectro Elástico S _a para 475 años [m/s ²]	Ecuación
0,70000	0,14820	0,96033	$S_a = \eta_c \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$
0,75000	0,13832	0,89631	
0,79467	0,13054	0,84592	
0,80000	0,12967	0,84029	
0,85000	0,12205	0,79086	
0,90000	0,11527	0,74693	
0,95000	0,10920	0,70761	
1,00000	0,10374	0,67223	
1,05000	0,09880	0,64022	
1,10000	0,09431	0,61112	
1,15000	0,09021	0,58455	
1,20000	0,08645	0,56019	
1,25000	0,08299	0,53779	
1,30000	0,07980	0,51710	
1,35000	0,07684	0,49795	
1,40000	0,07410	0,48017	
1,45000	0,07154	0,46361	
1,50000	0,06916	0,44816	
1,55000	0,06693	0,43370	
1,60000	0,06484	0,42015	
1,65000	0,06287	0,40741	
1,70000	0,06102	0,39543	
1,75000	0,05928	0,38413	
1,80000	0,05763	0,37346	
1,85000	0,05608	0,36337	
1,90000	0,05460	0,35381	
1,95000	0,05320	0,34474	
2,00000	0,05187	0,33612	
2,05000	0,05060	0,32792	
2,10000	0,04940	0,32011	
2,15000	0,04825	0,31267	
2,03125	0,05107	0,33095	
2,25000	0,04611	0,29877	
2,30000	0,04510	0,29228	
2,35000	0,04415	0,28606	
2,40000	0,04323	0,28010	
2,45000	0,04234	0,27438	
2,50000	0,04150	0,26889	
2,55000	0,04068	0,26362	
2,60000	0,03990	0,25855	
2,65000	0,03915	0,25367	

Tabla 4.22. Espectro de Respuesta Elástico para 475 años y Espectro de Diseño

Periodo T[s]	Espectro de Diseño { S_a para 475 años/(R.Øp .Øe)} [m/s ²]	Espectro Elástico S_a para 475 años [m/s ²]	Ecuación
2,70000	0,03842	0,24898	$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$
2,75000	0,03772	0,24445	
2,80000	0,03705	0,24008	
2,85000	0,03640	0,23587	
2,90000	0,03577	0,23180	
2,95000	0,03517	0,22788	
3,00000	0,03458	0,22408	
3,05000	0,03401	0,22040	
3,10000	0,03346	0,21685	
3,15000	0,03293	0,21341	
3,20000	0,03242	0,21007	
3,25000	0,03192	0,20684	

Elaboración: Edwin Morales

Figura 4.29. Espectro de Respuesta Elástico para 475 años y Espectro de Diseño



Elaboración: Edwin Morales

4.1.3 Combinaciones de carga

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 establece las combinaciones de carga para las cuales la estructura fue chequeada.

- 1,4 D
- 1,2 D + 1,6 L
- 1,2 D + L + E
- 0,9 D + E

Siendo:

- D Carga permanente.
L Carga viva.
E Carga de sismo.

Cabe mencionar que las combinaciones de carga se realizaron adicionando la dirección positiva y negativa de las cargas de sismo estático y dinámico en los ejes X e Y; dando como resultado 18 combinaciones en total para chequear la estructura.

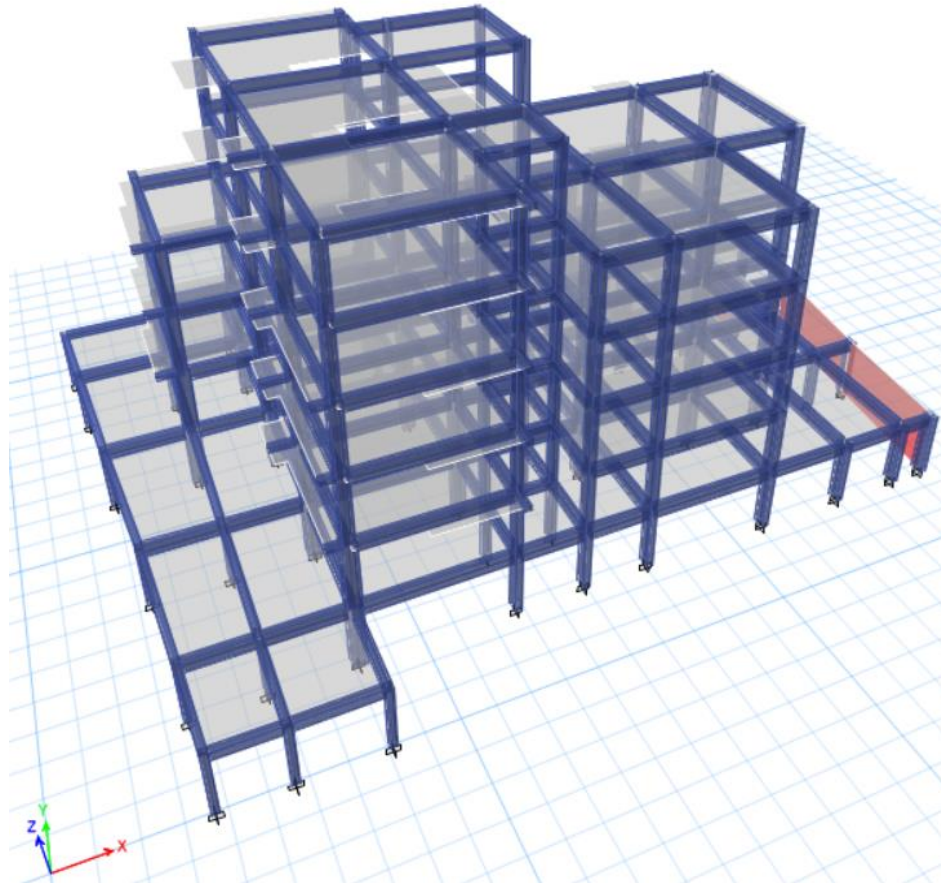
4.1.4 Modelación de la estructura en software especializado ETABS 2016

Para el análisis de la estructura se ha tomado todas las características descritas en el numeral 4.1.1 al numeral 4.1.3 y modeladas en el software especializado ETABS 2016.

Además, se ha seleccionado modelos constitutivos de materiales, para el hormigón el propuesto por MANDER y para el acero el modelo propuesto por PARK, fundamentados en la sección 2.1.2.2.1 y 2.1.2.2.2 respectivamente.

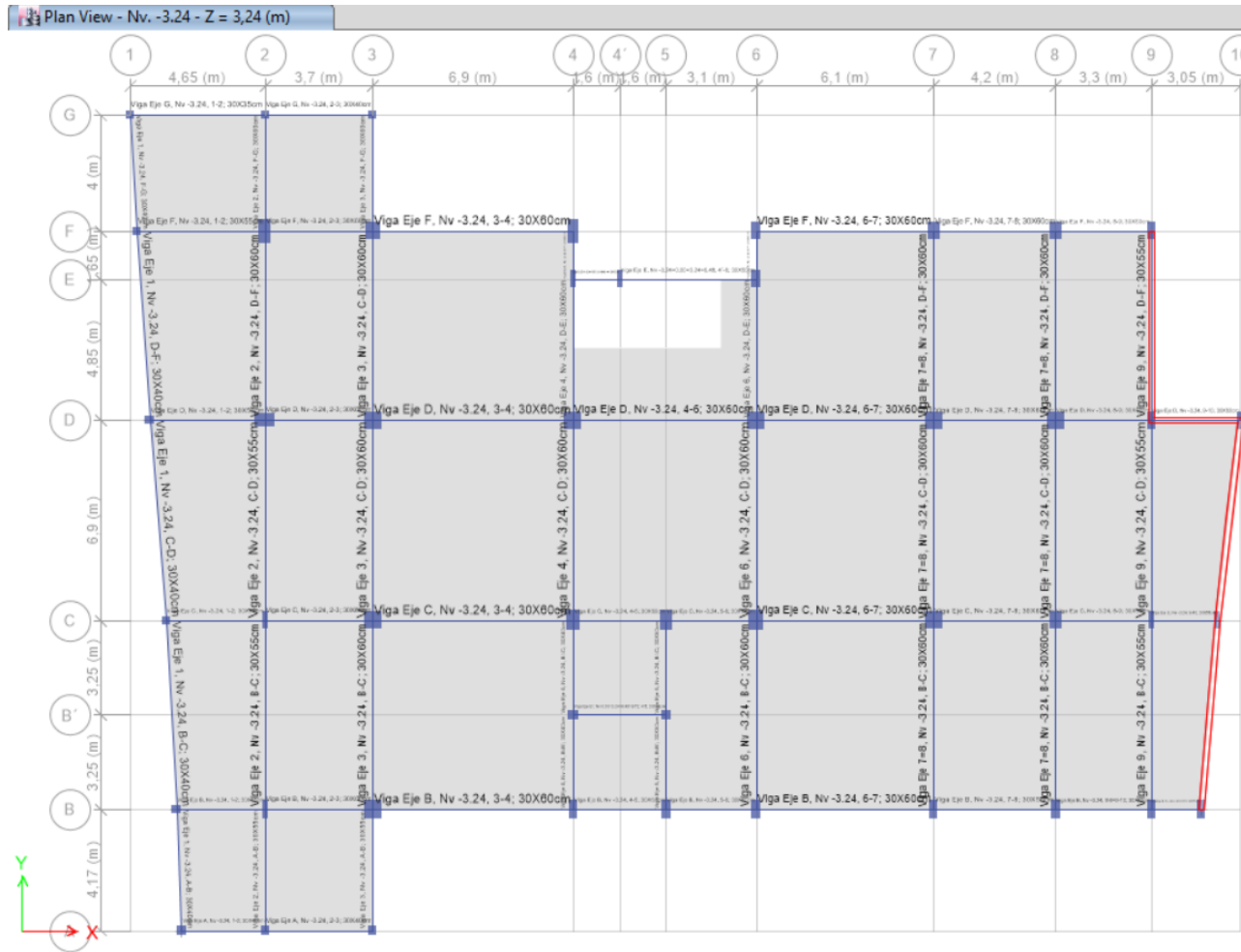
4.1.4.1 Render del modelo

Figura 4.30. Render del edificio “Ciurana”



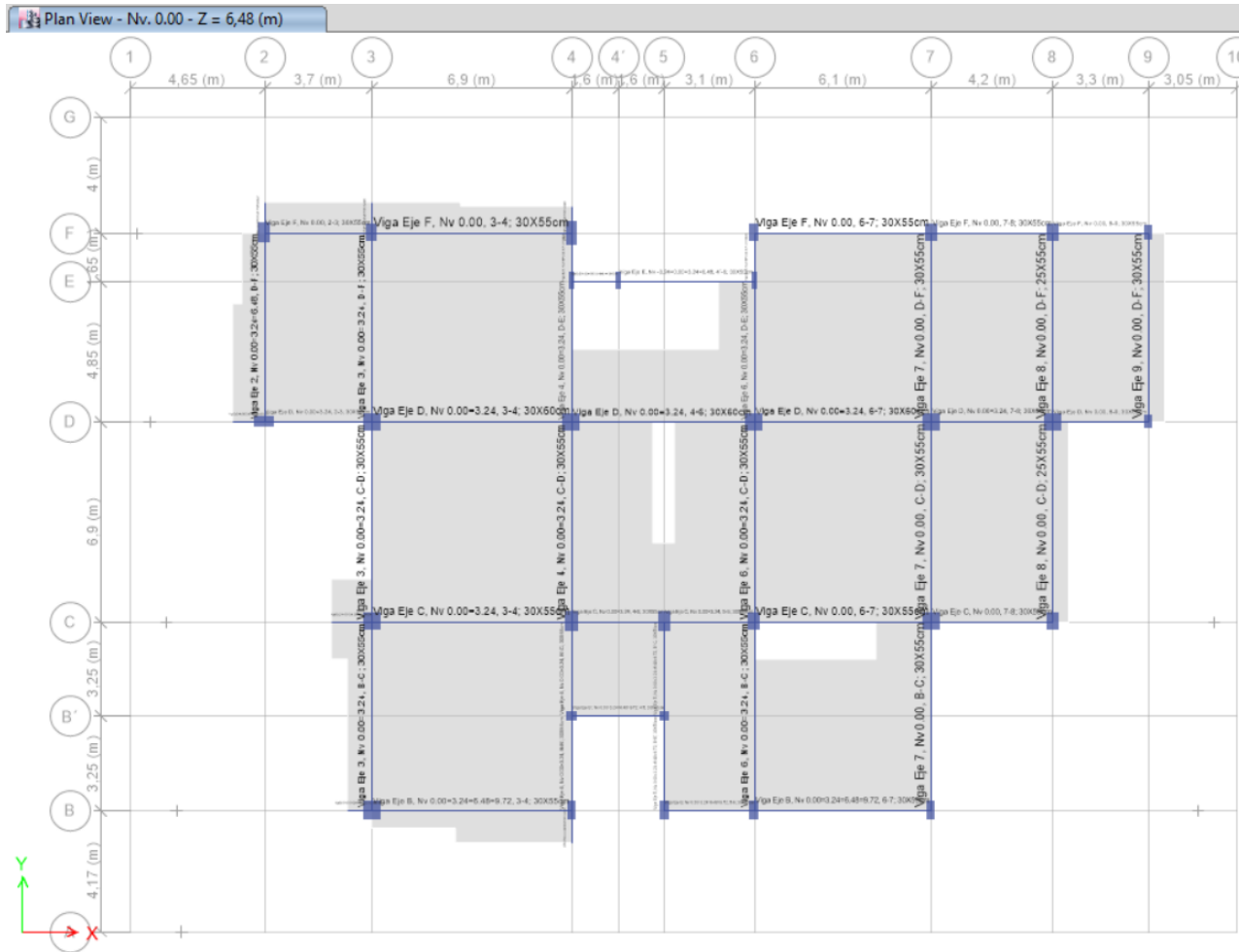
Fuente: ETABS

Figura 4.31. Descripción de vigas para la planta del Nivel -3,24 m.



