



ESPE

UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

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

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TESIS PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**TEMA: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL CON
PLASTICIDAD DISTRIBUIDA EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS APORTICADAS EN LA CIUDAD QUITO,
UTILIZANDO EL PROGRAMA SEISMOSTRUCT**

AUTOR: ABALCO ARMAS HENRY ROBERTO

DIRECTOR: ING. CHÁVEZ BLANCA
CODIRECTOR: ING. JORGE ZUÑIGA

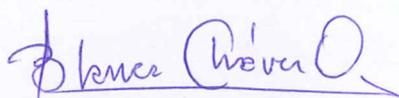
SANGOLQUÍ

2015

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. HENRY ROBERTO ABALCO ARMAS como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangolquí, Abril de 2015

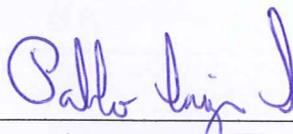


ING. BLANCA CHÁVEZ
DIRECTOR DE TESIS



ING. JORGE ZUÑIGA
CODIRECTOR DE TESIS

REVISADO POR



ING. PABLO CAIZA PhD.

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **HENRY ROBERTO ABALCO ARMAS**

Declaro que:

El proyecto de grado denominado “ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL CON PLASTICIDAD DISTRIBUIDA EN ESTRUCTURAS METÁLICAS APORTICADAS EN LA CIUDAD QUITO, UTILIZANDO EL PROGRAMA SEISMOSTRUCT”, ha sido desarrollado en base a una investigación adecuada, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las referencias que constan en las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del proyecto de grado en mención parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangolquí, Abril de 2015


HENRY ROBERTO ABALCO ARMAS

AUTORIZACIÓN

Yo, HENRY ROBERTO ABALCO ARMAS

Autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas la publicación, en la biblioteca virtual de la Institución, del trabajo “ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL CON PLASTICIDAD DISTRIBUIDA EN ESTRUCTURAS METÁLICAS APORTICADAS EN LA CIUDAD QUITO, UTILIZANDO EL PROGRAMA SEISMOSTRUCT”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusividad responsabilidad y autoría

Sangolquí, Abril de 2015


HENRY ROBERTO ABALCO ARMAS

DEDICATORIA

Dedico el presente proyecto de tesis con mucho afecto a mis padres Noemí y Elías, quienes mediante el ejemplo me enseñan los valores fundamentales para no equivocarse el rumbo de mis objetivos y son la fuente principal de mi energía que me impulsa a seguir hacia adelante para conseguir mis metas.

A mis hermanos Estefania y Carlos que siempre confían en mí, y cuento con su apoyo absoluto sin importar nuestras diferencias de opiniones.

Henry Roberto Abalco Armas

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por darme el regalo de la vida y bendecir a las personas que me rodean.

A mis padres por haberme dado la oportunidad de estudiar, por haber sembrado en mí valores que día a día me hacen ser una persona mejor, por siempre estar en todos los momentos de mí vida sin importar si son buenos o malos. A mí hermano Carlos por brindarme su apoyo incondicional. A mí hermana Estefania que cree y confía en mí lo cual me impulsa a no dejarme vencer por las adversidades que se presentan.

A mis profesores quienes con su ejemplo y enseñanzas infundieron en mí no sólo en la parte profesional sino también en lo personal.

A primer director y codirector del proyecto de tesis el Dr. Juan Carlos Vielma y el Ing. Manuel Cando respectivamente, que confiaron en mí para desarrollar el presente documento, por sus enseñanzas y consejos, que por motivos de estudios tuvieron que desvincularse de la Universidad de las Fuerzas Armadas para viajar a otros países.

A mis nuevos Directores de tesis a la Ing. Blanca Chávez y al Ing. Jorge Zuñiga por ayudarme a culminar mí proyecto de tesis.

A todos mis amigos por permitirme ser parte de sus vidas y compartir gratas experiencias.

Henry Roberto Abalco Armas

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	II
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD.....	III
AUTORIZACIÓN.....	IV
DEDICATORIA	V
AGRADECIMIENTO.....	VI
ÍNDICE DE CONTENIDOS	XIX
LISTADO DE TABLAS	XIX
LISTADO DE FIGURAS	XXIII
RESUMEN.....	XXXII
ABSTRACT.....	XXXIII
CAPÍTULO 1	
GENERALIDADES.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. ESTADO DEL ARTE	2
1.3. OBJETIVOS DEL PROYECTO	11
1.3.1. Objetivo General.....	11
1.3.2. Objetivos Específicos	11
1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO	12
1.5. METODOLOGÍA.....	13
CAPÍTULO 2	
BASES TEÓRICAS	14
2.1. INTRODUCCIÓN	14
2.2. PELIGROSIDAD SÍSMICA EN LA CIUDAD DE QUITO	14
2.2.1. Zonas sísmicas y factor de zona Z.....	15

2.2.2.	Tipo de uso, destino e importancia de la estructura, coeficiente “P”	16
2.2.3.	Coeficiente de configuración estructural en planta ϕ_p	17
2.2.4.	Coeficiente de configuración estructural en elevación ϕ_E	18
2.2.5.	Factor de reducción de resistencia sísmica R	19
2.2.6.	Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo F_a , F_d y F_s	20
2.2.7.	Espectro de diseño elástico en aceleraciones.....	21
2.2.8.	Espectro de diseño inelástico en aceleraciones.....	23
2.3.	COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS	23
2.3.1.	Propiedades mecánicas del acero.....	23
2.3.2.	Vigas	26
2.3.3.	Columnas	28
2.3.3.1.	Elementos cargados axialmente a compresión	28
2.3.3.2.	Elementos a flexocompresión	29
2.3.3.3.	Columnas compuestas.....	30
2.3.4.	Conexiones.....	31
2.3.4.1.	Conexiones para vigas	31
2.3.4.2.	Empalme de columnas	34
2.4.	SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ACERO.....	35
2.4.1.	Pórticos especiales a momento (PEM)	36
2.4.2.	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC)	36
2.4.3.	Pórticos arriostrados excéntricamente (PAE).....	37
2.5.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	38
2.5.1.	Introducción	38
2.5.2.	Comportamiento constitutivo de los materiales.....	39
2.5.3.	Patrón de cargas laterales.....	39

2.5.4. Descripción del método del Pushover tradicional	40
2.5.5. Descripción del método del Pushover adaptativo.....	42
2.5.6. Curva de capacidad.....	43
2.6. PARÁMETROS PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL.....	43
2.6.1. Ductilidad de la estructura	44
2.6.2. Reserva de resistencia.....	45
2.6.3. Factor de reducción inherente.....	47
2.6.4. Umbrales de daño	47
2.7. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	48

CAPÍTULO 3

PROGRAMA DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA PÓRTICOS

PLANOS CON MATLAB	50
3.1. INTRODUCCIÓN	50
3.2. EL PROGRAMA COMPUTACIONAL MATLAB	50
3.3. DATOS DE ENTRADA DEL PROGRAMA	52
3.4. DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA.....	53
3.5. RESULTADOS DEL PROGRAMA	60

CAPÍTULO 4

USO Y MANEJO DEL PROGRAMA SEISMOSTRUCT.....	61
4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA.....	61
4.2. PRE – PROCESADOR.....	62
4.2.1. Dibujo, conformado y unidades del modelo a desarrollar	62
4.2.2. Definición de los materiales y secciones transversales	63
4.2.3. Determinación de las clases de elementos.....	66
4.2.4. Asignación de la conectividad de los elementos	67
4.2.5. Restricciones de los vínculos externos	68

	X
4.2.6. Selección del tipo de carga aplicada por nudo.....	68
4.2.7. Fases de carga	69
4.2.8. Criterios de prestaciones.....	72
4.2.9. Salida de análisis.....	73
4.3. PROCESADOR	75
4.4. POST – PROCESADOR	77
4.4.1. Registro de análisis	77
4.4.2. Salida paso a paso	78
4.4.3. Visor de deformada.....	79
4.4.4. Parámetros de respuesta global.....	80
4.4.5. Solicitaciones en los elementos	83
4.4.6. Salida de esfuerzos y deformaciones	84
 CAPÍTULO 5	
EJEMPLOS DE APLICACIÓN.....	85
5.1. INTRODUCCIÓN	85
5.2. EDIFICIO VIANA	86
5.2.1. Descripción de la estructura.....	86
5.2.1.1. Configuración en planta.....	87
5.2.1.2. Configuración en elevación	89
5.2.1.3. Materiales usados.....	91
5.2.1.4. Análisis de compacidad de los perfiles metálicos	92
5.2.1.5. Análisis de cargas verticales	93
5.2.2. Desarrollo del modelo de cálculo con plastificación distribuida en SEISMOSTRUCT	101
5.2.2.1. Bloque izquierdo.....	101
5.2.2.1.1. Sismo en la dirección x.....	101

5.2.2.1.1.1. Espectro de diseño inelástico	102
5.2.2.1.1.2. Obtención de la curva de capacidad	103
5.2.2.1.1.3. Determinación de la ductilidad estructural	104
5.2.2.1.1.4. Determinación de la reserva de resistencia.....	104
5.2.2.1.1.5. Determinación del factor de reducción inherente	105
5.2.2.1.2. Sismo en la dirección y	105
5.2.2.1.2.1. Espectro de diseño inelástico	106
5.2.2.1.2.2. Obtención de la curva de capacidad	107
5.2.2.1.2.3. Determinación de la ductilidad estructural	108
5.2.2.1.2.4. Determinación de la reserva de resistencia.....	108
5.2.2.1.2.5. Determinación del factor de reducción inherente	109
5.2.2.2. Bloque central	109
5.2.2.2.1. Sismo en la dirección x	109
5.2.2.2.1.1. Espectro de diseño inelástico	110
5.2.2.2.1.2. Obtención de la curva de capacidad	111
5.2.2.2.1.3. Determinación de la ductilidad estructural	112
5.2.2.2.1.4. Determinación de la reserva de resistencia.....	112
5.2.2.2.1.5. Determinación del factor de reducción inherente	113
5.2.2.2.2. Sismo en la dirección y	113
5.2.2.2.2.1. Espectro de diseño inelástico	114
5.2.2.2.2.2. Obtención de la curva de capacidad	115
5.2.2.2.2.3. Determinación de la ductilidad estructural	116
5.2.2.2.2.4. Determinación de la reserva de resistencia.....	116
5.2.2.2.2.5. Determinación del factor de reducción inherente	117
5.2.2.3. Bloque derecho	117
5.2.2.3.1. Sismo en la dirección x	117

5.2.2.3.1.1. Espectro de diseño inelástico	118
5.2.2.3.1.2. Obtención de la curva de capacidad	119
5.2.2.3.1.3. Determinación de la ductilidad estructural	119
5.2.2.3.1.4. Determinación de la reserva de resistencia.....	120
5.2.2.3.1.5. Determinación del factor de reducción inherente	120
5.2.2.3.2. Sismo en la dirección y	120
5.2.2.3.2.1. Espectro de diseño inelástico	122
5.2.2.3.2.2. Obtención de la curva de capacidad	122
5.2.2.3.2.3. Determinación de la ductilidad estructural	123
5.2.2.3.2.4. Determinación de la reserva de resistencia.....	123
5.2.2.3.2.5. Determinación del factor de reducción inherente	124
5.2.3. Desarrollo del modelo de cálculo con plasticidad concentrada en SEISMOSTRUCT	124
5.2.3.1. Bloque izquierdo.....	125
5.2.3.1.1. Sismo en la dirección x.....	125
5.2.3.1.1.1. Obtención de la curva de capacidad	126
5.2.3.1.1.2. Determinación de la ductilidad estructural	127
5.2.3.1.1.3. Determinación de la reserva de resistencia.....	127
5.2.3.1.1.4. Determinación del factor de reducción inherente	128
5.2.3.1.2. Sismo en la dirección y	128
5.2.3.1.2.1. Obtención de la curva de capacidad	129
5.2.3.1.2.2. Determinación de la ductilidad estructural	130
5.2.3.1.2.3. Determinación de la reserva de resistencia.....	130
5.2.3.1.2.4. Determinación del factor de reducción inherente	131
5.2.3.2. Bloque central.....	131
5.2.3.2.1. Sismo en la dirección x.....	131

5.2.3.2.1.1. Obtención de la curva de capacidad	132
5.2.3.2.1.2. Determinación de la ductilidad estructural	133
5.2.3.2.1.3. Determinación de la reserva de resistencia.....	133
5.2.3.2.1.4. Determinación del factor de reducción inherente	134
5.2.3.2.2. Sismo en la dirección y	134
5.2.3.2.2.1. Obtención de la curva de capacidad	135
5.2.3.2.2.2. Determinación de la ductilidad estructural	136
5.2.3.2.2.3. Determinación de la reserva de resistencia.....	136
5.2.3.2.2.4. Determinación del factor de reducción inherente	137
5.2.3.3. Bloque derecho	137
5.2.3.3.1. Sismo en la dirección x.....	137
5.2.3.3.1.1. Obtención de la curva de capacidad	138
5.2.3.3.1.2. Determinación de la ductilidad estructural	139
5.2.3.3.1.3. Determinación de la reserva de resistencia.....	139
5.2.3.3.1.4. Determinación del factor de reducción inherente	140
5.2.3.3.2. Sismo en la dirección y	140
5.2.3.3.2.1. Obtención de la curva de capacidad	141
5.2.3.3.2.2. Determinación de la ductilidad estructural	142
5.2.3.3.2.3. Determinación de la reserva de resistencia.....	142
5.2.3.3.2.4. Determinación del factor de reducción inherente	143
5.2.4. Desarrollo del modelo de cálculo con el uso del programa de análisis estático no lineal para pórticos planos con MATLAB	143
5.2.4.1. Bloque izquierdo.....	147
5.2.4.1.1. Sismo en la dirección x.....	147
5.2.4.1.1.1. Obtención de la curva de capacidad	147
5.2.4.1.1.2. Determinación de la ductilidad estructural	147

5.2.4.1.2. Sismo en la dirección y	148
5.2.4.1.2.1. Obtención de la curva de capacidad	148
5.2.4.1.2.2. Determinación de la ductilidad estructural	149
5.2.4.2. Bloque central	149
5.2.4.2.1. Sismo en la dirección x	149
5.2.4.2.1.1. Obtención de la curva de capacidad	149
5.2.4.2.1.2. Determinación de la ductilidad estructural	150
5.2.4.2.2. Sismo en la dirección y	150
5.2.4.2.2.1. Obtención de la curva de capacidad	150
5.2.4.2.2.2. Determinación de la ductilidad estructural	151
5.2.4.3. Bloque derecho	151
5.2.4.3.1. Sismo en la dirección x	151
5.2.4.3.1.1. Obtención de la curva de capacidad	151
5.2.4.3.1.2. Determinación de la ductilidad estructural	152
5.2.4.3.2. Sismo en la dirección y	152
5.2.4.3.2.1. Obtención de la curva de capacidad	153
5.2.4.3.2.2. Determinación de la ductilidad estructural	153
5.3. EDIFICIO MIGUEL ARIAS	154
5.3.1. Descripción de la estructura	154
5.3.1.1. Configuración en planta	154
5.3.1.2. Configuración en elevación	156
5.3.1.3. Materiales usados	158
5.3.1.4. Análisis de compacidad de los perfiles metálicos	158
5.3.1.5. Análisis de cargas verticales	160
5.3.2. Desarrollo del modelo de cálculo con plastificación distribuida en SEISMOSTRUCT	166

5.3.2.1. Sismo en la dirección x.....	166
5.3.2.1.1. Espectro de diseño inelástico.....	167
5.3.2.1.2. Obtención de la curva de capacidad.....	168
5.3.2.1.3. Determinación de la ductilidad estructural.....	169
5.3.2.1.4. Determinación de la reserva de resistencia.....	169
5.3.2.1.5. Determinación del factor de reducción inherente.....	170
5.3.2.2. Sismo en la dirección y.....	170
5.3.2.2.1. Espectro de diseño inelástico.....	171
5.3.2.2.2. Obtención de la curva de capacidad.....	172
5.3.2.2.3. Determinación de la ductilidad estructural.....	172
5.3.2.2.4. Determinación de la reserva de resistencia.....	172
5.3.2.2.5. Determinación del factor de reducción inherente.....	173
5.3.3. Desarrollo del modelo de cálculo con plasticidad concentrada en SEISMOSTRUCT.....	173
5.3.3.1. Sismo en la dirección x.....	174
5.3.3.1.1. Obtención de la curva de capacidad.....	176
5.3.3.1.2. Determinación de la ductilidad estructural.....	176
5.3.3.1.3. Determinación de la reserva de resistencia.....	177
5.3.3.1.4. Determinación del factor de reducción inherente.....	177
5.3.3.2. Sismo en la dirección y.....	177
5.3.3.2.1. Obtención de la curva de capacidad.....	179
5.3.3.2.2. Determinación de la ductilidad estructural.....	180
5.3.3.2.3. Determinación de la reserva de resistencia.....	180
5.3.3.2.4. Determinación del factor de reducción inherente.....	180
5.3.4. Desarrollo del modelo de cálculo con el uso del programa de análisis estático no lineal para pórticos planos con MATLAB.....	181
5.3.4.1. Sismo en la dirección x.....	184

5.3.4.1.1. Obtención de la curva de capacidad	184
5.3.4.1.2. Determinación de la ductilidad estructural	184
5.3.4.2. Sismo en la dirección y	185
5.3.4.2.1. Obtención de la curva de capacidad	185
5.3.4.2.2. Determinación de la ductilidad estructural	185
5.4. EDIFICIO DE AULAS DE LA ESCUELA SUPERIOR DE POLICÍAS ALBERTO ENRÍQUEZ GALLO	186
5.4.1. Descripción de la estructura.....	186
5.4.1.1. Configuración en planta.....	188
5.4.1.2. Configuración en elevación	190
5.4.1.3. Materiales usados.....	191
5.4.1.4. Análisis de compacidad de los perfiles metálicos	191
5.4.1.5. Análisis de cargas verticales	193
5.4.2. Desarrollo del modelo de cálculo con plastificación distribuida en SEISMOSTRUCT	199
5.4.2.1. Sismo en la dirección x.....	199
5.4.2.1.1. Espectro de diseño inelástico.....	199
5.4.2.1.2. Obtención de la curva de capacidad	200
5.4.2.1.3. Determinación de la ductilidad estructural	201
5.4.2.1.4. Determinación de la reserva de resistencia.....	201
5.4.2.1.5. Determinación del factor de reducción inherente	202
5.4.2.2. Sismo en la dirección y	202
5.4.2.2.1. Espectro de diseño inelástico.....	202
5.4.2.2.2. Obtención de la curva de capacidad	203
5.4.2.2.3. Determinación de la ductilidad estructural	204
5.4.2.2.4. Determinación de la reserva de resistencia.....	204
5.4.2.2.5. Determinación del factor de reducción inherente	205

5.4.3. Desarrollo del modelo de cálculo con plasticidad concentrada en SEISMOSTRUCT	205
5.4.3.1. Sismo en la dirección x.....	206
5.4.3.1.1. Obtención de la curva de capacidad	207
5.4.3.1.2. Determinación de la ductilidad estructural	207
5.4.3.1.3. Determinación de la reserva de resistencia.....	208
5.4.3.1.4. Determinación del factor de reducción inherente.....	208
5.4.3.2. Sismo en la dirección y.....	208
5.4.3.2.1. Obtención de la curva de capacidad	209
5.4.3.2.2. Determinación de la ductilidad estructural	210
5.4.3.2.3. Determinación de la reserva de resistencia.....	210
5.4.3.2.4. Determinación del factor de reducción inherente.....	211
5.4.4. Desarrollo del modelo de cálculo con el uso del programa de análisis estático no lineal para pórticos planos con MATLAB	211
5.4.4.1. Sismo en la dirección x.....	214
5.4.4.1.1. Obtención de la curva de capacidad	214
5.4.4.1.2. Determinación de la ductilidad estructural	214
5.4.4.2. Sismo en la dirección y.....	215
5.4.4.2.1. Obtención de la curva de capacidad	215
5.4.4.2.2. Determinación de la ductilidad estructural	215

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	216
6.1. INTRODUCCIÓN	216
6.2. COMPARACIÓN DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD.....	216
6.2.1. Edificio Viana	217
6.2.2. Edificio Miguel Arias	221

6.2.3. Edificio de aulas de la Escuela Superior de Policías Alberto Enríquez Gallo.....	223
6.3. COMPARACIÓN DE LA DUCTILIDAD ESTRUCTURAL.....	224
6.3.1. Edificio Viana.....	225
6.3.2. Edificio Miguel Arias	228
6.3.3. Edificio de aulas de la Escuela Superior de Policías Alberto Enríquez Gallo.....	229
6.4. COMPARACIÓN DE LA RESERVA DE RESISTENCIA	230
6.4.1. Edificio Viana.....	230
6.4.2. Edificio Miguel Arias	232
6.4.3. Edificio de aulas de la Escuela Superior de Policías Alberto Enríquez Gallo.....	233
6.5. COMPARACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN INHERENTE ..	234
6.5.1. Edificio Viana.....	234
6.5.2. Edificio Miguel Arias	237
6.5.3. Edificio de aulas de la Escuela Superior de Policías Alberto Enríquez Gallo.....	238
CAPÍTULO 7	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	239
7.1. CONCLUSIONES.....	239
7.2. RECOMENDACIONES.....	241
BIBLIOGRAFÍA.....	243

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica	16
Tabla 2. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	16
Tabla 3. Penalización de la irregularidad en planta	17
Tabla 4. Penalización de la irregularidad en elevación	18
Tabla 5. Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	19
Tabla 6. Tipo de suelo y factores de sitio F_a	20
Tabla 7. Tipo de suelo y factores de sitio F_d	20
Tabla 8. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s ...	21
Tabla 9. Estados de daño con los umbrales de derivas de piso	48
Tabla 10. Características mecánicas del acero A36	65
Tabla 11. Irregularidad en planta penalizada	88
Tabla 12. Discontinuidad en el sistema de piso del Bloque central – Edificio Viana	89
Tabla 13. Irregularidad en elevación penalizada.....	90
Tabla 14. Irregularidad geométrica del Bloque central – Edificio Viana	91
Tabla 15. Análisis de compacidad de las vigas - Edificio Viana	92
Tabla 16. Análisis de compacidad de las columnas - Edificio Viana	93
Tabla 17. Carga permanente - Bloques izquierdo, central y derecho	94
Tabla 18. Carga viva - Bloques izquierdo y derecho	94
Tabla 19. Carga viva - Bloque central.....	95
Tabla 20. Bloque izquierdo - cargas en los nudos del nivel +0,20	96
Tabla 21. Bloque izquierdo - cargas en los nudos del nivel +2,80	96
Tabla 22. Bloque izquierdo - cargas en los nudos del nivel +7,40	96
Tabla 23. Bloque izquierdo - cargas en los nudos del nivel +12,00	97
Tabla 24. Bloque izquierdo - Resumen de las masas del Edificio Viana.....	97
Tabla 25. Bloque central - cargas en los nudos de los niveles + 0,20.....	98
Tabla 26. Bloque central - cargas en los nudos de los niveles + 2,80; 7,40; 12,00... 98	98
Tabla 27. Bloque central - cargas en los nudos del nivel + 14,60.....	98
Tabla 28. Bloque central - resumen de las masas del Edificio Viana	99
Tabla 29. Bloque derecho - cargas en los nudos del nivel +0,20.....	100

Tabla 30. Bloque derecho - cargas en los nudos del nivel +2,80.....	100
Tabla 31. Bloque derecho - cargas en los nudos del nivel +7,40.....	100
Tabla 32. Bloque derecho - cargas en los nudos del nivel +12,00.....	101
Tabla 33. Bloque derecho - resumen de las masas del Edificio Viana	101
Tabla 34. Datos para la elaboración del espectro inelástico del edificio Viana.....	102
Tabla 35. Datos para la elaboración del espectro inelástico del edificio Viana – Bloque central	110
Tabla 36. Datos para la elaboración del espectro inelástico del edificio Viana – Bloque derecho.....	118
Tabla 37. Longitud de la rótula plástica de los elementos del edificio Viana.....	124
Tabla 38. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las vigas del Edificio Viana	143
Tabla 39. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas del Edificio Viana	144
Tabla 40. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 0,20 del Edificio Viana	144
Tabla 41. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 2.80 del Edificio Viana	145
Tabla 42. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 7,40 del Edificio Viana	145
Tabla 43. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 12,00 del Edificio Viana.....	146
Tabla 44. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 14,60 del Edificio Viana	146
Tabla 45. Irregularidad en elevación penalizada.....	157
Tabla 46. Cálculo de la irregularidad geométrica	157
Tabla 47. Análisis de compacidad de las vigas - Edificio Arias.....	159
Tabla 48. Análisis de compacidad de las columnas - Edificio Viana	159
Tabla 49. Carga permanente – Edificio Arias, N+0,00; 3,24; 6,12; 9,00; 11,88	160
Tabla 50. Carga permanente – Edificio Arias, N+14,66.....	161
Tabla 51. Carga viva – Edificio Arias.....	161
Tabla 52. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +0,00, Pórtico A.....	162

Tabla 53. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +0,00, Pórtico B	162
Tabla 54. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +0,00, Pórtico C	162
Tabla 55. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +3,24; Pórtico A.....	162
Tabla 56. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +3,24; Pórtico B	163
Tabla 57. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +3,24; Pórtico C	163
Tabla 58. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +6,12; 9,00; Pórtico A....	163
Tabla 59. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +6,12; 9,00; Pórtico B	163
Tabla 60. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +6,12; 9,00; Pórtico C	164
Tabla 61. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +11,88; Pórtico A.....	164
Tabla 62. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +11,88; Pórtico B	164
Tabla 63. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +11,88; Pórtico C	164
Tabla 64. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +14,66; Pórtico A.....	165
Tabla 65. Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +14,66; Pórtico B	165
Tabla 66. Resumen de las masas del Edificio Arias	165
Tabla 67. Datos para la elaboración del espectro inelástico del edificio Arias.....	167
Tabla 68. Longitud de la rótula plástica de las vigas del edificio Arias	173
Tabla 69. Longitud de la rótula plástica de las columnas del edificio Arias.....	174
Tabla 70. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las vigas del Edificio Arias	181
Tabla 71. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas del Edificio Arias	181
Tabla 72. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 0,00 del Edificio Arias	182
Tabla 73. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 3,24 del Edificio Arias	182
Tabla 74. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 6,12 y 9,00 del Edificio Arias.....	183
Tabla 75. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 11,88 del Edificio Arias.....	183
Tabla 76. Irregularidad en planta penalizada	189
Tabla 77. Cálculo de los retrocesos excesivos en las esquinas	189
Tabla 78. Cálculo de la discontinuidad en el sistema de piso	190

Tabla 79. Análisis de compacidad de las vigas - Edificio Arias.....	192
Tabla 80. Análisis de compacidad de las columnas - Edificio de Policías	192
Tabla 81. Carga permanente - Aulas de policías N+3,60 al N+7,20	193
Tabla 82. Carga permanente - Aulas de policías N+10,80 (terraza inaccesible) ...	193
Tabla 83. Carga viva - Aulas de policías	194
Tabla 84. Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +3,60, Pórtico 1 y 2...	195
Tabla 85. Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +3,60, Pórtico 3 y 4...	196
Tabla 86. Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +3,60, Pórtico 5 y 6...	196
Tabla 87. Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +7,20, Pórtico 1 y 2...	196
Tabla 88. Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +7,20, Pórtico 3 y 4...	197
Tabla 89. Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +7,20, Pórtico 5 y 6...	197
Tabla 90. Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +10,80, Pórtico 1 y 2.	197
Tabla 91. Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +10,80, Pórtico 3 y 4.	198
Tabla 92. Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +10,80, Pórtico 5 y 6.	198
Tabla 93. Resumen de las masas del Edificio de Policías.....	198
Tabla 94. Datos para la elaboración del espectro inelástico del edificio de Policías	199
Tabla 95. Longitud de la rótula plástica de los elementos del edificio de Policías	205
Tabla 96. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las vigas del Edificio de Aulas de Policías	211
Tabla 97. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas del Edificio de Aulas de Policías	212
Tabla 98. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 3,60 del Edificio de Aulas de Policías	212
Tabla 99. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 7,20 del Edificio de Aulas de Policías	213
Tabla 100. Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 10,80 del Edificio de Aulas de Policías	213

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Nave industrial.....	3
Figura 2. Columna rectangular formada por dos perfiles tipo G	4
Figura 3. Columna formada por planchas de acero A36.....	4
Figura 4. Vigas Tipo I.....	5
Figura 5. Viga rectangular	5
Figura 6. Instalación en obra del sistema de piso del deck metálico	6
Figura 7. Sistema mixto de entrepiso.....	7
Figura 8. Unión entre vigas.....	8
Figura 9. Unión viga - columna	8
Figura 10. Arriostamiento.....	9
Figura 11. Detalle de canastilla, placa metálica, pernos y aletas	9
Figura 12. Detalle de pernos, aletas y placa metálica	10
Figura 13. Detalle de la placa metálica de anclaje.....	11
Figura 14. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z	15
Figura 15. Espectro sísmico elástico de aceleraciones	22
Figura 16. Diagrama esfuerzo - deformación de un acero estructural	23
Figura 17. Vigas armadas.....	27
Figura 18. Vigas de alma abierta (Oviedo, 2009).....	27
Figura 19. Vigas de canto variable (Oviedo, 2009)	28
Figura 20. Conexiones resistentes a momento (Escalante, 2003).....	32
Figura 21. Conexiones simples (Escalante, 2003)	33
Figura 22. Conexiones semirígidas (Escalante, 2003).....	34
Figura 23. Empalme de columnas atornilladas	35
Figura 24. Empalme de columnas soldadas	35
Figura 25. Zonas donde se esperan las deformaciones inelásticas	36
Figura 26. Tipos de PEAC	37
Figura 27. Tipos de PAE.....	38
Figura 28. Distribución triangular de las cargas laterales.....	40
Figura 29. Análisis con empuje incremental.....	41

Figura 30. Facto de forma de varias secciones simétricas	42
Figura 31. Curva de capacidad.....	43
Figura 32. Curva de capacidad para determinar la ductilidad global.....	44
Figura 33. Explicación de la reserva de resistencia	46
Figura 34. Parámetros para el cálculo de la reserva de resistencia	47
Figura 35. Interfaz de Matlab.....	51
Figura 36. Modelo bilineal de la relación momento curvatura	53
Figura 37. Etapas del comportamiento de una viga	55
Figura 38. Relación entre deformación y curvatura.....	56
Figura 39. Variación de esfuerzo y deformación en una viga rectangular	57
Figura 40. Distribución idealizada de esfuerzos plásticos, elemento tipo I.....	58
Figura 41. Distribución idealizada de esfuerzos plásticos, elemento tipo tubular	58
Figura 42. Curva de capacidad y rótulas plásticas obtenida con el programa de Matlab	60
Figura 43. Interfaz del pre – procesador	62
Figura 44. Asistente para la configuración del modelo en 2D o 3D.....	63
Figura 45. Modelo bi – lineal para acero	64
Figura 46. Creación de una nueva sección.....	65
Figura 47. Editor de las propiedades de clase de elementos	66
Figura 48. Agregar nuevo elemento.....	67
Figura 49. Restricción de los nodos externos	68
Figura 50. Asignación de cargas incrementales y permanentes.....	69
Figura 51. Fase de carga – control de carga.....	70
Figura 52. Fase de carga – control de la respuesta.....	71
Figura 53. Fase de carga – control automático de la respuesta.....	71
Figura 54. Fase de criterios de prestaciones	72
Figura 55. Ingreso del criterio de prestación.....	73
Figura 56. Fase de salida de análisis	74
Figura 57. Análisis en progreso del modelo de un edificio	75
Figura 58. Gráfico en tiempo real del procesador.....	76
Figura 59. Gráfico de la deformada en tiempo real del procesador.....	77
Figura 60. Registro de análisis.....	78

Figura 61. Salida paso a paso.....	79
Figura 62. Opción mostrar criterios de prestaciones.....	79
Figura 63. Opción mostrar valores de desplazamientos	80
Figura 64. Coordenadas globales	80
Figura 65. Gráfico de desplazamiento estructural	81
Figura 66. Gráfico de momento en el apoyo.....	81
Figura 67. Curva de capacidad.....	82
Figura 68. Tabla de verificación de criterios de prestaciones.....	82
Figura 69. Visor de solicitaciones internas elemento pórtico	83
Figura 70. Fachada principal del edificio Viana	86
Figura 71. Sistema Mixto de piso	87
Figura 72. Configuración estructural de la primera planta.	87
Figura 73. Configuración estructural de la segunda planta en adelante.....	88
Figura 74. Configuración en elevación	90
Figura 75. Detalle de columnas, vigas principales y secundarias.....	92
Figura 76. Vista en planta del bloque izquierdo del edificio Viana.....	95
Figura 77. Vista en planta del bloque central del edificio Viana.....	97
Figura 78. Vista en planta del bloque derecho del edificio Viana	99
Figura 79. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores	102
Figura 80. Espectro de diseño inelástico del Edificio Viana, bloque izquierdo	103
Figura 81. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo.....	104
Figura 82. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores.....	105
Figura 83. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores	106
Figura 84. Espectro de diseño inelástico del Edificio Viana, bloque izquierdo	107
Figura 85. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo.....	108
Figura 86. Desplazamiento último en “x” con la representación del estado de daño en colores.....	109

Figura 87. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores	110
Figura 88. Espectro de diseño inelástico del Edificio Viana, bloque central.....	111
Figura 89. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque central.....	112
Figura 90. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores.....	113
Figura 91. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores	114
Figura 92. Espectro de diseño inelástico del Edificio Viana, bloque central.....	115
Figura 93. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo.....	116
Figura 94. Desplazamiento último en “x” con la representación del estado de daño en colores.....	117
Figura 95. Espectro de diseño inelástico del Edificio Viana, bloque derecho.....	118
Figura 96. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque derecho	119
Figura 97. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores.....	121
Figura 98. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores	121
Figura 99. Espectro de diseño inelástico del Edificio Viana, bloque izquierdo	122
Figura 100. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque derecho	123
Figura 101. Desplazamiento último en “x” con la representación del estado de daño en colores.....	125
Figura 102. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores	126
Figura 103. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo.....	127
Figura 104. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores.....	128

Figura 105. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores	129
Figura 106. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo.....	130
Figura 107. Desplazamiento último en “x” con la representación del estado de daño en colores.....	131
Figura 108. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores	132
Figura 109. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque central.....	133
Figura 110. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores.....	134
Figura 111. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores	135
Figura 112. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque central.....	136
Figura 113. Desplazamiento último en “x” con la representación del estado de daño en colores.....	137
Figura 114. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores	138
Figura 115. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque derecho	139
Figura 116. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores.....	140
Figura 117. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores	141
Figura 118. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque derecho	142
Figura 119. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo.....	147
Figura 120. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo.....	148

Figura 121. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque central.....	149
Figura 122. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque central.....	150
Figura 123. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque derecho	152
Figura 124. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque derecho	153
Figura 125. Sistema Mixto de piso	154
Figura 126. Configuración estructural de la primera y segunda planta	155
Figura 127. Configuración estructural de la tercera, cuarta y quinta planta.....	155
Figura 128. Configuración estructural de la sexta planta.....	156
Figura 129. Modelo 3D del Edificio Arias	156
Figura 130. Detalle de columnas, vigas principales y secundarias.....	158
Figura 131. Desplazamiento último “x” con la representación del estado de daño en colores.....	166
Figura 132. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores	167
Figura 133. Espectro de diseño inelástico del Edificio Miguel Arias.....	168
Figura 134. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Miguel Arias	169
Figura 135. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores	170
Figura 136. Espectro de diseño inelástico del Edificio Miguel Arias.....	171
Figura 137. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Miguel Arias	172
Figura 138. Desplazamiento último “x” con la representación del estado de daño en colores.....	174
Figura 139. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores	175
Figura 140. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Miguel Arias	176
Figura 141. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores.....	178

Figura 142. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores	178
Figura 143. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Miguel Arias	179
Figura 144. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Arias	184
Figura 145. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Arias	185
Figura 146. Edificio de aulas de la Escuela de Policías en Pusuquí	186
Figura 147. Fachada principal del bloque de aulas de la Escuela de Policías en Pusuquí	186
Figura 148. Sistema Mixto de piso	187
Figura 149. Configuración estructural de las tres plantas	188
Figura 150. Configuración en elevación	190
Figura 151. Detalle de columnas, vigas principales y secundarias	191
Figura 152. Vista en planta del bloque izquierdo de las aulas de policías	195
Figura 153. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores	199
Figura 154. Espectro de diseño inelástico del Edificio de Policías	200
Figura 155. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio de Policías	201
Figura 156. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores	202
Figura 157. Espectro de diseño inelástico del Edificio de Policías	203
Figura 158. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio de Policías	204
Figura 159. Desplazamiento último en “x” con la representación del estado de daño en colores	206
Figura 160. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores	206
Figura 161. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio de Policías	207
Figura 162. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores	208
Figura 163. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores	209
Figura 164. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio de Policías	210

Figura 165. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio de Aulas de Policías	214
Figura 166. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio de Aulas de Policías	215
Figura 167. Comparación de las curvas de capacidad sismo x, del bloque izquierdo - Edificio Viana	217
Figura 168. Comparación de las curvas de capacidad sismo y, del bloque izquierdo - Edificio Viana	217
Figura 169. Comparación de las curvas de capacidad sismo x, del bloque central - Edificio Viana	218
Figura 170. Comparación de las curvas de capacidad sismo y, del bloque central - Edificio Viana	219
Figura 171. Comparación de las curvas de capacidad sismo x, del bloque derecho - Edificio Viana	220
Figura 172. Comparación de las curvas de capacidad sismo y, del bloque derecho - Edificio Viana	220
Figura 173. Comparación de las curvas de capacidad sismo x, del Edificio Arias	221
Figura 174. Comparación de las curvas de capacidad sismo y, del Edificio Arias	222
Figura 175. Comparación de las curvas de capacidad sismo x, del Edificio de Policías	223
Figura 176. Comparación de las curvas de capacidad sismo y, del Edificio de Policías	223
Figura 177. Comparación de la ductilidad del bloque izquierdo - Edificio Viana	225
Figura 178. Comparación de la ductilidad del bloque central - Edificio Viana.....	226
Figura 179. Comparación de la ductilidad del bloque derecho - Edificio Viana....	227
Figura 180. Comparación de la ductilidad del Edificio Arias.....	228
Figura 181. Comparación de la ductilidad del Edificio de Policías	229
Figura 182. Comparación de la reserva de resistencia del bloque izquierdo - Edificio Viana	230

Figura 183. Comparación de la reserva de resistencia del bloque central - Edificio Viana	231
Figura 184. Comparación de la reserva de resistencia del bloque derecho - Edificio Viana	232
Figura 185. Comparación de la reserva de resistencia del Edificio Arias	232
Figura 186. Comparación de la reserva de resistencia del Edificio de Policías.....	233
Figura 187. Comparación del factor de reducción inherente del bloque izquierdo - Edificio Viana.....	234
Figura 188. Comparación del factor de reducción inherente del bloque central - Edificio Viana	235
Figura 189. Comparación del factor de reducción inherente del bloque derecho - Edificio Viana	236
Figura 190. Comparación del factor de reducción inherente del Edificio Arias.....	237
Figura 191. Comparación del factor de reducción inherente del Edificio de Policías	238

RESUMEN

La ciudad de Quito se encuentra en constante desarrollo lo cual se refleja en el incremento de edificaciones nuevas, que tienen como materia prima esencial el acero estructural, porque en la etapa constructiva el montaje de estos elementos se lo realiza más rápido que el sistema constructivo con hormigón armado, también se puede diseñar vanos con mayores luces y con menores secciones de vigas. En el presente proyecto se analiza tres edificios de estructura metálica que están en proceso de construcción y otro que está en funcionamiento en la ciudad de Quito los cuales son: el edificio Viana, Miguel Arias y el edificio de Aulas de la Escuela de Policías Alberto Enríquez; para conocer la respuesta de las estructuras cuando sobrepasan el rango elástico ante los efectos de las fuerzas sísmicas y además evaluar los estados de daños que presentan los edificios durante el análisis. Para determinar el comportamiento estructural de los edificios se calcula la curva de capacidad, la ductilidad estructural, reserva de resistencia, factor de reducción inherente de cada uno de los tres edificios, por el método de análisis estático no lineal por plastificaciones distribuidas y por plasticidad concentrada con la ayuda del programa computacional Seismostruct V6.5. y el programa de análisis estático no lineal por plasticidad concentrada desarrollado en Matlab por el Dr. Aguiar y el Ing. Mora. Finalmente se realiza la comparación de los tres métodos en mención para conocer cuál de ellos es el más confiable a la hora de determinar el comportamiento estructural de los edificios en el rango no lineal.

PALABRAS CLAVES:

- **ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL**
- **SEISMOSTRUCT**
- **CURVA DE CAPACIDAD**
- **DUCTILIDAD**
- **RESERVA DE RESISTENCIA**

ABSTRACT

Quito's City, is in constant development, which is reflected in the increase of new buildings, that have as primary material the steel, because while the construction, this elements can be used faster than reinforced concrete. Another advantage is that you can design larger spaces with less measure of the bean. In this particular project, three steel buildings have been analyzed during their construction period; while in the other hand some buildings that are actually working in Quito, such as: Viana Building, Miguel Arias and Police School Alberto Enriquez Building. In order to know the answer of the structure, when they exceed the elastic range in front of the effect of the seismic forces, and also to evaluate the damage that present this buildings during the study.

To determinate the structural behavior of the buildings, we have to calculate the capacity curve, the structural ductility, resistant reserve, inherent reduction factor of each one of the buildings, by the method of nonlinear static analysis by plasticity distributed and by concentrated plasticity with the help of the computer program Seismostruct V6.5., and the program the nonlinear static analysis by concentrated plasticity developed in Matlab by Dr. Aguiar and Ing. Mora.

Finally, is done the comparison the three methods in mention to know which one in the most reliable at the time to determinate the structural behavior of the buildings at non-lineal rank.

KEYWORDS:

- **NONLINEAR STATIC ANALYSIS**
- **SEISMOSTRUCT**
- **CAPACITY CURVE**
- **DUCTILITY**
- **RESISTANT RESERVE**

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

Ingenieros e investigadores encuentran la necesidad de inventar métodos para determinar el comportamiento no lineal de las estructuras ante el efecto de los sismos. Desde hace algunos años varios investigadores desarrollan procedimientos para evaluar el grado de vulnerabilidad de los edificios y así evitar pérdidas de vidas humanas y pérdidas materiales asociadas.

Alrededor de los años 80 investigadores comenzaron a desarrollar métodos y guías para el diseño y reforzamiento, basándose en el comportamiento inelástico de las estructuras, mediante el uso de algunas simplificaciones lineales. Algunos documentos publicados como el FEMA – 356 (2000) y el ATC – 40 (1996) cuentan con una guía que incorpora el análisis estático no lineal para determinar de una forma más cercana a la realidad el comportamiento de las estructuras. Esto constituyó un avance ante los métodos de análisis lineal de otras épocas.

Los métodos de análisis no lineal predicen de una manera más realista el comportamiento de las estructuras ante efectos sísmicos. Con esta evaluación se puede determinar la resistencia, ductilidad, los mecanismos de falla de la estructura con lo que se puede saber si el edificio necesita reforzamiento o si su comportamiento es satisfactorio.

Los métodos de análisis no lineales se clasifican en dos grandes grupos: los análisis estáticos no lineales y los análisis dinámicos no lineales.

Análisis estáticos no lineales: Consisten en aplicar las cargas gravitacionales y las cargas laterales equivalentes producidas por el sismo en la estructura, con lo cual se produce la primera rótula plástica y se presenta una redistribución de rigidez de la

estructura, y así prosigue un proceso iterativo hasta que la estructura falla totalmente. Existen algunos métodos:

- PUSH – OVER tradicional
- PUSH – OVER adaptativo
- Método del espectro de capacidad (ATC – 40)
- Método de coeficientes de desplazamiento (FEMA 273/356)
- Método N2, Eurocode – 8.

Análisis dinámicos no lineales: En este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar que el análisis estático no lineal. La principal diferencia es que la acción sísmica se modela con acelerogramas reales o simulados. Es el procedimiento más completo para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica. Se lo realiza mediante elementos finitos.

Al comienzo los análisis no lineales no se utilizan por las limitaciones tecnológicas que se tenían antiguamente, por lo que al comienzo esta técnica se utiliza sólo en modelos bidimensionales, pero con el paso del tiempo la tecnología evoluciona y se consigue procesar modelos espaciales.

1.2. ESTADO DEL ARTE

En los últimos años el Ecuador mantiene un desarrollo económico constante con lo cual en la ciudad de Quito el sector de la construcción se amplía de una forma permanente, donde se utiliza el acero estructural como materia prima principal.

Los edificios se diseñan con pórticos espaciales resistentes a momento con o sin arriostramientos. Además de la utilización del acero estructural para edificios, es normal en la ciudad de Quito la utilización de este elemento para la construcción de naves industriales y también para sistemas de construcción mixta con elementos de hormigón armado, ver Figura 1.



Figura 1. Nave industrial

Las alturas de los edificios de estructura metálica en la ciudad de Quito varían desde los 10m hasta los 24m. La altura de entepiso varía en función del tipo de uso para el cual se diseña la estructura por lo cual se puede tener alturas de entepiso que varían de 2,60 a 4,60 m e incluso mayores.

A continuación se presentan algunos tipos de elementos, conexiones y juntas con las que se trabaja en Quito.

Perfiles de diseño

En el país los perfiles estructurales que se utilizan son los conformados en frío, porque en el mercado al momento no existe una gran variedad de perfiles laminados en caliente.

- **Columnas.-** Se utilizan perfiles estructurales A36 tipo G que se unen mediante soldadura como se indica en la Figura 2.



Figura 2. Columna rectangular formada por dos perfiles tipo G

También se usan columnas rectangulares que son formadas en un taller, donde poseen planchas de acero A36 que mediante máquinas especiales las doblan y sueldan, para formar el tipo de sección transversal que se requiera, Figura 3.



Figura 3. Columna formada por planchas de acero A36

Las columnas son huecas o rellenas de hormigón, esto está a criterio del diseñador estructural.

- **Vigas.-** Para las vigas principales o secundarias se usan perfiles tipo I como se indica en la Figura 4 o elementos rectangulares que se conforman como se indicó previamente en las Figura 2 y Figura 3.



Figura 4. Vigas Tipo I

En la Figura 5 se aprecia un tipo de viga rectangular.



Figura 5. Viga rectangular

Las vigas secundarias son las encargadas de transmitir las cargas a las vigas principales, el espaciamiento normal que se utiliza para el diseño de las vigas secundarias está en el rango de 1,20 a 1,70 m con lo cual se controla que el tamaño del peralte del elemento no sea de gran tamaño.

Mediante el uso de vigas principales metálicas se consigue obtener mayores distancias entre vanos con peraltes menores en comparación con las vigas de hormigón

armado, por lo cual cuando se necesita tener núcleos de circulación grandes es preferible optar por vigas metálicas. La distancia entre vanos de las vigas principales metálicas está dentro del rango de 3,70 a 12 m, e incluso se puede tener mayores distancias lo cual implica mayor peralte de la sección transversal del elemento, es decir la distancia entre vanos es directamente proporcional al peralte de la viga metálica.

Losa de entrepiso o cubierta

Para la losa se utiliza un sistema mixto que se conforma con deck metálico, malla electrosoldada, conectores de corte y el hormigón de la resistencia que se requiera. Además el deck funciona como encofrado, alivianamientos, refuerzo positivo que elimina la necesidad de varillas de refuerzo, de esta forma es un sistema de construcción más rápido que el convencional. La losa por lo general en es de 10 a 11cm de espesor y el hormigón de una resistencia a la compresión de 210 kg/cm².

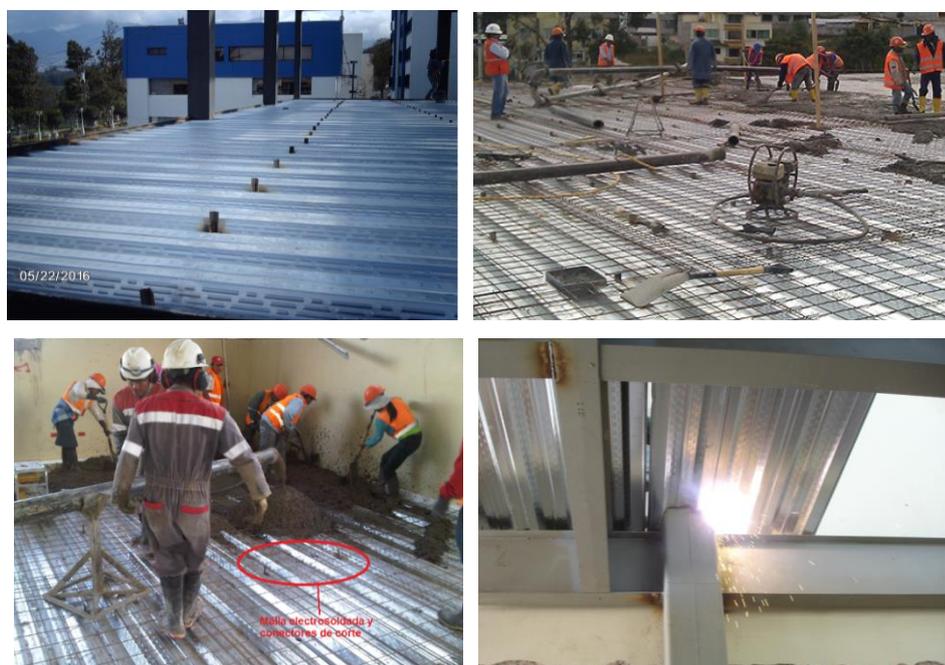


Figura 6. *Instalación en obra del sistema de piso del deck metálico*

En la Figura 6 se aprecia cómo se instala en obra el sistema de piso del deck metálico.

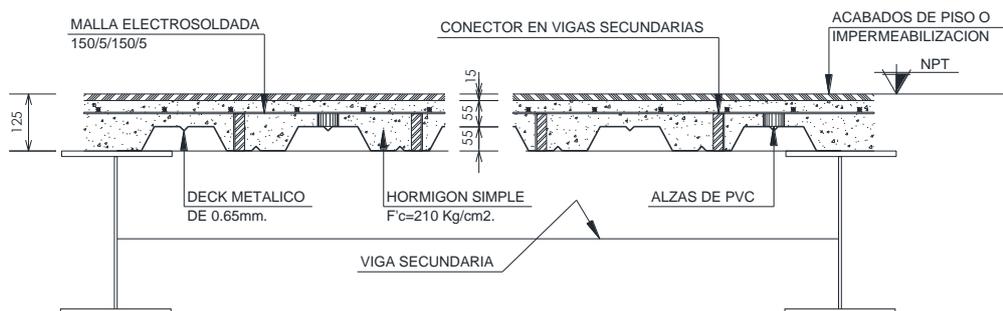


Figura 7. Sistema mixto de entrepiso

En la Figura 7 se muestra un sistema típico de entrepiso con deck metálico. Las dimensiones del deck son las mismas, sólo varía el espesor; el deck metálico más común es el de 0,65 mm de espesor.

Juntas

En la actualidad lo más común es realizar la unión viga – columna y la unión de las vigas principales con las secundarias mediante soldadura como se aprecia en las Figura 8 y Figura 9. Pocas son las constructoras que realizan las juntas mediante pernos.





Figura 8. Unión entre vigas



Figura 9. Unión viga - columna

En la Figura 10 se aprecia la junta viga – columna y además este tramo del pórtico está arriostrado.



Figura 10. Arriostramiento

Detalle de la placa base de la columna

Para el anclaje de la estructura de la Figura 11 se utilizan canastillas que llegan a la cimentación, lo cual facilita el encofrado y la fundición del hormigón, al finalizar la fundición se verifica que queden las varillas sobresalidas para poder colocar una placa de acero, pernos y algunas aletas de soporte, que dependen del diseño estructural.



Figura 11. Detalle de canastilla, placa metálica, pernos y aletas

Las canastillas de anclaje están empotradas al plinto de la estructura. Sobresalen los aceros de refuerzo que cumplen la función de roscas entre la placa metálica y la canastilla. En la Figura 12 se observa como los pernos, aletas y placas se usan para el anclaje de las columnas.



Figura 12. Detalle de pernos, aletas y placa metálica





Figura 13. Detalle de la placa metálica de anclaje

Como se muestra en la Figura 13 existen otros tipos de anclaje los cuales no tienen pernos ni aletas, sólo poseen placas metálicas, sin embargo cuando se ejecuta la canastilla de anclaje se dejan sobresalidas las varillas, para poder colocar la placa de acero.

1.3. OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.3.1. Objetivo General

Realizar el análisis estático no lineal con plasticidad distribuida y con plasticidad concentrada en estructuras metálicas aporricadas en la ciudad de Quito, utilizando el programa SEISMOSTRUCT.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Manejar la base teórica del análisis estático no lineal y la forma de evaluar la respuesta dinámica en estructuras metálicas.
- Aprender el uso y el manejo del programa computacional SEISMOSTRUCT.
- Generar el modelo analítico y ejecutar el análisis estático no lineal de tres edificios de estructura metálica que están en proceso de construcción y, otros edificios en construcción y en funcionamiento, con una antigüedad menor a los cinco años mediante el programa SEISMOSTRUCT, a partir de la información obtenida de los edificios.

1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Es muy importante para la investigación diseñar estructuras durables, económicas y seguras.

La acción de cargas sísmicas, sobre las estructuras, tiene efectos devastadores sobre las mismas y afectan sobre todo a los usuarios de las construcciones, por lo tanto, este tema en mención merece un estudio con mayor profundidad.

Es relevante saber que las estructuras sometidas a la acción de sismos pueden sufrir daños totales o parciales, ya sea por su irregularidad en planta o elevación. Si bien los códigos fijan procedimientos de cálculo adecuados para protegerlos, siempre existen daños, los cuales son producto de errores de los proyectos o fallas constructivas.

El crecimiento y desarrollo de la ciudad de Quito tiene como efecto la construcción de más edificios con estructura metálica, sin embargo este sistema de construcción posee fortalezas y debilidades ante el efecto de los sismos, para determinar la vulnerabilidad de los edificios se utiliza el análisis estático no lineal por el método del pushover, porque la fuerza del sismo puede ocasionar daños en los elementos estructurales y sus conexiones, y provoca que los elementos estructurales se conviertan en objetos que atentan contra la vida de las personas.

El aporte fundamental de este estudio, es tener una idea clara del comportamiento de las edificaciones con estructura metálica ante las cargas sísmicas y su efecto sobre los usuarios.

1.5. METODOLOGÍA

Se parte del estado actual de conocimiento el cual se enfoca en edificios con estructura metálica capaces de resistir acciones laterales. Además para la elaboración del presente trabajo se utiliza la investigación documental bibliográfica y el análisis estático no lineal con el objetivo de evaluar el comportamiento de los edificios ante los efectos del sismo.

Luego se recopila la información de dos edificios aportados en construcción y otro que al momento está en funcionamiento en la ciudad de Quito.

Los edificios se procesan y analizan mediante el programa computacional Seismostruct versión 6.5 (2013).

Cada estructura se somete a un análisis pushover para posteriormente realizar la evaluación del desempeño que alcanza cada uno de los edificios, que se realiza mediante el estudio de las curvas de capacidad.

CAPÍTULO 2

BASES TEÓRICAS

2.1. INTRODUCCIÓN

Hasta la actualidad la forma de representar el sismo es un problema porque incluye algunas variables como características del suelo, período de retorno del sismo, propiedades dinámicas de la estructura, por lo cual muchos investigadores plantean modelos para representarlo. En la presente investigación se incursiona en el rango no lineal de las estructuras para lo cual se hace uso del método del pushover para el análisis de edificios de la ciudad de Quito.

Se recaba información sobre el comportamiento de las estructuras metálicas y su riesgo sísmico en el cantón Quito, así también como la forma de evaluar los parámetros estructurales.

Se revisa el método de análisis estático no lineal, con el comportamiento constitutivo de los materiales. Además se recopila información para analizar la curva de capacidad.

2.2. PELIGROSIDAD SÍSMICA EN LA CIUDAD DE QUITO

El Ecuador está expuesto a la acción de sismos por lo cual se busca en lo posible reducir la cantidad de pérdidas humanas, al evitar el colapso de las estructuras y garantizar que las estructuras especiales y esenciales funcionen inmediatamente después de un sismo severo.

En la Tabla 2 se describe cuáles son las estructuras especiales y esenciales según la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

2.2.1. Zonas sísmicas y factor de zona Z

La zona de análisis es la ciudad de Quito, la cual se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta, que se cataloga como zona sísmica V, Figura 14.

El factor de zona Z corresponde a la aceleración máxima en que se espera en roca para el sismo de diseño que se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2011).

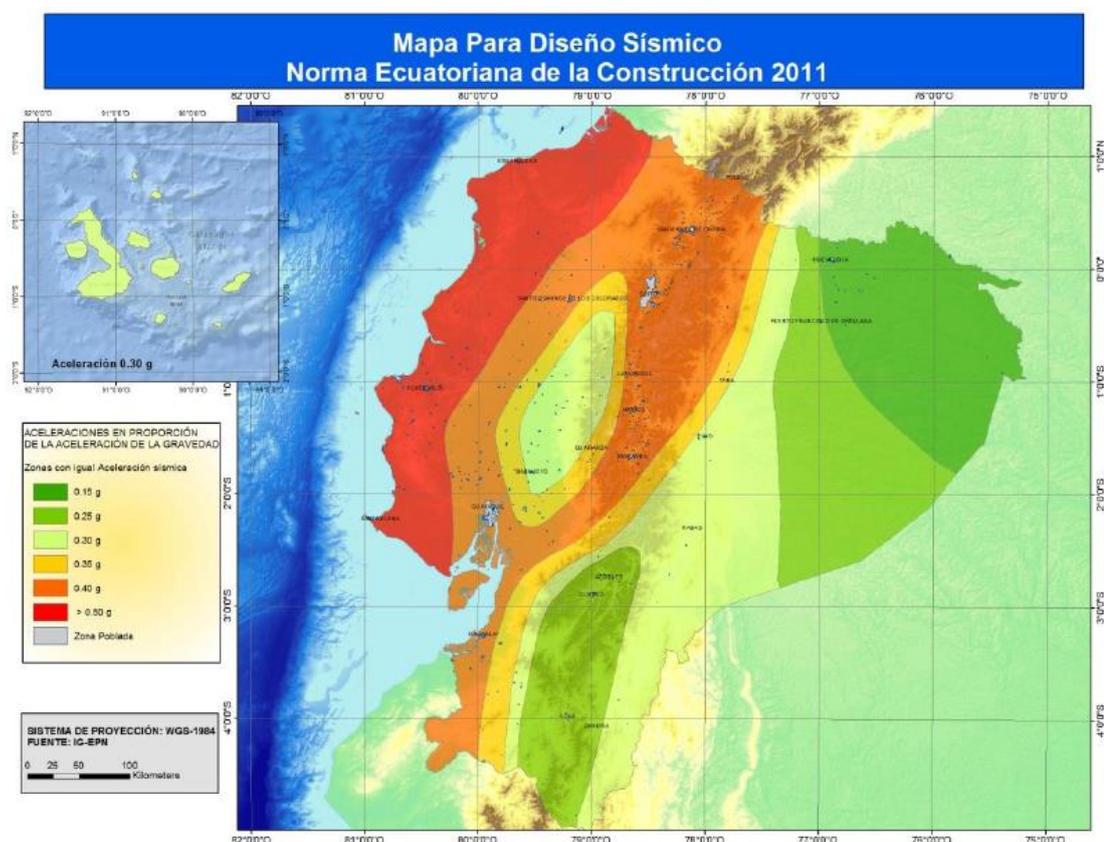


Figura 14. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z

En la Tabla 1 se observa el valor Z y el tipo de peligro para cada zona sísmica del Ecuador.

Tabla 1*Valores del factor Z en función de la zona sísmica*

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC, 2011)**2.2.2. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura, coeficiente “I”**

El propósito del factor de importancia es mejorar la resistencia de la estructura mediante el incremento de la demanda sísmica de diseño, estas estructuras por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (NEC, 2011).

Tabla 2*Tipo de uso, destino e importancia de la estructura*

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

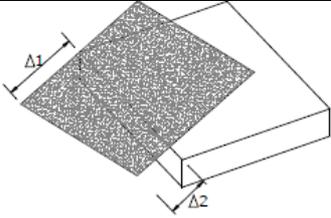
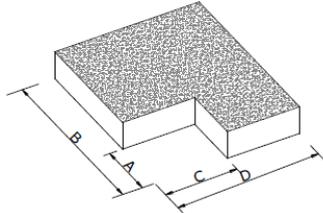
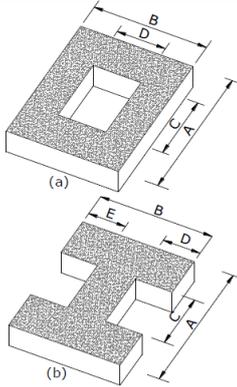
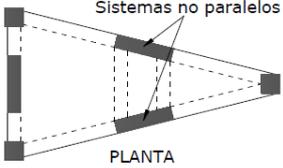
Fuente: (NEC, 2011)

2.2.3. Coeficiente de configuración estructural en planta ϕ_p

El coeficiente ϕ_p se estima a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas de la estructura, y se describen en la Tabla 3 (NEC, 2011).