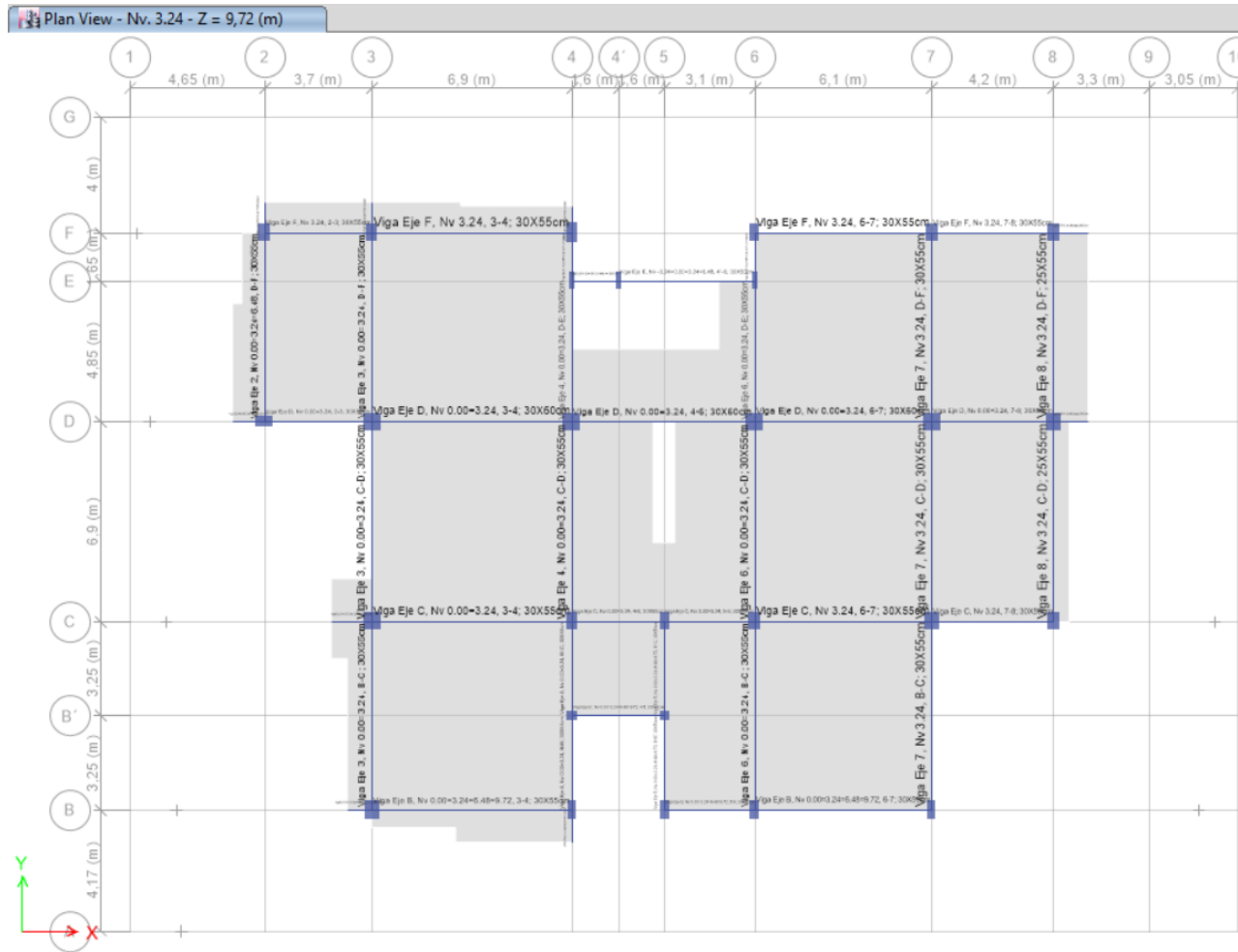
Fuente: ETABS

Figura 4.32. Descripción de vigas para la planta del Nivel 0,00 m



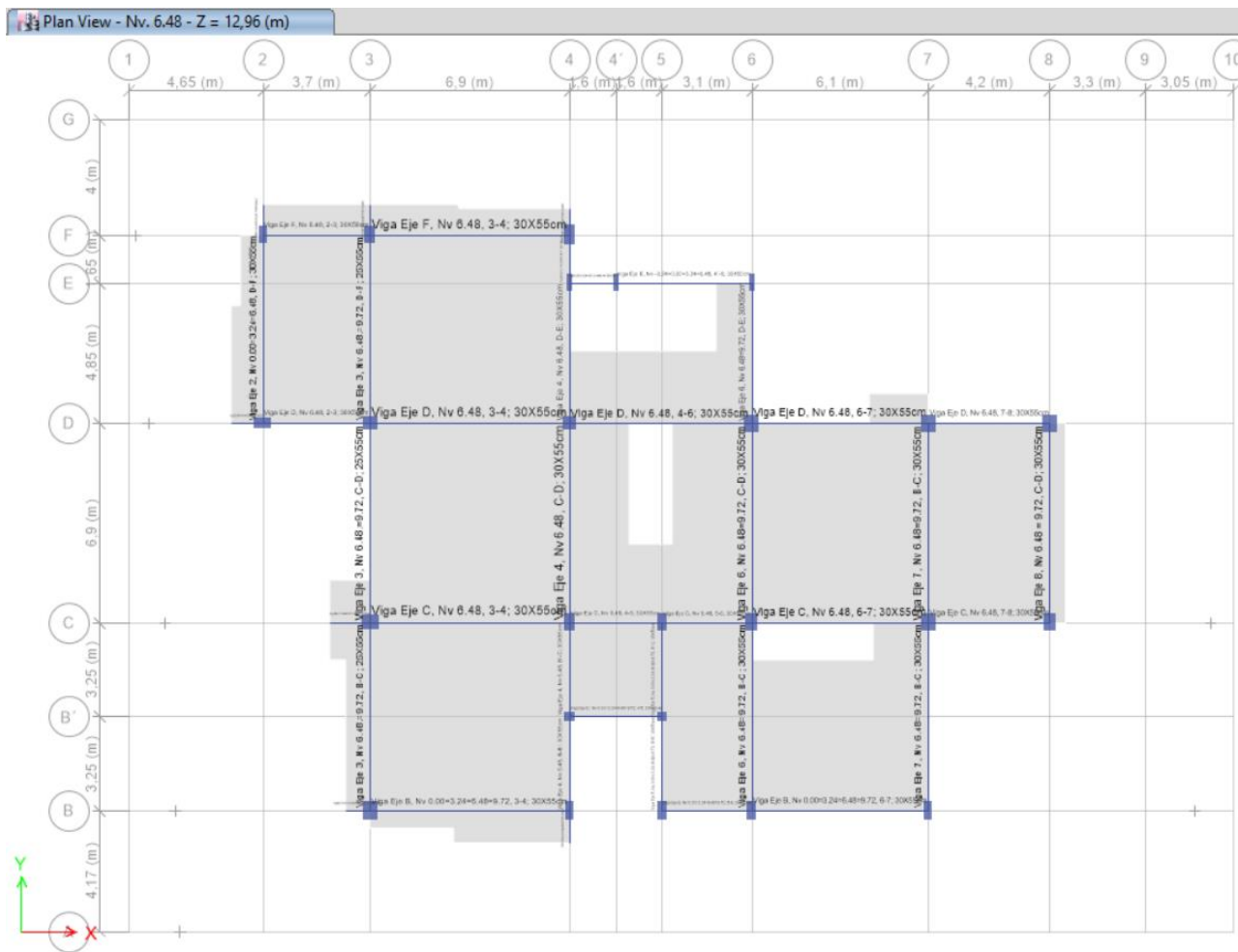
Fuente: ETABS

Figura 4.33. Descripción de vigas para la planta del Nivel 3,24 m



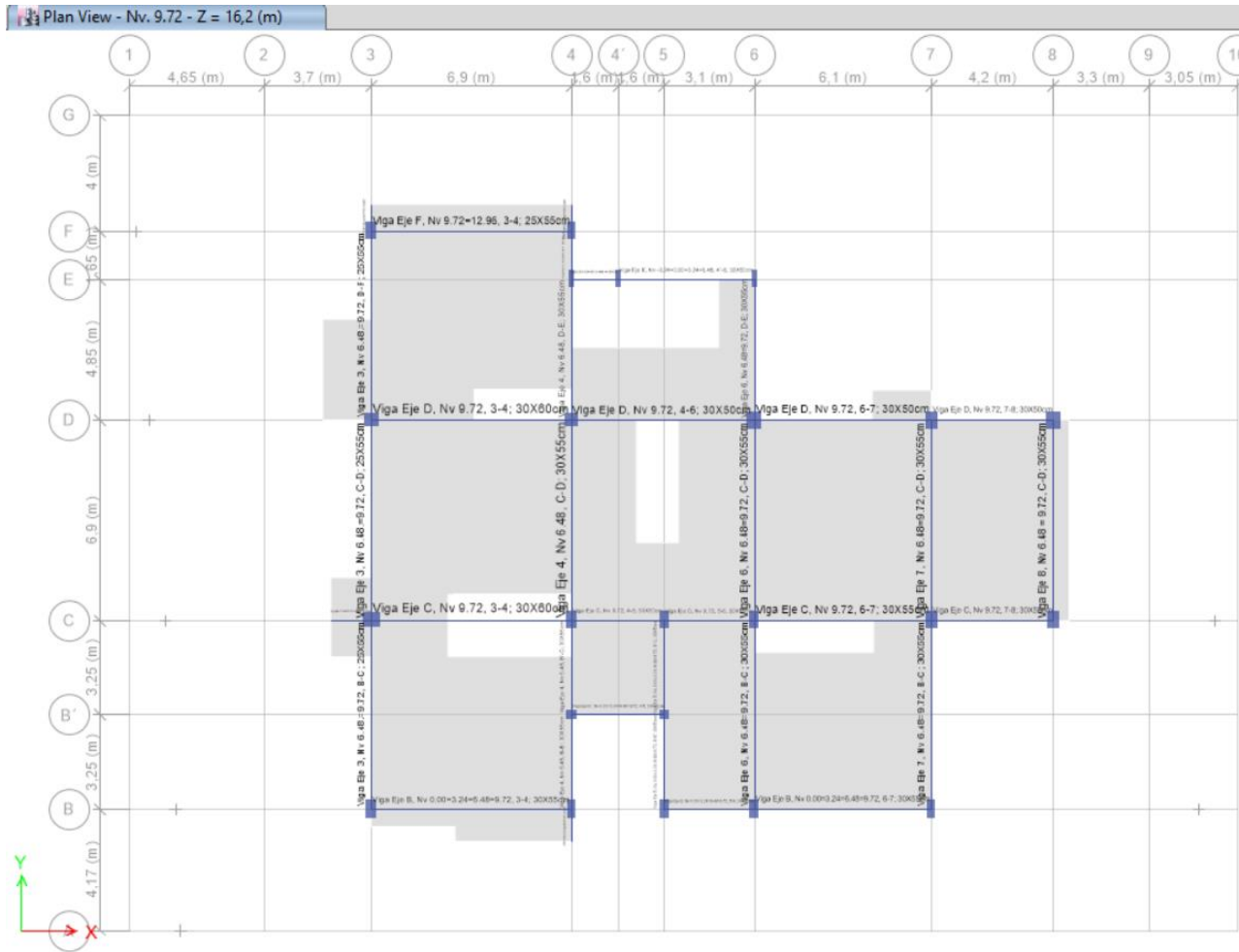
Fuente: ETABS

Figura 4.34. Descripción de vigas para la planta del Nivel 6,48 m



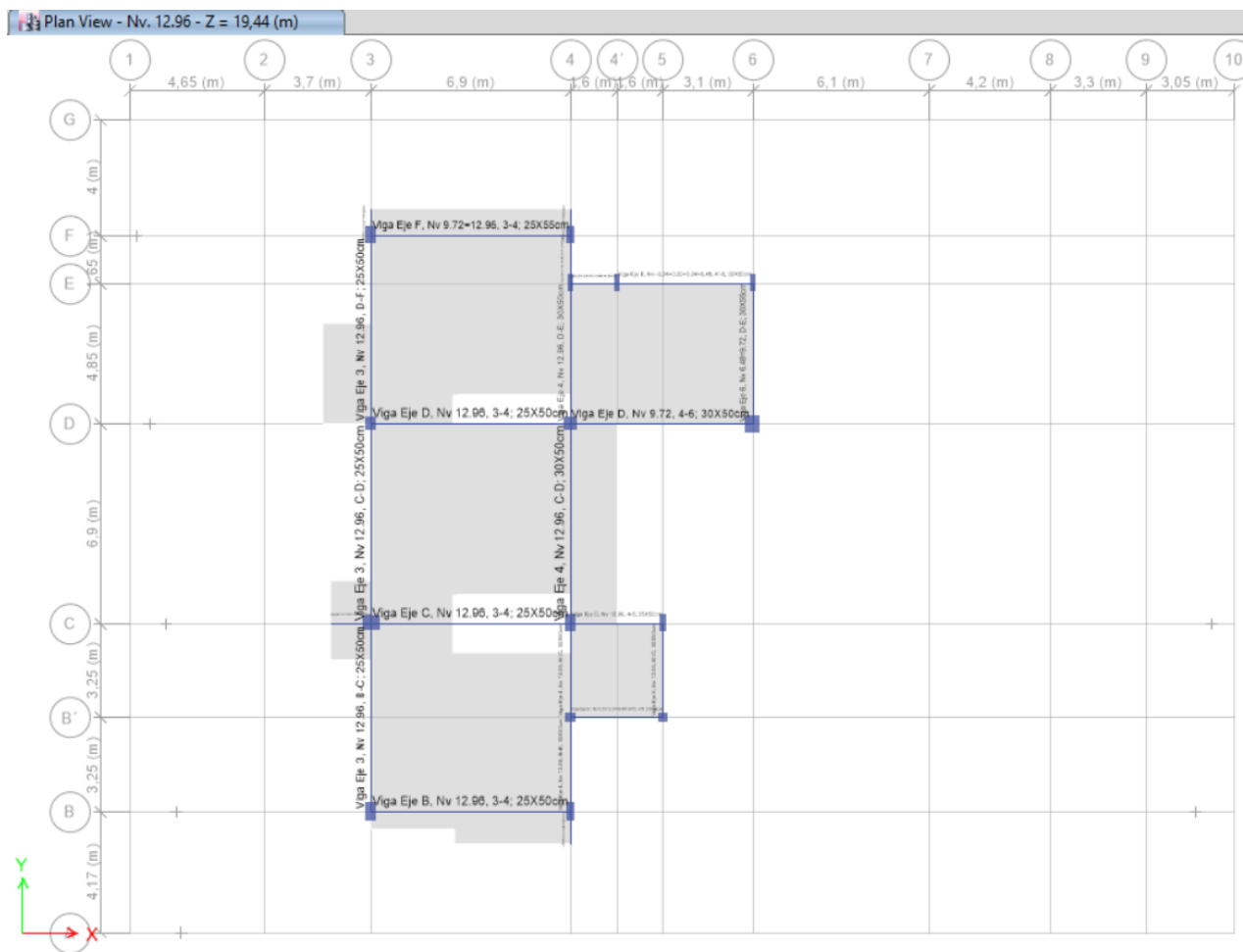
Fuente: ETABS

Figura 4.35. Descripción de vigas para la planta del Nivel 9,72 m



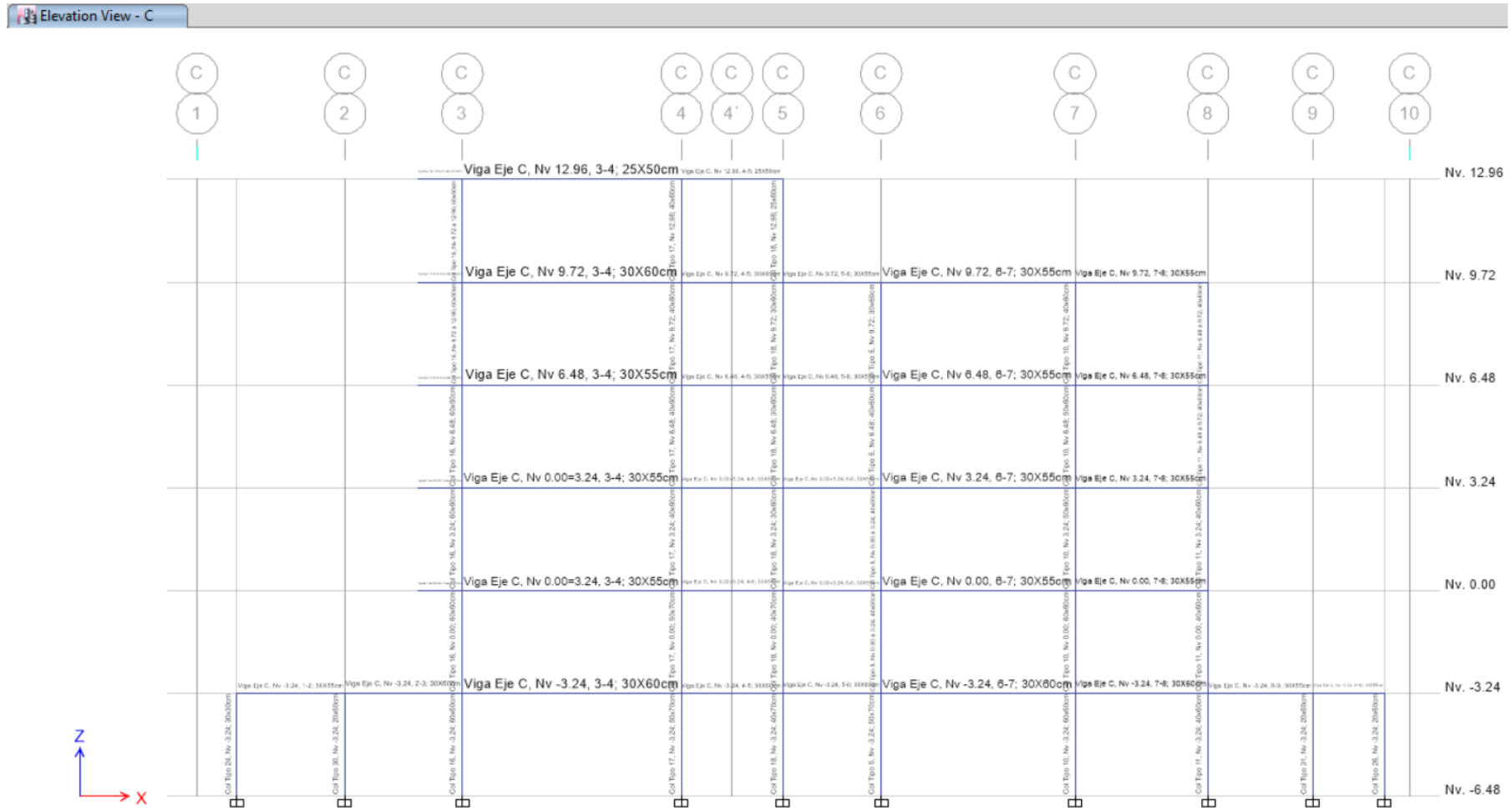
Fuente: ETABS

Figura 4.36. Descripción de vigas para la planta del Nivel 12,96 m



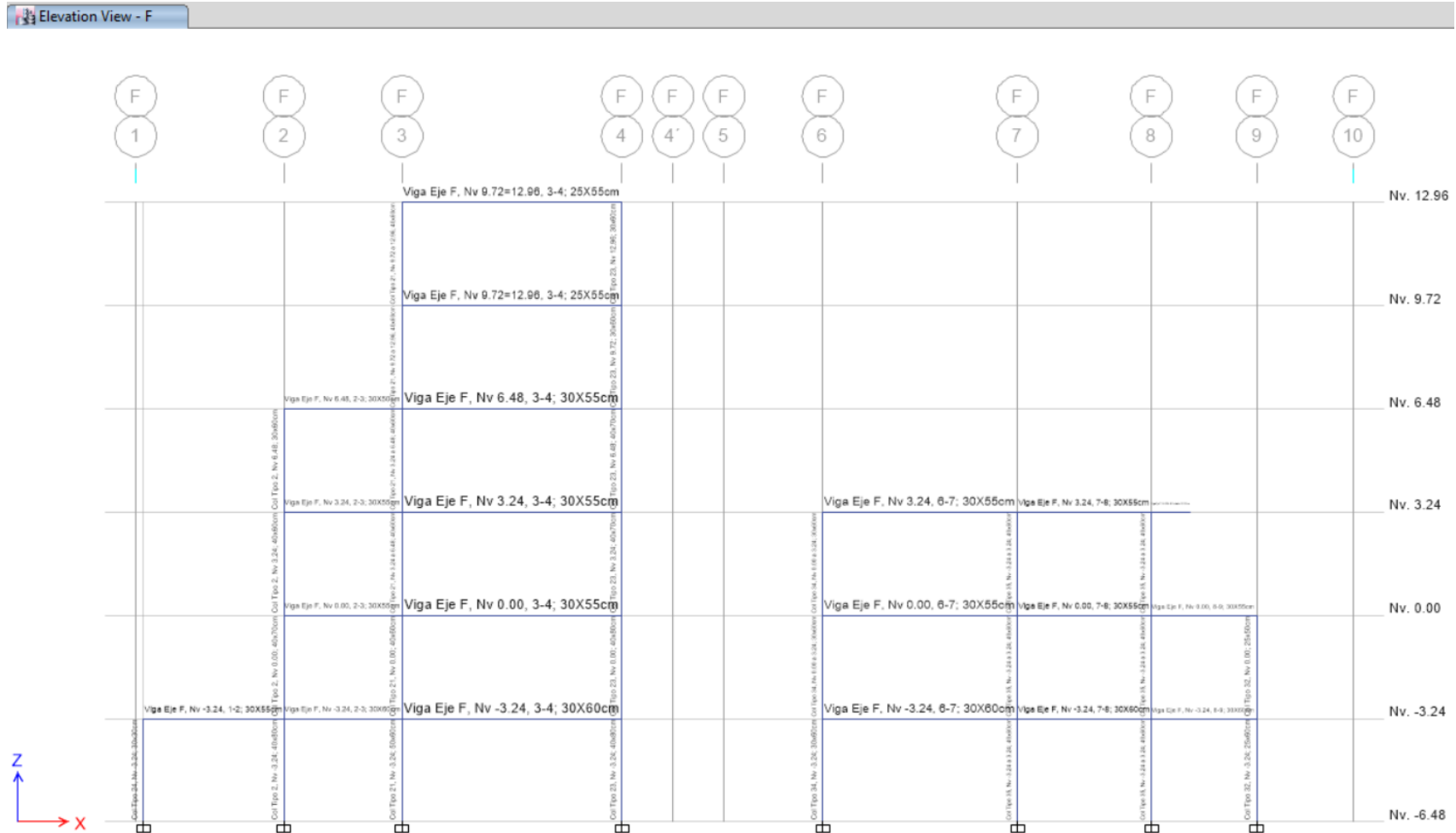
Fuente: ETABS

Figura 4.37. Descripción de vigas y columnas para la Elevación eje D



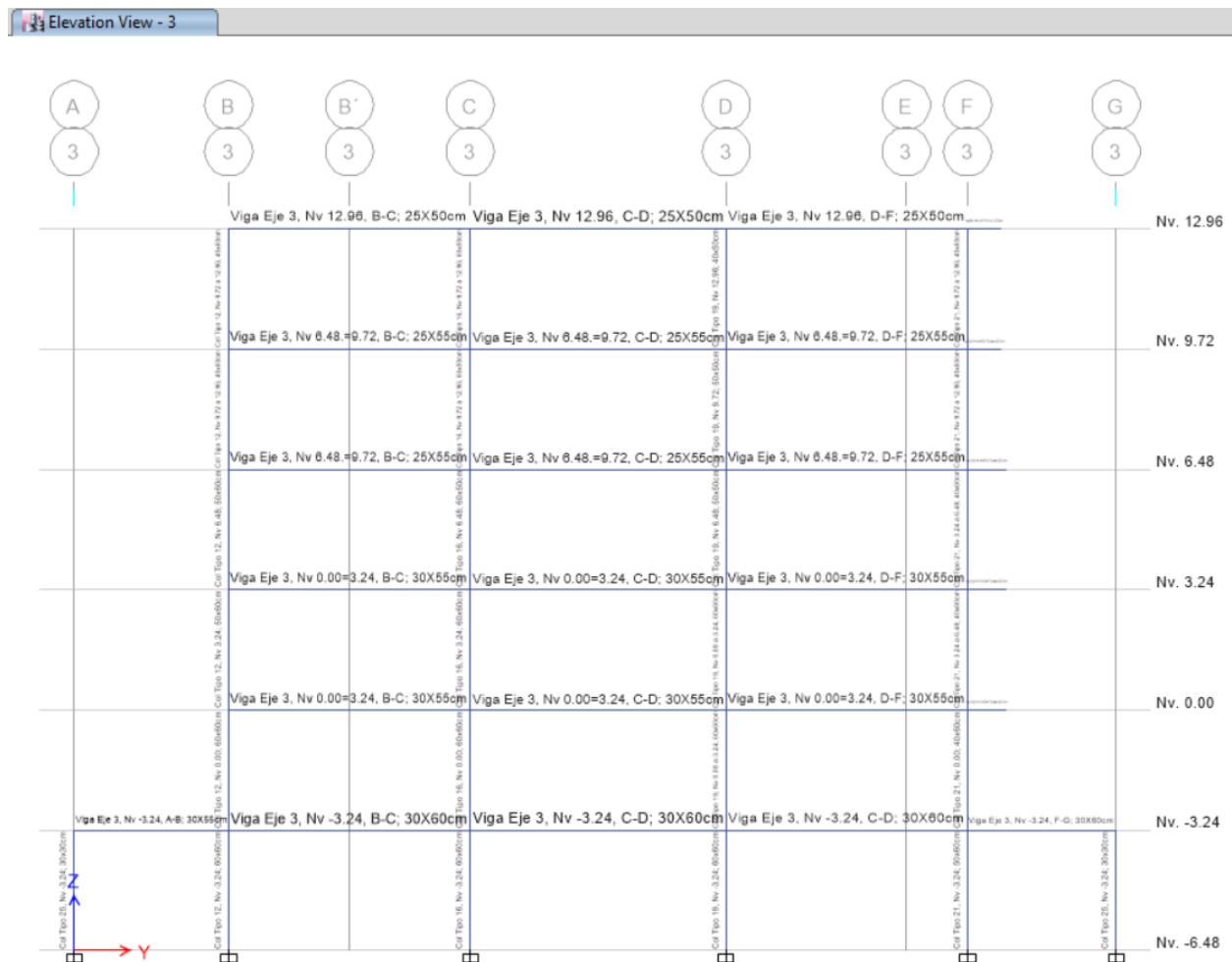
Fuente: ETABS

Figura 4.38. Descripción de vigas y columnas para la Elevación eje F



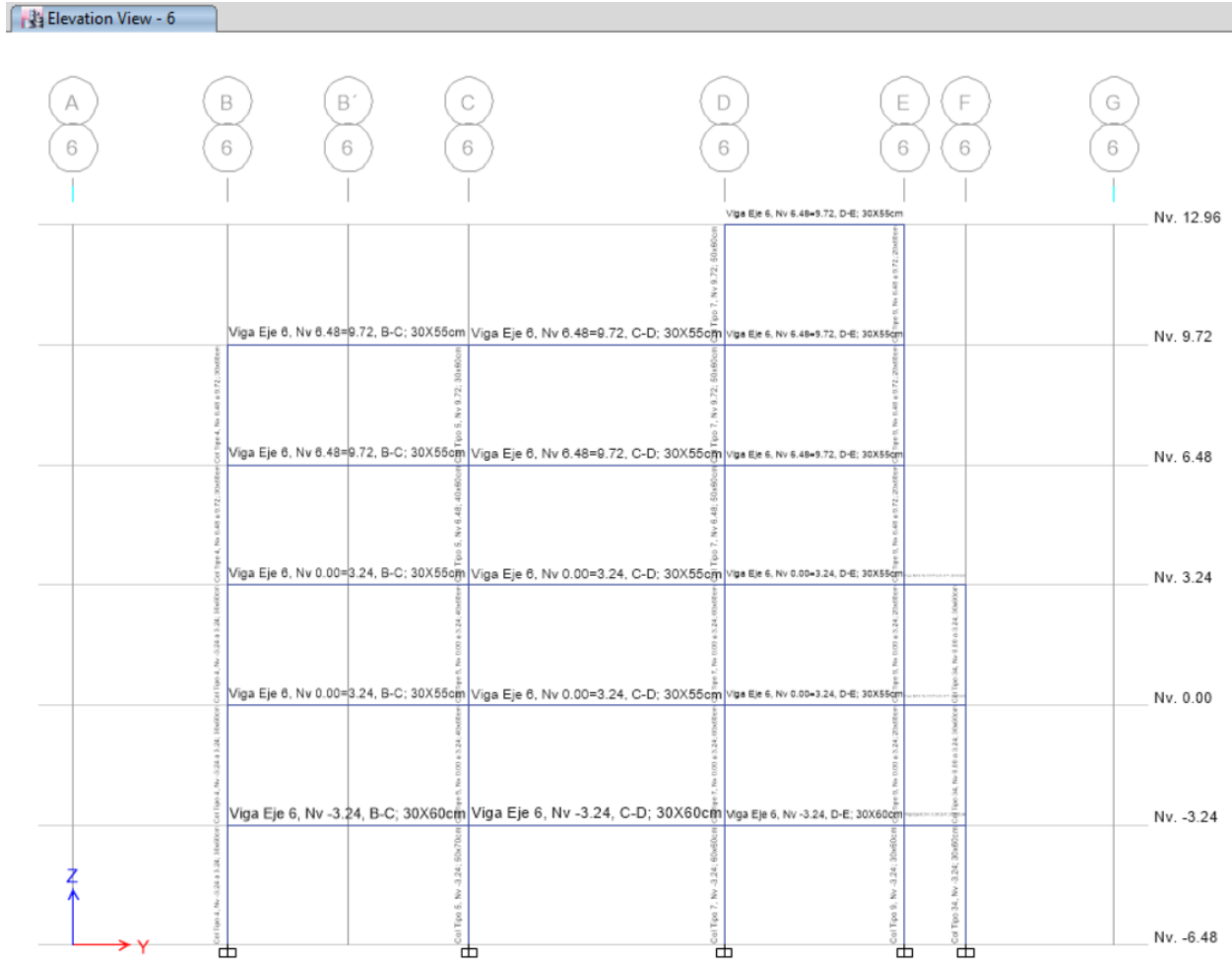
Fuente: ETABS

Figura 4.39. Descripción de vigas y columnas para la Elevación eje 3



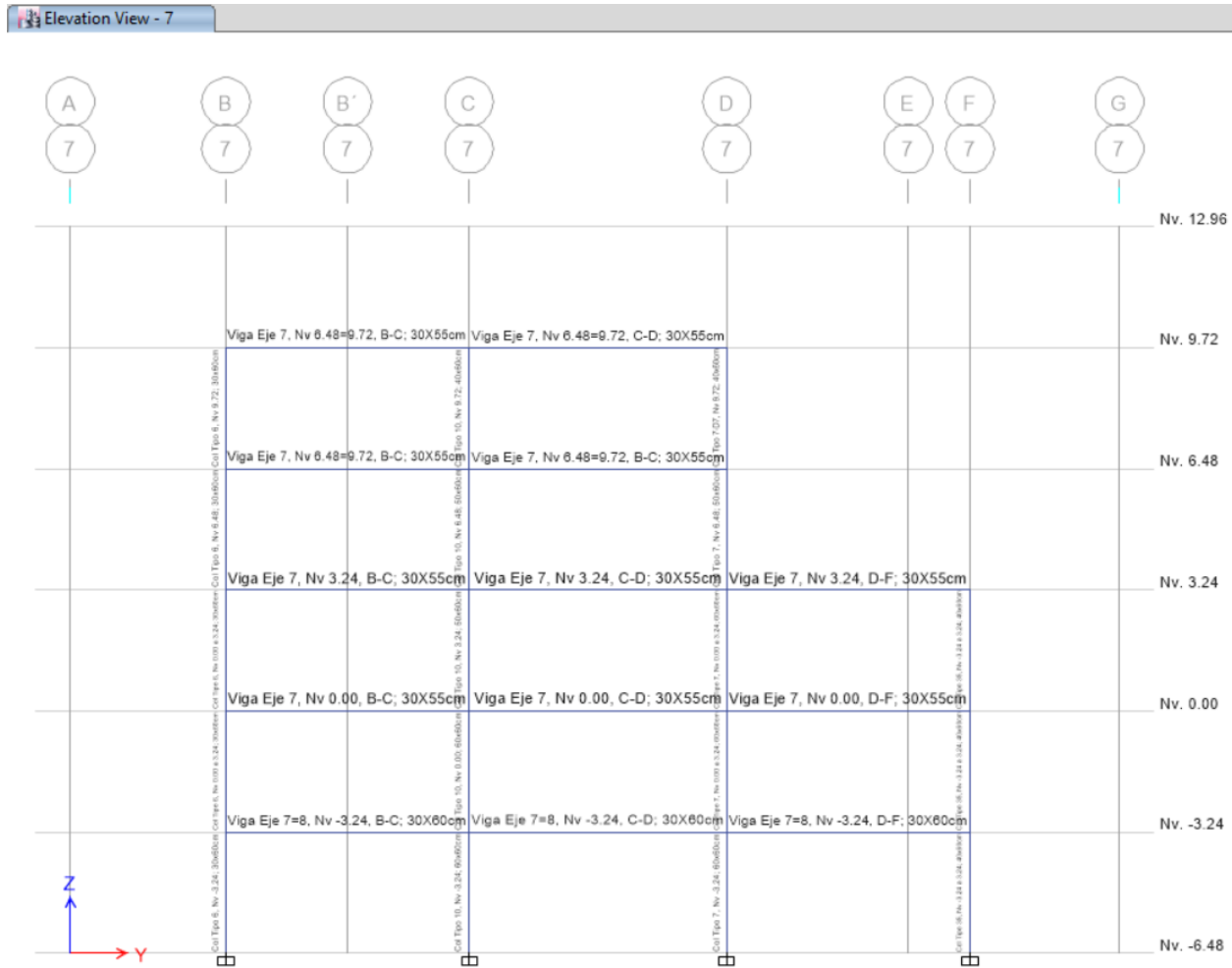
Fuente: ETABS

Figura 4.40. Descripción de vigas y columnas para la Elevación eje 6



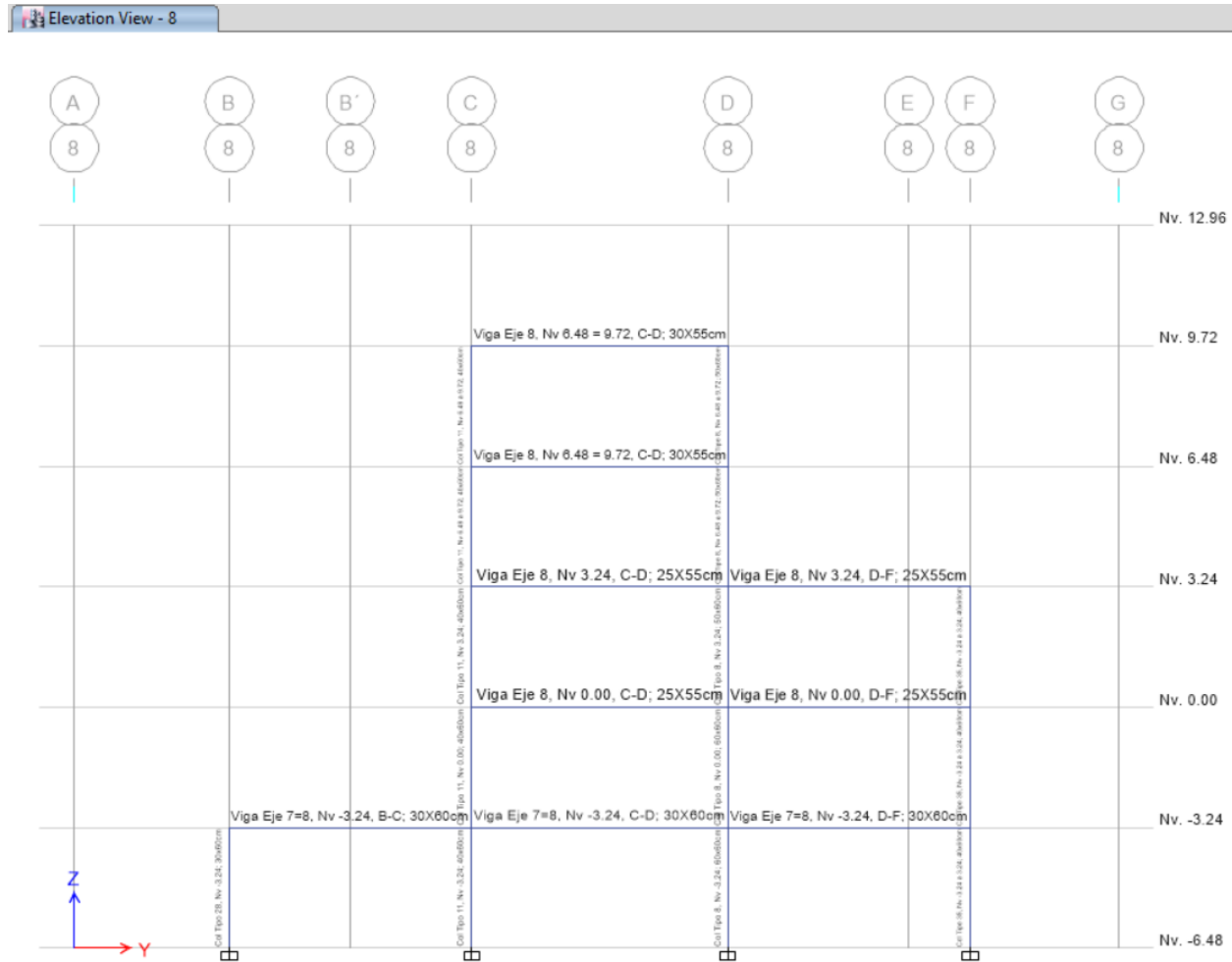
Fuente: ETABS

Figura 4.41. Descripción de vigas y columnas para la Elevación eje 7



Fuente: ETABS

Figura 4.42. Descripción de vigas y columnas para la Elevación eje 8



Fuente: ETABS

4.1.4.2 Secciones de chequeo

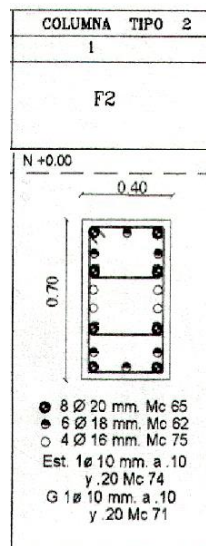
Las secciones chequeadas están detalladas en los planos estructurales, columnas y vigas.

4.1.4.2.1 Columnas

Para el chequeo de las columnas se registró las características de 35 tipos de columnas de diferentes secciones y área de aceros para cada nivel o planta.

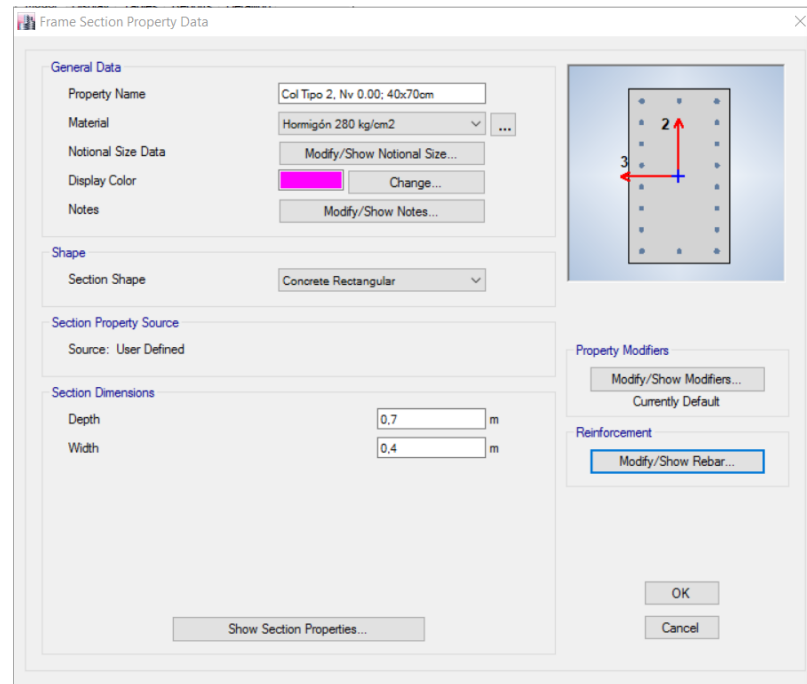
A manera de ejemplo se determina las características ingresadas en el software especializado ETABS de la columna Tipo 2 ubicada entre la intersección del eje F y 2, que empieza en el nivel -3,24 m hasta el nivel 0,00 m, de sección 40x70 cm.

Figura 4.43. Sección de columna tipo 2, Nv. 0,00; 40x70 cm



Fuente: Planos estructurales

Figura 4.44. Definición de columna tipo 2, Nv. 0,00; 40x70 cm en ETABS, acorde a figura 4.43.



Fuente: ETABS

Tabla 4.23. Cálculo de áreas de acero longitudinal en la sección de columna tipo 2, Nv. 0,00; 40x70 cm, acorde a figura 4.43.

Col Tipo 2, Nv 0.00; 40x70cm								
Cantidad	Díámetro [mm]	Área Unitaria [cm2]	Área Total [cm2]	Área Equivalente [cm2]	Número de barras [u]	Area unitaria equivalente [cm2]	Díámetro equivalente [mm]	Observación
	8	0,50265	0,00000	35,87699	14	2,562642007	18,06338048	El cálculo de las área de aceros está determinado sin considerar los aceros que son colocados en las esquinas.
	10	0,78540	0,00000					
	12	1,13097	0,00000					
	14	1,53938	0,00000					
4	16	2,01062	8,04248					
6	18	2,54469	15,26814					
4	20	3,14159	12,56637					
	25	4,90874	0,00000					

Elaboración: Edwin Morales

Figura 4.45. Definición de áreas de acero longitudinal y de confinamiento, columna tipo 2, Nv. 0,00; 40x70 cm en ETABS acorde a tabla 4.23.

Fuente: ETABS

Tabla 4.24. Valores de Inercias de agrietamiento para elementos estructurales

Table 9-3. Component initial Stiffnesses

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity²	Axial Rigidity
Beam, non-prestressed ¹	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Beam, prestressed ¹	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns in compression	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columns in tension	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_s A_s$
Walls, uncracked	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Walls, cracked	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Flat slabs, non-prestressed	<i>See discussion</i>	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Flat slabs, prestressed	<i>in Section 9.5.3</i>	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$

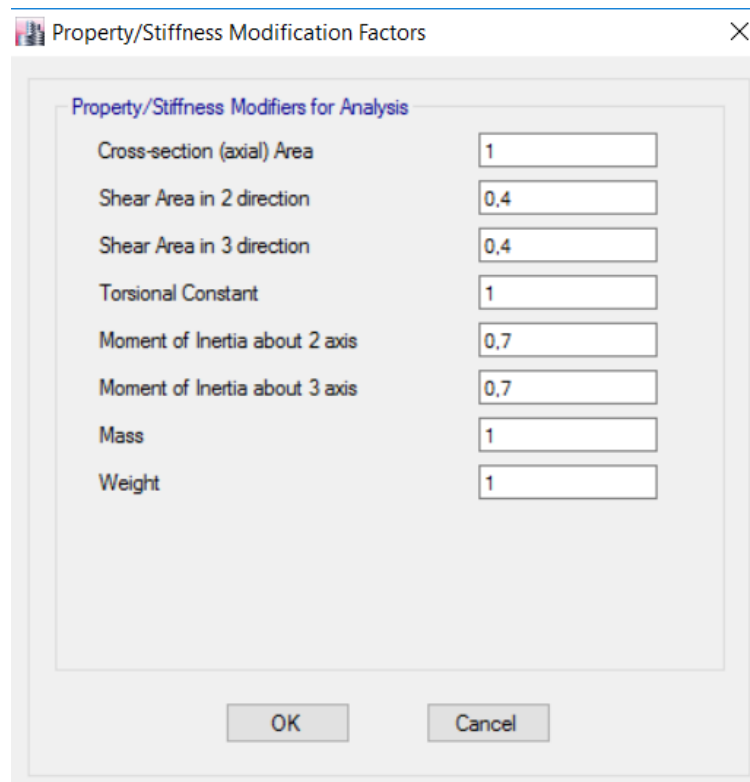
¹ I_k for T-beams may be taken twice the I_k of the web alone, or may be based on the effective section as defined in Section 9.5.4.2.

² For shear stiffness, the quantity $0.4E_c$ has been used to represent the shear modulus, G .

³ For shear-dominated components, see the discussion and commentary in Section 9.5.3.

Fuente: ATC 40

Figura 4.46. Definición de inercias agrietadas Columna tipo 2, Nv. 0,00; 40x70 cm en ETABS, acorde a tabla 4.24.

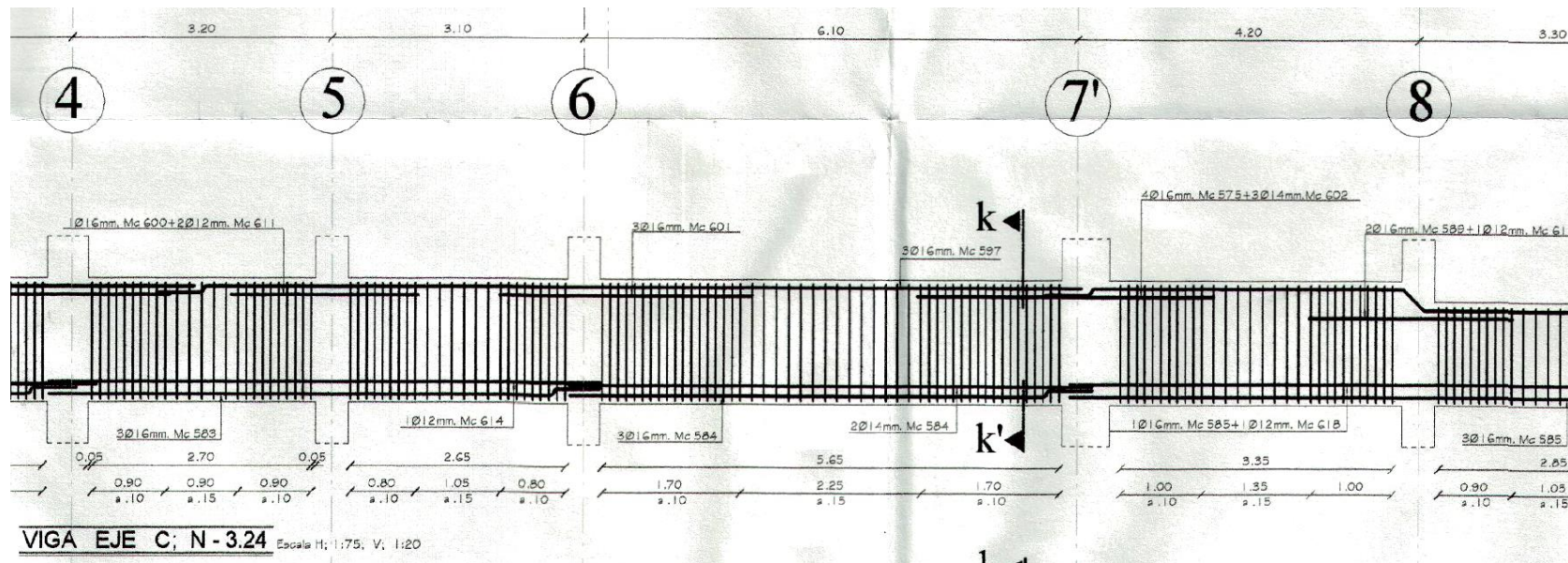


Fuente: ETABS

4.1.1.2.2 Vigas

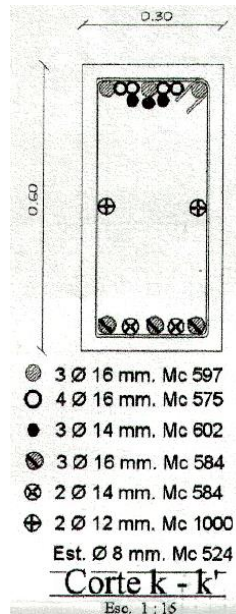
Para el chequeo de las vigas se registró las características de todas las diferentes secciones y área de aceros para cada tramo y nivel o planta. A manera de ejemplo se determina las características ingresadas en el software especializado ETABS de la viga ubicada en el tramo 6-7 perteneciente al eje C, del nivel -3,24 m, de sección 30x60 cm.

Figura 4.47. Viga eje C, Nv. -3,24; tramo 6-7; 30x60 cm



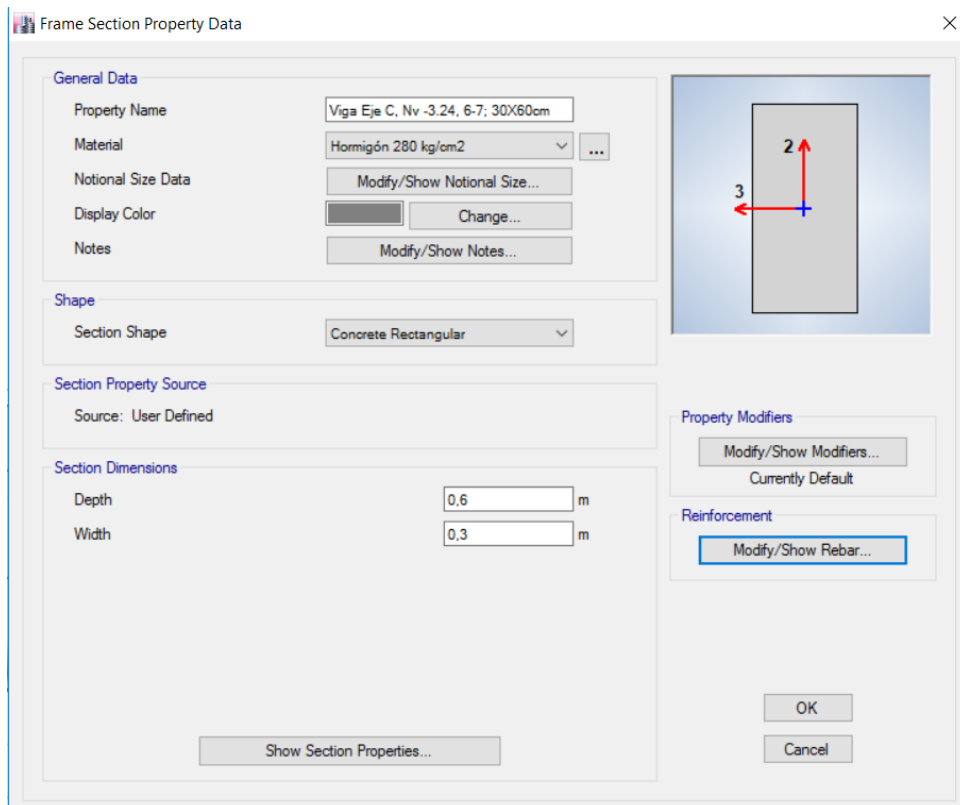
Fuente: Planos estructurales

Figura 4.48. Sección de viga eje C, Nv. -3,24; tramo 6-7; 30x60 cm



Fuente: Planos estructurales

Figura 4.49. Definición de viga eje C, Nv. -3,24; tramo 6-7; 30x60 cm en ETABS, acorde a figura 4.47 y figura 4.48.



Fuente: ETABS

Tabla 4.25. Cálculo de áreas de acero longitudinal en la sección de viga acorde a figura 4.47 y figura 4.48.

Viga Eje C, Nv -3.24, 6-7; 30X60cm - Superior i									Base de viga [cm]	Base que utilizan los aceros [cm]	Promedio Altura equivalente [m]
Cantidad	Díametro [mm]	Área Unitaria [cm2]	Área Total [cm2]	Área Equivalente [cm2]	Número de barras [u]	Area unitaria equivalente [cm2]	Díametro equivalente [mm]	Altura equivalente [m]	30		
	8	0,50265	0,00000	12,06372	6	2,010619298	16	0,04100	28,7	28,7	0,04863
	10	0,78540	0,00000								
	12	1,13097	0,00000								
	14	1,53938	0,00000								
6	16	2,01062	12,06372								
	18	2,54469	0,00000								
	20	3,14159	0,00000								
	25	4,90874	0,00000								
Viga Eje C, Nv -3.24, 6-7; 30X60cm - Superior j									Base de viga [cm]	Base que utilizan los aceros [cm]	0,04863
Cantidad	Díametro [mm]	Área Unitaria [cm2]	Área Total [cm2]	Área Equivalente [cm2]	Número de barras [u]	Area unitaria equivalente [cm2]	Díametro equivalente [mm]	Altura equivalente [m]	30		
	8	0,50265	0,00000	18,69248	10	1,869247629	15,4272486	0,05626	44,5272486	Sobrepasa valor de la base realizar fila adicional de barras	0,04863
	10	0,78540	0,00000								
	12	1,13097	0,00000								
3	14	1,53938	4,61814								
7	16	2,01062	14,07434								
	18	2,54469	0,00000								
	20	3,14159	0,00000								
	25	4,90874	0,00000								
Viga Eje C, Nv -3.24, 6-7; 30X60cm - Inferior i									Base de viga [cm]	Base que utilizan los aceros [cm]	Promedio Altura equivalente [m]
Cantidad	Díametro [mm]	Área Unitaria [cm2]	Área Total [cm2]	Área Equivalente [cm2]	Número de barras [u]	Area unitaria equivalente [cm2]	Díametro equivalente [mm]	Altura equivalente [m]	30		
	8	0,50265	0,00000	9,11062	5	1,822123739	15,2315462	0,04062	24,2157731	24,2157731	0,04062
	10	0,78540	0,00000								
	12	1,13097	0,00000								
2	14	1,53938	3,07876								
3	16	2,01062	6,03186								
	18	2,54469	0,00000								
	20	3,14159	0,00000								
	25	4,90874	0,00000								
Viga Eje C, Nv -3.24, 6-7; 30X60cm - Inferior j									Base de viga [cm]	Base que utilizan los aceros [cm]	0,04062
Cantidad	Díametro [mm]	Área Unitaria [cm2]	Área Total [cm2]	Área Equivalente [cm2]	Número de barras [u]	Area unitaria equivalente [cm2]	Díametro equivalente [mm]	Altura equivalente [m]	30		
	8	0,50265	0,00000	9,11062	5	1,822123739	15,2315462	0,04062	24,2157731	24,2157731	0,04062
	10	0,78540	0,00000								
	12	1,13097	0,00000								
2	14	1,53938	3,07876								
3	16	2,01062	6,03186								
	18	2,54469	0,00000								
	20	3,14159	0,00000								
	25	4,90874	0,00000								

Elaboración: Edwin Morales

Figura 4.50. Definición de áreas de acero longitudinal, de viga eje C, Nv. -3,24; tramo 6-7; 30x60 cm en ETABS, acorde a tabla 4.25.

Fuente: ETABS

Figura 4.51. Definición de inercias agrietadas de viga eje C, Nv. -3,24; tramo 6-7; 30x60 cm en ETABS, acorde a tabla 4.24.

Fuente: ETABS

4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.2.1 Análisis del periodo de vibración

$$T_c = 0,56471 \text{ s}$$

$$T_{\text{calculado}} = 0,79467 \text{ s}$$

$$T_{\text{real}} = 0,90270 \text{ s} \quad ; \text{ Valor obtenido de la modelación de la estructura en ETABS 2016.}$$

Cabe mencionar que para fines académicos, el valor de S_a considerado para el análisis de la estructura será el equivalente al máximo obtenido en el Espectro Elástico de respuesta, esto se obtiene considerando que el período de la estructura $T = T_c$, por lo tanto:

$$T = T_c = 0,56471 \text{ s}$$

$$\therefore S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \quad \text{Ref. (2.1)}$$

$$S_a = 2,48(0,40)(1,20)$$

$$S_a = 1,1904$$

$$\therefore V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \cdot W \quad \text{Ref. (4.1)}$$

$$V = \frac{1,00(1,1904)}{8(0,9)(0,9)} \cdot W$$

$$V = 0,1837 \text{ W}$$

Se calcula el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura, citado en la NEC 2015 descrito en la tabla 4.26 de este trabajo.

Tabla 4.26. Coeficiente k relacionado con el periodo de vibración de la estructura, el cual permite una correcta distribución horizontal del Cortante (V) en la estructura.

Valores de T [s]	k
$\leq 0,50$	1,00
$0,50 \leq T \leq 2,50$	$0,75 + 0,50T$
$0,50 \leq T \leq 2,50$	2,00

Fuente: NEC 2015

$$k = 0,75 + 0,50T \quad (4.3)$$

$$k = 0,75 + 0,50(0,56471)$$

$$k = 1,032356$$

4.2.2 Chequeo de la torsión en planta de la estructura

$$Torsión = \frac{RZ}{UX \vee UY} \cdot 100\% \quad (4.4)$$

donde:

UX % del movimiento de la masa en el eje X

UY % del movimiento de la masa en el eje Y

RZ % de rotación de la masa en el eje Z

Para aplicar la ecuación (4.4), se debe considerar el mayor valor entre UX y UY.

$$\therefore Torsión = \frac{0,19119}{0,39987} \cdot 100\% \quad Ref. (4.4)$$

$$Torsión = 47,81304\%$$

Tabla 4.27. Participación modal de la masa y determinación de la torsión en planta.

Caso	Modo de Vibración	Periodo [s]	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ	Torsión
Modal	1	0,90079	0,07638	0,39987	0,0764	0,3999	0,23161	0,04883	0,19119	0,2316	0,0488	0,1912	47,81304%
Modal	2	0,82498	0,52437	0,08746	0,6008	0,4873	0,05197	0,36178	0,00498	0,2836	0,4106	0,1962	0,94971%
Modal	3	0,65936	0,01232	0,1838	0,6131	0,6711	0,06989	0,00654	0,2811	0,3535	0,4172	0,4773	
Modal	4	0,33122	0,04001	0,04513	0,6531	0,7163	0,14432	0,05342	0,06391	0,4978	0,4706	0,5412	
Modal	5	0,32207	0,08272	0,02996	0,7358	0,7462	0,09387	0,15722	0,01482	0,5917	0,6278	0,556	
Modal	6	0,26065	0,0002	0,06594	0,736	0,8122	0,12402	0,00137	0,02577	0,7157	0,6292	0,5818	
Modal	7	0,20023	0,06071	0,00257	0,7967	0,8147	0,00486	0,05859	0,00397	0,7205	0,6878	0,5857	
Modal	8	0,19496	0,00224	0,02799	0,799	0,8427	0,0479	0,00181	0,07162	0,7684	0,6896	0,6574	
Modal	9	0,16755	0,00011	0,02871	0,7991	0,8714	0,03306	0,00028	6,00E-05	0,8015	0,6899	0,6574	
Modal	10	0,14373	0,06077	3,00E-05	0,8598	0,8715	0,00081	0,08908	0,00136	0,8023	0,7789	0,6588	
Modal	11	0,13393	0,00077	0,01696	0,8606	0,8884	0,05252	0,00106	0,03308	0,8548	0,78	0,6919	
Modal	12	0,12071	0,00138	0,01026	0,862	0,8987	0,00982	0,00272	0,01197	0,8647	0,7827	0,7038	
Modal	13	0,11341	0,06253	0,00116	0,9245	0,8998	0,00136	0,09477	2,00E-05	0,866	0,8775	0,7039	
Modal	14	0,10257	4,00E-05	0,00101	0,9246	0,9008	0,00374	9,00E-05	0,01923	0,8698	0,8776	0,7231	
Modal	15	0,09193	0,07	0,00021	0,9946	0,9011	0,00022	0,11396	0,00032	0,87	0,9916	0,7234	
Modal	16	0,08981	0,00494	0,00562	0,9995	0,9067	0,0102	0,00763	0,00041	0,8802	0,9992	0,7238	
Modal	17	0,08109	0,00043	0,00046	0,9999	0,9071	0,00223	0,00063	0,00953	0,8824	0,9998	0,7333	
Modal	18	0,0361	0	3,00E-05	0,9999	0,9072	4,00E-05	0	7,00E-05	0,8824	0,9998	0,7334	

Elaboración: Edwin Morales

Para el primer modo de vibración con un periodo de 0,90079 segundos nótese que tenemos una rotación de la estructura del 47,81304%; este valor no debe exceder el 30%. Sin embargo, no cumple.

Para el segundo modo de vibración con un periodo de 0,82498 segundos nótese que tenemos una rotación de la estructura del 0,94971%; este valor no debe exceder el 30%. En este caso si cumple.

4.2.3 Análisis de participación modal de la masa

Para un análisis correcto se debe considerar los modos de vibración necesarios para que se acumule el 90% de la masa en las dos direcciones principales X e Y. Por lo tanto, se puede verificar que en la tabla 4.27 el porcentaje de la masa en el sentido X (Sum UX) y el porcentaje de la masa en el sentido Y (Sum UY) se ha acumulado mayor al 90% a partir del modo de vibración número 14.

4.2.4 Chequeo de las derivas de piso

La NEC 2015 establece que la deriva máxima inelástica (Δ_M) no debe exceder los límites permitidos que se describen en la tabla 4.28.

Tabla 4.28. Deriva de piso inelástica máxima permitida.

Estructuras de:	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

$$\Delta_M = 0,75 R.(\Delta_E) \quad (4.5)$$

donde:

Δ_M Deriva máxima inelástica

Δ_E Deriva elástica

Tabla 4.29. Derivas de piso en todos los niveles para los casos de carga de sismo en sentido X e Y obtenidas de ETABS.

Nivel	Caso de carga	Sentido	Δ_E máxima	Δ_M máxima	Δ_M máxima $\leq 0,02$
Nv. 12.96	SX	X	0,003089	0,019	CUMPLE
Nv. 12.96	SY	Y	0,002259	0,014	CUMPLE
Nv. 9.72	SX	X	0,004293	0,026	NO CUMPLE
Nv. 9.72	SY	Y	0,003527	0,021	NO CUMPLE
Nv. 6.48	SX	X	0,005033	0,030	NO CUMPLE
Nv. 6.48	SY	Y	0,004486	0,027	NO CUMPLE
Nv. 3.24	SX	X	0,005037	0,030	NO CUMPLE
Nv. 3.24	SY	Y	0,004920	0,030	NO CUMPLE
Nv. 0.00	SX	X	0,004108	0,025	NO CUMPLE
Nv. 0.00	SY	Y	0,004658	0,028	NO CUMPLE
Nv. -3.24	SX	X	0,000937	0,006	CUMPLE
Nv. -3.24	SY	Y	0,001357	0,008	CUMPLE

Elaboración: Edwin Morales

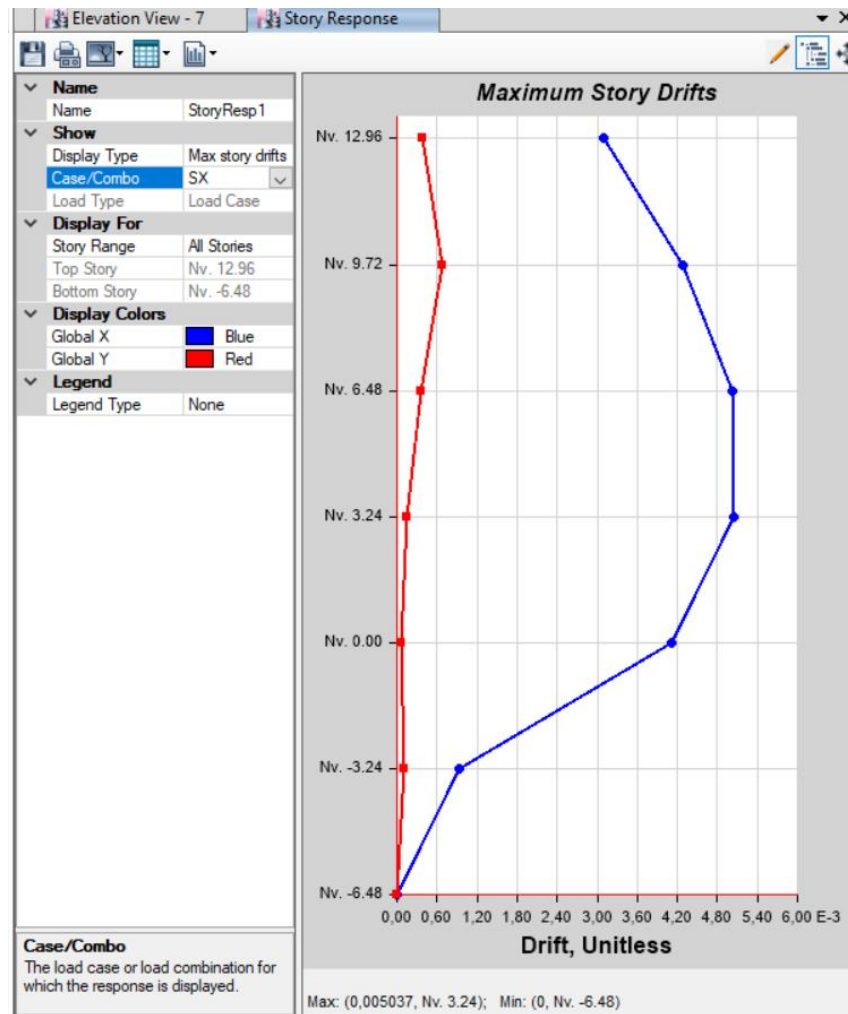
$$\Delta_M = 0,75(8) \cdot (0.005037)$$

Ref. (4.5)

$$\Delta_M = 0,020 \quad \therefore \text{No Cumple}$$

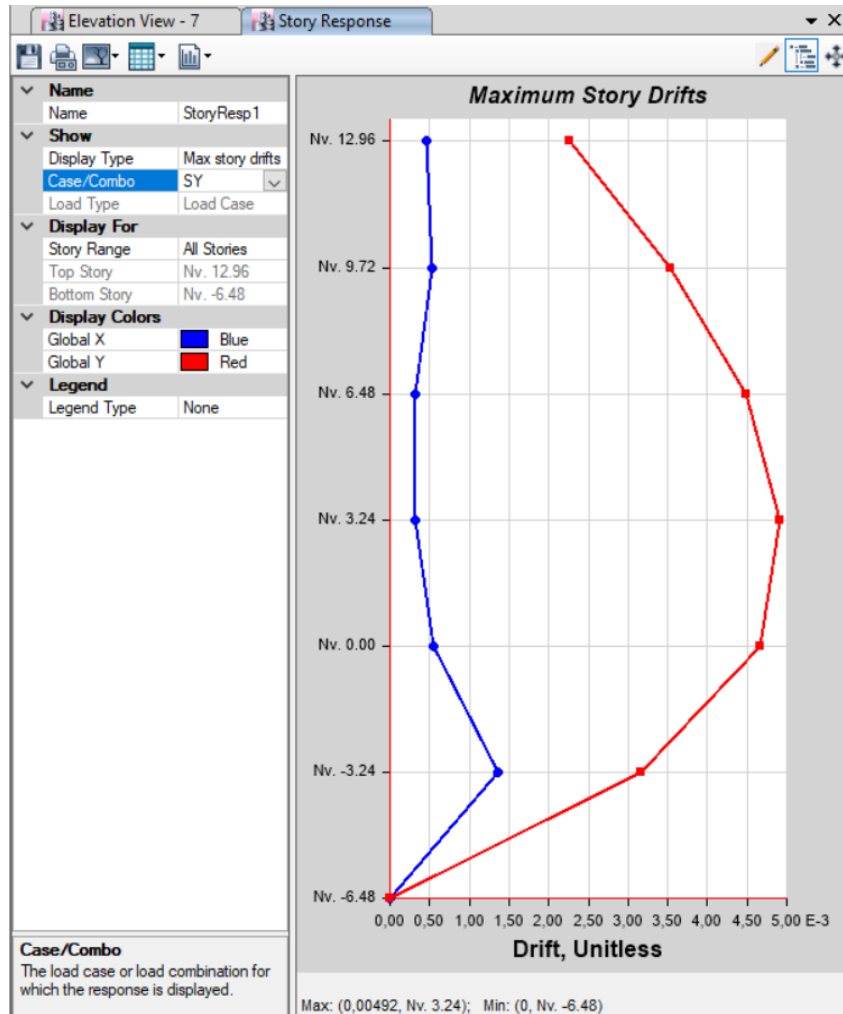
El edificio no cumple con los requerimientos mínimos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 en cuanto se refiere a derivas máximas permitidas, esto puede repercutir con problemas estructurales significativos para los elementos estructurales que contemplan el edificio al ser sometido a cargas sísmicas con aceleraciones equivalentes a $S_a = 1,1904$ establecidos en la sección 4.1.1.5 obtenidos en la tabla 4.22. debido a que la estructura puede ser muy flexible.

Figura 4.52. Derivas máximas en el sentido X, valores descritos en tabla 4.29.



Fuente: ETABS

Figura 4.53. Derivas máximas en el sentido Y, valores descritos en tabla 4.29.



Fuente: ETABS

4.2.5 Chequeo del cortante estático vs. dinámico

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 establece que el cortante dinámico total generado en la base, debe de cumplir con la siguiente condición para estructuras irregulares:

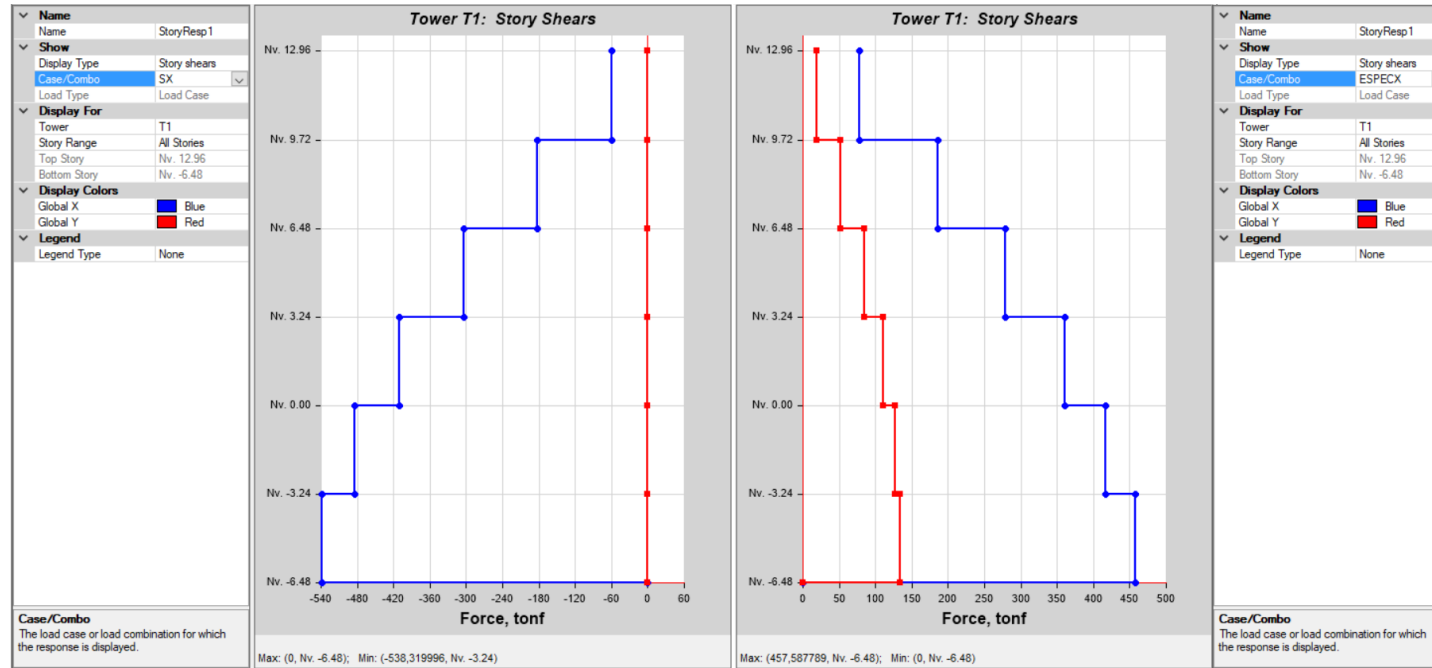
$$V_{dinámico} > 85\% V_{estático} \quad (4.6)$$

donde:

- $V_{estático}$ Cortante basal estático
- $V_{dinámico}$ Cortante basal dinámico

4.2.5.1 Chequeo del cortante estático vs. dinámico en el sentido X

Figura 4.54. Cortante estático (izquierda) y dinámico (derecha) para sismo en sentido X, nivel -6,48 m



Fuente: ETABS

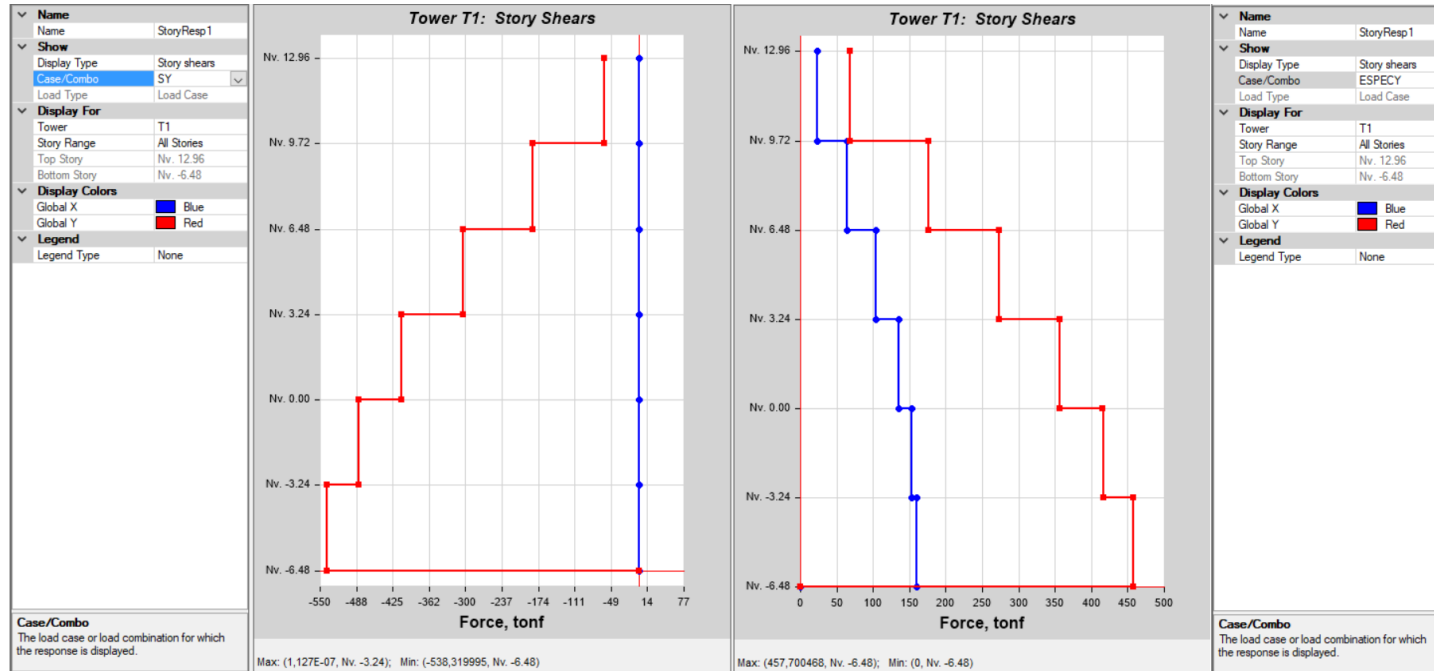
457,587789 Ton > 85% (538,319996 Ton)

Ref. (4.6)

457,587789 Ton > 457,571997 Ton “OK”

4.2.5.2 Chequeo del cortante estático vs. dinámico en el sentido Y

Figura 4.55. Cortante estático (izquierda) y dinámico (derecha) para sismo en sentido Y, nivel -6,48 m



Fuente: ETABS

288,873227 Ton > 85% (538,319996 Ton)

Ref. (4.6)

457,700468 Ton > 457,571997 Ton “OK”

4.2.6 Chequeo de los elementos estructurales

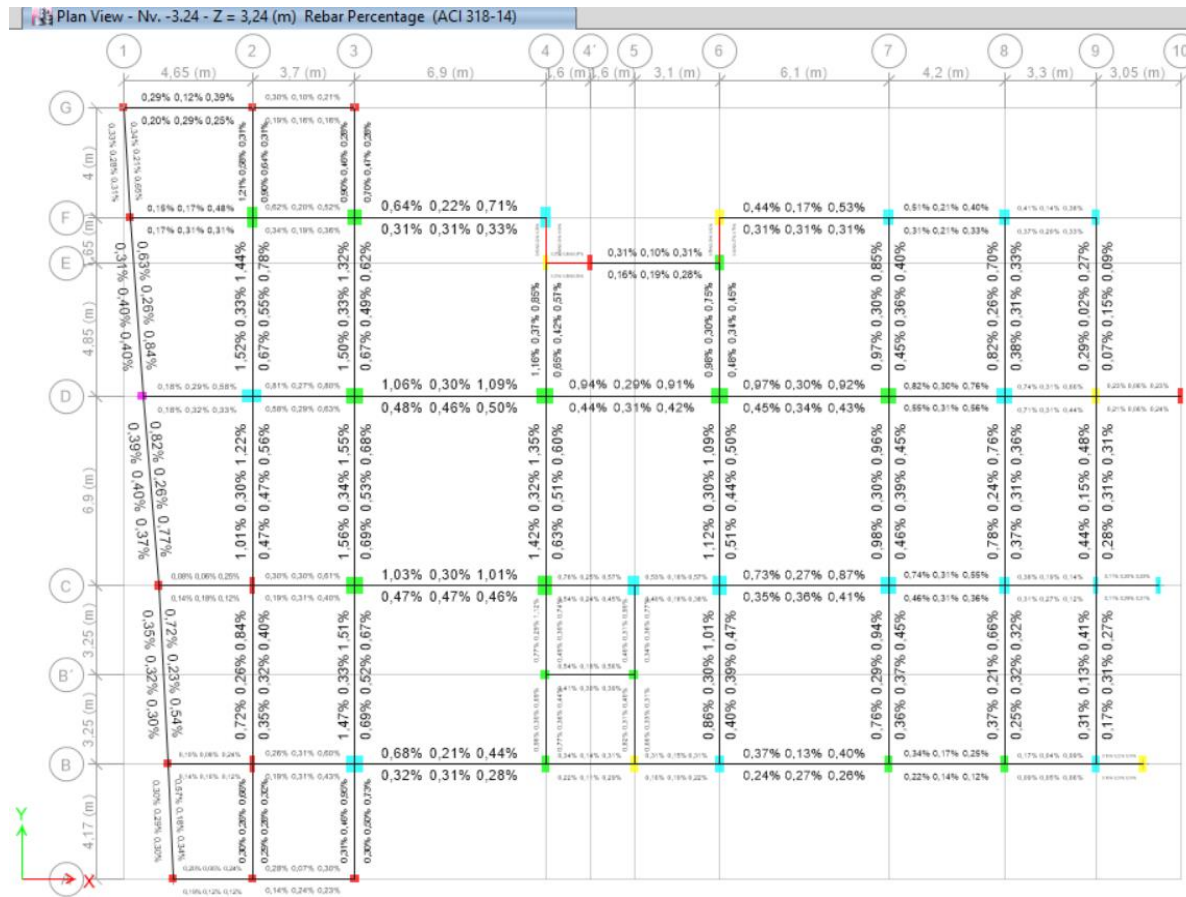
Los elementos se chequearon bajo las consideraciones de los códigos actuales tales como NEC 2015 y ACI-318-14.

4.2.6.1 Chequeo de vigas

Al realizar la modelación de la estructura se pudo verificar que los elementos estructurales tales como vigas pasaron el chequeo a pesar de ser diseñadas con códigos de construcción anteriores a la NEC 2015 y ACI-318-14. Sin embargo, algunas presentaron problemas y de ellas se realiza una descripción a continuación.

4.2.6.1.1 Chequeo de vigas nivel -3.24 m

Figura 4.56. Vista en planta del porcentaje en acero en vigas, nivel -3,24 m.



Fuente: ETABS

La viga que está presentando falla se ilustra de color rojo, el detalle se presenta a continuación en la tabla 4.30.

Tabla 4.30. Detalle de chequeo en viga eje 4, Nv. -3.24, tramo E-F que falla.

ETABS 2016 Concrete Frame Design
ACI 318-14 Beam Section Design
Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (m)	LLRF	Type
Nv. -3.24	B31	346	Viga Eje 4, Nv -3.24, E-F; 30X40cm	1,65	1	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	b _l (m)	d _l (m)	d _c (m)	d _{cs} (m)
0,3	0,4	0,3	0	0,05603	0,039

Material Properties

E _c (kgf/cm ²)	f _c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _t (kgf/cm ²)	f _{ys} (kgf/cm ²)
219204,92695	281,22785	1	4218,42	4218,42

Design Code Parameters

Φ_f	Φ_{CToad}	Φ_{CBend}	Φ_{Vrs}	Φ_{vs}	Φ_{Vpnt}
0,9	0,65	0,75	0,75	0,6	0,85

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u1}

	End-I Rebar Area cm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area cm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	7,60488	0,63	3,87808	0,32	15,09625	1,26
Bot (-2 Axis)	5,77209	0,48	3,61	0,3	13,07541	1,09

Flexural Design Moment, M_{u1} (Part 1 of 2)

	End-I Design M _u tonf-m	End-I Station Loc m	Middle Design M _u tonf-m	Middle Station Loc m
Top (+2 Axis)	-9,28548	0,3	-4,89548	0,775
Combo	Dinamico 1.2D+L-ESPECY		Dinamico 1.2D+L-ESPECY	
Bot (-2 Axis)	7,53899	0,3	4,22515	0,775
Combo	Dinamico 0.9D-ESPECY		Dinamico 0.9D-ESPECY	

Flexural Design Moment, M_{u1} (Part 2 of 2)

End-J Design M _u tonf-m	End-J Station Loc m
-17,16954	1,25
Dinamico 1.2D+L-ESPECY	
16,01162	1,25
Dinamico 0.9D-ESPECY	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A _v /s cm ² /cm	Middle Rebar A _v /s cm ² /cm	End-J Rebar A _v /s cm ² /cm
O/S	O/S	O/S

Tabla 4.30. Detalle de chequeo en viga eje 4, Nv. -3.24, tramo E-F que falla (Continuación).

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u tonf	End-I Station Loc m	Middle Design V_u tonf	Middle Station Loc m	End-J Design V_u tonf	End-J Station Loc m
44,78335	0,3	0,3	-4,89648	43,75576	1,2025
1.2D+L+SX		43,75576		1.2D+L+SX	

Torsion Reinforcement	
Shear Rebar A_s /s cm ² /cm	Longitudinal Rebar A_l cm ²
0	0

Design Torsion Force

Design T_u tonf-m	Station Loc m	Design T_u tonf-m	Station Loc m
1,30378	0,3475	1,30378	0,3475
1.2D+L-SX		1.2D+L-SX	

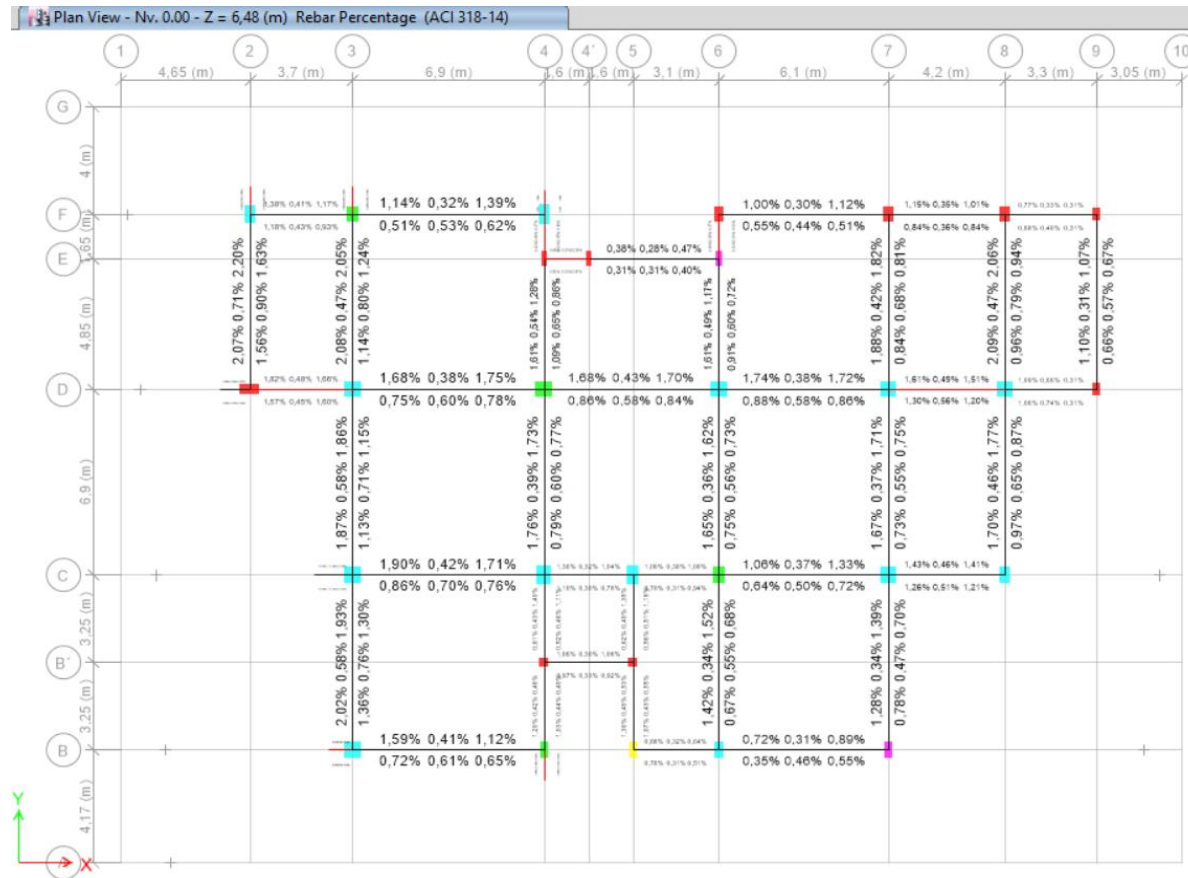
O/S #45 Shear stress due to shear force and torsion together exceeds maximum allowed

Fuente: ETABS

El tipo de falla presentado O/S #45 en esta viga es principalmente a corte ya que el esfuerzo debido a la fuerza de corte excede el máximo permitido. El mismo tipo de falla se produce en la viga eje 6, Nv. -3.24, tramo E-F y en la viga eje E, Nv. -3.24, tramo 4-4´.

4.2.6.1.2 Chequeo de vigas nivel 0.00 m

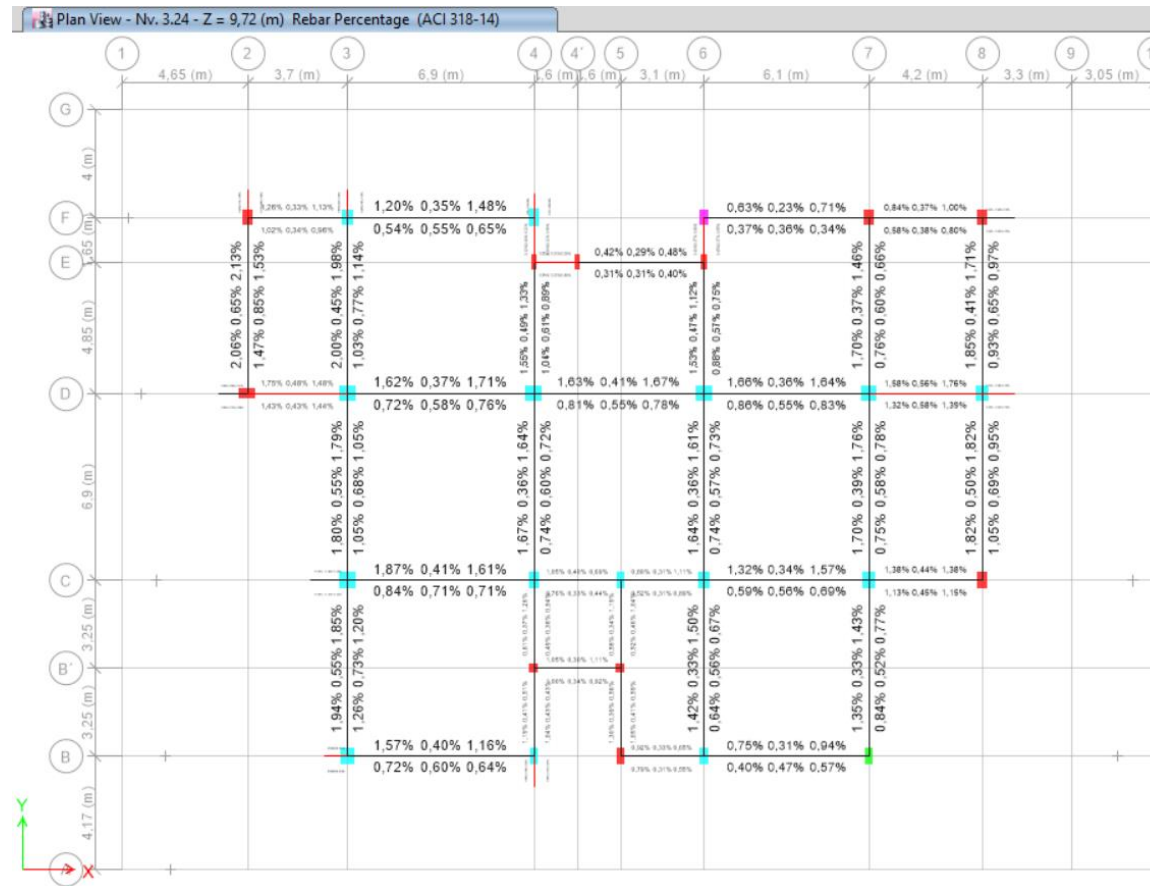
Figura 4.57. Vista en planta del porcentaje en acero en vigas, nivel 0,00 m.



Fuente: ETABS

4.2.6.1.3 Chequeo de vigas nivel 3.24 m

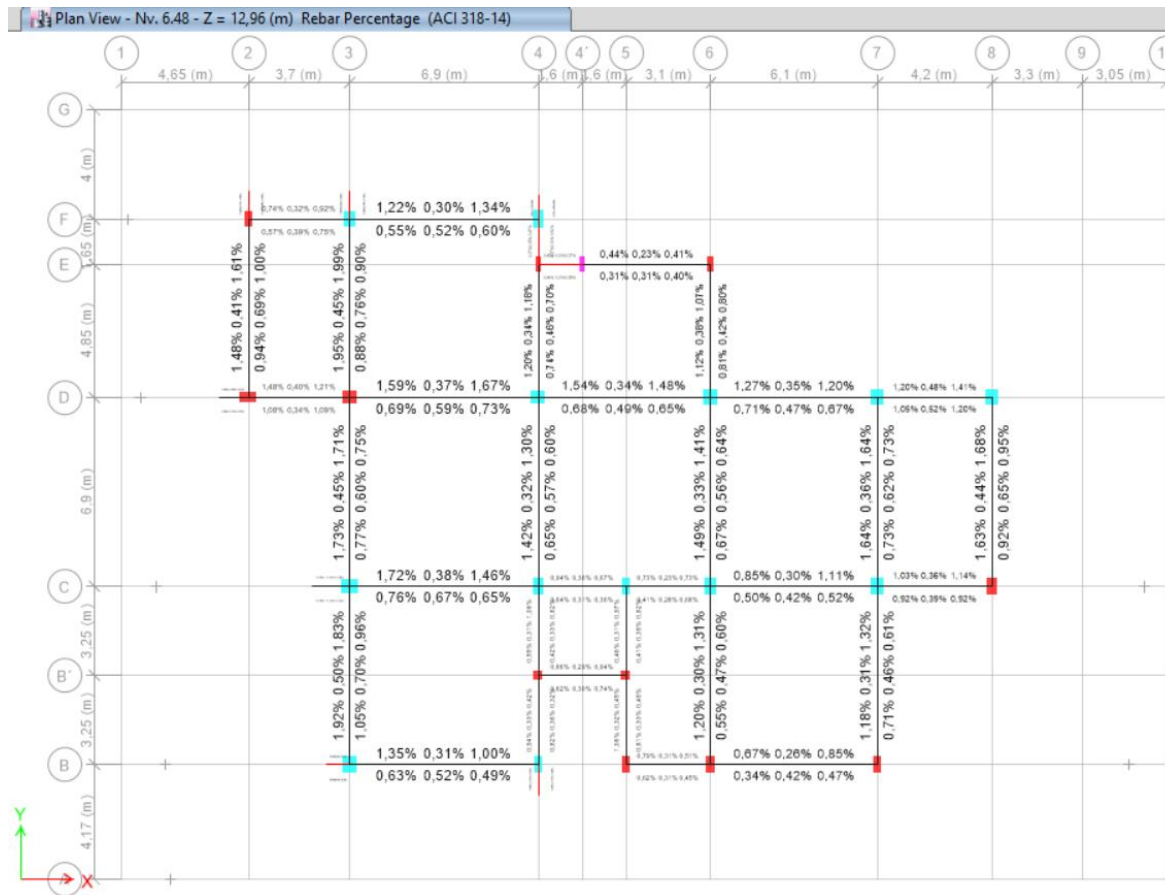
Figura 4.58. Vista en planta del porcentaje en acero en vigas, nivel 3,24 m.



Fuente: ETABS

4.2.6.1.4 Chequeo de vigas nivel 6.48 m

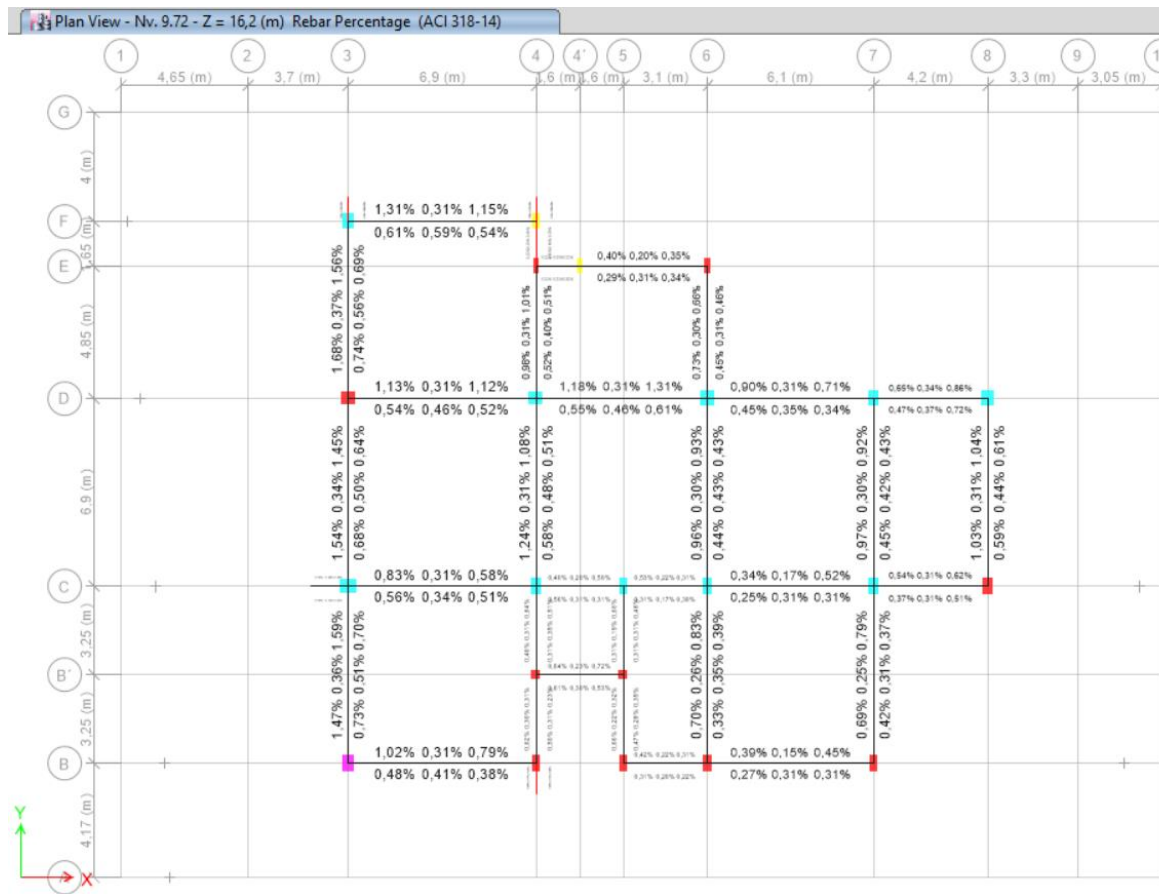
Figura 4.59. Vista en planta del porcentaje en acero en vigas, nivel 6,48 m.



Fuente: ETABS

4.2.6.1.5 Chequeo de vigas nivel 9.72 m

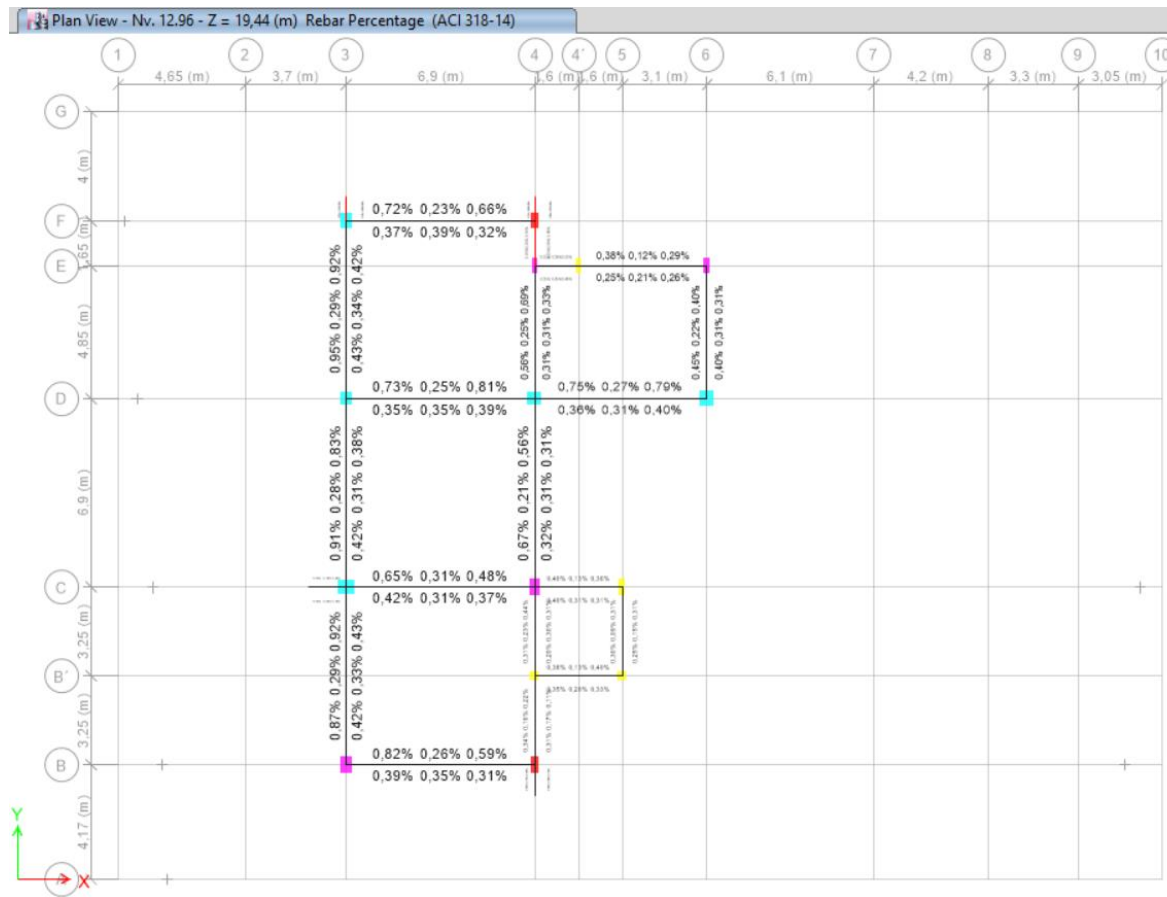
Figura 4.60. Vista en planta del porcentaje en acero en vigas, nivel 9,72 m.



Fuente: ETABS

4.2.6.1.6 Chequeo de vigas nivel 12.96 m

Figura 4.61. Vista en planta del porcentaje en acero en vigas, nivel 12,96 m.



Fuente: ETABS

Las fallas o los tipos de fallas que se presentan en las vigas de los niveles 0,00m hasta el 12,96m son las mismas que se presentaron en el nivel -3.24m del chequeo, así como también en todas las vigas de volado. Por lo tanto, se realiza una tabla resumen en la que se indica en síntesis el tipo de falla de todas las vigas. Cabe mencionar que las vigas fallan por las combinaciones de sismo estático y dinámico, mas no por cargas gravitacionales.

Tabla 4.31. Descripción de vigas que fallan a corte.

Nivel [m]	Eje	Tramo	Elemento Frame	Sección de viga		Longitud de viga [m]	Observación de falla
				Base [m]	Altura [m]		
-3,24	4	E-F	Viga periférica	0,30	0,40	1,65	El esfuerzo debido a la fuerza de corte excede el máximo permitido.
	6			0,30	0,40	1,65	
	E	4-4'		0,30	0,50	1,60	
0,00	B	2-3	Viga en volado	0,30	0,25	0,85	El esfuerzo debido a la fuerza de corte excede el máximo permitido.
	D	2-3	Viga interna	0,30	0,60	3,70	
		7-8		0,30	0,60	4,20	
	E	4-4'	Viga periférica	0,30	0,50	1,60	
	2	F-G	Viga en volado	0,30	0,25	1,05	
				3	0,25	0,25	
	4	A-B	Viga en volado	0,30	0,25	1,10	
		E-F	Viga periférica	0,30	0,55	1,65	
		F-G	Viga en volado	0,30	0,25	0,90	
	6	E-F	Viga periférica	0,30	0,55	1,65	
3,24	B	2-3	Viga en volado	0,30	0,25	0,85	El esfuerzo debido a la fuerza de corte excede el máximo permitido.
	D	2-3	Viga interna	0,30	0,60	3,70	
		7-8	Viga interna	0,30	0,60	4,20	
		8-9	Viga en volado	0,30	0,25	1,20	
	E	4-4'	Viga periférica	0,30	0,50	1,60	
	2	F-G	Viga en volado	0,30	0,25	1,05	
				3	0,25	0,25	
	4	A-B	Viga en volado	0,30	0,25	1,10	
		E-F	Viga periférica	0,30	0,55	1,65	
		F-G	Viga en volado	0,30	0,25	0,90	
6	E-F	Viga periférica	0,30	0,55	1,65		

Tabla 4.31. Descripción de vigas que fallan a corte (Continuación).