Tabla 3

Penalización de la irregularidad en planta

Irregularidad	Fórmula	Gráfico
<p>Irregularidad torsional $\phi_p = 0,9$</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</p>	$\Delta > 1,2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$	
<p>Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_p = 0,9$</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>	$A > 0,15B$ <p>y</p> $C > 0,15D$	
<p>Discontinuidad en el sistema de piso $\phi_p = 0,9$</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>a) $CxD > 0,5AxB$</p> <p>b) $A_1 = CxD + CxE$ $A_1 > 0,5AxB$</p>	
<p>Ejes estructurales no paralelos $\phi_p = 0,9$</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>		

Fuente: (NEC, 2011)

2.2.4. Coeficiente de configuración estructural en elevación ϕ_E

El coeficiente ϕ_E se estima a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, y se describe en la Tabla 4 (NEC, 2011).

Tabla 4

Penalización de la irregularidad en elevación

Irregularidad	Fórmula	Gráfico
<p>Piso flexible</p> <p>$\phi_E = 0,9$</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>Rigidez $K_C < 0,70$ Rigidez K_D</p> <p>Rigidez</p> $< 0,80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$	
<p>Distribución de masa</p> <p>$\phi_E = 0,9$</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>$m_D > 1,50 m_E$</p> <p>ó</p> <p>$m_D > 1,50 m_C$</p>	
<p>Irregularidad geométrica</p> <p>$\phi_E = 0,9$</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>$a > 1,3 b$</p>	

Fuente: (NEC, 2011)

2.2.5. Factor de reducción de resistencia sísmica R

En la Tabla 5 se indican los valores de R para sistemas estructurales dúctiles.

Tabla 5

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (NEC, 2011)

Para el análisis de los edificios de la presente tesis se opta por utilizar un factor de reducción sísmica $R = 6$, ya que los edificios en análisis corresponden a la categoría que se indica en el recuadro de la Tabla 5.

2.2.6. Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo Fa, Fd y Fs

En la Tabla 6 se presentan los valores del coeficiente Fa cuya función es amplificar las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, y toma en cuenta los efectos de sitio (NEC, 2011).

Tabla 6

Tipo de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,50
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,4	1,3	1,25	1,23	1,2	1,18
D		1,6	1,4	1,3	1,25	1,2	1,12
E		1,8	1,5	1,39	1,26	1,14	0,97

Fuente: (NEC, 2011)

En la Tabla 7 se presentan los valores del coeficiente Fd cuya función es amplificar las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, el cual considera los efectos de sitio (NEC, 2011).

Tabla 7

Tipo de suelo y factores de sitio Fd

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,50
A		0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B		1	1	1	1	1	1
C		1,6	1,5	1,4	1,35	1,3	1,25
D		1,9	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
E		2,1	1,75	1,7	1,65	1,6	1,5

Fuente: (NEC, 2011)

En la Tabla 8 se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio, el mismo 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 (NEC, 2011).

Tabla 8

Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	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		1	1,1	1,2	1,25	1,3	1,45
D		1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,65
E		1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2

Fuente: (NEC, 2011)

La Ingeniera Katyuska Sangurima en su tesis de microzonificación sísmica de Quito, realiza un estudio del tipo de perfil de suelo que le corresponde a esta ciudad según las recomendaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11. Al término de su análisis la Ingeniera concluye que la mayoría de los suelos del Distrito Metropolitano de Quito se caracteriza por ser del tipo D, al considerar los valores de onda de corte, V_{s30} (Sangurima, 2013).

En base al estudio realizado por la Ingeniera Katyuska Sangurima, se elige un perfil de suelo tipo D, para la determinación de los factores de sitio F_a , F_d y F_s .

2.2.7. Espectro de diseño elástico en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para el nivel del sismo de diseño, se muestra en la Figura 2.2, está en función del factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de

emplazamiento de la estructura y se consideran los valores de los coeficientes de amplificación de suelo de las Tabla 6, Tabla 7 y Tabla 8. Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0,05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos (NEC, 2011):

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

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

donde:

$r = 1$ para tipo de suelo A, B o C y $r = 1.5$, para tipo de suelo D o E.

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

$I =$ Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

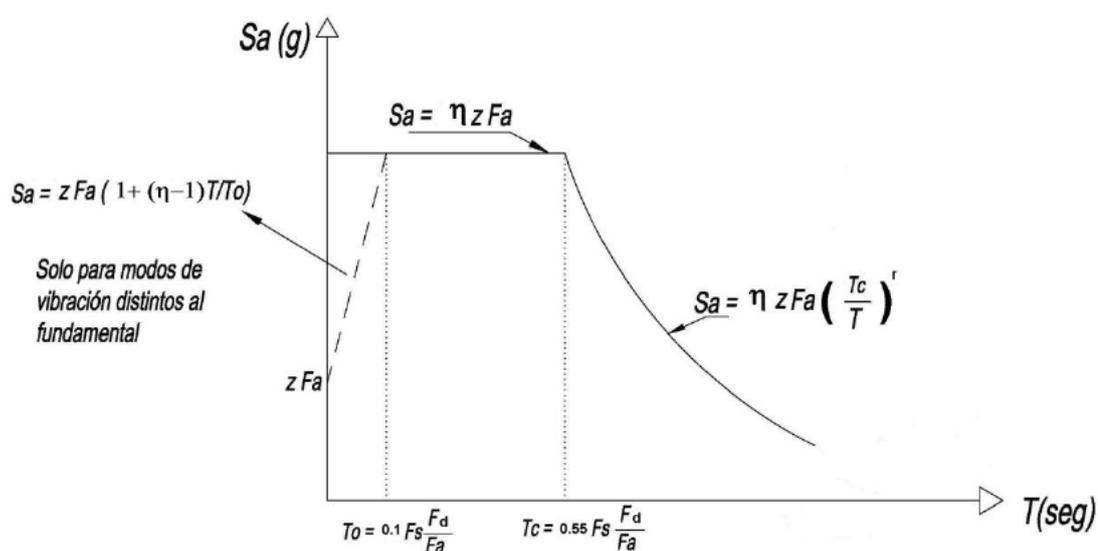


Figura 15. Espectro sísmico elástico de aceleraciones
Fuente: (NEC, 2011)

El valor del límite de período de vibración T_c se obtiene de la siguiente expresión:

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

(NEC, 2011)

2.2.8. Espectro de diseño inelástico en aceleraciones

El espectro inelástico se obtiene al dividir el espectro elástico de la Figura 15 para el factor $R \phi_p \phi_E$. Donde R es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, ϕ_p factor que toma en cuenta las irregularidades en planta, ϕ_E factor que considera las irregularidades en elevación (Aguiar, 2012).

2.3. COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS

2.3.1. Propiedades mecánicas del acero

Mediante el diagrama esfuerzo – deformación se puede conocer las propiedades mecánicas y el comportamiento característico del acero, el diagrama se obtiene durante ensayos de tracción. En el diagrama típico de esfuerzo – deformación se definen regiones antes que el material alcance la rotura, Figura 16.

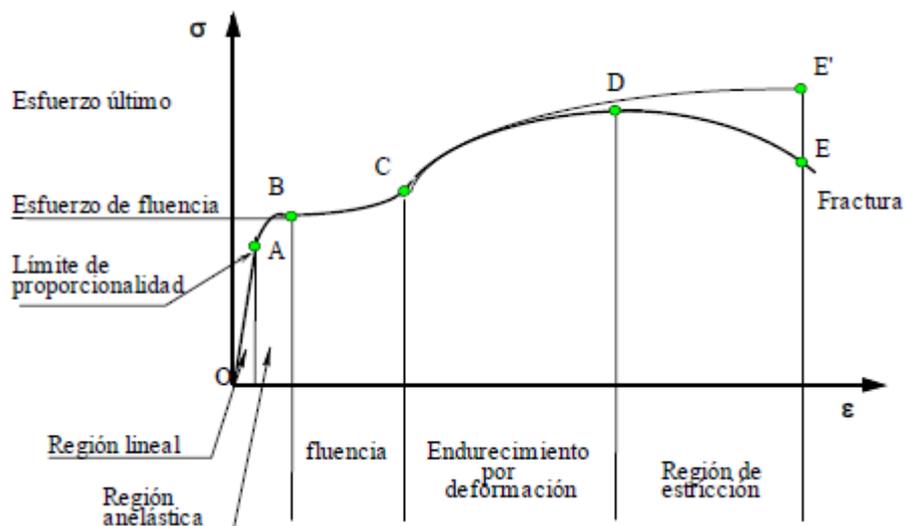


Figura 16. Diagrama esfuerzo - deformación de un acero estructural

Fuente: (Gutiérrez, 2010)

- a) **Región lineal y elástica (OA).**- En esta zona es aplicable la ley de Hooke es decir el comportamiento del material es lineal y elástico, los esfuerzos y deformaciones unitarias son proporcionales.

- b) **Región anelástica o de transición (AB).**- Aquí se produce el flujo plástico restringido, el acero disminuye parte de sus propiedades elásticas, es decir las deformaciones unitarias aumentan más rápido que los esfuerzos.
- c) **Región de flujo plástico o de fluencia (BC).**- El material se comporta de forma plástica perfecta porque las deformaciones se aumentan mientras el esfuerzo permanece constante. Si en esta zona se traza la pendiente a la curva ésta tiende a ser horizontal.

En la mayoría de aceros laminados en caliente se puede apreciar un límite superior e inferior de fluencia. Mientras que en otros aceros sólo tiene un límite de fluencia, y en los aceros forjados en frío no se puede establecer un límite de fluencia fácilmente porque la mayoría no posee características de compacidad y se asume que es el sitio donde la curva cambia de pendiente bruscamente.

- d) **Región de endurecimiento por deformación.**- En esta zona el material aumenta su resistencia ya que el acero necesita un aumento de carga para continuar con las deformaciones unitarias.
- e) **Región de rotura o estricción.**- Cuando las deformaciones aumentan excesivamente el área de la sección transversal de la probeta disminuye y la resistencia también decrece hasta que se rompe.

(Gutiérrez, 2010)

Dentro de los puntos y cantidades notables de la curva esfuerzo – deformación del acero se encuentran:

- **Límite de proporcionalidad.**- Conocido como el máximo esfuerzo a tensión hasta donde es aplicable la ley de Hooke.
- **Límite de fluencia.**- Es el esfuerzo del acero en el cual se tiene deformaciones importantes sin un aumento significativo de carga.
- **Módulo de elasticidad.**- Es la pendiente de la curva esfuerzo – deformación donde los esfuerzos y deformaciones son proporcionales. (Gutiérrez, 2010)
- **Tenacidad.**- Es la cualidad de los aceros estructurales para absorber grandes cantidades de energía (tienen resistencia y ductilidad).

- **Ductilidad.-** Le permite al acero asimilar grandes cantidades de energía de deformación y se provoca por altos esfuerzos de tracción.
- **Durabilidad.-** Las estructuras de acero con un adecuado mantenimiento pueden tener una vida útil elevada.
- **Alta resistencia.-** El acero posee una elevada resistencia comparada con su peso.
- **Uniformidad.-** Las características del acero no tienen una variación apreciable, en comparación con el concreto reforzado.

Ventajas del acero en estructuras

El acero como componente estructural proporciona las siguientes ventajas principales:

- Se pueden diseñar menores secciones y con esto obtener mayor área disponible.
- Es un material homogéneo que no varía sus características con el tiempo.
- La conexión entre elementos se realiza mediante suelda, remaches y tornillos.
- Con un óptimo mantenimiento tienen una vida útil indefinida.
- La velocidad del montaje de los elementos es más rápido en comparación con otros materiales.
- Los elementos pueden ser prefabricados con lo cual se logra un alto grado de eficiencia, control de la calidad y precisión de las propiedades geométricas de la sección.
- El acero es 100% reciclable.

Limitaciones del acero en estructuras

Así como el acero posee ventajas atractivas para el proyectista y/o constructor también tiene limitaciones que se deben tomar en cuenta:

- Corrosión.- El acero sufre la corrosión por lo que necesita de un recubrimiento de esmalte, pintura anticorrosiva y un constante mantenimiento a lo largo de su vida útil.
 - Al estar expuesto durante un incendio el calor se propaga muy rápido y con esto disminuye de una forma considerable su resistencia.
 - Los perfiles esbeltos que trabajan a compresión son susceptibles al pandeo elástico por su alta resistencia/peso, por eso en ocasiones las columnas de acero no son económicas.
- (Guerra & Chacón, 2010)

2.3.2. Vigas

Las vigas son elementos estructurales que se diseñan normalmente para resistir cargas uniformemente distribuidas que son gravitatorias o transversales, pero también existen excepciones. Las vigas se diseñan para trabajar a flexión.

Los perfiles W se utilizan más en vigas porque tienen mayor cantidad de acero en sus patines lo cual aporta mayor resistencia que los canales y las secciones tipo S, así los canales se utilizan para lugares donde se requiere poca resistencia o donde se necesita secciones con patines estrechos, (McCormac, 2002). Sin embargo en la ciudad de Quito lo más común es utilizar perfiles tipo I o rectangulares armados mediante planchas de acero estructural o con la unión de dos perfiles, Figura 17. A continuación se presentan otros tipos de vigas:

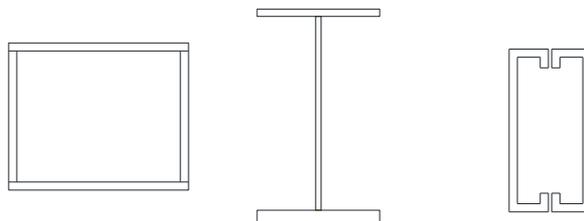




Figura 17. Vigas armadas

- **Vigas de alma aligerada.**- Son un tipo de vigas que tienen aberturas hexagonales, octogonales o circulares en el alma como se observa en la Figura 18. Las aberturas se las realiza con el fin de disminuir la cantidad de acero y además para obtener un espacio por donde conducir las instalaciones eléctricas e hidrosanitarias.



Figura 18. Vigas de alma abierta (Oviedo, 2009)

- **Vigas de canto variable.**- Tienen por objetivo variar la sección transversal de la viga para reducir la cantidad de acero en zonas donde los esfuerzos sean menores. Las vigas son armadas con planchas de acero estructural, en forma de I o cajón con alas constantes y el alma de forma trapecial, Figura 19.



Figura 19. Vigas de canto variable (Oviedo, 2009)

2.3.3. Columnas

Las columnas son elementos que pueden estar sometidos a compresión axial o a flexocompresión.

2.3.3.1. Elementos cargados axialmente a compresión

Existen algunos miembros capaces de trabajar a compresión pero los más conocidos son las columnas. Las columnas son elementos verticales en los cuales la sección longitudinal es considerablemente mayor a la sección transversal. A continuación se presentan tres tipos de fallas las cuales son las más comunes en columnas:

- 1) ***El pandeo flexionante.***- Se conoce también como el pandeo de Euler, donde los elementos se vuelven inestables cuando están sometidos a flexión. Este pandeo está en función del tipo de apoyo y esbeltez que posee el elemento.
- 2) ***El pandeo local.***- Se produce cuando una parte o algunas partes de la columna tienen una sección transversal tan delgada que se pandea localmente a compresión antes que ocurra el pandeo flexionante o torsionante.
- 3) ***El pandeo torsionante.***- Estas columnas fallan por torsión o por combinación del pandeo torsional y flexionante.

El pandeo se produce cuando la columna es muy larga en comparación con su sección transversal esto se mide mediante la relación de esbeltez. Además el pandeo

también está en función de: tipo de conexión en los extremos excentricidad de la carga, imperfecciones del material de la columna, torceduras iniciales en la columna, esfuerzos residuales de fabricación. Para impedir que se produzca el pandeo se debe evitar la esbeltez y además tener un riguroso control de calidad durante la fabricación y unión de los elementos.

Lo ideal para las columnas es que la carga axial esté aplicada en el centro de gravedad de su sección transversal, pero esta condición no es real en edificios, especialmente cuando actúa la carga viva.

Es importante mencionar que las columnas son un elemento fundamental como lo indican muchos códigos de construcción los cuales aplican el criterio de columna fuerte y viga débil, es decir la columna es el último miembro que puede fallar en un edificio (McCormac, 2002).

Esfuerzos residuales

Algunas investigaciones demuestran que los esfuerzos residuales disminuyen la resistencia de las columnas cargadas de una forma axial con una relación de esbeltez de 40 a 120, las mismas que usan en la práctica. Una de las causas de la producción de los esfuerzos residuales se produce por enfriamiento desigual de los perfiles laminados en caliente. Otra forma de esfuerzos residuales se produce por la soldadura la cual reduce la capacidad de carga del elemento (McCormac, 2002).

2.3.3.2. Elementos a flexocompresión

Los miembros que experimentan cargas axiales y flexión son la gran mayoría de las columnas de acero, porque es imposible que las cargas verticales estén concentradas en el eje centroidal del elemento. Además las columnas también soportan fuerzas laterales como el viento y sismo que producen flexión.

Los momentos de flexión se incrementan más en elementos sometidos a compresión que en elementos a tensión, porque la tensión disminuye la deflexión mientras que la compresión aumenta la deflexión lateral, lo cual indica que los elementos a utilizarse en columnas deben tener la rigidez necesaria para impedir el incremento de las deflexiones laterales. (McCormac, 2002)

2.3.3.3. Columnas compuestas

Se puede diseñar las columnas para que trabajen en conjunto el acero estructural con el hormigón, para ser columna compuesta debe cumplir los siguientes requisitos según la norma AISC 360-10:

- 1) El área de la sección del núcleo de acero debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta total.
- 2) La funda de concreto que rodea al núcleo de acero debe ser reforzado con barras longitudinales continuas y armaduras transversales, como estribos, ganchos o armaduras helicoidales.

Cuando se empleen ganchos, se usa como mínimo una barra de 10mm con espaciamientos máximos de 30,5cm entre trabas, o a su vez una barra de 13mm con un espaciamiento mayor de 40,6mm entre trabas.

Refuerzo de alambre deformado o soldado de área equivalente es permitido.

El espaciamiento máximo de ganchos laterales no debe exceder 0,5 veces la menor dimensión de la columna

- 3) La cuantía mínima de refuerzo longitudinal continuo, ρ_{sr} , debe ser 0,004, y ρ_{sr} se calcula con:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$$

donde:

A_{sr} = área bruta del miembro compuesto, cm^2 (mm^2)

A_g = área de barras de refuerzo continuo, cm^2 (mm^2)

(ANSI/AISC 360-10, 2010).

2.3.4. Conexiones

Una parte importante de las estructuras metálicas son las conexiones, aquí el diseñador debe hacer cumplir que la estructura funcione en conjunto, en especial en zonas sísmicas donde la estructura está sometida a fuerzas laterales.

En los programas de análisis, el calculista establece modelos matemáticos que simulan un comportamiento de los nudos lo más cercano a la realidad, en el diseño de las conexiones se debe tener en cuenta la ductilidad, rotación y la capacidad de asimilar momentos, cortes y fuerzas axiales.

En pórticos de edificios las conexiones se clasifican en: simples, semirígidas y rígidas. Se permiten cuatro tipos de sujetadores para estas conexiones: soldadura, tornillos sin tornear, tornillos de alta resistencia y los remaches. En la actualidad el uso de remaches se redujo porque sus características mecánicas son inferiores en comparación con los pernos y la soldadura. (Guerra & Chacón, 2010).

2.3.4.1. Conexiones para vigas

Según la característica de la restricción al giro el AISC – LRFD clasifica las conexiones como:

- **Conexiones tipo FR (totalmente restringidas).**- Son conexiones que se clasifican como rígidas, resistentes a momentos, se tiene la hipótesis que la orientación de los miembros de estas conexiones permanecen sin cambio bajo la acción de cargas por el tipo de unión entre la conexión y el elemento. Se cree que la transferencia del momento es del 100% al empotramiento, estas conexiones son recomendadas para edificios de gran altura donde las fuerza laterales son considerables. En la Figura 20 se aprecian conexiones rígidas resistentes a momentos (Escalante, 2003).

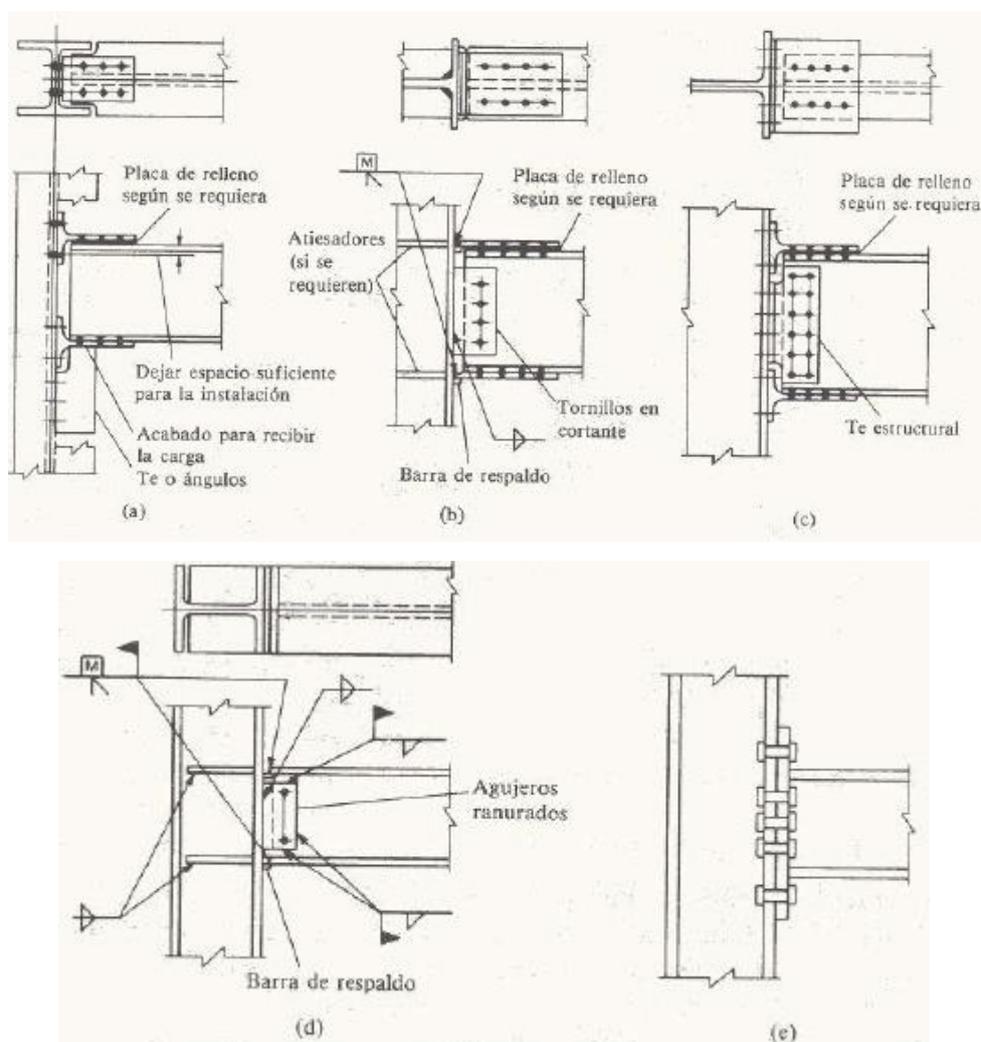


Figura 20. Conexiones resistentes a momento (Escalante, 2003)

- **Conexiones tipo PR (parcialmente restringidas).**- Dentro de este tipo de conexiones están las simples y semirígidas. Bajo la acción de cargas la orientación de los ángulos varía.
- **Conexiones simples.**- Se considera como una viga simplemente apoyada porque sus conexiones son muy flexibles y se considera que los extremos de la viga pueden girar cuando está cargada. Este tipo de conexiones resisten sólo fuerzas cortantes pero también tiene cierta resistencia a momento que es despreciable. En la Figura 21 se aprecian algunos tipos de conexiones simples (Escalante, 2003).

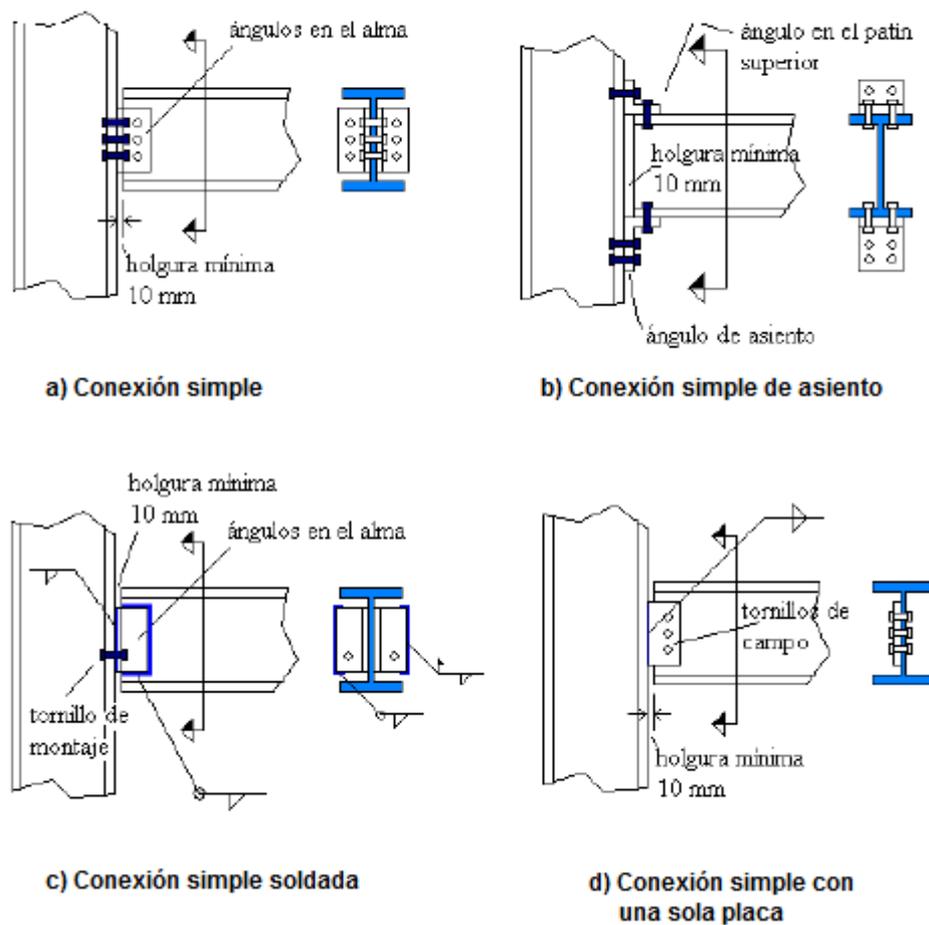


Figura 21. Conexiones simples (Escalante, 2003)

- **Conexiones semirígidas.-** Estas conexiones tienen una considerable resistencia a la rotación en los extremos, es decir son capaces de resistir momentos. Para obtener la capacidad para asimilar las rotaciones es necesario realizar pruebas de laboratorio. En la Figura 22 se aprecian algunos tipos de conexiones semirígidas.

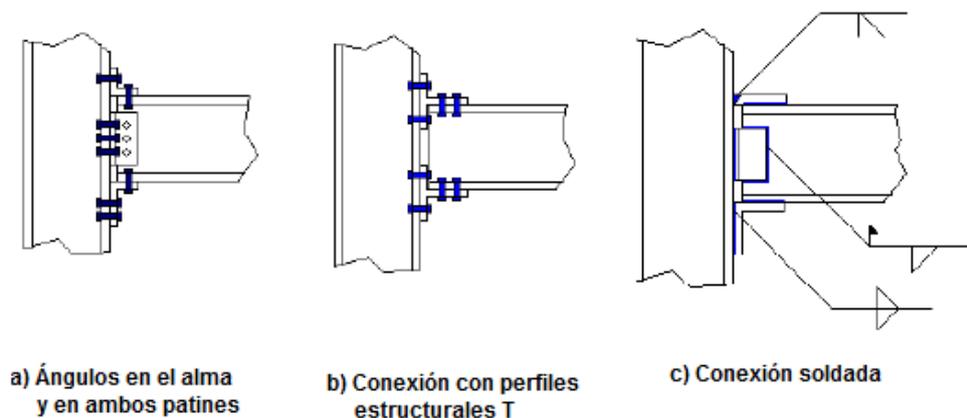


Figura 22. Conexiones semirígidas (Escalante, 2003)

Una regla práctica para la caracterización de las conexiones es: las simples tienen hasta 20%, las semirígidas entre 20 y 90% y las rígidas más del 90% de la rigidez total.

2.3.4.2. Empalme de columnas

En forma general las columnas de los edificios de gran altura se construyen en partes, los empalmes se los realiza de 60 a 90 cm sobre el nivel de piso para evitar alguna interferencia que pueda ocurrir entre la conexión viga – columna. Además los empalmes se deben hacer en la zona con menores momentos. Las placas de empalme se requieren para soportar las solicitaciones laterales provocadas por el sismo. En las Figura 23 y Figura 24 se observan empalmes en columnas atornilladas y soldadas respectivamente (Escalante, 2003).

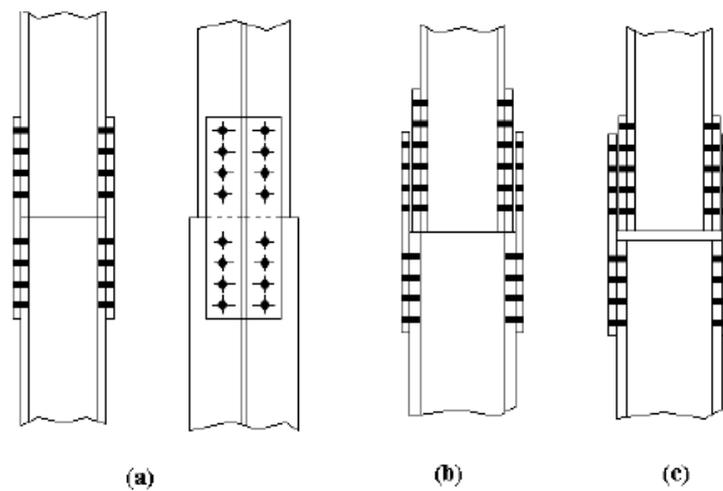


Figura 23. Empalme de columnas atornilladas

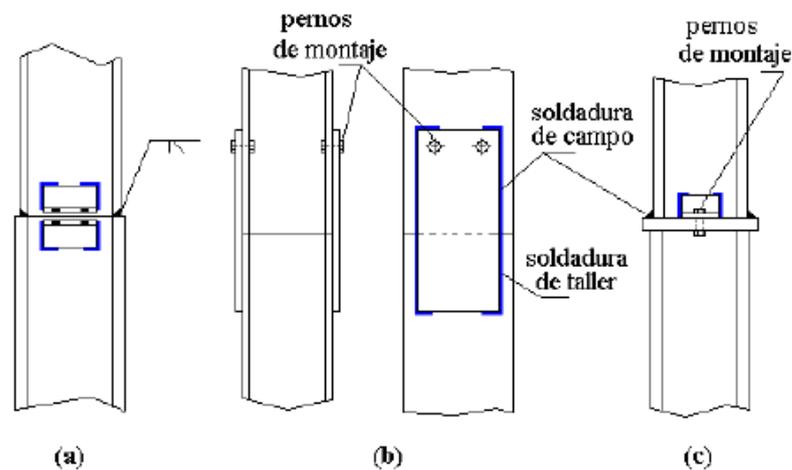


Figura 24. Empalme de columnas soldadas

2.4. SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ACERO

Los sistemas estructurales en acero se clasifican de la siguiente manera:

- Pórticos especiales a momento (PEM)
- Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC)
- Pórticos arriostrados excéntricamente (PAE)

2.4.1. Pórticos especiales a momento (PEM)

Son aquellos que son capaces de resistir deformaciones inelásticas cuando se encuentren bajo solicitaciones del sismo. Se plantea como hipótesis que las deformaciones inelásticas se produzcan en las articulaciones de las vigas con limitada fluencia y además en las bases de las columnas, Figura 25 (NEC, 2011).

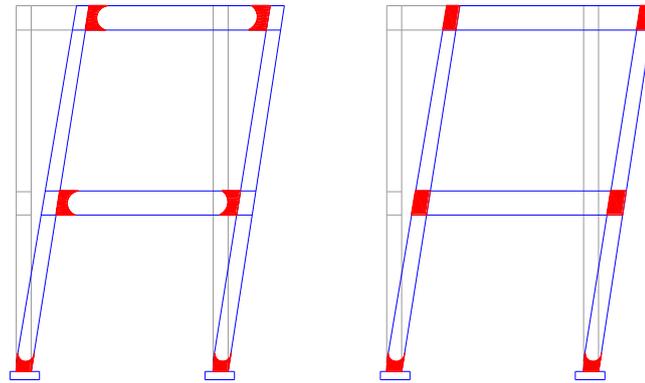
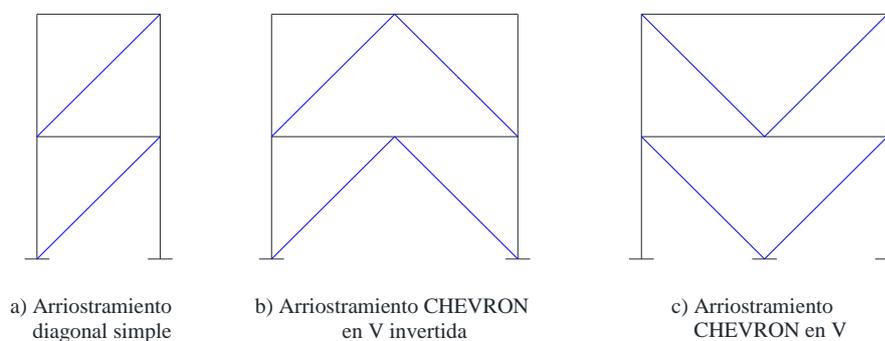


Figura 25. Zonas donde se esperan las deformaciones inelásticas

2.4.2. Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC)

Son aquellos sistemas estructurales en los cuales los ejes centroidales de los elementos se conectan a una junta y se interceptan en un punto para formar una armadura vertical capaz de resistir solicitaciones laterales, en la Figura 26 se presentan algunos tipos de pórticos especiales arriostrados concéntricamente.



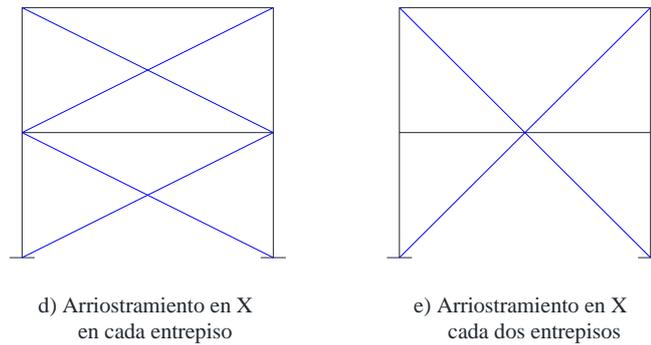


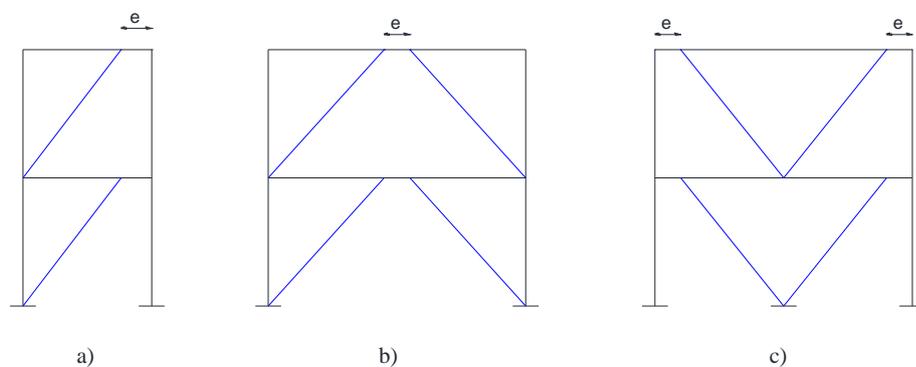
Figura 26. Tipos de PEAC

Las líneas de arriostamientos son líneas simples o paralelas con una separación en planta no mayor al 10% de la dimensión perpendicular al arriostamiento del edificio. (NEC, 2011)

2.4.3. Pórticos arriostrados excéntricamente (PAE)

Es un sistema estructural similar a los pórticos espaciales arriostrados excéntricamente que se forma por vigas, columnas y arriostamientos. La diferencia fundamental radica en que en los PEAC la diagonal de arriostamiento se conecta para aislar un segmento de viga (vínculo), así la fuerza de arriostamiento es transmitida al vínculo por corte o flexión.

En los sistemas PAE se pretende resistir las solicitaciones laterales mediante la combinación de la acción del pórtico y la armadura, ver Figura 27.



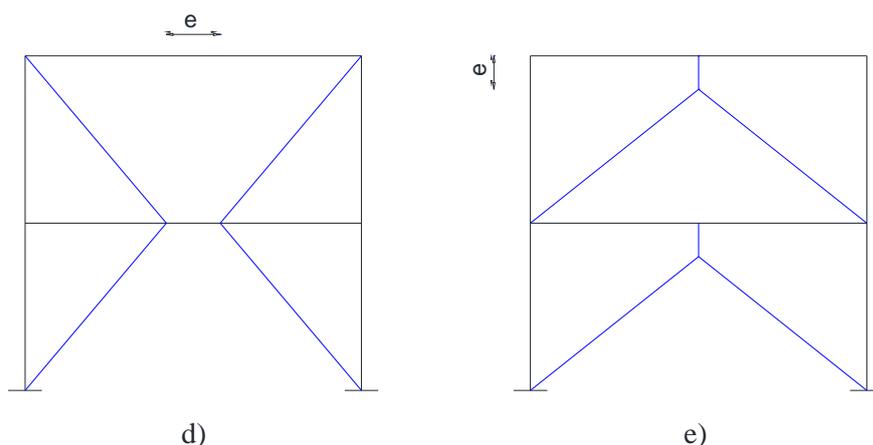


Figura 27. Tipos de PAE

Los arriostramientos diagonales columnas, vigas y que están fuera de los vínculos, se diseñan para no sobrepasar el rango elástico ante las máximas cargas que se generan en el vínculo por la incursión en la zona de fluencia y de endurecimiento por deformación. (NEC, 2011)

2.5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

2.5.1. Introducción

Antiguamente no era factible realizar el análisis estático no lineal por las limitaciones tecnológicas que no permitían almacenar mucha información y además la velocidad de procesamiento era baja como para realizar un análisis de este tipo.

El análisis inelástico es útil para la evaluación de las estructuras sismoresistentes, ayudan a determinar la respuesta de las estructuras cuando sobrepasan el rango elástico y de esta forma se evalúa su capacidad resistente y se compara con la demanda posible ante un evento natural. La capacidad de la estructura está en función de la rigidez y la deformación de cada uno de sus miembros (Vielma, Barbat, & Oller, 2010).

En el análisis estático no lineal primero actúan las cargas de gravedad sobre la estructura hasta que se comienzan a producir las primeras deformaciones, luego actúan las cargas laterales equivalentes del sismo que se incrementan constantemente hasta que se produzca la primera plastificación y con esto se realiza la redistribución de las rigideces, dando paso a un proceso iterativo hasta que la estructura alcance la plastificación global (Rodríguez, 2013).

2.5.2. Comportamiento constitutivo de los materiales

Los materiales como el acero tienen un comportamiento característico por tener un rango elástico en donde el material puede soportar esfuerzos que producen deformaciones que no son permanentes, en esta zona se tiene un comportamiento lineal. Después entran en un rango donde comienzan a desarrollarse las plastificaciones, aquí es donde ingresa el análisis estático no lineal.

2.5.3. Patrón de cargas laterales

Para el análisis estático no lineal se utiliza una distribución de cargas triangular como se observa en la Figura 28, en la base de la estructura inicia con un valor de cero y crece en función de la altura. Este tipo de distribución es el cual determina la Norma Ecuatoriana de la Construcción y es una forma de representación del sismo.

En Seismostruct cuando se utiliza el análisis estático no lineal con una distribución de cargas laterales triangular, el programa pide que se le defina un valor de cortante basal, para automáticamente distribuir esta carga por pórticos en el modelo estructural en el sentido que se realice el análisis.

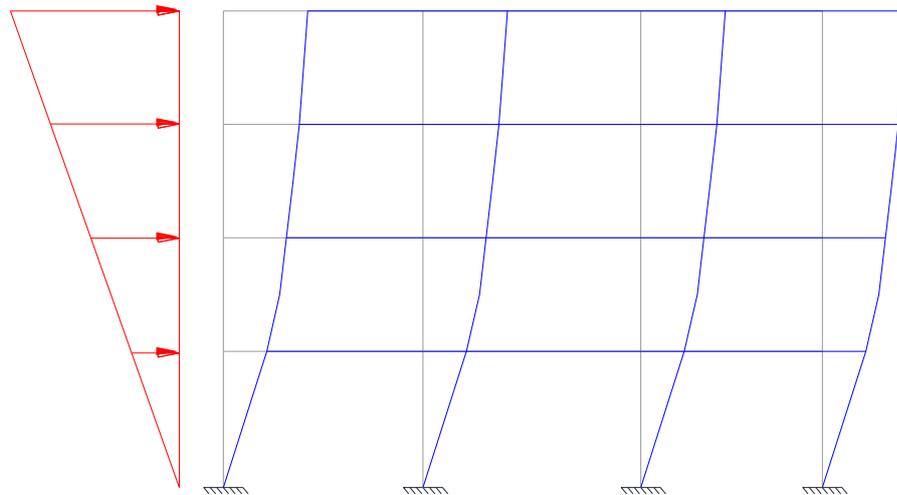


Figura 28. Distribución triangular de las cargas laterales

2.5.4. Descripción del método del Pushover tradicional

Es un análisis con empuje incremental independiente del tiempo pero monótono de las fuerzas laterales o desplazamientos producidos por el sismo. El análisis se realiza mediante el control de fuerzas o desplazamientos. Para esto es necesario adoptar un modelo aproximado que simule las fuerzas laterales o desplazamientos inducidos por el sismo, el método con mayor aceptación es el que equivale a una distribución triangular que inicia desde cero en la base y crece con la altura. Esta distribución se aproxima a la que se obtiene con el primer modo de vibración, véase Figura 29.

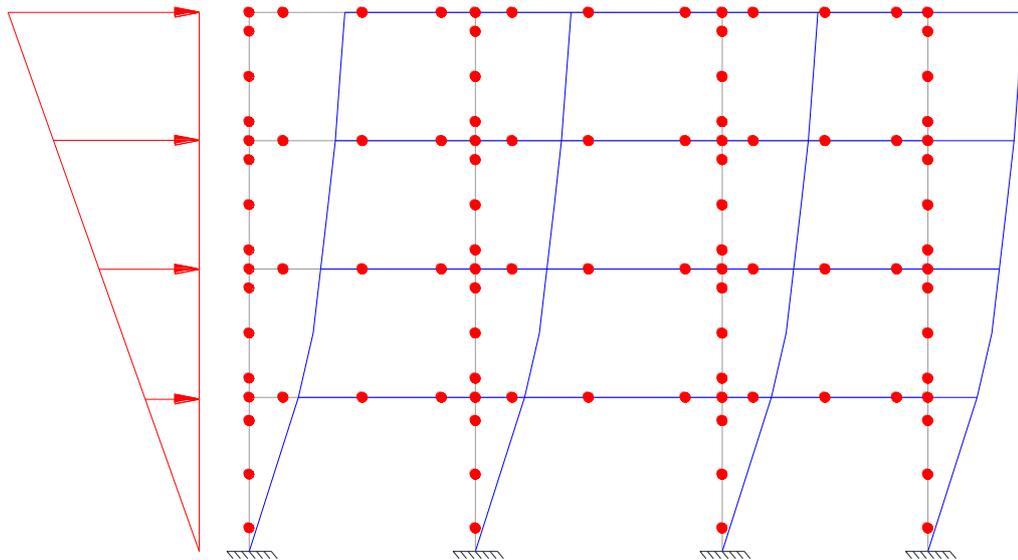


Figura 29. Análisis con empuje incremental

Todas las fuerzas o desplazamientos laterales inician con un valor que posteriormente se incrementa de forma secuencial por un factor de carga; el comportamiento de los miembros al comienzo es elástico, hasta que se llega a la primera plastificación, en este momento se pierde tanto la rigidez como la resistencia lateral original y el exceso de momento lo asimilan los elementos vecinos. Así se siguen plastificando los demás miembros estructurales hasta llegar a un punto en que la resistencia lateral global ya no se incrementa y se alcanza un comportamiento plástico global de la estructura, que está en función de la ductilidad o fragilidad de la estructura (Vielma, Barbat, & Oller, 2010)

Longitud de la articulación plástica

Puede describirse como longitud de la articulación plástica a la longitud del tramo sobre el cual el momento es mayor que el momento de fluencia. Esta longitud varía para diferentes secciones transversales. La longitud de articulación L_p es:

$$L_p = \left(1 - \frac{1}{k}\right)L$$

donde k es el factor de forma = M_p / M_y

M_y = Momento de fluencia del elemento.

M_p = Momento plástico del elemento.

(Bresler, Lin, & Scalzi, 1970)

Factor de Forma

Se denomina factor de forma a la relación entre el momento plástico y el de fluencia, o a la relación entre el módulo resistente plástico y el elástico.

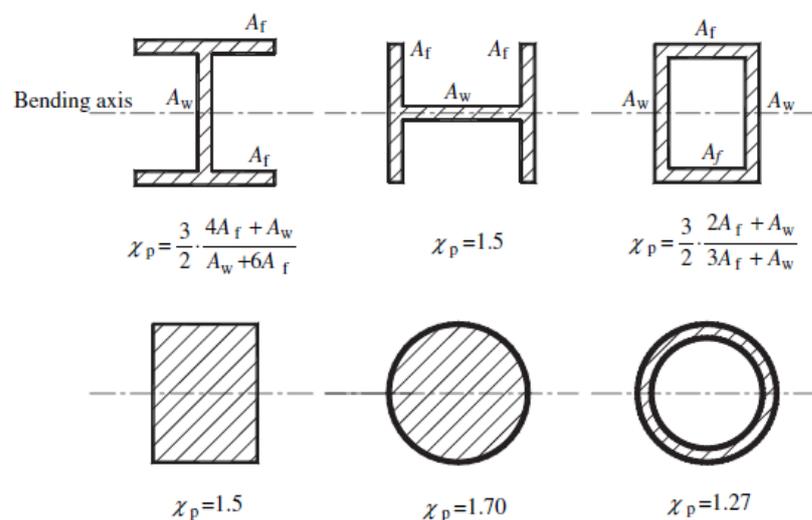


Figura 30. Facto de forma de varias secciones simétricas

Fuente: (Li & Li, 2007)

En la Figura 30 se observan los valores y fórmulas de los factores de forma correspondientes a las secciones simétricas más usuales.

2.5.5. Descripción del método del Pushover adaptativo

Se trata de una variante del pushover tradicional que considera los daños y plastificaciones de los elementos a medida que se incrementan las cargas laterales, lo cual produce un cambio de rigidez en los miembros estructurales. Esta variación está en el rango no lineal por lo que la estructura en los diferentes incrementos mudará sus períodos de variación y patrones modales de desplazamiento.

En este método las cargas laterales se hacen coincidir con el patrón de desplazamientos de la forma modal en cada incremento, es decir las cargas laterales ya no varían en función de un factor de carga. En cada incremento se calcula un cortante en la base que asocia a un desplazamiento del nodo de control seleccionado. (Vielma, Barbat, & Oller, 2010)

2.5.6. Curva de capacidad

La curva de capacidad es la relación entre el cortante basal y el desplazamiento de la estructura en el nivel superior, la curva se obtiene mediante el análisis estático no lineal conocido como pushover.

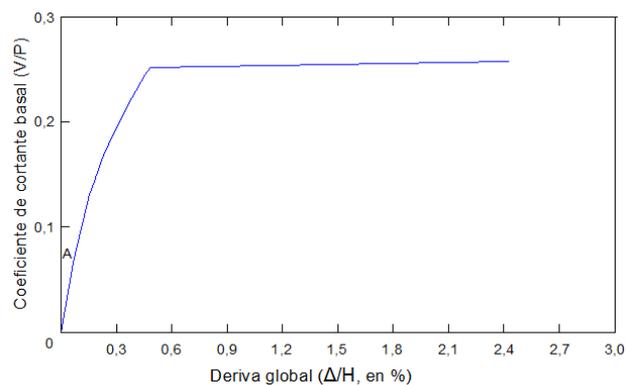


Figura 31. Curva de capacidad

En la Figura 31 se aprecia de color azul la curva de capacidad la cual se obtiene durante el análisis del pushover.

2.6. PARÁMETROS PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

Los parámetros con los cuales se evalúa la respuesta estructural mediante análisis estáticos son la ductilidad, la reserva de resistencia y la obtención de los umbrales de daño.

2.6.1. Ductilidad de la estructura

La determinación de la ductilidad de la estructura está en función de la curva de capacidad obtenida durante el análisis del pushover.

El primer paso es trazar la curva de capacidad idealizada con el criterio de igualación de la energía. Para esto se encuentra el cortante basal último “Vu” en la curva de capacidad, este valor se localiza donde la curva de capacidad comienza a cambiar de pendiente positiva a negativa, correspondiente a este valor en el eje de las abscisas se encuentra el fallo de la estructura Δu como se indica en la Figura 32.

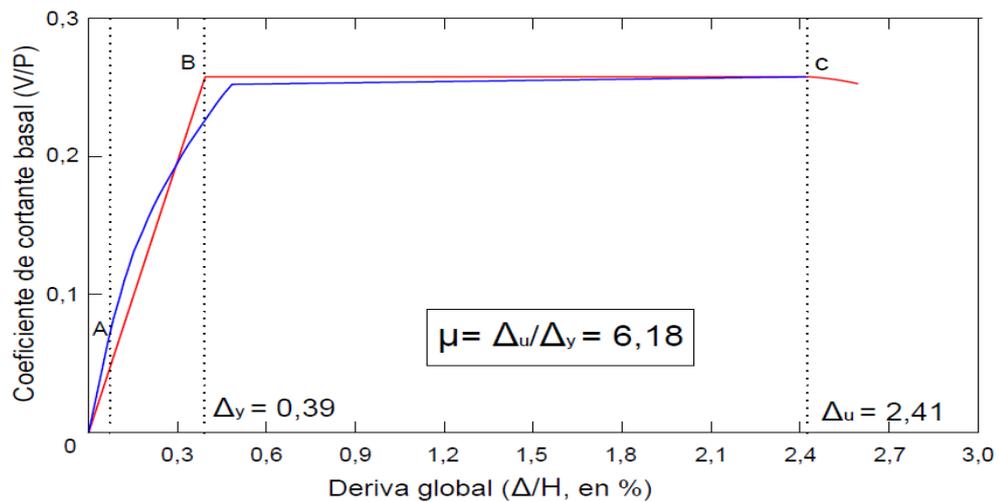


Figura 32. Curva de capacidad para determinar la ductilidad global

Luego se procede a encontrar el punto de plastificación global de la estructura “ Δy ”, este punto se lo encuentra de forma aproximada trazando una línea horizontal con un valor del 75% del Vu en el eje de las ordenadas, en la intersección de esta línea con la curva de capacidad se traza una línea vertical de forma que se interseque con el eje de las abscisas y así encontrar el valor de la plastificación global (Δy) de la estructura. La ductilidad de la estructura “ μ ” se la obtiene mediante la siguiente ecuación:

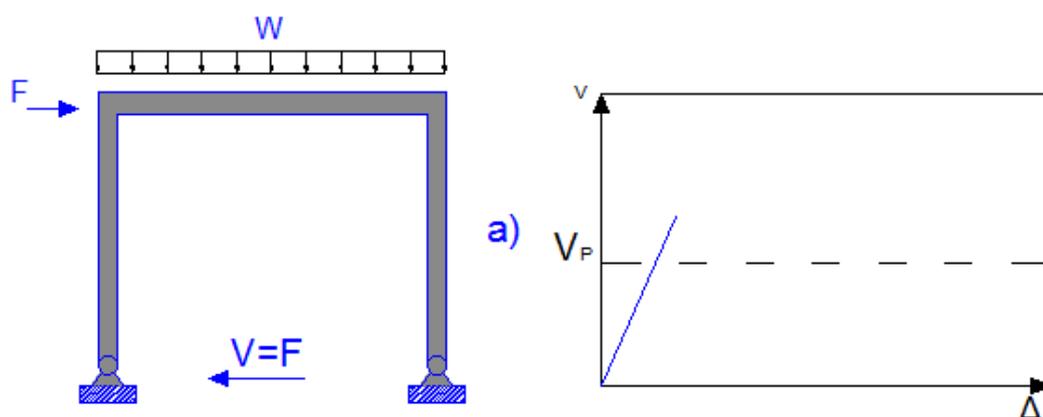
$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

En la Figura 32 se observa con línea de color azul la curva de capacidad obtenida durante el análisis del pushover y la línea de color rojo es la curva de capacidad idealizada (Vielma, Barbat, & Oller, 2010).

2.6.2. Reserva de resistencia

La reserva de resistencia se da por la redundancia estructural que ayuda a la redistribución de momentos cuando se alcanza la plastificación de los miembros estructurales. Así también por el diseño de los elementos con fuerzas mayoradas y con valores minorados de las propiedades de los materiales. Otra fuente de reserva de resistencia es el redondeo del acero que normalmente supera el valor de lo que se requiere. También está presente en la reserva de resistencia el diseño sismoresistente en donde se tiene que cumplir las derivas de piso. Al final esto lleva a obtener un diseño estructural superior a lo que se requiere por simple resistencia.

Se debe aclarar que la reserva de resistencia en algunos casos no beneficia el comportamiento de la estructura, como por ejemplo cuando se produce el efecto viga fuerte columna débil que es contrario a lo establecido por normativa. (Vielma, Barbat, & Oller, 2010)



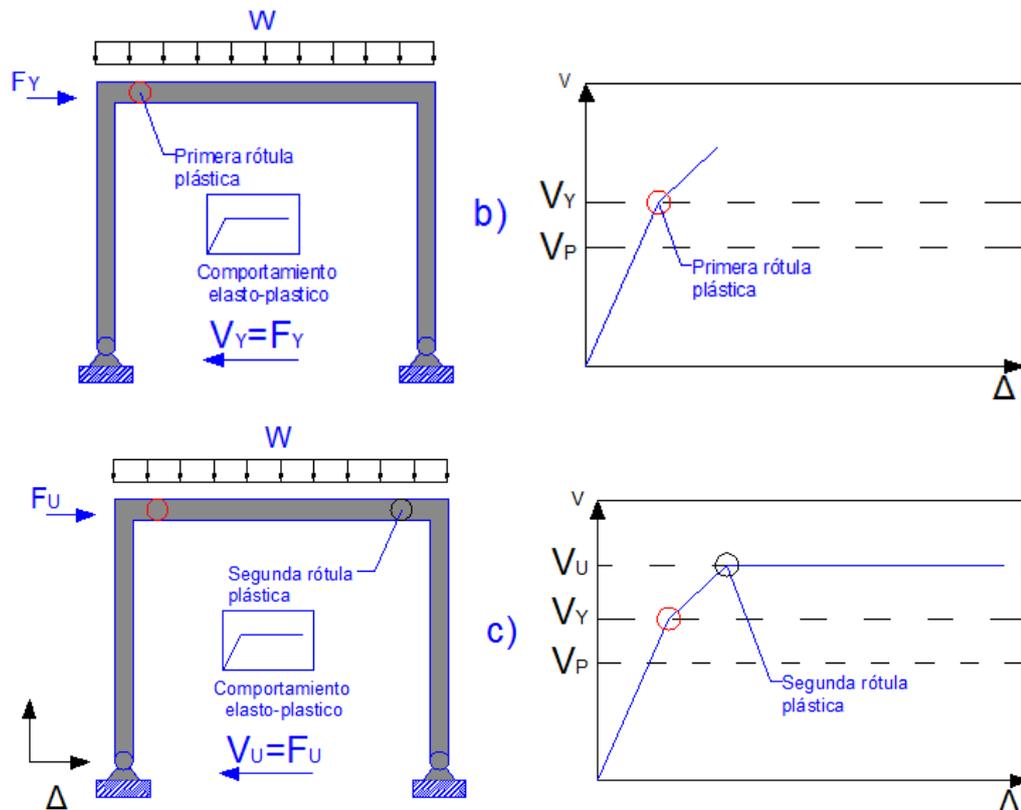


Figura 33. Explicación de la reserva de resistencia

En la Figura 33 se representa un pórtico sometido a cargas de gravedad y una fuerza lateral, con el preconcepto de columna fuerte viga débil, además se asume que los materiales poseen un comportamiento elasto – plástico perfecto.

Al incrementar paulatinamente la carga lateral como se espera que los elementos se comporten elásticamente, Figura 33a, hasta que llega a un cortante en la base V_y que provoca la primera plastificación en la viga, Figura 33b, aquí se reduce la rigidez pero aún tienen un valor residual que le permite recibir más carga, hasta que se produce la plastificación en el otro extremo de la viga con lo que se llega al valor máximo de cortante V_u y aquí el comportamiento se hace completamente plástico, Figura 33c. Se define al factor de reducción por redundancia como:

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

En la Figura 34 mediante una curva de capacidad típica de una estructura, se presenta las variantes que entran en el cálculo de la reserva de resistencia. (Vielma, Barbat, & Oller, 2010)

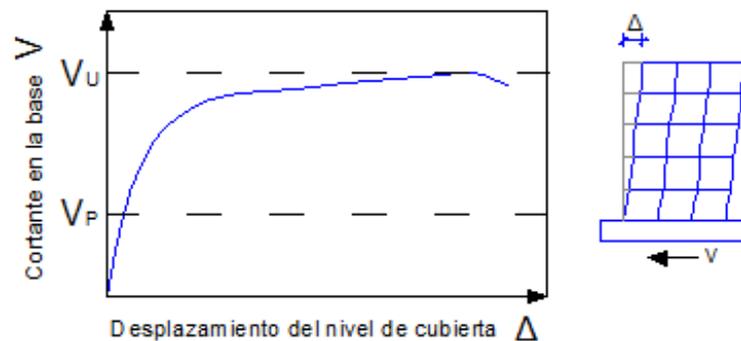


Figura 34. Parámetros para el cálculo de la reserva de resistencia

2.6.3. Factor de reducción inherente

El factor de reducción se determina mediante la siguiente relación:

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

donde:

R_{inh} = Factor de reducción inherente

R_R = Reserva de resistencia

μ = Ductilidad

(Vielma, Barbat, & Oller, 2010)

2.6.4. Umbrales de daño

Los umbrales de daño son valores representativos los cuales marcan el paso de un estado límite de daño a otro. Son el producto de análisis experimentales que se realizan en pórticos tipos en los lugares donde se tiene una alta amenaza sísmica.

Primero se escogen valores de desplazamiento lateral del nivel de cubierta para relacionar con los estados límites de daño, este desplazamiento establece la caracterización de la respuesta del edificio ante cargas laterales.

La deriva de piso es un valor adimensional el cual permite evaluar el daño de la estructura bajo cargas laterales. En la Tabla 9 se indican los valores de derivas de piso que se adoptan para evaluar las estructuras que se analizan en la presente tesis, dichas derivas son propuestas por Liu (Vielma, Barbat, & Oller, 2010).

Tabla 9

Estados de daño con los umbrales de derivas de piso

Nivel	Estado de daño	Rango de derivas de piso (%)	Color
I	Sin daños	$\Delta \leq 0,3$	Blanco
II	Leve	$0,3 \leq \Delta \leq 0,75$	Celeste
III	Ligero	$0,75 \leq \Delta \leq 1,05$	Amarillo
IV	Moderado	$1,05 \leq \Delta \leq 2,54$	Verde
V	Fuerte	$2,54 \leq \Delta \leq 4,42$	Azul
VI	Mayor	$4,42 \leq \Delta \leq 9,10$	Violeta
VII	Destrucción	$\Delta > 9,10$	Rojo

Fuente: (Liu, 2005)

En la Tabla 9 se indican los estados de daño con sus derivas de piso y los colores con los cuales se monitorean en Seismostruct.

2.7. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Los principios de diseño plástico no son nuevos. Los constructores de las primeras estructuras de acero aprovecharon intuitivamente la reserva de resistencia inherente del comportamiento plástico. El método fue propuesto formalmente en Alemania en 1920, y para 1932 ya se había realizado un considerable volumen de trabajos teóricos y experimentales sobre él. En 1936 se comenzó en Inglaterra una investigación intensiva del comportamiento inelástico de las estructuras, efectuada bajo la dirección del profesor J. F. Baker. Para 1945, el método de diseño último ya tenía una amplia aceptación en muchos países de Europa y de América del Sur.

En los Estados Unidos la cuestión del diseño último fue discutida por Van der Broek, en 1940. En 1945, el comité del acero estructural del Consejo de Investigaciones de Soldadura (Welding Research Council) enfocó su interés hacia un estudio del comportamiento elástico y plástico de los marcos continuos y de sus componentes.