Nivel [m]	Eje	Tramo	Elemento Frame	Sección de viga		Longitud de viga [m]	Observación de falla
				Base [m]	Altura [m]		
6,48	B	2-3	Viga en volado	0,30	0,25	0,85	El esfuerzo debido a la fuerza de corte excede el máximo permitido.
	E	4-4'	Viga periférica	0,30	0,50	1,60	
	2	F-G	Viga en volado	0,30	0,25	1,05	
	3			0,25	0,25	1,05	
	4	A-B	Viga en volado	0,30	0,25	1,10	
		E-F	Viga periférica	0,30	0,55	1,65	
		F-G	Viga en volado	0,30	0,25	0,90	
9,72	3	F-G	Viga en volado	0,25	0,25	0,90	El esfuerzo debido a la fuerza de corte excede el máximo permitido.
	4	A-B	Viga en volado	0,30	0,25	1,10	
		E-F	Viga periférica	0,30	0,55	1,65	
		F-G	Viga en volado	0,30	0,25	0,90	
12,96	3	F-G	Viga en volado	0,25	0,25	0,90	El esfuerzo debido a la fuerza de corte excede el máximo permitido.
	4	E-F	Viga periférica	0,30	0,50	1,65	
		F-G	Viga en volado	0,30	0,25	0,90	

Elaboración: Edwin Morales

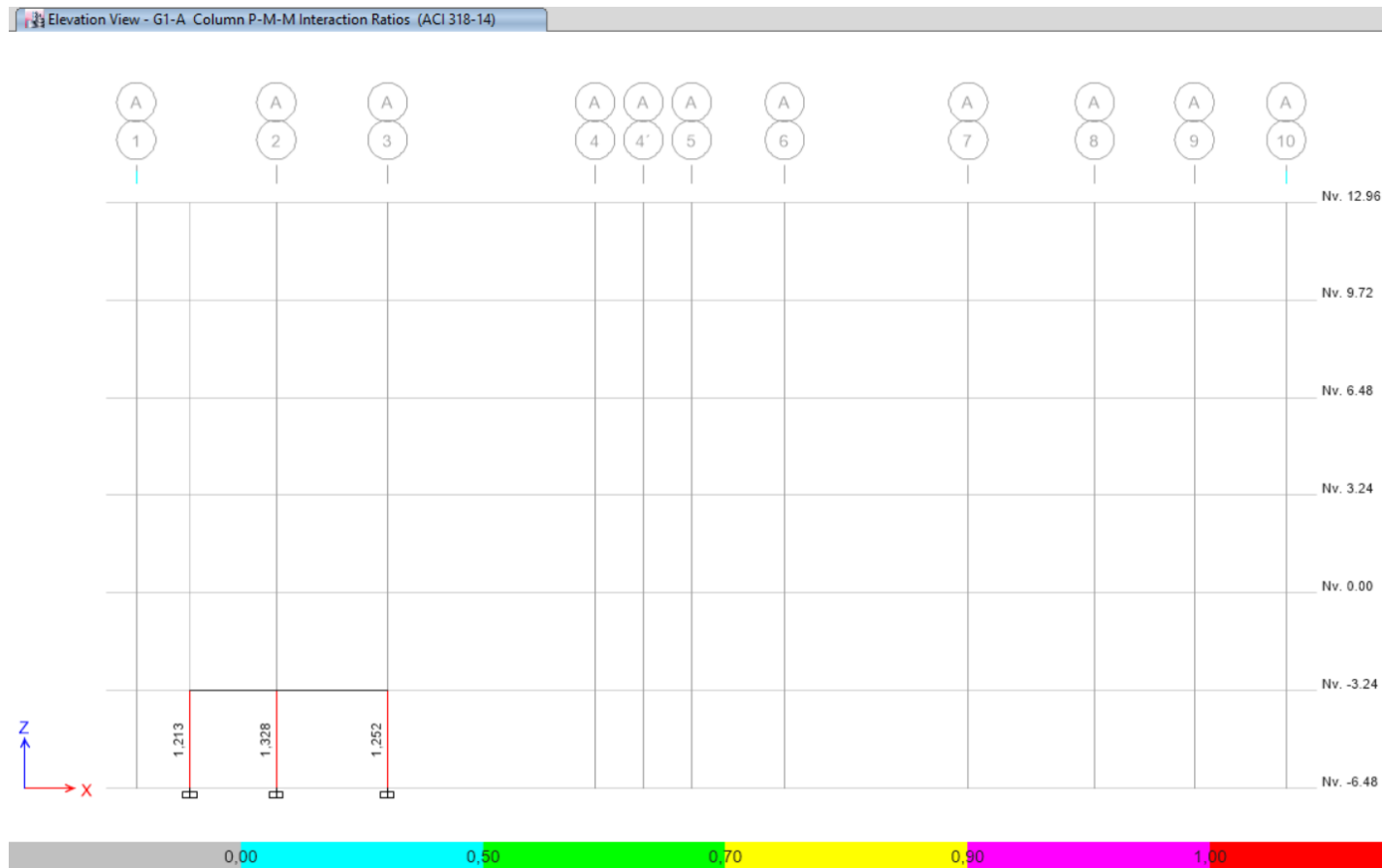
4.2.7 Chequeo de columnas

Al realizar la modelación de la estructura se pudo verificar que muchos de los elementos estructurales tales como columnas no lograron pasar el chequeo, esto se debe a que fueron diseñadas con códigos de construcción anteriores a la NEC 2015 y ACI-318-14. Se realiza una descripción a continuación.

Cabe mencionar que el chequeo realizado es basado en la demanda/capacidad de la columna.

4.2.7.1 Chequeo de columnas pórtico eje A

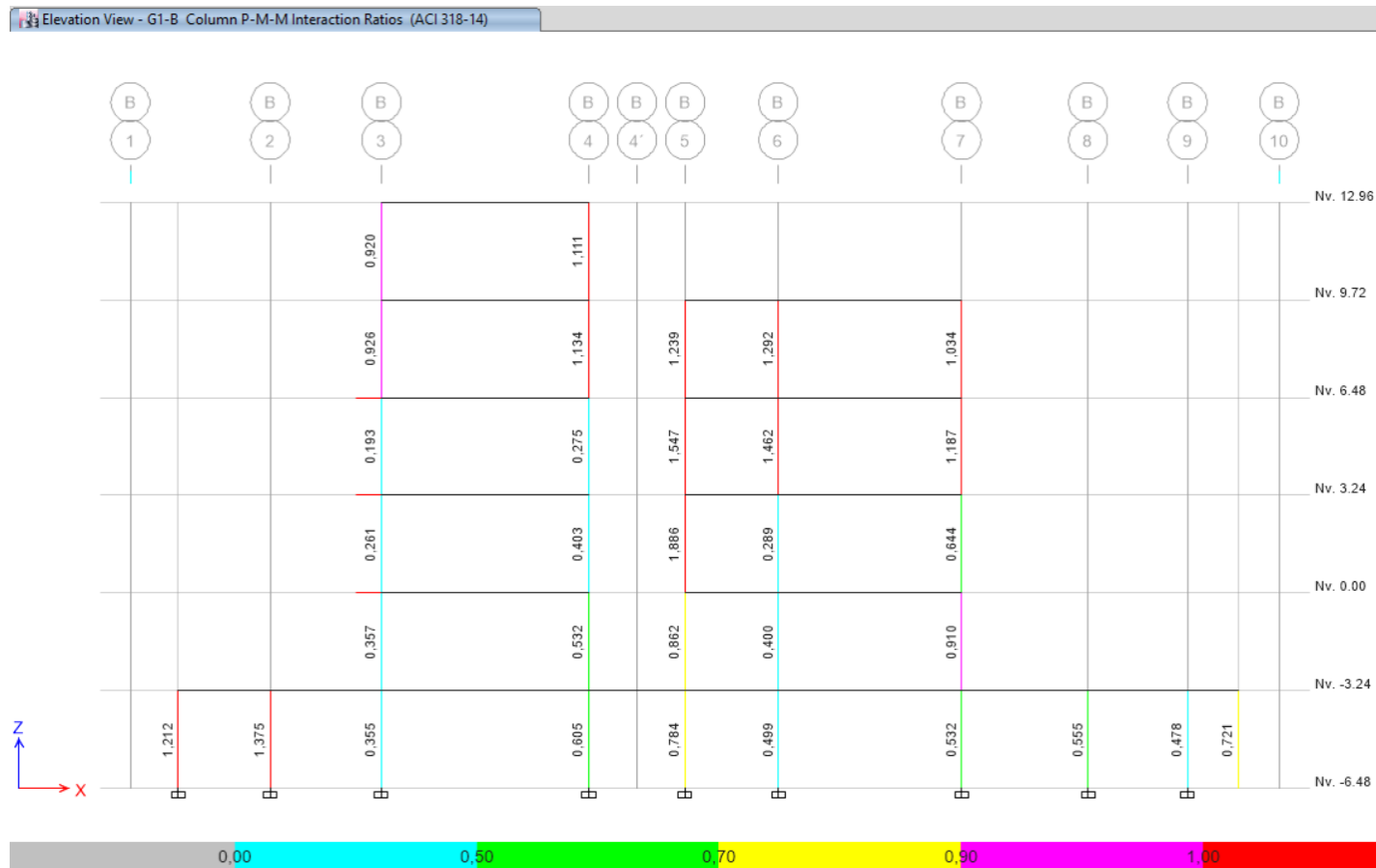
Figura 4.62. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje A.



Fuente: ETABS

4.2.7.2 Chequeo de columnas pórtico eje B

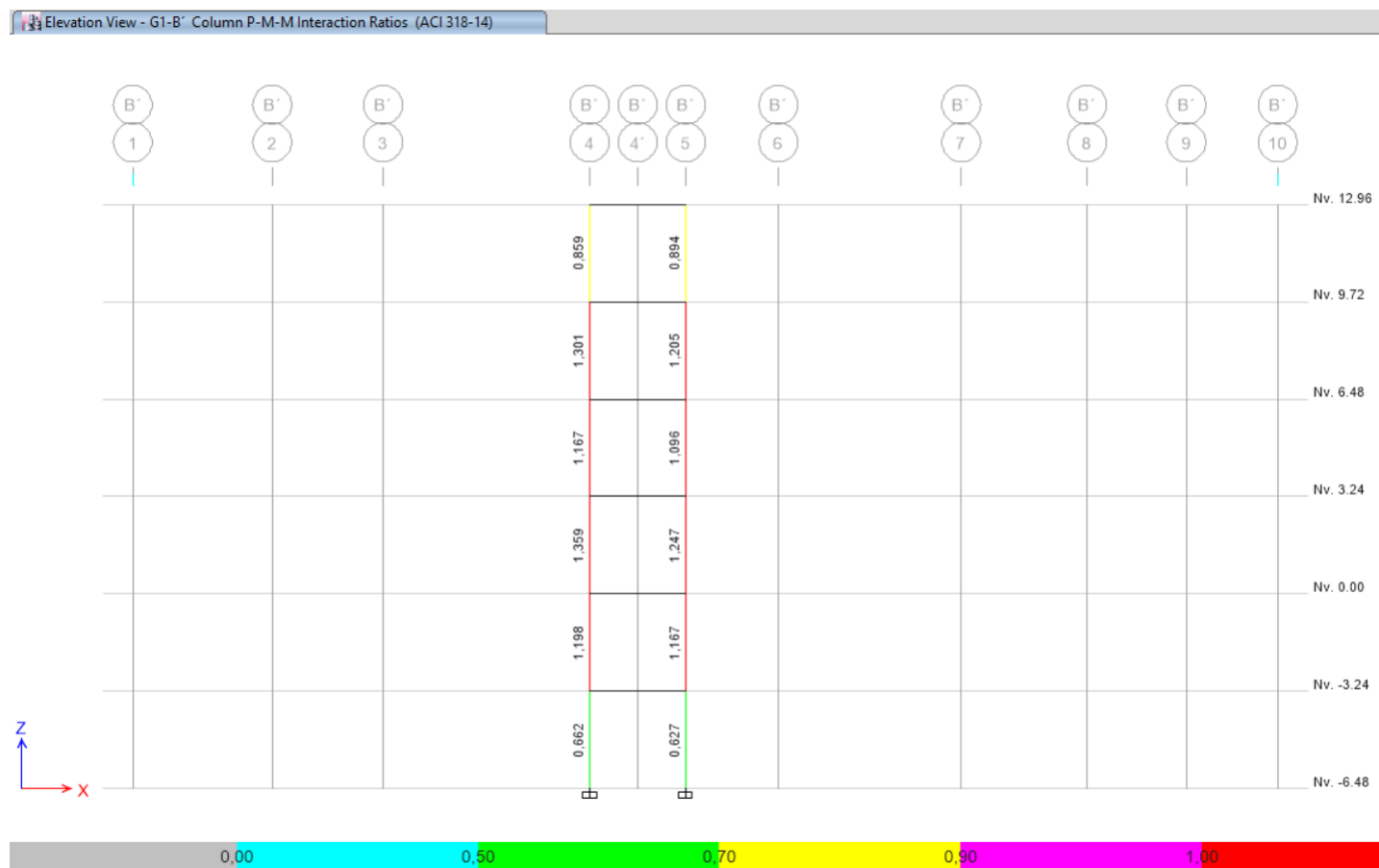
Figura 4.63. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje B.



Fuente: ETABS

4.2.7.3 Chequeo de columnas pórtico eje B'

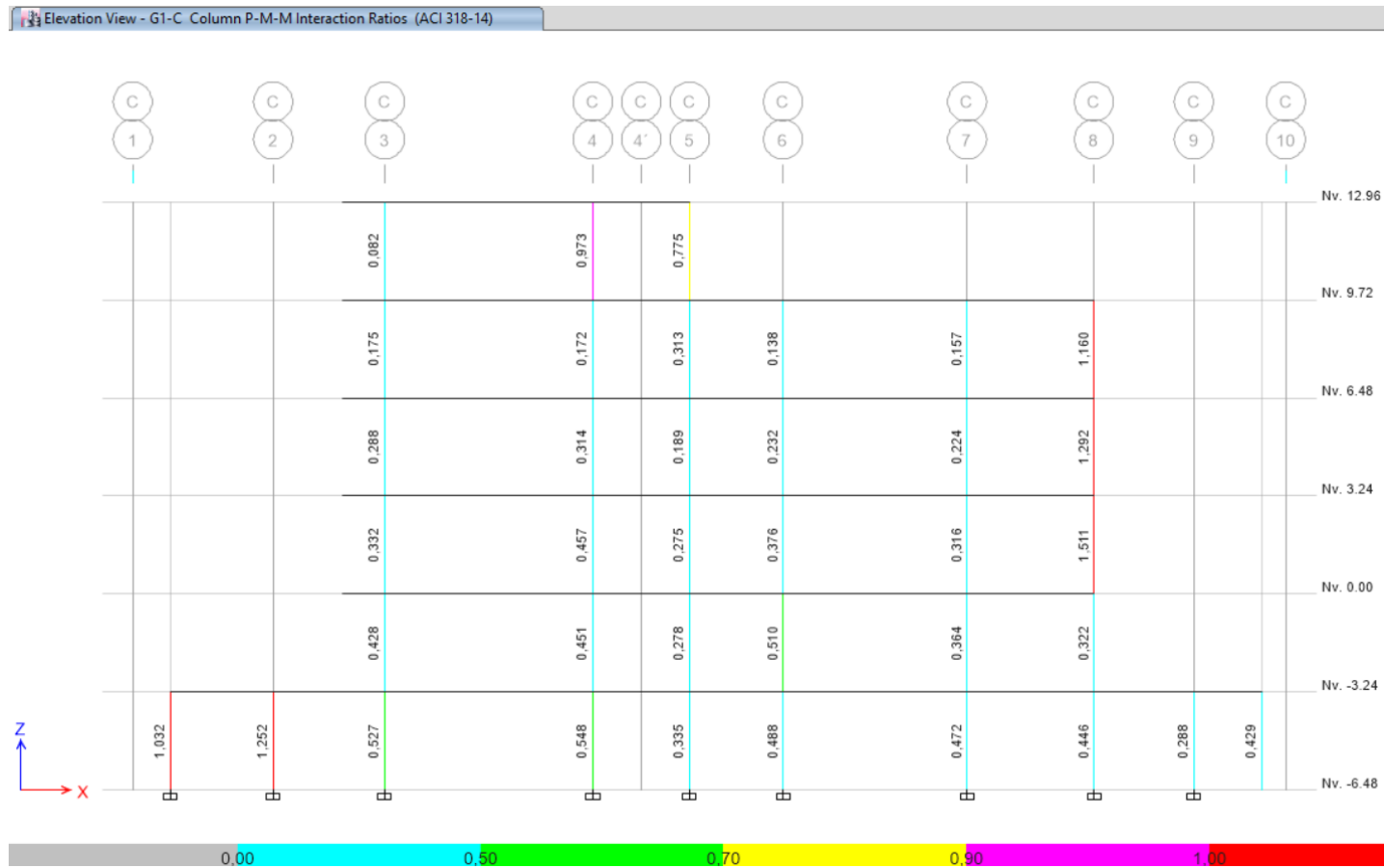
Figura 4.64. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje B'.



Fuente: ETABS

4.2.7.4 Chequeo de columnas pórtico eje C

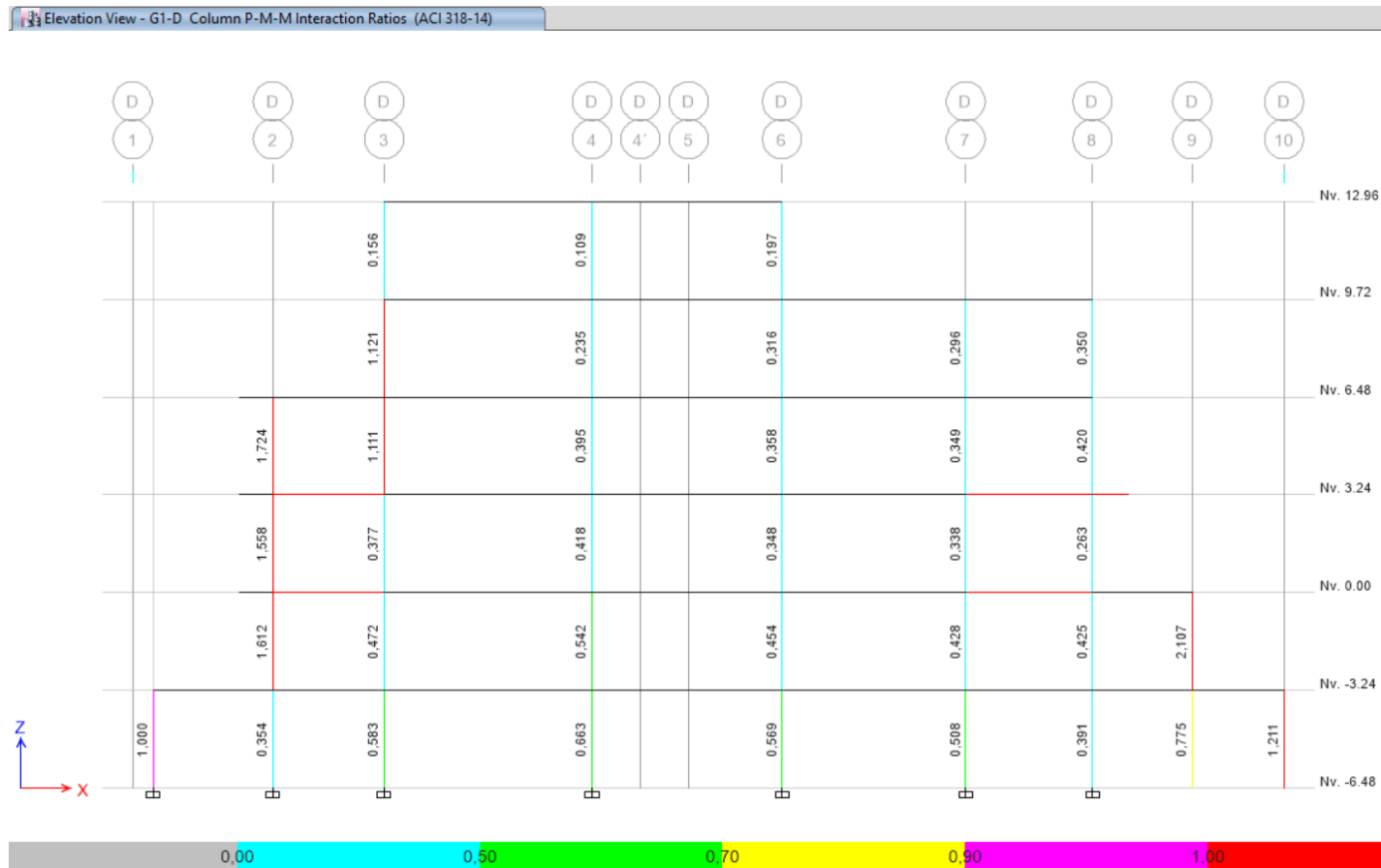
Figura 4.65. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje C.



Fuente: ETABS

4.2.7.5 Chequeo de columnas pórtico eje D

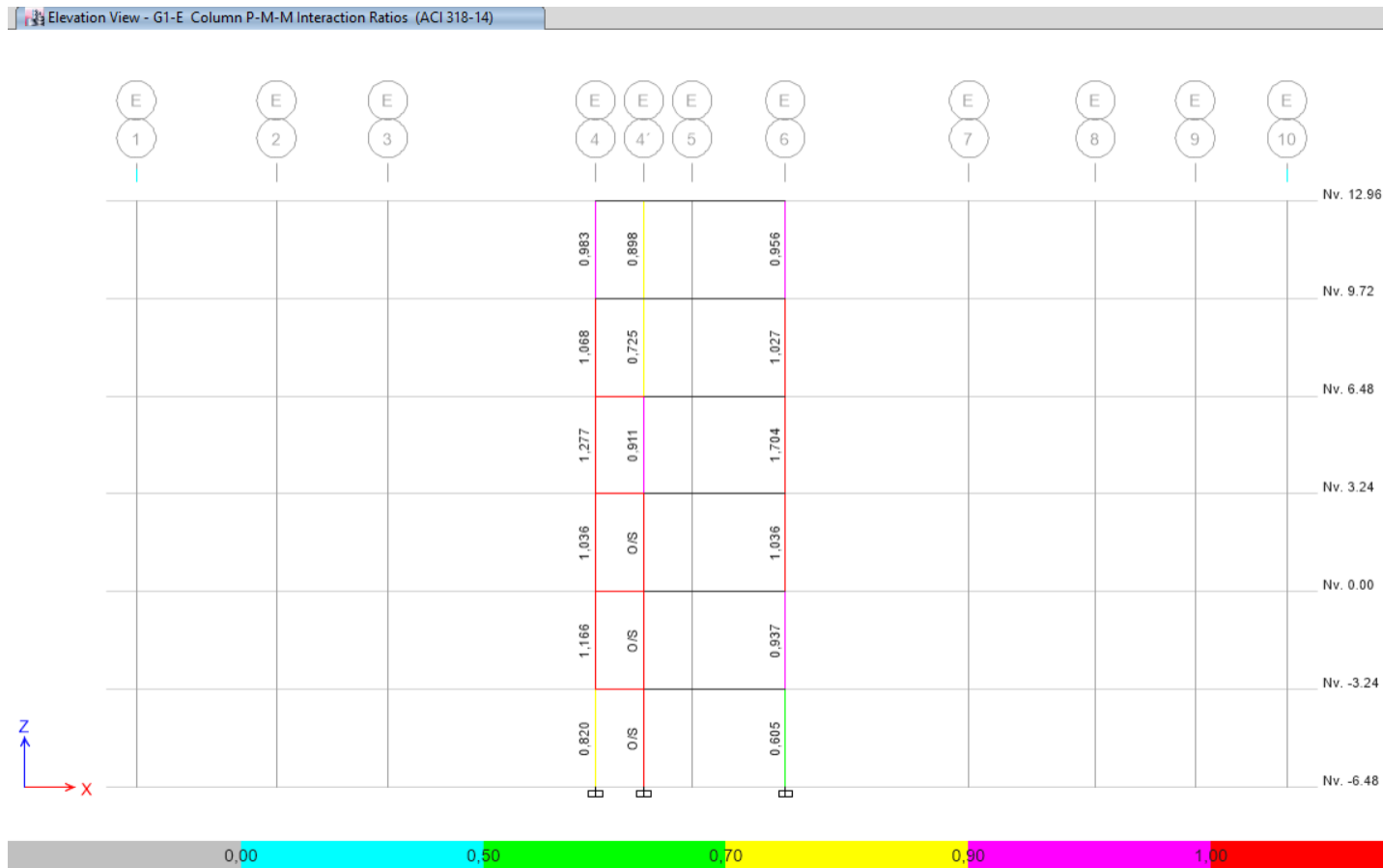
Figura 4.66. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje D.



Fuente: ETABS

4.2.7.6 Chequeo de columnas pórtico eje E

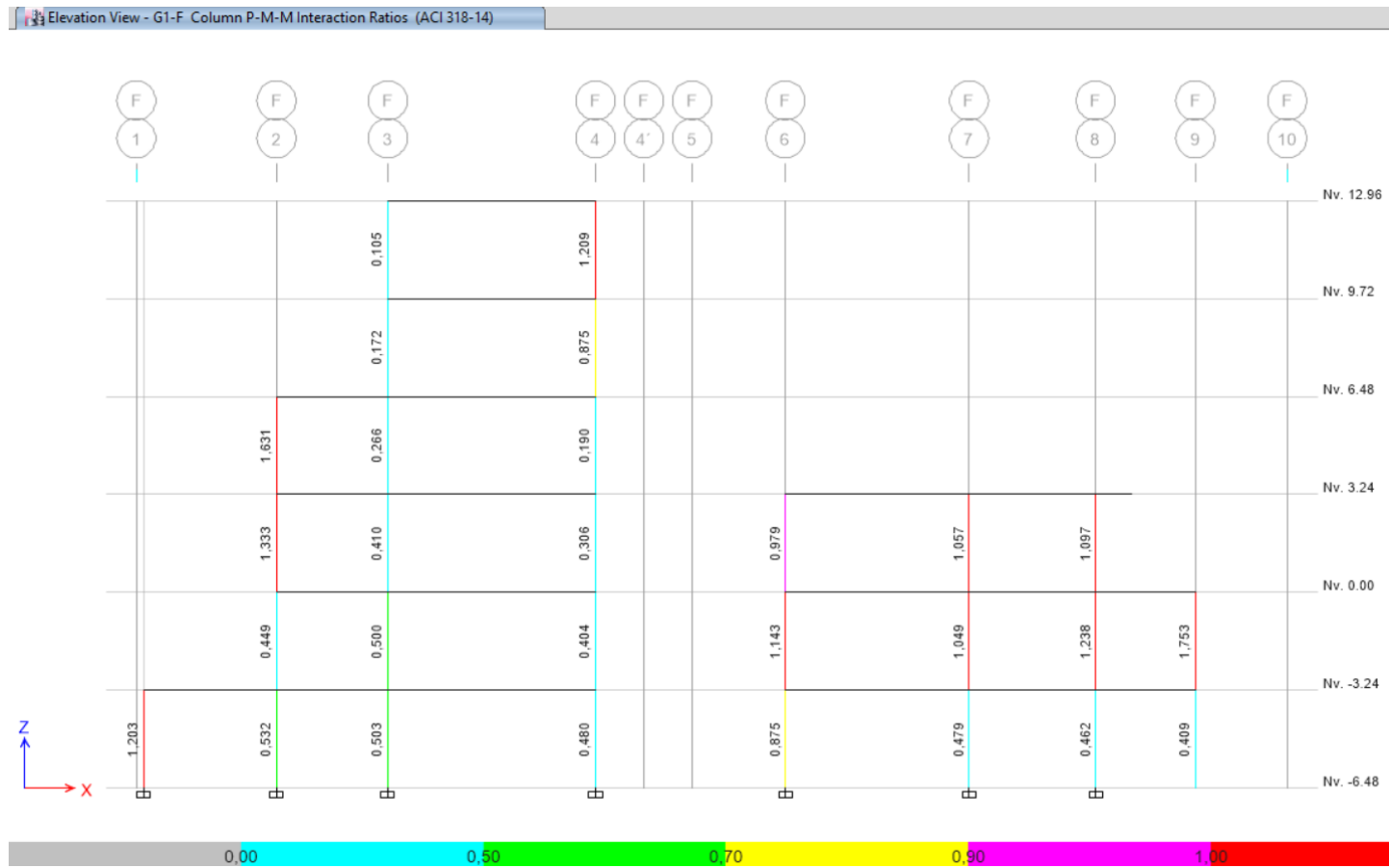
Figura 4.67. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje E.



Fuente: ETABS

4.2.7.7 Chequeo de columnas pórtico eje F

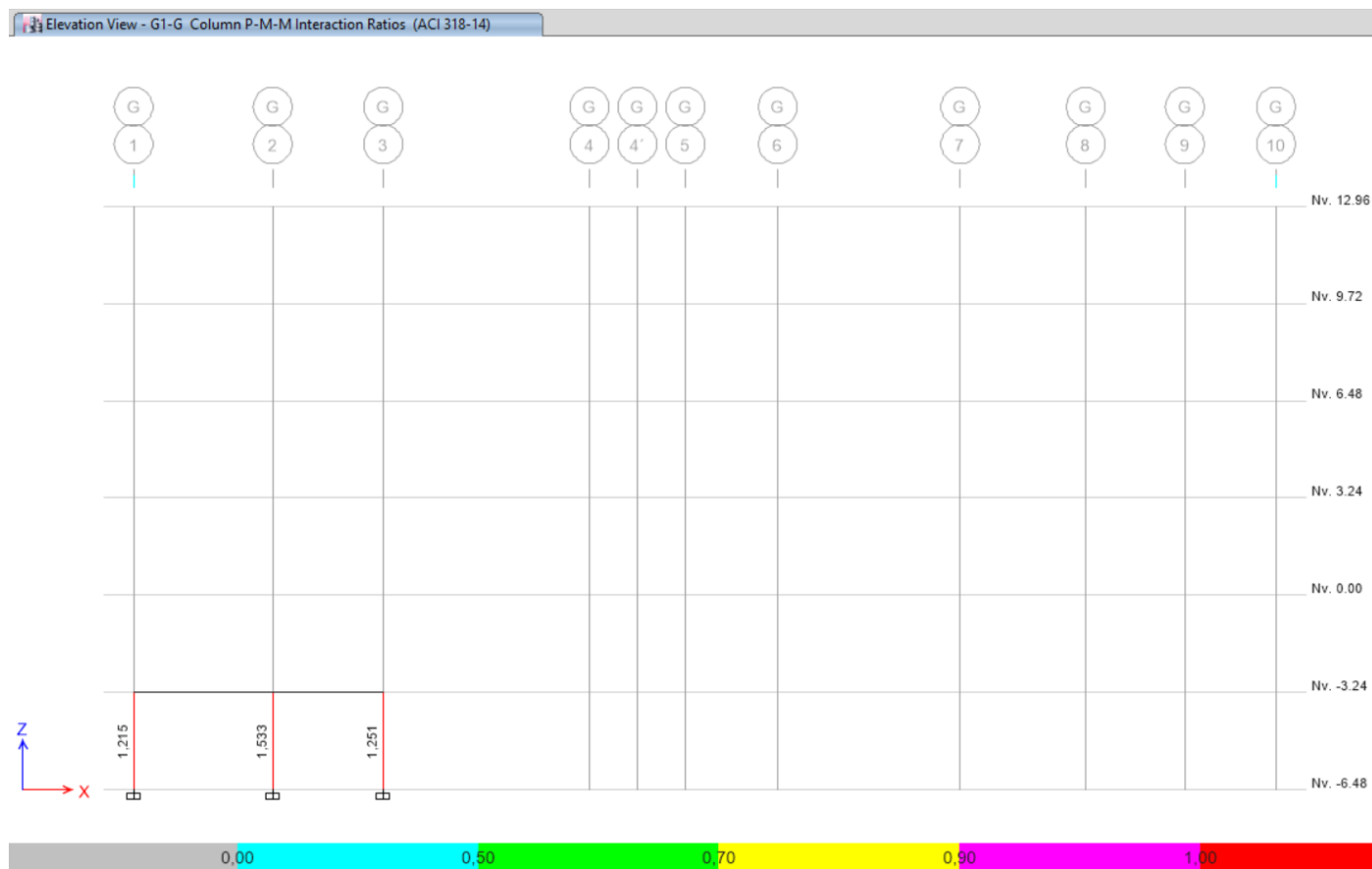
Figura 4.68. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje F.



Fuente: ETABS

4.2.7.8 Chequeo de columnas pórtico eje G

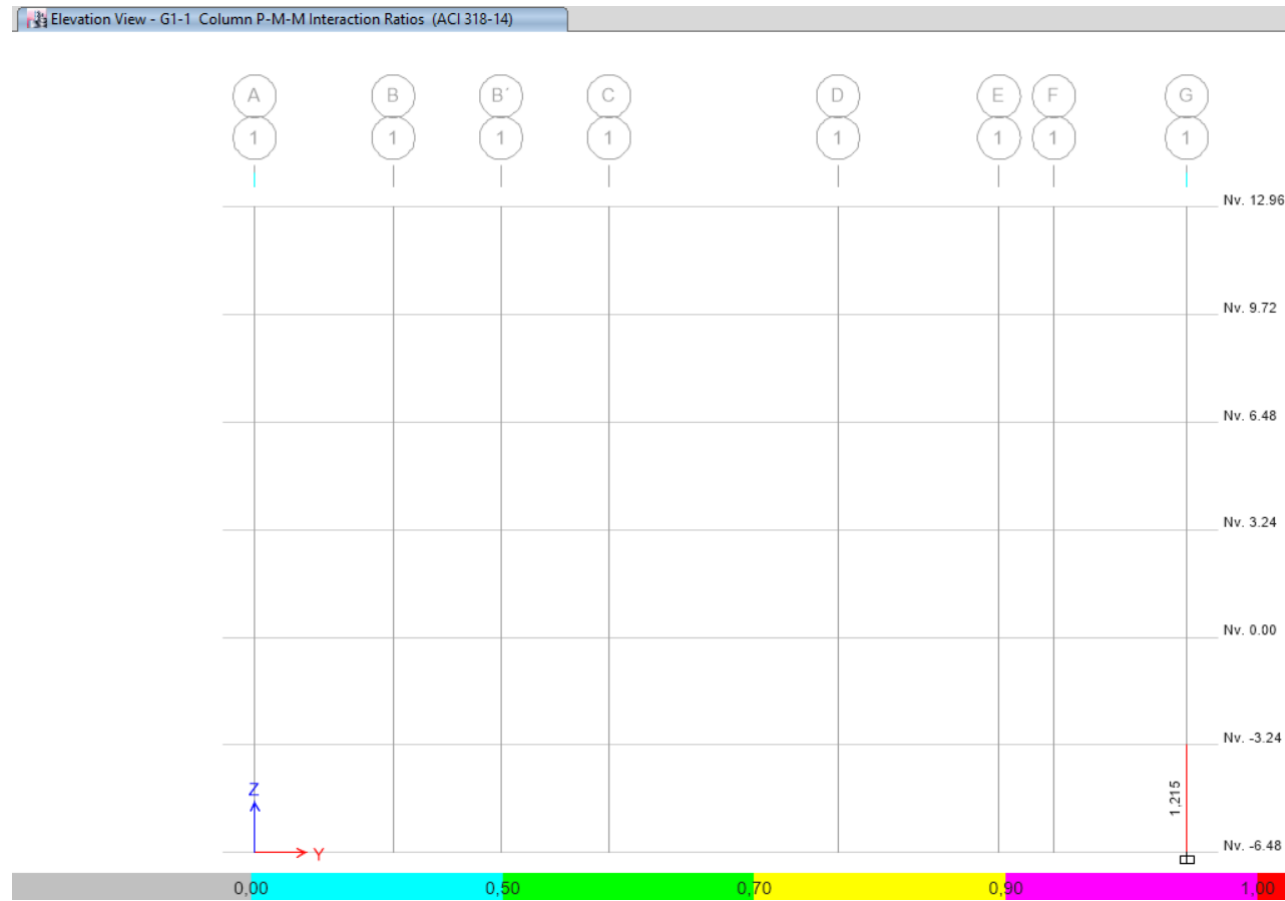
Figura 4.69. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje G.



Fuente: ETABS

4.2.7.9 Chequeo de columnas pórtico eje 1

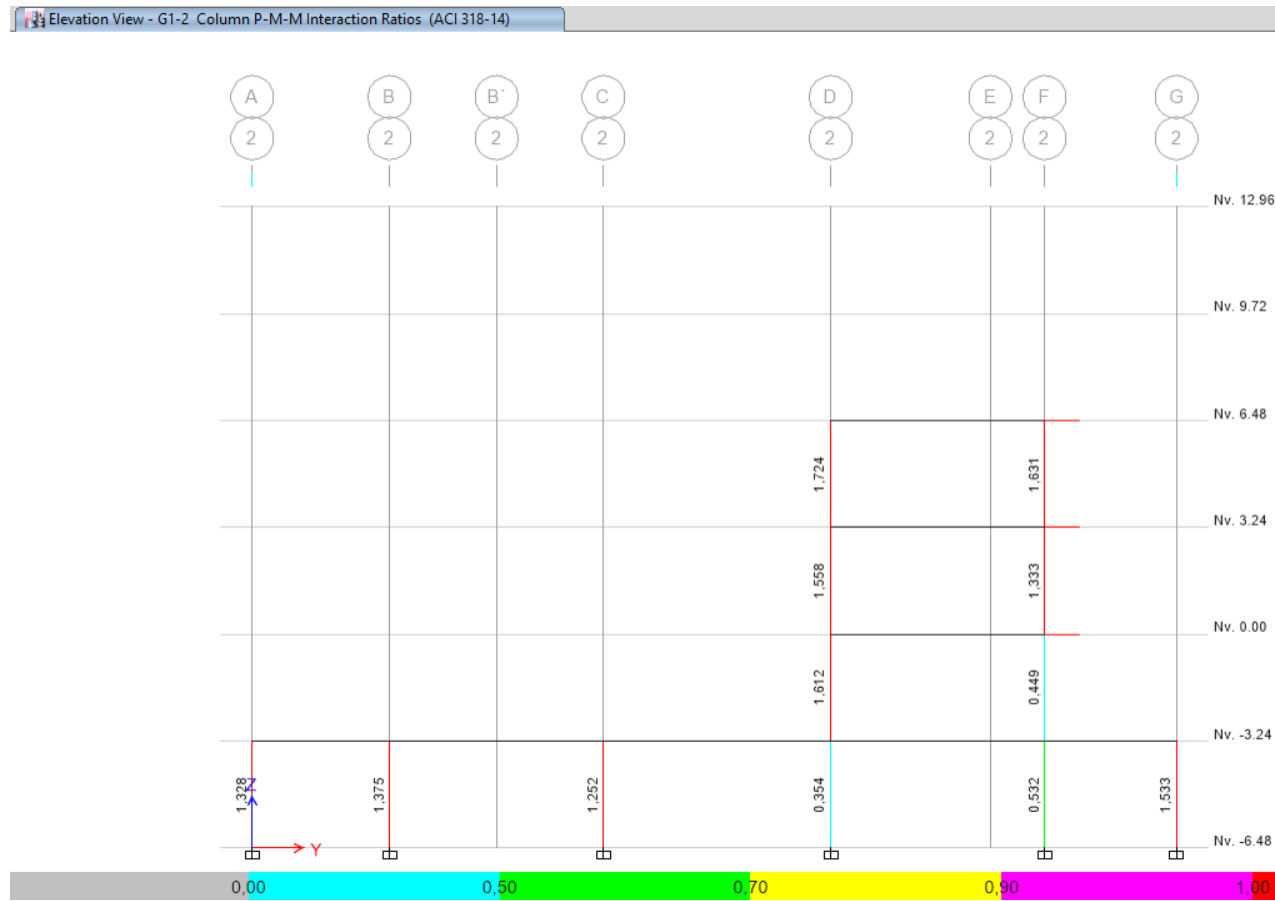
Figura 4.70. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 1.



Fuente: ETABS

4.2.7.10 Chequeo de columnas pórtico eje 2

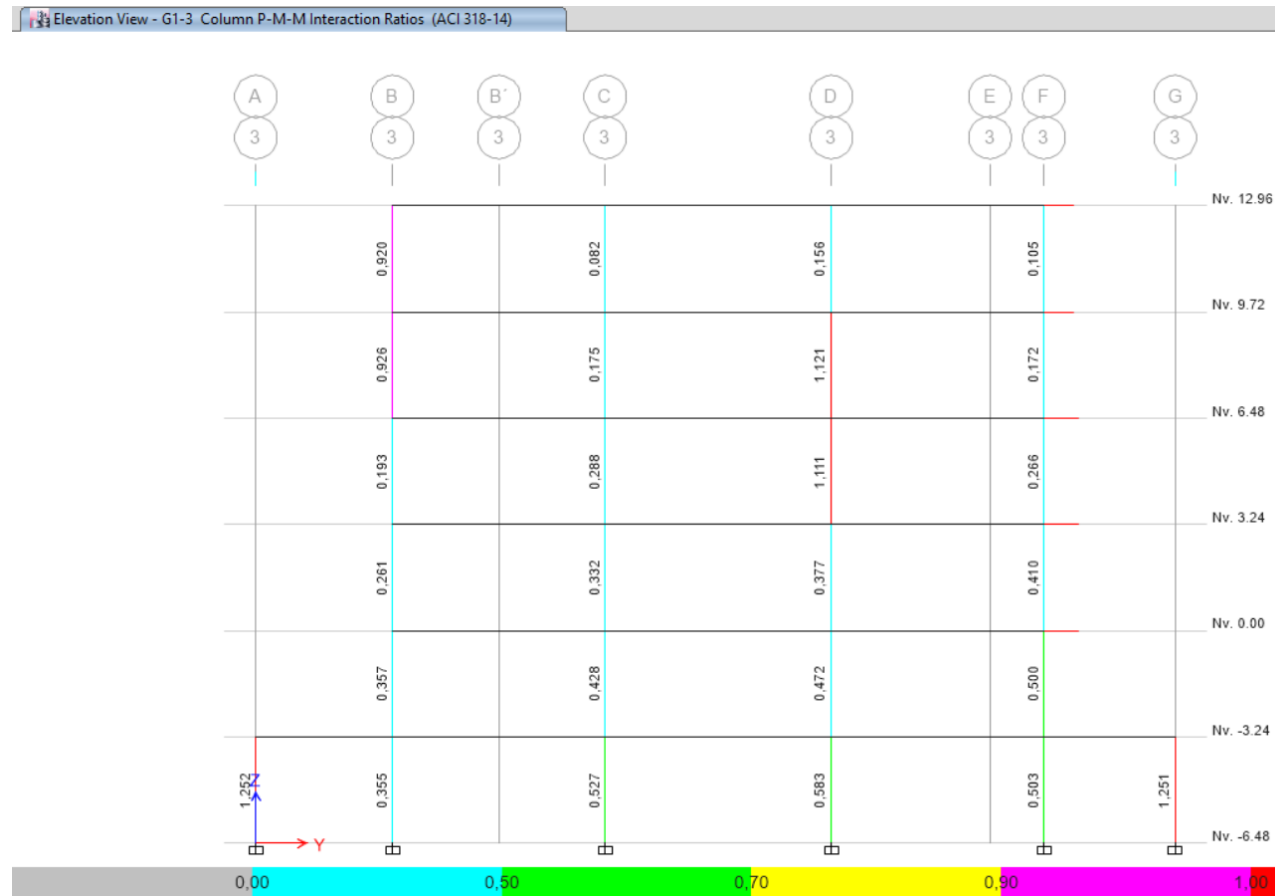
Figura 4.71. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 2.



Fuente: ETABS

4.2.7.11 Chequeo de columnas pórtico eje 3

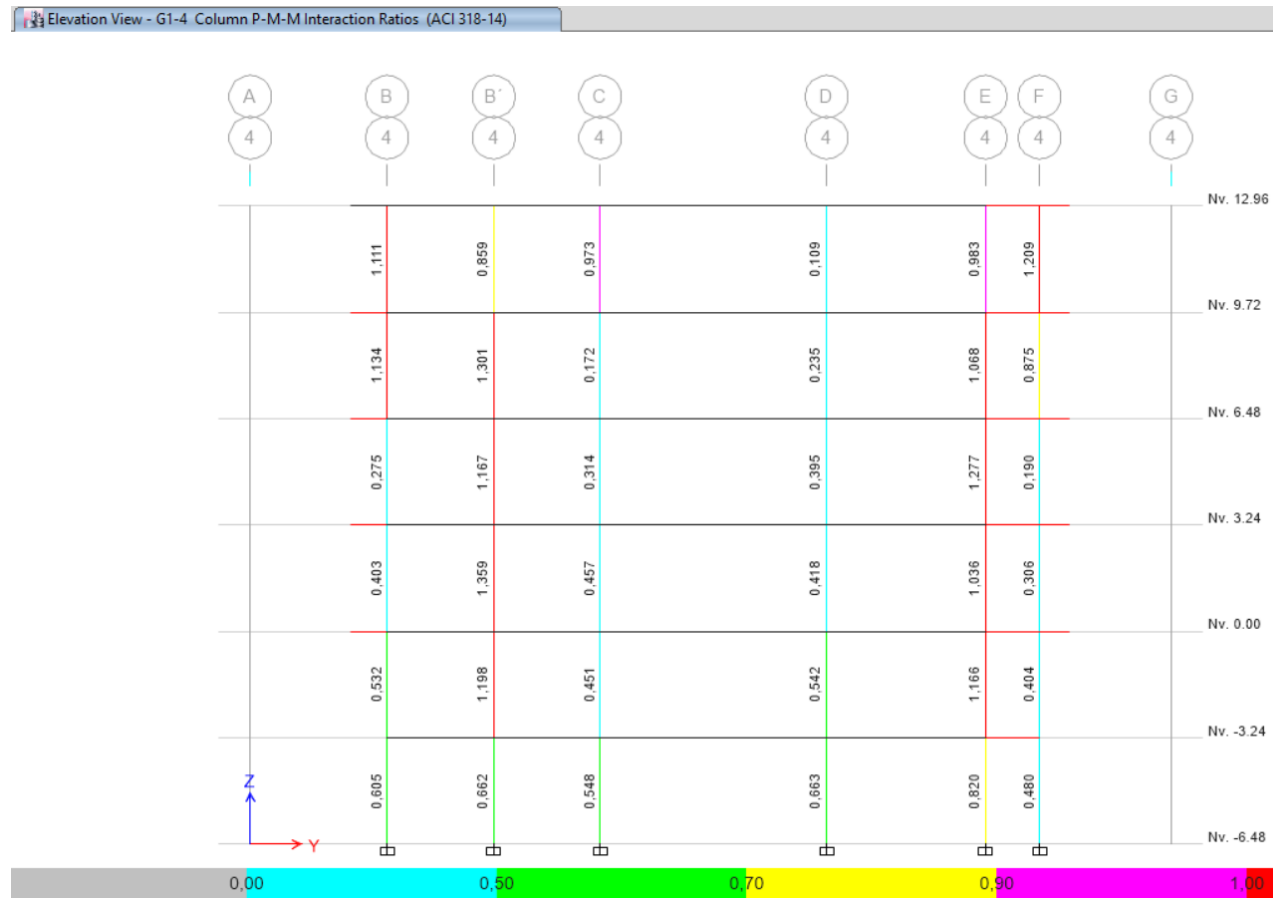
Figura 4.72. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 3.



Fuente: ETABS

4.2.7.12 Chequeo de columnas pórtico eje 4

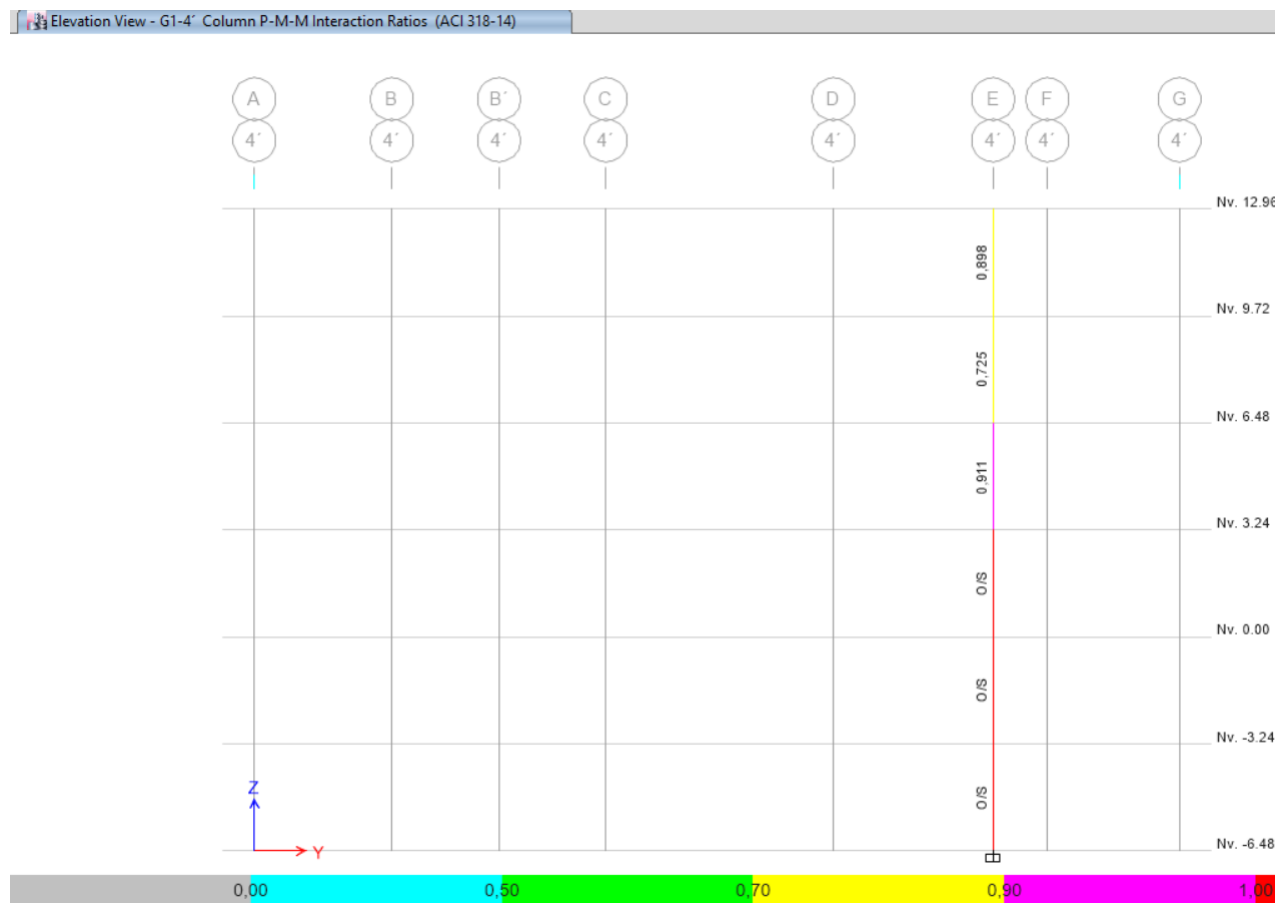
Figura 4.73. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 4.



Fuente: ETABS

4.2.7.13 Chequeo de columnas pórtico eje 4'

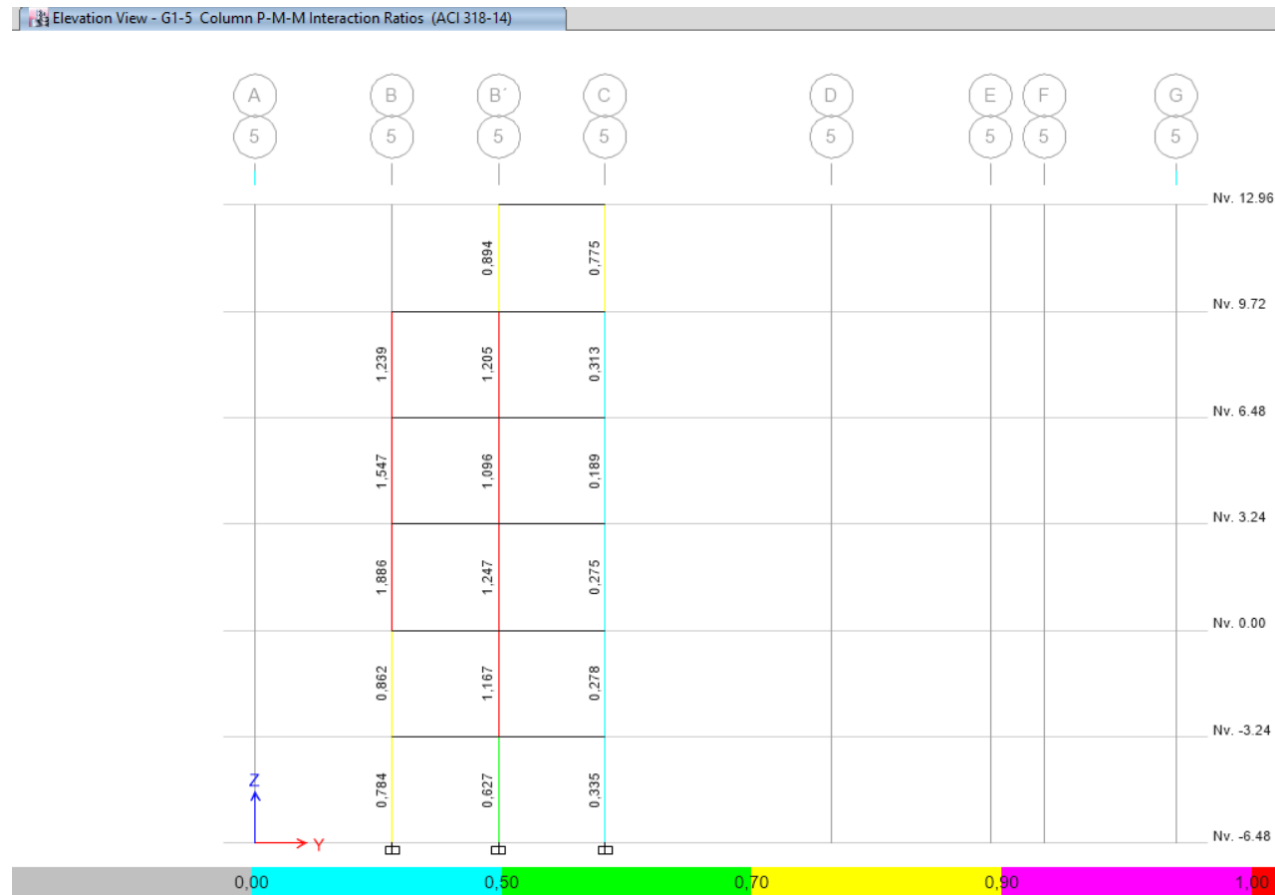
Figura 4.74. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 4'.



Fuente: ETABS

4.2.7.14 Chequeo de columnas pórtico eje 5

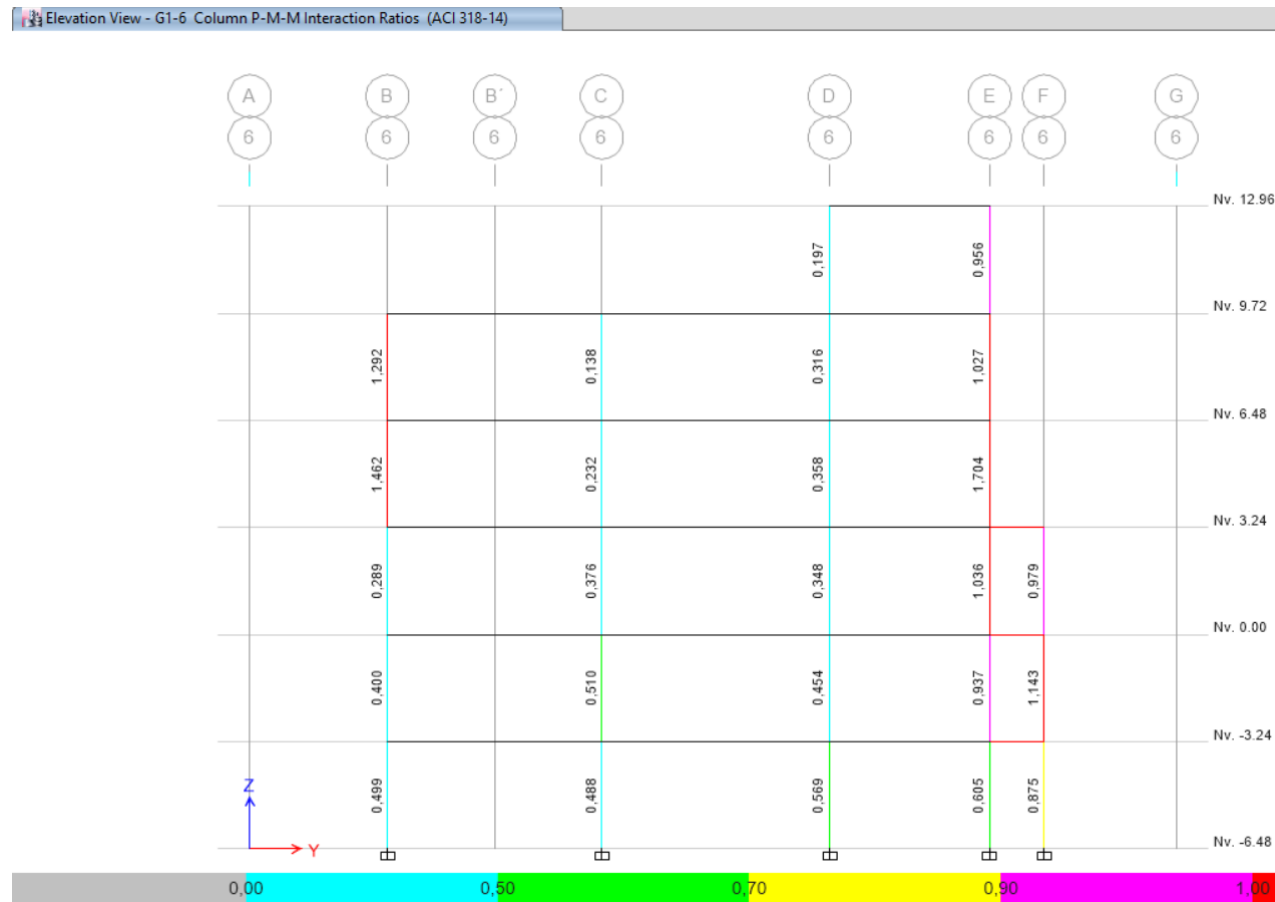
Figura 4.75. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 5.



Fuente: ETABS

4.2.7.15 Chequeo de columnas pórtico eje 6

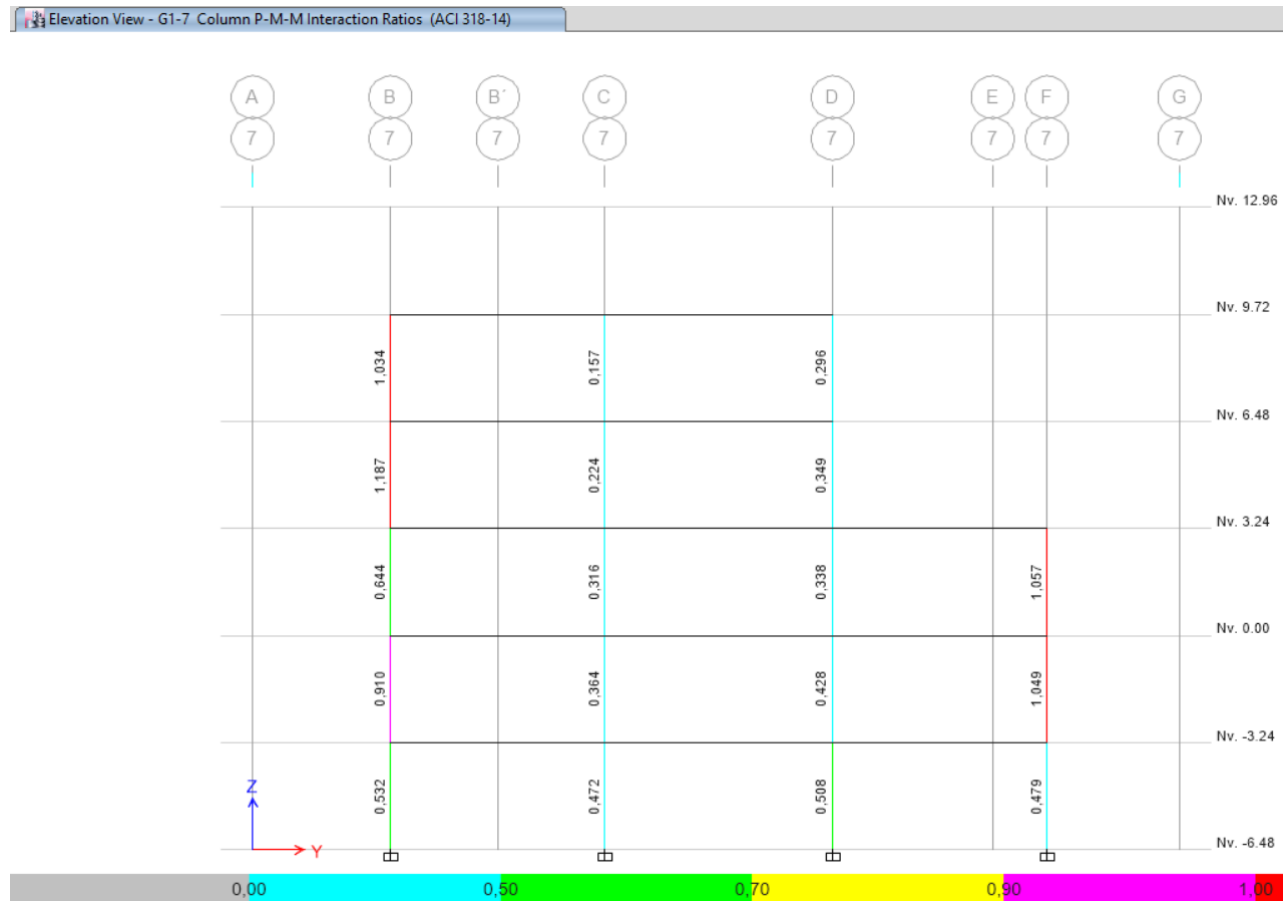
Figura 4.76. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 6.



Fuente: ETABS

4.2.7.16 Chequeo de columnas pórtico eje 7

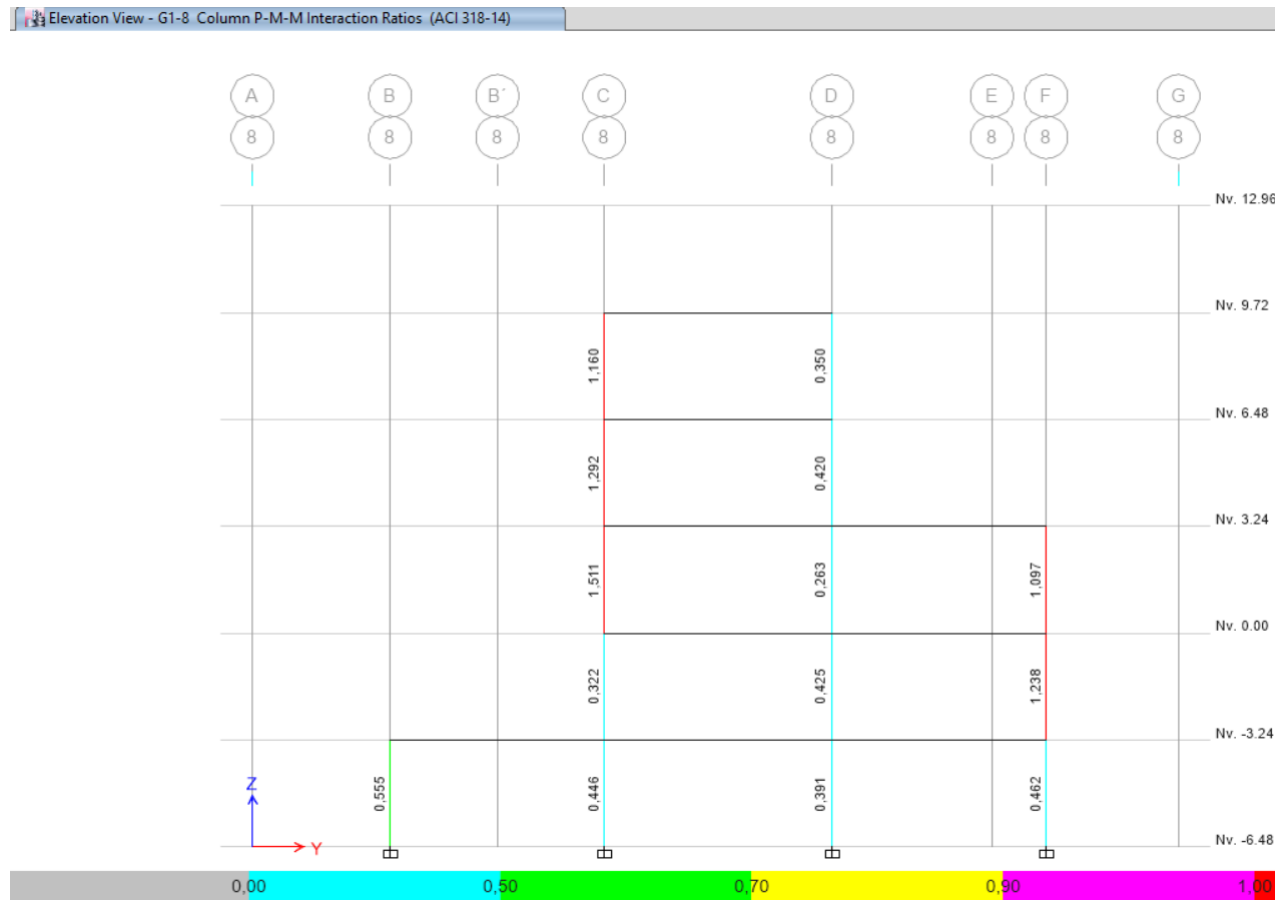
Figura 4.77. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 7.



Fuente: ETABS

4.2.7.17 Chequeo de columnas pórtico eje 8

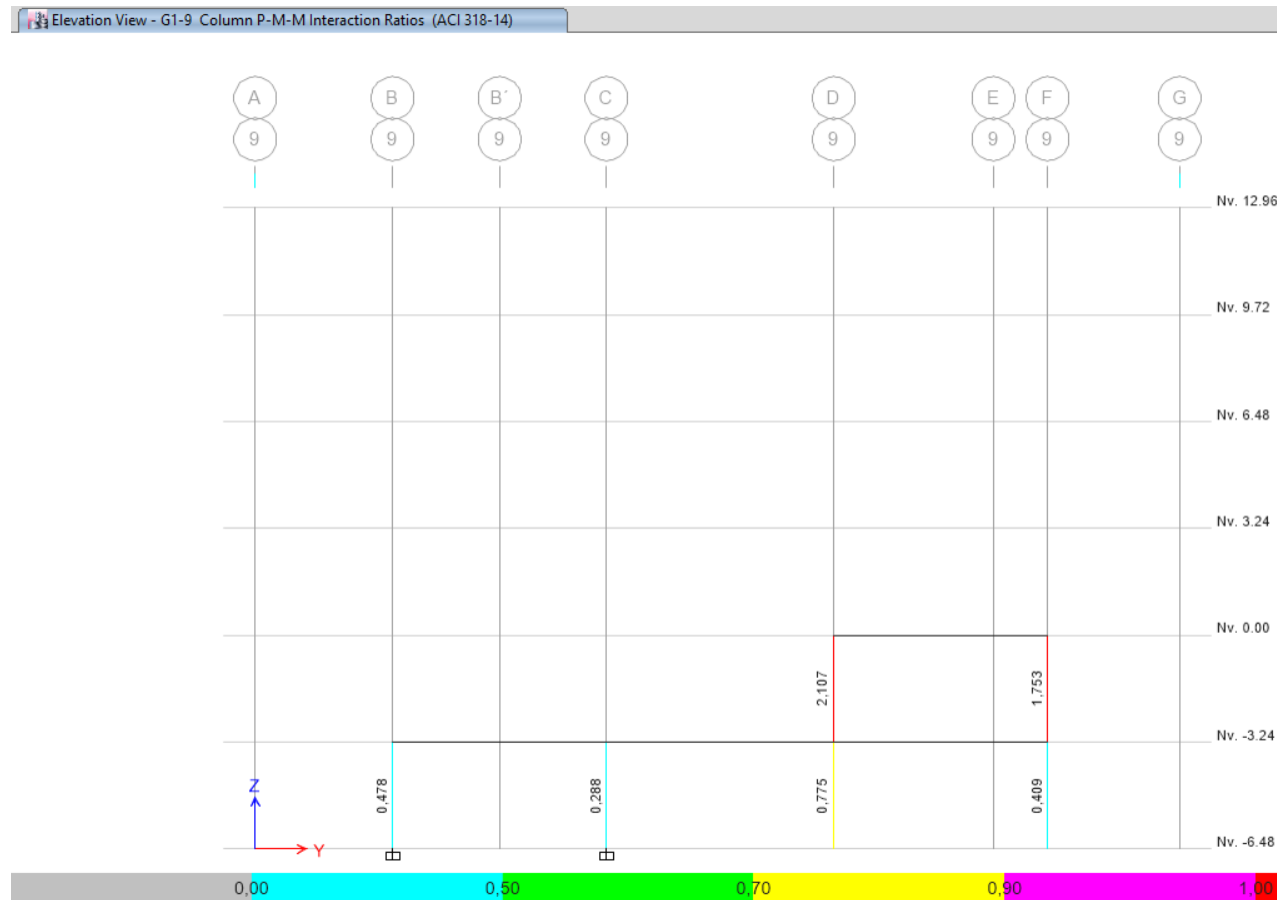
Figura 4.78. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 8.



Fuente: ETABS

4.2.7.18 Chequeo de columnas pórtico eje 9

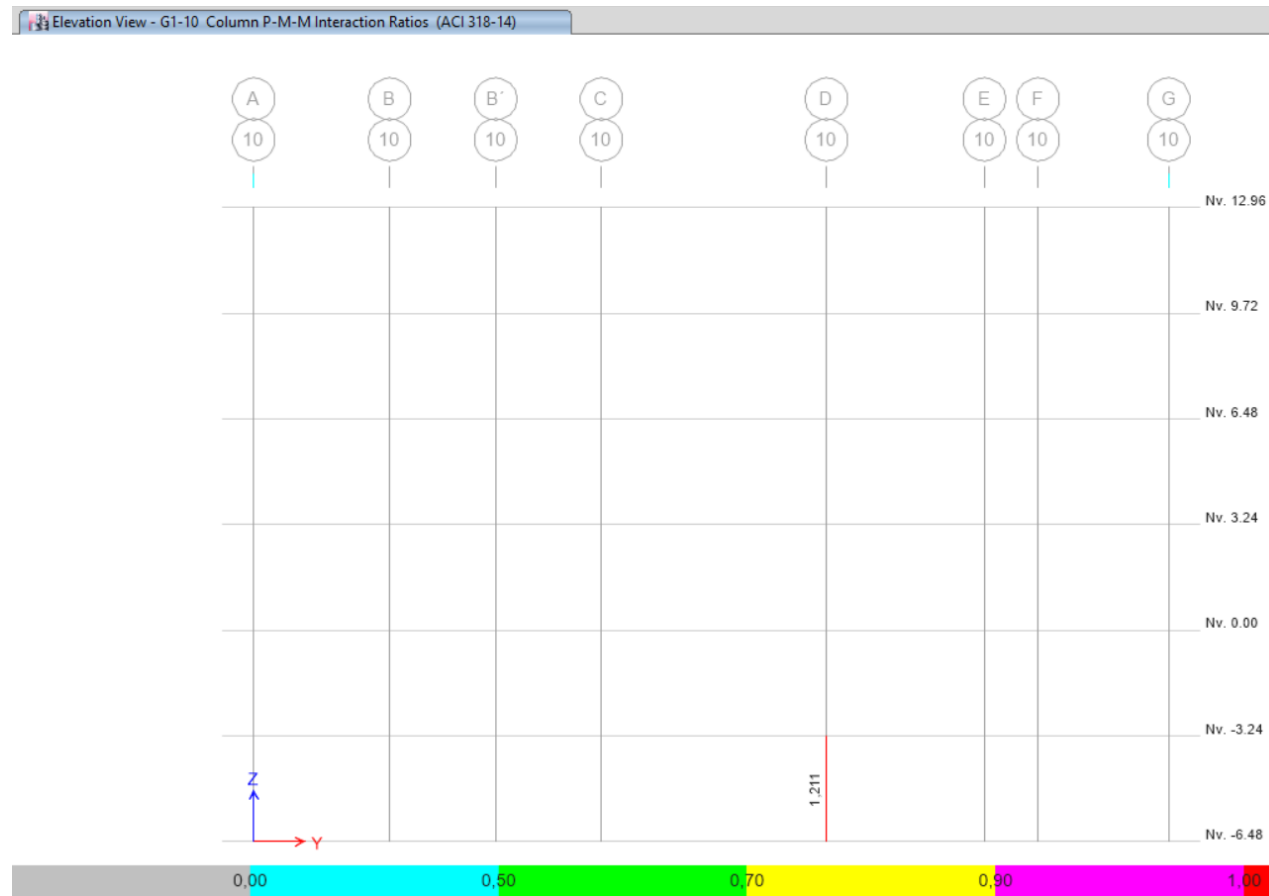
Figura 4.79. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 9.



Fuente: ETABS

4.2.7.19 Chequeo de columnas pórtico eje 10

Figura 4.80. Vista en elevación de la demanda/capacidad en columnas, pórtico eje 10.



Fuente: ETABS

Las columnas que están presentando fallas se ilustran de color rojo; esto quiere decir que la demanda a la que está sometida la columna excede la capacidad de la misma.

Los valores que se visualizan en los gráficos para el chequeo de las columnas no deben exceder el valor de 1,00. El detalle del chequeo para la columna E4', la cual se consideró la más crítica se presenta a continuación en la tabla 4.32.

Tabla 4.32. Detalle del chequeo en columna E4', Nv. -3,24m a Nv. 0,00m que presenta falla obtenido de ETABS.

ETABS 2016 Concrete Frame Design
ACI 318-14 Column Section Design
Column Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (m)	LLRF	Type
Nv. -3.24	C25	308	Col Tipo 22, Nv -3.24; 20x80cm	3,24	0,772	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	dc (m)	Cover (Torsion) (m)
0,2	0,6	0,05	0,0173

Material Properties

E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{ys} (kgf/cm ²)
219204,92695	281,22785	1	4218,42	4218,42

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0,9	0,65	0,75	0,85	0,6	0,85

Longitudinal Check for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Rebar Area cm ²	Rebar %	D/C Ratio
Top	O/S	O/S	O/S
Bottom	O/S	O/S	O/S

Design Axial Force & Biaxial Moment for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Station Loc m	Controlling Combo
	tonf	tonf-m	tonf-m	m	
Top	0	0	0	2,603	1.4D
Bottom	0	0	0	0	1.4D

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

Column End	Rebar A_v / s cm ² /cm	Design V_{u2} tonf	Station Loc m	Controlling Combo
Top	0,0177	2,46334	2,603	Dinamico 0.9D-ESPECY
Bottom	0,0177	2,46334	0,137	Dinamico 0.9D-ESPECY

Tabla 4.32. Detalle del chequeo en columna E4', Nv. -3,24m a Nv. 0,00m que presenta falla obtenido de ETABS (Continuación).

Shear Reinforcement for Minor Shear, V_{u3}				
Column End	Rebar A_s /s cm ² /cm	Design V_{u3} tonf	Station Loc m	Controlling Combo
Top	0,14581	7,38104	2,74	Dinamico 0.9D-ESPECY
Bottom	0,14581	7,38104	0,137	Dinamico 0.9D-ESPECY

O/S #5 Column factored axial load exceeds Euler Force

Fuente: ETABS

El tipo de falla presentado O/S #5 en esta columna es muy peligroso, debido a que la carga axial excede la carga crítica de Euler; si esta carga crítica es excedida la columna se pandea. Sin embargo, el hecho de que esta columna tenga este tipo de falla no significa que represente un riesgo significativo para la estructura debido a su ubicación.

La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm².

Las fallas que se representan en las demás columnas si representan una amenaza considerable para la estructura.

Cabe mencionar que las columnas fallan por las combinaciones de sismo estático y dinámico, mas no por cargas gravitacionales.

En la tabla 4.33 se presenta de forma resumida la descripción de las fallas que cada columna presentó al realizar el chequeo.

Tabla 4.33. Descripción de Columnas que fallan en todos los niveles acorde a los resultados obtenidos en ETABS.

Nivel [m]	Ubicación	Tipo	Elemento Frame	Sección de columna		Observación de falla
				Base [m]	Altura [m]	
-6,48	G3	25	Columna perimetral	0,30	0,30	La demanda/capacidad excede el límite a 1,251. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	G2	24	Columna perimetral	0,30	0,30	La demanda/capacidad excede el límite a 1,533. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	G1	24	Columna perimetral	0,30	0,30	La demanda/capacidad excede el límite a 1,215. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	E4'	22	Columna perimetral	0,20	0,60	La carga axial excede la carga crítica de Euler; si esta carga crítica es excedida la columna se pandea. La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	D10	26	Columna perimetral	0,20	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,211. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna. La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	C2	30	Columna interna o central	0,20	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,252. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna. La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	B2	30	Columna interna o central	0,20	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,375. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna. La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	A3	25	Columna perimetral	0,30	0,30	La demanda/capacidad excede el límite a 1,252. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	A2	24	Columna perimetral	0,30	0,30	La demanda/capacidad excede el límite a 1,328. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.

Tabla 4.33. Descripción de Columnas que fallan en todos los niveles acorde a los resultados obtenidos en ETABS (Continuación).

Nivel [m]	Ubicación	Tipo	Elemento Frame	Sección de columna		Observación de falla
				Base [m]	Altura [m]	
-3,24	F9	32	Columna perimetral	0,25	0,50	La demanda/capacidad excede el límite a 1,753. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna. La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	F8	35	Columna perimetral	0,40	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,238. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	F7	35	Columna perimetral	0,40	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,049. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	F6	34	Columna perimetral	0,30	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,143. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	E4'	22	Columna perimetral	0,20	0,60	La carga axial excede la carga crítica de Euler; si esta carga crítica es excedida la columna se pandea. La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	E4	20	Columna perimetral	0,20	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,166. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna. La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	D9	33	Columna perimetral	0,25	0,50	La demanda/capacidad excede el límite a 2,107. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna. La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	D2	1	Columna perimetral	0,70	0,40	La demanda/capacidad excede el límite a 1,612. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B'5	14	Columna interna o central	0,35	0,35	La demanda/capacidad excede el límite a 1,167. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B'4	14	Columna interna o central	0,35	0,35	La demanda/capacidad excede el límite a 1,198. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.

Tabla 4.33. Descripción de Columnas que fallan en todos los niveles acorde a los resultados obtenidos en ETABS (Continuación).

Nivel [m]	Ubicación	Tipo	Elemento Frame	Sección de columna		Observación de falla
				Base [m]	Altura [m]	
0,00	F8	35	Columna perimetral	0,40	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,097. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	F7	35	Columna perimetral	0,40	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,057. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	F2	2	Columna perimetral	0,40	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,333. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	E6	9	Columna perimetral	0,20	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,036. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna. La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	E4'	22	Columna perimetral	0,20	0,60	La carga axial excede la carga crítica de Euler; si esta carga crítica es excedida la columna se pandea. La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	E4	20	Columna perimetral	0,20	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,036. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna. La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	D2	1	Columna perimetral	0,60	0,40	La demanda/capacidad excede el límite a 1,558. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	C8	11	Columna perimetral	0,40	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,511. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B'5	14	Columna interna o central	0,35	0,35	La demanda/capacidad excede el límite a 1,247. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B'4	14	Columna interna o central	0,35	0,35	La demanda/capacidad excede el límite a 1,359. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B5	3	Columna perimetral	0,30	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,886. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.