La aceptación de los métodos de diseño plástico en ese país llegó lentamente. Hasta 1958, prácticamente todos los edificios de acero construidos en los Estados Unidos estaban diseñados sobre la base de los conceptos de “esfuerzos permisibles”, los cuales suponían un comportamiento esencialmente elástico bajo condiciones normales (“de trabajo”) de carga; en ese año se adoptaron las Reglas Suplementarias para el Diseño Plástico, que se incorporaron a las Especificaciones para el Diseño, Fabricación y Montaje de Acero Estructural para Edificios del Instituto Americano de la Construcción de Acero.

Con la adopción de las nuevas reglas, se ha hecho aceptable el diseño y análisis de estructuras de acero basado en la acción inelástica. En 1961 el AISC adoptó unas especificaciones revisadas, las cuales incluyen en la parte 1 las “disposiciones para el diseño por esfuerzos admisibles”, y en la parte 2, las “reglas para el diseño plástico”, suministrando así una base para el diseño de edificios y otras estructuras de acero que no sean puentes. Para las estructuras que caen dentro del rango abarcado por las especificaciones AISC, el ingeniero tiene la opción de seleccionar el método más adecuado para cada estructura en particular; por consiguiente, debe conocer ambos procedimientos, el elástico (esfuerzos permisibles) y el inelástico (plástico), tanto desde el punto de vista del análisis como del diseño de miembros individuales. (Bresler, Lin, & Scalzi, 1970)

Posteriormente el ATC – 40 (1996) y el FEMA 356 (2000) desarrollan procedimientos de cálculo para el análisis y evaluación del desempeño de las estructuras en el rango no lineal.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA PÓRTICOS PLANOS CON MATLAB

3.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta el programa de análisis estático no lineal para pórticos planos con Matlab, del Dr. Roberto Aguiar y el Ing. David Mora. Este programa se utiliza para el análisis del edificio Viana, Miguel Arias y el edificio destinado para aulas de la Policía en el cantón Quito.

A más de lo que se indica previamente se presenta la forma de cálculo del modelo bilineal de momento curvatura del acero, el cual es imprescindible determinar para el uso del programa en mención.

3.2. EL PROGRAMA COMPUTACIONAL MATLAB

El nombre Matlab proviene de Matrix Laboratory (Laboratorio de Matrices) dado que en sus orígenes fue escrito para facilitar el desarrollo de software matricial. MATLAB evoluciona desde 1970 a través de la atención de las necesidades de sus principales usuarios, tanto en ámbitos académicos como empresariales (Ataumira, 2013).

Matlab es una plataforma de cálculo científico y programación de alto nivel a través de un entorno interactivo que permite realizar tareas de cálculo complejas de forma más rápida que con los lenguajes de programación tradicionales, como C, C++ y Fortran. Se trata de la plataforma de cálculo más utilizada actualmente en las ciencias y la ingeniería. Es un lenguaje de computación técnica de alto nivel y un entorno interactivo para desarrollo de algoritmos, visualización de datos, análisis de datos y cálculo numérico (Pérez, 2011).

Las características más sobresalientes de Matlab son:

- Lenguaje de alto nivel para cálculo técnico
 - Entorno de desarrollo para la gestión de código, archivos y datos
 - Herramientas interactivas para exploración, diseño y resolución de problema iterativos
 - Funciones matemáticas para álgebra lineal, estadística, análisis de Fourier, optimización e integración numérica
 - Funciones gráficas bidimensionales y tridimensionales para visualización de datos
 - Herramientas para crear interfaces gráficas de usuario personalizadas
 - Funciones para integrar los algoritmos que se basan en MATLAB con aplicaciones y lenguajes externos, tales como C/C++, FORTRAN, Java, COM y Microsoft Excel
- (Pérez, 2011)

En la Figura 35 se aprecia el entorno de desarrollo de Matlab

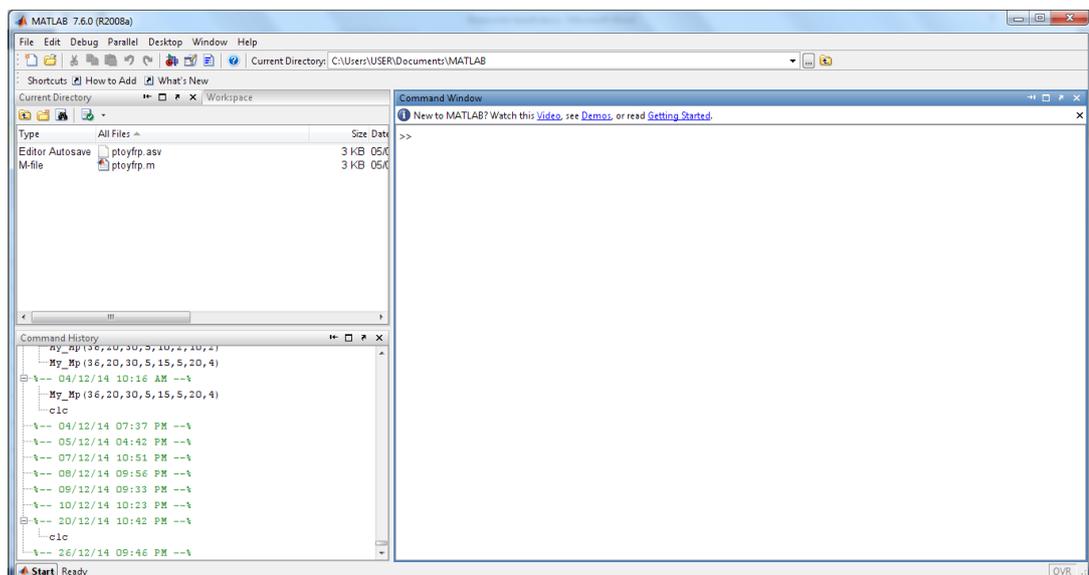


Figura 35. Interfaz de Matlab

3.3. DATOS DE ENTRADA DEL PROGRAMA

Para el análisis del pushover se parte de la librería de programas del sistema de computación CEINCI – LAB, por lo que a continuación se indica los datos necesarios para la utilización de estos programas.

- **Cg_sismo.-** Mediante este programa se genera la matriz de coordenadas generalizadas de un pórtico plano, que consideran un grado de libertad por piso. Para la utilización del programa se escribe “[CG,ngl]=cg_sismo(nod,np,nr)”, donde los datos son: *nod* = números de nodos del pórtico plano, *np* = número de pisos, *nr* = número de nodos empotrados. Este programa se utiliza sólo para pórticos regulares.
- **Gn_pórtico.-** Se utiliza para generar dos vectores, el uno que contiene los valores del nudo inicial “NI” y el otro con los valores del nudo final “NF” de cada elemento del pórtico plano. Para la el uso del programa se escribe “[NI,NJ]=gn_portico(GEN)”, donde el dato es el vector *GEN* el cual a su vez contiene otras variables para cada elemento que se escriben en el siguiente orden: número de elemento, nudo inicial, nudo final, número de elementos a generar, incremento en la numeración de los elementos, incremento en la numeración del nudo inicial, incremento en la numeración del nudo final.
- **Glínea_pórtico.-** Genera las coordenadas de cada uno de los nodos en la dirección “X” y “Y” del pórtico plano. Para la utilización del programa se escribe “[X,Y]=glinea_portico(NUDOS)” donde el dato es el vector *NUDO* que contiene las otras variables en el siguiente orden: nudo inicial, coordenada en “X” del nudo inicial, coordenada en “Y” del nudo inicial, incremento de la numeración del nudo inicial, incremento de longitud en “X”, incremento de longitud en “Y”.
- **Dibujo.-** El programa sirve para mostrar de manera gráfica el dibujo del pórtico plano. Para la utilización del programa se escribe “dibujo(X,Y,NI,NJ)” donde los datos son: *X* = vector que contiene las coordenadas en “X” de cada nodo, *Y* = vector que contiene las coordenadas en “Y” de cada nodo, *NI* =

vector con los nodos iniciales de los elementos, NJ = vector con los nodos finales de los elementos

- **Longitud.-** Calcula la longitud, seno y coseno de cada elemento del pórtico plano. Para la utilización del programa se escribe “[$L, seno, coseno$]=longitud(X, Y, NI, NJ)” donde los datos X, Y, NI, NJ , ya se indicaron anteriormente.
- **Vc.-** Se utiliza para calcular el vector de colocación de cada uno de los elementos del pórtico plano. Para el uso del programa se escribe “[VC]=vc(NI, NJ, CG)” donde los datos NI, NJ y CG ya se indicaron anteriormente.

(Aguiar, 2011)

3.4. DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA

Además de los programas descritos en el literal anterior, para la ejecución del programa de análisis estático no lineal de matlab, es necesario el cálculo de la relación momento curvatura de los elementos. El cálculo de la relación momento curvatura se lo realiza mediante un modelo bilineal con fórmulas aproximadas. En la Figura 36 se muestra el modelo que se utiliza para el análisis estático no lineal en matlab.

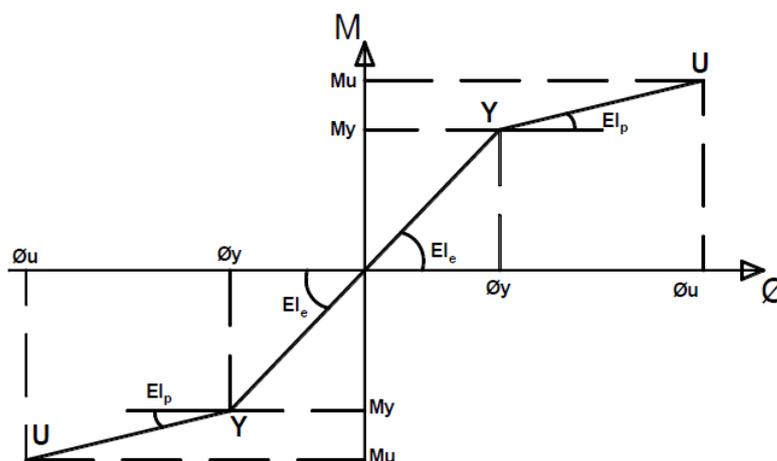


Figura 36. Modelo bilineal de la relación momento curvatura
Fuente: (Aguiar, 2015)

Teoría plástica simple:

La teoría plástica simple aprovecha la ductilidad del acero y su capacidad para fluir plásticamente, mientras se deforma y soporta esfuerzos. Las deformaciones plásticas son pequeñas en la mayoría de los casos, aún bajo cargas últimas, pero deben considerarse en el diseño por el efecto que causan en otras partes de la estructura.

Las principales suposiciones que se hacen en la teoría plástica simple son:

- a) El acero es un material dúctil, capaz de deformarse plásticamente sin fractura. El diagrama esfuerzo – deformación puede representarse como el de un material elastoplástico ideal.
- b) Una sección transversal dada llega a la plastificación cuando todas sus fibras desarrollan deformaciones unitarias “plásticas”. Esta es una aproximación del comportamiento elastoplástico real, la que desprecia la pequeña región elástica de la sección transversal y el efecto de los esfuerzos cortantes en el flujo plástico local.
- c) Al presentarse la plastificación local en ciertas secciones críticas de una viga o de un marco, se forman en ellas “articulaciones plásticas”. La carga última se define en general como la carga que produce el número de articulaciones plásticas suficiente para convertir la estructura en un “mecanismo”.
- d) El sistema de cargas que actúa sobre la estructura es “proporcional”, es decir, todas las cargas permanecen en una proporción constante, unas con respecto a otras, durante el proceso de carga.

A continuación en la Figura 37 se ilustra la teoría plástica simple mediante el comportamiento de un perfil de patines anchos, sujeto a flexión pura.

Al incrementar gradualmente la carga, se observan las siguientes cuatro etapas en el comportamiento del perfil:

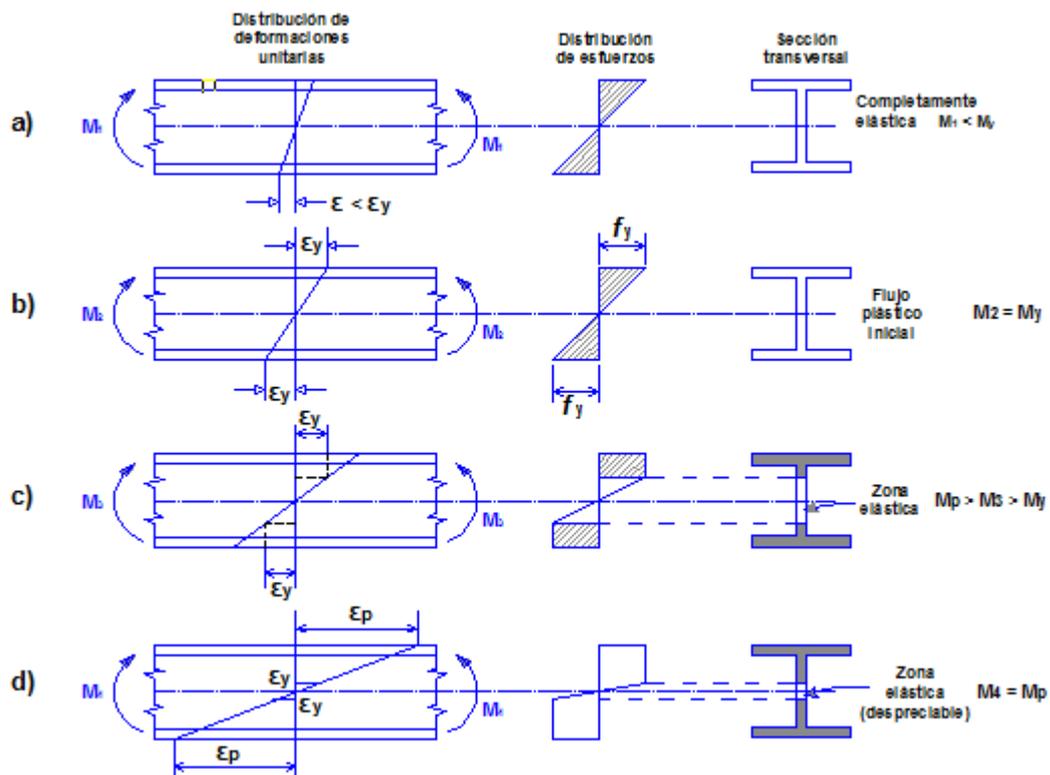


Figura 37. Etapas del comportamiento de una viga

- Los esfuerzos en todas las fibras están debajo del punto de fluencia y la viga se comporta elásticamente.
- Las fibras extremas en la sección de momento máximo comienzan a fluir, y la fluencia se extiende gradualmente a las fibras del alma y a ambos lados de la sección de momento máximo.
- Prácticamente todas las fibras en la sección de momento máximo han fluído, y se dice que esa sección se ha plastificado por completo.
- La deformación aumenta rápidamente con poco o ningún incremento de carga, y la viga está cerca del colapso.

En la Figura 37 se muestran los esfuerzos correspondientes a las diferentes etapas de la flexión, detenidos con la suposición de que la relación esfuerzo deformación en compresión es igual que a tensión durante todas ellas. El flujo plástico inicial en las fibras extremas se presenta cuando el esfuerzo máximo $f = Mc/I$ llega al punto de fluencia f_y , el momento correspondiente es $M_y = f_y I/c$. Al incrementarse el momento a un valor M_2 , la deformación de las fibras extremas aumenta sin que se modifique el

esfuerzo, pero una porción mayor de la viga queda sometida al esfuerzo de fluencia. El incremento del momento flexionante tiene como resultado la propagación de la fluencia hasta que, para un cierto valor del momento M_p , comienza a presentarse el endurecimiento por deformación en las fibras extremas. Después de una deformación considerable la viga falla, sea por aplastamiento que ocasiona la compresión, por pandeo, o por ruptura en tensión; las fallas más comunes son las de compresión.

El momento plástico M_p , puede calcularse aproximadamente la distribución de esfuerzos en dos bloques rectangulares. Mediante la fórmula $M_p = f_y (2Q)$, donde Q es el momento estático que se sitúa por encima del eje neutro, con respecto a este eje (Bresler, Lin, & Scalzi, 1970).

Relación de curvatura y momento elástico y plástico

En la **Figura 38** se muestra que la deformación ϵ_x a una distancia “y” del eje neutro está dada por:

$$\epsilon_y = \frac{y}{R} \text{ o curvatura } \frac{1}{R} = \phi = \frac{\epsilon_x}{y}$$

- 1) **Etapa elástica.**- En la etapa elástica, $\epsilon_x = f / E$, donde: E = módulo de Young
y $f = M y / I$. Por lo tanto:

$$\frac{1}{R} = \phi = \frac{\epsilon_x}{y} = \frac{f}{E} = \frac{M}{EI}$$

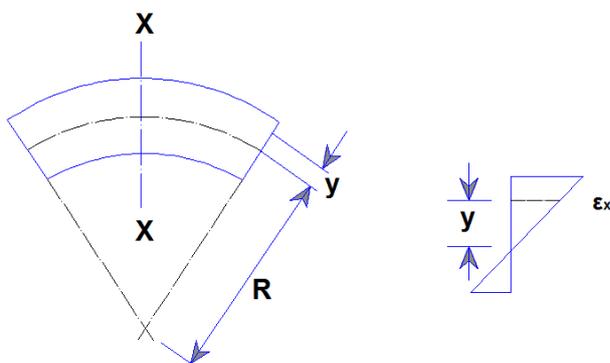


Figura 38. Relación entre deformación y curvatura

En resumen el punto de la curvatura en donde el material alcanza el final del límite elástico es:

$$\phi_y = \frac{M_y}{EI_y}$$

- 2) Etapa elástica y plástica.- Como se muestra en la **Figura 39**, $y = (1 - \alpha)0.5d$ del eje neutro, el esfuerzo $f = f_y$ y el material alcanza justo el límite elástico. En la porción elástica de la viga, $\epsilon_x = f / E$. Por lo tanto.

$$\phi = \frac{\epsilon_x}{y} = \frac{\frac{f_y}{E}}{(1 - \alpha) * 0.5d} = \frac{2f_y}{Ed(1 - \alpha)}$$

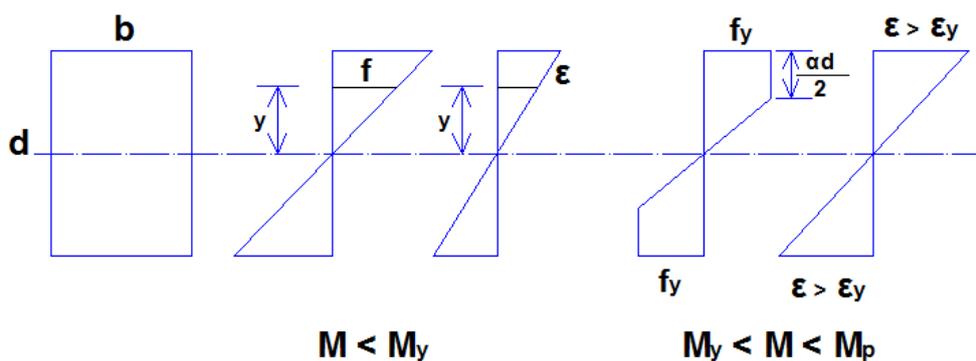


Figura 39. Variación de esfuerzo y deformación en una viga rectangular
Fuente: (Bhatt & Nelson, 1999)

Cálculo del momento Plástico por flexión pura

Elemento tipo I:

En la Figura 40 se indica la distribución idealizada de esfuerzos plásticos de una viga tipo I armada. Mediante esta figura se encuentra la fórmula del momento plástico a flexión pura.

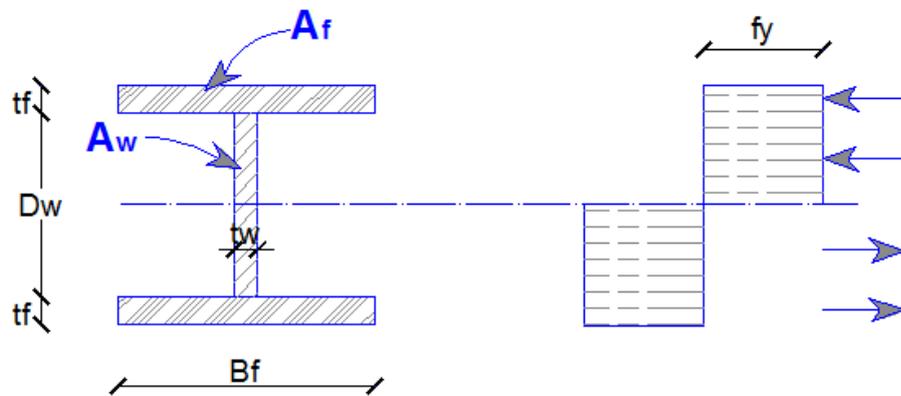


Figura 40. Distribución idealizada de esfuerzos plásticos, elemento tipo I

$$A_f = B_f * t_f$$

$$A_w = D_w * t_w$$

$$M_p = f_y * (2Q)$$

$$Q = \left(A_f * \left(\frac{D_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) \right) + \left(\frac{A_w}{2} * \frac{D_w}{4} \right)$$

$$M_p = f_y * \left[A_f * (D_w + t_f) + \frac{A_w * D_w}{4} \right]$$

Elemento tipo tubular:

En la Figura 41 se indica la distribución idealizada de esfuerzos plásticos de una viga tipo tubular armada. Mediante esta figura se encuentra la fórmula del momento plástico a flexión pura.

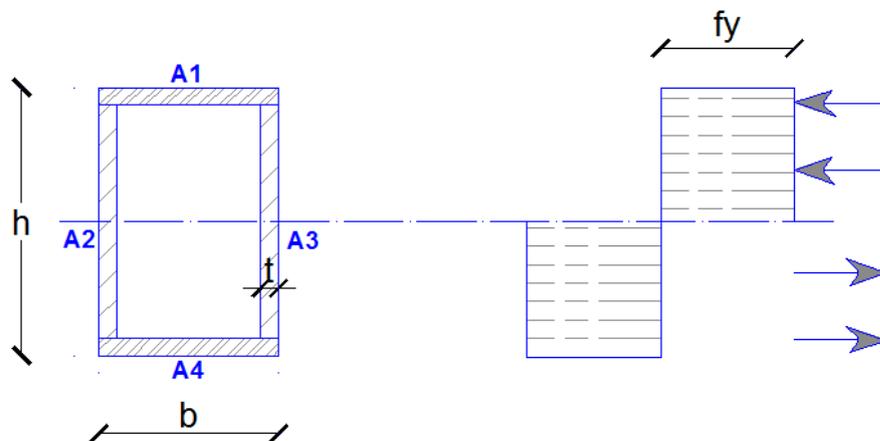


Figura 41. Distribución idealizada de esfuerzos plásticos, elemento tipo tubular

$$A_1 = A_4 = b * t$$

$$A_2 = A_3 = (h - 2t)t$$

$$M_p = f_y * (2Q)$$

$$Q = \left(A_1 * \left(\frac{h}{2} - \frac{t}{2} \right) \right) + 2 * \left(\frac{A_2}{2} * \frac{h - 2t}{4} \right)$$

$$M_p = f_y * \left[A_1 * (h - t) + \frac{A_2 * (h - 2t)}{2} \right]$$

Momento plástico adicionando la compresión.

En las siguientes fórmulas además de la flexión se adiciona la fuerza de compresión, estas fórmulas son las que se utilizan para el cálculo del momento plástico para las columnas.

Elemento tipo tubular:

$$N_p = A_{tub} * f_y$$

$$M_{yN} = \left(1 - \frac{N}{N_p} \right) * M_y$$

$$M_{pN} = \left(1 - \left(\frac{N}{N_p} \right)^2 \right) * M_p$$

Donde:

N = Fuerza axial

A_{tub} = Área de la sección tubular

M_y = Momento de fluencia a flexión pura

M_p = Momento plástico o nominal a flexión pura

f_y = Esfuerzo de fluencia del material

M_{yN} = Momento de fluencia de la columna

M_{pN} = Momento plástico o nominal de la columna

(Li & Li, 2007)

3.5. RESULTADOS DEL PROGRAMA

En el programa de análisis no lineal de matlab se puede variar el incremento de carga lateral que se aplique durante el análisis, mientras más pequeño sea este valor mayor es la cantidad de tiempo que utiliza el programa para finalizar el análisis, y también es mayor la cantidad de resultados que presenta.

Otro valor importante a colocar en el programa es la deriva global con la cual el programa se detiene al alcanzar este valor.

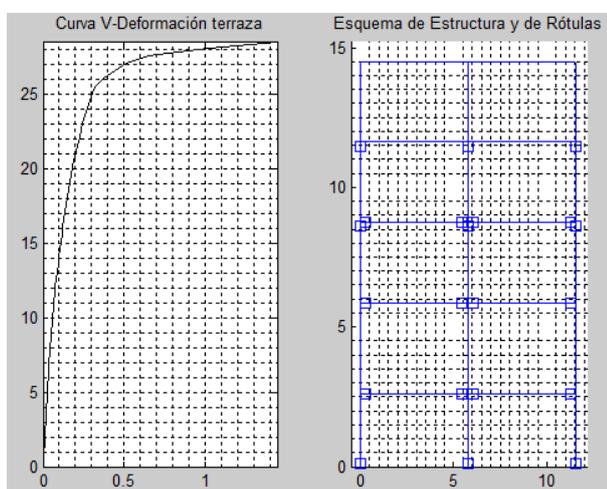


Figura 42. Curva de capacidad y rótulas plásticas obtenida con el programa de Matlab

A la izquierda de la Figura 42 se muestra la curva de capacidad de un pórtico que entrega el programa de análisis estático no lineal de Matlab al final del procesamiento de la información, con este gráfico es posible determinar la ductilidad de la estructura. También a la derecha de la Figura 42 se muestra el gráfico del pórtico en análisis con las rótulas plásticas que se forman en los extremos de las vigas y las columnas.

CAPÍTULO 4

USO Y MANEJO DEL PROGRAMA SEISMOSTRUCT

4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA

Seismostruct es un software de análisis que se basa en la teoría de elementos finitos, es capaz de calcular el comportamiento de los modelos espaciales sometidos a cargas estáticas o dinámicas que consideran las no linealidades geométricas y la inelasticidad de los materiales (Vielma, Barbat, & Oller, 2010).

El programa no requiere de la configuración de nuevos archivos ni de otros códigos de programación compleja. Permite visualizar durante el procesamiento del modelo la curva de desplazamiento y la deformada de la estructura además se puede pausar y reanudar el análisis cuando se desee, también se pueden generar archivos de video para mostrar la secuencia de la deformación de la estructura. A continuación se presentan algunas características:

- Siete tipos diferentes de análisis: time - history dinámico y estático, pushover convencional y adaptativo, análisis dinámico incremental, eigenvalores y con carga estática no variable.
- Se puede identificar los distintos estados límites de desempeño que se alcanzan y también reconocer cuando se produce la fluencia, fisuración y falla de los elementos estructurales.
- Las cargas que se asignan pueden ser fuerzas constantes o variables, desplazamientos o aceleraciones en los nodos. Las cargas pueden variar proporcional o independiente en el dominio del tiempo pseudo-tiempo.
- La estimación de la inelasticidad a lo largo de la longitud y la sección del elemento estructural permite el análisis preciso de la acumulación de daño (Seismosoft, 2013).

4.2. PRE – PROCESADOR

En la Figura 43 se puede observar la interfaz del pre – procesador en donde se definen los datos de entrada del modelo estructural como:

- Geometría del modelo.
- Características de los materiales y secciones transversales de los elementos
- Cargas permanentes e incrementales.
- Criterios de prestaciones.

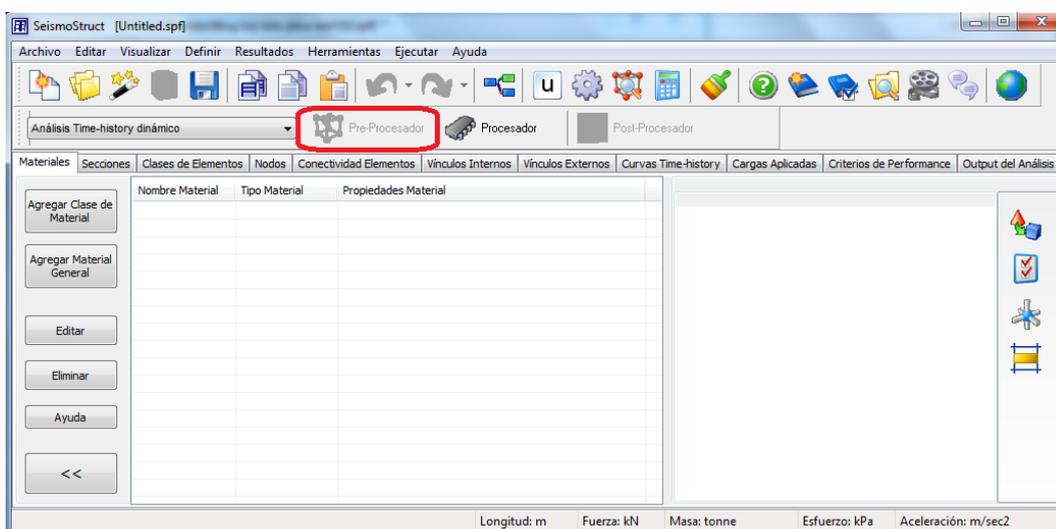


Figura 43. Interfaz del pre – procesador

4.2.1. Dibujo, conformado y unidades del modelo a desarrollar

Un paso sencillo pero merece gran importancia es definir el sistema de unidades con las que trabaja el programa, para posteriormente tener coherencia en el ingreso de los datos y los resultados que entrega el análisis.

Para la creación del modelo en 2D o 3D se puede ingresar las coordenadas de los nodos uno por uno o utilizar el asistente en donde se define la geometría y el tipo de la estructura a analizar, Figura 44.

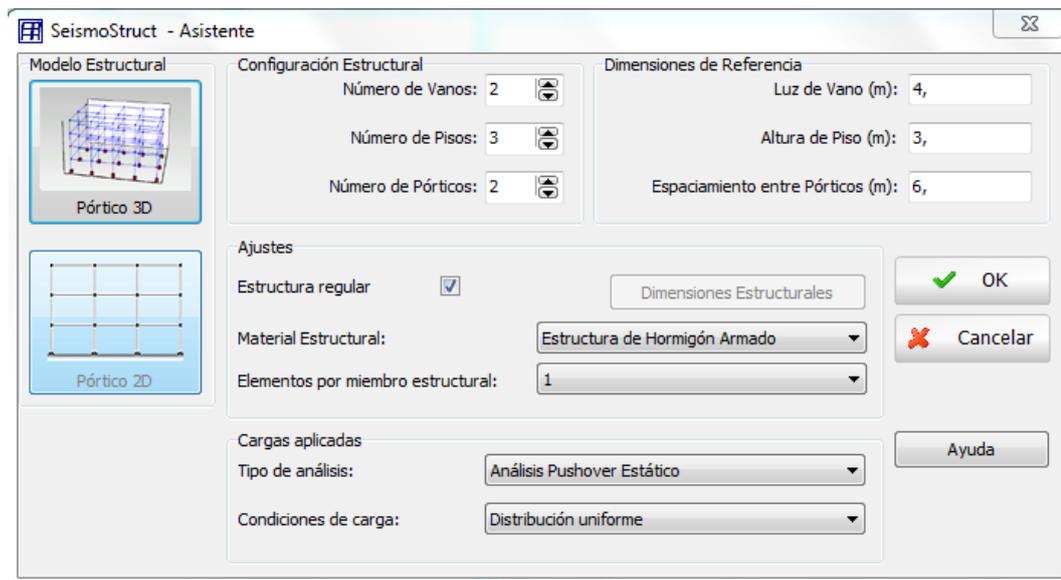


Figura 44. Asistente para la configuración del modelo en 2D o 3D

4.2.2. Definición de los materiales y secciones transversales

Dentro de la opción *materiales* es posible *agregar clase de material* en donde podemos seleccionar un material predefinido o se puede utilizar el botón *agregar material general* para definir las características mecánicas del material. El programa tiene por defecto trece tipos de materiales disponibles que son:

- Modelo bi – lineal para acero – (tipo stl_bl según el manual)
- Modelo de Menegotto – Pinto para acero – (tipo stl_mp según el manual)
- Modelo de Monti – Nuti para acero – (tipo stl_mn según el manual)
- Modelo tri – lineal para hormigón – (tipo con_tl según el manual)
- Modelo no lineal de Mander et al. para hormigón - (tipo con_ma según el manual)
- Modelo no lineal para hormigón con confinamiento constante y tensión softening – (tipo con_ma2 según el manual)
- Modelo no lineal de Chang – Mander para hormigón – (tipo con_cm según el manual)
- Modelo no lineal de Madas y Elnashai para hormigón – (tipo con_me según el manual)

- Modelo no lineal de Kappos y Konstantinidis para hormigón de alta resistencia – (tipo con_hs según el manual)
- Modelo no lineal para hormigón confinado con FRP – (tipo con_frp según el manual)
- Modelo para aleaciones superelásticas con memoria de forma – (tipo se_sma según el manual)
- Modelo tri---lineal para FRP – (tipo frp_tl según el manual)
- Modelo de material elástico genérico – (tipo el_mat según el manual)

Para el análisis que se realiza en esta tesis se utiliza el modelo bi – lineal para acero, que se observa en la Figura 45. Se trata de un modelo uniaxial de esfuerzo – deformación bi – lineal con endurecimiento cinemático, en donde el rango elástico permanece constante durante las fases de carga, y la regla de endurecimiento cinemático para la superficie de fluencia se asume función lineal del incremento de deformación plástica. (Seismosoft, 2013)

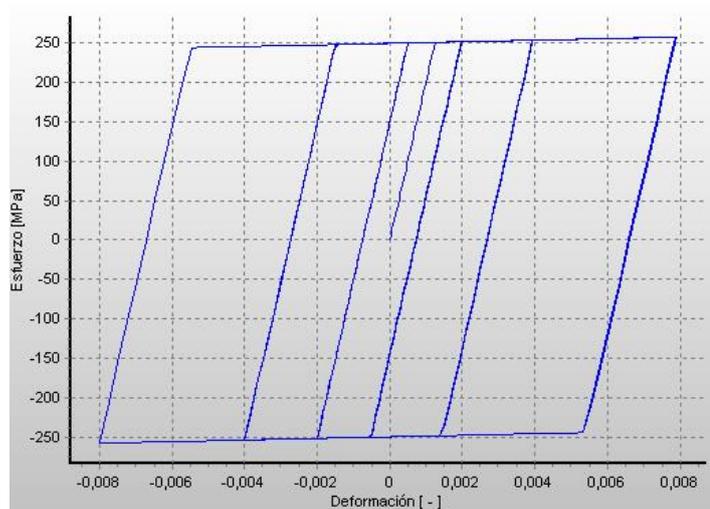


Figura 45. Modelo bi – lineal para acero

En la Tabla 10 se aprecia los valores típicos de las propiedades mecánicas del acero estructural A36, material que se utiliza para la modelación de los edificios.

Tabla 10

Características mecánicas del acero A36

Propiedades del material	Valor
Módulo de elasticidad – E_s	200000 MPa
Límite de fluencia – f_y	250000 [kPa]
Parámetro de endurecimiento por deformación – μ	0.001 [-]
Deformación de rotura / pandeo – e_{ult}	0.1 [-]
Peso específico - γ	78 [kN/m ³]

Después de definir los materiales se procede al siguiente módulo de las secciones donde seleccionamos la opción agregar para escoger las secciones tipo del programa para modificar el tipo de material y sus dimensiones, Figura 46. Además Seismostruct tiene predefinido secciones de los perfiles de acero más comunes (HEA, HEB, IPE) que están en una base de datos.

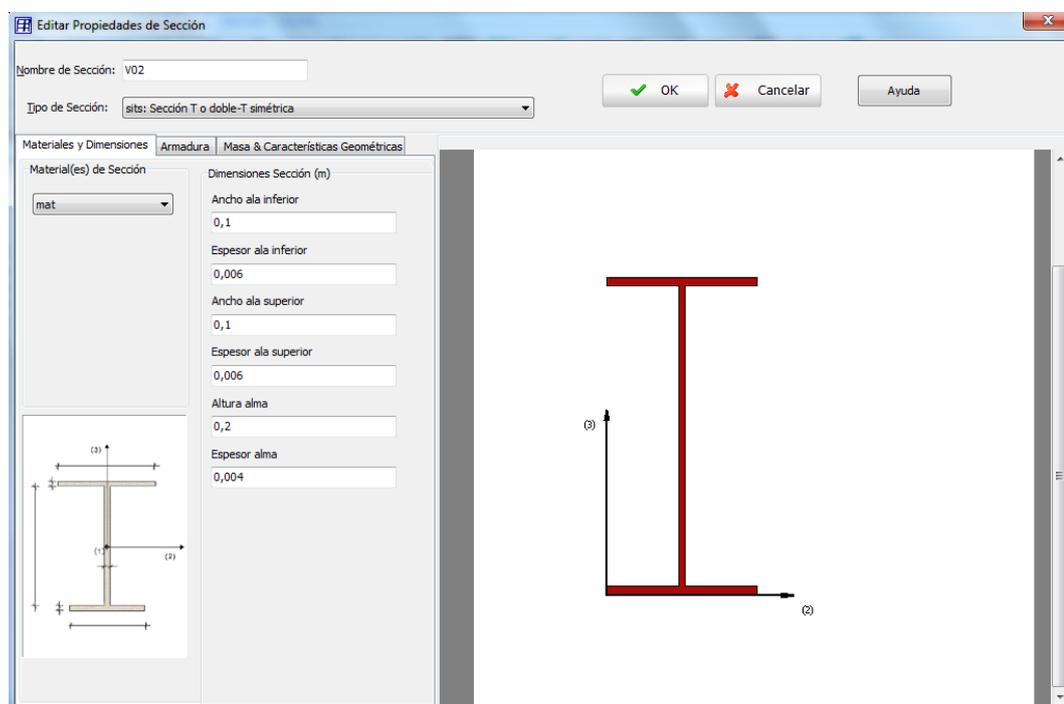


Figura 46. Creación de una nueva sección

4.2.3. Determinación de las clases de elementos

En la opción *clase de elementos* definimos el tipo de elemento para cada sección ingresada en el módulo anterior. Para la misma sección se puede asignar más de un tipo de clase de elemento. Seismostruct cuenta con diez tipos de elementos disponibles:

- Elementos inelásticos de pórtico – *infrmDB*, *infrmFB*
- Elemento inelástico de pórtico con rótula plástica – *infrmFBPH*
- Elemento elástico de pórtico – *elfrm*
- Elemento inelástico infill panel - *infill*
- Elemento inelástico reticulado – *truss*
- Elemento link – *link*
- Elementos de masa – *lmass & dmass*
- Elemento disipador viscoso (dashpot) – *dashpt*

En algunos tipos de elementos es conveniente definir un tiempo o factor de carga de activación y la desactivación del elemento. El programa tiene por defecto $-1e20$ para la activación y $1e20$ para la desactivación que indica el comienzo del análisis y que no será desactivado.

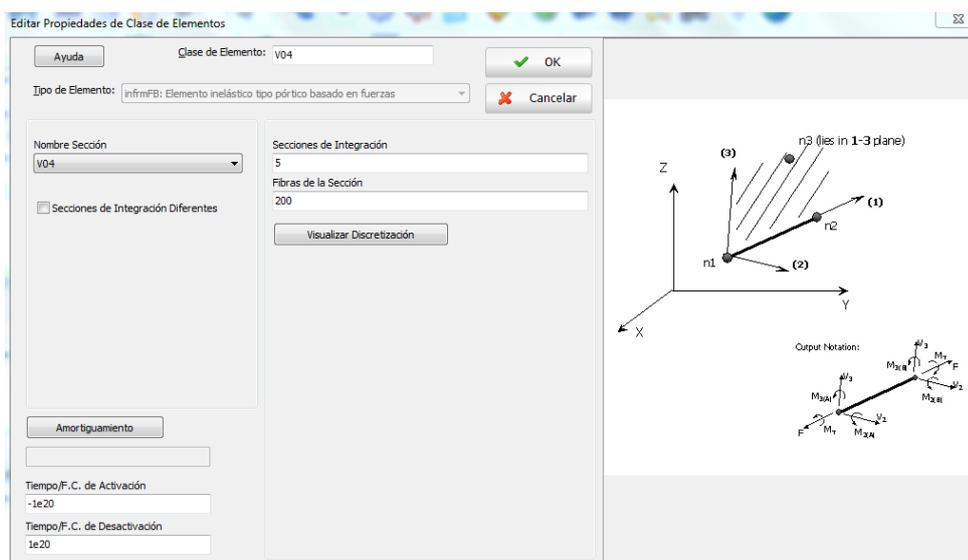


Figura 47. Editor de las propiedades de clase de elementos

En la Figura 47 se observa cómo se crea una nueva clase de elemento. Para los tipos de elementos es indispensable asignar el número de fibras que se utilizada para el cálculo que se efectúa en cada sección de integración (Seismosoft, 2013).

4.2.4. Asignación de la conectividad de los elementos

En este módulo mediante la clase de elementos puede construir el modelo estructural, para esto tiene que especificar los nombres, clases y nodos correspondientes, además de longitudes de rigidizadores y liberaciones de los grados de libertad, fuerzas o momentos si fuese el caso, Figura 48.

Para la definición del elemento es necesario definir dos nodos extremos y la orientación que tiene la sección transversal (Seismosoft, 2013).

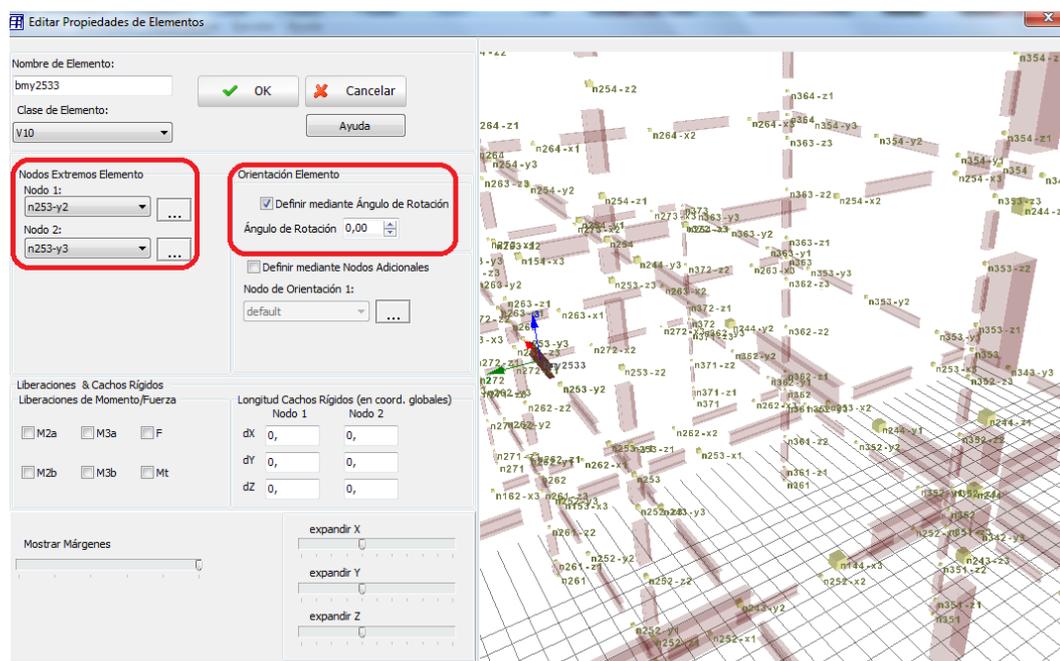


Figura 48. Agregar nuevo elemento

4.2.5. Restricciones de los vínculos externos

Mediante este comando se restringe el movimiento en cualquiera de los seis grados de libertad de los nodos estructurales (Seismosoft, 2013). En la Figura 49 se aprecia las restricciones externas en los seis grados de libertad en los distintos nodos.

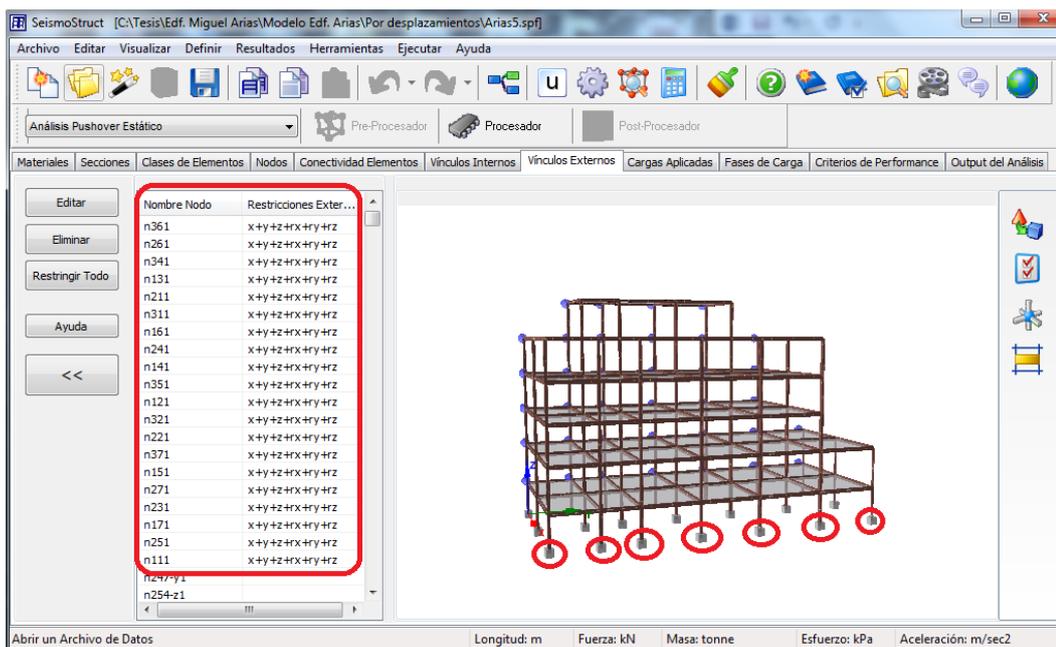


Figura 49. Restricción de los nodos externos

4.2.6. Selección del tipo de carga aplicada por nudo

El término carga en Seismostruct se utiliza para definir cualquier tipo de acción que se ejecuta en la estructura las que pueden ser fuerzas, desplazamientos y/o aceleraciones.

Cargas permanentes.- Son aquellas cargas estáticas asignadas permanentemente sobre los nodos y pueden ser fuerzas o desplazamientos.

Cargas incrementales.- Son cargas pseudo estáticas que varían en forma incremental mediante el producto del valor de la carga y el factor de carga que puede ser actualizado automáticamente o definido por el usuario. Estas cargas normalmente son utilizadas en el análisis pushover (Seismosoft, 2013).

En la Figura 50 se observa las cargas permanentes e incrementales en círculos de color rojo y verde respectivamente.

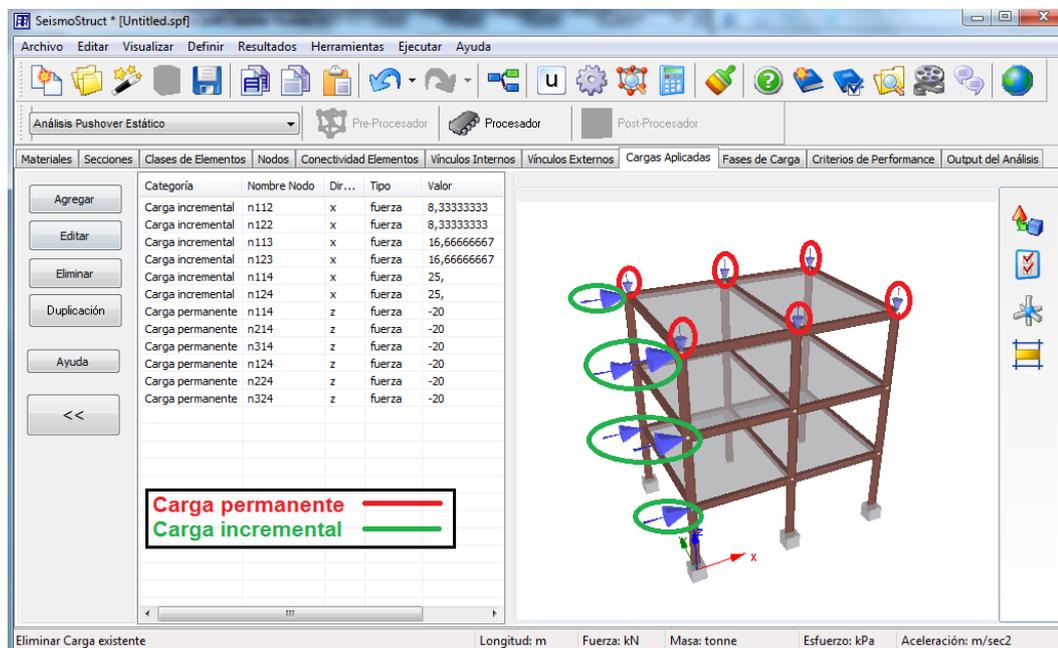


Figura 50. Asignación de cargas incrementales y permanentes

4.2.7. Fases de carga

Para la aplicación del análisis pushover se requiere la aplicación de las cargas gravitatorias permanentes y las cargas incrementales aplicadas en la dirección x e y. El valor de las cargas incrementales se actualiza durante el análisis al multiplicarlo por el factor de carga. Existen tres tipos de fases de control del pushover en Seismostruct:

- Fase de control de carga
- Fase de control de la respuesta
- Fase de control automático de la respuesta.

Fase de control de carga.- Es un esquema de carga/solución, se define el factor de carga objetivo con el cual se multiplica todas las cargas y el número de incrementos con el cual el vector carga objetivo es subdividido para la aplicación incremental, Figura 51. (Seismosoft, 2013).

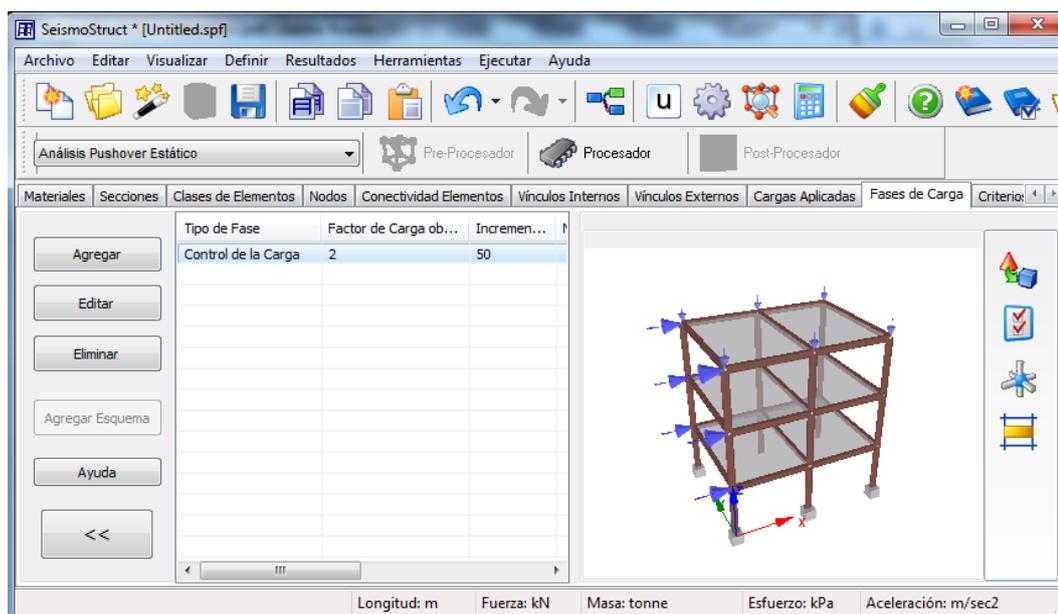


Figura 51. Fase de carga – control de carga

Fase de control de la respuesta.- Al igual que la fase de control de carga es un esquema carga/solución pero no se controla el vector de carga sino la respuesta de un nodo definido por el usuario que se controla por el algoritmo, junto con el desplazamiento objetivo. También debe definir el valor de los incrementos con el cual el desplazamiento objetivo es subdividido para su aplicación incremental, Figura 52. Entonces el factor de carga λ lo calcula el programa de tal forma que la carga $P_i = \lambda_i P_o$ es la consecución del desplazamiento objetivo del nodo de control en dicho incremento. El análisis termina cuando la estructura colapsa o se llega al desplazamiento objetivo (Seismosoft, 2013).

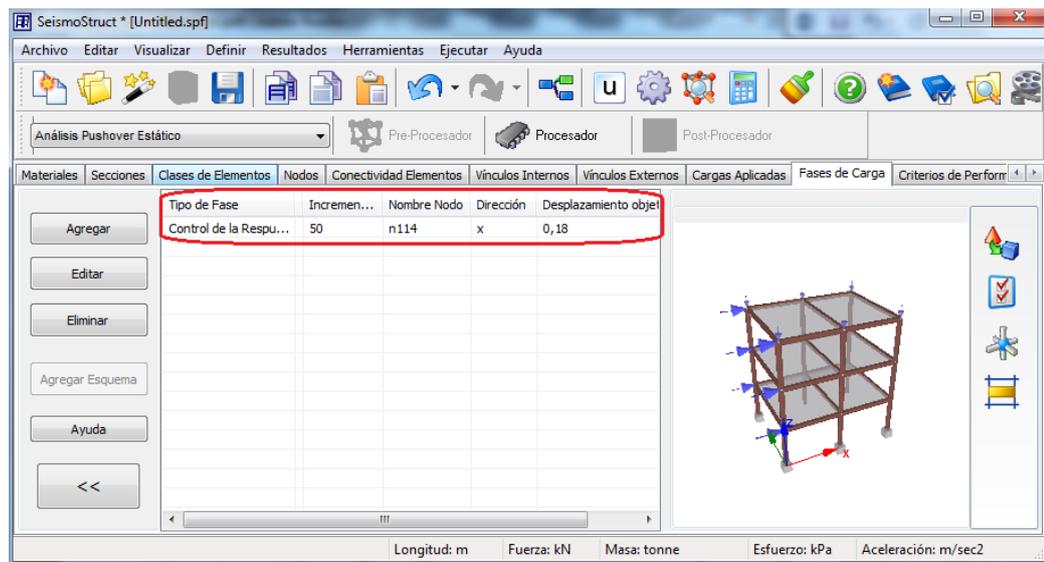


Figura 52. Fase de carga – control de la respuesta

Fase de control automático de la respuesta.- Esta fase difiere de la anterior en que el programa selecciona el incremento del desplazamiento y el grado de libertad nodal que se controla durante el análisis, que está en función de la convergencia en cada incremento. El usuario especifica el desplazamiento objetivo con el cual asume que el análisis termina, Figura 53 (Seismosoft, 2013).

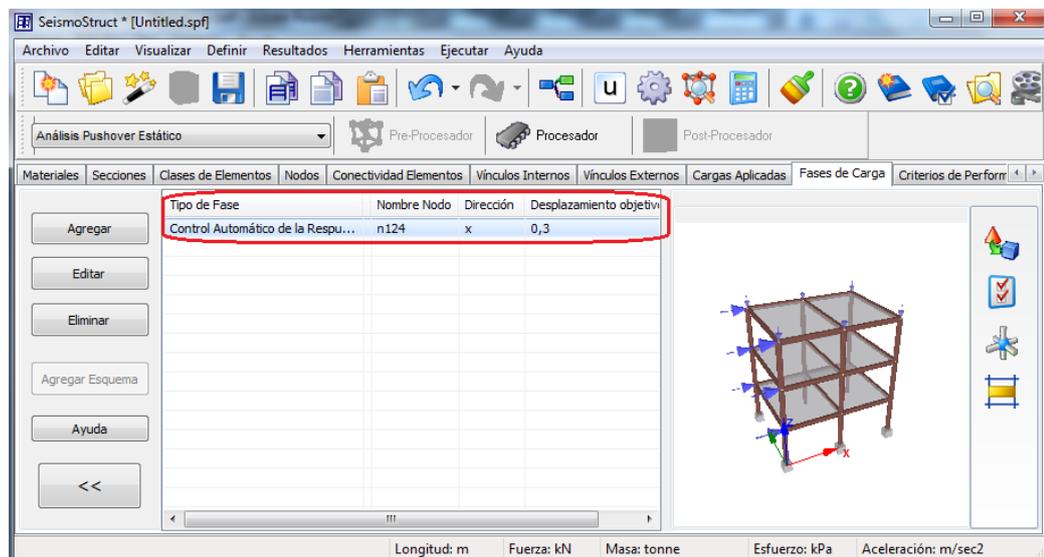


Figura 53. Fase de carga – control automático de la respuesta

4.2.8. Criterios de prestaciones

En el análisis sismoresistente es necesario que los investigadores definan los estados límites que alcanza la estructura. El programa Seismostruct tiene la cualidad de monitorear con eficiencia los umbrales de deformación del material, curvatura de la sección, rotación de la cuerda y corte del elemento mediante los estados límites que alcanza la estructura durante su análisis.

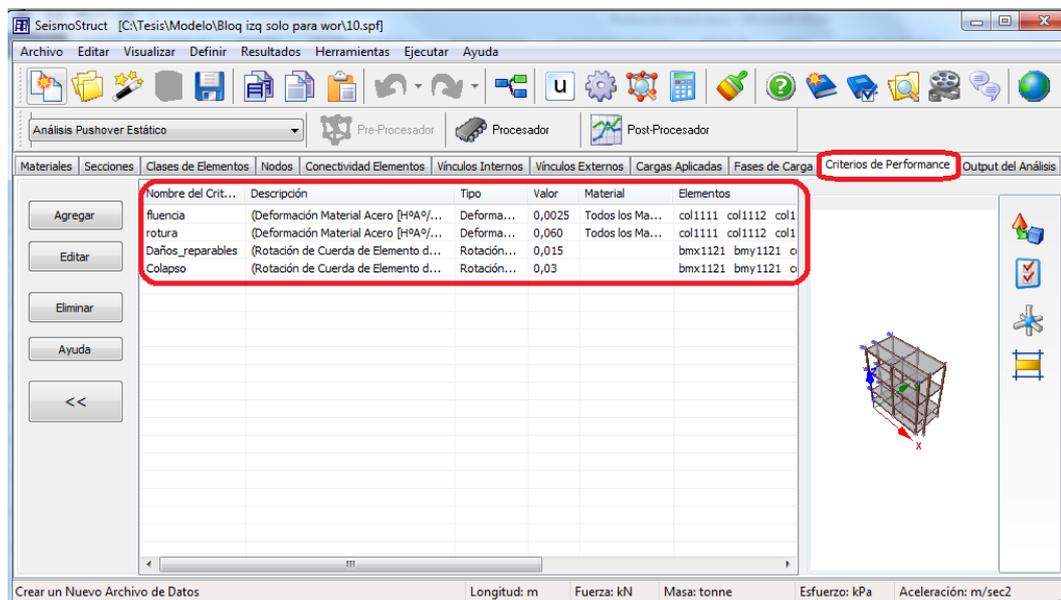


Figura 54. Fase de criterios de prestaciones

El usuario tiene que ingresar el nombre del estado límite con su valor para el cual el criterio de prestaciones se desea monitorear, Figura 54. Escoger el parámetro de respuesta a controlar durante el análisis (deformación seccional, curvatura rotacional, rotación de cuerda del elemento o corte del elemento). Seleccionar todos los elementos a los cuales se aplica el criterio y finalmente escogemos un color distinto para cada estado límite, para la observación gráfica en el módulo visor de la deformada, Figura 55 (Seismosoft, 2013).

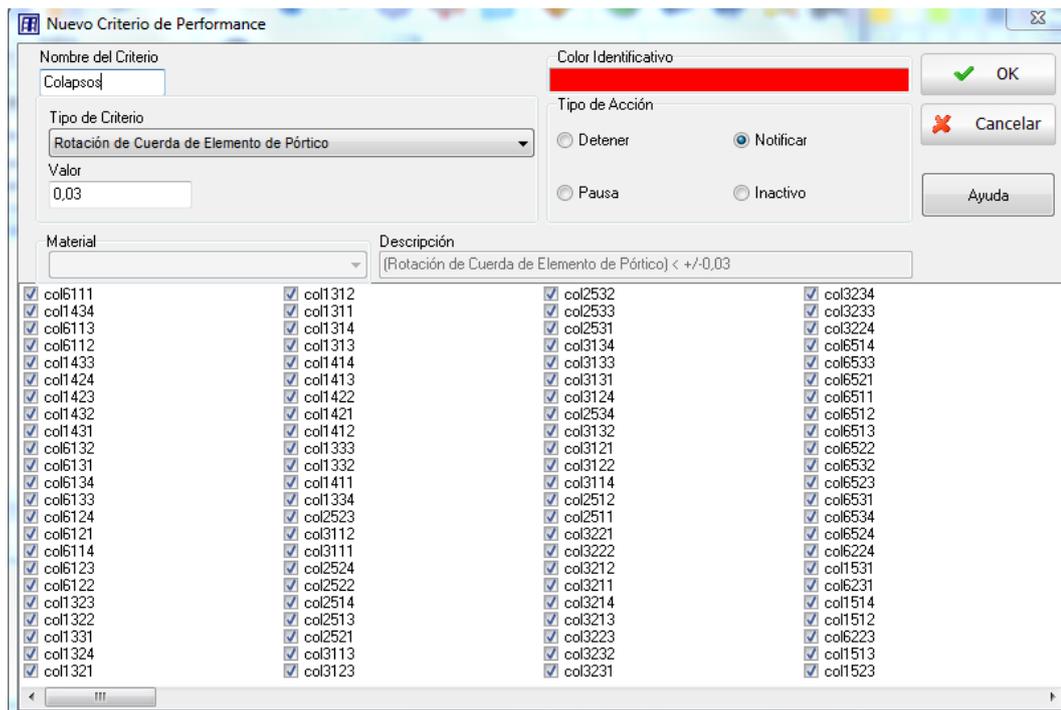


Figura 55. Ingreso del criterio de prestación

4.2.9. Salida de análisis

Seismostruct es un programa que analiza bastantes parámetros de respuesta como deformaciones, esfuerzos, curvaturas, sollicitaciones internas de los elemento, desplazamientos nodales entre otros, esto genera una gran cantidad de resultados que muchas de las veces el usuario no los utiliza, mediante la fase salida de análisis se puede escoger sólo los parámetros de respuesta que se requiere y con esto ocupar menor espacio de almacenamiento y además disminuir el tiempo de análisis del modelo.