Tabla 4.33. Descripción de Columnas que fallan en todos los niveles acorde a los resultados obtenidos en ETABS (Continuación).

Nivel [m]	Ubicación	Tipo	Elemento Frame	Sección de columna		Observación de falla
				Base [m]	Altura [m]	
3,24	F2	2	Columna perimetral	0,30	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,631. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	E6	9	Columna perimetral	0,20	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,704. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna. La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	E4	20	Columna perimetral	0,20	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,277. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna. La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	D3	19	Columna interna o central	0,50	0,50	La demanda/capacidad excede el límite a 1,111. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	D2	1	Columna perimetral	0,60	0,40	La demanda/capacidad excede el límite a 1,724. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	C8	11	Columna perimetral	0,40	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,292. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B'5	14	Columna interna o central	0,35	0,35	La demanda/capacidad excede el límite a 1,096. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B'4	14	Columna interna o central	0,35	0,35	La demanda/capacidad excede el límite a 1,167. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B7	6	Columna perimetral	0,30	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,187. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B6	4	Columna perimetral	0,30	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,462. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B5	3	Columna perimetral	0,30	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,547. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.

Tabla 4.33. Descripción de Columnas que fallan en todos los niveles acorde a los resultados obtenidos en ETABS (Continuación).

Nivel [m]	Ubicación	Tipo	Elemento Frame	Sección de columna		Observación de falla
				Base [m]	Altura [m]	
9,72	F4	23	Columna perimetral	0,30	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,209. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B4	13	Columna perimetral	0,30	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,111. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
Nivel [m]	Ubicación	Tipo	Elemento Frame	Sección de columna		Observación de falla
				Base [m]	Altura [m]	
6,48	E6	9	Columna perimetral	0,20	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,027. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
						La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	E4	20	Columna perimetral	0,20	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,068. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
						La columna tiene un lado muy delgado, la NEC 2015 establece que los lados de una columna no deben ser menores a 30 cm o su área no sea menos a 900 cm ² .
	D3	19	Columna perimetral	0,50	0,50	La demanda/capacidad excede el límite a 1,121. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	C8	11	Columna perimetral	0,40	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,160. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B'5	14	Columna interna o central	0,35	0,35	La demanda/capacidad excede el límite a 1,205. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B'4	14	Columna interna o central	0,35	0,35	La demanda/capacidad excede el límite a 1,301. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B7	6	Columna perimetral	0,30	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,034. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B6	4	Columna perimetral	0,30	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,292. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B5	3	Columna perimetral	0,30	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,239. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.
	B4	13	Columna perimetral	0,30	0,60	La demanda/capacidad excede el límite a 1,134. Excede los 6/5 de la capacidad de la conexión viga-columna.

Elaboración: Edwin Morales

4.2.8 Chequeo de unión viga-columna

El chequeo consiste en que el factor de capacidad de los 6/5 de la unión viga-columna no sea excedido; en su defecto, las columnas que presentaron fallas en el chequeo, indudablemente también presentaron fallas en sus conexiones con las vigas y este análisis también es significativo debido a que la unión viga-columna es el mecanismo de disipación de energía provocado por el sismo. Los resultados también fueron evidenciados en la tabla 4.33.

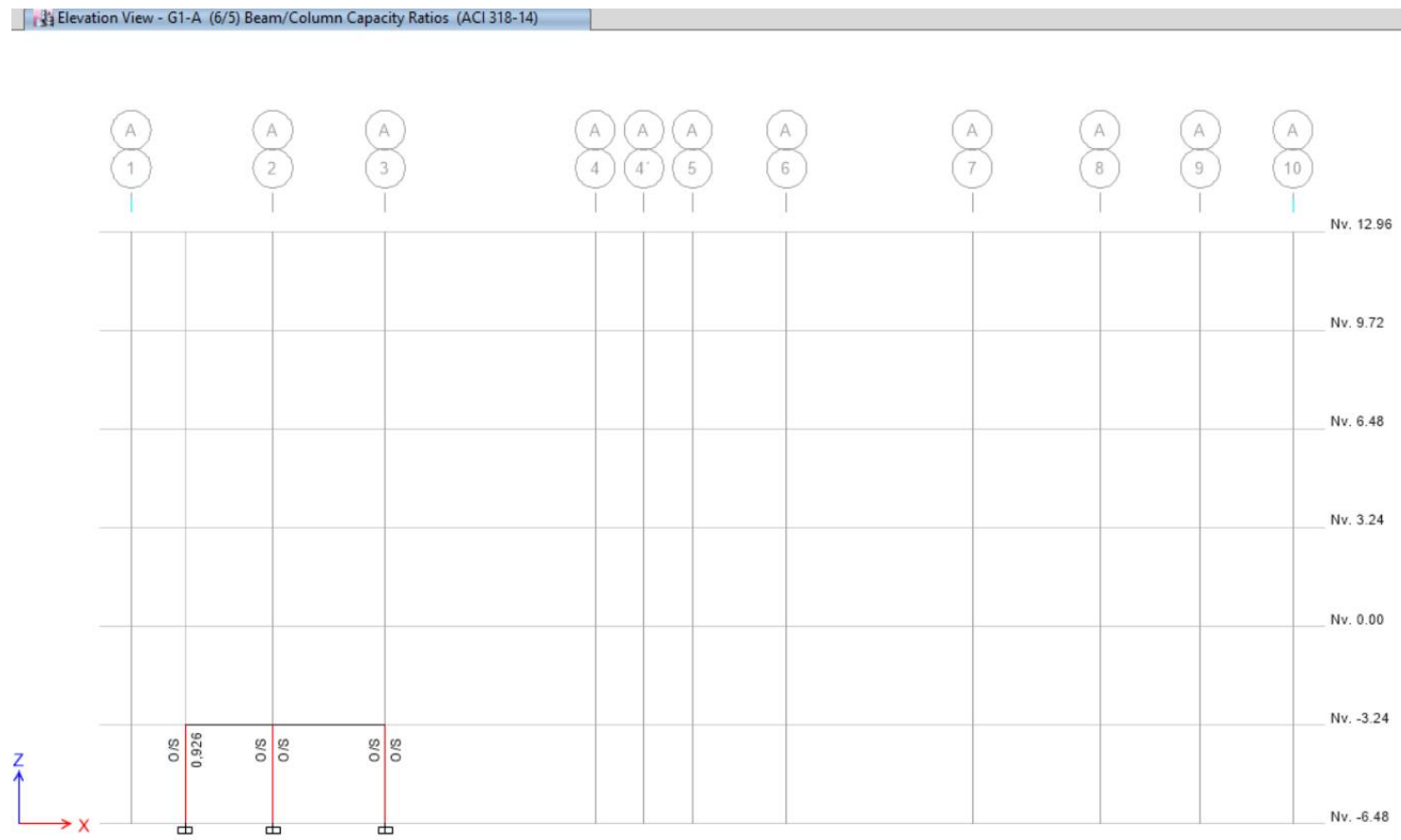
Las fallas que se presentan en el chequeo unión viga-columna se presentan de forma O/S que significa que el factor de capacidad de los 6/5 ha sido excedido, los que se presentan de forma N/A son aquellos en donde no aplica, debido a que no existe una viga de conexión por ese sentido.

Para aquellas conexiones o uniones viga-columna en las que se excede el factor de capacidad de los 6/5, se recomienda mejorar su comportamiento, esto se logra incrementando la sección de vigas y columnas que lo comprenden.

Para una mejor comprensión se puede visualizar en cada pórtico a continuación.

4.2.8.1 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje A

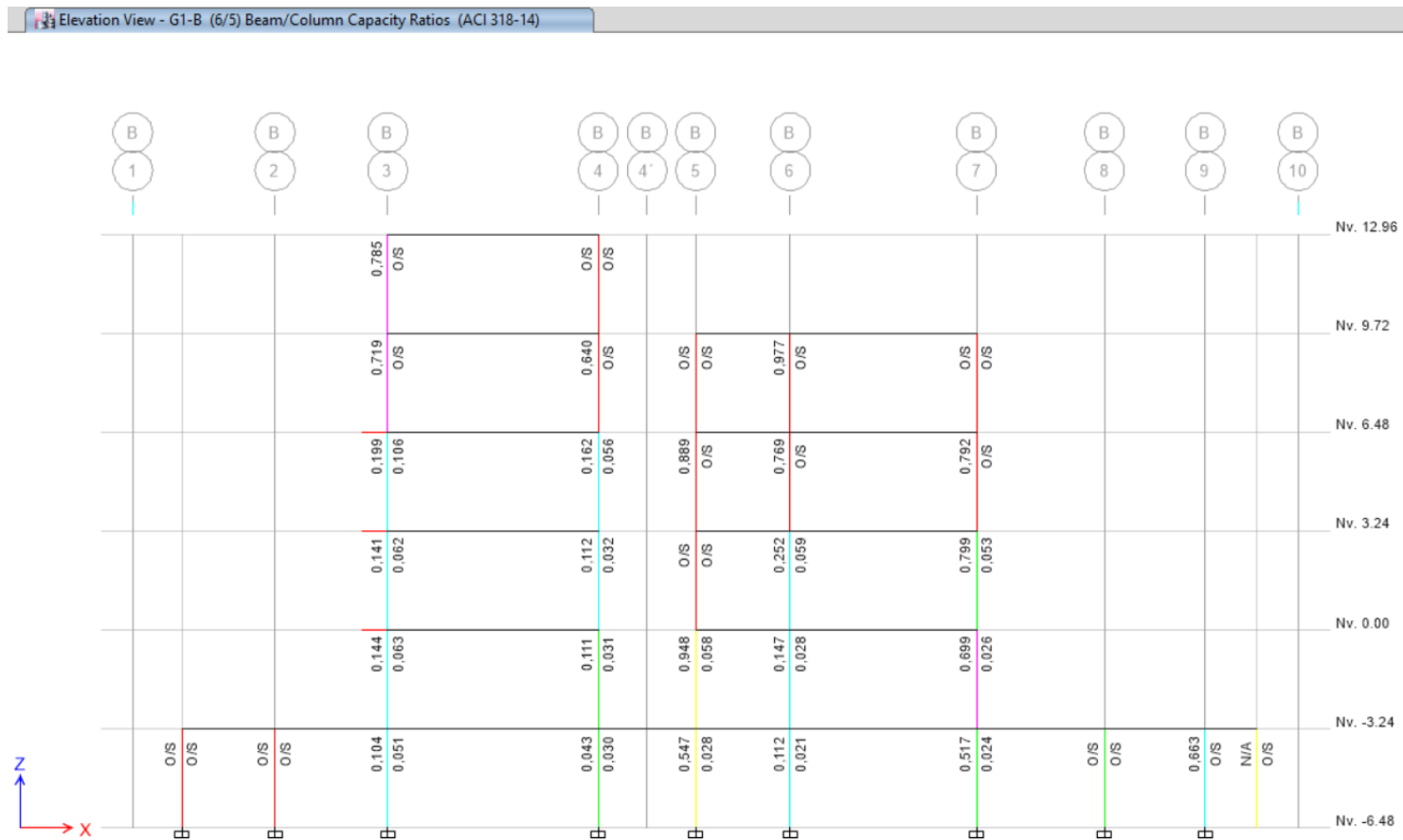
Figura 4.81. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje A.



Fuente: ETABS

4.2.8.2 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje B

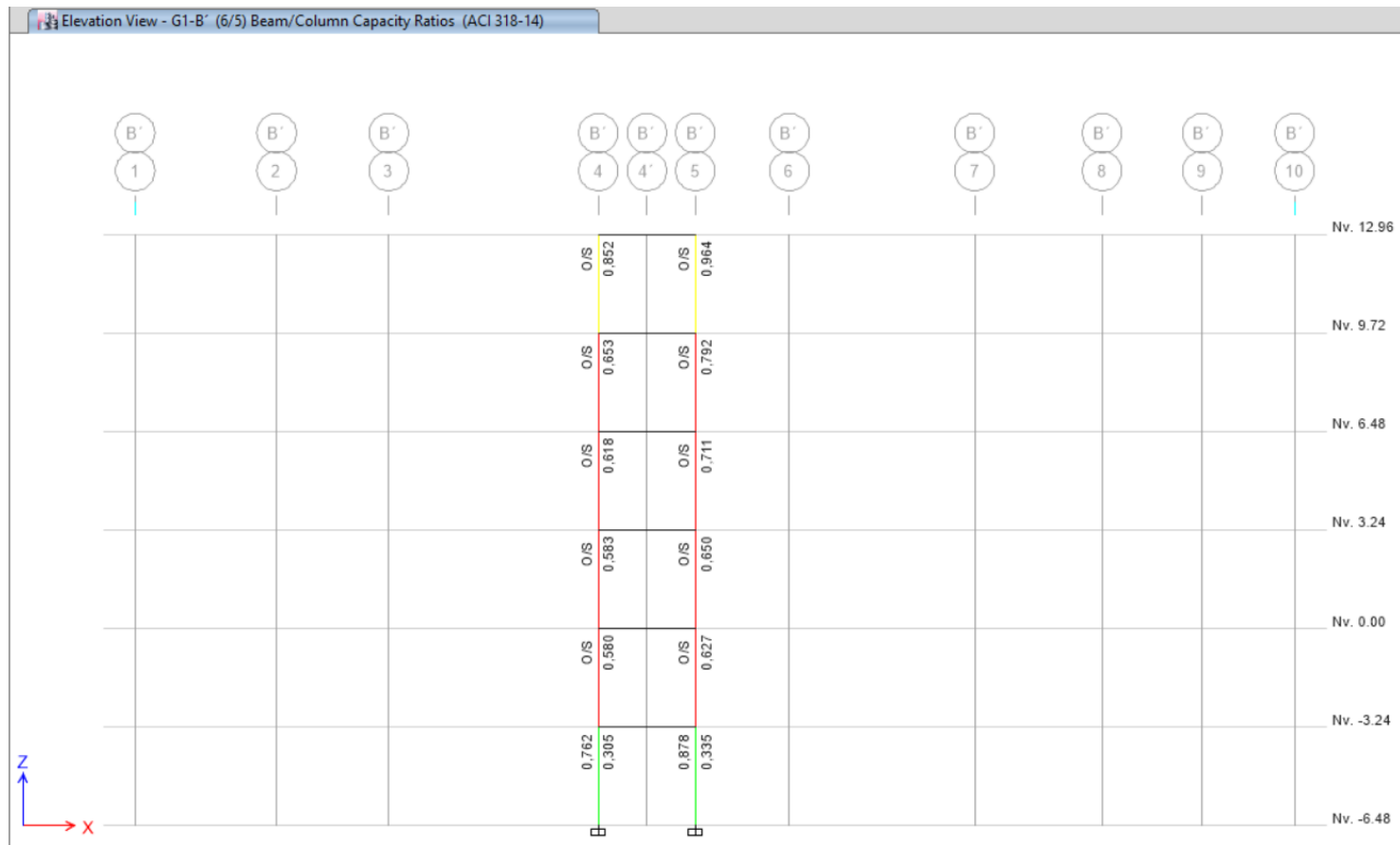
Figura 4.82. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje B.



Fuente: ETABS

4.2.8.3 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje B'

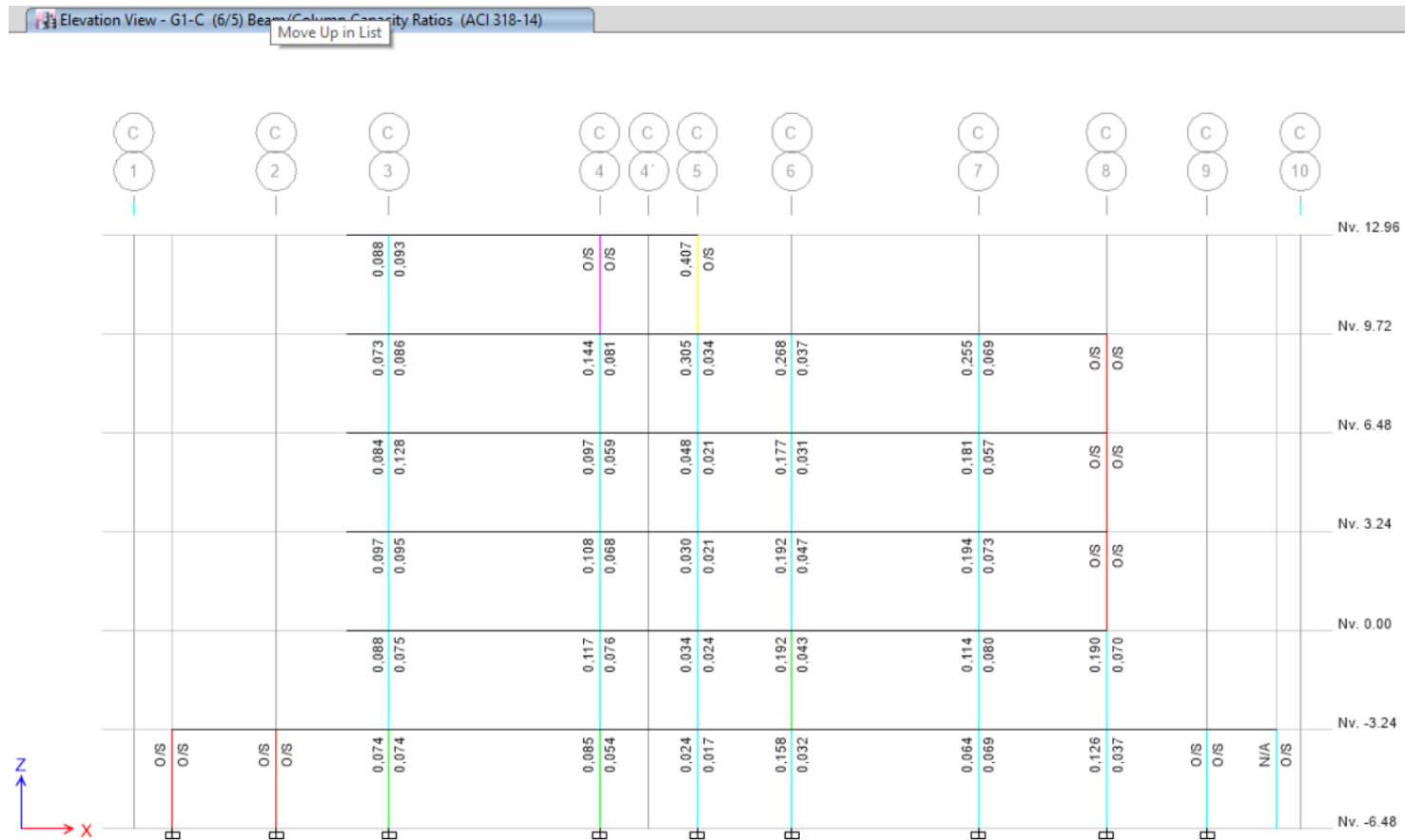
Figura 4.83. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje B'.



Fuente: ETABS

4.2.8.4 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje C

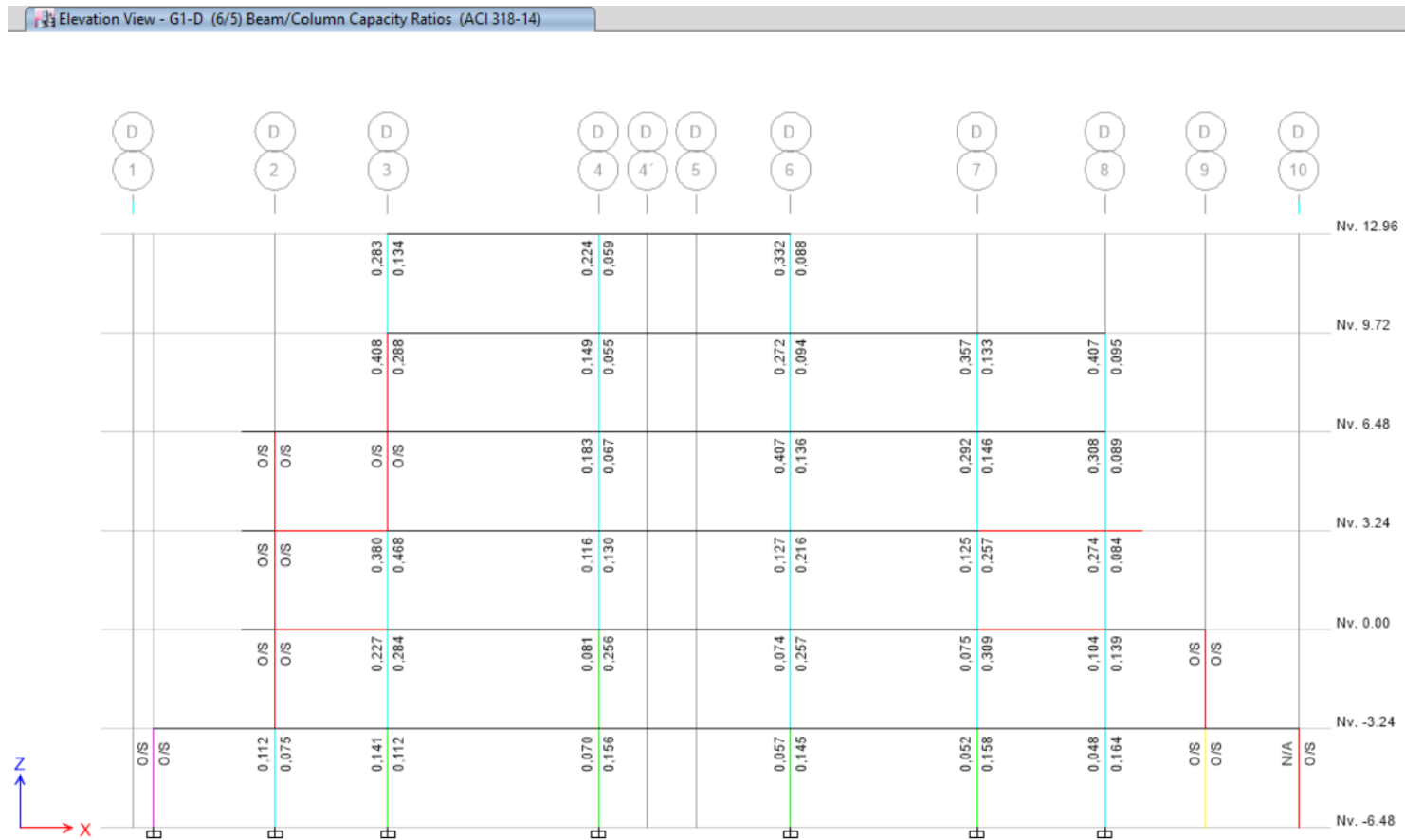
Figura 4.84. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje C.



Fuente: ETABS

4.2.8.5 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje D

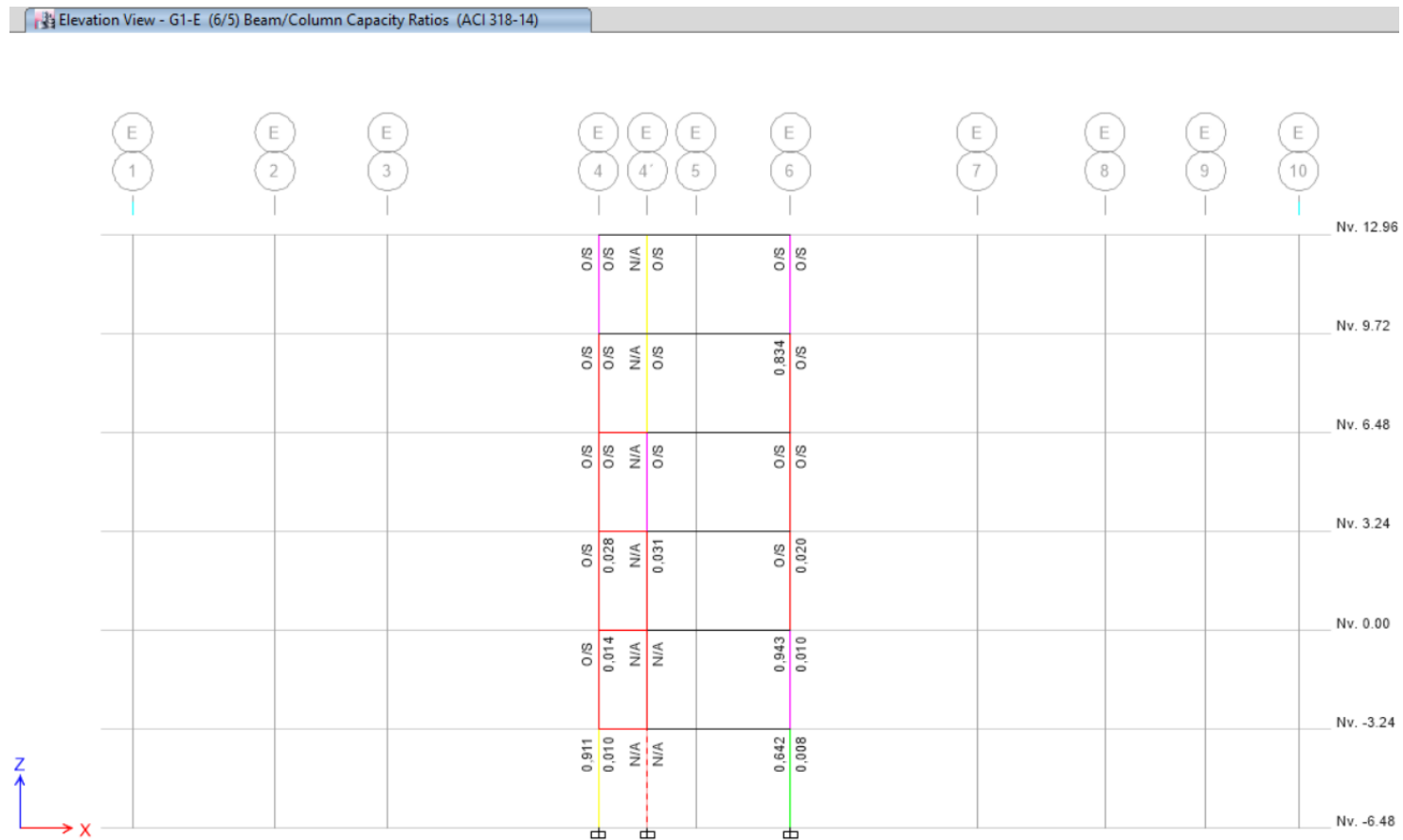
Figura 4.85. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje D.



Fuente: ETABS

4.2.8.6 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje E

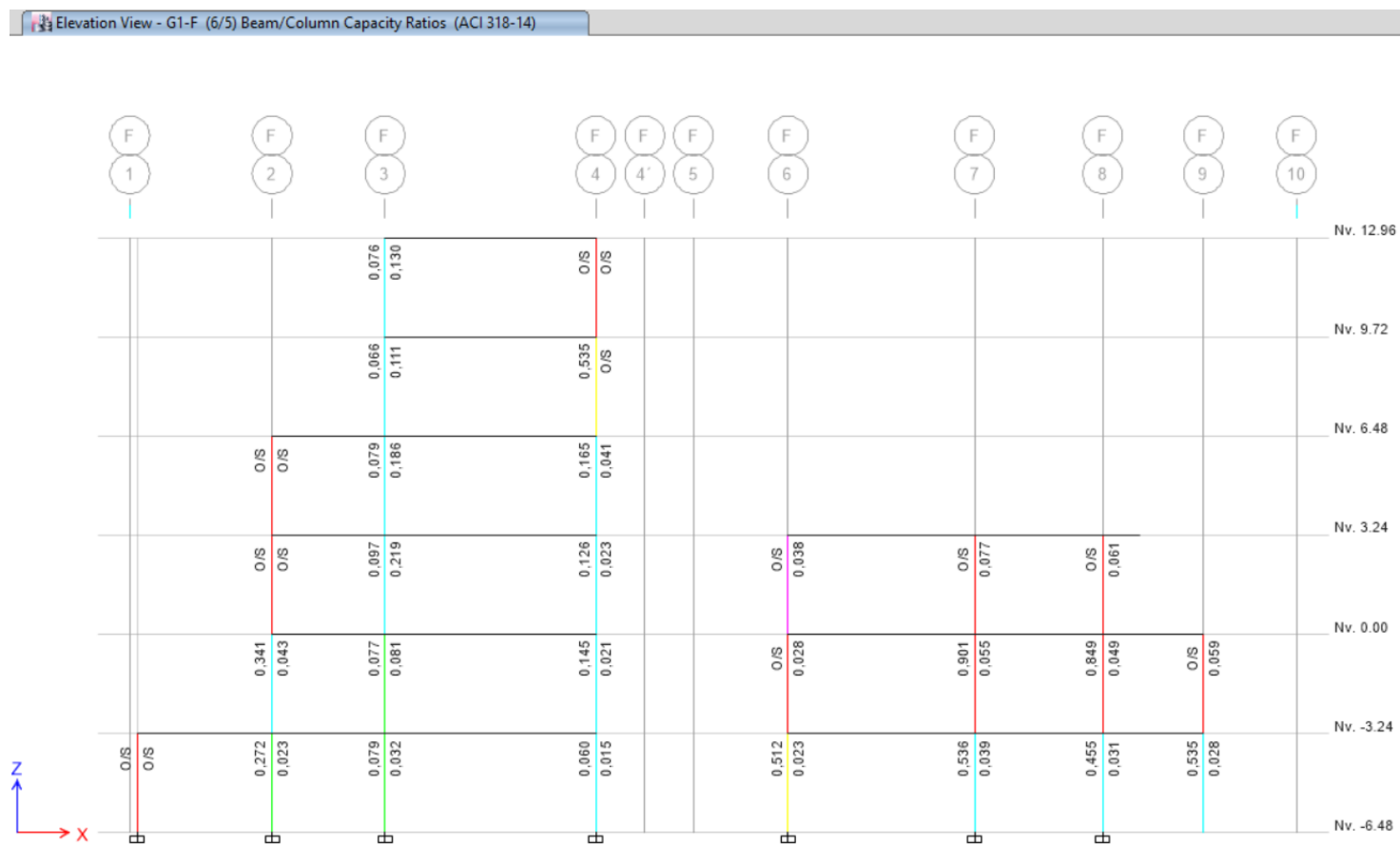
Figura 4.86. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje E.



Fuente: ETABS

4.2.8.7 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje F

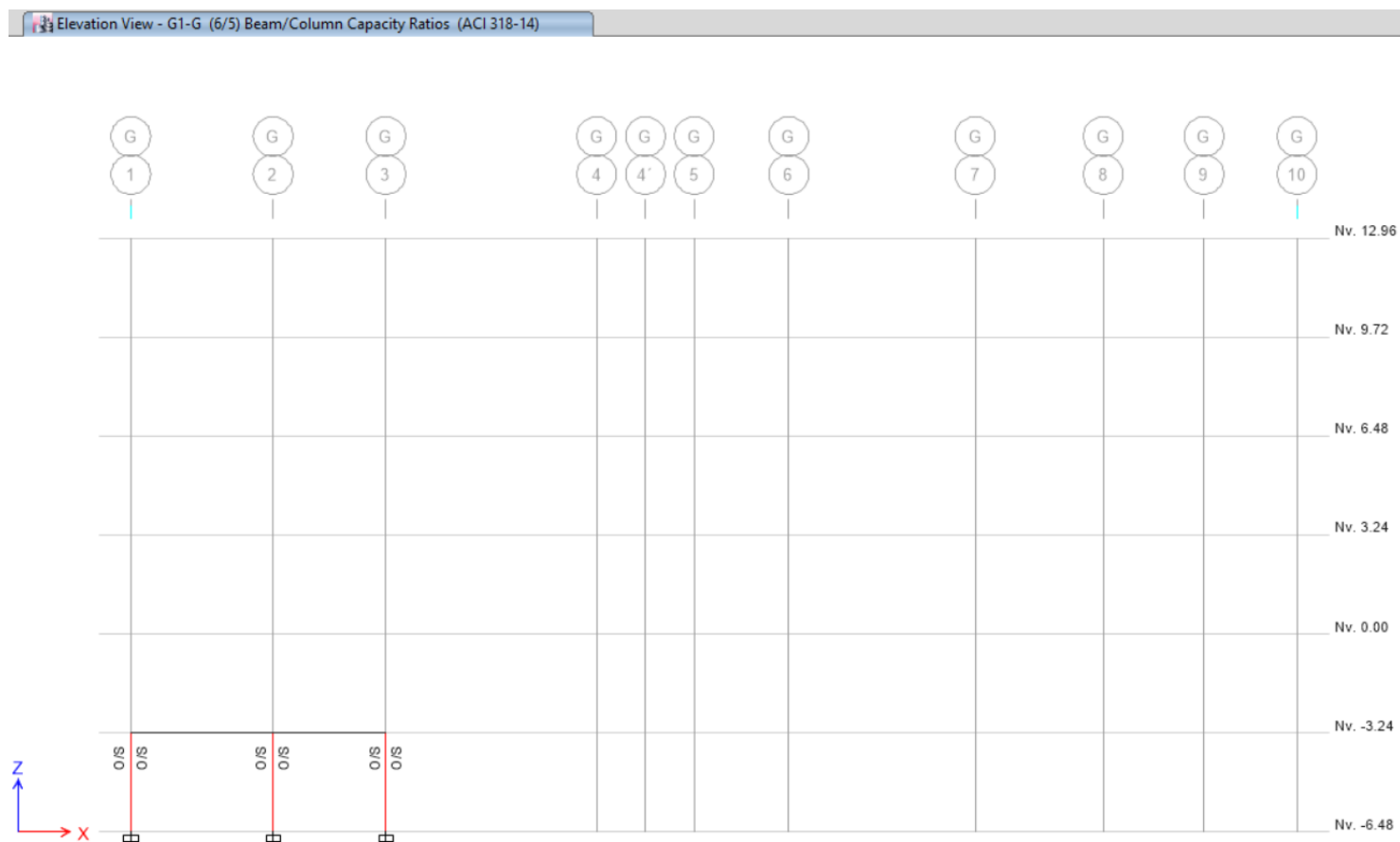
Figura 4.87. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje F.



Fuente: ETABS

4.2.8.8 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje G

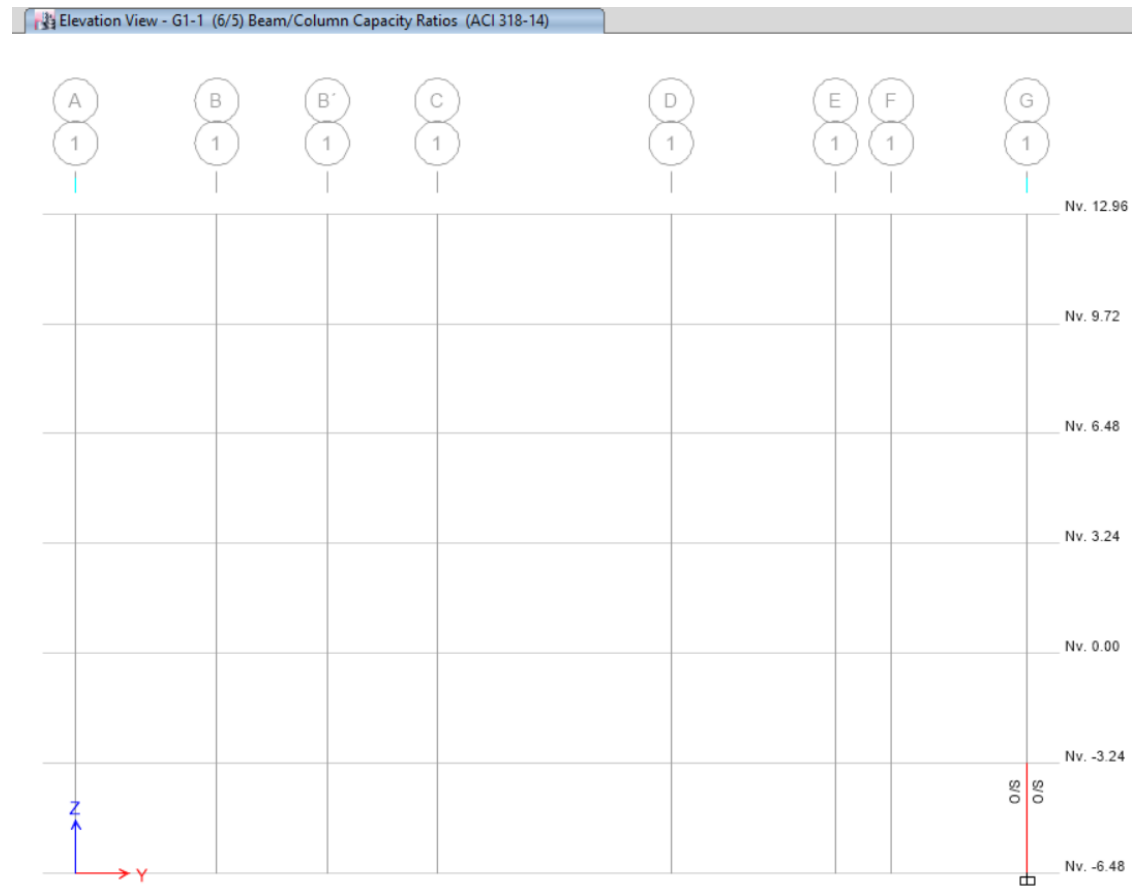
Figura 4.88. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje G.



Fuente: ETABS

4.2.8.9 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 1

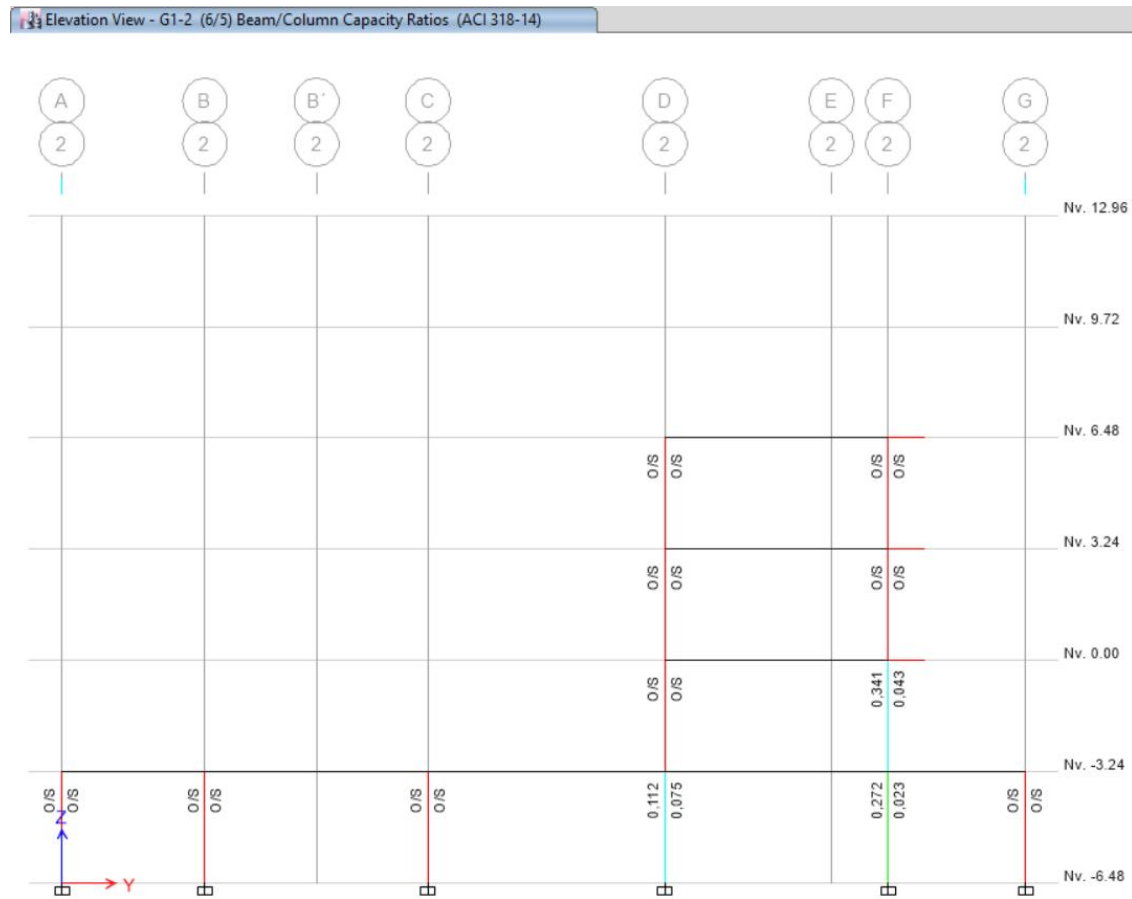
Figura 4.89 Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 1.



Fuente: ETABS

4.2.8.10 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 2

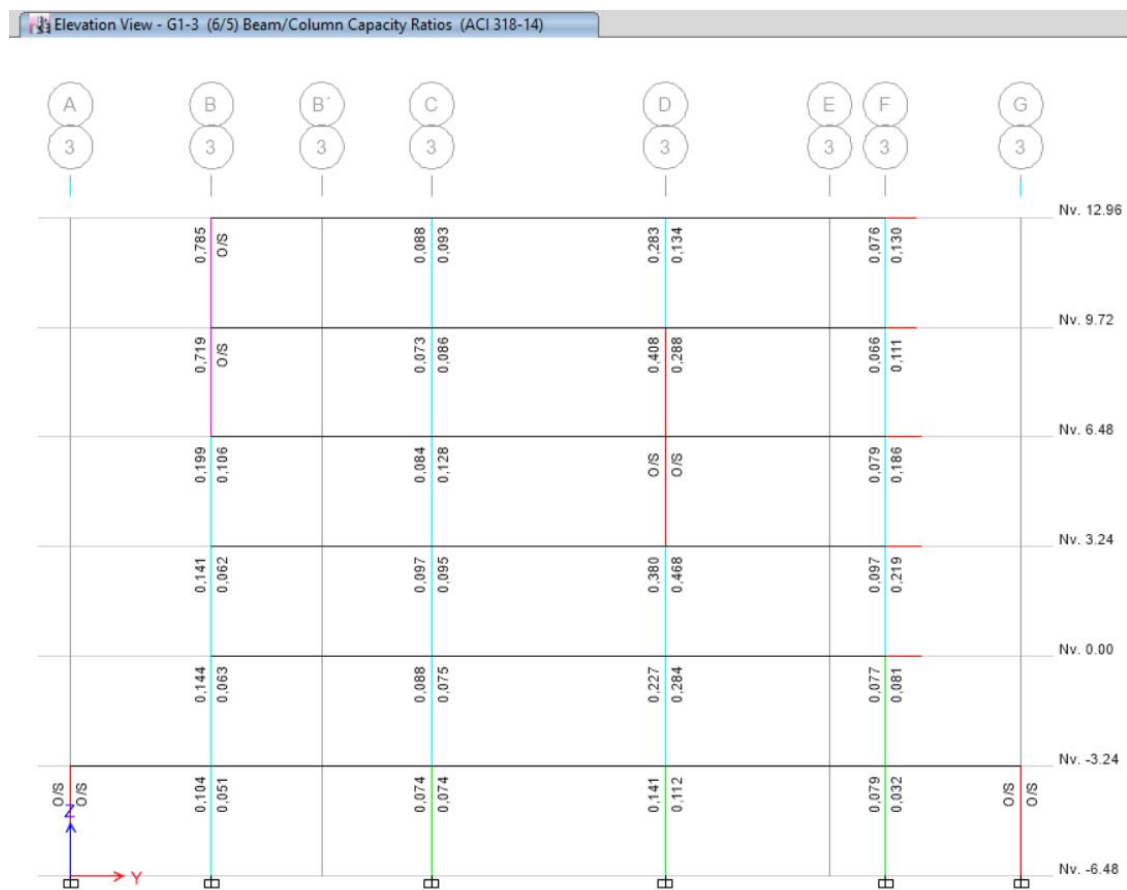
Figura 4.90. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 2.



Fuente: ETABS

4.2.8.11 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 3

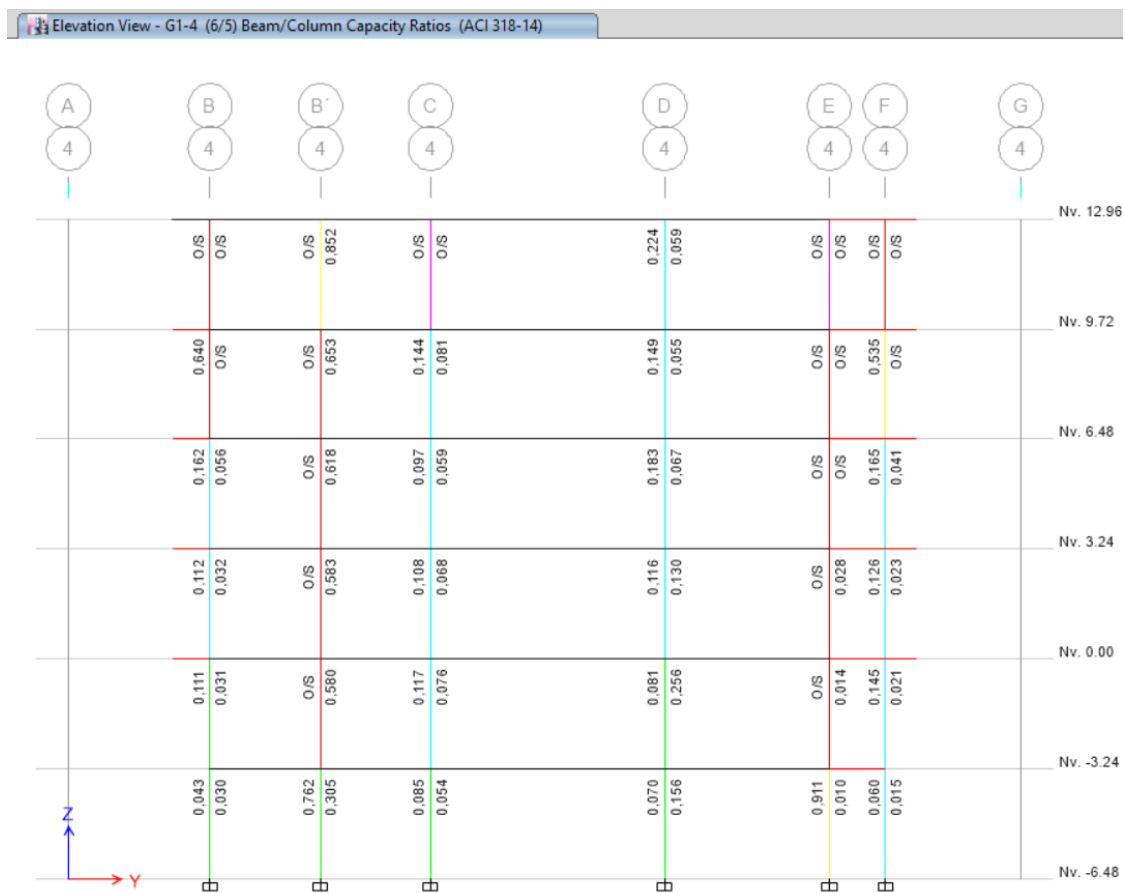
Figura 4.91. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 3.



Fuente: ETABS

4.2.8.12 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 4

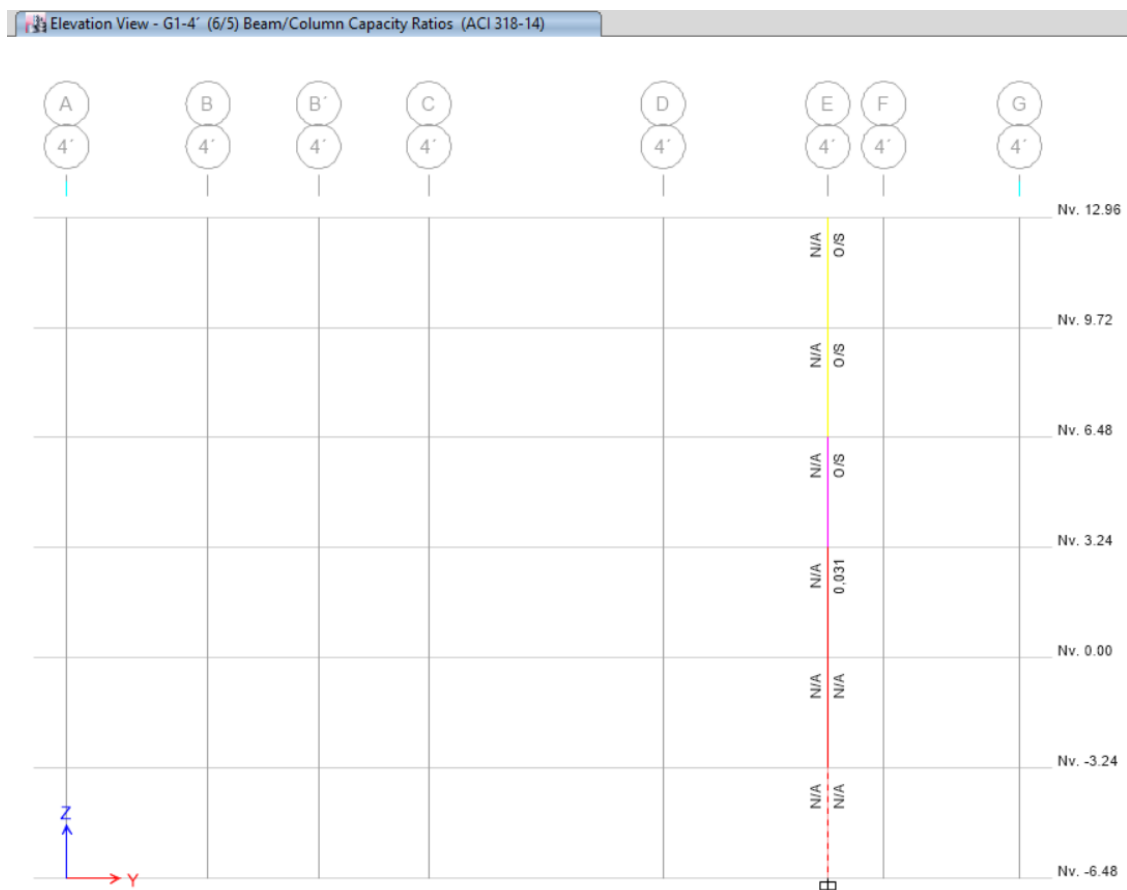
Figura 4.92. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 4.



Fuente: ETABS

4.2.8.13 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 4'

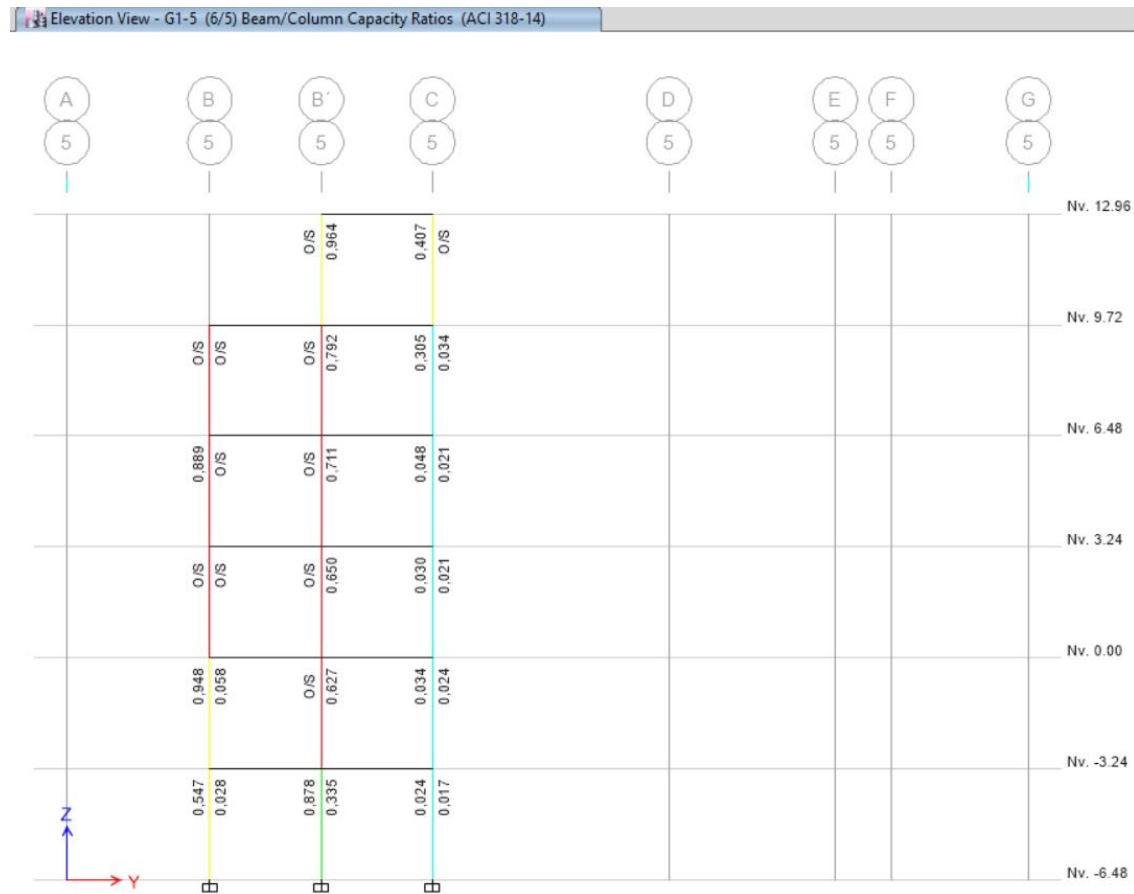
Figura 4.93. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 4'.



Fuente: ETABS

4.2.8.14 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 5

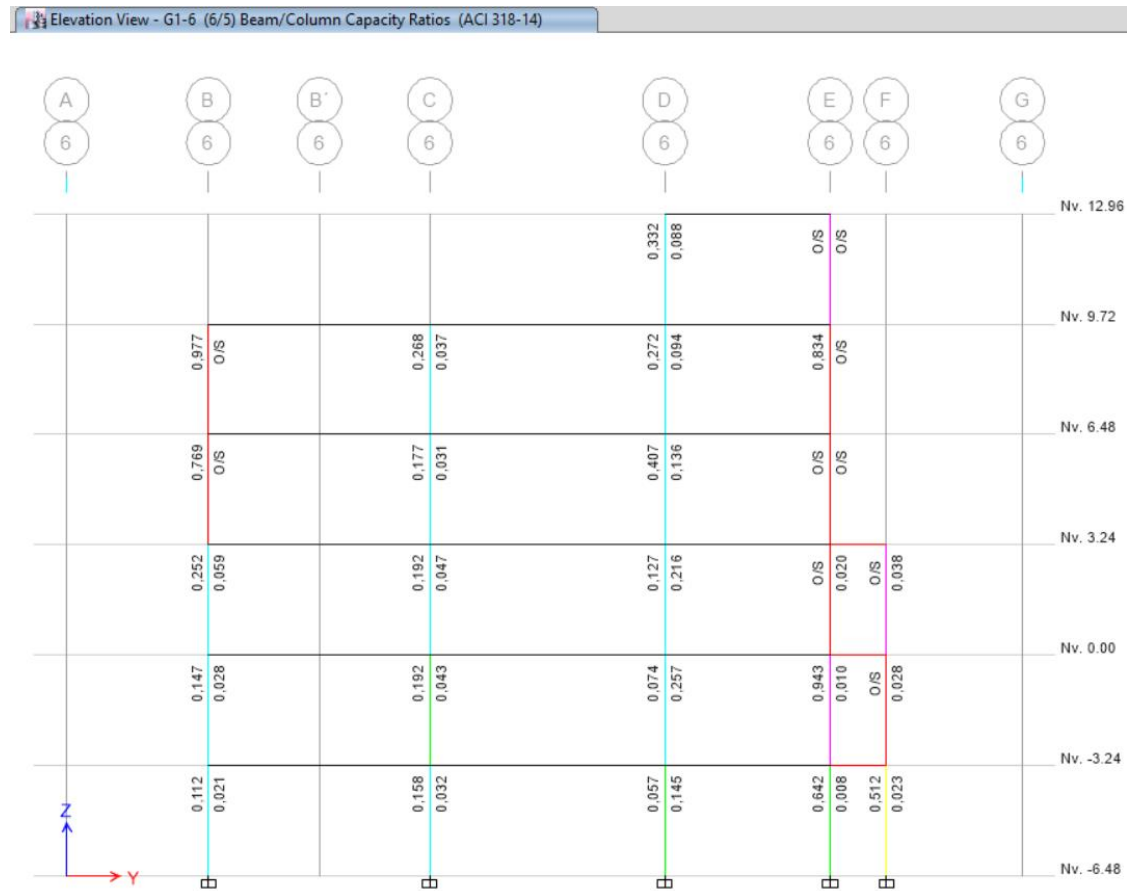
Figura 4.94. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 5.



Fuente: ETABS

4.2.8.15 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 6

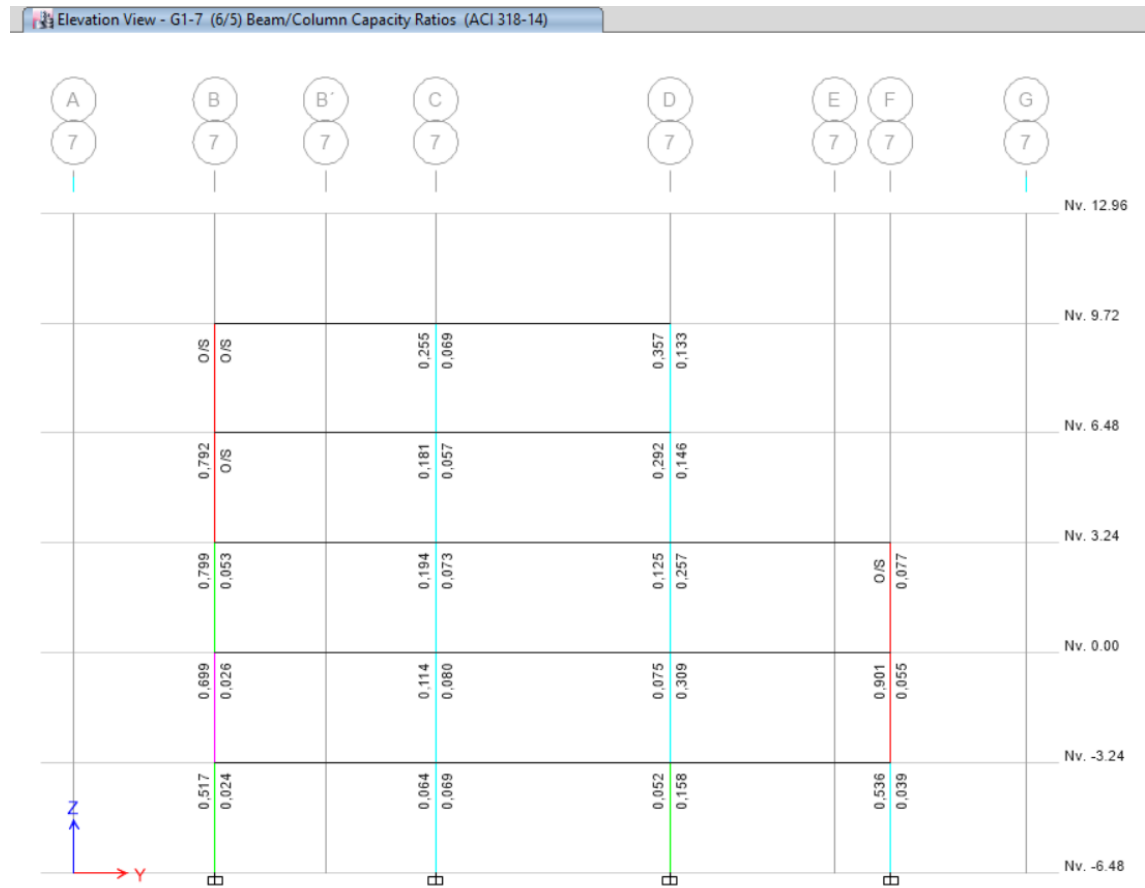
Figura 4.95. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 6.



Fuente: ETABS

4.2.8.16 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 7

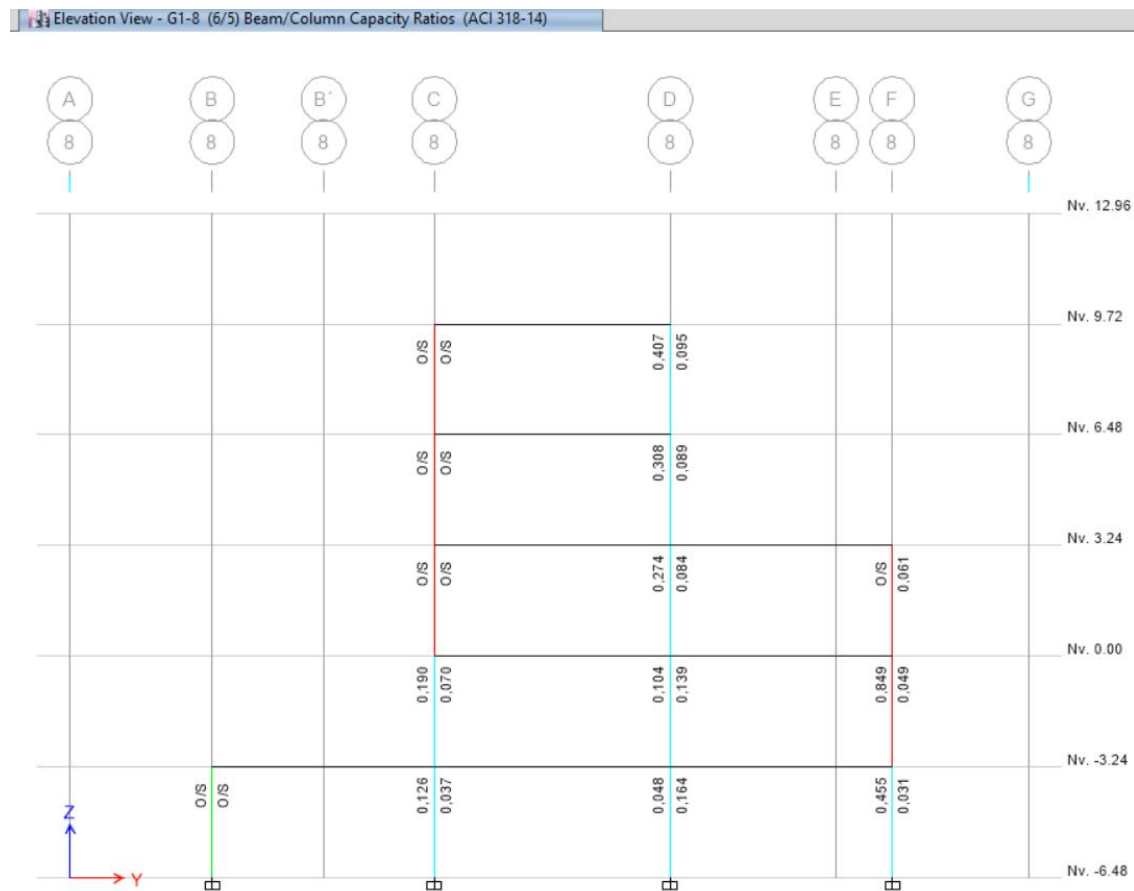
Figura 4.96. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 7.



Fuente: ETABS

4.2.8.17 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 8

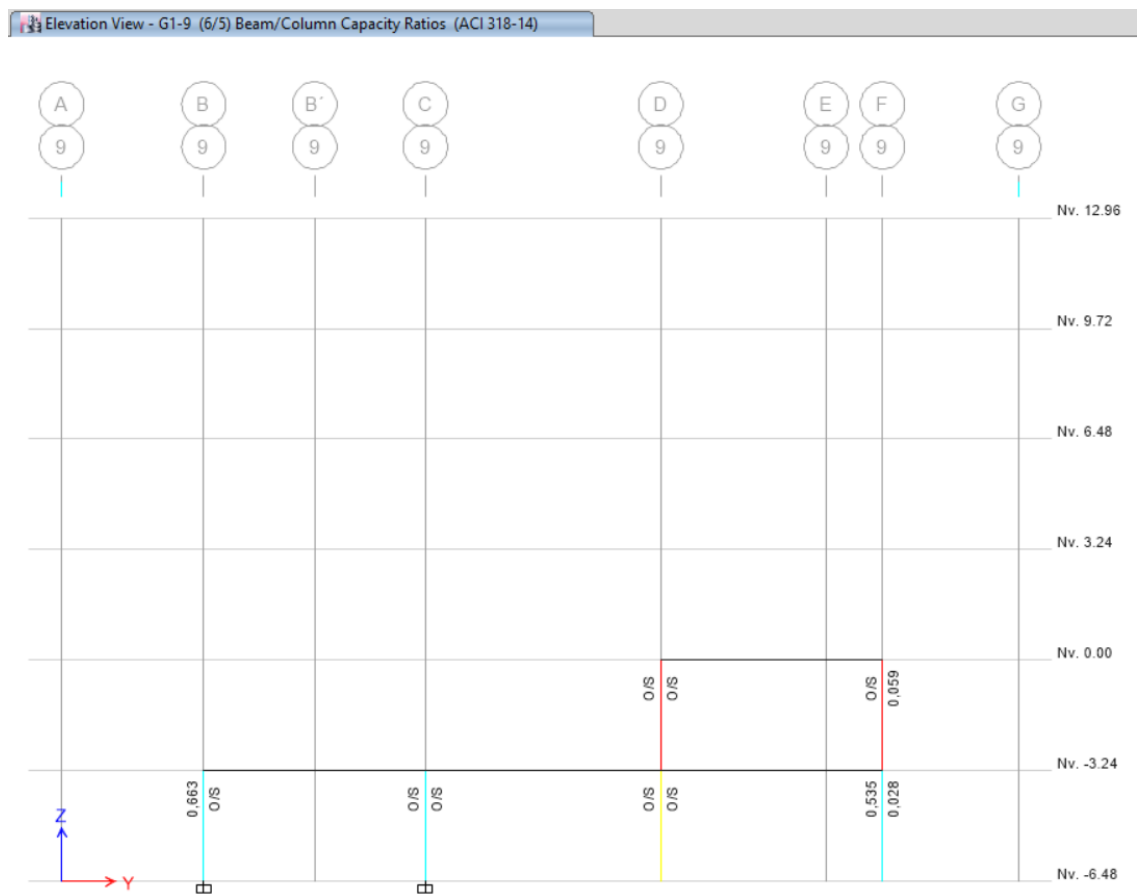
Figura 4.97. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 8.



Fuente: ETABS

4.2.8.18 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 9

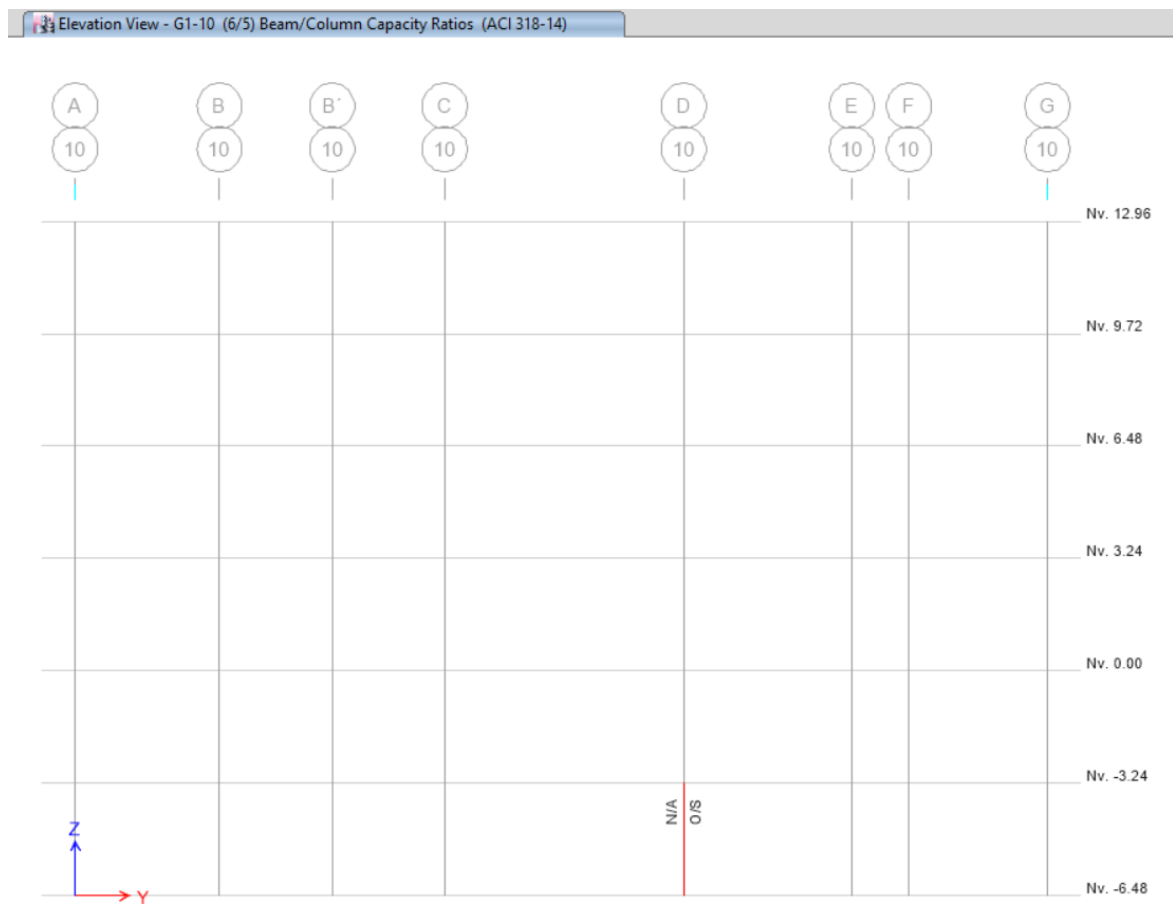
Figura 4.98. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 9.



Fuente: ETABS

4.2.8.19 Chequeo de unión viga-columna pórtico eje 10

Figura 4.99. Vista en elevación de factor de capacidad unión viga-columnas, pórtico eje 10.



Fuente: ETABS

4.2.9 Análisis estático No Lineal

4.2.9.1 Asignación de cargas estáticas no-lineales

Para la asignación de cargas estáticas no lineales, en el software especializado ETABS 2016 se crearon varios tipos de cargas, de las cuales la primera es de tipo gravitacional denominada “GRAV” considerando el ciento por ciento de participación de las cargas muertas propias de la estructura, de las cargas muertas adicionales y el 25% de la carga viva. En la figura 4.100 se puede apreciar dicha asignación.

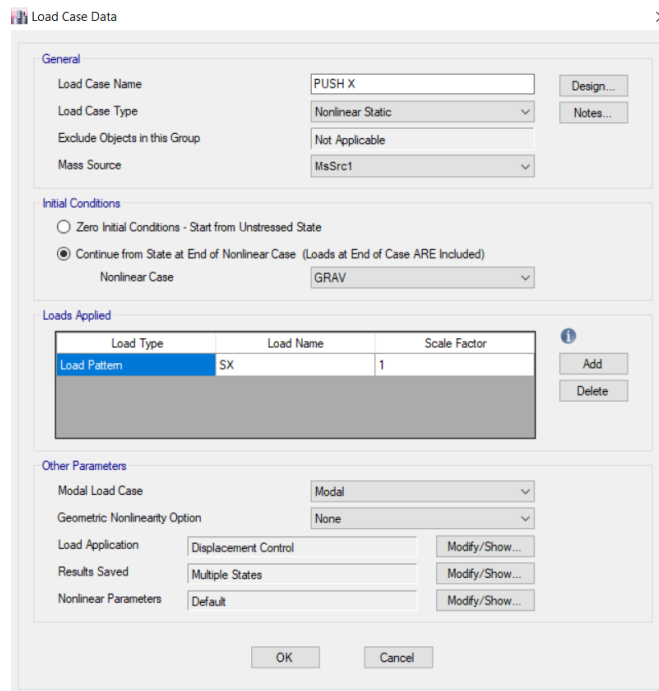
Figura 4.100. Asignación de carga gravitacional estática no-lineal a la estructura en ETABS 2016.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	CMA	1
Load Pattern	Live	0,25

Fuente: ETABS

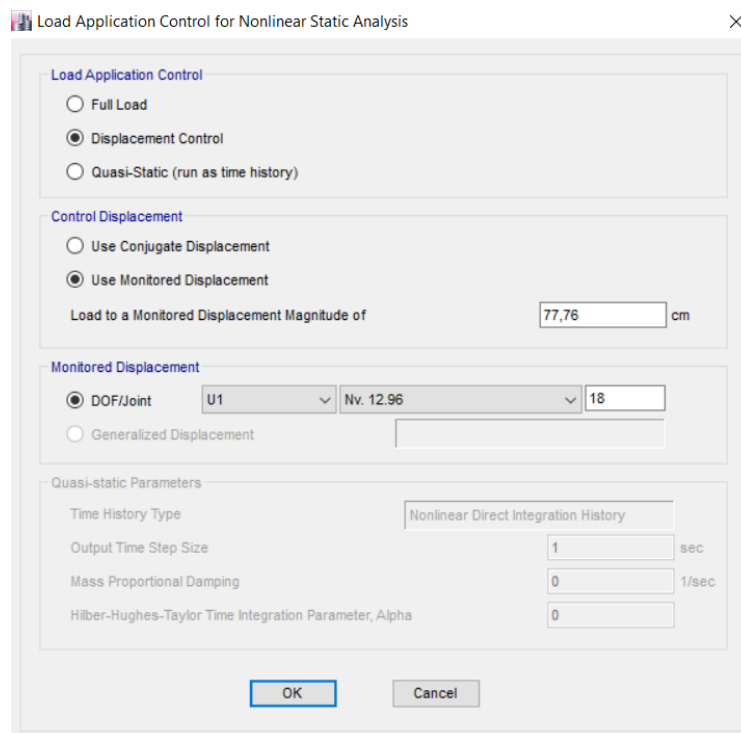
Una vez cargada la estructura, se asigna la carga PUSH X, la cual consiste en empujar a la estructura en el sentido X, considerando el ciento por ciento del sismo en el mismo sentido. Para monitorear el comportamiento se debe asignar el nudo de control ubicado en el centro de masas del último piso, con un control de este desplazamiento igual al 4% de la altura del edificio; el propósito es aplicar la carga en el sentido X positivo hasta que la estructura colapse.

Figura 4.101. Asignación de carga PUSH X estática no-lineal en el sentido positivo X a la estructura en ETABS 2016.



Fuente: ETABS

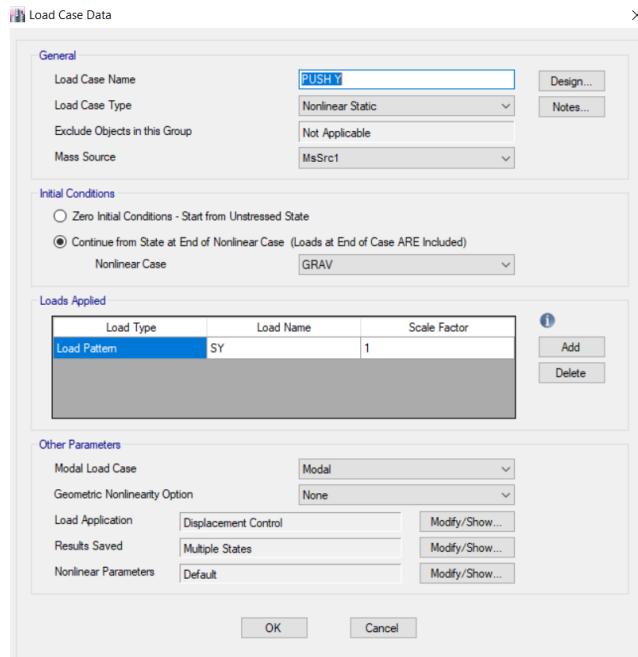
Figura 4.102. Asignación del control de desplazamiento en sentido X y el nudo de control a la estructura en ETABS 2016.



Fuente: ETABS

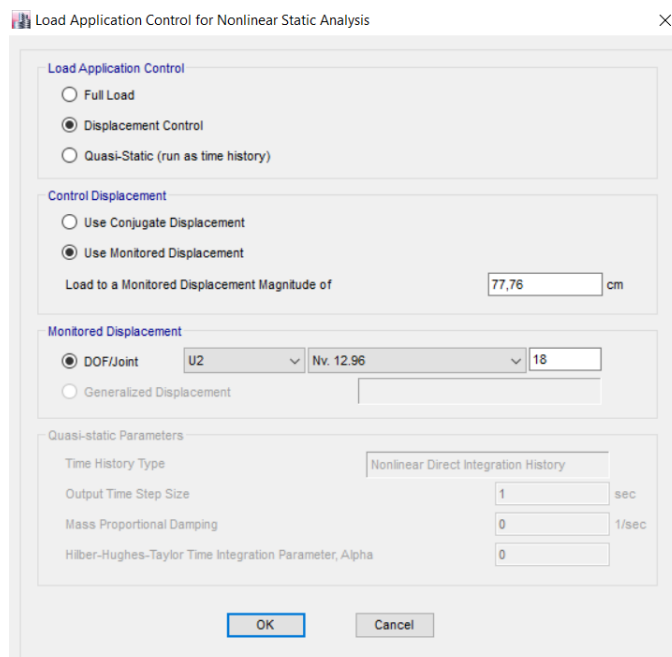
El mismo procedimiento es considerado para el sentido Y, se asigna la carga PUSH Y.

Figura 4.103. Asignación de carga PUSH Y estática no-lineal en el sentido positivo Y a la estructura en ETABS 2016.



Fuente: ETABS

Figura 4.104. Asignación del control de desplazamiento en sentido Y y el nudo de control a la estructura en ETABS 2016.