En la Figura 56 se aprecia algunos parámetros de respuesta que ofrece el programa los cuales están a criterio del usuario su elección. A continuación se presentan los ajustes que se puede realizar en esta fase:

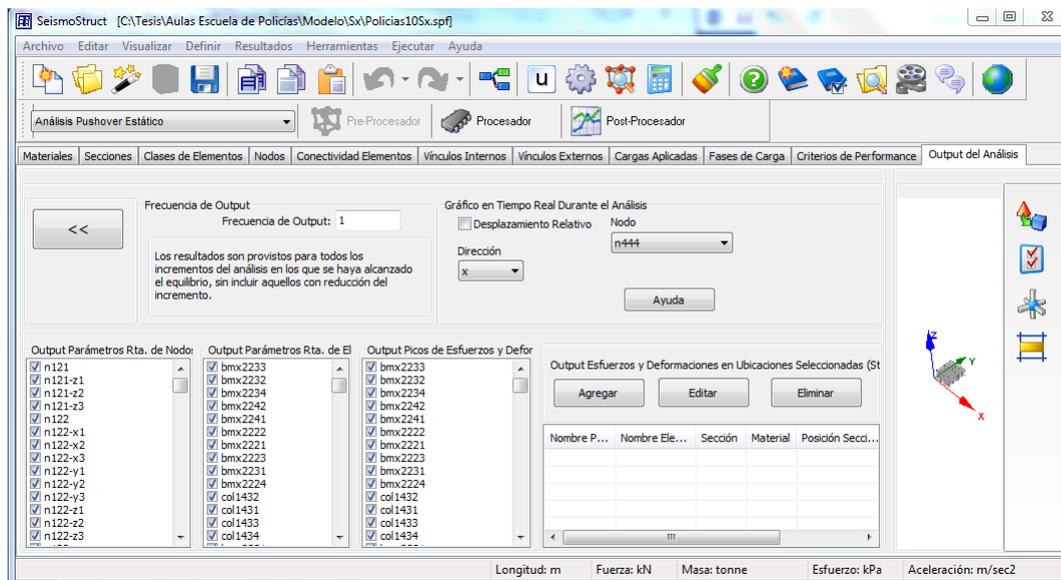


Figura 56. Fase de salida de análisis

- **Salida de parámetros de respuesta nodal.-** Se puede escoger todos los nodos del modelo o señalar los que se desee, para que el programa analice sólo en estos los parámetros de respuesta.
- **Salida de fuerzas en elementos.-** El usuario puede decidir si desea obtener las solicitaciones internas (fuerzas y momentos) de los elementos.
- **Salida de valores pico de esfuerzos/deformaciones y curvatura.-** Mediante esta opción se obtiene los resultados mínimos y máximos de esfuerzos, deformaciones y curvaturas de las secciones de integración de los elementos inelásticos de pórtico.
- **Salida de esfuerzos y deformaciones en posiciones seleccionadas.-** Se puede seguir la variación del esfuerzo y deformación de un material al indicar un punto en las secciones de integración de elementos inelásticos de pórtico, y así definir los puntos de tensión (Seismosoft, 2013).

4.3. PROCESADOR

Una vez concluida la fase del pre procesador se puede entrar al área del procesador donde se realiza el análisis del modelo, el tiempo de análisis puede ser desde minutos hasta horas y está en función del tamaño de la estructura, las cargas aplicadas, la capacidad del ordenador y los parámetros de respuesta que se espera obtener. El mayor tiempo de procesamiento se debe también a que Seismostruct trabaja con un modelo con fibras con el cual se tiene precisión de la propagación de la inelasticidad a través del miembro y de la sección.

El usuario puede estimar el tiempo de finalización del análisis mediante la barra de progreso que indica el avance del procesamiento. También se puede poner pausa al análisis para verificar los resultados que proporciona el programa y decidir si los resultados son los que se esperan para continuar o no con el procesamiento del modelo, Figura 57.

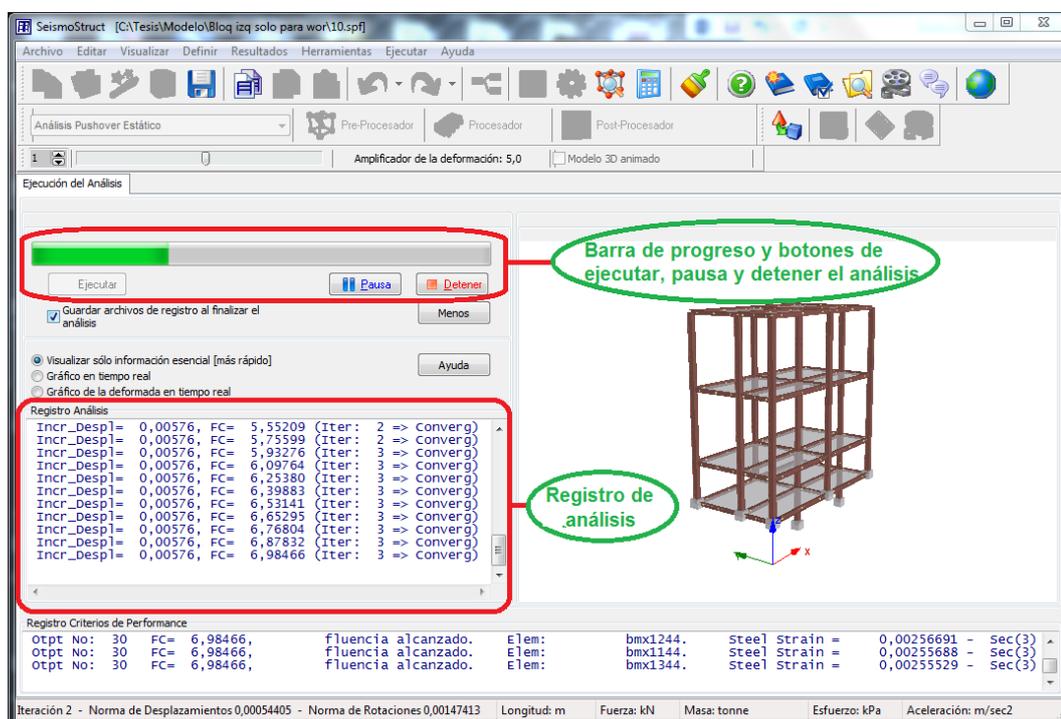


Figura 57. Análisis en progreso del modelo de un edificio

En el registro de análisis se observa la información en tiempo real del estado del análisis (control de carga y condiciones de convergencia). Este registro se guarda en

un archivo de texto con extensión *.log, en este archivo también se guardan los criterios de prestaciones que se utilizan durante el análisis.

En la Figura 58 se aprecia cómo durante el análisis es posible visualizar el gráfico en tiempo real de la capacidad (pushover estático) del modelo de cualquier nodo que se selecciona en el módulo de salida de análisis.

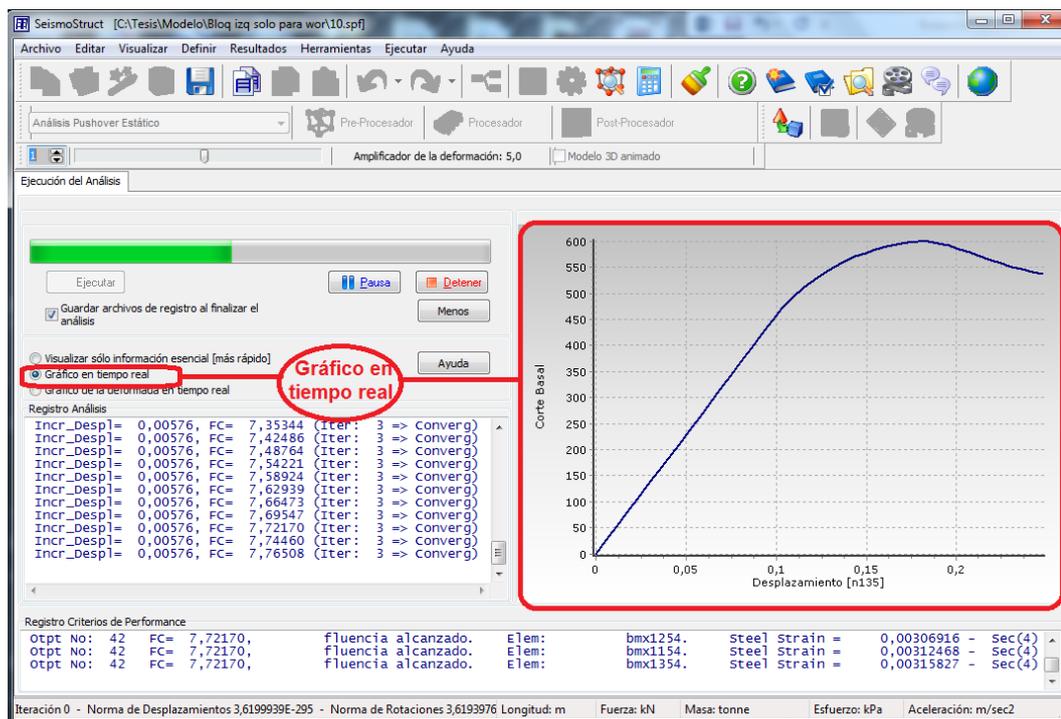


Figura 58. Gráfico en tiempo real del procesador

En la Figura 59 se muestra que en el transcurso del análisis se puede visualizar el gráfico de la deformada en tiempo real, pero estas dos últimas opciones amplían el tiempo de la ejecución del análisis, para reducir este tiempo lo mejor es utilizar la opción visualizar sólo la información esencial (Seismosoft, 2013).

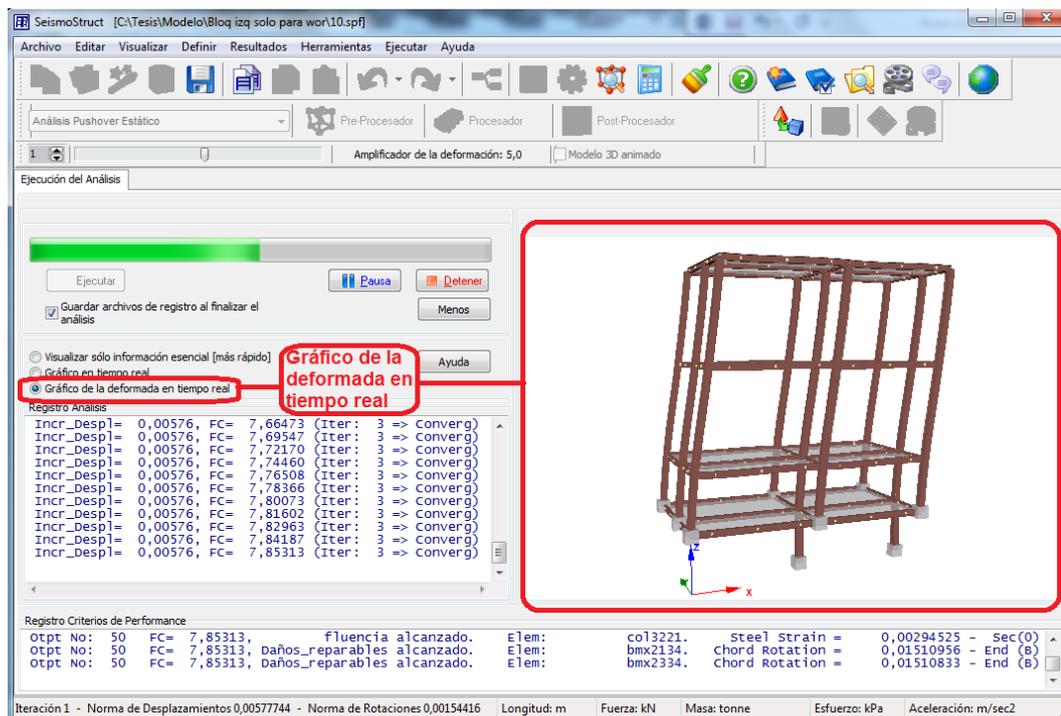


Figura 59. Gráfico de la deformada en tiempo real del procesador

4.4. POST – PROCESADOR

El programa almacena los resultados de análisis dentro del pos – procesador en un tipo de archivos con extensión *.srf. En esta etapa existen una serie de módulos para visualizar los resultados en formato tabla o gráfica que se pueden copiar a Excel o Word respectivamente, lo que facilita la interpretación y comparación de ellos para la realización de informes, artículos, entre otros.

4.4.1. Registro de análisis

Durante la etapa del procesador se genera un archivo con extensión *.log que contiene el registro del avance numérico y de las prestaciones de respuesta del modelo.

En la Figura 60 se observa un registro típico de análisis que proporciona Seismostruct después que termina la fase del procesador.

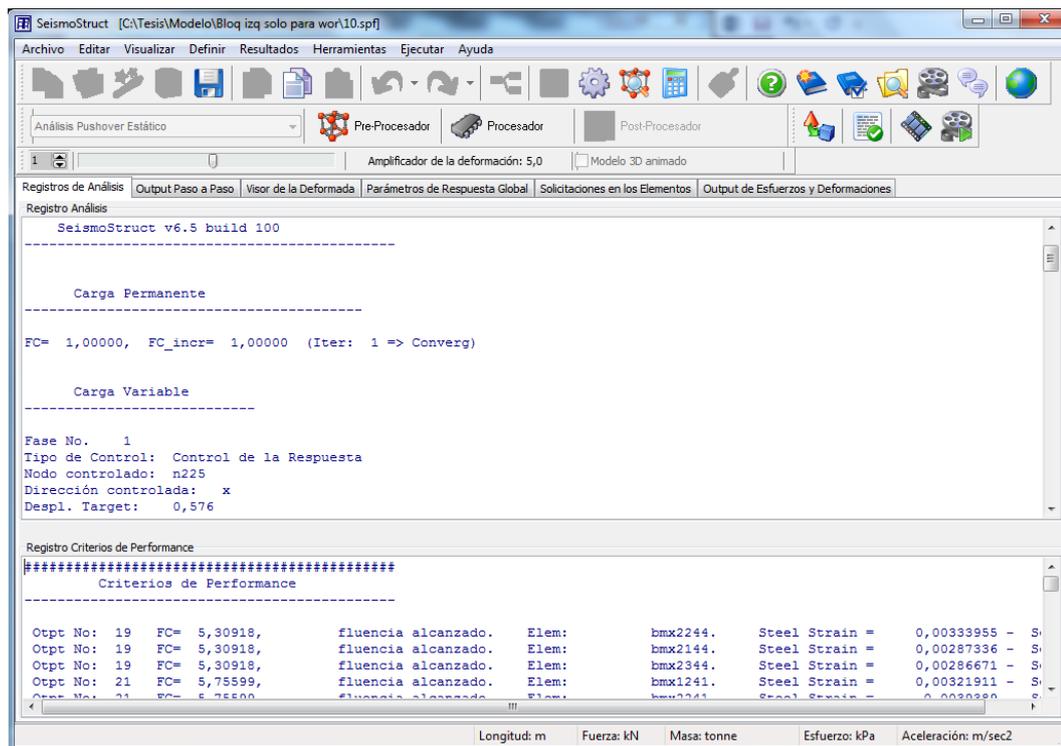


Figura 60. Registro de análisis

4.4.2. Salida paso a paso

Aquí se encuentran todos los resultados analíticos para cada paso de análisis como:

- Desplazamientos
- Rotaciones nodales
- Fuerzas y momentos en los apoyos y elementos
- Deformaciones y esfuerzos de elementos

En la Figura 61 se aprecia los resultados del análisis para cada factor de carga.

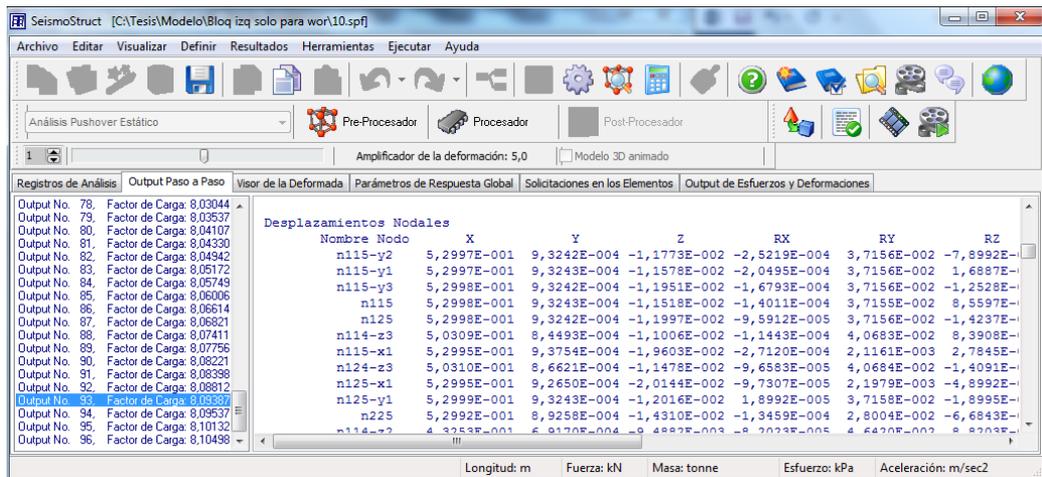


Figura 61. Salida paso a paso

4.4.3. Visor de deformada

Con este módulo es posible visualizar la deformada del modelo en cada paso de análisis y así identificar los mecanismos de deformación y los criterios de prestaciones que se aplican, al marcar la opción mostrar criterios de prestaciones, Figura 62.

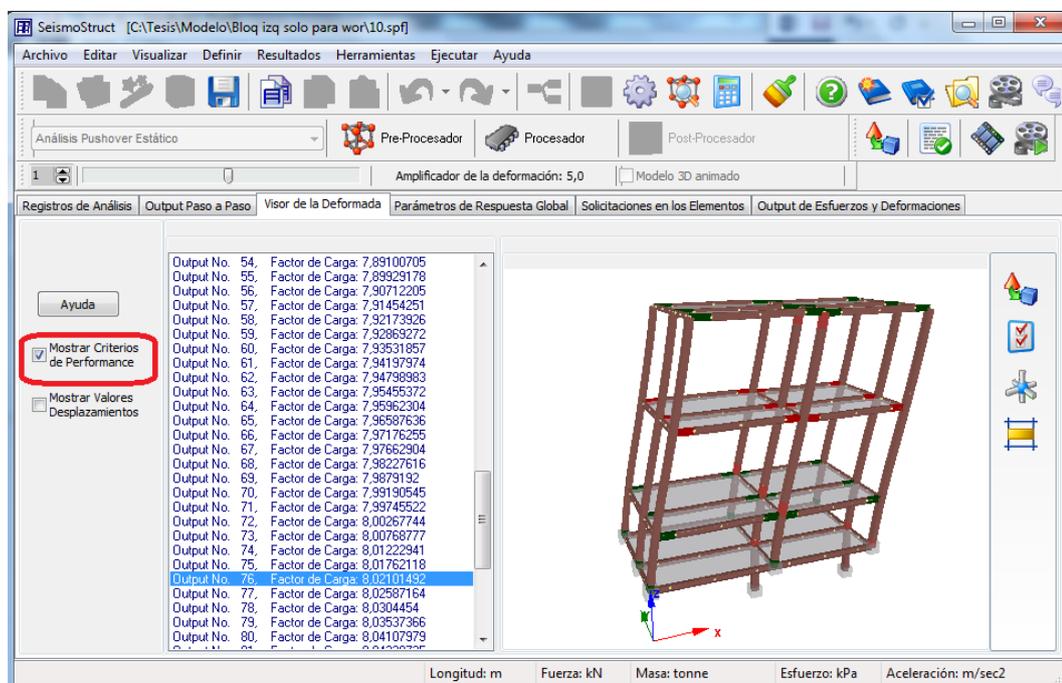


Figura 62. Opción mostrar criterios de prestaciones

A la vez también se puede observar los valores de desplazamientos al señalar la opción mostrar valores de desplazamientos, Figura 63.

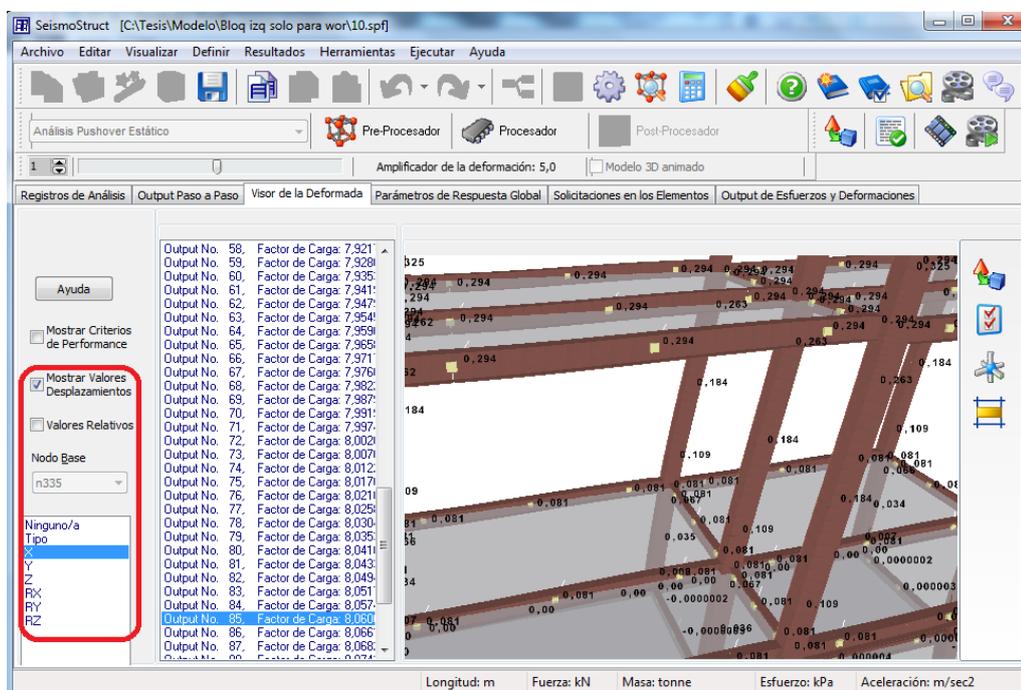


Figura 63. Opción mostrar valores de desplazamientos

4.4.4. Parámetros de respuesta global

Para la interpretación de los resultados de este módulo debe recalarse que la rotación y momento se refieren siempre alrededor del mismo eje y no a lo largo de este como se indica en la Figura 64.

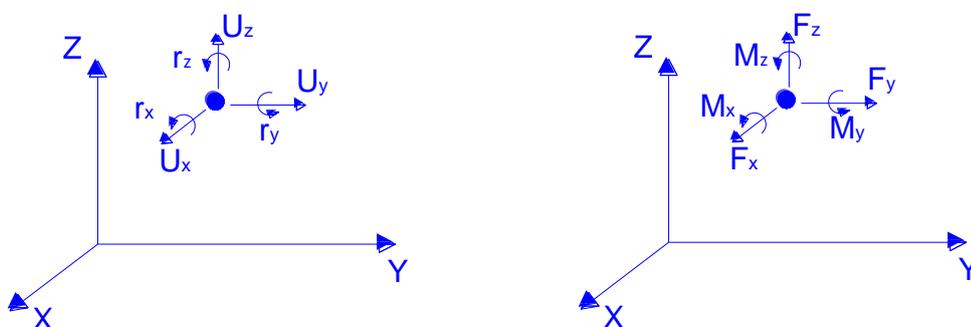


Figura 64. Coordenadas globales

- **Desplazamientos estructurales.-** Se pueden obtener gráficamente o en una tabla de valores los desplazamientos o rotaciones de cualquiera de los seis grados de libertad de cada nodo. En la Figura 65 se muestran los desplazamientos con respecto al eje “x” en forma gráfica.

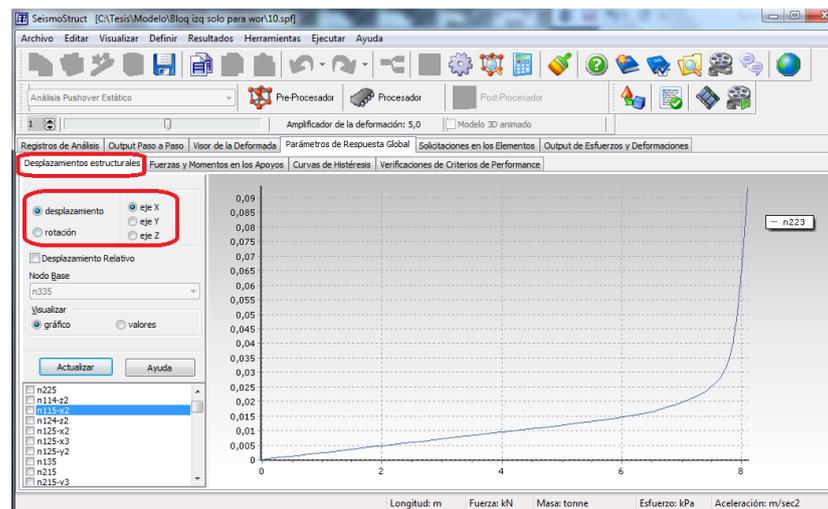


Figura 65. Gráfico de desplazamiento estructural

- **Fuerzas y momentos en los apoyos.-** De la misma forma que para los desplazamientos estructurales se puede obtener las fuerzas y momentos en los apoyos en todas las direcciones para cada nodo con restricción externa. En la Figura 66 se indica la gráfica del momento en el apoyo respecto al eje “x”.

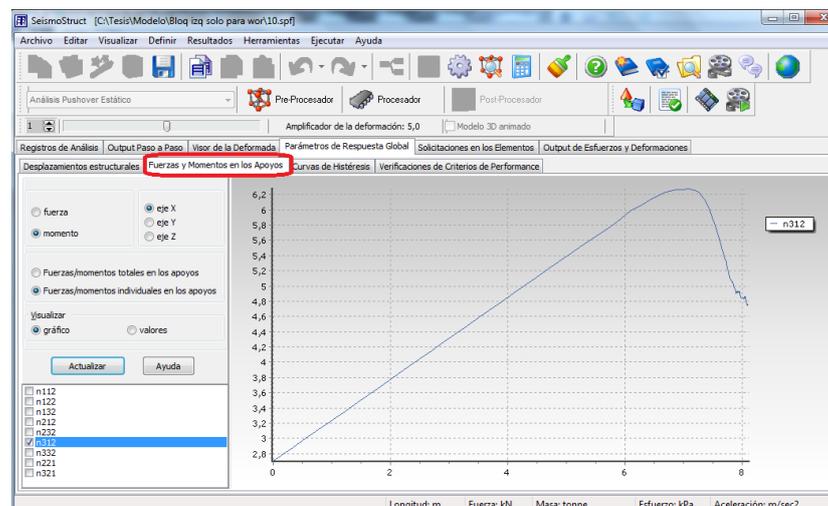


Figura 66. Gráfico de momento en el apoyo

- **Curvas de Histéresis.-** Se puede seleccionar un grado de libertad traslacional o rotacional para que el programa grafique con el corte basal, momento basal total o el factor de carga (análisis pushover), en los análisis estáticos representa la curva de capacidad. Los resultados se presentan gráficamente como en la Figura 67 o en tabla de valores.

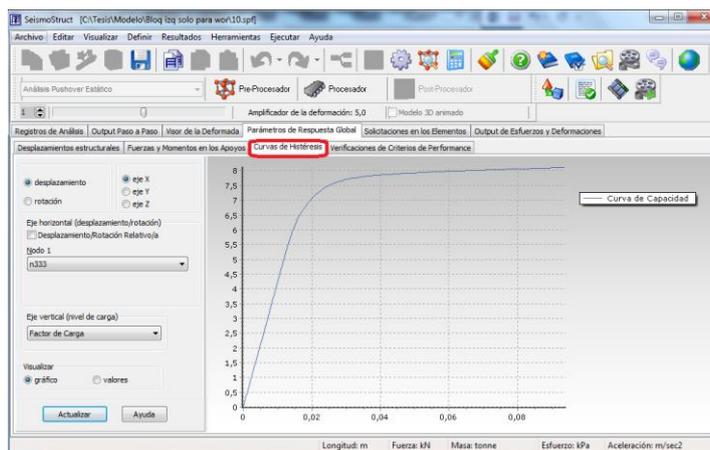


Figura 67. Curva de capacidad

- **Verificaciones de criterios de prestaciones.-** En esta opción se visualiza en una tabla de valores los criterios de prestaciones (estados límites) que se ingresa en el pre – procesador. Tenemos que escoger el nombre del criterio y los elementos que deseamos visualizar en dicha tabla, Figura 68 (Seismosoft, 2013).

Nombre Criterio de Performance	Nombre Clase	Valor	Condición	Estado
Daños_reparables	bmx2234 - Extremo VM1	0,00691109	0,015	Not reached yet
	bmx2234 - Extremo VM1	0,02915951	0,015	***REACHED***
	col2241 - Extremo (CT1*)	0,00078777	0,015	Not reached yet
	col2241 - Extremo (CT1*)	0,00059012	0,015	Not reached yet
	bmy2241 - Extremo VM2	0,0001202	0,015	Not reached yet
	bmy2241 - Extremo VM2	0,00010892	0,015	Not reached yet
	bmx2241 - Extremo VM1	0,0338344	0,015	***REACHED***
	bmx2241 - Extremo VM1	0,00781627	0,015	Not reached yet
	bmy2242 - Extremo VM2	0,00016109	0,015	Not reached yet
	bmy2242 - Extremo VM2	9,2258930E-005	0,015	Not reached yet
	col2242 - Extremo (CT1*)	0,00015026	0,015	Not reached yet
	col2242 - Extremo (CT1*)	0,00137456	0,015	Not reached yet

Figura 68. Tabla de verificación de criterios de prestaciones

4.4.5. Solicitaciones en los elementos

A continuación se presentan los diferentes tipos de solicitaciones que se pueden obtener en los elementos mediante Seismostruct.

- **Visor de solicitaciones internas elemento pórtico.-** Se puede ver los diagramas de las fuerzas internas (axial y corte) y los momentos (flexor y torsor). El programa cuenta con opciones para visualizar los diagramas de los elementos horizontales, verticales o los dos al mismo tiempo.

En la Figura 69 se aprecia los momentos de los elementos horizontales para cualquier factor de carga.

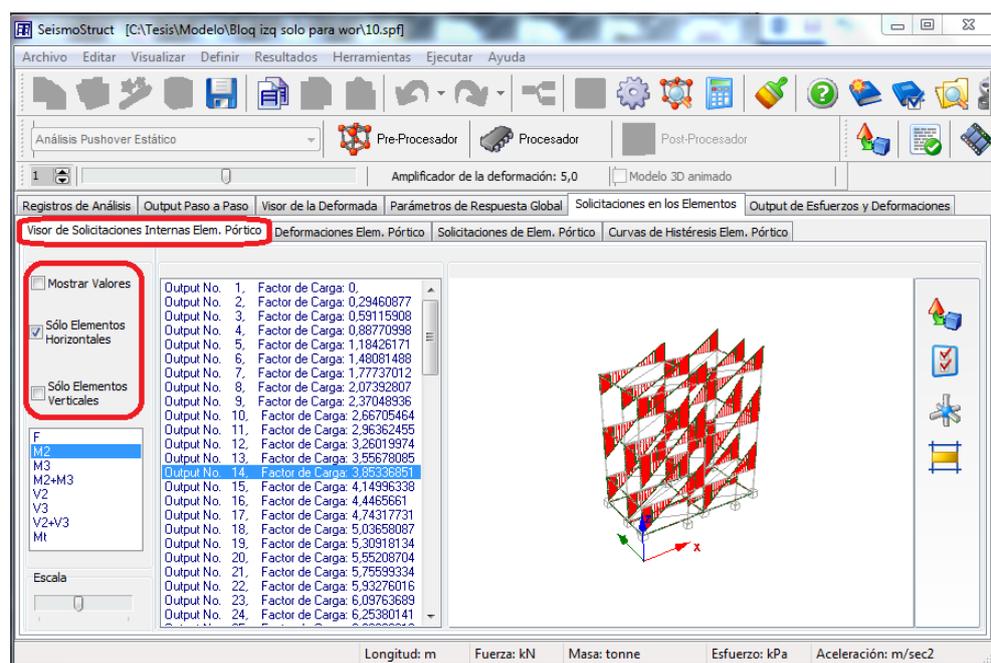


Figura 69. Visor de solicitaciones internas elemento pórtico

- **Curva de histéresis elemento pórtico.-** Aquí se obtiene la curva de histéresis de las deformaciones versus esfuerzos internos, que se calculan en un sistema de referencia local co – rotacional de los elementos inelásticos (infrm, infrmPH) y elásticos (elfrm).

4.4.6. Salida de esfuerzos y deformaciones

Aquí se obtiene la respuesta del material de los diferentes elementos inelásticos de pórtico (infrm, infrmPH).

- *Curva de elementos de pórtico*
- *Esfuerzos y deformaciones pico*
- *Deformaciones y esfuerzos en puntos seleccionados*

CAPÍTULO 5

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

5.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se realiza el análisis estático no lineal de tres edificios ubicados en la ciudad de Quito, los edificios en análisis se diseñan y construyen en estructura metálica, y se conforman por pórticos resistentes a momentos.

Mediante el análisis estático no lineal se determina los estados de daño a los cuales el edificio está en capacidad de llegar, además se calcula la curva de capacidad, la ductilidad, reserva de resistencia y el factor de reducción inherente propios de cada edificio. Los métodos de análisis estático no lineal que se utilizan en cada edificio son:

- El método de análisis estático no lineal por plastificaciones distribuidas mediante el programa Seismostruct V6.5.
- El método de análisis estático no lineal por plasticidad concentrada mediante el programa Seismostruct V6.5.
- El método de análisis estático no lineal por plasticidad concentrada mediante el programa de Matlab del Dr. Aguiar e Ing. Mora.

Y los edificios para el análisis son:

- Edificio Viana.
- Edificio Miguel Arias.
- Edificio de Aulas de la Escuela Superior de Policías Alberto Enríquez Gallo.

5.2. EDIFICIO VIANA

En la ciudad de Quito, en la parroquia del Comité del Pueblo se construirá un edificio con estructura metálica destinado para el funcionamiento de locales comerciales. En la Figura 70 se destaca la fachada principal de la estructura en análisis.

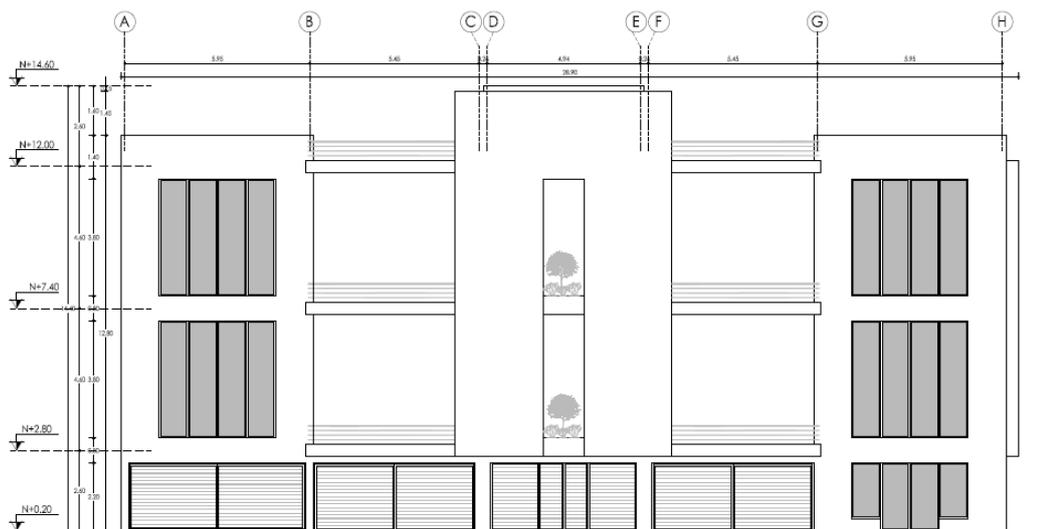


Figura 70. Fachada principal del edificio Viana

5.2.1. Descripción de la estructura

El proyecto consiste en un edificio de cuatro plantas con estructura aporcada espacial y columnas metálicas tipo cajón, vigas principales metálicas de tipo "I". Sobre las vigas principales existen vigas metálicas secundarias tipo cajón e "I" separadas a una longitud aproximada de 1,20 m y que sirven para apoyo del deck metálico. Todos los perfiles "I" y cajón son secciones armadas.

Para la estructura de los pisos se considera un sistema mixto, compuesto por un deck metálico de 0,65mm de espesor y una loseta de hormigón simple de 5,5 cm. de altura tal como se indica en la Figura 71.

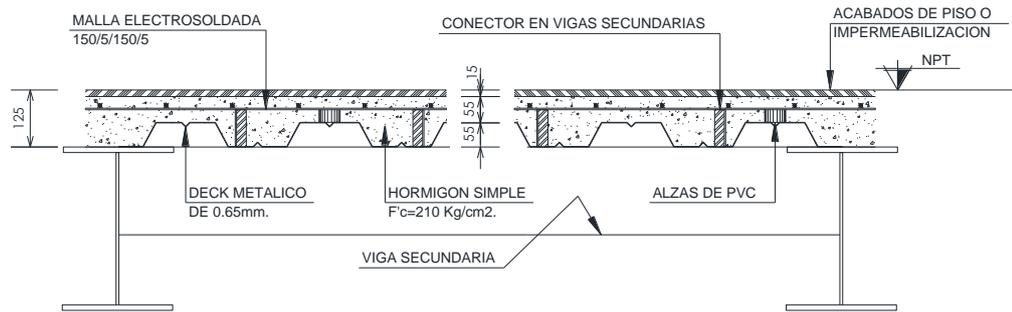


Figura 71. Sistema Mixto de piso

5.2.1.1. Configuración en planta

El edificio se divide en tres cuerpos mediante dos juntas porque la relación largo / ancho es superior a cuatro. El espacio entre las columnas que delimitan la junta es aproximadamente 3 cm.

Las configuraciones en planta de los bloques externos son de forma regular, mientras el bloque central posee una configuración irregular en planta por el ducto de ascensor y las gradas, como se observa en la Figura 72 y Figura 73.

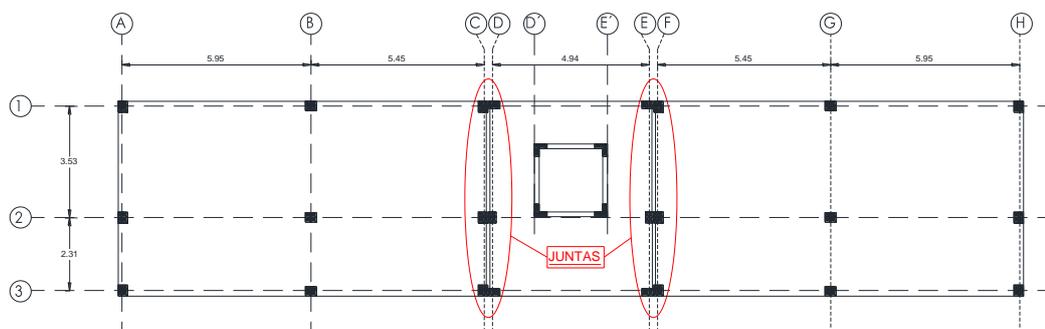


Figura 72. Configuración estructural de la primera planta.

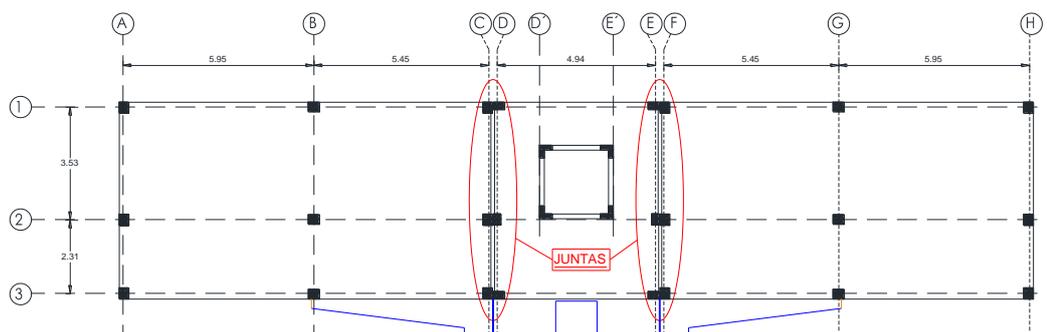


Figura 73. Configuración estructural de la segunda planta en adelante

En la primera planta los módulos externos se destinan para parqueaderos y en las siguientes se tienen locales comerciales. En el módulo intermedio funcionan las escaleras y el ascensor.

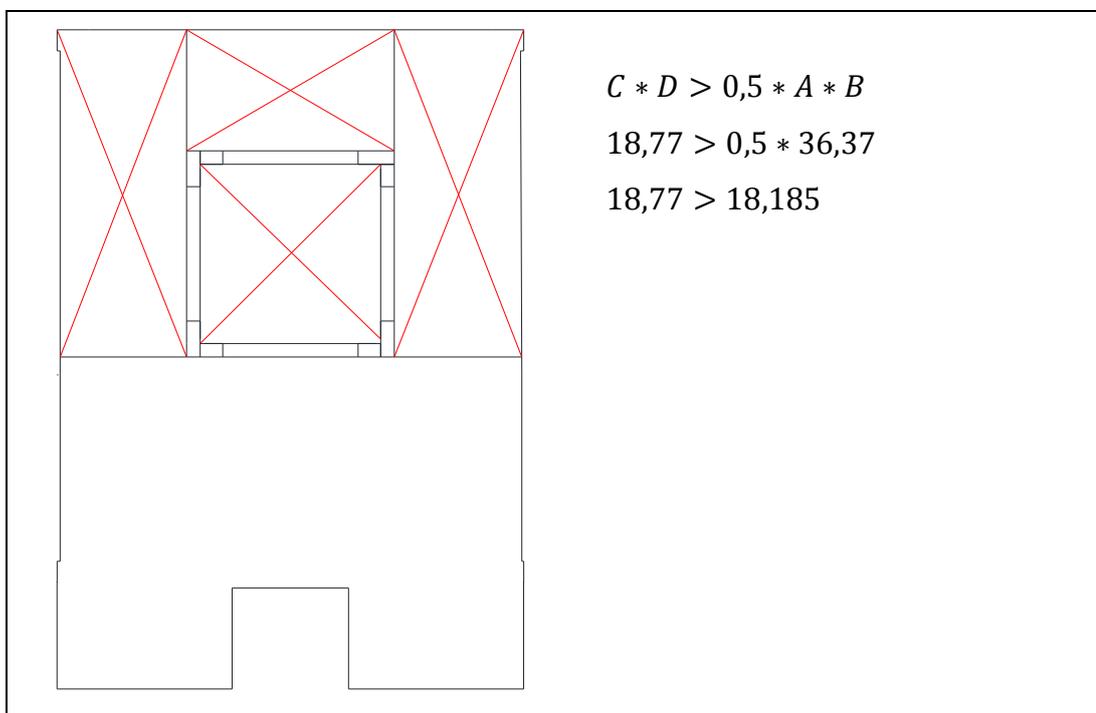
A continuación se presenta el cálculo para verificar si en la estructura se debe utilizar un factor de reducción por el tipo de configuración en planta que posee la estructura.

Tabla 11

Irregularidad en planta penalizada

Irregularidad	Coefficiente ϕ_p	Fórmula	Gráfico
Discontinuidad en el sistema de piso	0,90	$C \times D > 0,5A \times B$	

Fuente: (NEC, 2011)

Tabla 12*Discontinuidad en el sistema de piso del Bloque central – Edificio Viana*

Según los criterios de la NEC 11 que se indican en la Tabla 11 y el cálculo que se realiza en Tabla 12, se penaliza la estructura del bloque central por tener discontinuidad en el sistema de piso, con lo cual se asume un valor de $\phi_p = 0,90$.

5.2.1.2. Configuración en elevación

Los bloques externos del edificio Viana tienen configuración regular en elevación porque los sistemas aporticados son constantes en todos los niveles, sin embargo el bloque central presenta irregularidad en elevación, ver Figura 74.

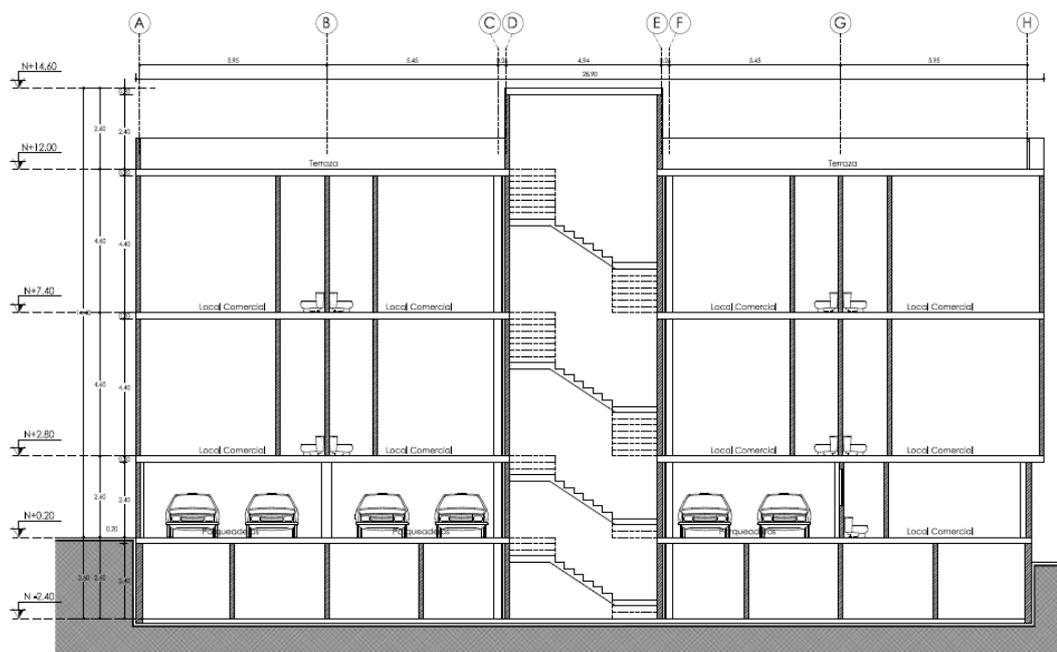


Figura 74. Configuración en elevación

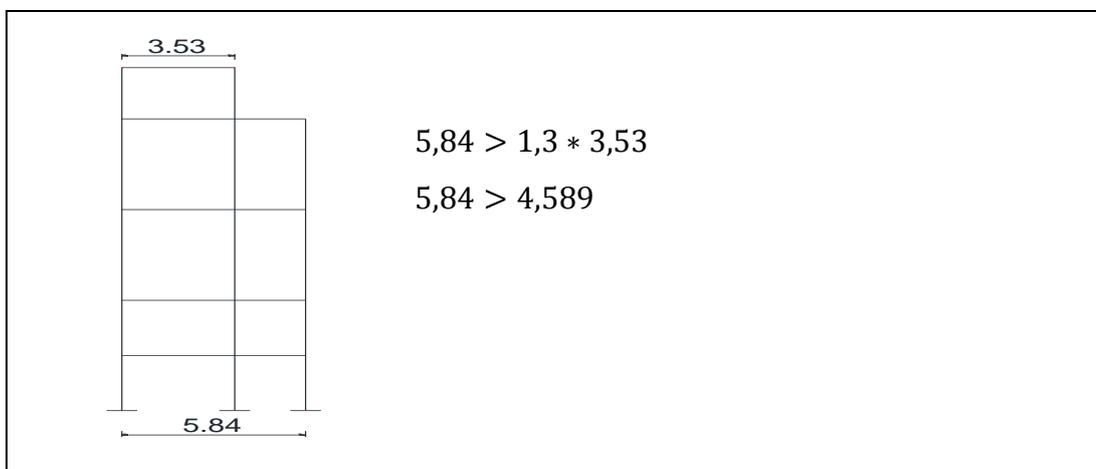
A continuación se presenta el cálculo para verificar si en la estructura se debe utilizar un factor de reducción por el tipo de configuración en elevación que posee la estructura.

Tabla 13

Irregularidad en elevación penalizada

Irregularidad	Coefficiente ϕ_E	Fórmula	Gráfico
Irregularidad geométrica	0,90	$a > 1,3b$	

Fuente: (NEC, 2011)

Tabla 14*Irregularidad geométrica del Bloque central – Edificio Viana*

Según el criterio de la NEC 11 que se indica en la Tabla 13 y el cálculo que se realiza en la Tabla 14, se penaliza la estructura del bloque central por tener irregularidad geométrica, con lo cual se asume un valor de $\phi_E = 0,90$.

5.2.1.3. Materiales usados

Según lo que se especifica en los planos estructurales del proyecto las secciones de las columnas, vigas y vigas secundarias son de acero estructural tipo A36.

Las columnas son rectangulares conformadas por la unión de cuatro placas tal como se presenta en los planos estructurales respectivos y además todas las columnas excepto las cuatro que comprenden el ducto del ascensor son rellenas de hormigón con resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2 . Las vigas principales son tipo I conformadas por la unión de tres placas. Las vigas secundarias son tipo I y cajón conformadas por la unión de cuatro placas o de dos perfiles tipo G respectivamente, ver Figura 75.

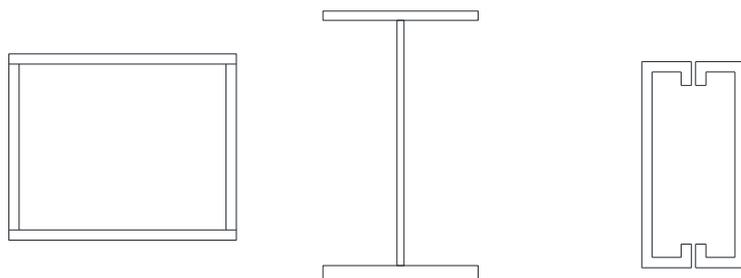


Figura 75. Detalle de columnas, vigas principales y secundarias

5.2.1.4. Análisis de compacidad de los perfiles metálicos

A continuación se calcula si las vigas y columnas cumplen con los requerimientos de compacidad establecidos por el AISC.

Tabla 15

Análisis de compacidad de las vigas - Edificio Viana

Viga	Dimensiones (mm)				Viga	Ala				
	Dw	tw	Bf	tf		$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{Bf}{2tf} \leq 1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$				
VM1	280	5	200	10	VM1	10,75	\leq	10,00	\leq	28,28
VM2	234	4	150	8	VM2	10,75	\leq	9,38	\leq	28,28
						Alma				
					Viga	$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{Dw}{tw} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$				
					VM1	106,35	\leq	56,00	\leq	161,22
					VM2	106,35	\leq	58,50	\leq	161,22

Datos:
E = 200000 Mpa
Fy = 250 Mpa

Tabla 16*Análisis de compacidad de las columnas - Edificio Viana*

Columna	Dimensiones			Columna	Criterios de compacidad													
	b (mm)	h (mm)	t (mm)		Ap/At > 1%													
CT1	350	300	9	CT1	10,83%	Cumple												
CT2	350	250	7	CT2	9,38%	Cumple												
				<table border="1"> <thead> <tr> <th>Columna</th> <th>$\frac{b}{t}$</th> <th>$\leq 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>CT1</td> <td>38,89</td> <td>$\leq 63,92$</td> <td>Cumple</td> </tr> <tr> <td>CT2</td> <td>50,00</td> <td>$\leq 63,92$</td> <td>Cumple</td> </tr> </tbody> </table>			Columna	$\frac{b}{t}$	$\leq 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		CT1	38,89	$\leq 63,92$	Cumple	CT2	50,00	$\leq 63,92$	Cumple
Columna	$\frac{b}{t}$	$\leq 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$																
CT1	38,89	$\leq 63,92$	Cumple															
CT2	50,00	$\leq 63,92$	Cumple															
E = 200000 Mpa Fy = 250 Mpa																		

Según las operaciones algebraicas realizadas en la Tabla 15 y Tabla 16 se determina que las vigas y columnas son compactas.

5.2.1.5. Análisis de cargas verticales

A continuación se calcula y definen las cargas gravitatorias actuantes en la edificación. Para esta definición se utiliza el capítulo de “cargas y materiales” de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

5.2.1.5.1. Carga permanente o muerta

El peso propio de la estructura se calcula automáticamente en el programa Seismostruct por lo cual las cargas en análisis de este apartado son: el peso del sistema de piso, el recubrimiento de piso, el peso de la mampostería, instalaciones (eléctricas e hidrosanitarias), enlucido y masillado, como se indica en la Tabla 17.

Tabla 17*Carga permanente - Bloques izquierdo, central y derecho*

CARGAS PERMANENTES		
Niveles +0,20 al 7,40		
Peso de la placa (e=0,65mm)	0,0638	kN/m ²
Peso del hormigón de la losa	1,80	kN/m ²
Enlucido y masillado	0,44	kN/m ²
Recubrimiento de piso	0,44	kN/m ²
Peso de la mampostería	2,0	kN/m ²
Instalaciones	0,10	kN/m ²
Viga secundaria	0,15	kN/m ²
TOTAL	4,9938	kN/m²
Niveles +12,00; +14,60		
Peso de la placa (e=0,65mm)	0,0638	kN/m ²
Peso del hormigón de la losa	1,80	kN/m ²
Enlucido y masillado	0,44	kN/m ²
Recubrimiento de piso	0,44	kN/m ²
Impermeabilización	1,00	kN/m ²
Instalaciones	0,10	kN/m ²
Viga secundaria	0,15	kN/m ²
TOTAL	3,9938	kN/m²

5.2.1.5.2. Carga viva o sobrecarga de uso

La carga viva está en función del uso de la edificación y es variable en el tiempo como el peso de personas, muebles, accesorios móviles o temporales.

Tabla 18*Carga viva - Bloques izquierdo y derecho*

CARGA VIVA		
Nivel (m)	Uso u ocupación	Peso
0,20	Parqueaderos	12,00 kN/m ²
2,80	Local comercial, primer piso	4,80 kN/m ²
7,40	Local comercial, pisos superiores	3,60 kN/m ²
12,00	Terraza accesible	2,00 kN/m ²

Tabla 19*Carga viva - Bloque central*

CARGA VIVA		
Nivel (m)	Uso u ocupación	Peso
0,20; 2,80; 7,40; 12,00	Corredores	4,80 kN/m ²
14,60	Sistema de funcionamiento del ascensor	20,00 kN/m ²

En la Tabla 18 y Tabla 19 se indican los valores de carga viva que se utilizan para el análisis estático no lineal del Edificio Viana.

5.2.1.5.3. Cargas que se asignan a cada nudo

A continuación desde la Tabla 20 hasta la Tabla 33 se presentan las cargas que gravitan en los nudos de los tres diferentes bloques que conforman el edificio Viana.

Bloque izquierdo:

En la Figura 76 se aprecia la configuración en planta del bloque izquierdo del edificio Viana

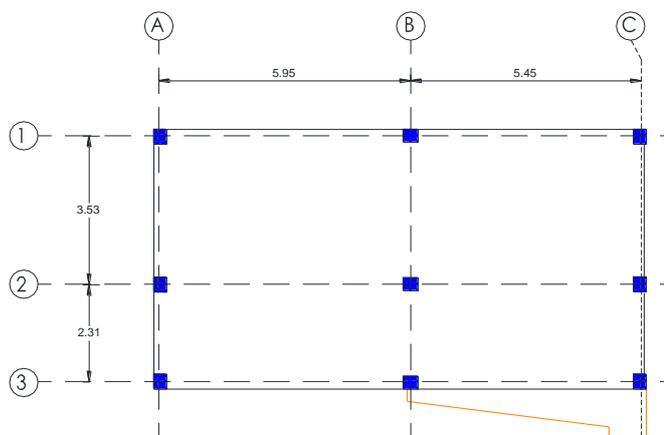


Figura 76. Vista en planta del bloque izquierdo del edificio Viana

Tabla 20*Bloque izquierdo - cargas en los nudos del nivel +0,20*

LOSA N + 0,20									
Pórtico	Uno			Dos			Tres		
Nudo	1A	1B	1C	2A	2B	2C	3A	3B	3C
Área cooperante (m)	5,25	10,06	4,81	8,69	16,64	7,96	3,44	6,58	3,15
CM (kN)	26,22	50,24	24,02	43,38	83,12	39,74	17,16	32,88	15,72
CV (kN)	63,01	120,73	57,72	104,24	199,73	95,48	41,23	79,00	37,77
CM+0,25CV (kN)	41,97	80,42	38,45	69,44	133,05	63,61	27,47	52,63	25,16
Masa (tonne)	4,28	8,20	3,92	7,08	13,56	6,48	2,80	5,36	2,56

Tabla 21*Bloque izquierdo - cargas en los nudos del nivel +2,80*

LOSA N + 2,80									
Pórtico	Uno			Dos			Tres		
Nudo	1A	1B	1C	2A	2B	2C	3A	3B	3C
Área cooperante (m)	5,25	10,06	4,81	8,69	16,64	7,96	3,44	9,23	5,68
CM (kN)	26,22	50,24	24,02	43,38	83,12	39,74	17,16	46,11	28,37
CV (kN)	25,20	48,29	23,09	41,70	79,89	38,19	16,49	44,32	27,27
CM+0,25CV (kN)	32,52	62,31	29,79	53,81	103,09	49,28	21,28	57,19	35,19
Masa (tonne)	3,32	6,35	3,04	5,48	10,51	5,02	2,17	5,83	3,59

Tabla 22*Bloque izquierdo - cargas en los nudos del nivel +7,40*

LOSA N + 7,40									
Pórtico	Uno			Dos			Tres		
Nudo	1A	1B	1C	2A	2B	2C	3A	3B	3C
Área cooperante (m)	5,25	10,06	4,81	8,69	16,64	7,96	3,44	9,23	5,68
CM (kN)	26,22	50,24	24,02	43,38	83,12	39,74	17,16	46,11	28,37
CV (kN)	18,90	36,22	17,31	31,27	59,92	28,65	12,37	33,24	20,45
CM+0,25CV (kN)	30,95	59,29	28,35	51,20	98,10	46,90	20,25	54,42	33,49
Masa (tonne)	3,15	6,04	2,89	5,22	10,00	4,78	2,06	5,55	3,41

Tabla 23*Bloque izquierdo - cargas en los nudos del nivel +12,00*

LOSA N + 12,00									
Pórtico	Uno			Dos			Tres		
Nudo	1A	1B	1C	2A	2B	2C	3A	3B	3C
Área cooperante (m)	5,25	10,06	4,81	8,69	16,64	7,96	3,44	9,23	5,68
CM (kN)	20,97	40,18	19,21	34,69	66,47	31,78	13,72	36,88	22,69
CV (kN)	10,50	20,12	9,62	17,37	33,29	15,91	6,87	18,47	11,36
CM+0,25CV (kN)	23,60	45,21	21,61	39,04	74,79	35,76	15,44	41,50	25,53
Masa (tonne)	2,41	4,61	2,20	3,98	7,62	3,64	1,57	4,23	2,60

Tabla 24*Bloque izquierdo - Resumen de las masas del Edificio Viana*

NIVEL	MASA (tonne)
0,20	54,25
2,80	45,31
7,40	43,11
12,00	32,87
TOTAL	175,54

Bloque central:

En la Figura 77 se aprecia la configuración en planta del bloque central del edificio Viana.

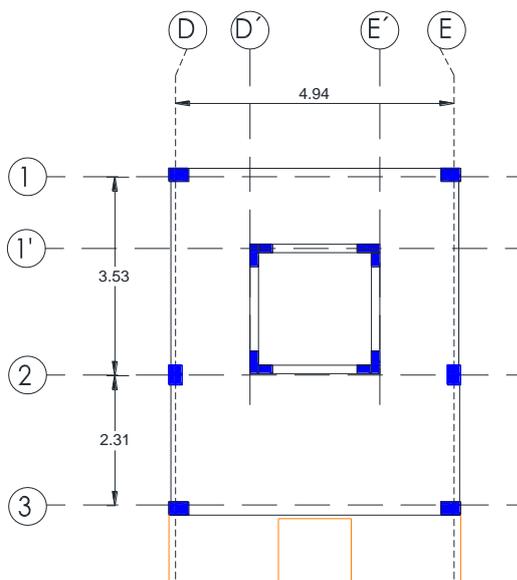
**Figura 77.** Vista en planta del bloque central del edificio Viana

Tabla 25*Bloque central - cargas en los nudos de los niveles + 0,20*

Losa N + 0,20						
Pórtico	Uno		Dos		Tres	
Nudo	1D	1E	2D	2E	3D	3E
Área cooperante (m)	4,36	4,36	7,21	7,21	7,21	7,21
CM (kN)	21,77	21,77	36,02	36,02	14,25	14,25
CV (kN)	20,93	20,93	34,62	34,62	13,69	13,69
CM+0,25CV (kN)	27,00	27,00	44,67	44,67	17,67	17,67
Masa (tonne)	2,75	2,75	4,55	4,55	1,80	1,80

Tabla 26*Bloque central - cargas en los nudos de los niveles + 2,80; 7,40; 12,00*

Losa N + 2,80; 7,40; 12,00						
Pórtico	Uno		Dos		Tres	
Nudo	1D	1E	2D	2E	3D	3E
Área cooperante (m)	4,36	4,36	7,21	7,21	6,24	6,24
CM (kN)	21,77	21,77	36,02	36,02	31,15	31,15
CV (kN)	20,93	20,93	34,62	34,62	29,94	29,94
CM+0,25CV (kN)	27,00	27,00	44,67	44,67	38,63	38,63
Masa (tonne)	2,75	2,75	4,55	4,55	3,94	3,94

Tabla 27*Bloque central - cargas en los nudos del nivel + 14,60*

Losa N + 14,60								
Pórtico	Uno		Dos				Uno'	
Nudo	1D	1E	2D	2E	2D'	2E'	1D'	1E'
Ancho Coop (m)	2,47	2,47	0,67	0,67	1,77	1,77	2,47	2,47
CM (kN)	6,17	6,17	7,39	7,39	19,51	19,51	17,41	17,41
CV (kN)	30,88	30,88	36,98	36,98	97,70	97,70	87,19	87,19
CM+0,25CV (kN)	13,88	13,88	16,63	16,63	43,94	43,94	39,21	39,21
Masa (tonne)	1,42	1,42	1,70	1,70	4,48	4,48	4,00	4,00

Tabla 28*Bloque central - resumen de las masas del Edificio Viana*

NIVEL	MASA (tonne)
0,20	18,21
2,80	22,49
7,40	22,49
12,00	22,49
14,60	23,17
TOTAL	108,85

Bloque derecho:

En la Figura 78 se aprecia la configuración en planta del bloque derecho del edificio Viana.

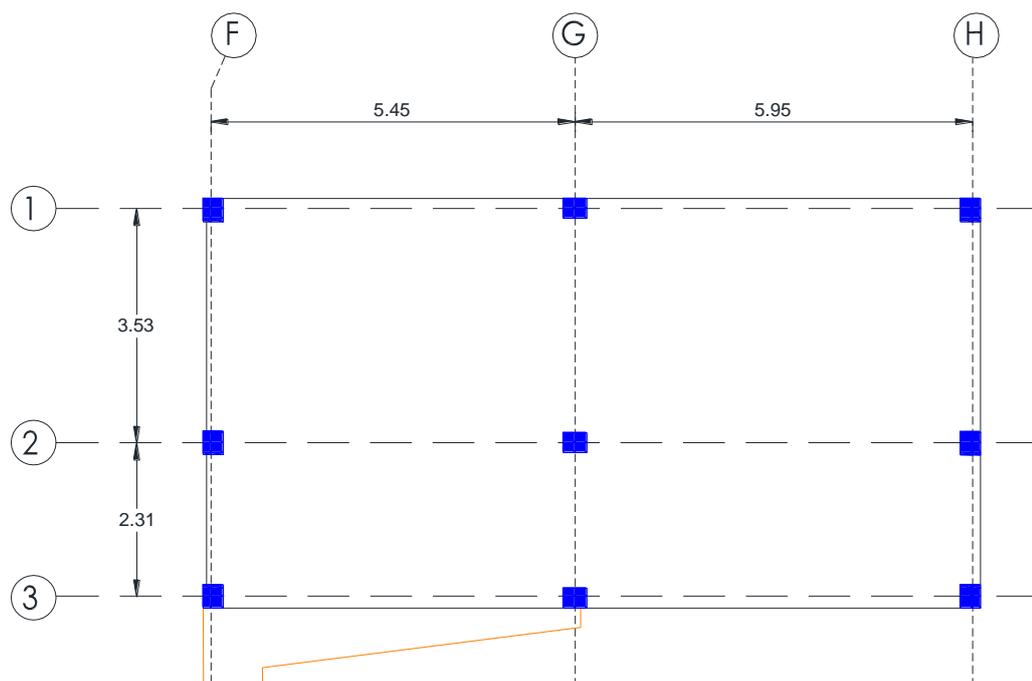
**Figura 78.** Vista en planta del bloque derecho del edificio Viana

Tabla 29*Bloque derecho - cargas en los nudos del nivel +0,20*

LOSA N + 0,20									
Pórtico	Uno			Dos			Tres		
Nudo	1F	1G	1H	2F	2G	2H	3F	3G	3H
Área cooperante (m)	4,81	10,06	5,25	7,96	16,64	8,69	3,15	6,58	3,44
CM (kN)	24,02	50,24	26,22	39,74	83,12	43,38	15,72	32,88	17,16
CV (kN)	57,72	120,73	63,01	95,48	199,73	104,24	37,77	79,00	41,23
CM+0,25CV (kN)	38,45	80,42	41,97	63,61	133,05	69,44	25,16	52,63	27,47
Masa (tonne)	3,92	8,20	4,28	6,48	13,56	7,08	2,56	5,36	2,80

Tabla 30*Bloque derecho - cargas en los nudos del nivel +2,80*

LOSA N + 2,80									
Pórtico	Uno			Dos			Tres		
Nudo	1F	1G	1H	2F	2G	2H	3F	3G	3H
Área cooperante (m)	4,81	10,06	5,25	7,96	16,64	8,69	5,68	9,23	3,44
CM (kN)	24,02	50,24	26,22	39,74	83,12	43,38	28,37	46,11	17,16
CV (kN)	23,09	48,29	25,20	38,19	79,89	41,70	27,27	44,32	16,49
CM+0,25CV (kN)	29,79	62,31	32,52	49,28	103,09	53,81	35,19	57,19	21,28
Masa (tonne)	3,04	6,35	3,32	5,02	10,51	5,48	3,59	5,83	2,17

Tabla 31*Bloque derecho - cargas en los nudos del nivel +7,40*

LOSA N + 7,40									
Pórtico	Uno			Dos			Tres		
Nudo	1F	1G	1H	2F	2G	2H	3F	3G	3H
Área cooperante (m)	4,81	10,06	5,25	7,96	16,64	8,69	5,68	9,23	3,44
CM (kN)	24,02	50,24	26,22	39,74	83,12	43,38	28,37	46,11	17,16
CV (kN)	17,31	36,22	18,90	28,65	59,92	31,27	20,45	33,24	12,37
CM+0,25CV (kN)	28,35	59,29	30,95	46,90	98,10	51,20	33,49	54,42	20,25
Masa (tonne)	2,89	6,04	3,15	4,78	10,00	5,22	3,41	5,55	2,06

Tabla 32*Bloque derecho - cargas en los nudos del nivel +12,00*

LOSA N + 12,00									
Pórtico	Uno			Dos			Tres		
Nudo	1F	1G	1H	2F	2G	2H	3F	3G	3H
Área cooperante (m)	4,81	10,06	5,25	7,96	16,64	8,69	5,68	9,23	3,44
CM (kN)	19,21	40,18	20,97	31,78	66,47	34,69	22,69	36,88	13,72
CV (kN)	9,62	20,12	10,50	15,91	33,29	17,37	11,36	18,47	6,87
CM+0,25CV (kN)	21,61	45,21	23,60	35,76	74,79	39,04	25,53	41,50	15,44
Masa (tonne)	2,20	4,61	2,41	3,64	7,62	3,98	2,60	4,23	1,57

Tabla 33*Bloque derecho - resumen de las masas del Edificio Viana*

NIVEL	MASA (tonne)
0,20	54,25
2,80	45,31
7,40	43,11
12,00	32,87
TOTAL	175,54

5.2.2. Desarrollo del modelo de cálculo con plastificación distribuida en SEISMOSTRUCT

5.2.2.1. Bloque izquierdo

5.2.2.1.1. Sismo en la dirección x

En la Figura 79 se aprecia que las columnas del nivel inferior alcanzan los daños mayores lo cual indica que la estructura alcanza el desplazamiento último. Además se observa que las vigas del nivel superior dispuestas en la dirección “x” alcanzaron un estado de daños fuertes el cual es superior al de las otras vigas en el mismo sentido. El comportamiento de las columnas no es el que se espera porque las columnas del tercer nivel tienen un daño más fuerte que las del cuarto nivel.

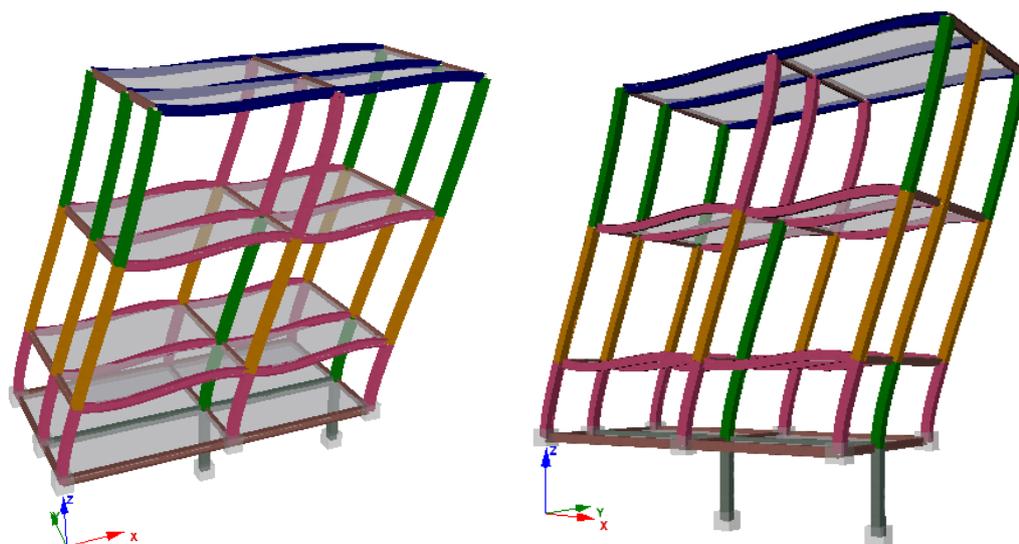


Figura 79. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 79 se muestra que las vigas del sentido “x” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos.

5.2.2.1.1. Espectro de diseño inelástico

En la Tabla 34 se presentan los valores de los datos que se utilizan para el cálculo del espectro inelástico según lo estipulado en la NEC 11.

Tabla 34

Datos para la elaboración del espectro inelástico del edificio Viana

DATOS			
η	2,48	Z	0,4 g
r	1,5	I	1
Fa	1,2	R	6
Fd	1,4	fp	1
Fs	1,5	fe	1

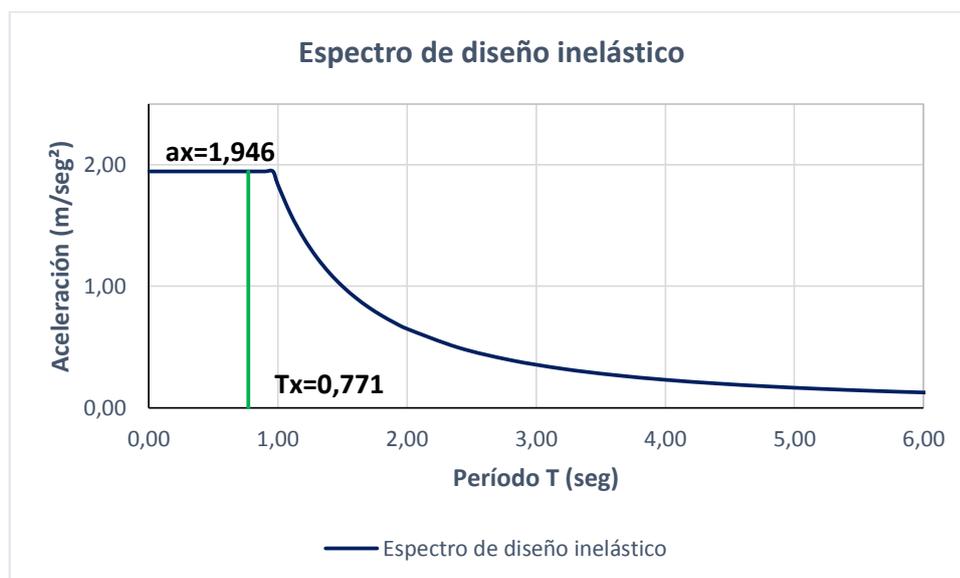


Figura 80. Espectro de diseño inelástico del Edificio Viana, bloque izquierdo

Mediante el espectro de la Figura 80 y el T_x , se encuentra el valor de la aceleración en la dirección “x”, para posteriormente calcular el valor V_y .

$$F = m * a$$

$$V_y = 175,54 * 1,946 = 341,60 \text{ kN}$$

5.2.2.1.1.2. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 81 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “x” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

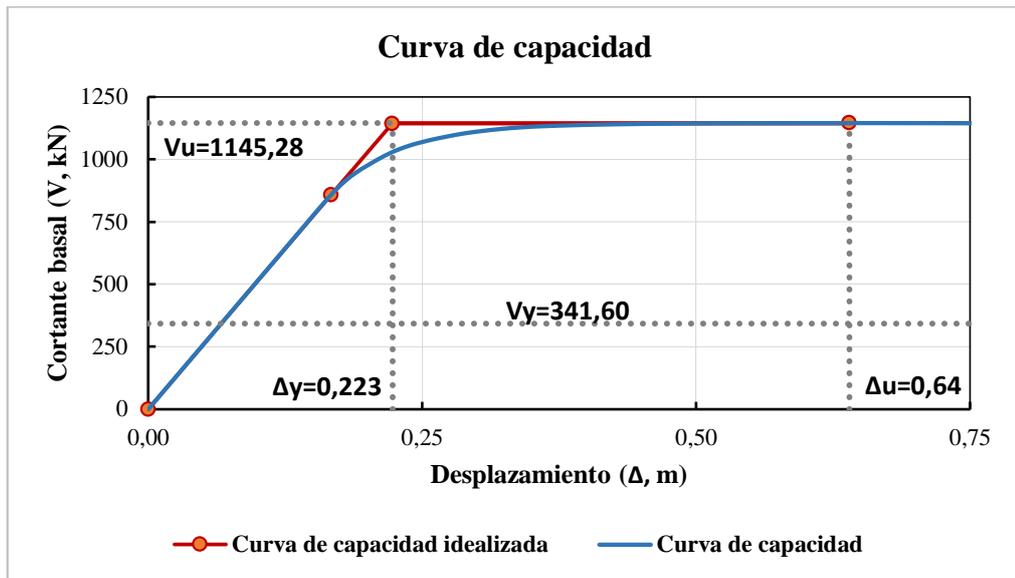


Figura 81. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo

5.2.2.1.1.3. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 81 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,64}{0,223} = 2,87$$

5.2.2.1.1.4. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 81 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{1145,28}{341,60} = 3,353$$

5.2.2.1.1.5. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 3,353 * 2,87 = 9,623$$

5.2.2.1.2. Sismo en la dirección y

En la Figura 82 se observa el momento en que el edificio llega al desplazamiento último de 0,43m, y las columnas del nivel inferior alcanzan los daños moderados y las de los siguientes niveles decrecen en altura el estado de daño. Las vigas de la dirección “y” alcanzan el estado de daños fuertes.

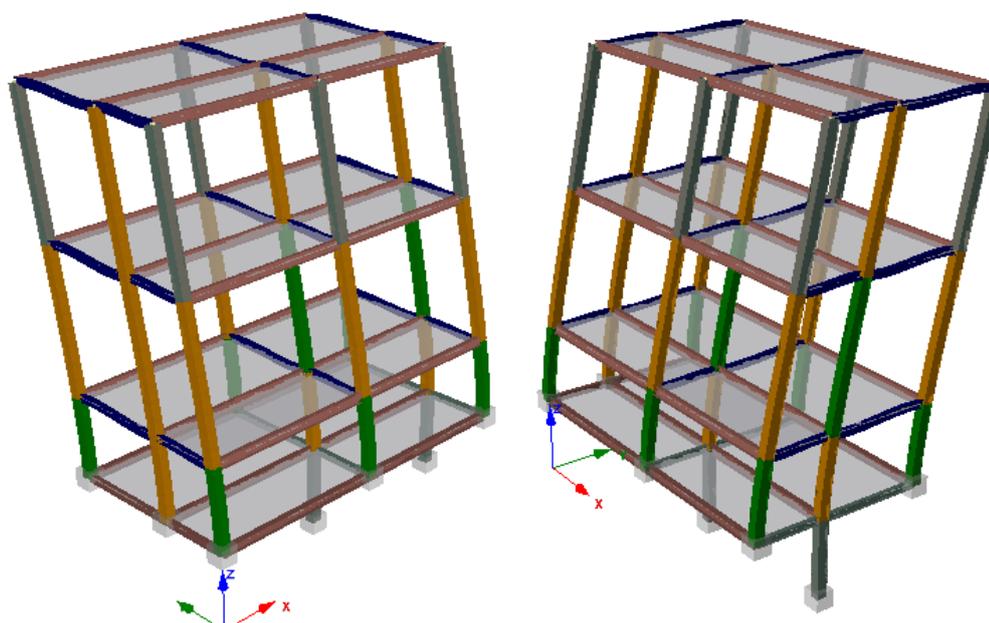


Figura 82. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 83 se aprecia que las columnas del nivel inferior alcanzan los daños mayores, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,76m el cual supera al desplazamiento último. Además se observa que todas las vigas dispuestas en la

dirección “y” alcanzaron un estado de daños mayores y el estado de daño en las columnas decrece en altura.

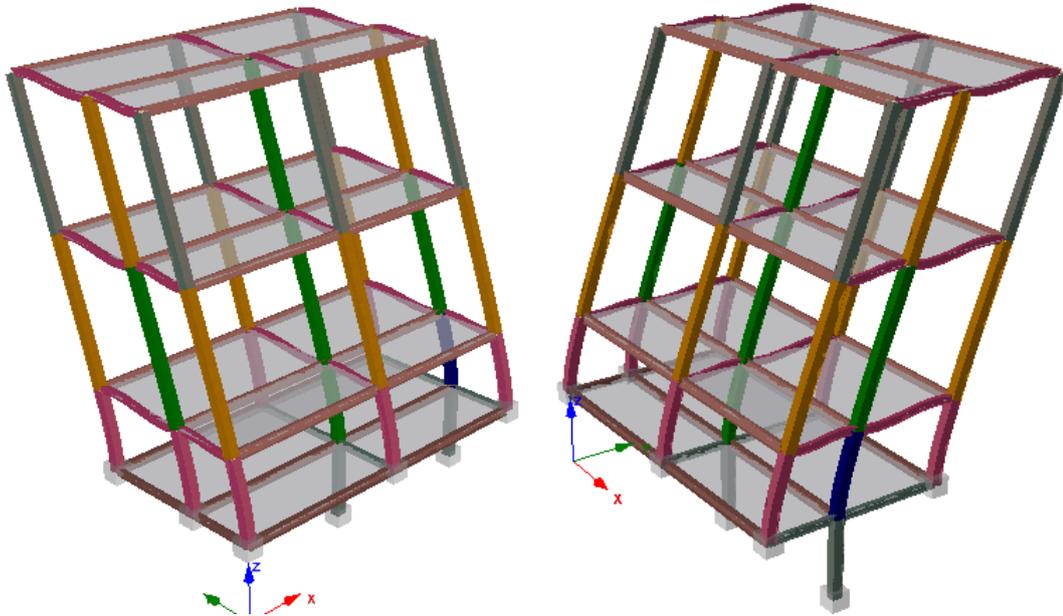


Figura 83. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 82 y Figura 83 se muestra que las vigas del sentido “y” se someten al pandeo flexotorsional el cual no recomiendan los códigos.

5.2.2.1.2.1. Espectro de diseño inelástico

En la Tabla 34 se presentan los valores de los datos que se utilizan para el cálculo del espectro inelástico según lo estipulado en la NEC 11.

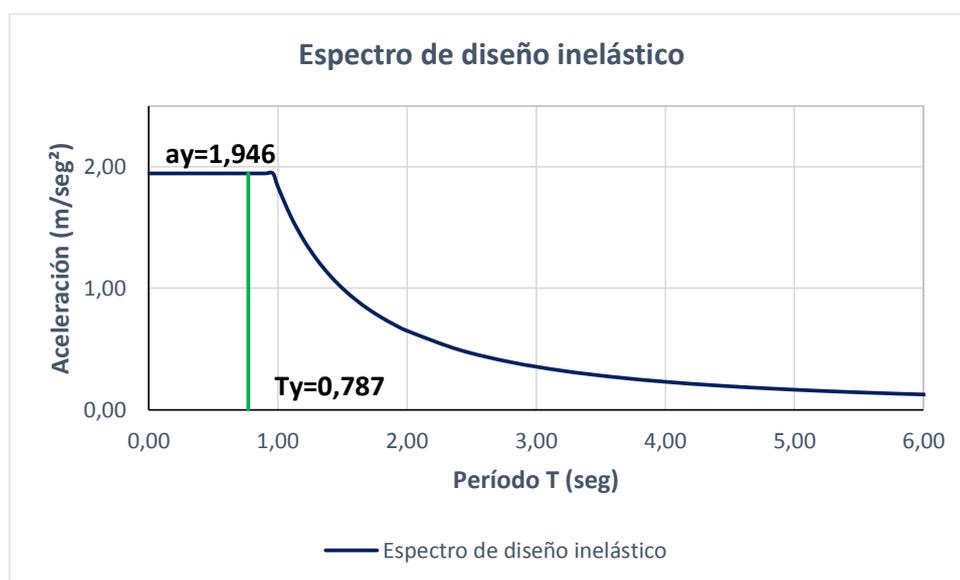


Figura 84. Espectro de diseño inelástico del Edificio Viana, bloque izquierdo

Mediante el espectro de la Figura 84 y el T_y , se encuentra el valor de la aceleración en la dirección “y”, para posteriormente calcular el valor V_y .

$$F = m * a$$

$$V_y = 175,54 * 1,946 = 341,60 \text{ kN}$$

5.2.2.1.2.2. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 85 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “y” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

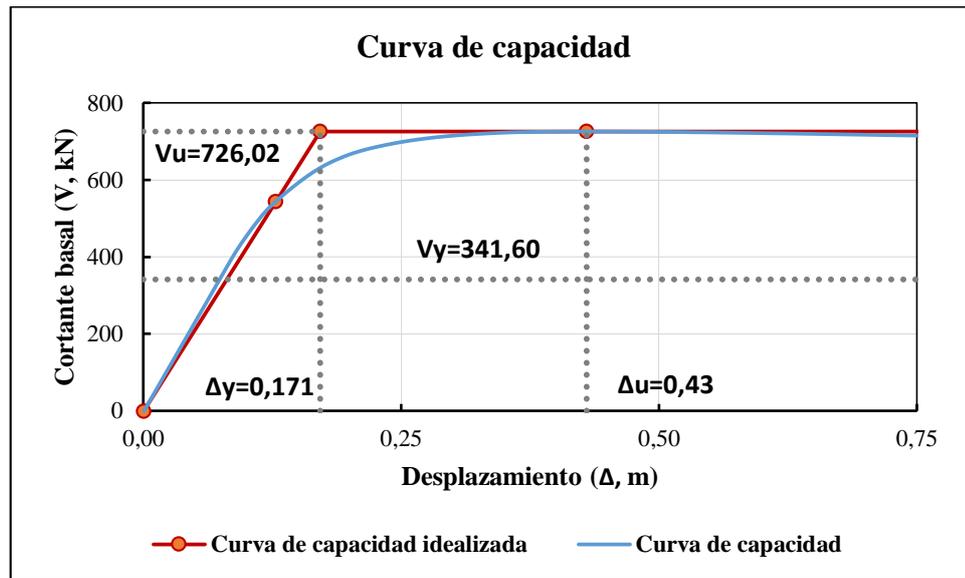


Figura 85. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo

5.2.2.1.2.3. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 85 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,43}{0,171} = 2,515$$

5.2.2.1.2.4. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 85 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{726,02}{341,60} = 2,125$$

5.2.2.1.2.5. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 2,125 * 2,515 = 5,344$$

5.2.2.2. Bloque central

5.2.2.2.1. Sismo en la dirección x

En la Figura 86 se observa el momento en que el edificio llega al desplazamiento último de 0,51m, donde las columnas del nivel inferior alcanzan lo que se conoce como estado de daño fuerte, moderado, ligero y en los siguientes niveles decrece el estado de daño, sin embargo las columnas del nivel superior no experimentan ningún estado de daño.

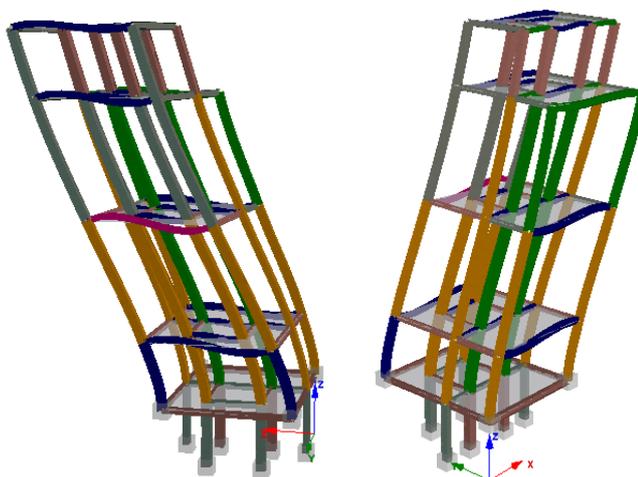


Figura 86. Desplazamiento último en “x” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 87 se aprecia que las columnas del nivel inferior alcanzan los daños mayores, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,95m el cual supera al desplazamiento último. Además se observa que todas las vigas dispuestas en la

dirección “x” alcanzaron un estado de daños mayores y el estado de daño en las columnas decrece en altura con excepción de las columnas del último nivel que no presentan estados de daño.

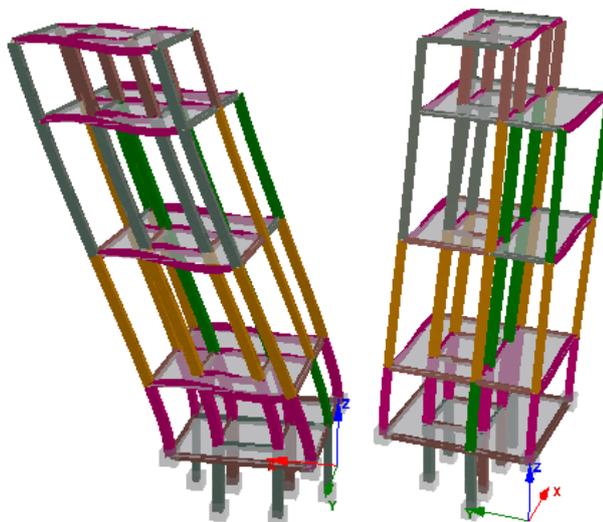


Figura 87. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 86 y Figura 87 se muestra que las vigas del sentido “x” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos.

5.2.2.1.1. Espectro de diseño inelástico

En la Tabla 35 se presentan los valores de los datos que se utilizan para el cálculo del espectro inelástico según lo estipulado en la NEC 11.

Tabla 35

Datos para la elaboración del espectro inelástico del edificio Viana – Bloque central

DATOS			
η	2,48	Z	0,4 g
r	1,5	I	1
Fa	1,2	R	6
Fd	1,4	fp	0,9
Fs	1,5	fe	0,9

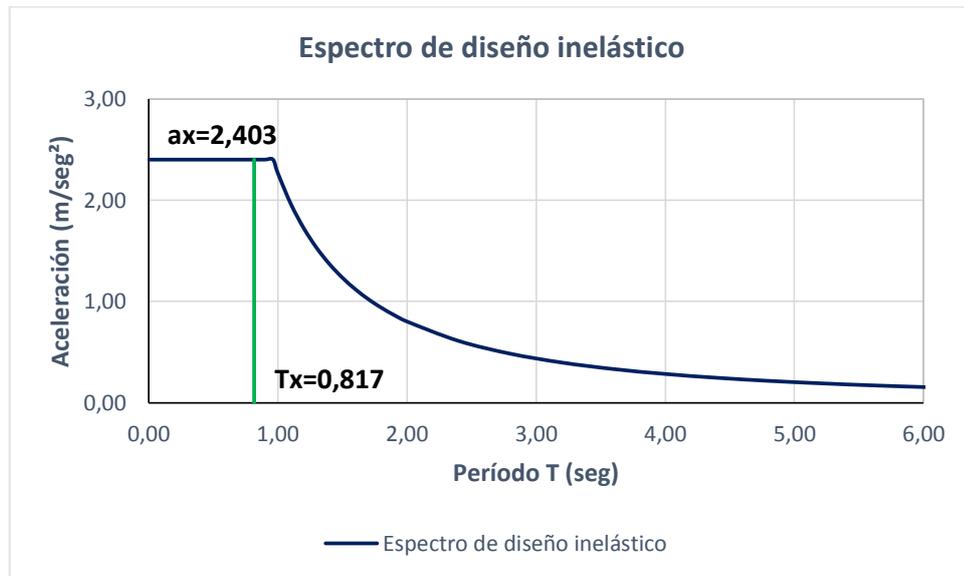


Figura 88. Espectro de diseño inelástico del Edificio Viana, bloque central

Mediante el espectro de la Figura 88 y el T_x , se encuentra el valor de la aceleración en la dirección “x”, para posteriormente calcular el valor V_y .

$$F = m * a$$

$$V_y = 108,85 * 2,403 = 261,57 \text{ kN}$$

5.2.2.2.1.2. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 89 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “x” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

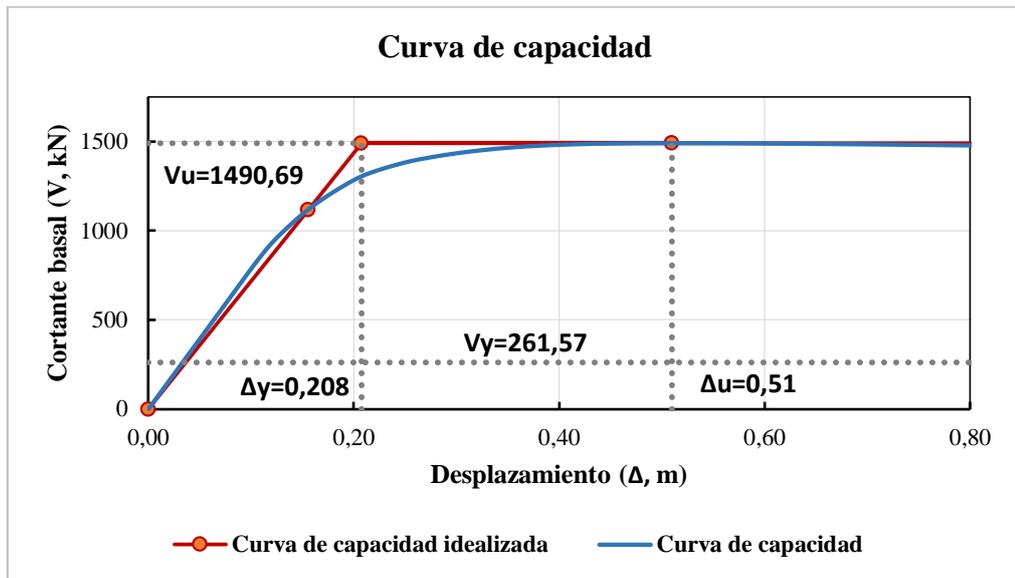


Figura 89. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque central

5.2.2.2.1.3. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 89 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,51}{0,208} = 2,452$$

5.2.2.2.1.4. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 89 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{1490,69}{261,57} = 5,699$$

5.2.2.2.1.5. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 5,699 * 2,452 = 13,974$$

5.2.2.2.2. Sismo en la dirección y

En la Figura 90 se observa el momento en que el edificio llega al desplazamiento último de 0,53m, y las columnas del nivel inferior alcanzan los estados de daños ligeros, sin embargo las columnas del tercer nivel experimentan un estado de daño superior a las del cuarto nivel. También todas las vigas colocadas en la dirección “y” alcanzan el estado de daños fuertes.

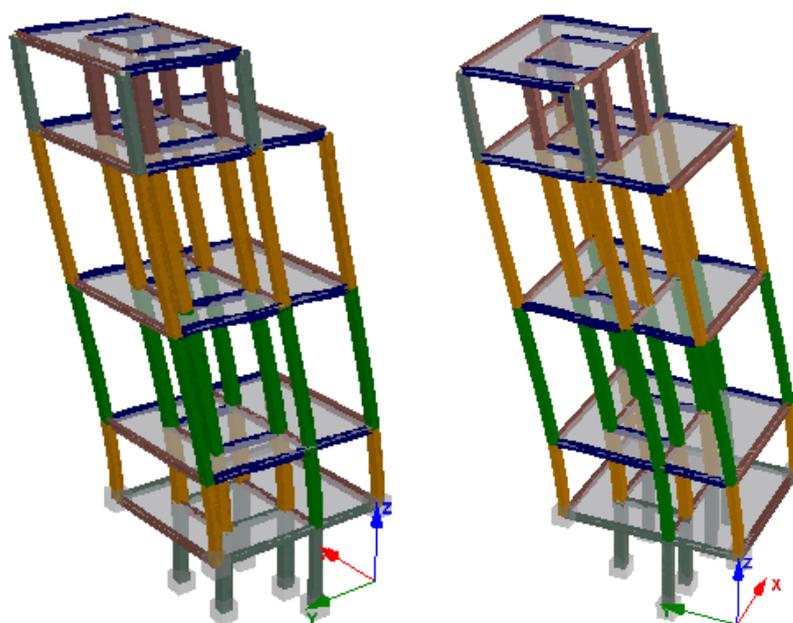


Figura 90. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 91 se aprecia que las columnas del nivel inferior alcanzan los daños fuertes y mayores, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,96m el cual supera al desplazamiento último. Además se observa que todas las vigas dispuestas en la dirección “y” alcanzaron un estado de daños mayores y el estado de daño en las columnas decrece en altura.

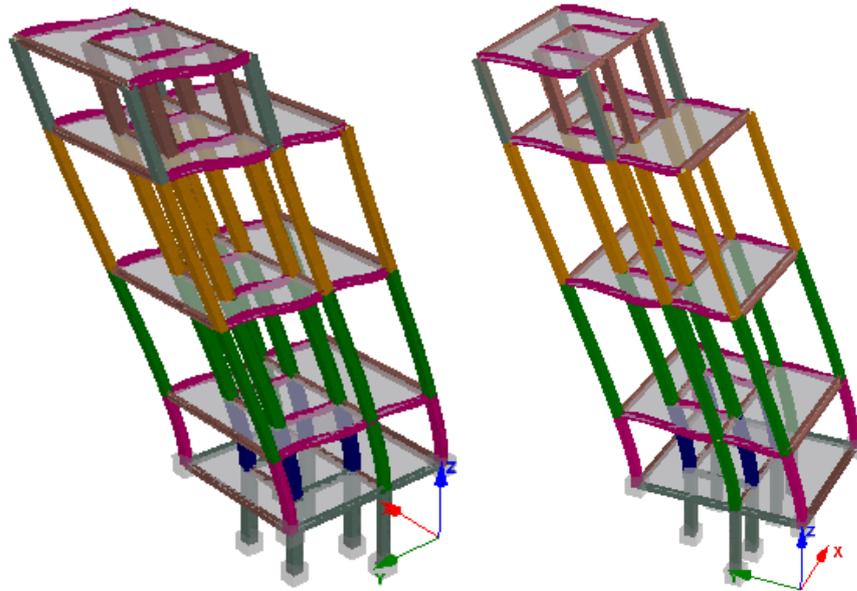


Figura 91. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 90 y Figura 91 se muestra que las vigas del sentido “y” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos.

5.2.2.2.1. Espectro de diseño inelástico

En la Tabla 35 se presentan los valores de los datos que se utilizan para el cálculo del espectro inelástico según lo estipulado en la NEC 11.

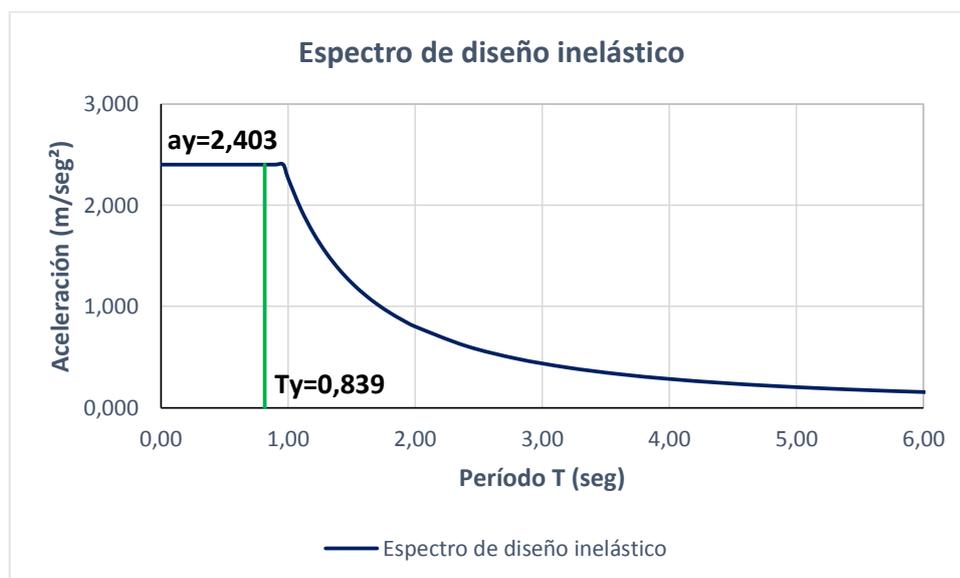


Figura 92. Espectro de diseño inelástico del Edificio Viana, bloque central

Mediante el espectro de la Figura 92 y el T_y , se encuentra el valor de la aceleración en la dirección “y”, para posteriormente calcular el valor V_y .

$$F = m * a$$

$$V_y = 108,85 * 2,403 = 261,57 \text{ kN}$$

5.2.2.2.2. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 93 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “y” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

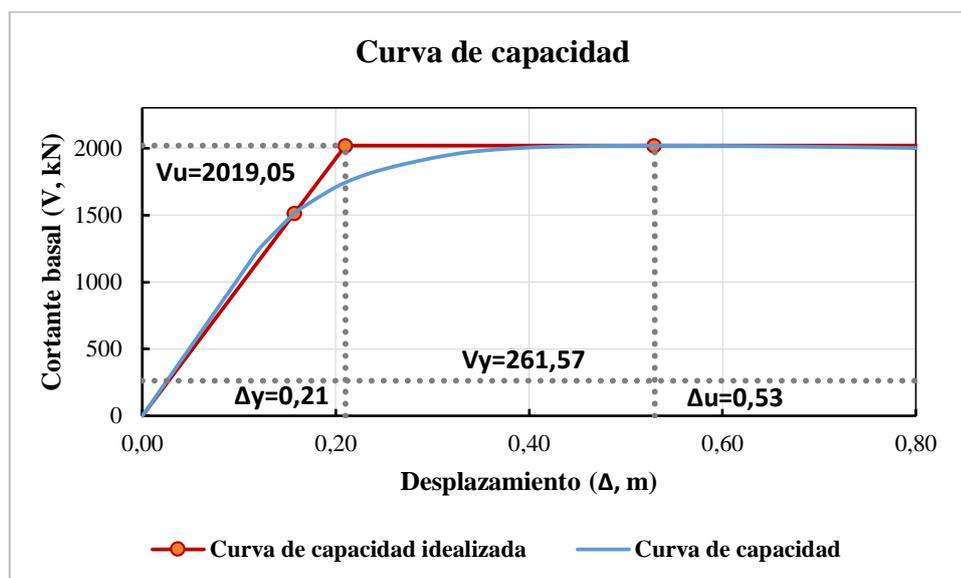


Figura 93. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo

5.2.2.2.3. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 93 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,53}{0,21} = 2,524$$

5.2.2.2.4. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 93 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{2019,05}{261,57} = 7,719$$

5.2.2.2.5. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 7,719 * 2,524 = 19,483$$

5.2.2.3. Bloque derecho

5.2.2.3.1. Sismo en la dirección x

En la Figura 94 se aprecia que las columnas del nivel inferior alcanzan los daños mayores al mismo tiempo que la estructura ha alcanzado el desplazamiento último. Además se observa que todas las vigas dispuestas en la dirección “x” alcanzaron el estado de daños mayores con excepción de las vigas del último nivel que alcanzan el estado de daños fuertes. El comportamiento de las columnas no es el que se espera porque las columnas del tercer nivel tienen un daño más fuerte que las del cuarto nivel.

En la Figura 94 se muestra que las vigas del sentido “x” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos.

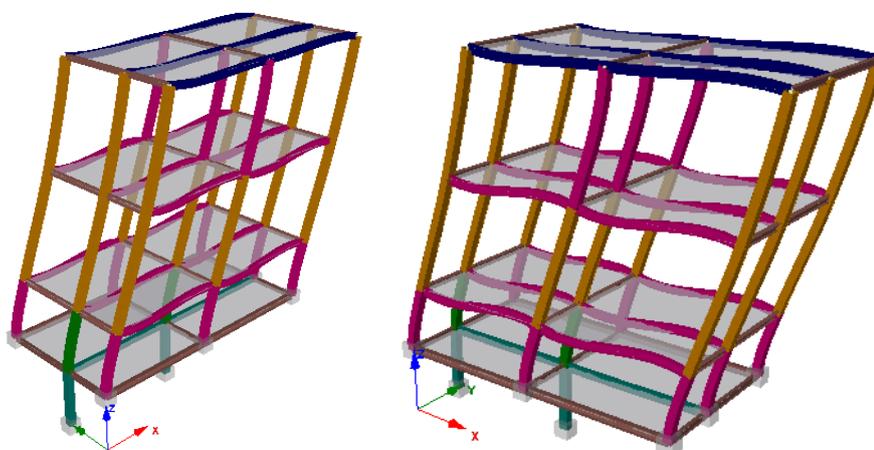


Figura 94. Desplazamiento último en “x” con la representación del estado de daño en colores

5.2.2.3.1.1. Espectro de diseño inelástico

En la Tabla 36 se presentan los valores de los datos que se utilizan para el cálculo del espectro inelástico según lo estipulado en la NEC 11.

Tabla 36

Datos para la elaboración del espectro inelástico del edificio Viana – Bloque derecho

DATOS			
η	2,48	Z	0,4 g
r	1,5	I	1
Fa	1,2	R	6
Fd	1,4	fp	1
Fs	1,5	fe	1

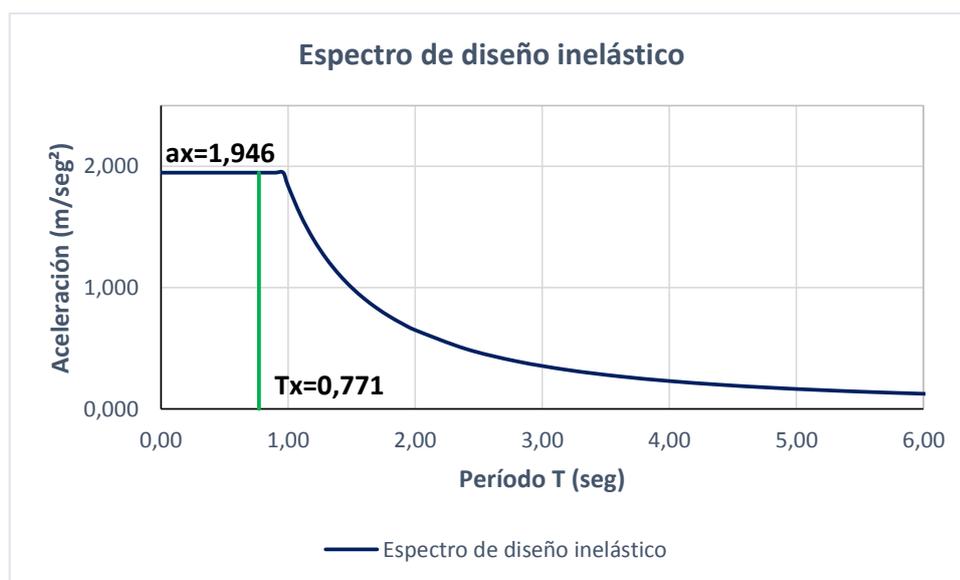


Figura 95. Espectro de diseño inelástico del Edificio Viana, bloque derecho

Mediante el espectro de la Figura 95 y el T_x , se encuentra el valor de la aceleración en la dirección “x”, para posteriormente calcular el valor V_y .

$$F = m * a$$

$$V_y = 175,54 * 1,946 = 341,60 \text{ kN}$$

5.2.2.3.1.2. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 96 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “x” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

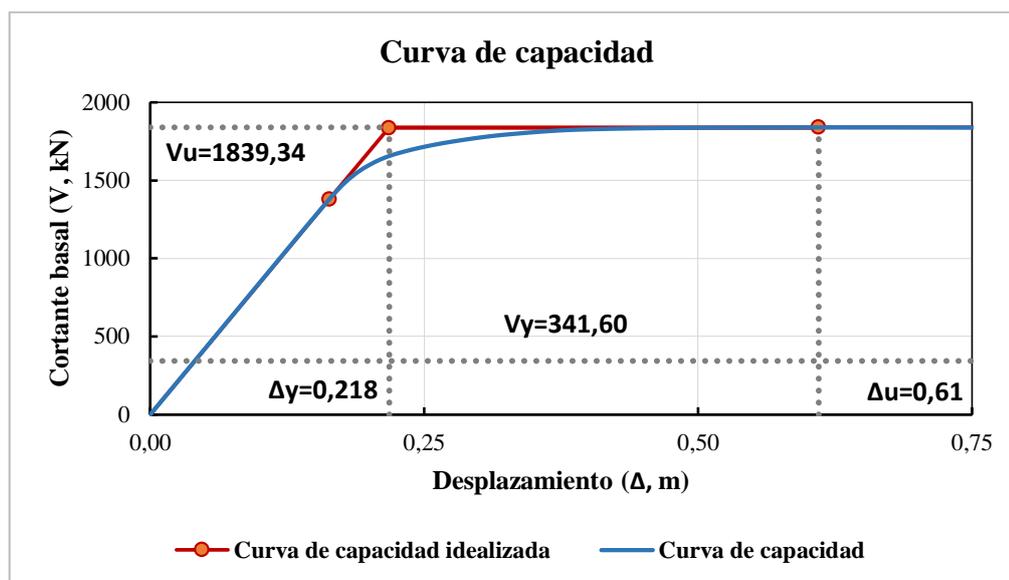


Figura 96. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque derecho

5.2.2.3.1.3. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 96 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,61}{0,218} = 2,798$$

5.2.2.3.1.4. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 96 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{1839,34}{341,60} = 5,384$$

5.2.2.3.1.5. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 5,384 * 2,798 = 15,064$$

5.2.2.3.2. Sismo en la dirección y

En la Figura 97 se observa el momento en que el edificio llega al desplazamiento último de 0,43m, y las columnas del nivel inferior alcanzan los daños ligeros y en las columnas de los siguientes niveles decrece el daño a mayor altura. Las vigas de la dirección “y” alcanzan el estado de daños fuertes.

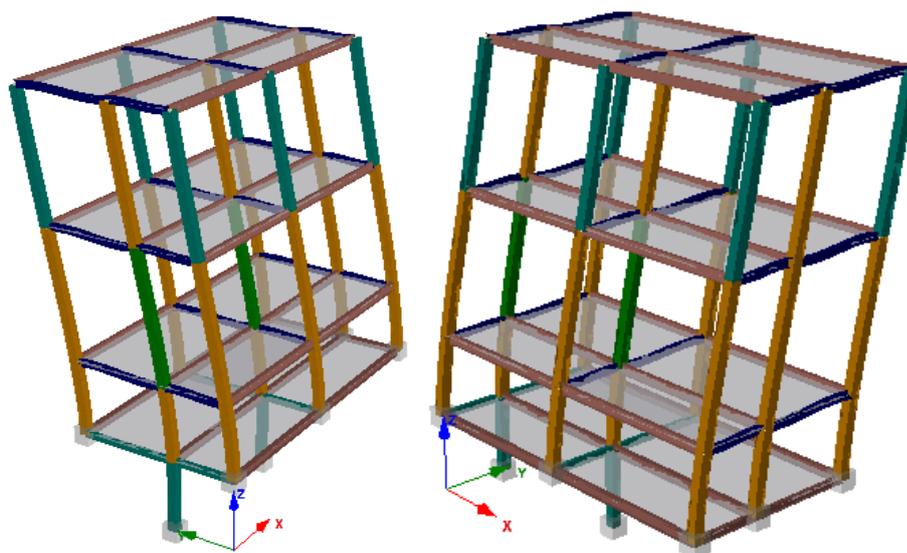


Figura 97. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 98 se aprecia que las columnas del nivel inferior alcanzan los daños mayores, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,76m el cual supera al desplazamiento último. Además se observa que todas las vigas dispuestas en la dirección “y” alcanzaron un estado de daños mayores y el estado de daño en las columnas decrece en altura.

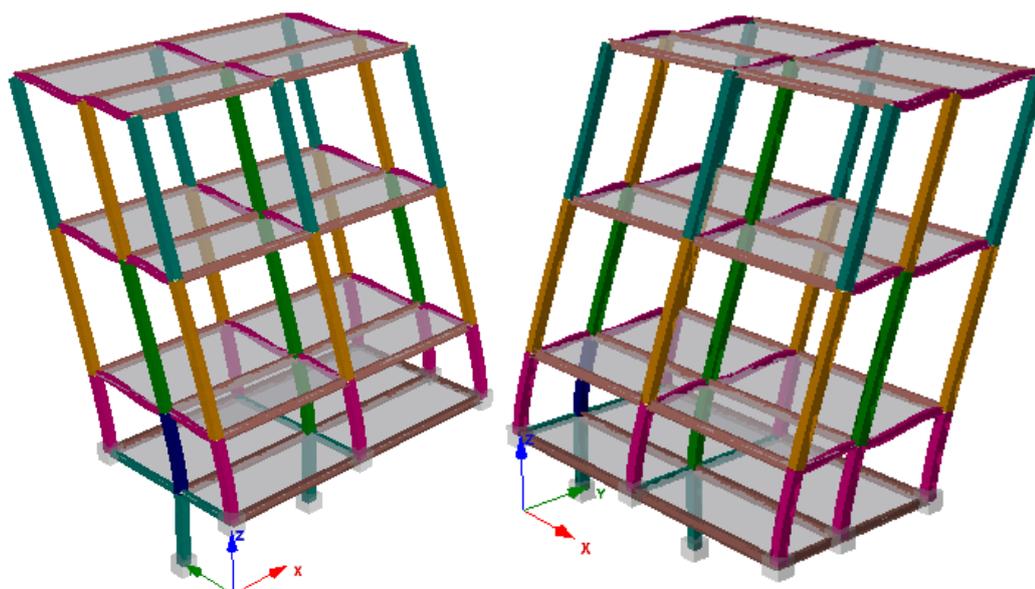


Figura 98. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 97 y Figura 98 se muestra que las vigas del sentido “y” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos.

5.2.2.3.2.1. Espectro de diseño inelástico

En la Tabla 36 se presentan los valores de los datos que se utilizan para el cálculo del espectro inelástico según lo estipulado en la NEC 11.

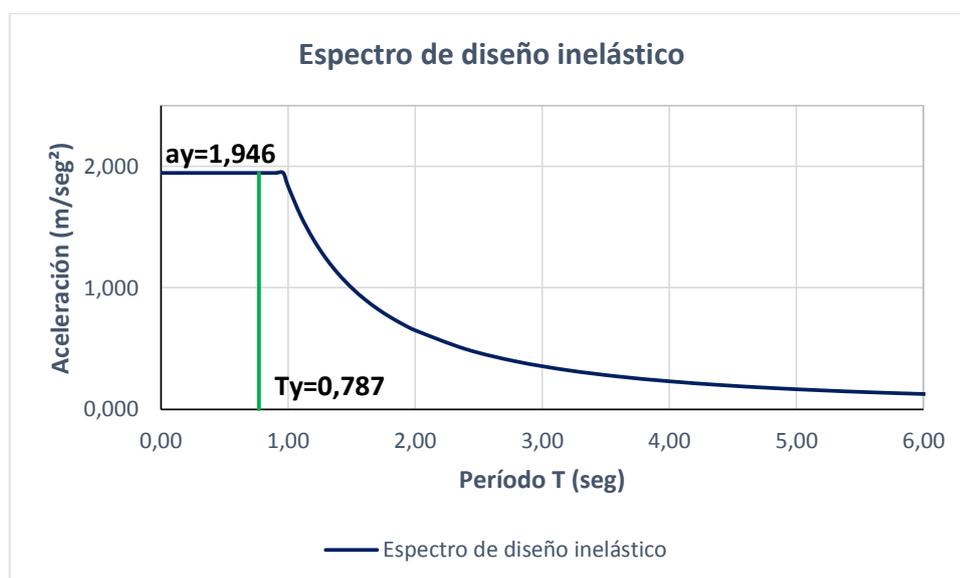


Figura 99. Espectro de diseño inelástico del Edificio Viana, bloque izquierdo

Mediante el espectro de la Figura 99 y el T_y , se encuentra el valor de la aceleración en la dirección “y”, para posteriormente calcular el valor V_y .

$$F = m * a$$

$$V_y = 175,54 * 1,946 = 341,60 \text{ kN}$$

5.2.2.3.2.2. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 100 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “y” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

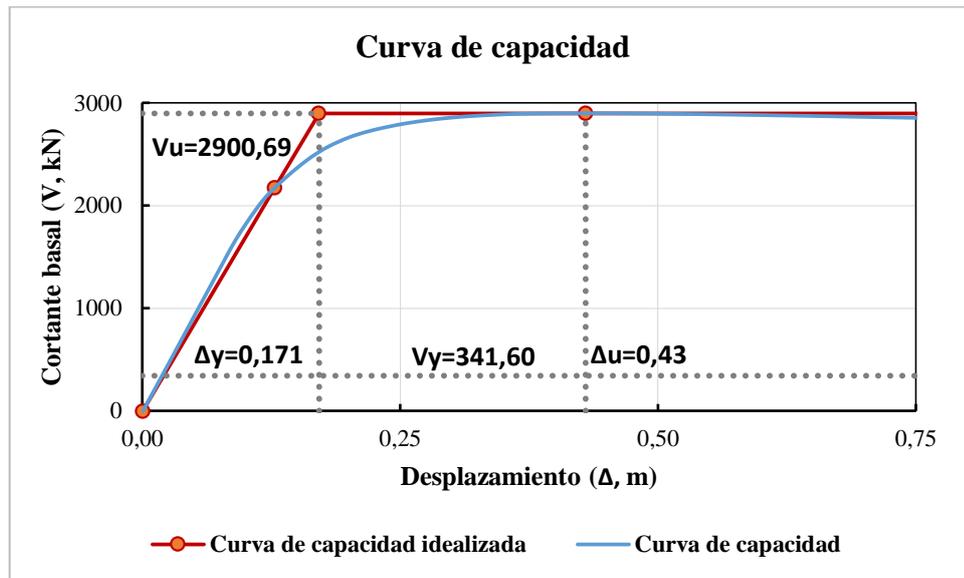


Figura 100. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque derecho

5.2.2.3.2.3. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 100 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,43}{0,171} = 2,515$$

5.2.2.3.2.4. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 100 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{2900,69}{341,60} = 8,491$$

5.2.2.3.2.5. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 8,491 * 2,515 = 21,355$$

5.2.3. Desarrollo del modelo de cálculo con plasticidad concentrada en SEISMOSTRUCT

Para el desarrollo de este análisis es esencial calcular la relación de la longitud de la rótula plástica “Lp/L” mostrada en la Tabla 37, para su ingreso en Seismostruct.

Tabla 37

Longitud de la rótula plástica de los elementos del edificio Viana

VIGA						
Elemento	Dimensiones (cm)				k	Lp/L
	Dw	tw	Bf	tf		
VM1	28,0	0,50	20,0	1,00	1,09	8,64%
VM2	23,4	0,40	15,0	0,80	1,10	9,35%
	b	h	t			
VM3	20,0	10	0,20		1,07	6,67%
COLUMNA						
Elemento	Dimensiones (cm)			k	Lp/L	
	b	h	t			
CT1	35	30	0,90	1,11	10,00%	
	30	35	0,90	1,14	12,28%	
CT2	25	35	0,70	1,16	13,73%	
	35	25	0,70	1,10	8,77%	

5.2.3.1. Bloque izquierdo

5.2.3.1.1. Sismo en la dirección x

En la Figura 101 se observa el momento en que el edificio llega al desplazamiento último de 0,27m, y las columnas del nivel inferior alcanzan los daños moderados. Además se observa que las vigas dispuestas en la dirección “x” alcanzan estados de daños fuertes y moderados.

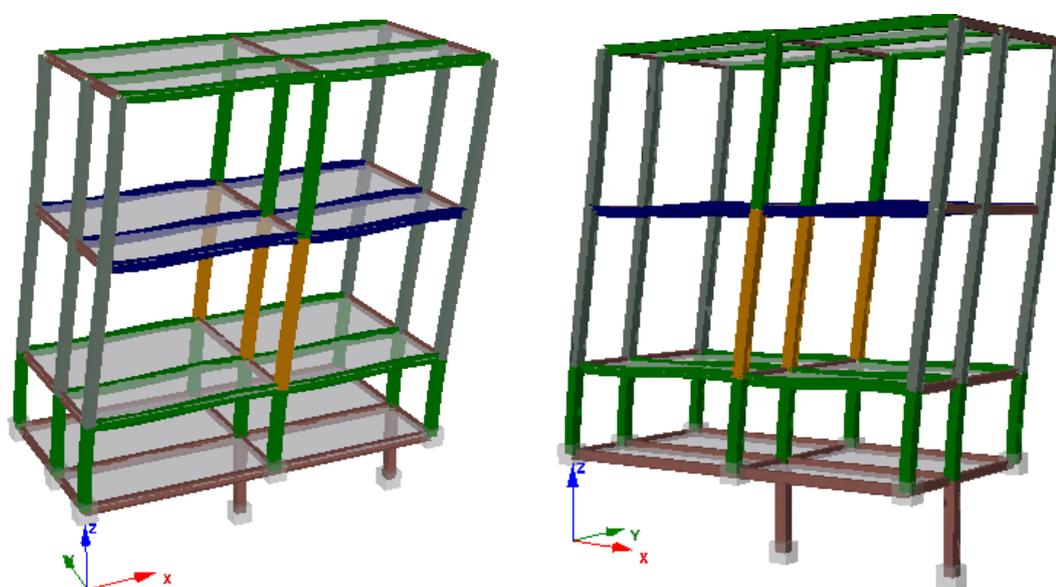


Figura 101. Desplazamiento último en “x” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 102 se aprecia que las columnas del nivel inferior alcanzan los daños mayores, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,65m, el cual supera al desplazamiento último. Además se observa que todas las vigas dispuestas en la dirección “x” alcanzan el estado de daño mayor.

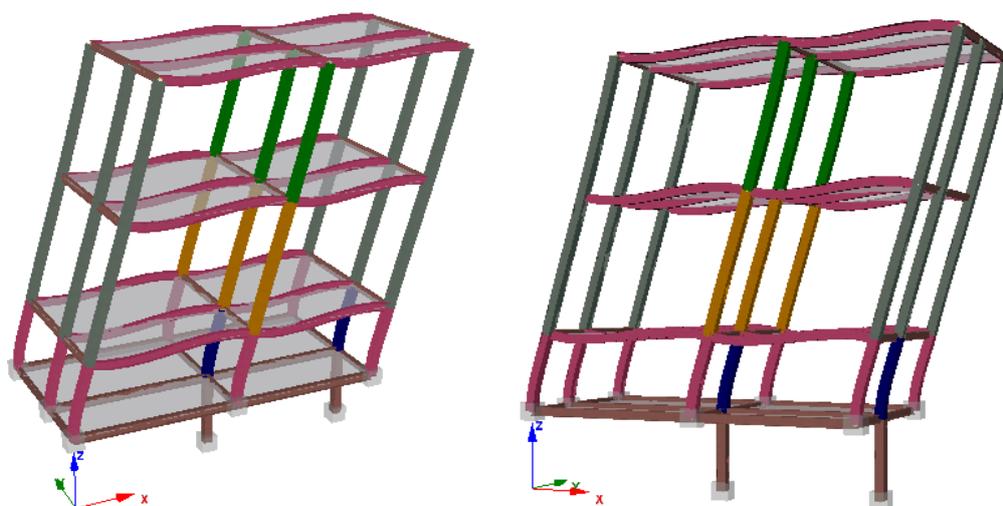


Figura 102. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores

En las Figura 101 y Figura 102 se muestra que las vigas del sentido “x” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos y provoca comportamiento de las columnas que no es el que se espera porque las columnas intermedias del cuarto nivel tienen un daño más fuerte que las del tercer nivel.