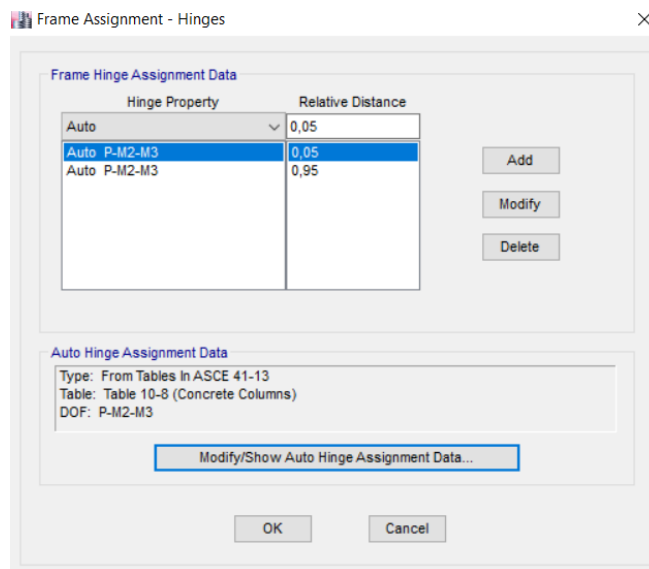


Fuente: ETABS

4.2.9.2 Asignación de rótulas plásticas a vigas y columnas

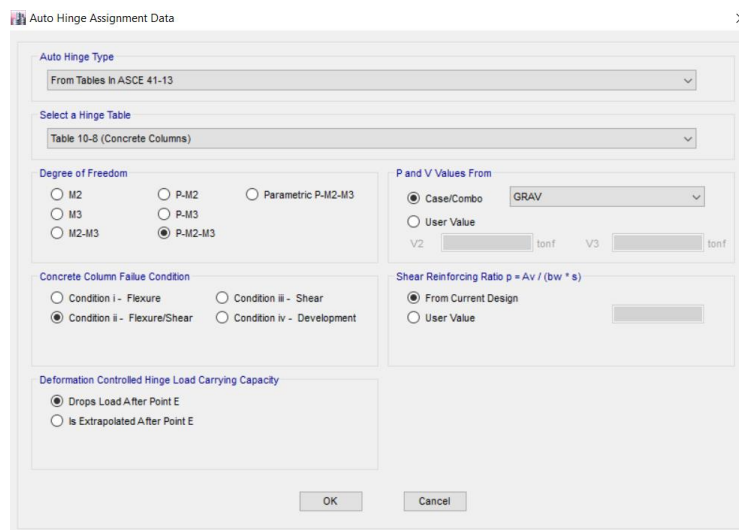
Para la asignación de rótulas plásticas en vigas y columnas en el software especializado ETABS 2016 se debe considerar la ubicación relativa de las mismas al 5% y al 95% con respecto al nudo o unión viga columna.

Figura 4.105. Asignación de las rótulas plásticas en columnas a una distancia relativa del 5% y el 95% con respecto al nudo o unión viga columna.



Fuente: ETABS

Figura 4.106. Criterios de aceptación para procedimientos no-lineales para columnas establecidos en ASCE 41-13 para columnas de hormigón asignados en ETABS.



Fuente: ETABS

Los parámetros asignados para las columnas de hormigón fueron basados en ASCE 41-13, descritos en la tabla 4.34.

Tabla 4.34. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no-lineales establecidos para columnas de hormigón.

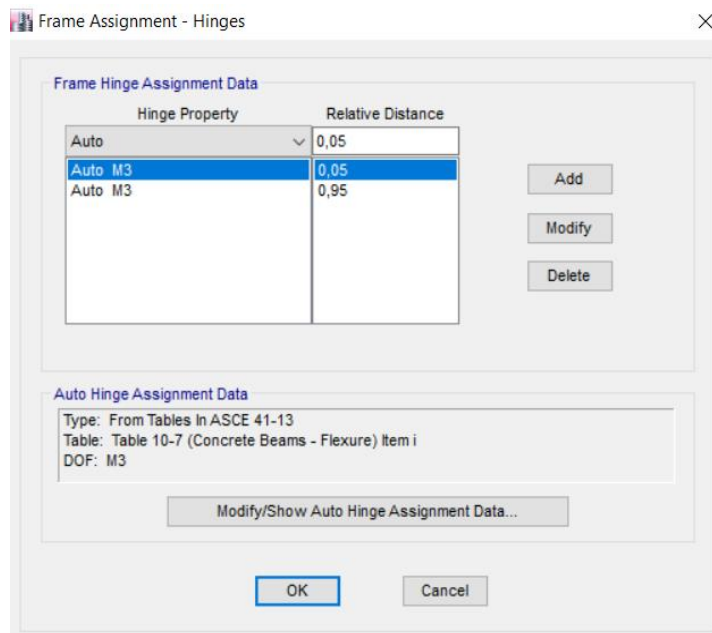
Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio		Plastic Rotations Angle (radians)		
				Performance Level		
	a	b	c	IO	LS	CP
Condition i.^b						
$\frac{P}{A_s f_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005 0.027 0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002 0.004 0.005
Condition ii.^b						
$\frac{P}{A_s f_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005 0.010 0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002 0.003 0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
Condition iii.^b						
$\frac{P}{A_s f_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^b						
$\frac{P}{A_s f_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0

NOTE: f_c is in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^cWhere $P > 0.7A_s f_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

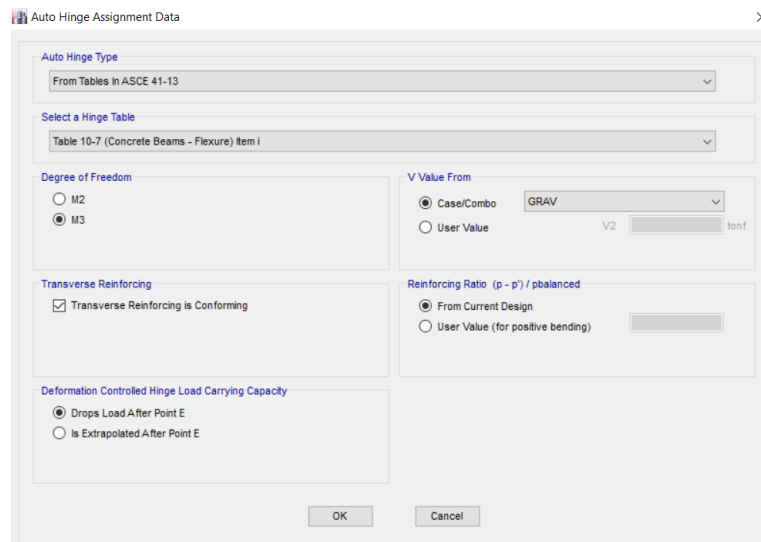
Fuente: ASCE 41-13

Figura 4.107. Asignación de las rótulas plásticas en vigas a una distancia relativa del 5% y el 95% con respecto al nudo o unión viga columna.



Fuente: ETABS

Figura 4.108. Criterios de aceptación para procedimientos no-lineales para vigas establecidos en ASCE 41-13 para columnas de hormigón asignados en ETABS.



Fuente: ETABS

Los parámetros asignados para las vigas de hormigón fueron basados en ASCE 41-13, descritos en la tabla 4.35.

Tabla 4.35. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no-lineales establecidos para vigas de hormigón.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

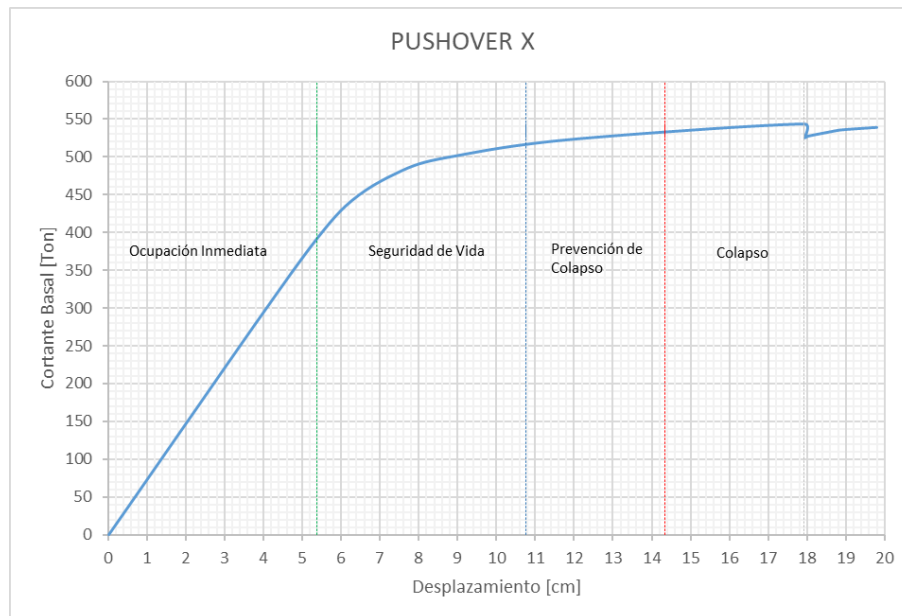
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE 41-13

4.2.9.3 Capacidad de la estructura

Con la metodología descrita previamente en la sección 2.1.2; 2.1.3 y específicamente en 2.1.3.2.1 y la asignación de los parámetros descritos en 4.2.9.1 y 4.2.9.2 se presenta la curva de capacidad de la estructura en ambos sentidos, determinando los límites de los niveles de desempeño.

Figura 4.109. Curva PUSHOVER sentido X.



Elaboración: Edwin Morales

Tabla 4.36. Datos de la curva de capacidad sentido X obtenidos de ETABS.

Paso	Desplazamiento [cm]	Cortante Basal [Ton]	0,30 Desplazamiento [cm]	0,30 Desplazamiento [cm]	0,20 Desplazamiento [cm]	0,20 Desplazamiento [cm]
0	0,01957	0,0000	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978
1	4,73787	348,0292	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978
2	6,10137	434,6757	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978
3	7,55122	481,8791	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978
4	8,92146	501,3796	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978
5	11,94319	523,5121	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978
6	17,92900	543,7755	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978
7	17,92978	525,7098	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978
8	18,01490	527,7400	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978
9	18,75969	535,1604	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978
10	18,92993	536,2671	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978
11	19,65345	538,9050	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978
12	19,65877	538,9158	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978
13	19,78680	539,3657	5,3787	10,7574	14,3432	17,92978

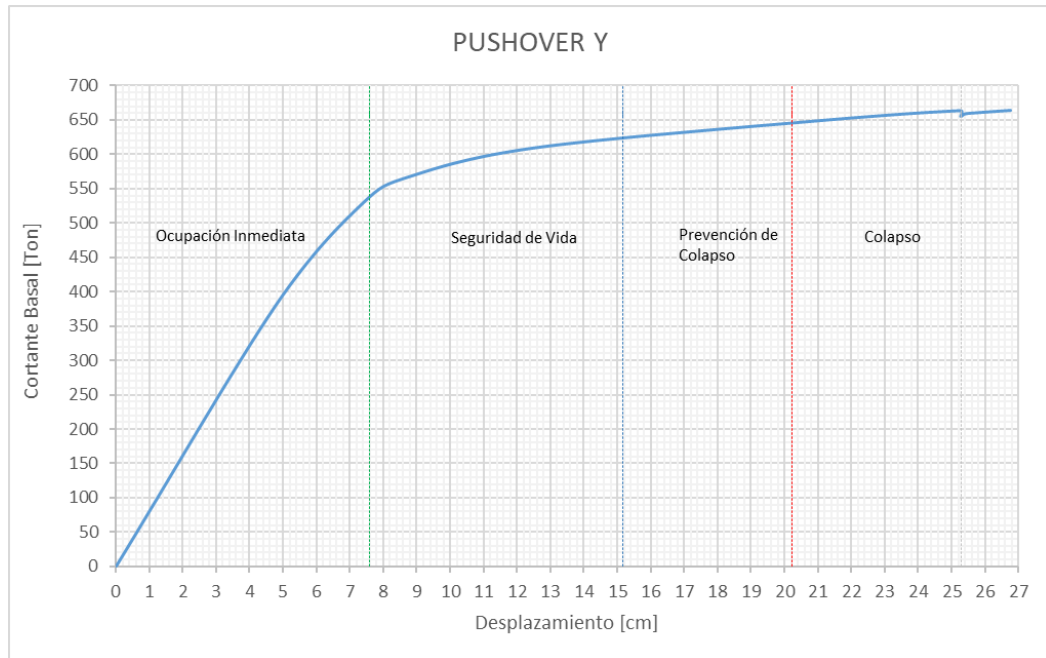
Elaboración: Edwin Morales

De la figura 4.109 y de la tabla 4.36 se puede determinar que de la curva de capacidad en el sentido X de la estructura se obtienen datos relevantes tales como los límites de capacidad de la misma:

Cortante Basal máximo resistido = 543,77553 Ton

Desplazamiento máximo resistido = 17,929 cm

Figura 4.110. Curva PUSHOVER sentido Y.



Elaboración: Edwin Morales

Tabla 4.37. Datos de la curva de capacidad sentido Y obtenidos de ETABS.

Paso	Desplazamiento [cm]	Cortante Basal [Ton]	0,30 Desplazamiento	0,30 Desplazamiento	0,20 Desplazamiento	0,20 Desplazamiento
0	0	0,0000	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247
1	4,75731	378,9861	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247
2	7,34763	527,8009	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247
3	8,80502	568,5078	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247
4	12,53267	610,1590	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247
5	20,55244	647,7255	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247
6	25,28247	664,3368	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247
7	25,28325	655,9804	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247
8	25,37714	659,0192	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247
9	25,47102	660,2423	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247
10	26,69154	664,4907	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247
11	26,71501	664,5014	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247
12	26,77562	664,7643	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247
13	26,77562	664,7643	7,584741	15,169482	20,225976	25,28247

Elaboración: Edwin Morales

De la figura 4.110 y de la tabla 4.37 se puede determinar que de la curva de capacidad en el sentido Y de la estructura se obtienen datos relevantes tales como los límites de capacidad de la misma:

Cortante Basal máximo resistido = 664,3368 Ton

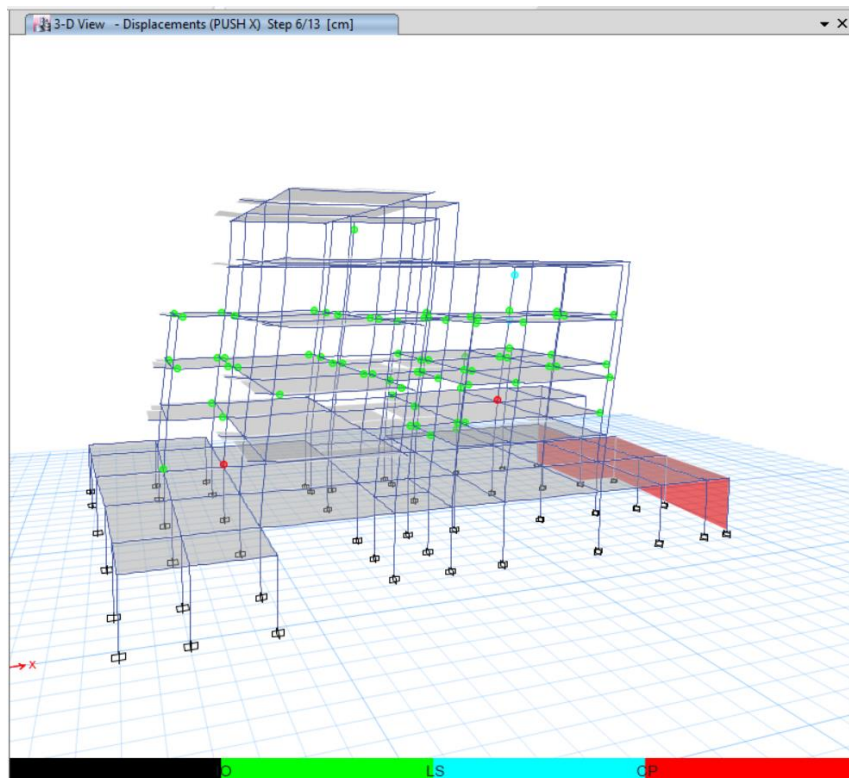
Desplazamiento máximo resistido = 25,28247cm

4.2.9.4 Fluencia de los elementos estructurales sentido X

Al determinar la capacidad de la estructura en el sentido X, se puede observar que las rótulas formadas en los diferentes elementos estructurales han llegado a fluir primero en las vigas y seguidamente en las columnas (marcadas en rojo), tal como se muestra en la figura 4.111.

La primera columna que falla es de la que se ha clasificado como Tipo 19 en el nivel 0.00m perteneciente a la ubicación D3, formándose la rótula en la base. Esto ya determina un colapso de la estructura.

Figura 4.111. Nivel de daño generado en las rótulas sentido X.



Fuente: ETABS

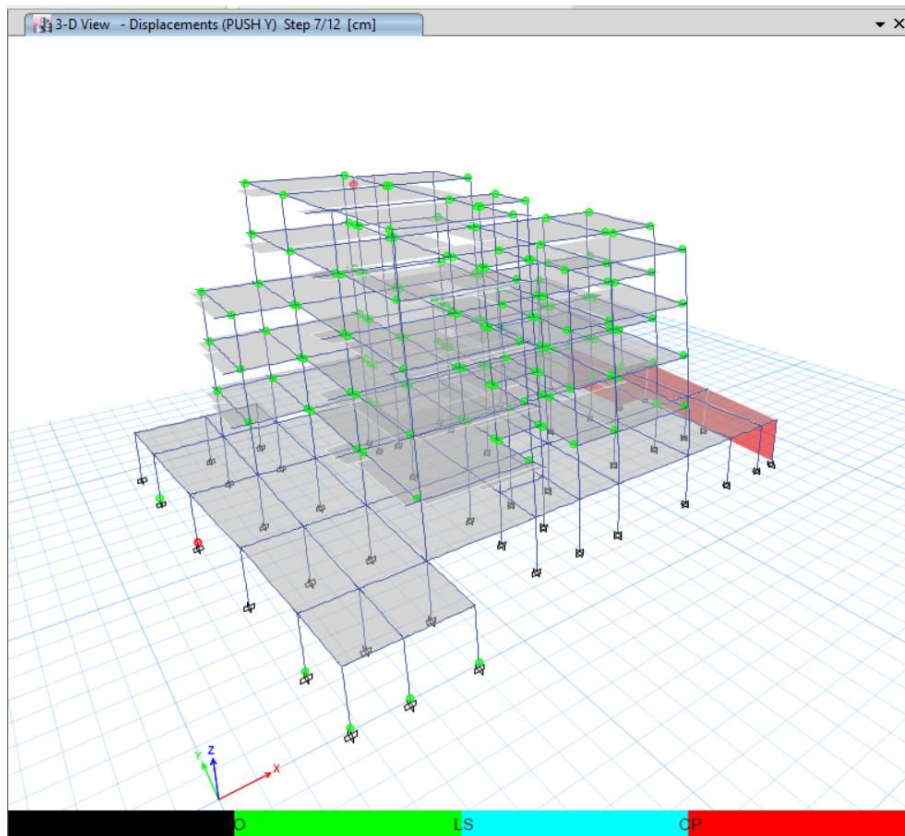
4.2.9.5 Fluencia de los elementos estructurales sentido Y

Al determinar la capacidad de la estructura en el sentido Y, se puede observar que las rótulas formadas en los diferentes elementos estructurales han llegado a fluir primero en las vigas y seguidamente las columnas (marcadas en rojo), tal como se muestra en la figura 4.112.

La primera columna que falla es de la que se ha clasificado como Tipo 20 en el nivel 12.96m perteneciente a la ubicación E4, formándose la rótula de la cabeza de la columna. A pesar de que la columna ha colapsado y por tratarse de la ubicación de la columna, esto no puede determinar que el edificio colapse.

Sin embargo, la segunda columna en la que su rótula fluye en la base si determina que el edificio colapse debido a que se encuentra en el nivel -6.48m perteneciente a la ubicación D1.

Figura 4.112. Nivel de daño generado en las rótulas sentido Y.



Fuente: ETABS

4.2.9.6 Desempeño de la estructura para sismo con $T = 475$ años

El punto de desempeño de la estructura se ha determinado en dos direcciones mediante el método de la Linealización Equivalente descrita en FEMA 440 y también descrito en el punto 2.1.3.2.2 de este trabajo.

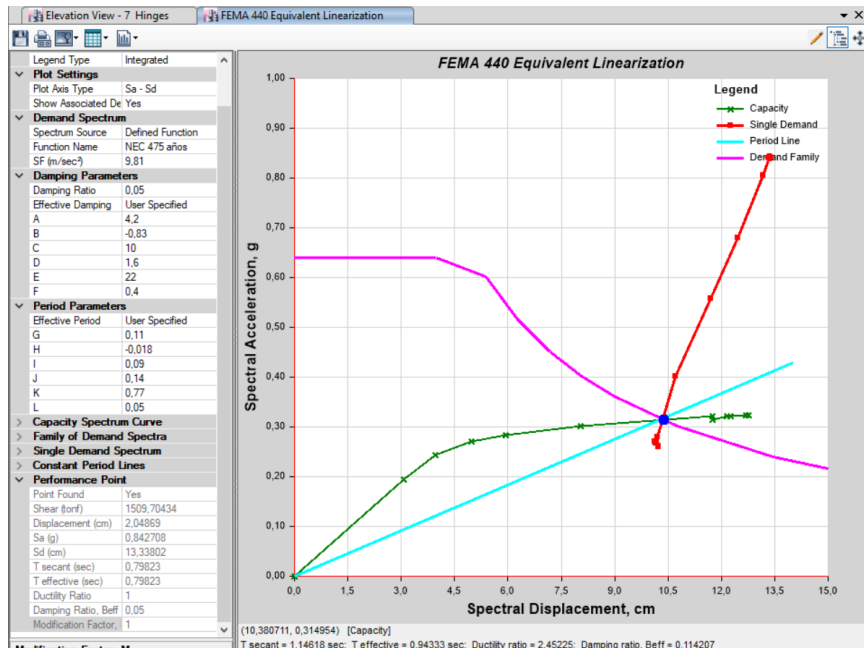
Tabla 4.38. Datos del punto de desempeño X.

Punto de desempeño X	
V [Ton]	1509,70434
d [cm]	13,33802
T sec [s]	1,14618
T eff [s]	0,94333
Ductilidad	2,45225
B eff	0,114207

Fuente: ETABS

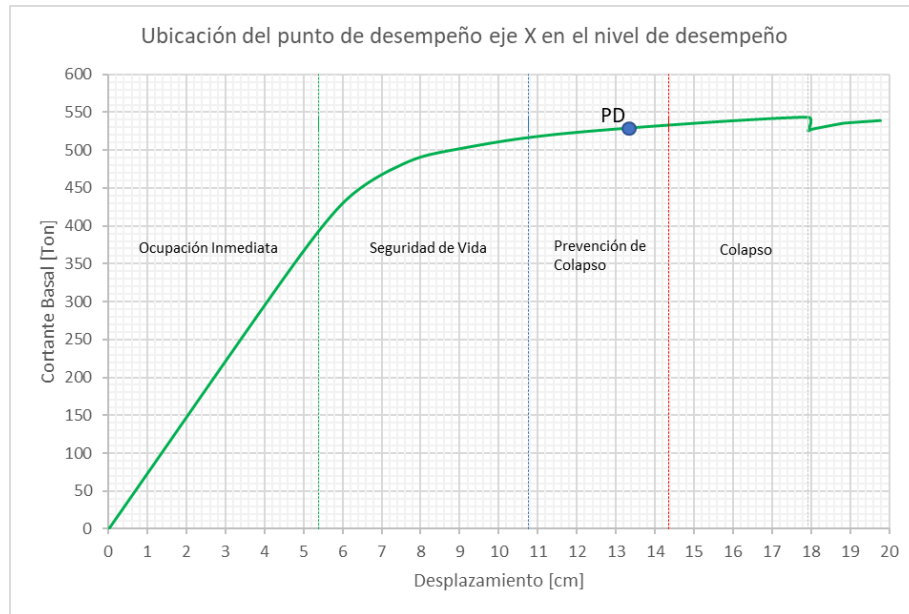
Según la tabla 4.38 se demuestra que el punto de desempeño en el sentido X, la demanda es de 1509,70434 Ton de corte basal con un desplazamiento de la estructura de 13.338022 cm de los 17.929 cm de capacidad, requiriéndose una ductilidad de 2,4525. El amortiguamiento efectivo inicial fue del 5%, alcanzando el valor del 11,4%.

Figura 4.113. Punto de desempeño X.



Fuente: ETABS

Figura 4.114. Ubicación del punto de desempeño eje X en el nivel de desempeño.



Fuente: ETABS

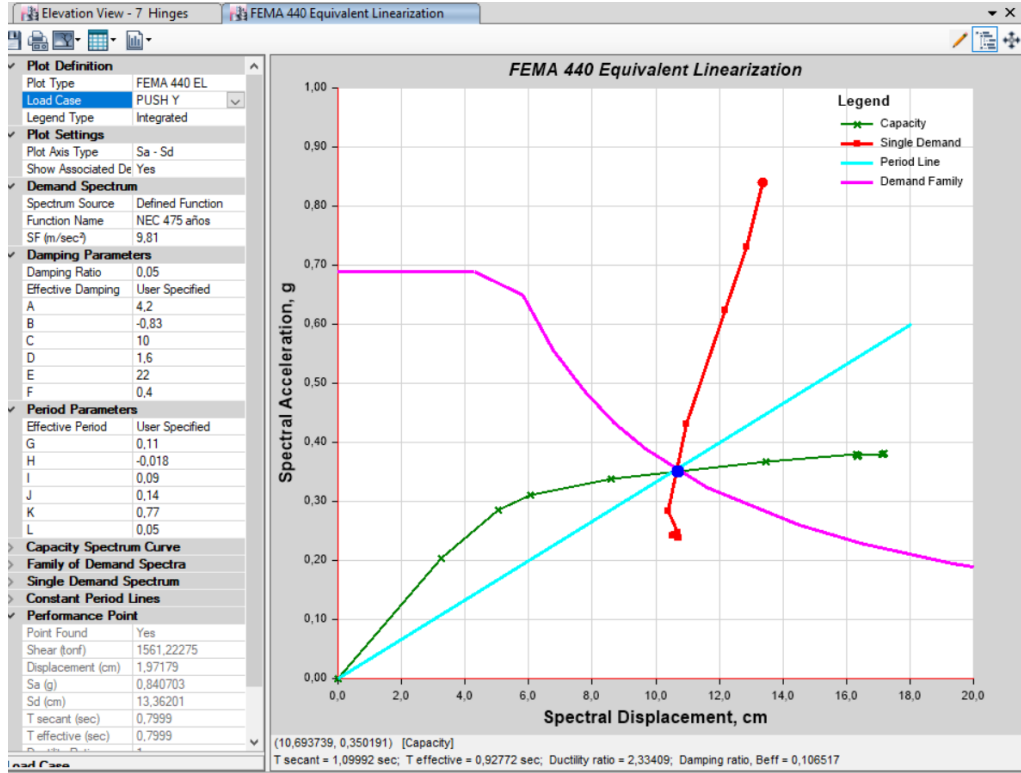
Tabla 4.39. Datos del punto de desempeño Y.

Punto de desempeño Y	
V [Ton]	1561,22275
d [cm]	19,7179
T sec [s]	1,099992
T eff [s]	0,92772
Ductilidad	2,33409
B eff	0,106517

Fuente: ETABS

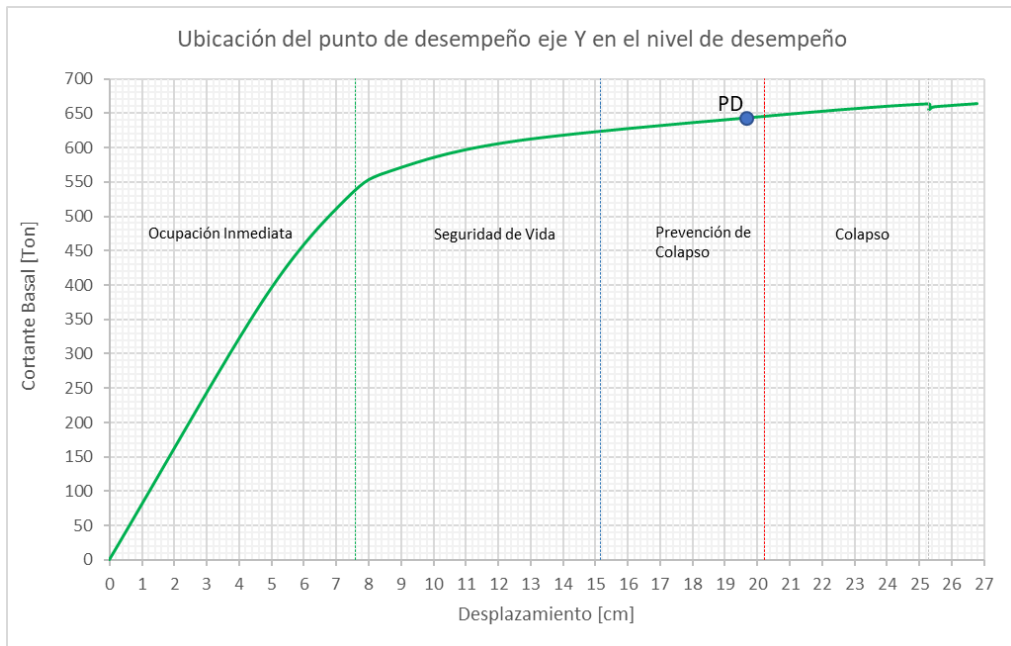
Según la tabla 4.39 se demuestra que el punto de desempeño en el sentido Y, la demanda es de 1561,22275 Ton de corte basal con un desplazamiento de la estructura de 19,7179 cm de los 25,28247 cm de capacidad, requiriéndose una ductilidad de 2,33409. El amortiguamiento efectivo inicial fue del 5%, alcanzando el valor del 10,65%.

Figura 4.115. Punto de desempeño Y.



Fuente: ETABS

Figura 4.116. Ubicación del punto de desempeño eje Y en el nivel de desempeño.



Fuente: ETABS

Cabe mencionar que, para el análisis estático no lineal, se ha considerado el espectro elástico para 475 años obtenido en la sección 4.1.2 de la tabla 4.22.

Se determinó que el punto de desempeño para ambos sentidos X e Y se encuentra cerca al límite de prevención al colapso, se espera un daño severo en la estructura, con grandes derivas permanentes, columnas y muros funcionando, la estructura logra resistir para un sismo con periodo de retorno de 475 años correspondiente a una aceleración máxima resistida $S_a = 0,84g$, esperando que no exista pérdida de vidas humanas.

4.2.10 Patologías

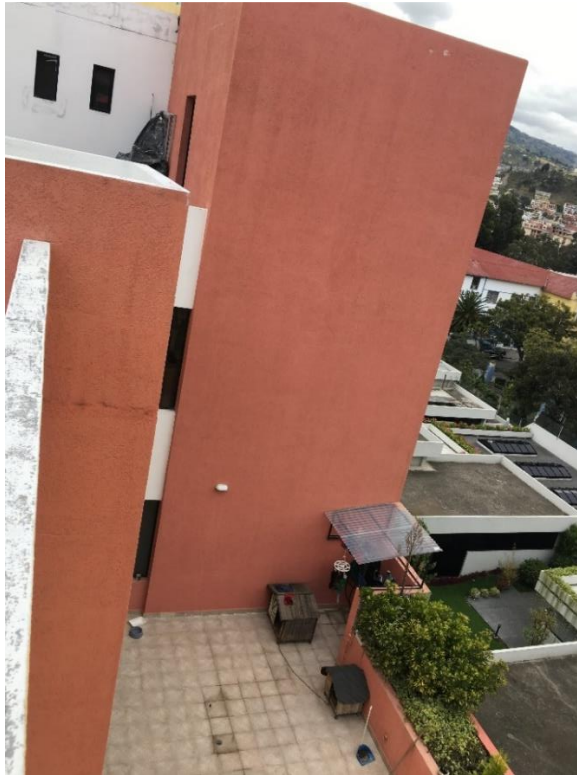
No se han detectado patologías en la estructura a causa de sismos, tanto en los elementos estructurales como en los elementos no estructurales. Para aquello se evidencia con fotografías del edificio.

Figura 4.117. Vista fachada frontal.



Fuente: Edwin Morales

Figura 4.118. Vista parcial fachada frontal.



Fuente: Edwin Morales

Figura 4.119. Vista fachada lateral derecha.



Fuente: Edwin Morales

Figura 4.120. Vista panorámica fachada lateral derecha.



Fuente: Edwin Morales

Figura 4.121. Vista parcial fachada posterior.



Fuente: Edwin Morales

Figura 4.122. Vista terraza.



Fuente: Edwin Morales

Figura 4.123. Vista parcial mampostería en terraza.



Fuente: Edwin Morales

Figura 4.124. Vista panorámica en subsuelo.



Fuente: Edwin Morales

Figura 4.125. Vista columnas en subsuelo.



Fuente: Edwin Morales

Figura 4.126. Vista vigas en subsuelo.



Fuente: Edwin Morales

Figura 4.127. Vista muro en subsuelo.



Fuente: Edwin Morales

Figura 4.128. Vista en pasillo.



Fuente: Edwin Morales

4.3 VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

De acuerdo al análisis de los resultados obtenidos del diagnóstico estructural en base a la curva de capacidad se logró determinar el punto de desempeño del edificio de apartamentos Ciurana. Comprobando así la hipótesis planteada.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- El chequeo de las columnas basado en las condiciones establecidas en la NEC 2015 y las de ACI-318-14 demostró que las columnas E4' del nivel -6,48m, E4', D9, F9 del nivel -3,24m, B5 del nivel 0,00m, E6, F2 y D2 del nivel 3,24m, entre otras, excedieron los factores de demanda/capacidad, conjuntamente con el chequeo de las conexiones viga-columna para el análisis de carga sísmica con aceleraciones equivalentes a $S_a = 1,1904g$.
- El comportamiento dinámico de la estructura no es el adecuado debido a que presentó problemas de torsión en planta, en su primer modo de vibración alcanzó un porcentaje del 47%, el cual supera el 30% que es recomendable.
- Las derivas inelásticas máximas de piso obtenidas del edificio para ambos sentidos X e Y no son las adecuadas, es decir que superan el 2% del valor máximo permitido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, alcanzando derivas máximas del 3%, esto puede repercutir con problemas estructurales significativos para los elementos estructurales que contemplan el edificio al ser sometido a cargas sísmicas con aceleraciones equivalentes a $S_a = 1,1904g$.
- Al determinar la capacidad de la estructura en ambos sentidos, se pudo observar que las rótulas formadas en los diferentes elementos estructurales han llegado a fluir primero en las vigas y seguidamente las columnas logrando un comportamiento adecuado.
- Se determinó que el punto de desempeño en base a la curva de capacidad Pushover en ambos sentidos X e Y se encuentra al límite del nivel de desempeño prevención al colapso, se concluye que el edificio a nivel global

sufrirá daños severos, sin embargo, será capaz de resistir un sismo con un periodo de retorno de 475 años correspondiente a una aceleración máxima resistida $S_a = 0,84g$, evitando la pérdida de vidas humanas.

5.2 RECOMENDACIONES

- Para las columnas E4' del nivel -6,48m, E4', D9, F9 del nivel -3,24m, B5 del nivel 0,00m, E6, F2 y D2 del nivel 3,24m, entre otras, que excedieron los factores de demanda/capacidad, conjuntamente con el chequeo de las conexiones viga-columna para análisis de carga sísmica con aceleraciones equivalentes a $S_a = 1,1904g$, se recomienda reforzar los elementos citados.
- Para corregir los problemas de torsión en planta se recomienda construir muros de corte opuestos al centro de giro de la estructura, así como también cruces de San Andrés o rigidizadores tipo CHEVRON.

MATERIALES DE REFERENCIA

1. BIBLIOGRAFÍA

[1] ATC-40. (1996, Noviembre). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. [On-line]. Vol 1. Disponible: http://www.dinochen.com/attachments/month_0901/atc-402.pdf [Febrero 15, 2017].

[2] F.M. Ud Din, N. Prabhakar and S. Hafeezulla. “Non linear static Pushover analysis of irregular structure”. Internet: https://www.researchgate.net/publication/313679605_NON_LINEAR_STATIC_PUSHOVER_ANALYSIS_OF_IRREGULAR_STRUCTURE, Mayo, 2016 [Febrero 15, 2017].

[3] A. A. Elhamed and S. Mahmoud. “Nonlinear static analysis of reinforced concrete framed buildings – A case study on Cairo earthquake”. Internet: https://www.researchgate.net/publication/313574324_Nonlinear_static_analysis_of_reinforced_concrete_framed_buildings_-_A_case_study_on_Cairo_earthquake, Dic. 2016 [Febrero 16, 2017].

[4] C.D. Bolivar. “Análisis No Lineal Estático Pushover usando SAP 2000”. Pregrado, Universidad Nacional de Colombia, Colombia, 2012.

[5] L.Y. Allauca. “Desempeño sísmico de un edificio aporricado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones”. Pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2006.

[6] R. Aguiar, L. Soria, G. Torrisi and F. Crisafulli. “Modelos para curvas de capacidad sísmica resistente de edificios en tres dimensiones de H.A” Internet: https://www.researchgate.net/publication/282660851_MODELOS_PARA_CURVAS_DE_CAPACIDAD_SISMICA_RESISTENTE_DE_EDIFICIOS_EN_TRES_DIMENSIONES_DE_HA, Mayo, 2004 [Febrero 16, 2017].

- [7] R. Aguiar. (2015, Sep. 24). *Análisis sísmico por desempeño*. [On-line]. Disponible: https://www.researchgate.net/publication/280627456_Analisis_Sismico_por_Desempeno [Febrero 17, 2017].
- [8] J. D. Valencia. “Análisis del método Modal Push-Over y su incidencia en el cálculo de pórticos de hormigón armado en el Cantón de Ambato”. Pregrado, Universidad Técnica de Ambato, Ambato-Ecuador, 2012.
- [9] C. D. Medina. “Reducción de la vulnerabilidad en estructuras esenciales y especiales de hormigón armado, situadas en zonas de alto peligro sísmico en el Ecuador”. Maestría, Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador, 2016.
- [10] A.H. Barbat. (2005). Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02. (1^{ra} edición). [On-line]. Disponible: <http://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/28500/MIS56.pdf> [Enero 10, 2017].
- [11] Instituto Geofísico EPN. Informe técnico del sismo de Pedernales. Internet: <http://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1317-informe-sismico-especial-n-13-2016>, Abril 17, 2016 [Enero 16, 2017].
- [12] Norma Ecuatoriana de la Construcción. “Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras”. Ecuador, Dic. 2014.
- [13] Instituto Geofísico EPN. Terremoto del 5 de agosto de 1949. Internet: <http://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949>, Agos. 05, 2013 [Enero 17, 2017].
- [14] Norma Ecuatoriana de la Construcción. “Peligro sísmico, diseño sismo resistente”. Ecuador, Dic. 2014.
- [15] R. Bach and J. Purca. “Procedimiento de análisis estático no lineal”. Internet: <https://es.slideshare.net/ronaldpurca3/anlisis-esttico-no-lineal-segn-atc40>, Mayo 17, 2015 [Marzo 28, 2017].

- [16] V. Toledo. (2011, Abril). *Ingeniería Sísmica basada en Desempeño*. (1^{ra} edición). [On-line]. Vol 1. Disponible: http://www.cingcivil.com/?wpfb_dl=3 [Marzo 29, 2017].
- [17] J. B. Mander. N. J. Priestley and R. Park. “Theoretical stress-strain model for confined concrete”. Internet: <http://canterbury.royalcommission.govt.nz/documents-by-key/20121127.5317>, Nov. 17, 2012 [Marzo 28, 2017].
- [18] C. D. Medina. “Estudio de la relación momento-curvatura como herramienta para entender el comportamiento de secciones de hormigón armado”. Pregrado, Universidad Técnica de Ambato, Ambato-Ecuador, 2012.
- [19] R. Park and T. Paulay. (1983). *Estructuras de concreto reforzado*. (2^{da} edición). [On-line]. Disponible <https://es.scribd.com/doc/32936633/Estructuras-de-Concreto-Reforzado-Park-and-Paulay> [Marzo 30, 2017].
- [20] R. L. Bonett. “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada”. Internet: <http://www.tdx.cat/handle/10803/6230;jsessionid=BE1251A462BB504B480695D102E73A9F>, Dic. 15, 2003 [Marzo 31, 2017].
- [21] FEMA 440. “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”. EE.UU. June, 2005.