5.2.3.1.1.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 103 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “x” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

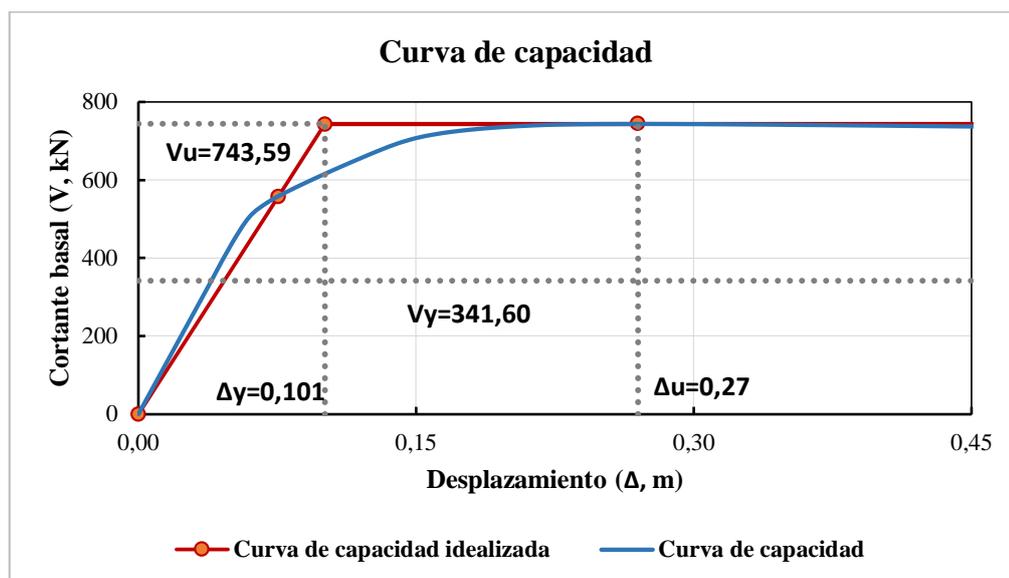


Figura 103. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo

El valor de $V_y = 341,60$ kN se obtuvo con anterioridad en el análisis por plastificación distribuida.

5.2.3.1.1.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 103 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,27}{0,101} = 2,673$$

5.2.3.1.1.3. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 103 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{743,59}{341,60} = 2,177$$

5.2.3.1.1.4. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 2,177 * 2,673 = 5,819$$

5.2.3.1.2. Sismo en la dirección y

En la Figura 104 se observa el momento en que el edificio llega al desplazamiento último de 0,34m, y las columnas del nivel inferior alcanzan los daños moderados. Además se observa que las vigas dispuestas en la dirección “y” alcanzan estados de daños moderados y fuertes.

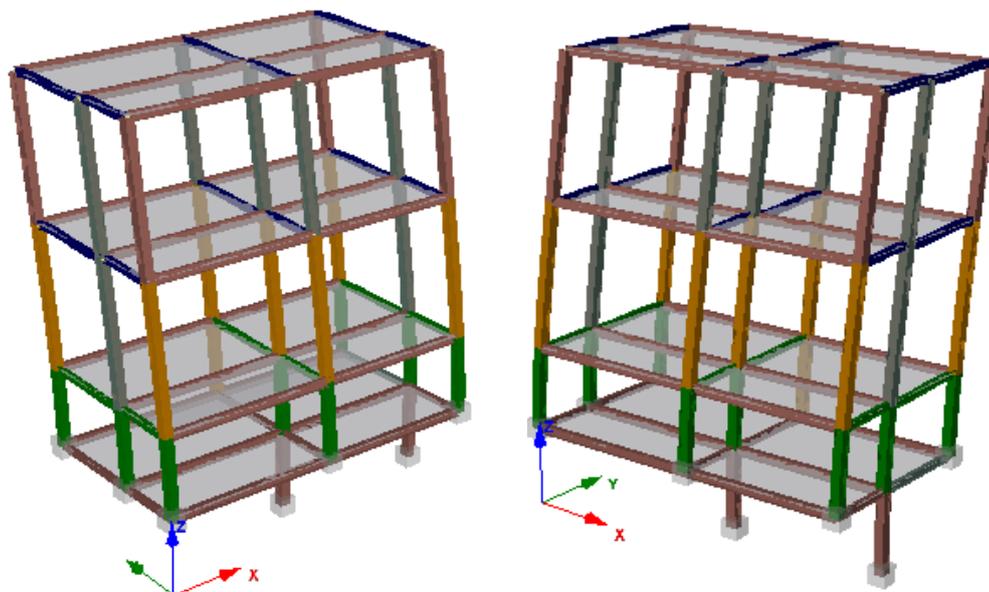


Figura 104. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 105 se observa que las columnas del nivel inferior alcanzan el estado de daños mayores, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,72m y en las columnas de los siguientes niveles decrece el estado de daño. Todas las vigas de la dirección “y” alcanzan el estado de daños mayores.

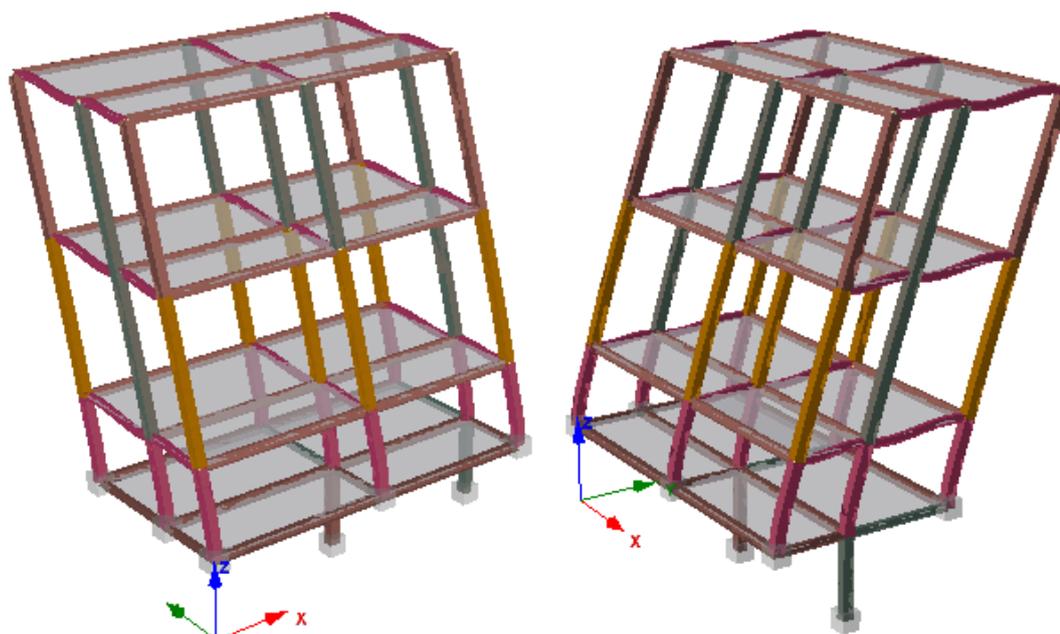


Figura 105. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 104 y Figura 105 se muestra que las vigas del sentido “y” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos.

5.2.3.1.2.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 106 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “y” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

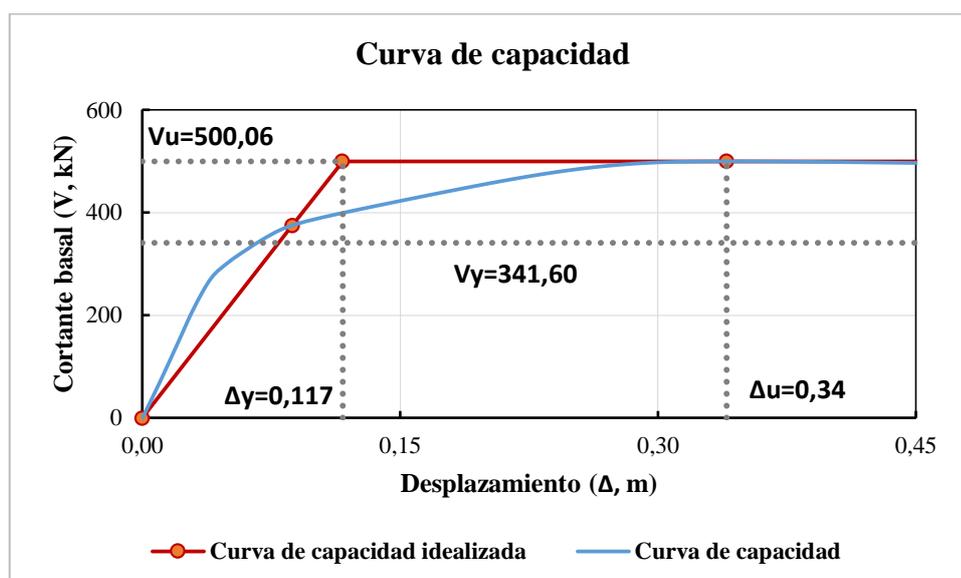


Figura 106. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo

El valor de $V_y = 341,60$ kN se obtuvo con anterioridad en el análisis por plastificación distribuidas.

5.2.3.1.2.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 106 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,34}{0,117} = 2,906$$

5.2.3.1.2.3. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 106 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{500,06}{341,60} = 1,464$$

5.2.3.1.2.4. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 1,464 * 2,906 = 4,254$$

5.2.3.2. Bloque central

5.2.3.2.1. Sismo en la dirección x

En la Figura 107 se observa el momento en que el edificio llega al desplazamiento último de 0,38m, y las columnas del nivel inferior alcanzan los estados de daños moderados, y en los siguientes niveles decrece el estado de daño, sin embargo las columnas del nivel superior no experimentan ningún estado de daño.

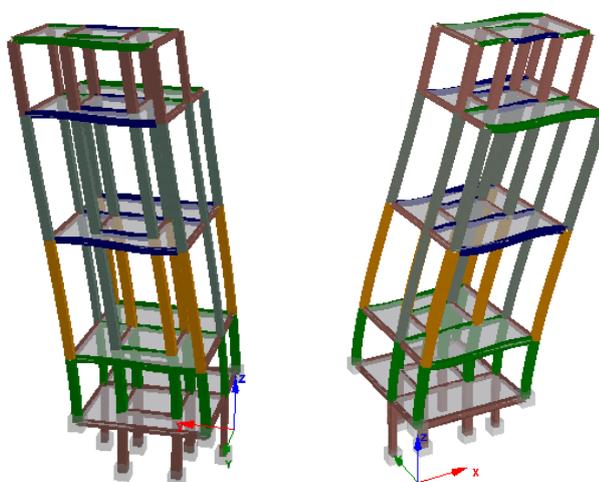


Figura 107. Desplazamiento último en “x” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 108 se aprecia que las columnas del nivel inferior alcanzan los daños mayores, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,85m el cual supera al desplazamiento último. Además se observa que todas las vigas dispuestas en la dirección “x” alcanzaron un estado de daños mayores y el estado de daño en las columnas decrece en altura con excepción de las columnas del último nivel que no presentan estados de daño.

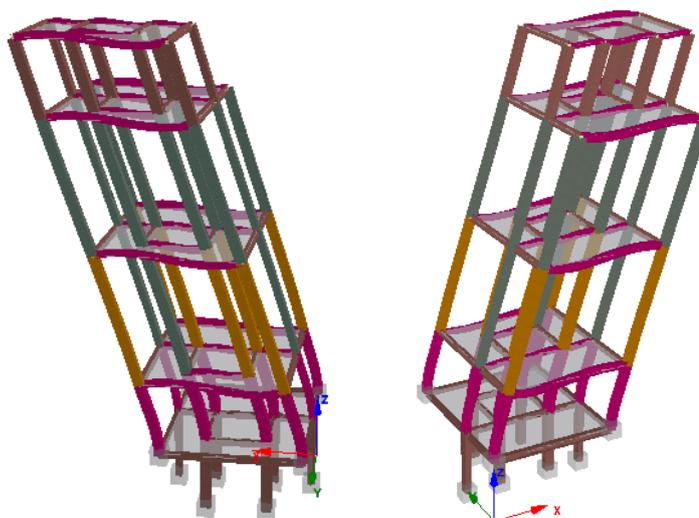


Figura 108. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 107 y Figura 108 se muestra que las vigas del sentido “x” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos.

5.2.3.2.1.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 109 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “x” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

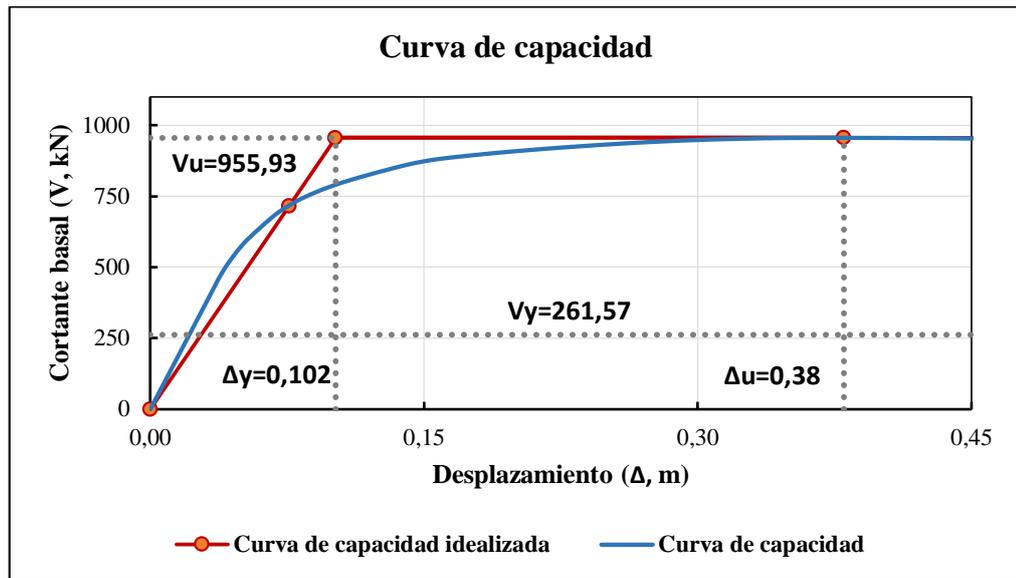


Figura 109. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque central

El valor de $V_y = 261,57$ kN se obtuvo con anterioridad en el análisis por plastificación distribuida.

5.2.3.2.1.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 109 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,38}{0,102} = 3,726$$

5.2.3.2.1.3. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 109 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{955,93}{261,57} = 3,655$$

5.2.3.2.1.4. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 3,655 * 3,726 = 13,619$$

5.2.3.2.2. Sismo en la dirección y

En la Figura 110 se observa el momento en que el edificio llega al desplazamiento último de 0,45m, y las columnas del nivel inferior alcanzan los estados de daños moderados, También las vigas colocadas en la dirección “y” alcanzan el estado de daños fuertes, con excepción de las del segundo nivel que alcanzan el estado de daños moderados.

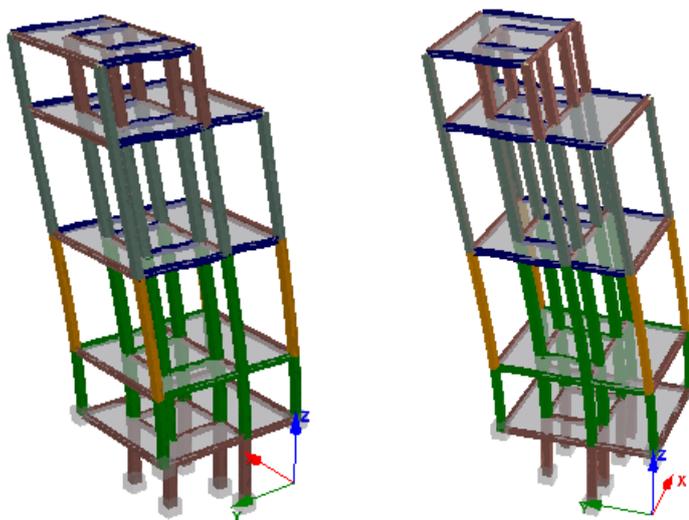


Figura 110. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 111 se aprecia que las columnas del nivel inferior alcanzan los daños mayores, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,93m el cual supera al

desplazamiento último. Además se observa que todas las vigas dispuestas en la dirección “y” alcanzaron un estado de daños mayores y el estado de daño en las columnas decrece en altura.

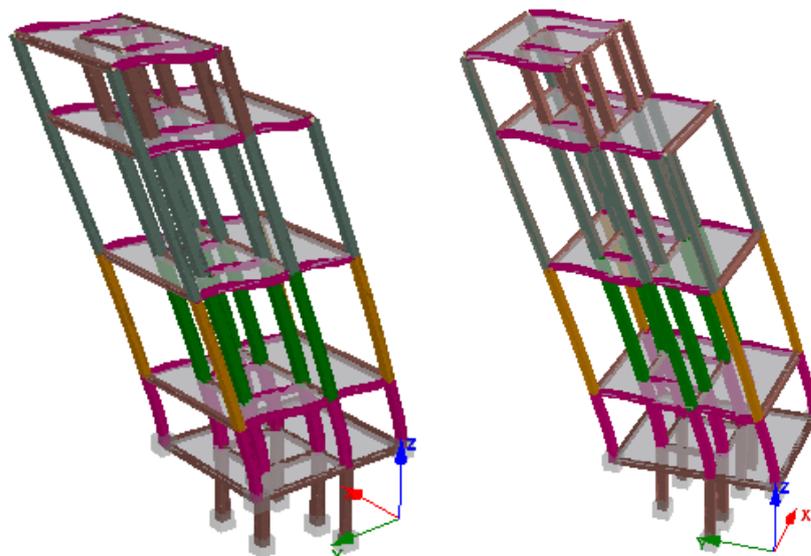


Figura 111. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 110 y Figura 111 se muestra que las vigas del sentido “y” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos.

5.2.3.2.2.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 112 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “y” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

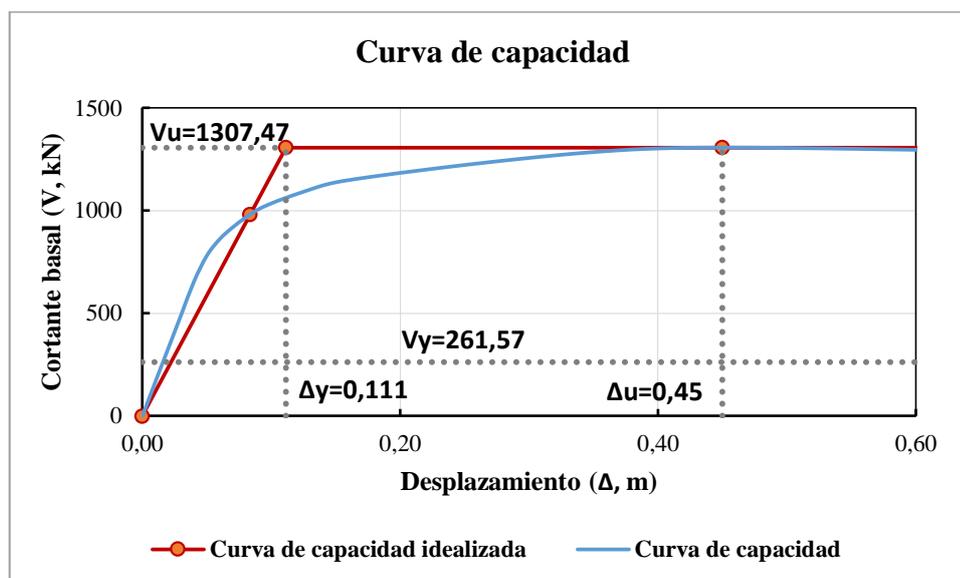


Figura 112. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque central

El valor de $V_y = 261,57$ kN se obtuvo con anterioridad en el análisis por plastificación distribuida.

5.2.3.2.2.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 112 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,45}{0,111} = 4,054$$

5.2.3.2.2.3. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 112 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{1307,47}{261,57} = 4,999$$

5.2.3.2.4. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 4,999 * 4,054 = 20,266$$

5.2.3.3. Bloque derecho

5.2.3.3.1. Sismo en la dirección x

En la Figura 113 se observa el momento en que el edificio llega al desplazamiento último de 0,25m, donde las columnas del nivel inferior alcanzan los estados de daños fuertes y decrece en altura, con excepción de las columnas intermedias del último nivel. También las vigas colocadas en la dirección “x” alcanzan el estado de daños moderados, con excepción de las del último nivel que alcanzan el estado de daños ligeros.

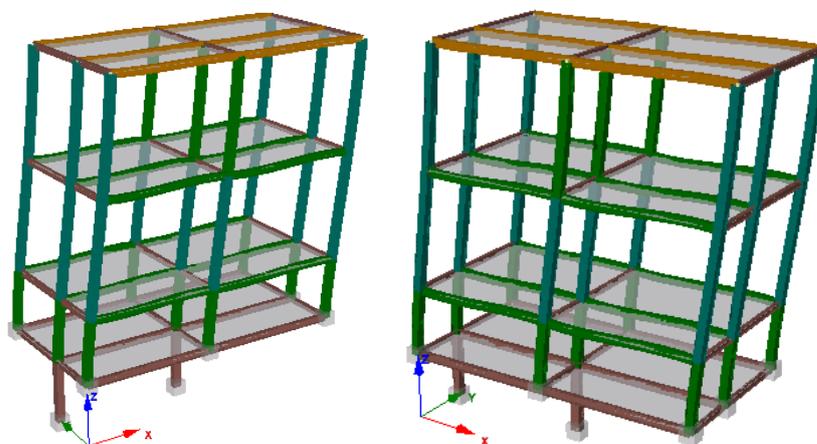


Figura 113. Desplazamiento último en “x” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 114 se aprecia que las columnas del nivel inferior alcanzan los daños mayores, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,61m el cual supera al desplazamiento último. Además se observa que las vigas del nivel superior dispuestas en la dirección “x” alcanzaron el estado de daños fuertes, mientras las demás vigas dispuestas en este sentido poseen daños mayores. El comportamiento de las columnas es el que se desea ya que el estado de daño decrece en altura, con excepción de las columnas intermedias del último nivel que alcanzan el estado de daño moderado.

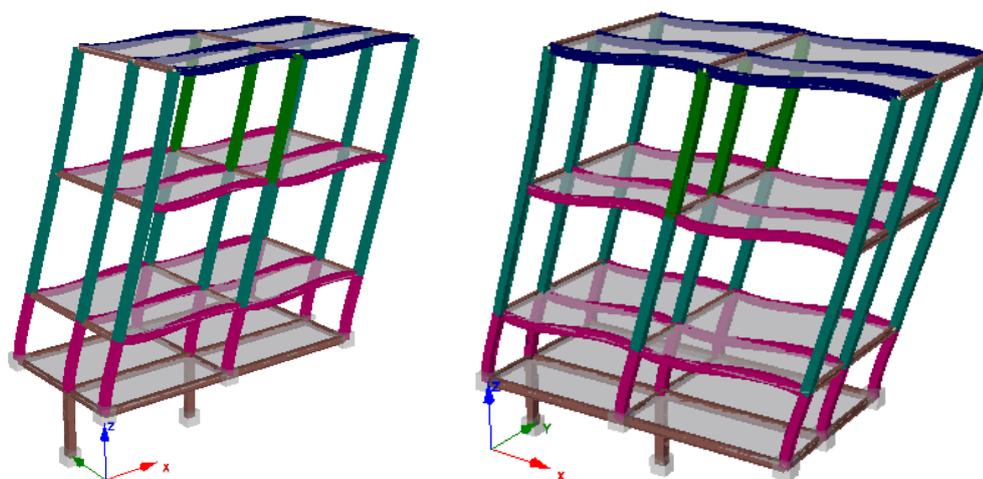


Figura 114. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 113 y Figura 114 se muestra que las vigas del sentido “x” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos.

5.2.3.3.1.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 115 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “x” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

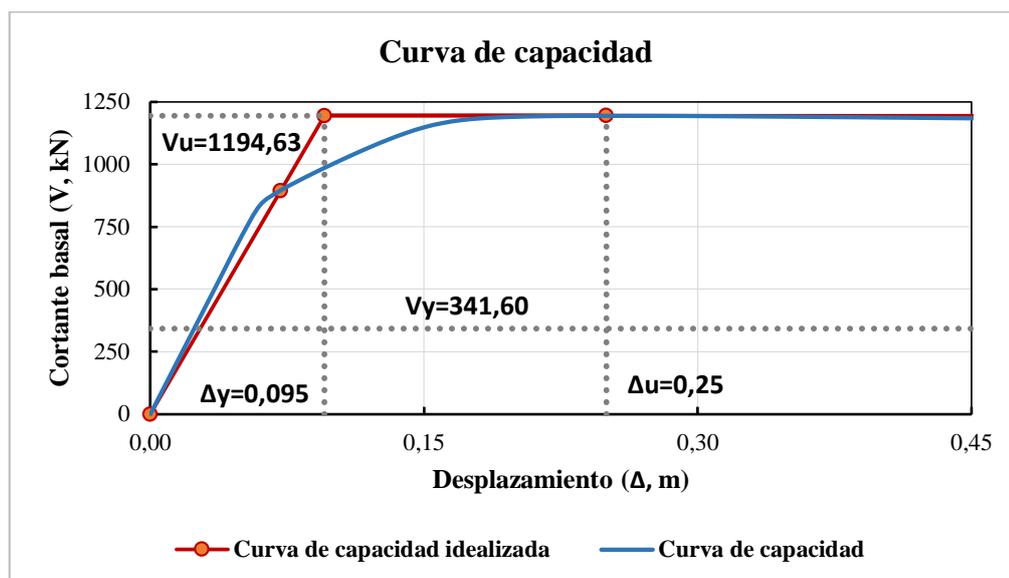


Figura 115. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque derecho

El valor de $V_y = 341,60$ kN se obtuvo con anterioridad en el análisis por plastificación distribuida.

5.2.3.3.1.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 115 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,25}{0,095} = 2,632$$

5.2.3.3.1.3. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 115 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{1194,63}{341,60} = 3,497$$

5.2.3.3.1.4. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 3,497 * 2,632 = 9,204$$

5.2.3.3.2. Sismo en la dirección y

En la Figura 116 se observa el momento en que al desplazamiento último de 0,34m, y las columnas del nivel inferior alcanzan los daños moderados. Además se observa que las vigas dispuestas en la dirección “y” alcanzan estados de daños moderados y fuertes.

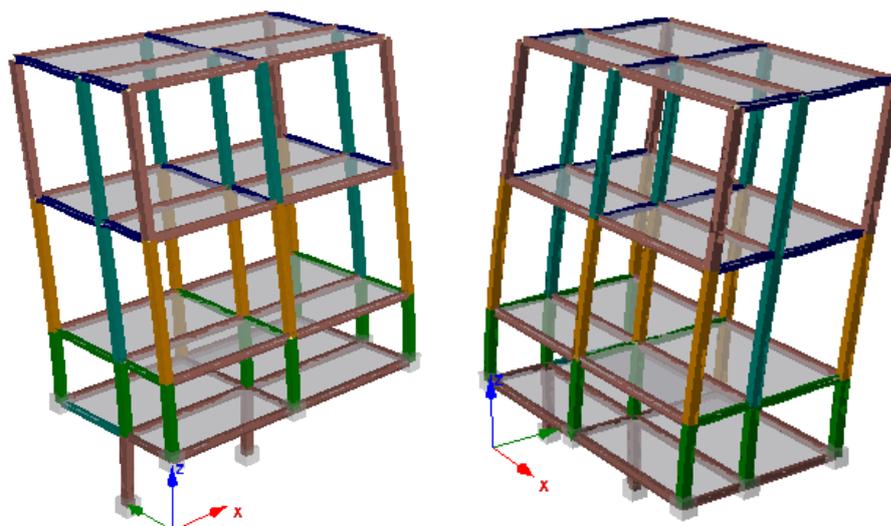


Figura 116. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 117 se observa que las columnas del nivel inferior alcanzan el estado de daños mayores, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,72m y en las columnas de los siguientes niveles decrece el estado de daño. Todas las vigas de la dirección “y” alcanzan el estado de daños mayores.

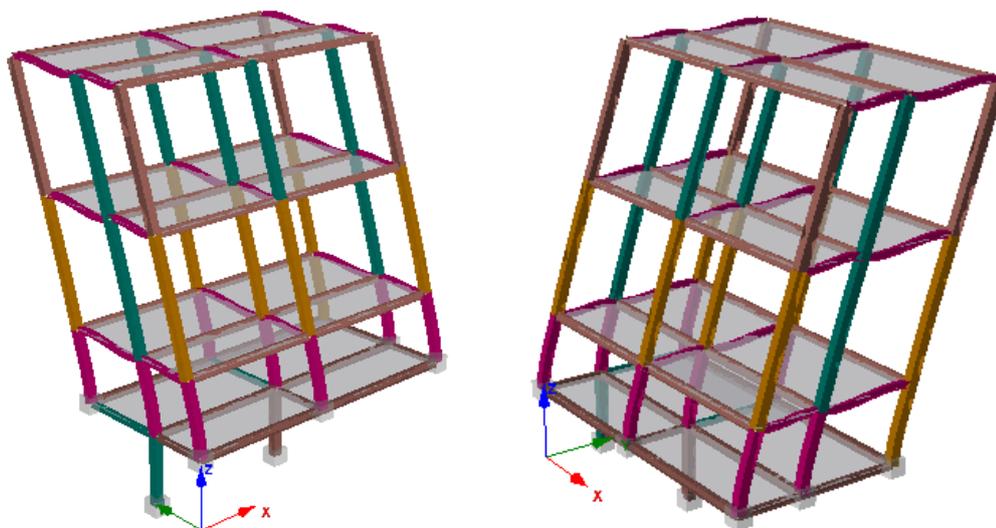


Figura 117. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 116 y Figura 117 se muestra que las vigas del sentido “y” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos.

5.2.3.3.2.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 118 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “y” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

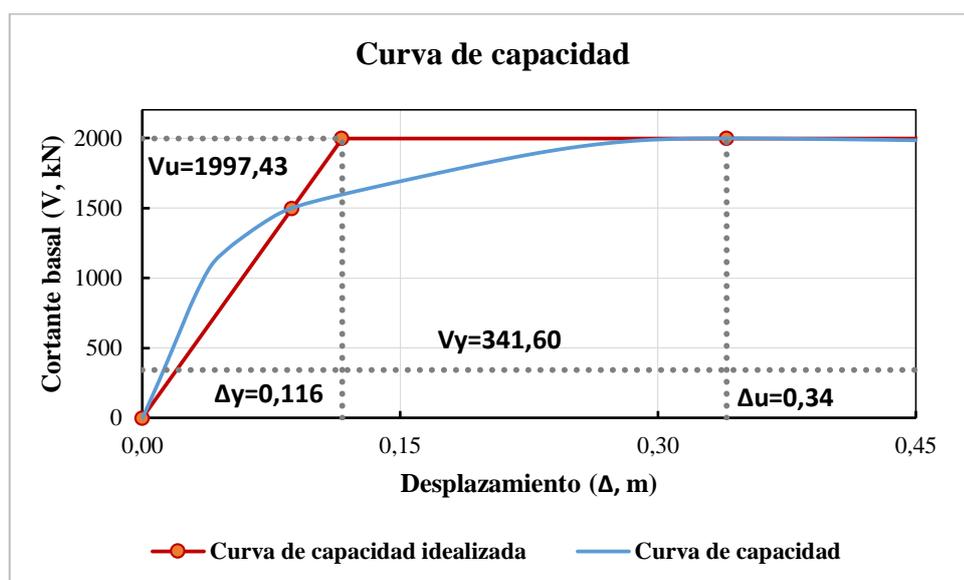


Figura 118. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque derecho

El valor de $V_y = 341,60$ kN se obtuvo con anterioridad en el análisis por plastificación distribuida.

5.2.3.3.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 118 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,34}{0,116} = 2,931$$

5.2.3.3.3. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 118 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{1997,43}{341,60} = 5,847$$

5.2.3.3.2.4. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 5,847 * 2,931 = 17,138$$

5.2.4. Desarrollo del modelo de cálculo con el uso del programa de análisis estático no lineal para pórticos planos con MATLAB

En la Tabla 38 y Tabla 39 se indican los resultados obtenidos del diagrama momento curvatura para vigas y columnas del edificio Viana, sometidas a flexión pura.

Tabla 38

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las vigas del Edificio Viana

VIGA											
Elemento	Dimensiones (cm)				My TM	Mu TM	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
	Dw	tw	Bf	tf							
VM1	28,0	0,50	20,0	1,00	15,85	17,79	0,00850	0,1000	0,0054	0,00009328	108000
VM2	23,4	0,40	15,0	0,80	8,04	9,04	0,01020	0,1200	0,003336	0,00003942	66720

Tabla 39

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas del Edificio Viana

COLUMNA											
Elemento	Columna	Dimensiones(cm)			My (Tm)	Mu (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
		b	h	t							
CT1	2A, 2C, 2F, 2H	35	30	0,90	28,39	32,49	0,00850	0,1000	0,01138	0,000167	227520
	2B, A1, A2, A3, H1, H2, H3, 2G	30	35	0,90	30,87	36,11	0,00728	0,0857	0,01138	0,000212	227520
CT2	1D, 1E, D2	25	35	0,70	21,44	25,37	0,00728	0,0857	0,0082	0,000147	164080
	D1, D3	35	25	0,70	17,88	20,15	0,01020	0,1200	0,0082	8,77E-05	164080

De la Tabla 40 a la Tabla 44 se indican los resultados obtenidos del diagrama momento curvatura para las columnas del Edificio Viana, bajo la acción de una carga axial P.

Tabla 40

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 0,20 del Edificio Viana

COLUMNA N+0,20									
Elemento	Columna	P (T)	MyN (Tm)	MuN (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
CT1	2A	6,944	27,71	32,47	0,00829	0,0976	0,0114	0,00017	227520
	2C	6,361	27,77	32,47	0,00831	0,0978			
	2F	6,361	27,77	32,47	0,00831	0,0978			
	2H	6,944	27,71	32,47	0,00829	0,0976			
	2B	13,31	29,45	36,04	0,00695	0,0818	0,0114	0,00021	227520
	2G	13,31	29,45	36,04	0,00695	0,0818			

Tabla 41

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 2.80 del Edificio Viana

COLUMNA N+2,80									
Elemento	Columna	P (T)	MyN (Tm)	MuN (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
CT1	2A	5,381	27,86	32,48	0,00834	0,0981	0,01138	0,000167	227520
	2C	4,928	27,91	32,48	0,00835	0,0983			
	2F	4,928	27,91	32,48	0,00835	0,0983			
	2H	5,381	27,86	32,48	0,00834	0,0981			
	2B	10,310	29,77	36,07	0,00702	0,0826	0,01138	0,000212	227520
	A1	3,252	30,52	36,11	0,00720	0,0847			
	A2	5,381	30,30	36,10	0,00715	0,0841			
	A3	2,128	30,64	36,11	0,00723	0,0851			
	H1	3,252	30,52	36,11	0,00720	0,0847			
	H2	5,381	30,30	36,10	0,00715	0,0841			
	H3	2,128	30,64	36,11	0,00723	0,0851			
	2G	10,310	29,77	36,07	0,00702	0,0826	0,0082	0,000147	164080
	1D	2,700	21,17	25,37	0,00719	0,0846			
	1E	2,700	21,17	25,37	0,00719	0,0846			
D2	4,467	20,99	25,36	0,00713	0,0839				
D1	2,700	17,65	20,14	0,01007	0,1184				
D3	3,863	17,55	20,14	0,01001	0,1177	0,0082	8,77E-05	164080	

Tabla 42

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 7,40 del Edificio Viana

COLUMNA N+7,40									
Elemento	Columna	P (T)	MyN (Tm)	MuN (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
CT1	2A	5,120	27,89	32,48	0,00835	0,0982	0,01138	0,000167	227520
	2C	4,690	27,93	32,48	0,00836	0,0984			
	2F	4,690	27,93	32,48	0,00836	0,0984			
	2H	5,120	27,89	32,48	0,00835	0,0982			
	2B	9,810	29,82	36,07	0,00704	0,0828	0,01138	0,000212	227520
	A1	3,095	30,54	36,11	0,00721	0,0848			
	A2	5,120	30,32	36,10	0,00715	0,0842			
	A3	2,025	30,65	36,11	0,00723	0,0851			
	H1	3,095	30,54	36,11	0,00721	0,0848			
	H2	5,120	30,32	36,10	0,00715	0,0842			
	H3	2,025	30,65	36,11	0,00723	0,0851			
	2G	9,810	29,82	36,07	0,00704	0,0828	0,0082	0,000147	164080

CONTINUA 

CT2	1D	2,700	21,17	25,37	0,00719	0,0846			
	1E	2,700	21,17	25,37	0,00719	0,0846	0,0082	0,000147	164080
	D2	4,467	20,99	25,36	0,00713	0,0839			
	D1	2,700	17,65	20,14	0,01007	0,1184	0,0082	8,77E-05	164080
	D3	3,863	17,55	20,14	0,01001	0,1177			

Tabla 43

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 12,00 del Edificio Viana

COLUMNA N+12,00									
Elemento	Columna	P (T)	MyN (Tm)	MuN (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
CT1	2A	3,904	28,01	32,48	0,00838	0,0986			
	2C	3,576	28,04	32,48	0,00839	0,0987	0,0114	0,00017	227520
	2F	3,576	28,04	32,48	0,00839	0,0987			
	2H	3,904	28,01	32,48	0,00838	0,0986			
	2B	7,479	30,07	36,09	0,00710	0,0835			
	A1	2,360	30,62	36,11	0,00722	0,0850			
	A2	3,904	30,45	36,11	0,00719	0,0845			
	A3	1,544	30,70	36,11	0,00724	0,0852	0,0114	0,00021	227520
	H1	2,360	30,62	36,11	0,00722	0,0850			
	H2	3,904	30,45	36,11	0,00719	0,0845			
	H3	1,544	30,70	36,11	0,00724	0,0852			
	2G	7,479	30,07	36,09	0,00710	0,0835			
CT2	1D	2,700	21,17	25,37	0,00719	0,0846			
	1E	2,700	21,17	25,37	0,00719	0,0846	0,0082	0,00015	164080
	D2	4,467	20,99	25,36	0,00713	0,0839			
	D1	2,700	17,65	20,14	0,01007	0,1184	0,0082	8,8E-05	164080
	D3	3,863	17,55	20,14	0,01001	0,1177			

Tabla 44

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 14,60 del Edificio Viana

COLUMNA N+14,60									
Elemento	Columna	P (T)	MyN (Tm)	MuN (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
CT2	1D	1,388	21,30	25,37	0,00724	0,0851			
	1E	1,388	21,30	25,37	0,00724	0,0851	0,0082	0,000147	164080
	D2	1,663	21,27	25,37	0,00723	0,0850			
	D1	1,388	17,76	20,15	0,01013	0,1192	0,0082	8,77E-05	164080

5.2.4.1. Bloque izquierdo

5.2.4.1.1. Sismo en la dirección x

Para el análisis estático no lineal se escoge el pórtico 2 del bloque izquierdo del edificio Viana.

5.2.4.1.1.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 119 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene el análisis no lineal en Matlab, del pórtico 2. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

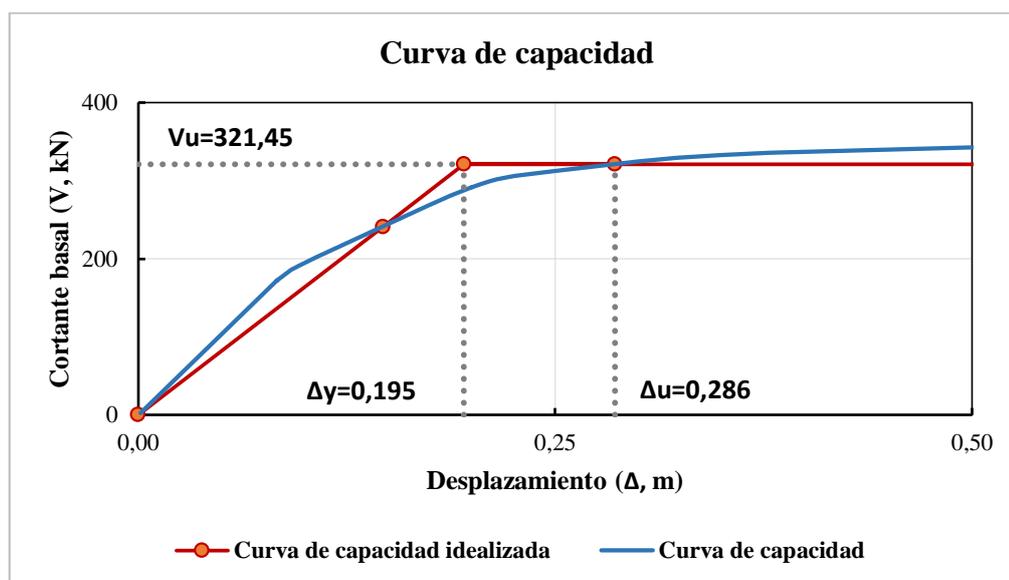


Figura 119. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo

5.2.4.1.1.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 119 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,286}{0,195} = 1,467$$

5.2.4.1.2. Sismo en la dirección y

Para el análisis estático no lineal se escoge el pórtico A del bloque central del edificio Viana.

5.2.4.1.2.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 120 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis no lineal en Matlab, del pórtico A. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

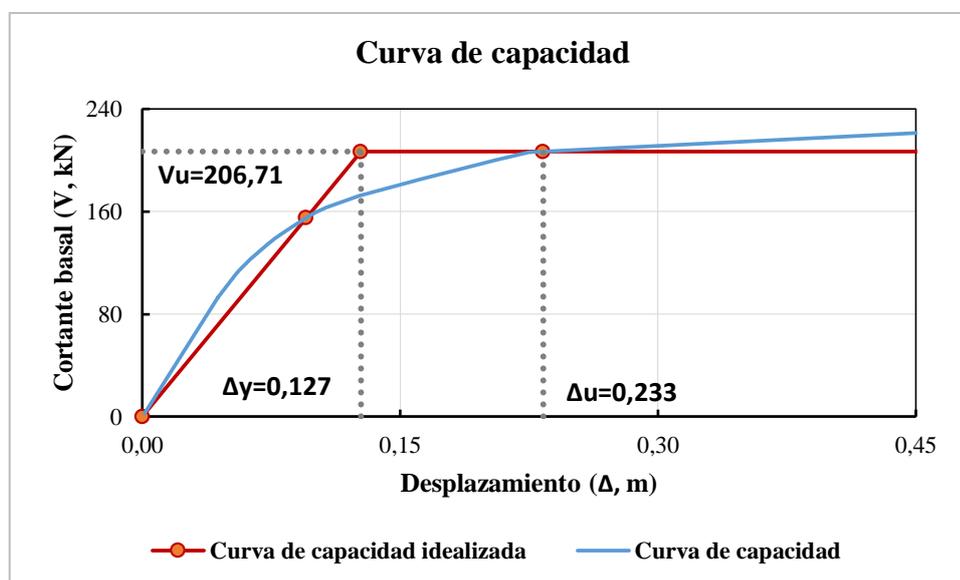


Figura 120. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque izquierdo

5.2.4.1.2.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 120 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,233}{0,127} = 1,835$$

5.2.4.2. Bloque central

5.2.4.2.1. Sismo en la dirección x

Para el análisis estático no lineal se escoge el pórtico 1 del bloque central del edificio Viana.

5.2.4.2.1.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 121 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis no lineal en Matlab, del pórtico 1. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

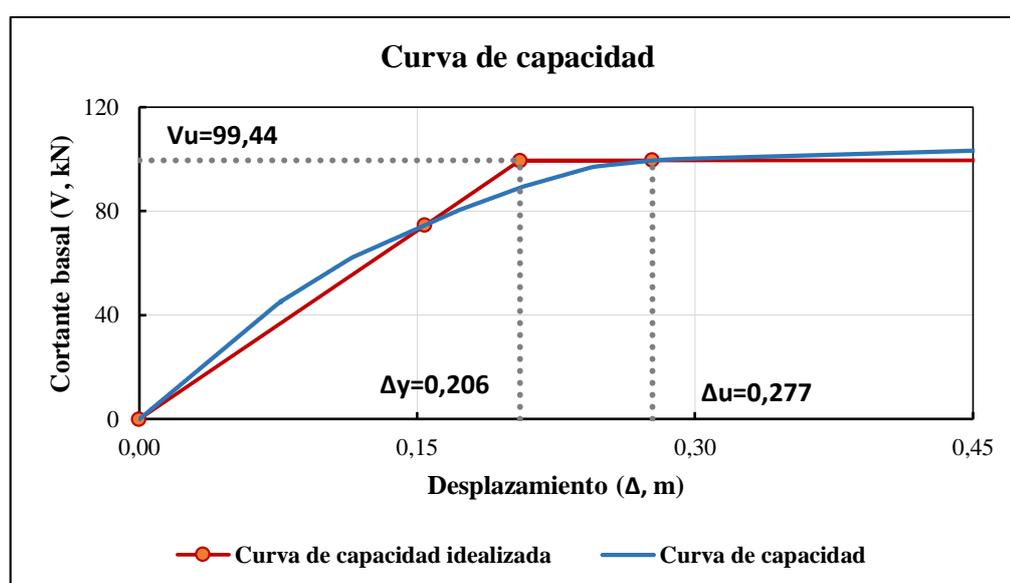


Figura 121. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque central

5.2.4.2.1.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 121 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,277}{0,206} = 1,345$$

5.2.4.2.2. Sismo en la dirección y

Para el análisis estático no lineal se escoge el pórtico D del bloque central del edificio Viana.

5.2.4.2.2.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 122 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis no lineal en Matlab, del pórtico D. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

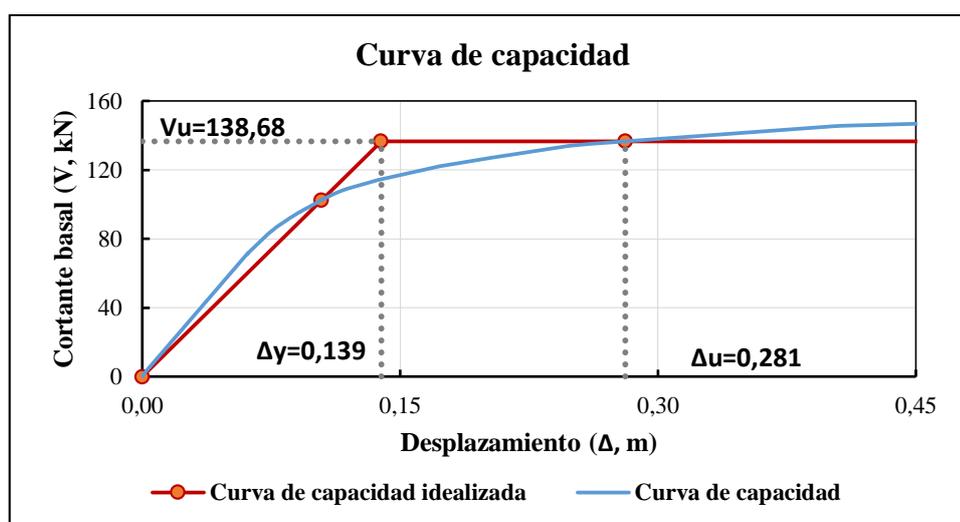


Figura 122. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque central

5.2.4.2.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 122 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$
$$\mu = \frac{0,281}{0,139} = 2,022$$

5.2.4.3. Bloque derecho

5.2.4.3.1. Sismo en la dirección x

Para el análisis estático no lineal se escoge el pórtico 2 del bloque derecho del edificio Viana.

5.2.4.3.1.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 123 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis no lineal en Matlab, del pórtico 2. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

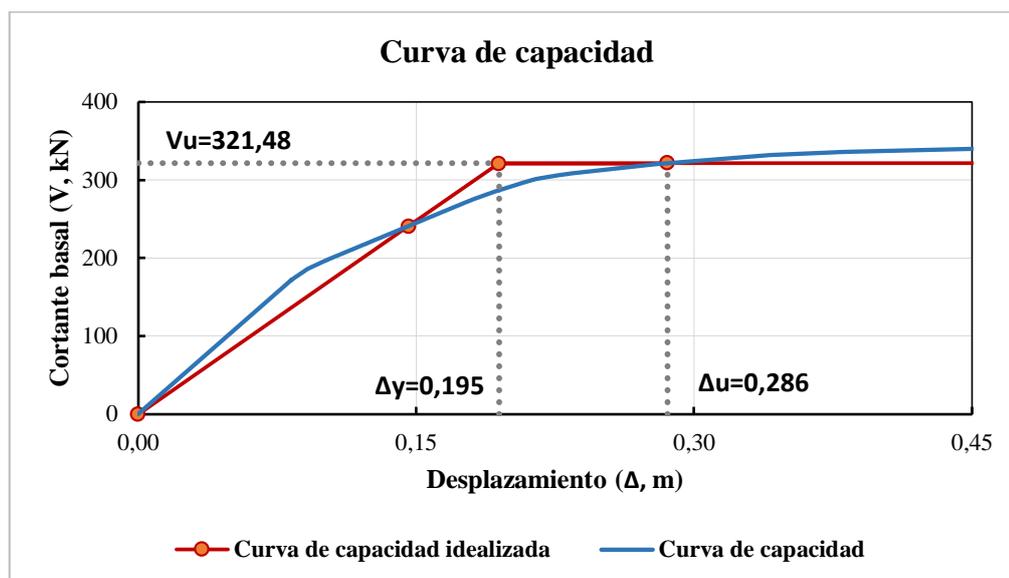


Figura 123. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque derecho

5.2.4.3.1.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 123 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,286}{0,195} = 1,467$$

5.2.4.3.2. Sismo en la dirección y

Para el análisis estático no lineal se escoge el pórtico H del bloque central del edificio Viana.

5.2.4.3.2.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 124 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis no lineal en Matlab, del pórtico H. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

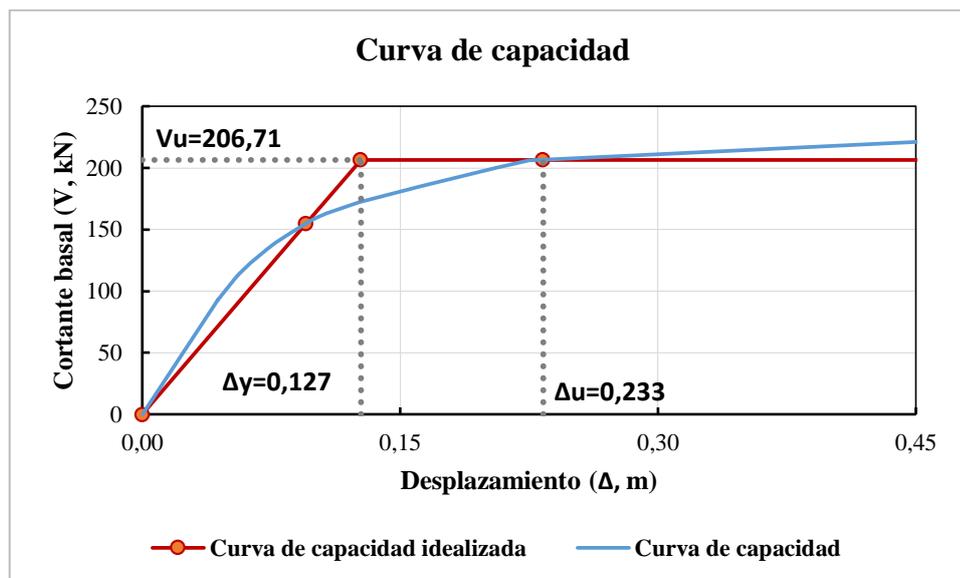


Figura 124. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Viana, bloque derecho

5.2.4.3.2.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 124 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,233}{0,127} = 1,835$$

5.3. EDIFICIO MIGUEL ARIAS

Al sur de la ciudad de Quito, en la avenida “Libertadores” se encuentra un edificio que fue diseñado con seis pisos, en el primer nivel funcionan locales comerciales y el resto se utiliza para departamentos. El edificio no fue construido completamente por razones económicas sino sólo está en funcionamiento las tres primeras plantas.

5.3.1. Descripción de la estructura

El proyecto consiste en un edificio de seis plantas conformado por una estructura aporticada espacial formada por columnas metálicas tipo cajón y vigas principales metálicas de tipo “I”. Sobre las vigas principales existen vigas metálicas secundarias tipo “I” separadas a una longitud que varía entre 1,50 y 1,70 m y que sirven para apoyo del deck metálico.

Para la estructura de los pisos se considera un sistema mixto, compuesto por un deck metálico de 0,65mm de espesor y una loseta de hormigón simple de 6 cm. de altura tal como se indica en la Figura 125.

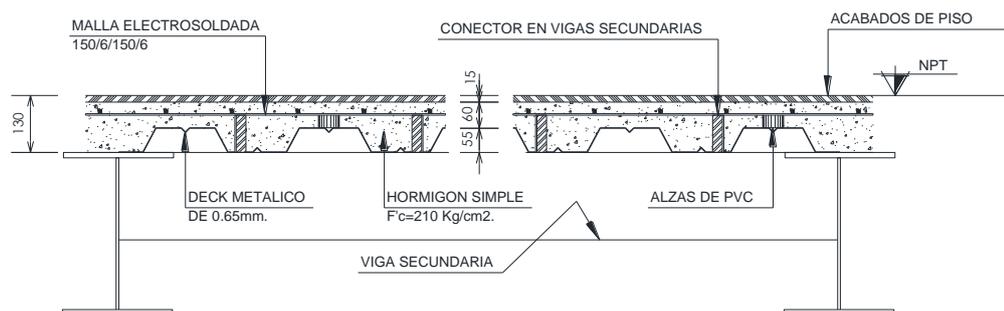


Figura 125. Sistema Mixto de piso

5.3.1.1. Configuración en planta

El edificio en planta tiene la forma de un polígono cerrado por lo que su configuración en planta es regular. Además el área de cada planta disminuye a lo largo de su altura como se indica en las Figura 126, Figura 127 y Figura 128.

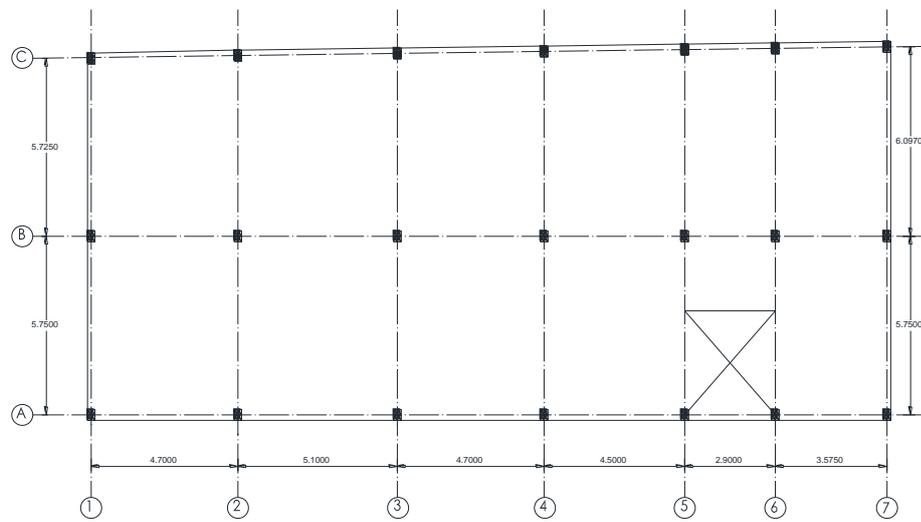


Figura 126. Configuración estructural de la primera y segunda planta

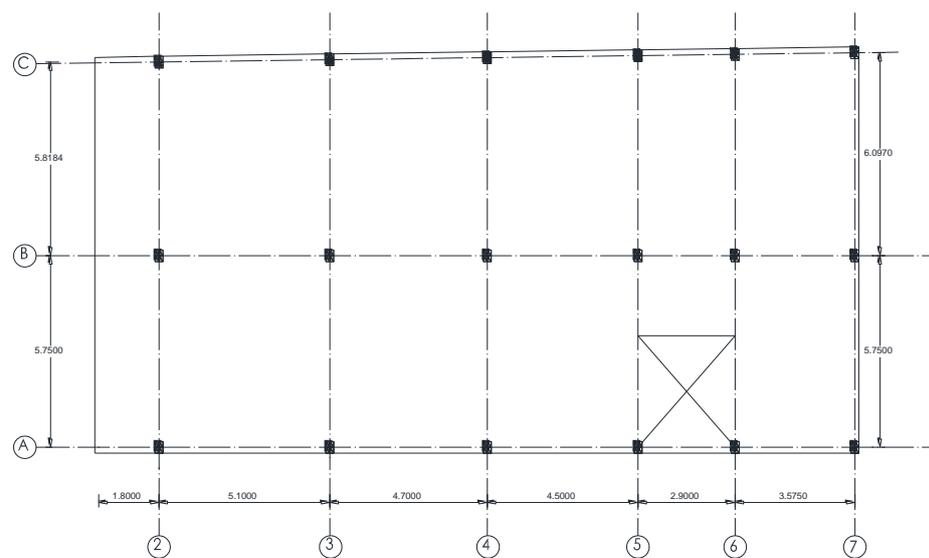


Figura 127. Configuración estructural de la tercera, cuarta y quinta planta

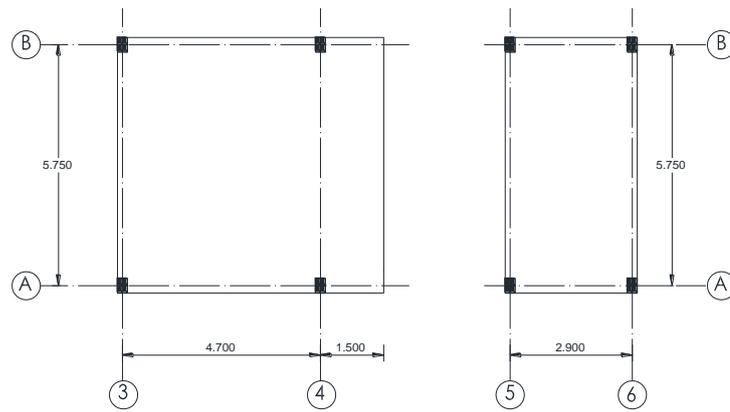


Figura 128. Configuración estructural de la sexta planta

5.3.1.2. Configuración en elevación

El edificio Arias tiene una configuración irregular en elevación debido a que los pórticos no son continuos en elevación, ver Figura 129.

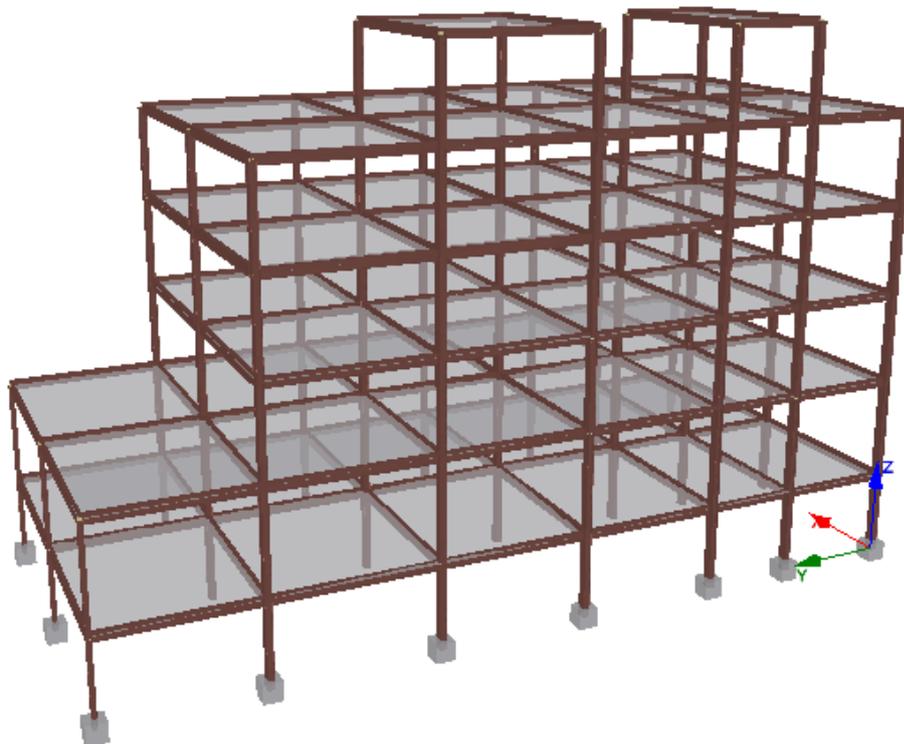
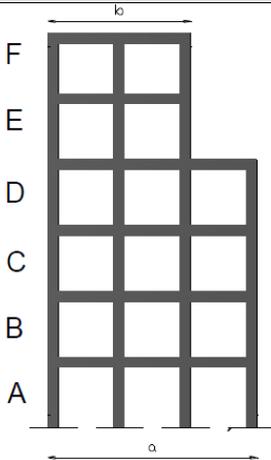


Figura 129. Modelo 3D del Edificio Arias

A continuación se presenta el cálculo para verificar si en la estructura se debe utilizar un factor de reducción por el tipo de configuración en elevación que posee la estructura.

Tabla 45

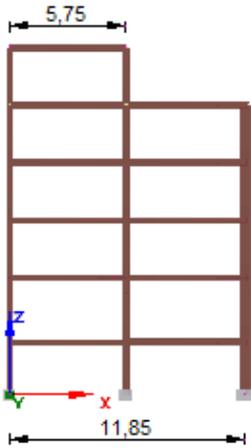
Irregularidad en elevación penalizada

Irregularidad	Coefficiente ϕ_E	Fórmula	Gráfico
Irregularidad geométrica	0,90	$a > 1,3b$	

Fuente: (NEC, 2011)

Tabla 46

Cálculo de la irregularidad geométrica

	$11,85 > 1,3 * 5,75$ $11,85 > 7,475$
---	--------------------------------------

Según el criterio de la NEC 11 que se indica en la Tabla 45 y el cálculo que se realiza en la Tabla 46 se penaliza la estructura por tener irregularidad geométrica, con lo cual se asume un valor de $\phi_E = 0,90$.

5.3.1.3. Materiales usados

Según lo que se especifica en los planos estructurales del proyecto las secciones de las columnas, vigas y vigas secundarias son de acero estructural tipo A36. Los perfiles tipo I son conformados en base a planchas laminadas en caliente y los otros perfiles como los tipo G son conformados en frío.

Las columnas son rectangulares conformadas por la unión de dos perfiles G tal como se presenta en los planos estructurales respectivos y además todas las columnas son rellenas de hormigón simple. Las vigas principales y secundarias son tipo I, como se indica en la Figura 130.

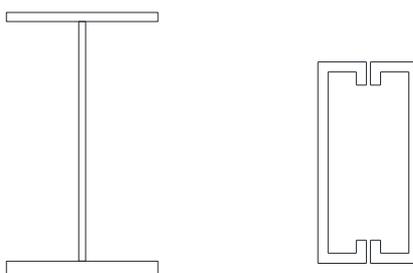


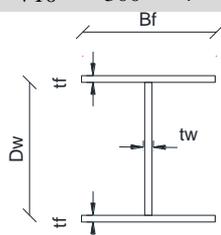
Figura 130. Detalle de columnas, vigas principales y secundarias

5.3.1.4. Análisis de compacidad de los perfiles metálicos

A continuación se calcula si las vigas y columnas cumplen con los requerimientos de compacidad establecidos por el AISC.

Tabla 47*Análisis de compacidad de las vigas - Edificio Arias*

Viga	Dimensiones (mm)				Ala			Alma						
	Dw	tw	Bf	tf	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{Bf}{2tf} \leq 1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$			$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{Dw}{tw} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$						
V01	150	4	75	6	10,75	≤	6,25	≤	28,28	106,35	≤	37,50	≤	161,22
V02	200	4	100	6	10,75	≤	8,33	≤	28,28	106,35	≤	50,00	≤	161,22
V03	250	4	100	6	10,75	≤	8,33	≤	28,28	106,35	≤	62,50	≤	161,22
V04	250	4	120	6	10,75	≤	10,00	≤	28,28	106,35	≤	62,50	≤	161,22
V05	300	4	100	6	10,75	≤	8,33	≤	28,28	106,35	≤	75,00	≤	161,22
V06	300	4	120	6	10,75	≤	10,00	≤	28,28	106,35	≤	75,00	≤	161,22
V07	300	4	120	8	10,75	≤	7,50	≤	28,28	106,35	≤	75,00	≤	161,22
V08	300	4	150	8	10,75	≤	9,38	≤	28,28	106,35	≤	75,00	≤	161,22
V09	300	4	150	10	10,75	≤	7,50	≤	28,28	106,35	≤	75,00	≤	161,22
V10	300	4	175	10	10,75	≤	8,75	≤	28,28	106,35	≤	75,00	≤	161,22

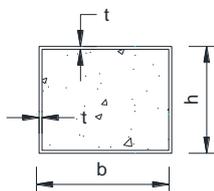
**Datos:**

E= 200000 Mpa

Fy= 250 Mpa

Tabla 48*Análisis de compacidad de las columnas - Edificio Viana*

Columna	Dimensiones			Ap/At > 1%		$\frac{b}{t} \leq 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$			
	b (mm)	h (mm)	t (mm)						
C1	150	150	4	10,38%	Cumple	37,50	≤	63,92	Cumple
C2, C3	300	200	6	9,76%	Cumple	50,00	≤	63,92	Cumple
C4, C7	300	200	8	12,91%	Cumple	37,50	≤	63,92	Cumple
C5	300	200	10	16,00%	Cumple	30,00	≤	63,92	Cumple
C6	300	200	6	9,76%	Cumple	50,00	≤	63,92	Cumple
C8	300	200	10	16,00%	Cumple	30,00	≤	63,92	Cumple

**Datos**

E = 200000 Mpa

Fy = 250 Mpa

Según las operaciones algebraicas realizadas en la Tabla 47 y Tabla 48 se determina que las vigas y columnas son compactas.

5.3.1.5. Análisis de cargas verticales

A continuación se calcula y definen las cargas gravitatorias actuantes el edificio Arias. Para esta definición se utiliza el capítulo de “cargas y materiales” de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

5.3.1.5.1. Carga permanente o muerta

El peso propio de la estructura se calcula automáticamente en el programa Seismostruct por lo cual las cargas analizadas en este apartado son: el peso del sistema de piso, el recubrimiento de piso, el peso de la mampostería, instalaciones (eléctricas e hidrosanitarias), enlucido y masillado, como se indica en la Tabla 49 y Tabla 50.

Tabla 49

Carga permanente – Edificio Arias, N+0,00; 3,24; 6,12; 9,00; 11,88

CARGAS PERMANENTES N + 0,00; 3,24; 6,12; 9,00		
Peso de la placa (e=0,65mm)	0,0638	kN/m ²
Peso del hormigón de la losa	1,80	kN/m ²
Enlucido y masillado	0,44	kN/m ²
Recubrimiento de piso	0,44	kN/m ²
Peso de la mampostería	2,00	kN/m ²
Instalaciones	0,10	kN/m ²
Viga secundaria	0,15	kN/m ²
TOTAL	4,9938	kN/m²
CARGAS PERMANENTES N + 11,88		
Peso de la placa (e=0,65mm)	0,0638	kN/m ²
Peso del hormigón de la losa	1,80	kN/m ²
Enlucido y masillado	0,44	kN/m ²
Recubrimiento de piso	0,44	kN/m ²
Impermeabilización	1,00	kN/m ²
Instalaciones	0,10	kN/m ²
Viga secundaria	0,15	kN/m ²
TOTAL	3,9938	kN/m²

Tabla 50*Carga permanente – Edificio Arias, N+14,66*

CARGAS PERMANENTES		
Peso de la placa (e=0,65mm)	0,0638	kN/m ²
Peso del hormigón de la losa	1,80	kN/m ²
Enlucido y masillado	0,44	kN/m ²
Impermeabilización	1,00	kN/m ²
Instalaciones	0,10	kN/m ²
Viga secundaria	0,15	kN/m ²
TOTAL	3,5538	kN/m²

5.3.1.5.2. Carga viva o sobrecarga de uso

La carga viva está en función del uso de la edificación y es variable en el tiempo como el peso de personas, muebles, accesorios móviles o temporales.

Tabla 51*Carga viva – Edificio Arias*

CARGA VIVA		
Nivel (m)	Uso u ocupación	Peso
0,00	Locales comerciales	4,80 kN/m ²
3,24; 6,12; 9,00	Vivienda	2,00 kN/m ²
11,88	Cubierta destinada para área de paseo	3,00 kN/m ²
14,66	Terraza inaccesible	1,00 kN/m ²
0,00; 3,24; 6,12; 9,00; 11,88	Corredores	4,80 kN/m ²

En la Tabla 51 se indica los valores que se utilizan como carga viva para el análisis estático no lineal del Edificio Arias.

5.3.1.5.3. Cargas que se asignan a cada nudo

A continuación desde la Tabla 52 hasta la Tabla 66 se presentan las cargas en los nudos, las cuales están en función de la configuración en planta del edificio Arias que se indicó previamente en las Figura 126, Figura 127 y Figura 128.

Tabla 52*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +0,00, Pórtico A*

Pórtico A Losa N + 0,00							
Nudo	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7
Área cooperante m²	6,76	14,09	14,09	13,23	10,64	9,31	5,14
CM (kN)	33,76	70,36	70,36	66,07	53,13	46,49	25,67
CV (kN)	32,45	67,63	67,63	63,50	51,07	44,69	24,67
CM+0,25CV (kN)	41,87	87,27	87,27	81,94	65,90	57,66	31,84
Masa (tonne)	4,27	8,90	8,90	8,35	6,72	5,88	3,25

Tabla 53*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +0,00, Pórtico B*

Pórtico B Losa N + 0,00							
Nudo	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7
Área cooperante m²	13,54	28,35	28,51	26,91	21,75	19,06	10,58
CM (kN)	67,62	141,57	142,37	134,38	108,62	95,18	52,83
CV (kN)	64,99	136,08	136,85	129,17	104,40	91,49	50,78
CM+0,25CV (kN)	83,86	175,59	176,59	166,68	134,72	118,05	65,53
Masa (tonne)	8,55	17,90	18,00	16,99	13,73	12,03	6,68

Tabla 54*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +0,00, Pórtico C*

Pórtico C Losa N + 0,00							
Nudo	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Área cooperante m²	6,78	14,26	14,42	13,68	11,16	9,80	5,44
CM (kN)	33,86	71,21	72,01	68,32	55,73	48,94	27,17
CV (kN)	32,54	68,45	69,22	65,66	53,57	47,04	26,11
CM+0,25CV (kN)	41,99	88,32	89,31	84,73	69,12	60,70	33,69
Masa (tonne)	4,28	9,00	9,10	8,64	7,05	6,19	3,43

Tabla 55*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +3,24; Pórtico A*

Pórtico A Losa N + 3,24							
Nudo	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7
Área cooperante m²	6,76	14,09	14,09	13,23	10,64	9,31	5,14
CM (kN)	33,76	70,36	70,36	66,07	53,13	46,49	25,67
CV (kN)	13,52	28,18	47,10	63,50	51,07	30,29	10,28
CM+0,25CV (kN)	37,14	77,41	82,14	81,94	65,90	54,07	28,24
Masa (tonne)	3,79	7,89	8,37	8,35	6,72	5,51	2,88

Tabla 56*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +3,24; Pórtico B*

Pórtico B Losa N + 3,24							
Nudo	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7
Área cooperante m²	13,54	28,35	28,51	26,91	21,75	19,06	10,58
CM (kN)	67,62	141,57	142,37	134,38	108,62	95,18	52,83
CV (kN)	27,08	56,70	95,35	129,17	104,40	62,05	21,16
CM+0,25CV (kN)	74,39	155,75	166,21	166,68	134,72	110,69	58,12
Masa (tonne)	7,58	15,88	16,94	16,99	13,73	11,28	5,93

Tabla 57*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +3,24; Pórtico C*

Pórtico C Losa N + 3,24							
Nudo	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Área cooperante m²	6,78	14,26	14,42	13,68	11,16	9,80	5,44
CM (kN)	33,86	71,21	72,01	68,32	55,73	48,94	27,17
CV (kN)	13,56	28,52	28,84	27,36	22,32	19,60	10,88
CM+0,25CV (kN)	37,25	78,34	79,22	75,16	61,31	53,84	29,89
Masa (tonne)	3,80	7,99	8,08	7,66	6,25	5,49	3,05

Tabla 58*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +6,12; 9,00; Pórtico A*

Pórtico A Losa N + 6,12; 9,00							
Nudo	A2	A3	A4	A5	A6	A7	
Área cooperante m²	12,51	14,09	13,23	10,64	9,31	5,14	
CM (kN)	62,47	70,36	66,07	53,13	46,49	25,67	
CV (kN)	25,02	47,10	63,50	51,07	30,29	10,28	
CM+0,25CV (kN)	68,73	82,14	81,94	65,90	54,07	28,24	
Masa (tonne)	7,01	8,37	8,35	6,72	5,51	2,88	

Tabla 59*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +6,12; 9,00; Pórtico B*

Pórtico B Losa N + 6,12; 9,00							
Nudo	B2	B3	B4	B5	B6	B7	
Área cooperante m²	25,17	28,51	26,91	21,75	19,06	10,58	
CM (kN)	125,69	142,37	134,38	108,62	95,18	52,83	
CV (kN)	50,34	95,35	129,17	104,40	62,05	21,16	
CM+0,25CV (kN)	138,28	166,21	166,68	134,72	110,69	58,12	
Masa (tonne)	14,10	16,94	16,99	13,73	11,28	5,93	

Tabla 60*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +6,12; 9,00; Pórtico C*

Pórtico C Losa N + 6,12; 9,00						
Nudo	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Área cooperante m²	12,67	14,42	13,68	11,16	9,80	5,44
CM (kN)	63,27	72,01	68,32	55,73	48,94	27,17
CV (kN)	25,34	28,84	27,36	22,32	19,60	10,88
CM+0,25CV (kN)	69,61	79,22	75,16	61,31	53,84	29,89
Masa (tonne)	7,10	8,08	7,66	6,25	5,49	3,05

Tabla 61*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +11,88; Pórtico A*

Pórtico A Losa N + 11,88						
Nudo	A2	A3	A4	A5	A6	A7
Área cooperante m²	14,09	14,09	13,23	10,64	9,31	5,14
CM (kN)	56,27	56,27	52,84	42,49	37,18	20,53
CV (kN)	42,27	54,43	63,50	51,07	35,43	15,42
CM+0,25CV (kN)	66,84	69,88	68,71	55,26	46,04	24,38
Masa (tonne)	6,81	7,12	7,00	5,63	4,69	2,49

Tabla 62*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +11,88; Pórtico B*

Pórtico B Losa N + 11,88						
Nudo	B2	B3	B4	B5	B6	B7
Área cooperante m²	28,35	28,51	26,91	21,75	19,06	10,58
CM (kN)	113,22	113,86	107,47	86,87	76,12	42,25
CV (kN)	85,05	110,17	129,17	104,40	72,56	31,74
CM+0,25CV (kN)	134,49	141,41	139,77	112,97	94,26	50,19
Masa (tonne)	13,71	14,41	14,25	11,52	9,61	5,12

Tabla 63*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +11,88; Pórtico C*

Pórtico C Losa N + 11,88						
Nudo	C2	C3	C4	C5	C6	C7
Área cooperante m²	14,26	14,42	13,68	11,16	9,80	5,44
CM (kN)	56,95	57,59	54,64	44,57	39,14	21,73
CV (kN)	42,78	43,26	41,04	33,48	29,40	16,32
CM+0,25CV (kN)	67,65	68,41	64,90	52,94	46,49	25,81
Masa (tonne)	6,90	6,97	6,62	5,40	4,74	2,63

Tabla 64*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +14,66; Pórtico A*

Pórtico A Losa N + 14,66				
Nudo	A3	A4	A5	A6
Área cooperante m²	6,76	11,07	4,17	4,17
CM (kN)	24,02	39,34	14,82	14,82
CV (kN)	6,76	11,07	4,17	4,17
CM+0,25CV (kN)	25,71	42,11	15,86	15,86
Masa (tonne)	2,62	4,29	1,62	1,62

Tabla 65*Edificio Arias - cargas en los nudos del nivel +14,66; Pórtico B*

Pórtico B Losa N + 14,66				
Nudo	B3	B4	B5	B6
Área cooperante m²	6,76	11,07	4,17	4,17
CM (kN)	24,02	39,34	14,82	14,82
CV (kN)	6,76	11,07	4,17	4,17
CM+0,25CV (kN)	25,71	42,11	15,86	15,86
Masa (tonne)	2,62	4,29	1,62	1,62

Tabla 66*Resumen de las masas del Edificio Arias*

NIVEL	MASA (tonne)
0,00	187,83
3,24	174,15
6,12	155,43
9,00	155,43
11,88	135,61
14,66	20,29
TOTAL	828,74

5.3.2. Desarrollo del modelo de cálculo con plastificación distribuida en SEISMOSTRUCT

5.3.2.1. Sismo en la dirección x

En la Figura 131 se observa el momento en que el edificio llega al desplazamiento último de 0,52m, donde las columnas del nivel inferior alcanzan lo que se conoce como estados de daños fuertes, moderados, ligeros y en los siguientes niveles decrece el estado de daño, sin embargo las columnas del nivel superior no experimentan ningún estado de daño. Además se observa que todas las vigas dispuestas en la dirección “y” del tercer, cuarto y quinto nivel alcanzaron un estado de daños mayores y fuertes el cual es un estado de daño superior en comparación con las vigas de niveles inferiores.

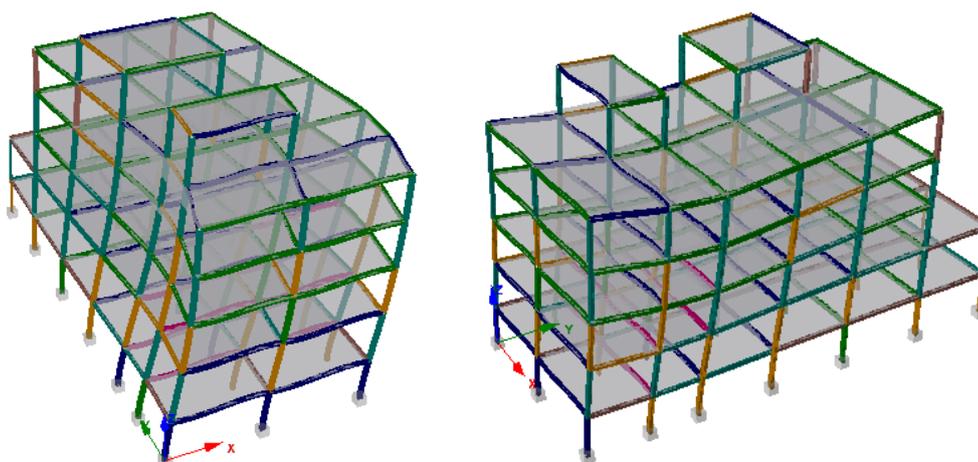


Figura 131. Desplazamiento último “x” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 132 se aprecia que las columnas del nivel inferior sólo de un extremo del edificio alcanzan el estado de daños mayores, y el resto de columnas de este nivel varía su estado de daño desde ligeros a moderados, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,728m el cual supera al desplazamiento último. En las vigas en el sentido “y” el comportamiento no es el que se desea porque las vigas del cuarto y quinto nivel tienen un estado de daño superior comparadas con los niveles inferiores.

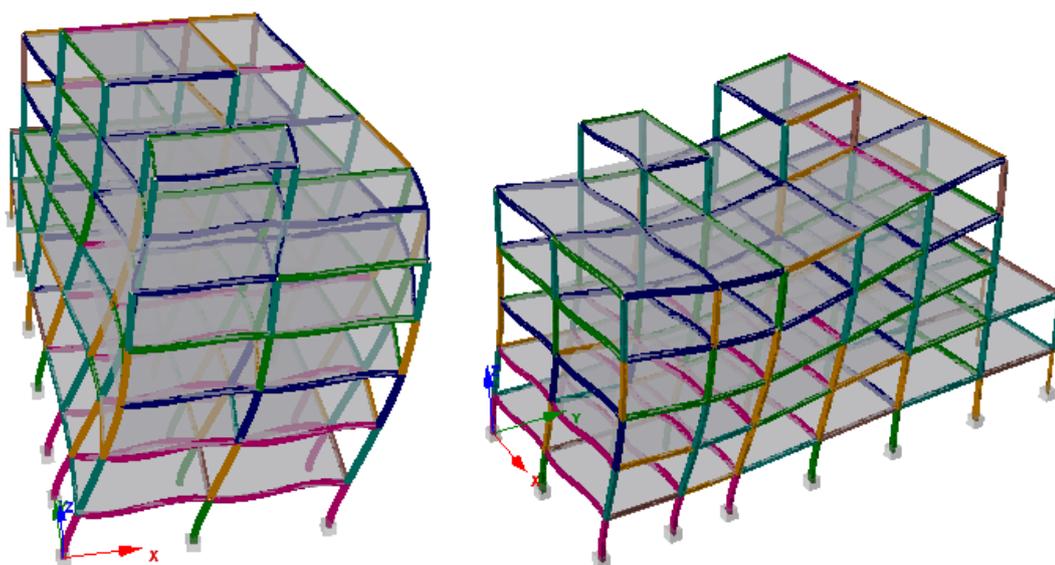


Figura 132. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 131 y Figura 132 se muestra que las vigas del sentido “x” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos. Además en las columnas se visualiza un desplazamiento inadecuado, el cual se debe al cambio de espesor en altura de estas. En este edificio a diferencia de los otros dos, al realizarse el análisis en la dirección “x” no sólo las vigas en este sentido obtienen daños considerables, sino también las vigas dispuestas en el sentido “y”.

5.3.2.1.1. Espectro de diseño inelástico

En la Tabla 67 se presentan los valores de los datos que se utilizan para el cálculo del espectro inelástico según lo estipulado en la NEC 11.

Tabla 67

Datos para la elaboración del espectro inelástico del edificio Arias

DATOS			
η	2,48	Z	0,4 g
r	1,5	I	1
Fa	1,2	R	6
Fd	1,4	fp	1
Fs	1,5	fe	0,9

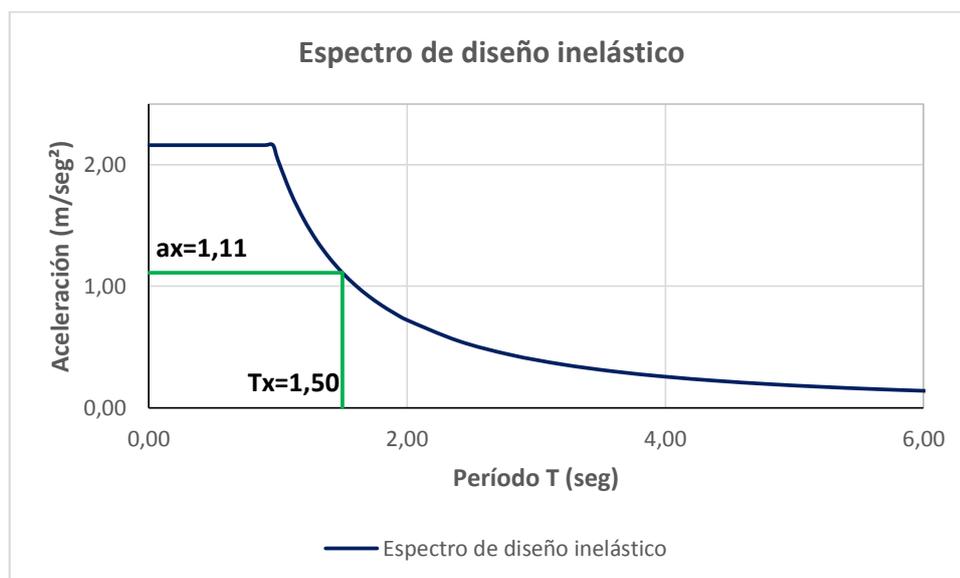


Figura 133. Espectro de diseño inelástico del Edificio Miguel Arias

Mediante el espectro de la Figura 133 y el T_x , se encuentra el valor de la aceleración en la dirección “x”, para posteriormente calcular el valor V_y .

$$F = m * a$$

$$V_y = 828,74 * 1,11 = 919,90 \text{ kN}$$

5.3.2.1.2. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 134 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “x” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

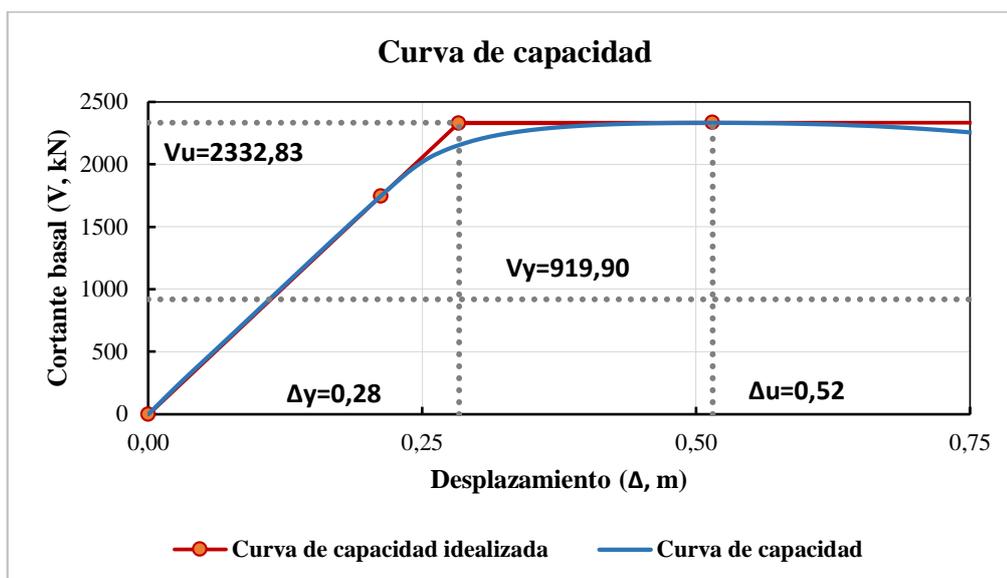


Figura 134. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Miguel Arias

5.3.2.1.3. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 134 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,515}{0,284} = 1,813$$

5.3.2.1.4. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 134 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{2332,83}{919,90} = 2,536$$

5.3.2.1.5. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 2,536 * 1,813 = 4,598$$

5.3.2.2. Sismo en la dirección y

En la Figura 135 la estructura alcanza el desplazamiento último y se observa que sólo las columnas del nivel inferior del eje “A” alcanzan el estado de daños mayores, mientras el resto de columnas de este nivel varía su estado de daño desde ligeros a moderados. En la mayoría de las vigas del eje “A” (sentido “y”), alcanzan el estado de daño mayores mientras que las demás asimilan daños ligeros y moderados.

Las columnas de la tercera planta del eje “A” alcanzan estados de daño superiores a las otras columnas.



Figura 135. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 135 se muestra que las vigas del sentido “y” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos. Además en las columnas se visualiza un desplazamiento inadecuado, el cual se debe al cambio de espesor en altura de estas. En este edificio a diferencia de los otros dos, al realizarse el análisis en la dirección “y” no sólo las vigas en este sentido obtienen daños considerables, sino también las vigas dispuestas en el sentido “x”.

5.3.2.2.1. Espectro de diseño inelástico

En la Tabla 67 se presentan los valores de los datos que se utilizan para el cálculo del espectro inelástico según lo estipulado en la NEC 11.

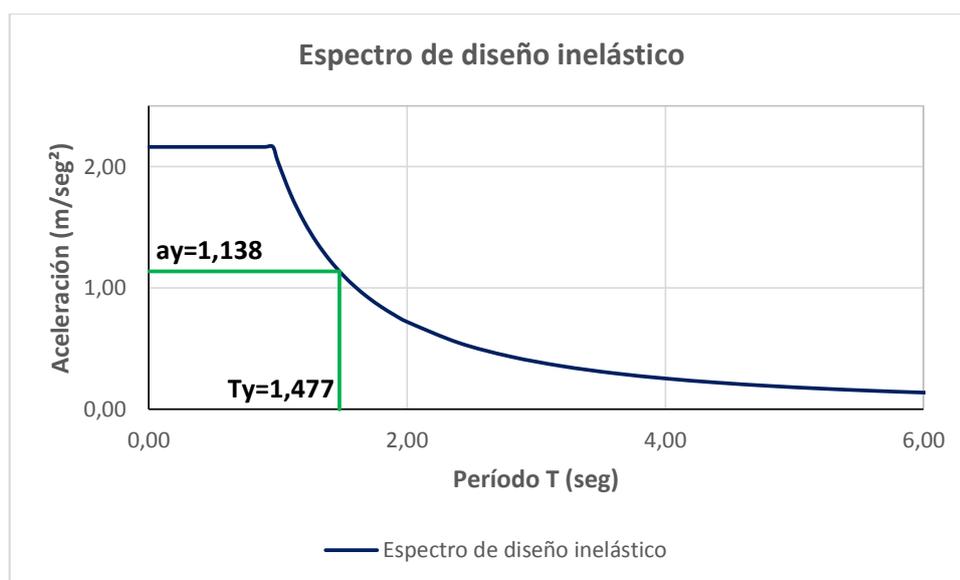


Figura 136. Espectro de diseño inelástico del Edificio Miguel Arias

Mediante el espectro de la Figura 136 y el T_y , se encuentra el valor de la aceleración en la dirección “y”, para posteriormente calcular el valor V_y .

$$F = m * a$$

$$V_y = 828,74 * 1,138 = 943,11 \text{ kN}$$

5.3.2.2.2. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 137 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “y” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

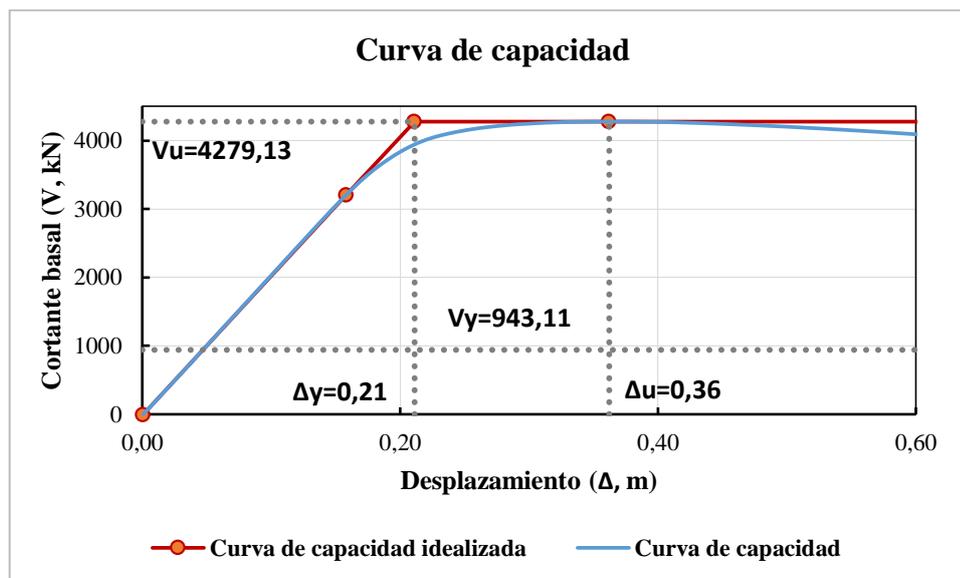


Figura 137. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Miguel Arias

5.3.2.2.3. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 137 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,362}{0,211} = 1,716$$

5.3.2.2.4. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 137 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{4279,13}{943,11} = 4,537$$

5.3.2.2.5. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 4,537 * 1,716 = 7,785$$

5.3.3. Desarrollo del modelo de cálculo con plasticidad concentrada en SEISMOSTRUCT

Para el desarrollo de este análisis es esencial calcular la relación de la longitud de la rótula plástica “Lp/L” mostrada en la Tabla 68 y Tabla 69, para ingresarla en Seismostruct.

Tabla 68

Longitud de la rótula plástica de las vigas del edificio Arias

VIGA						
Elemento	Dimensiones (cm)				k	Lp/L
	Dw	tw	Bf	tf		
V01	15	0,40	7,5	0,60	1,15385	13,33%
V02	20	0,40	10,0	0,60	1,15385	13,33%
V03	25	0,40	10,0	0,60	1,17857	15,15%
V04	25	0,40	12,0	0,60	1,15823	13,66%
V05	30	0,40	10,0	0,60	1,2	16,67%
V06	30	0,40	12,0	0,60	1,17857	15,15%
V07	30	0,40	12,0	0,80	1,14706	12,82%
V08	30	0,40	15,0	0,80	1,125	11,11%
V09	30	0,40	15,0	1,00	1,10526	9,52%
V10	30	0,40	17,5	1,00	1,09302	8,51%

Tabla 69

Longitud de la rótula plástica de las columnas del edificio Arias

Elemento	COLUMNA			k	Lp/L
	Dimensiones (cm)				
	b	h	t		
C1	15	15	0,40	1,125	11,11%
C2, C3,C6	20	30	0,60	1,16667	14,29%
	30	20	0,60	1,09091	8,33%
C4, C7	20	30	0,80	1,16667	14,29%
	30	20	0,80	1,09091	8,33%
C5, C8	20	30	1,00	1,16667	14,29%
	30	20	1,00	1,09091	8,33%

5.3.3.1. Sismo en la dirección x

En la Figura 138 se observa el momento en que el edificio llega al desplazamiento último de 0,29m, y las columnas del nivel inferior alcanzan los estados de daños moderados, leves, sin embargo algunas de las columnas de los niveles dos, tres, cuatro, cinco y todas las columnas del nivel superior no experimentan ningún estado de daño. Además se observa que el estado de daño de las vigas son leves, ligeros y moderados, y en las vigas al igual que en las columnas se observa que algunos de estos elementos no alcanzan ningún estado de daño.

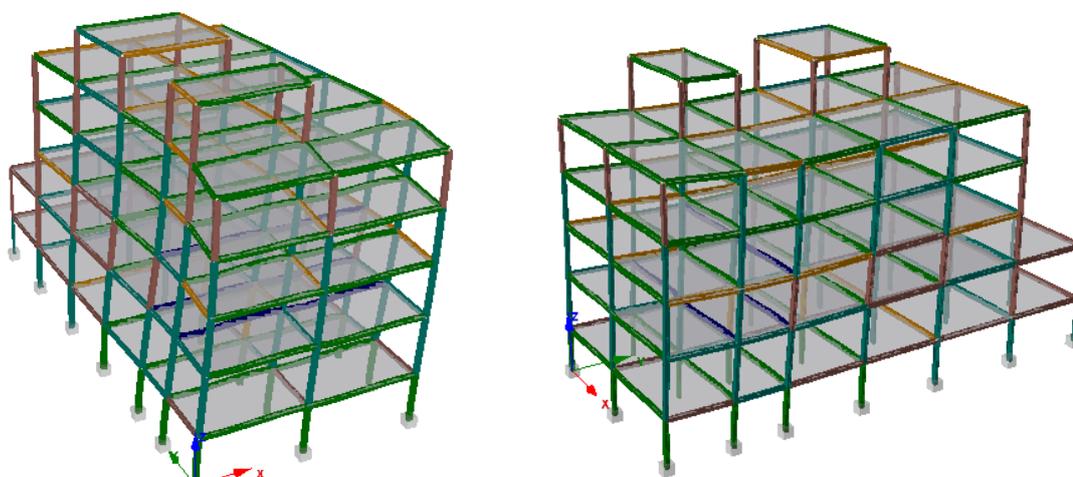


Figura 138. Desplazamiento último “x” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 139 se aprecia que las columnas del nivel inferior sólo de un extremo del edificio alcanzan el estado de daños mayores, y el resto de columnas de este nivel varía su estado de daño desde ligeros a moderados, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,588m el cual supera al desplazamiento último. En las vigas en el sentido “y” el comportamiento no es el que se espera porque algunas de las vigas del cuarto y quinto nivel tienen un estado de daño superior comparadas con los niveles inferiores.

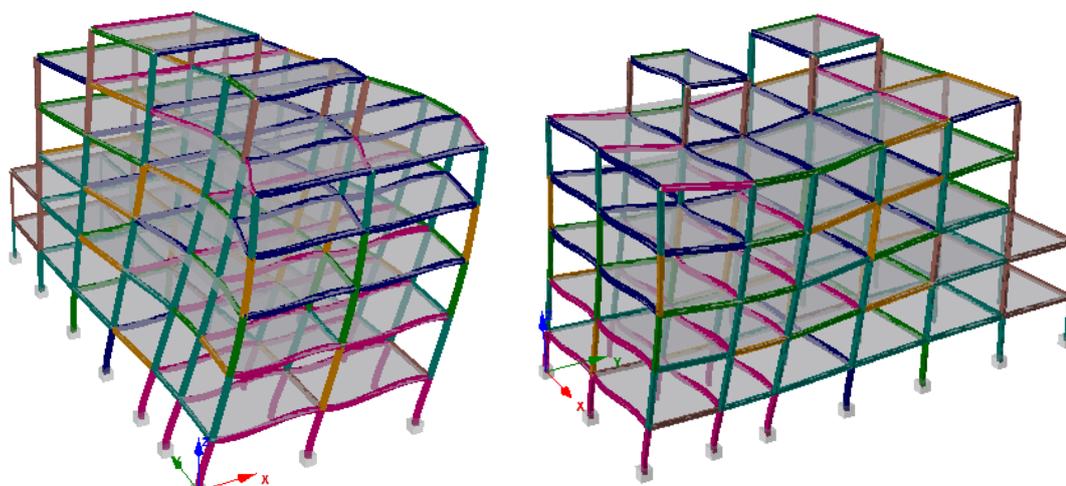


Figura 139. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 138 y Figura 139 se muestra que las vigas del sentido “x” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos. Además en las columnas se visualiza un desplazamiento inadecuado, el cual se debe al cambio de espesor en altura de estas. En este edificio a diferencia de los otros dos, al realizarse el análisis en la dirección “x” no sólo las vigas en este sentido obtienen daños considerables, sino también las vigas dispuestas en el sentido “y”.

5.3.3.1.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 140 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “x” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

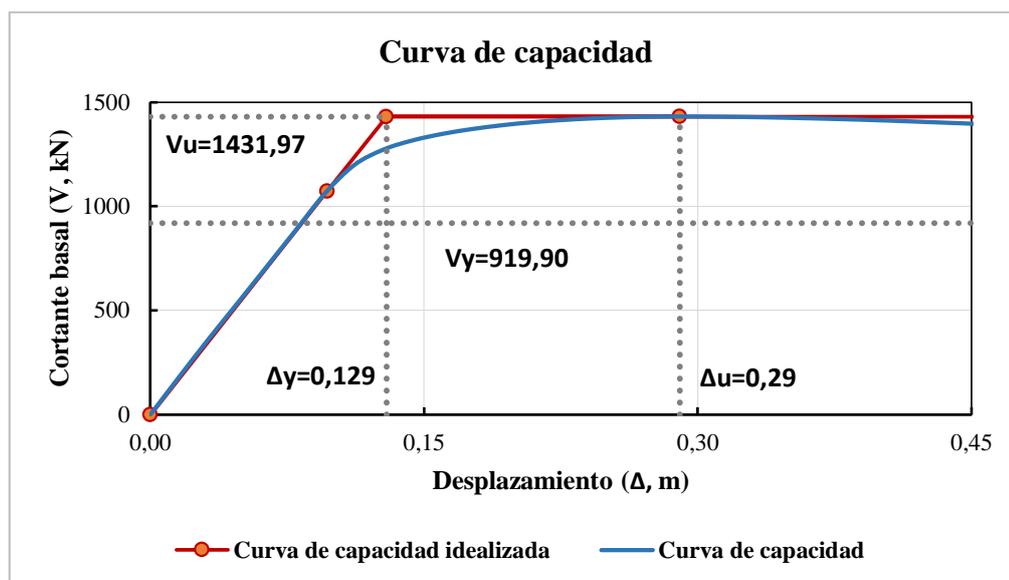


Figura 140. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Miguel Arias

El valor de $V_y = 919,90$ kN se obtuvo con anterioridad en el análisis por plastificación distribuida.

5.3.3.1.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 140 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,29}{0,129} = 2,248$$

5.3.3.1.3. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 140 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{1431,97}{919,90} = 1,557$$

5.3.3.1.4. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 1,557 * 2,248 = 3,50$$

5.3.3.2. Sismo en la dirección y

En la Figura 141 la estructura alcanza el desplazamiento último de 0,209 y se observa que sólo las columnas del nivel inferior del eje “A” alcanzan el estado de daños fuertes, mientras el resto de columnas de este nivel varía su estado de daño desde leves a ligeros. En la gran mayoría de las vigas del eje “A” (sentido “y”), alcanzan el estado de daño fuertes mientras que las demás asimilan daños leves y ligeros.

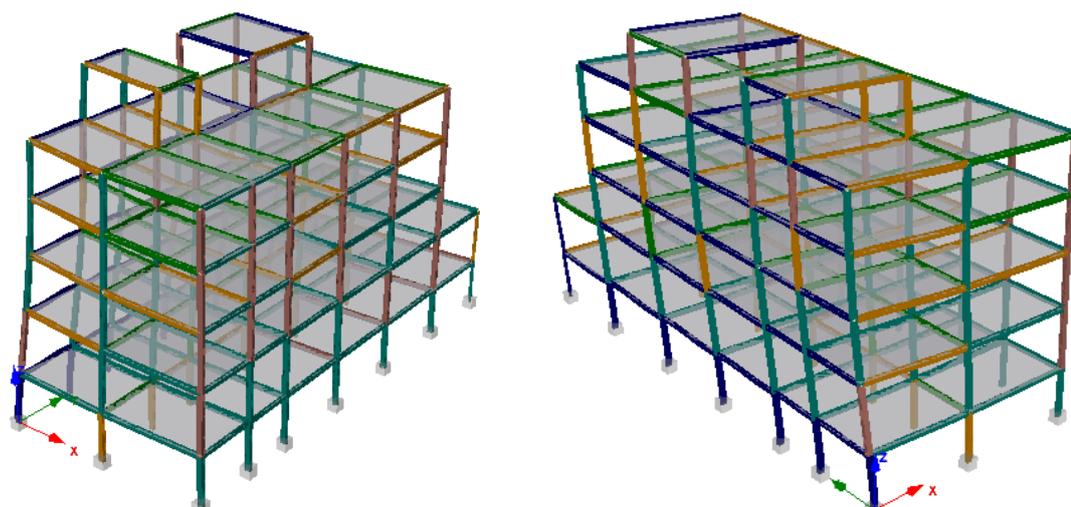


Figura 141. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 142 se aprecia que sólo las columnas del nivel inferior del eje “A” alcanzan el estado de daños mayores, mientras el resto de columnas de este nivel varía su estado de daño desde leves a moderados, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,307m el cual supera al desplazamiento último. En las vigas del “A” en el sentido “y” del primer y segundo nivel se alcanza el estado de daños mayores y en los siguientes niveles de este eje las vigas asimilan daños fuertes, sin embargo el resto de vigas sólo alcanzan el estado de daño que va desde los leves a los moderados.

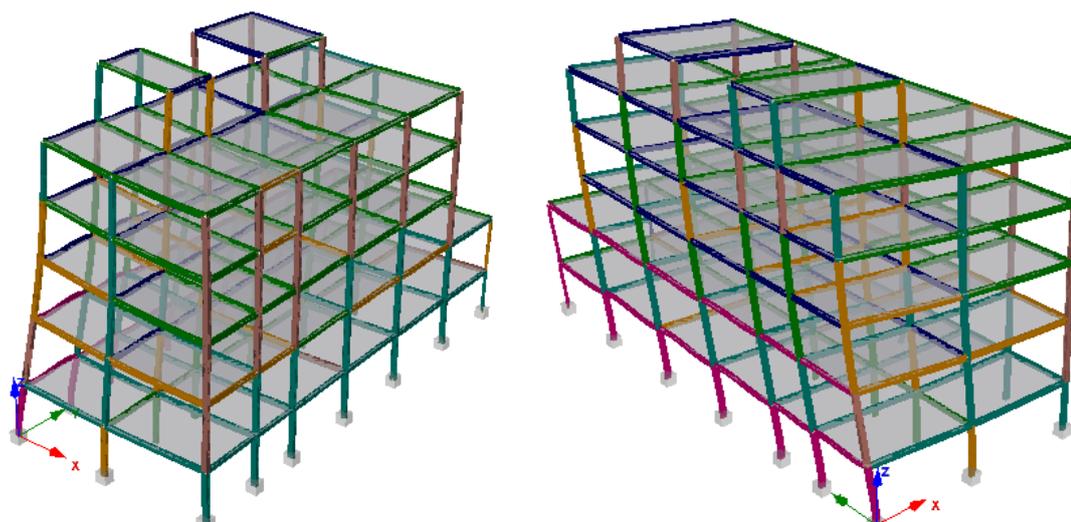


Figura 142. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 141 y Figura 142 se muestra que las vigas del sentido “y” se someten al pandeo flexotorsional el cual no se recomienda en los códigos. Además en las columnas se visualiza un desplazamiento inadecuado, el cual se debe al cambio de espesor en altura de estas. En este edificio a diferencia de los otros dos, al realizarse el análisis en la dirección “y” no sólo las vigas en este sentido obtienen daños considerables, sino también las vigas dispuestas en el sentido “x”.

5.3.3.2.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 143 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “y” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

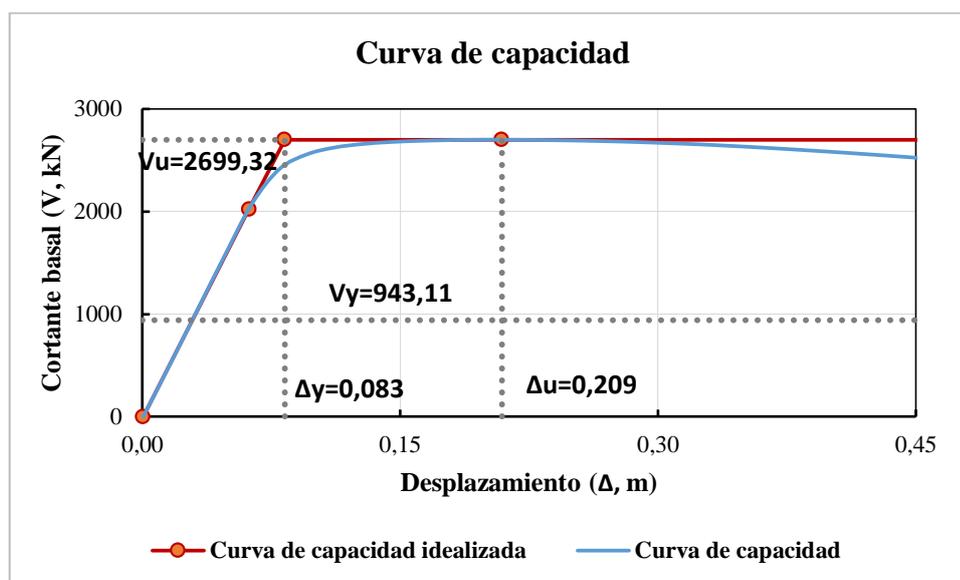


Figura 143. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Miguel Arias

El valor de $V_y = 943,11$ kN se obtuvo con anterioridad en el análisis por plastificación distribuida.

5.3.3.2.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 143 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,209}{0,083} = 2,518$$

5.3.3.2.3. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 143 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{2699,32}{943,11} = 2,862$$

5.3.3.2.4. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 2,862 * 2,518 = 7,207$$

5.3.4. Desarrollo del modelo de cálculo con el uso del programa de análisis estático no lineal para pórticos planos con MATLAB

En la Tabla 70 y Tabla 71 se indican los resultados obtenidos del diagrama momento curvatura para vigas y columnas del edificio Arias, sometidas a flexión pura.

Tabla 70

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las vigas del Edificio Arias

VIGA												
Elemento	Dimensiones (cm)				My (Tm)	Mu (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)	
	Dw	tw	Bf	tf								
V01	15	0,40	7,5	0,60	2,08	2,43	0,01574	0,1851	0,0015	6,6E-06	30000	
V02	20	0,40	10,0	0,60	3,70	4,26	0,01202	0,1415	0,002	1,54E-05	40000	
V03	25	0,40	10,0	0,60	4,84	5,60	0,00973	0,1145	0,0022	2,49E-05	44000	
V04	25	0,40	12,0	0,60	5,61	6,40	0,00973	0,1145	0,00244	2,88E-05	48800	
V05	30	0,40	10,0	0,60	6,06	7,07	0,00817	0,0961	0,0024	3,71E-05	48000	
V06	30	0,40	12,0	0,60	6,98	8,02	0,00817	0,0961	0,00264	4,27E-05	52800	
V07	30	0,40	12,0	0,80	8,55	10,03	0,00807	0,0949	0,003104	5,3E-05	62080	
V08	30	0,40	15,0	0,80	10,34	11,96	0,00807	0,0949	0,003584	6,41E-05	71680	
V09	30	0,40	15,0	1,00	12,23	14,53	0,00797	0,0937	0,004168	7,67E-05	83360	
V10	30	0,40	17,5	1,00	14,04	16,57	0,00797	0,0937	0,004668	8,81E-05	93360	

Tabla 71

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas del Edificio Arias

COLUMNA												
Elemento	Columna	Dimensiones (cm)			My (Tm)	Mu (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)	
		b	h	t								
C1	C1	15	15	0,40	2,82	3,26	0,01699	0,1976	0,002336	8,31E-06	46720	
C2	2B	20	30	0,60	12,87	15,34	0,0085	0,0988	0,005856	7,58E-05	117120	
C3	C2, C3, C4, C5, C6, C7	30	20	0,60	10,33	11,60	0,01275	0,1482	0,005856	4,05E-05	117120	
C4	2A, 2B, 2C	20	30	0,80	16,79	20,13	0,0085	0,0988	0,007744	9,88E-05	154880	
	C2, C3, C4	30	20	0,80	13,40	15,20	0,01275	0,1482	0,007744	5,26E-05	154880	
C5	2B	20	30	1,00	20,52	24,78	0,0085	0,0988	0,0096	0,000121	192000	
C6	2A, 2C	20	30	0,60	12,87	15,34	0,0085	0,0988	0,005856	7,58E-05	117120	

De la Tabla 72 a la Tabla 75 se indica los resultados obtenidos del diagrama momento curvatura para las columnas del Edificio Arias, bajo la acción de una carga axial P.

Tabla 72

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 0,00 del Edificio Arias

COLUMNA N + 0,00									
Elemento	Columna	P (T)	MyN (Tm)	MuN (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
C1	C1	4,199	2,62	3,24	0,01580	0,1858	0,002336	8,31E-06	46720
	C5	6,912	9,85	11,58	0,01216	0,1430			
C3	C6	6,070	9,91	11,59	0,01223	0,1439	0,005856	4,05E-05	117120
	C7	3,369	10,10	11,60	0,01246	0,1466			
C4	2A	8,727	16,04	20,09	0,00812	0,0955	0,007744	9,88E-05	154880
	2C	8,832	16,03	20,09	0,00812	0,0955			
	C2	8,832	12,80	15,17	0,01218	0,1432			
	C3	8,931	12,79	15,17	0,01217	0,1432	0,007744	5,26E-05	154880
	C4	8,473	12,83	15,17	0,01220	0,1435			
C5	2B	6,912	19,94	24,76	0,00826	0,0971	0,0096	0,000121	192000

Tabla 73

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 3,24 del Edificio Arias

COLUMNA N + 3,24									
Elemento	Columna	P (T)	MyN (Tm)	MuN (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
C1	C1	3,725	2,65	3,25	0,01593	0,1874	0,002336	8,31E-06	46720
	C5	6,131	9,91	11,59	0,01222	0,1438			
C3	C6	5,384	9,96	11,59	0,01229	0,1445	0,005856	4,05E-05	117120
	C7	2,989	10,12	11,60	0,01249	0,1470			
C4	2A	7,741	16,13	20,10	0,00816	0,0960	0,007744	9,88E-05	154880
	2C	7,834	16,12	20,10	0,00816	0,0960			
	C2	7,834	12,87	15,18	0,01224	0,1440			
	C3	7,922	12,86	15,17	0,01223	0,1439	0,007744	5,26E-05	154880
	C4	7,516	12,89	15,18	0,01226	0,1442			
C5	2B	6,131	20,00	24,76	0,00828	0,0975	0,0096	0,000121	192000

Tabla 74

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 6,12 y 9,00 del Edificio Arias

COLUMNA N + 6,12; 9,00									
Elemento	Columna	P (T)	MyN (Tm)	MuN (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
C2	2B	13,828	11,68	15,21	0,00771	0,0907	0,005856	7,58E-05	117120
	C2	6,961	9,85	11,58	0,01215	0,1430			
	C3	7,922	9,78	11,57	0,01207	0,1420			
C3	C4	7,516	9,81	11,58	0,01210	0,1424	0,005856	4,05E-05	117120
	C5	6,131	9,91	11,59	0,01222	0,1438			
	C6	5,384	9,96	11,59	0,01229	0,1445			
	C7	2,989	10,12	11,60	0,01249	0,1470			
	C4	2B	13,828	15,61	20,04	0,00790			
C6	2A	6,873	12,28	15,30	0,00811	0,0954	0,005856	7,58E-05	117120
	2C	6,961	12,27	15,30	0,00810	0,0953			

Tabla 75

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 11,88 del Edificio Arias

COLUMNA N + 11,88									
Elemento	Columna	P (T)	MyN (Tm)	MuN (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
C2	2B	13,449	11,71	15,21	0,00773	0,0910	0,005856	7,58E-05	117120
	C2	6,765	9,86	11,58	0,01217	0,1432			
	C3	6,841	9,86	11,58	0,01216	0,1431			
C3	C4	6,490	9,88	11,58	0,01219	0,1434	0,005856	4,05E-05	117120
	C5	5,294	9,96	11,59	0,01229	0,1446			
	C6	4,649	10,01	11,59	0,01235	0,1453			
	C7	2,581	10,15	11,60	0,01253	0,1474			
	C6	2A	6,684	12,30	15,31	0,00812			
2C	6,675	12,30	15,31	0,00812	0,0955				

5.3.4.1. Sismo en la dirección x

Para el análisis estático no lineal se escoge el pórtico 2 del edificio Arias.

5.3.4.1.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 144 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis no lineal en Matlab, del pórtico 2. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

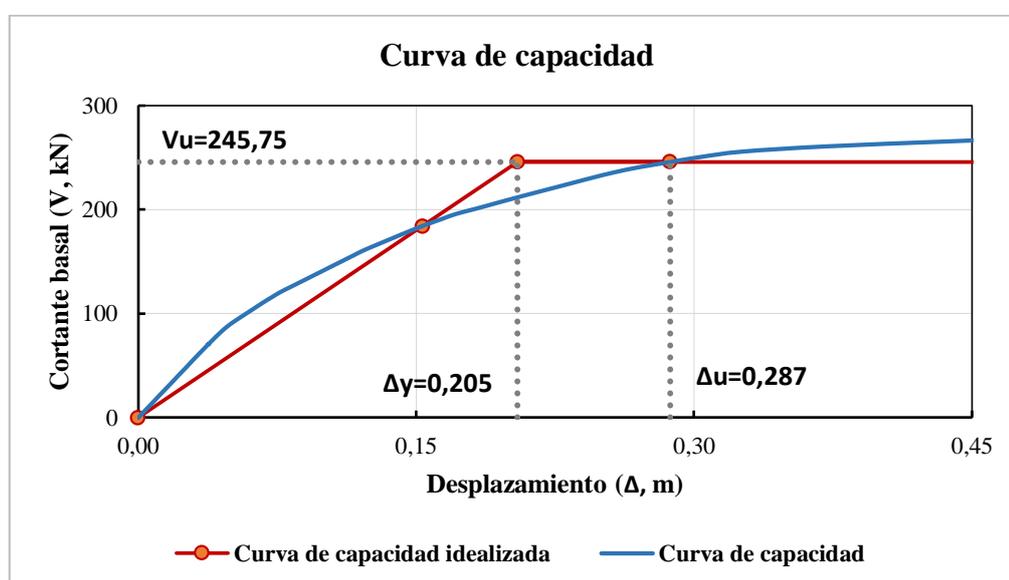


Figura 144. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Arias

5.3.4.1.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 144 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,287}{0,205} = 1,40$$

5.3.4.2. Sismo en la dirección y

Para el análisis estático no lineal se escoge el pórtico C del edificio Arias.

5.3.4.2.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 145 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis no lineal en Matlab, del pórtico C. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

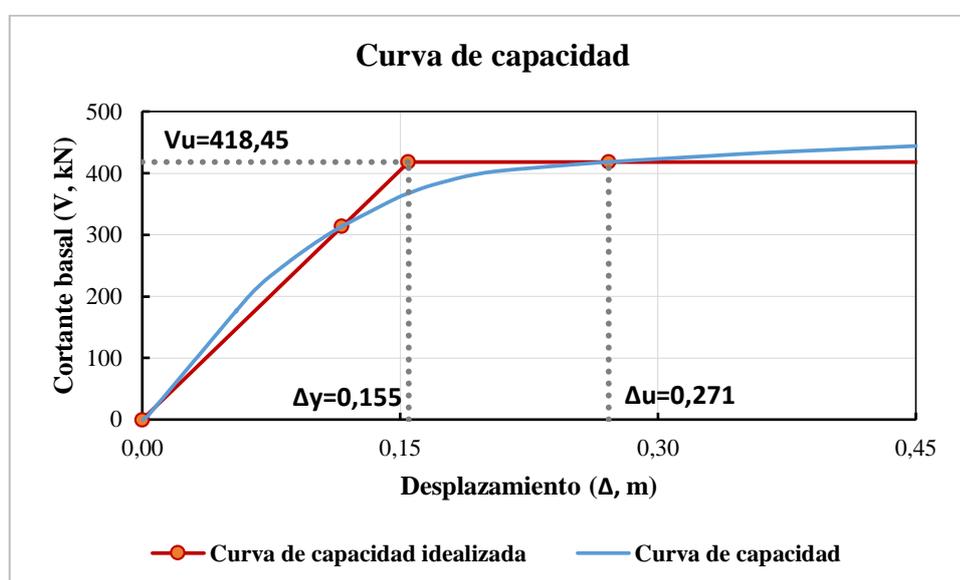


Figura 145. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio Arias

5.3.4.2.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 145 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,271}{0,155} = 1,748$$

5.4. EDIFICIO DE AULAS DE LA ESCUELA SUPERIOR DE POLICÍAS ALBERTO ENRÍQUEZ GALLO

En la ciudad de Quito, dentro de las instalaciones de la Escuela de Policía en Pusuquí, existe una estructura metálica construida parcialmente la cual al momento está abandonada, este edificio fue concebido para el uso de aulas educativas, ver Figura 146 y Figura 147.



Figura 146. Edificio de aulas de la Escuela de Policías en Pusuquí

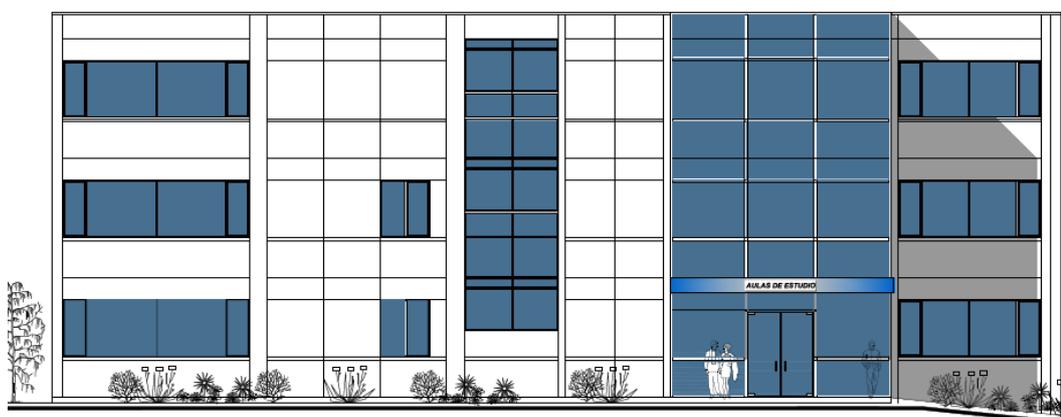


Figura 147. Fachada principal del bloque de aulas de la Escuela de Policías en Pusuquí

5.4.1. Descripción de la estructura

El proyecto consiste en un edificio de tres plantas conformado por una estructura aporticada espacial formada por columnas metálicas tipo cajón y vigas principales metálicas de sección rectangular igualmente tipo cajón. Sobre las vigas principales

existen vigas metálicas secundarias separadas a una longitud aproximada de 1,60 m y que sirven para apoyo del deck metálico. Todos los perfiles tipo cajón son secciones armadas.

Para la estructura de los pisos se consideró un sistema mixto, compuesto por un deck metálico de 0,65mm de espesor y una loseta de hormigón simple de 6 cm. de altura tal como se indica en la Figura 148.

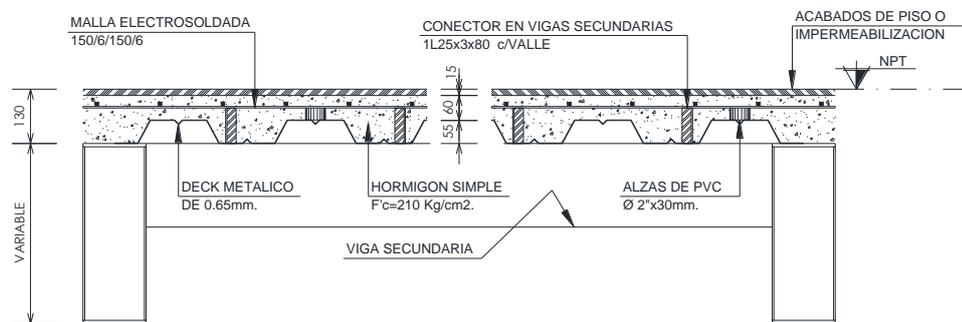


Figura 148. Sistema Mixto de piso

5.4.1.1. Configuración en planta

El edificio presenta irregularidad en planta, por tener un retroceso excesivo en la esquina inferior izquierda y una abertura como se indica en la Figura 149.

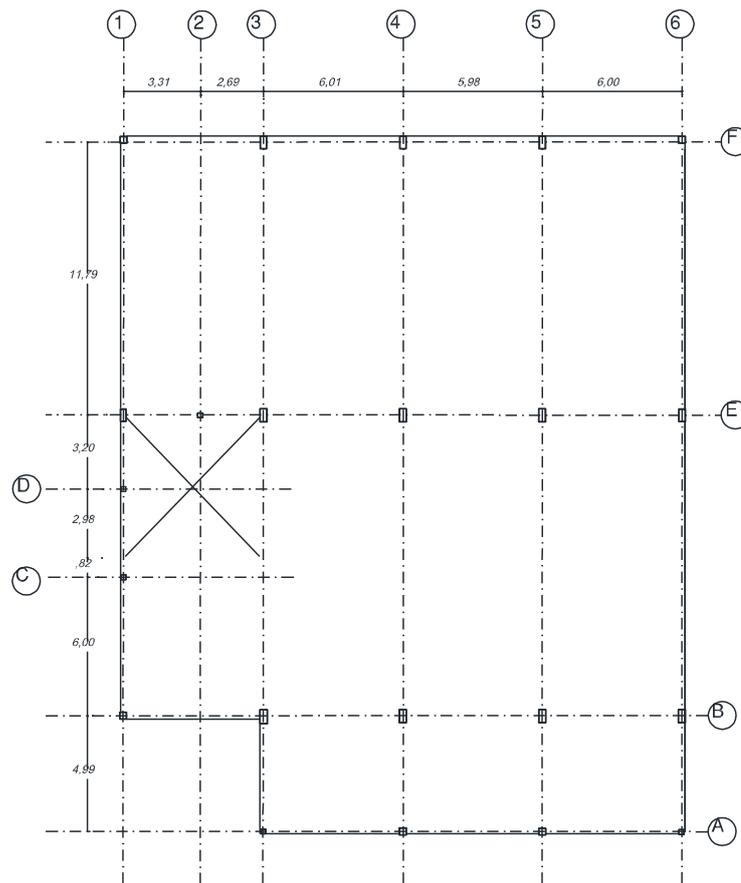
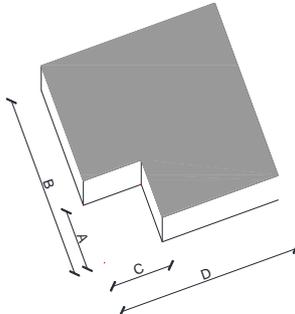
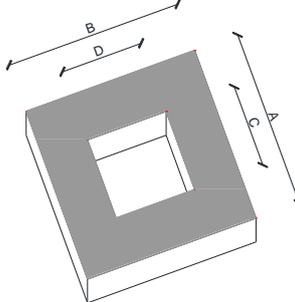


Figura 149. Configuración estructural de las tres plantas

A continuación se presenta el cálculo para verificar si en la estructura se debe utilizar un factor de reducción por el tipo de configuración en planta que posee la estructura.

Tabla 76*Irregularidad en planta penalizada*

Irregularidad	Coficiente Φ_p	Fórmula	Gráfico
Retrocesos excesivos en las esquinas	0,90	$A > 0,15B$ y $C > 0,15D$	
Discontinuidad en el sistema de piso	0,90	$CxD > 0,5Ax B$	

Fuente: (NEC, 2011)**Tabla 77***Cálculo de los retrocesos excesivos en las esquinas*

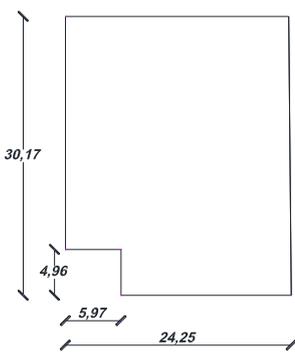
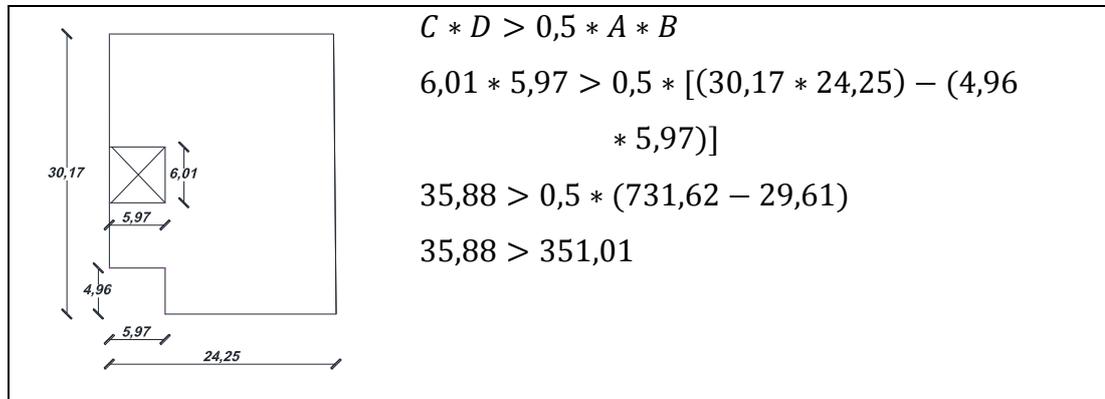
	<p>➤ $A > 0,15B$</p> <p>$4,96 > 0,15 * 30,97$</p> <p>$4,96 > 4,65$</p> <p>➤ $C > 0,15D$</p> <p>$5,97 > 0,15 * 24,25$</p> <p>$5,97 > 3,64$</p>
---	---

Tabla 78

Cálculo de la discontinuidad en el sistema de piso



Según los criterios de la NEC 11 que se indican en la Tabla 76 y los cálculos que se realizan en la Tabla 77 y Tabla 78, se penaliza la estructura por tener retroceso excesivo en la esquina, con lo cual se asume un valor de $\phi_p = 0,90$.

5.4.1.2. Configuración en elevación

Es una estructura que tiene una configuración regular en elevación porque los sistemas aporticados son constantes en todos los niveles, como se observa en la Figura 150.

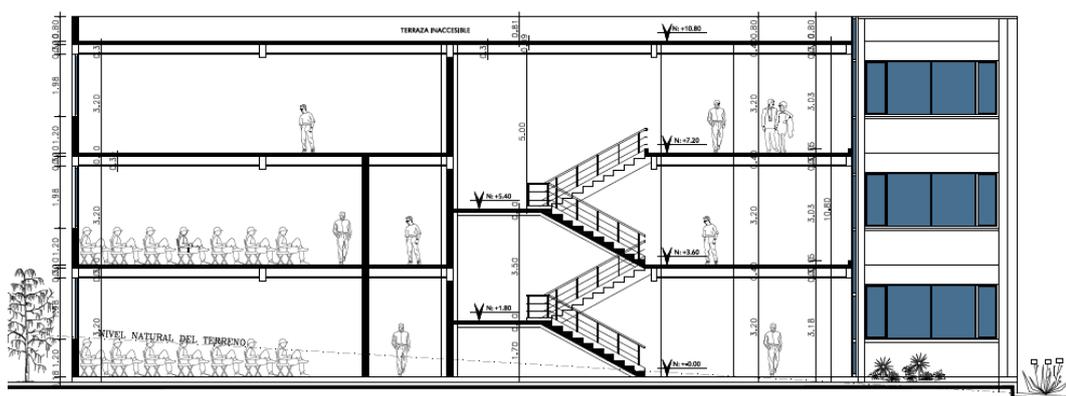


Figura 150. Configuración en elevación

5.4.1.3. Materiales usados

Se realizó una inspección visual de todos los elementos de la estructura y se consiguió los planos arquitectónicos y estructurales con las secciones de columnas, vigas principales y secundarias con sus respectivos espesores. Según lo especificado en los planos estructurales del proyecto las secciones de las columnas, vigas principales y secundarias son de acero estructural tipo A36.

Las columnas son rectangulares conformadas por la unión de cuatro placas tal como se especifica en los planos estructurales respectivos y no están rellenas con hormigón. Las vigas principales y secundarias son tipo cajón conformadas por la unión de cuatro placas, Figura 151.

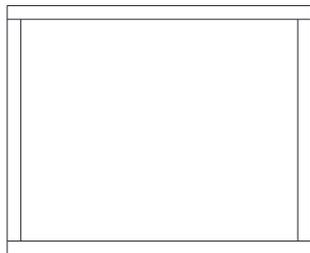


Figura 151. Detalle de columnas, vigas principales y secundarias

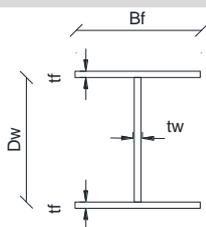
5.4.1.4. Análisis de compacidad de los perfiles metálicos

A continuación se calcula si las vigas y columnas cumplen con los requerimientos de compacidad establecidos por el AISC.

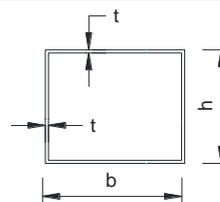
Tabla 79

Análisis de compacidad de las vigas - Edificio Arias

Viga	Dimensiones (mm)			Ala			Alma						
	b	h	t	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{b}{t} \leq 1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$			$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{h}{t} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$						
VP1	250	550	15	10,75	≤	16,67	≤	28,28	106,35	≤	0,45	≤	161,22
VP2	200	320	10	10,75	≤	20,00	≤	28,28	106,35	≤	0,63	≤	161,22
VP3	200	400	12	10,75	≤	16,67	≤	28,28	106,35	≤	0,50	≤	161,22

**Datos:**

E= 200000 Mpa
Fy= 250 Mpa

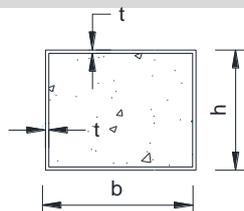


Viga	Dimensiones (mm)				Ala			Alma						
	Dw	tw	Bf	tf	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{Bf}{2tf} \leq 1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$			$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{Dw}{tw} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$						
VR1	350	4	150	10	10,75	≤	7,50	≤	28,28	106,35	≤	87,50	≤	161,22

Tabla 80

Análisis de compacidad de las columnas - Edificio de Policías

Columna	Dimensiones			Ap/At > 1%		$\frac{b}{t} \leq 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$			
	b (mm)	h (mm)	t (mm)						
C1	500	250	12	13,94%	Cumple	41,67	≤	63,92	Cumple
C2	400	250	12	15,02%	Cumple	33,33	≤	63,92	Cumple
C3	450	200	12	16,69%	Cumple	37,50	≤	63,92	Cumple
C4	400	200	12	17,28%	Cumple	33,33	≤	63,92	Cumple
C5	300	300	12	15,36%	Cumple	25,00	≤	63,92	Cumple
C6	200	200	8	15,36%	Cumple	25,00	≤	63,92	Cumple

**Datos**

E = 200000 Mpa
Fy = 250 Mpa

Según las operaciones algebraicas realizadas en la Tabla 79 la viga tipo I “VR1” es compacta mientras las vigas tubulares “VP1”, “VP2” y “VP3” no son compactas. Mediante los cálculos de la Tabla 80 se determina que las columnas son compactas.

5.4.1.5. Análisis de cargas verticales

A continuación se calcula y definen las cargas gravitatorias actuantes el edificio de aulas de Policías. Para esta definición se utiliza el capítulo de “cargas y materiales” de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

5.4.1.5.1. Carga permanente o muerta

El peso propio de la estructura se calcula automáticamente en el programa Seismostruct por lo cual las cargas analizadas en este apartado son: el peso del sistema de piso, el recubrimiento de piso, el peso de la mampostería, instalaciones (eléctricas e hidrosanitarias), enlucido y masillado, como se indica en la Tabla 81 Tabla 82.

Tabla 81

Carga permanente - Aulas de policías N+3,60 al N+7,20

CARGAS PERMANENTES		
Peso de la placa (e=0,65mm)	0,0638	kN/m ²
Peso del hormigón de la losa	1,80	kN/m ²
Enlucido y masillado	0,44	kN/m ²
Recubrimiento de piso	0,44	kN/m ²
Peso de la mampostería	2,00	kN/m ²
Instalaciones	0,10	kN/m ²
Viga secundaria	0,15	kN/m ²
TOTAL	4,9938	kN/m²

Tabla 82

Carga permanente - Aulas de policías N+10,80 (terraza inaccesible)

CARGAS PERMANENTES		
Peso de la placa (e=0,65mm)	0,0638	kN/m ²
Peso del hormigón de la losa	1,80	kN/m ²
Enlucido y masillado	0,44	kN/m ²
Impermeabilización	1,00	kN/m ²
Instalaciones	0,10	kN/m ²
Viga secundaria	0,15	kN/m ²
TOTAL	3,5538	kN/m²

5.4.1.5.2. Carga viva o sobrecarga de uso

La carga viva está en función del uso de la edificación y es variable en el tiempo como el peso de personas, muebles, accesorios móviles o temporales.

Tabla 83

Carga viva - Aulas de policías

CARGA VIVA		
Nivel (m)	Uso u ocupación	Peso
3,60; 7,20	Aulas	2,00 kN/m ²
3,60	Escaleras primer piso	4,80 kN/m ²
7,20	Escaleras segundo piso	4,00 kN/m ²
10,80	Terraza inaccesible	1,00 kN/m ²

En la Tabla 83 se indica los valores que se utilizan como carga viva para el análisis estático no lineal del Edificio de Aulas de Policías.

5.4.1.5.3. Cargas que se asignan a cada nudo

A continuación desde la Tabla 84 hasta la Tabla 93 se presentan las cargas en los nudos y en la Figura 152 se aprecia la configuración en planta de las aulas de policías. También se muestra que las columnas C1 y D1 no conforman un pórtico en la dirección “x”.

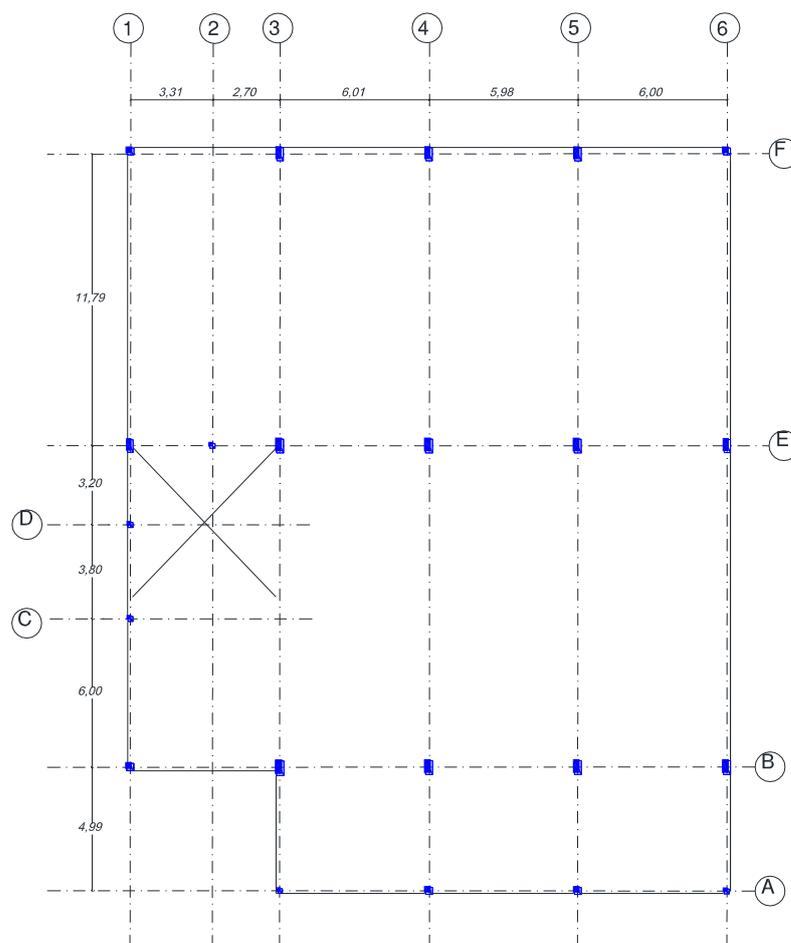


Figura 152. Vista en planta del bloque izquierdo de las aulas de policías

Tabla 84

Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +3,60, Pórtico 1 y 2

Losa N + 3,60						
Pórtico	Uno					Dos
Nudo	B1	C1	D1	E1	F1	E2
Área cooperante m ²	8,84	14,81	10,58	18,26	17,72	9,62
CM (kN)	44,15	73,96	52,83	91,19	88,49	48,04
CV (kN)	42,43	71,09	50,78	43,94	35,44	32,71
CM+0,25CV (kN)	54,75	91,73	65,53	102,17	97,35	56,22
Masa (tonne)	5,58	9,35	6,68	10,42	9,92	5,73

Tabla 85*Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +3,60, Pórtico 3 y 4*

Losa N + 3,60								
Pórtico	Tres				Cuatro			
Nudo	A3	B3	E3	F3	A4	B4	E4	F4
Área cooperante m²	7,55	46,59	69,17	35,36	14,99	53,98	74,34	35,32
CM (kN)	37,70	232,66	345,42	176,58	74,86	269,57	371,24	176,38
CV (kN)	15,10	147,70	185,52	70,72	29,98	107,96	148,68	70,64
CM+0,25CV (kN)	41,48	269,59	391,80	194,26	82,35	296,56	408,41	194,04
Masa (tonne)	4,23	27,48	39,94	19,80	8,39	30,23	41,63	19,78

Tabla 86*Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +3,60, Pórtico 5 y 6*

Losa N + 3,60								
Pórtico	Cinco				Seis			
Nudo	A5	B5	E5	F5	A6	B6	E6	F6
Área cooperante m²	14,97	53,92	74,27	35,28	7,50	26,98	37,22	17,73
CM (kN)	74,76	269,27	370,89	176,18	37,45	134,73	185,87	88,54
CV (kN)	29,94	107,84	148,54	70,56	15,00	53,96	74,44	35,46
CM+0,25CV (kN)	82,24	296,23	408,02	193,82	41,20	148,22	204,48	97,41
Masa (tonne)	8,38	30,20	41,59	19,76	4,20	15,11	20,84	9,93

Tabla 87*Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +7,20, Pórtico 1 y 2*

Losa N + 7,20						
Pórtico	Uno				Dos	
Nudo	B1	C1	D1	E1	F1	E2
Área cooperante m²	8,84	14,81	10,58	18,26	17,72	9,62
CM (kN)	44,15	73,96	52,83	91,19	88,49	48,04
CV (kN)	35,36	29,62	21,16	41,82	35,44	38,48
CM+0,25CV (kN)	52,99	81,36	58,12	101,64	97,35	57,66
Masa (tonne)	5,40	8,29	5,93	10,36	9,92	5,88

Tabla 88*Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +7,20, Pórtico 3 y 4*

Losa N + 7,20								
Pórtico	Tres				Cuatro			
Nudo	A3	B3	E3	F3	A4	B4	E4	F4
Área cooperante m²	7,55	46,59	69,17	35,36	14,99	53,98	74,34	35,32
CM (kN)	37,70	232,66	345,42	176,58	74,86	269,57	371,24	176,38
CV (kN)	15,10	132,12	172,04	70,72	29,98	107,96	148,68	70,64
CM+0,25CV (kN)	41,48	265,69	388,43	194,26	82,35	296,56	408,41	194,04
Masa (tonne)	4,23	27,08	39,60	19,80	8,39	30,23	41,63	19,78

Tabla 89*Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +7,20, Pórtico 5 y 6*

Losa N + 7,20								
Pórtico	Cinco				Seis			
Nudo	A5	B5	E5	F5	A6	B6	E6	F6
Área cooperante m²	14,97	53,92	74,27	35,28	7,50	26,98	37,22	17,73
CM (kN)	74,76	269,27	370,89	176,18	37,45	134,73	185,87	88,54
CV (kN)	29,94	107,84	148,54	70,56	15,00	53,96	74,44	35,46
CM+0,25CV (kN)	82,24	296,23	408,02	193,82	41,20	148,22	204,48	97,41
Masa (tonne)	8,38	30,20	41,59	19,76	4,20	15,11	20,84	9,93

Tabla 90*Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +10,80, Pórtico 1 y 2*

Losa N + 10,80						
Pórtico	Uno			Dos		
Nudo	B1	C1	D1	E1	F1	E2
Área cooperante m²	8,84	14,81	10,58	18,26	17,72	9,62
CM (kN)	31,42	52,63	37,60	64,89	62,97	34,19
CV (kN)	8,84	14,81	10,58	18,26	17,72	9,62
CM+0,25CV (kN)	33,63	56,33	40,24	69,46	67,40	36,59
Masa (tonne)	3,43	5,74	4,10	7,08	6,87	3,73

Tabla 91*Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +10,80, Pórtico 3 y 4*

Losa N + 10,80								
Pórtico	Tres				Cuatro			
Nudo	A3	B3	E3	F3	A4	B4	E4	F4
Área cooperante m2	7,55	46,59	69,17	35,36	14,99	53,98	74,34	35,32
CM (kN)	26,83	165,57	245,82	125,66	53,27	191,83	264,19	125,52
CV (kN)	7,55	46,59	69,17	35,36	14,99	53,98	74,34	35,32
CM+0,25CV (kN)	28,72	177,22	263,11	134,50	57,02	205,33	282,77	134,35
Masa (tonne)	2,93	18,07	26,82	13,71	5,81	20,93	28,83	13,70

Tabla 92*Aulas de policías - cargas en los nudos del nivel +10,80, Pórtico 5 y 6*

Losa N + 10,80								
Pórtico	Cinco				Seis			
Nudo	A5	B5	E5	F5	A6	B6	E6	F6
Área cooperante m2	14,97	53,92	74,27	35,28	7,50	26,98	37,22	17,73
CM (kN)	53,20	191,62	263,94	125,38	26,65	95,88	132,27	63,01
CV (kN)	14,97	53,92	74,27	35,28	7,50	26,98	37,22	17,73
CM+0,25CV (kN)	56,94	205,10	282,51	134,20	28,53	102,63	141,58	67,44
Masa (tonne)	5,80	20,91	28,80	13,68	2,91	10,46	14,43	6,87

Tabla 93*Resumen de las masas del Edificio de Policías*

NIVEL	MASA (tonne)
3,60	389,18
7,20	386,54
10,80	265,61
TOTAL	1041,33

5.4.2. Desarrollo del modelo de cálculo con plastificación distribuida en SEISMOSTRUCT

5.4.2.1. Sismo en la dirección x

En la Figura 153 se aprecia que las columnas del nivel inferior alcanzan los daños mayores, cuando indica que la estructura alcanza el desplazamiento último. El estado de daño en las columnas y las vigas dispuestas en el eje “x” es el que se desea porque decrece en altura.

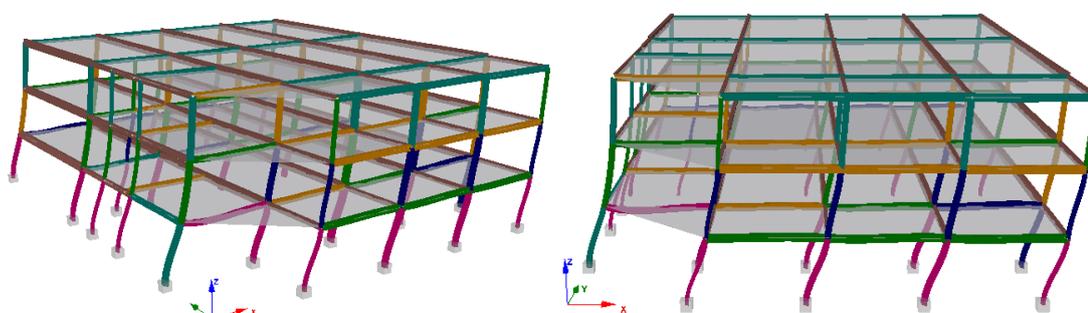


Figura 153. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores

5.4.2.1.1. Espectro de diseño inelástico

En la Tabla 94 se presentan los valores de los datos que se utilizan para el cálculo del espectro inelástico según lo estipulado en la NEC 11.

Tabla 94

Datos para la elaboración del espectro inelástico del edificio de Policías

DATOS			
η	2,48	Z	0,4 g
r	1,5	I	1,5
Fa	1,2	R	6
Fd	1,4	fp	0,9
Fs	1,5	fe	1

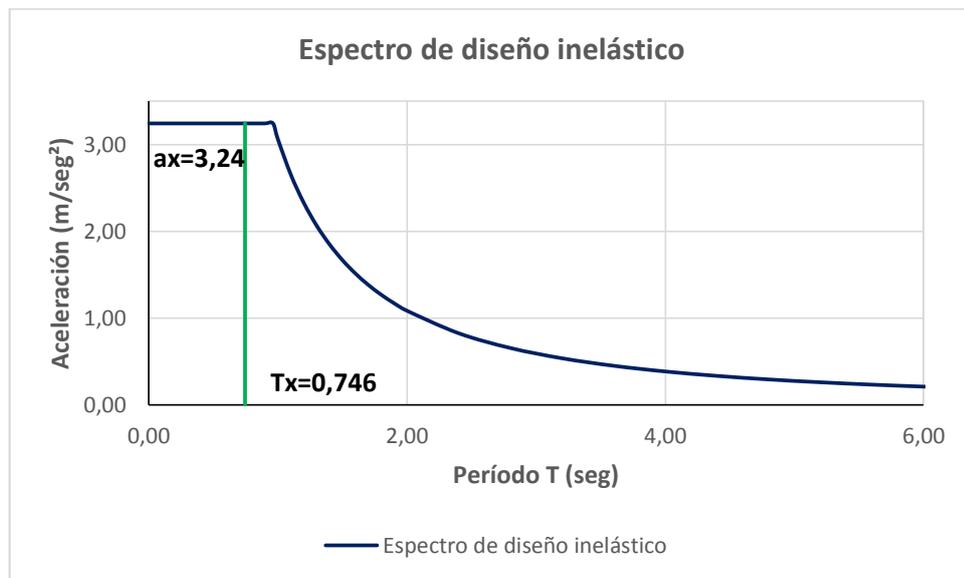


Figura 154. Espectro de diseño inelástico del Edificio de Policías

Mediante el espectro de la Figura 154 y el T_x , se encuentra el valor de la aceleración en la dirección “x”, para posteriormente calcular el valor V_y .

$$F = m * a$$

$$V_y = 1041,33 * 3,244 = 3378,07 \text{ kN}$$

5.4.2.1.2. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 155 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “x” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

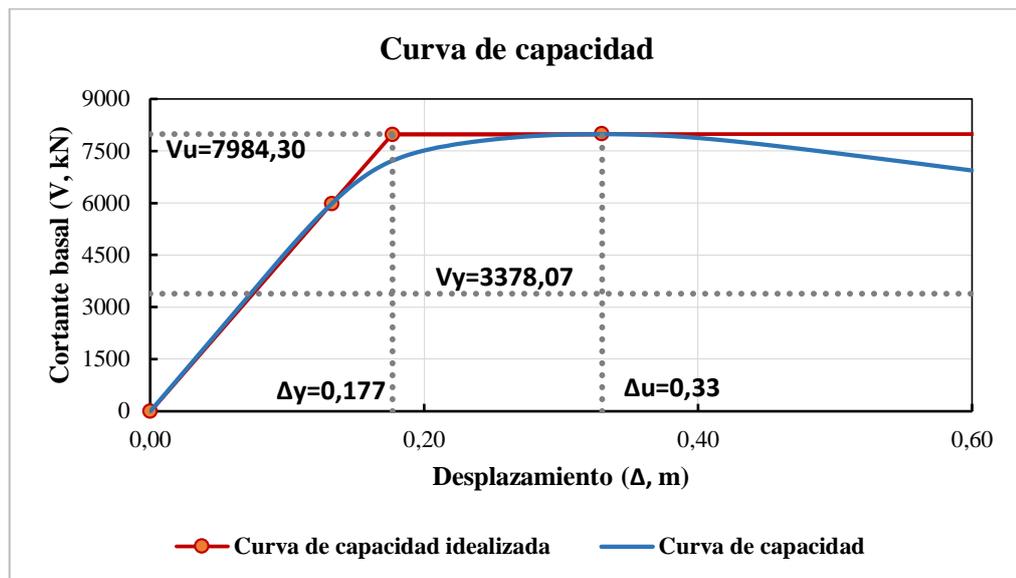


Figura 155. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio de Policías

5.4.2.1.3. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 155 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,33}{0,177} = 1,864$$

5.4.2.1.4. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 155 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{7984,30}{3378,07} = 2,364$$

5.4.2.1.5. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 2,364 * 1,864 = 4,406$$

5.4.2.2. Sismo en la dirección y

En la Figura 156 se aprecia que las columnas del nivel inferior alcanzan los daños mayores lo cual indica que la estructura alcanza el desplazamiento último. El estado de daño en las columnas y las vigas dispuestas en el eje “y” es el que se espera porque decrece en altura.

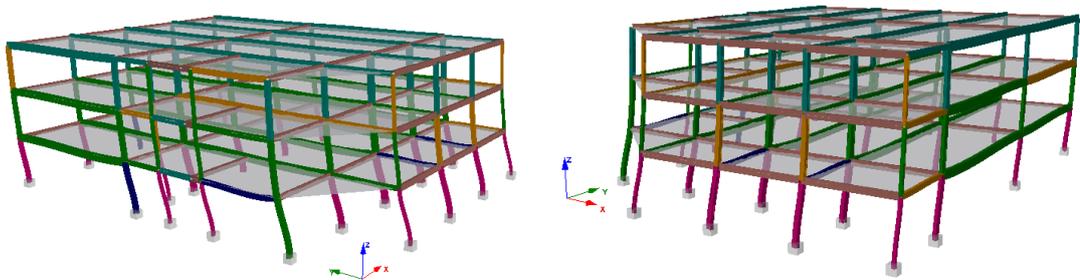


Figura 156. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores

5.4.2.2.1. Espectro de diseño inelástico

En la Tabla 94 se presentan los valores de los datos que se utilizan para el cálculo del espectro inelástico según lo estipulado en la NEC 11.

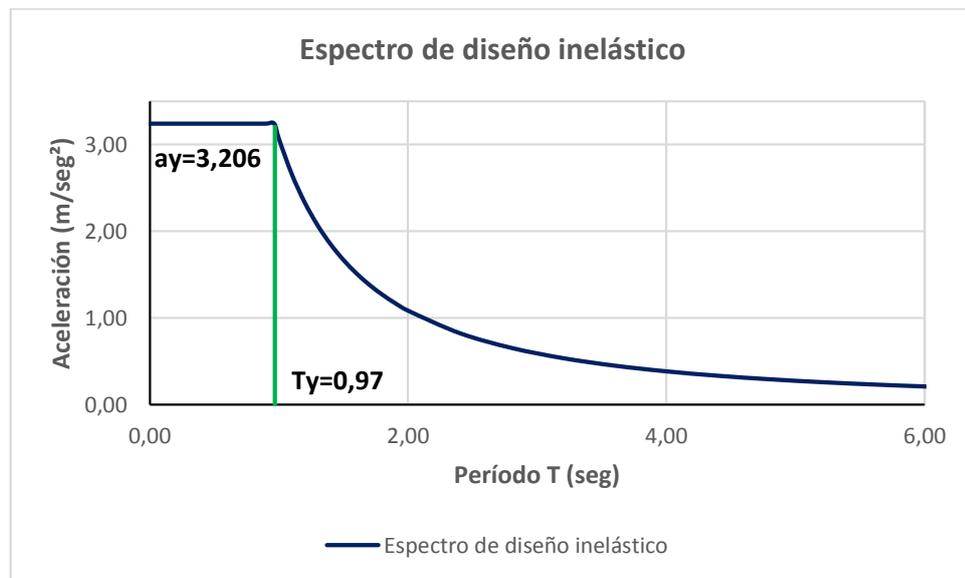


Figura 157. Espectro de diseño inelástico del Edificio de Policías

Mediante el espectro de la Figura 157 y el T_y , se encuentra el valor de la aceleración en la dirección “y”, para posteriormente calcular el valor V_y .

$$F = m * a$$

$$V_y = 1041,33 * 3,206 = 3338,50 \text{ kN}$$

5.4.2.2.2. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 158 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “y” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

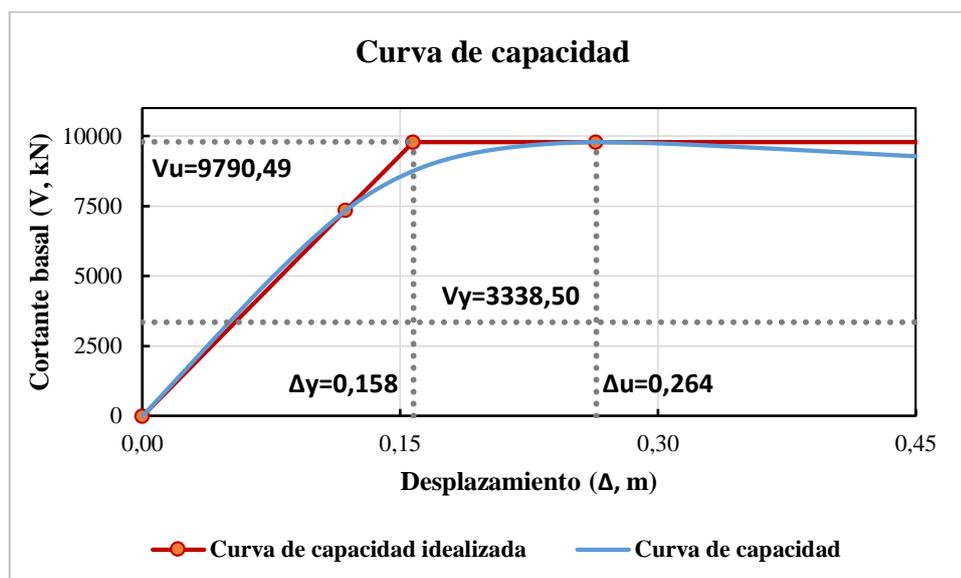


Figura 158. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio de Policías

5.4.2.2.3. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 158 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,264}{0,158} = 1,671$$

5.4.2.2.4. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 158 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{9790,49}{3338,50} = 2,933$$

5.4.2.2.5. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 2,933 * 1,671 = 4,901$$

5.4.3. Desarrollo del modelo de cálculo con plasticidad concentrada en SEISMOSTRUCT

Para el desarrollo de este análisis es esencial calcular la relación de la longitud de la rótula plástica “Lp/L” mostrada en la Tabla 95, para ingresarla en Seismostruct.

Tabla 95

Longitud de la rótula plástica de los elementos del edificio de Policías

VIGA						
Elemento	Dimensiones (cm)			k	Lp/L	
	b	h	t			
VP1	25	55	1,50	1,212	17,46%	
VP2	20	32	1,00	1,174	14,81%	
VP3	20	40	1,20	1,200	16,67%	
COLUMNA						
Elemento	Dimensiones (cm)				k	Lp/L
	Dw	tw	Bf	tf		
VR1	35	0,40	15	1,00	1,119	10,61%
COLUMNA						
Elemento	Dimensiones (cm)			k	Lp/L	
	b	h	t			
C1	25	50	1,20	1,200	16,67%	
	50	25	1,20	1,071	6,67%	
C2	25	40	1,20	1,174	14,81%	
	40	25	1,20	1,086	7,94%	
C3	45	20	1,20	1,065	6,06%	
	20	45	1,20	1,214	17,65%	
C4	40	20	1,20	1,071	6,67%	
	20	40	1,20	1,200	16,67%	
C5	30	30	1,20	1,125	11,11%	
C6	20	20	0,80	1,125	11,11%	

5.4.3.1. Sismo en la dirección x

En la Figura 159 se observa el momento en que el edificio llega al desplazamiento último de 0,162m, donde las columnas del nivel inferior alcanzan lo que se conoce como estados de daños fuertes y moderados. Además se observa que el estado de daño de las vigas del sentido “x” es leve, ligeros y moderados.

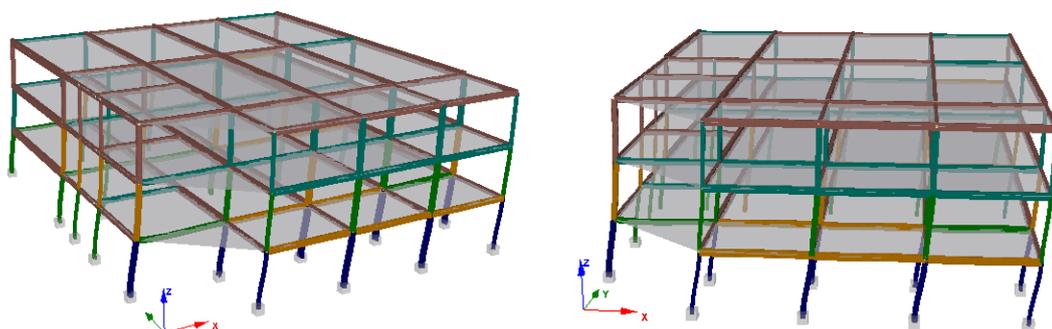


Figura 159. Desplazamiento último en “x” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 160 se aprecia que algunas de las columnas del nivel inferior alcanzan los daños mayores, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,264m el cual es superior al desplazamiento último. El daño en las vigas es leve, ligeros y moderados. El estado de daño en las columnas y las vigas dispuestas en el eje “x” es el que se desea porque decrece en altura.

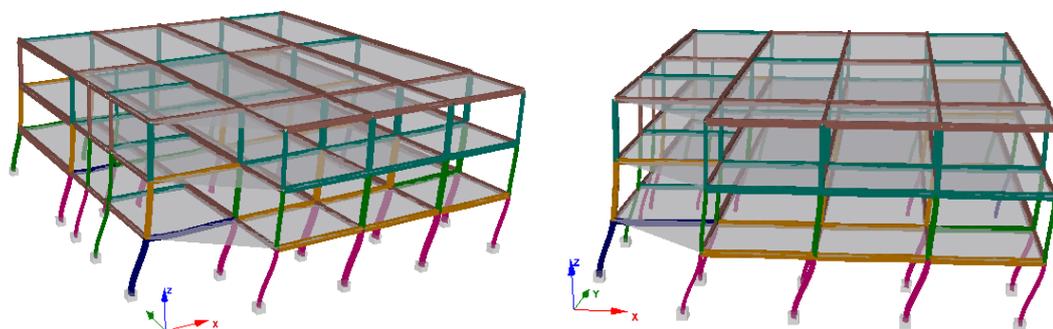


Figura 160. Deformada en “x” con la representación del estado de daño en colores

Aun cuando las columnas del nivel inferior alcanzan el estado de daño mayores las vigas del nivel superior no asimilan ningún estado de daño.

5.4.3.1.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 161 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “x” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

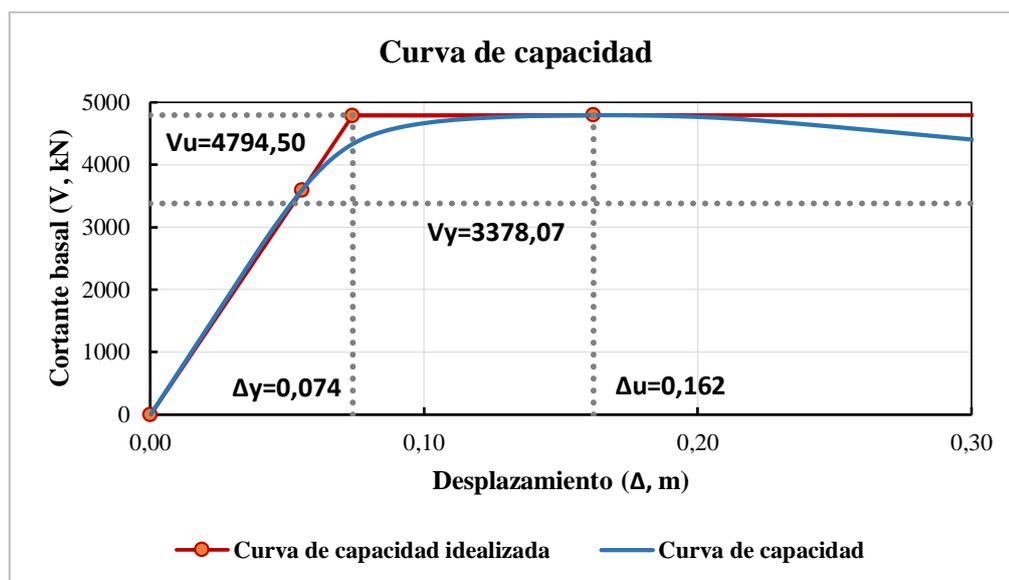


Figura 161. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio de Policías

El valor de $V_y = 3378,07$ kN se obtuvo con anterioridad en el análisis por plastificación distribuida.

5.4.3.1.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 161 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,162}{0,074} = 2,189$$

5.4.3.1.3. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 161 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_R = \frac{4794,50}{3378,07} = 1,419$$

5.4.3.1.4. Determinación del factor de reducción inherente

Con la reserva de resistencia y la ductilidad estructural previamente calculadas se puede determinar el factor de reducción inherente.

$$R_{inh} = R_R * \mu$$

$$R_{inh} = 1,419 * 2,189 = 3,106$$

5.4.3.2. Sismo en la dirección y

En la Figura 162 se observa el momento en que el edificio llega al desplazamiento último de 0,156m, y las columnas del nivel inferior alcanzan los estados de daños fuertes y moderados. Además se observa que el estado de daño de las vigas del sentido “x” es leves, ligeros y moderados.

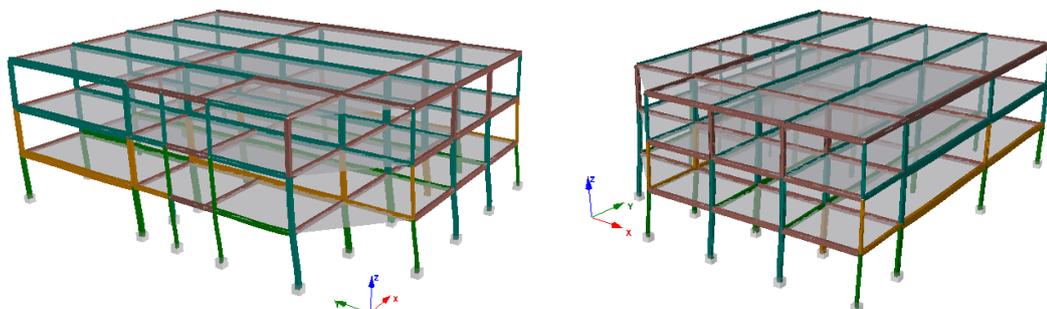


Figura 162. Desplazamiento último en “y” con la representación del estado de daño en colores

En la Figura 163 se aprecia que algunas de las columnas del nivel inferior alcanzan los daños mayores, cuando se tiene un desplazamiento lateral de 0,24m el cual es superior al desplazamiento último. El daño en las vigas es leve, ligero y moderado. El estado de daño en las columnas y las vigas dispuestas en el eje “x” es el que se desea porque decrece en altura.

Aun cuando las columnas del nivel inferior alcanzan el estado de daño mayores las vigas del nivel superior no asimilan ningún estado de daño.

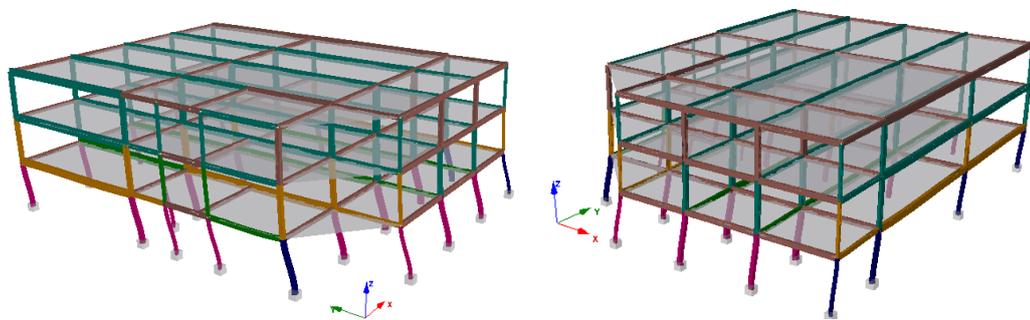


Figura 163. Deformada en “y” con la representación del estado de daño en colores

5.4.3.2.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 164 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis del edificio en la dirección “y” por medio del programa Seismostruct. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

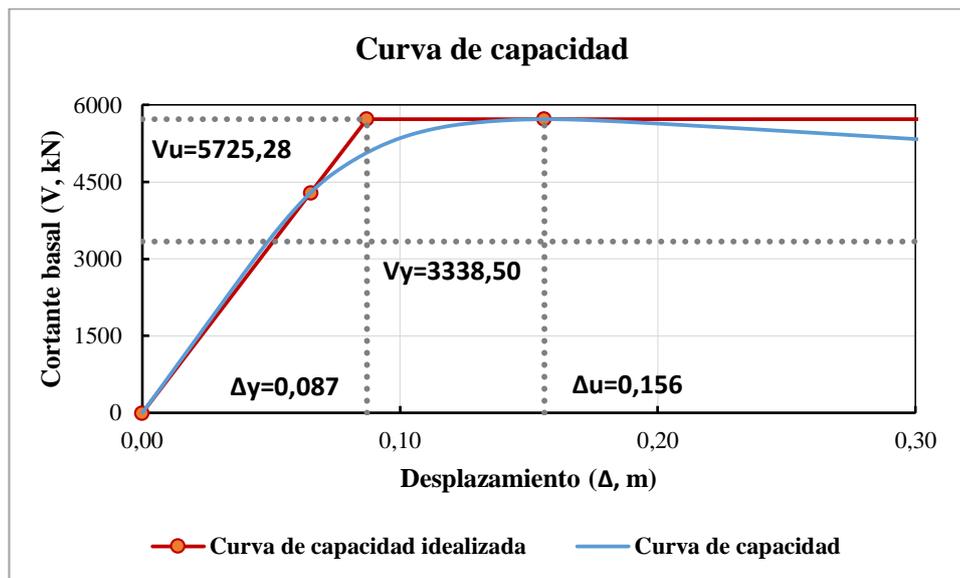


Figura 164. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio de Policías

El valor de $V_y = 3338,50$ kN se obtuvo con anterioridad en el análisis por plastificación distribuida.

5.4.3.2.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 164 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,156}{0,087} = 1,793$$

5.4.3.2.3. Determinación de la reserva de resistencia

De la Figura 164 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la reserva de resistencia.

Tabla 97

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas del Edificio de Aulas de Policías

COLUMNA											
Elemento	Columna	Dimensiones (cm)			My (Tm)	Mu (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
		b	h	t							
C1	5B, 5E	25	50	1,20	58,43	71,98	0,00510	0,0600	0,01742	0,000573	348480
	E3, E4, E5	50	25	1,20	39,39	44,21	0,01020	0,1200	0,01742	0,0001932	348480
C2	5F	25	40	1,20	42,34	51,30	0,00637	0,0750	0,01502	0,0003322	300480
C3	E1, E6	45	20	1,20	27,14	30,62	0,01275	0,1500	0,01502	0,0001065	300480
C5	5A	30	30	1,20	32,53	38,08	0,00850	0,1000	0,01382	0,0001914	276480
C6	E2	20	20	0,80	9,64	11,28	0,01275	0,1500	0,00614	3,781E-05	122880

De la Tabla 98 hasta la Tabla 100 se indica los resultados obtenidos del diagrama momento curvatura para las columnas del Edificio Arias, bajo la acción de una carga axial P.

Tabla 98

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 3,60 del Edificio de Aulas de Policías

COLUMNA N + 3,60									
Elemento	Columna	P (T)	MyN (Tm)	MuN (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
C1	5B	29,623	54,53	71,66	0,00476	0,0560	0,01742	0,000573	348480
	5E	40,802	53,06	71,37	0,00463	0,0545			
	E3	39,180	35,92	43,87	0,00930	0,1094	0,01742	0,0001932	348480
	E4	40,841	35,77	43,84	0,00926	0,1089			
	E5	40,802	35,77	43,84	0,00926	0,1089			
C2	5F	19,382	40,20	51,17	0,00605	0,0712	0,01502	0,0003322	300480
C3	E1	10,217	26,42	30,60	0,01241	0,1460	0,01502	0,0001065	300480
	E6	20,448	25,69	30,53	0,01207	0,1419			
C5	5A	8,224	31,77	38,06	0,00830	0,0976	0,01382	0,0001914	276480
C6	E2	5,622	9,29	11,27	0,01229	0,1446	0,00614	3,781E-05	122880

Tabla 99

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 7,20 del Edificio de Aulas de Policías

COLUMNA N + 7,20									
Elemento	Columna	P (T)	MyN (Tm)	MuN (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
C1	5B	29,623	54,53	71,66	0,00476	0,0560	0,01742	0,000573	348480
	5E	40,802	53,06	71,37	0,00463	0,0545			
	E3	38,843	35,95	43,88	0,00931	0,1095			
	E4	40,841	35,77	43,84	0,00926	0,1089			
	E5	40,802	35,77	43,84	0,00926	0,1089			
C2	5F	19,382	40,20	51,17	0,00605	0,0712	0,01502	0,0003322	300480
C3	E1	10,164	26,42	30,60	0,01241	0,1460	0,01502	0,0001065	300480
	E6	20,448	25,69	30,53	0,01207	0,1419			
C5	5A	8,224	31,77	38,06	0,00830	0,0976	0,01382	0,0001914	276480
C6	E2	5,766	9,28	11,27	0,01228	0,1444	0,00614	3,781E-05	122880

Tabla 100

Valores del diagrama momento curvatura y rigidez axial de las columnas hasta el nivel 10,80 del Edificio de Aulas de Policías

COLUMNA N + 10,80									
Elemento	Columna	P (T)	MyN (Tm)	MuN (Tm)	Øy (1/m)	Øu (1/m)	A (m ²)	I (m ⁴)	EA (T)
C1	5B	20,510	55,73	71,82	0,00486	0,0572	0,01742	0,000573	348480
	5E	28,251	54,71	71,68	0,00477	0,0562			
	E3	26,311	37,06	44,06	0,00959	0,1129			
	E4	28,277	36,88	44,04	0,00955	0,1123			
	E5	28,251	36,89	44,04	0,00955	0,1123			
C2	5F	13,420	40,86	51,23	0,00615	0,0723	0,01502	0,0003322	300480
C3	E1	6,946	26,65	30,61	0,01251	0,1472	0,01502	0,0001065	300480
	E6	14,158	26,14	30,58	0,01227	0,1444			
C5	5A	5,694	32,01	38,07	0,00836	0,0984	0,01382	0,0001914	276480
C6	E2	3,659	9,41	11,28	0,01245	0,1464	0,00614	3,781E-05	122880

5.4.4.1. Sismo en la dirección x

Para el análisis estático no lineal se escoge el pórtico E del edificio de Aulas de Policías.

5.4.4.1.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 165 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis no lineal en Matlab, del pórtico E. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

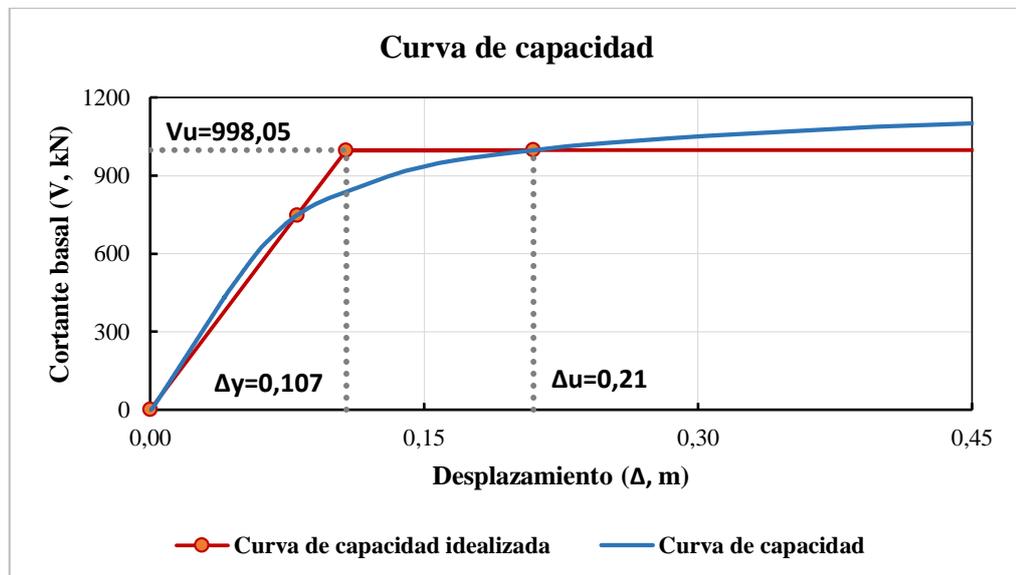


Figura 165. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio de Aulas de Policías

5.4.4.1.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 165 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,21}{0,107} = 1,963$$

5.4.4.2. Sismo en la dirección y

Para el análisis estático no lineal se escoge el pórtico 5 del edificio de Aulas de Policías.

5.4.4.2.1. Obtención de la curva de capacidad

En la Figura 166 se indica con línea de color azul la gráfica que se obtiene durante el análisis no lineal en Matlab, del pórtico 5. La línea de color rojo muestra la curva de capacidad idealizada.

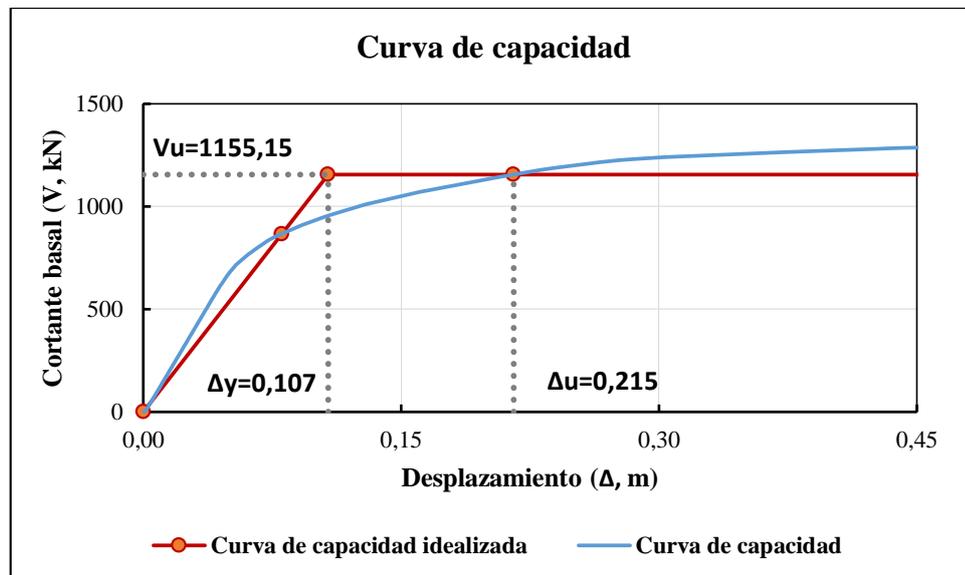


Figura 166. Curva de capacidad y forma idealizada - Edificio de Aulas de Policías

5.4.4.2.2. Determinación de la ductilidad estructural

De la Figura 166 se consiguen los datos necesarios para el cálculo de la ductilidad estructural.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu = \frac{0,215}{0,107} = 2,009$$

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

6.1. INTRODUCCIÓN

Una vez que se realizan los cálculos correspondientes al análisis estático no lineal por plasticidad distribuida, plasticidad concentrada y mediante el programa de Matlab, se procede a efectuar las comparaciones de los tres métodos en mención. Para el efecto se utilizan los valores de ductilidad, reserva de resistencia y factor de reducción inherente, además de las curvas de capacidad obtenidas en el capítulo cinco, de los tres edificios en estudio.

6.2. COMPARACIÓN DE LAS CURVAS DE CAPACIDAD

De la Figura 167 hasta la Figura 176 se presentan la comparación de las tres curvas de capacidad en el sentido “x” y “y” para cada uno de los métodos. A continuación se indica los tres métodos que se utilizaron para la obtención de estos resultados.

- El método de análisis estático no lineal por plastificaciones distribuidas mediante el programa Seismostruct V6.5 se identifica con la línea de color celeste.
- El método de análisis estático no lineal por plasticidad concentrada mediante el programa Seismostruct V6.5 se identifica con la línea de color rojo.
- El método de análisis estático no lineal por plasticidad concentrada mediante el programa de Matlab se identifica con la línea de color verde.

6.2.1. Edificio Viana

Bloque izquierdo

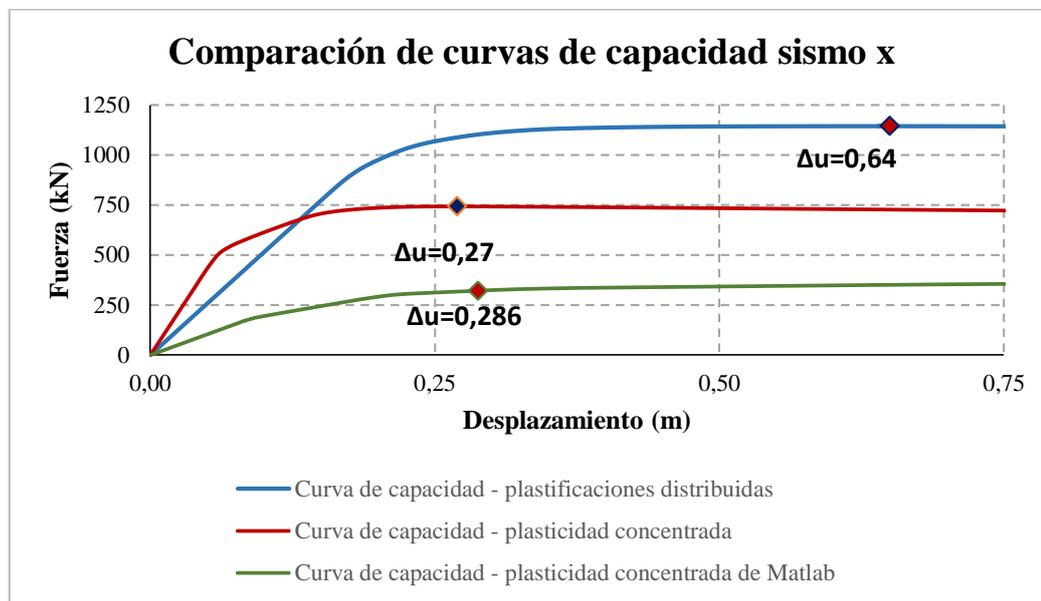


Figura 167. Comparación de las curvas de capacidad sismo x, del bloque izquierdo - Edificio Viana

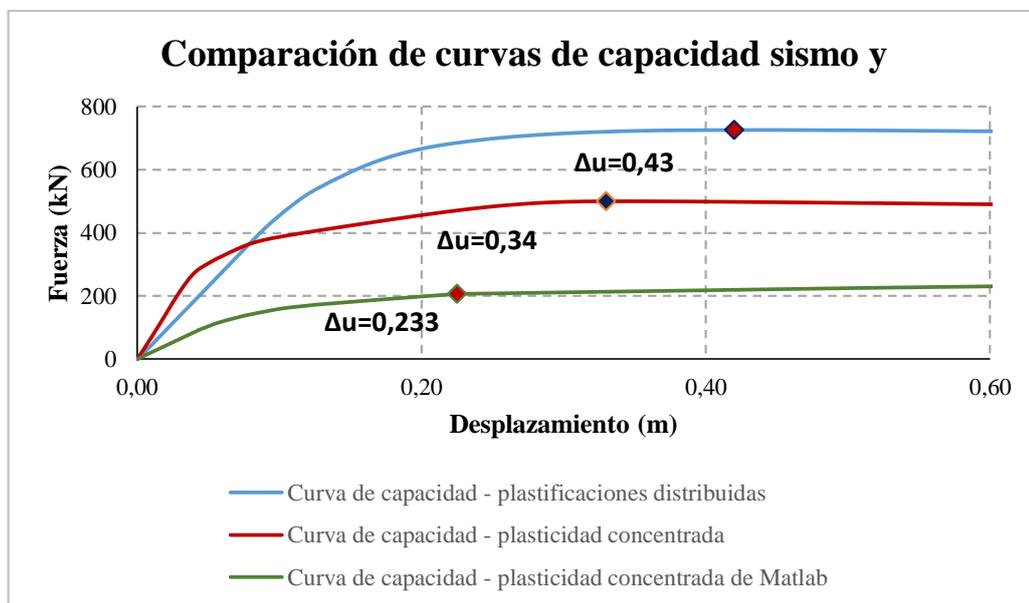


Figura 168. Comparación de las curvas de capacidad sismo y, del bloque izquierdo - Edificio Viana

En la Figura 167 y Figura 168 se aprecia que el valor de la fuerza última es diferente para cada uno de los tres métodos. En la Figura 167 el desplazamiento último de la curva por plastificaciones distribuidas es superior a las otras dos curvas en más del doble, mientras las dos curvas de capacidad obtenidas por el método de plasticidad concentrada en Seismostruct y Matlab poseen un desplazamiento último similar.

En la Figura 168 se tiene tres desplazamientos últimos diferentes que varían de mayor a menor desde la curva de color celeste hasta la verde.

Bloque central

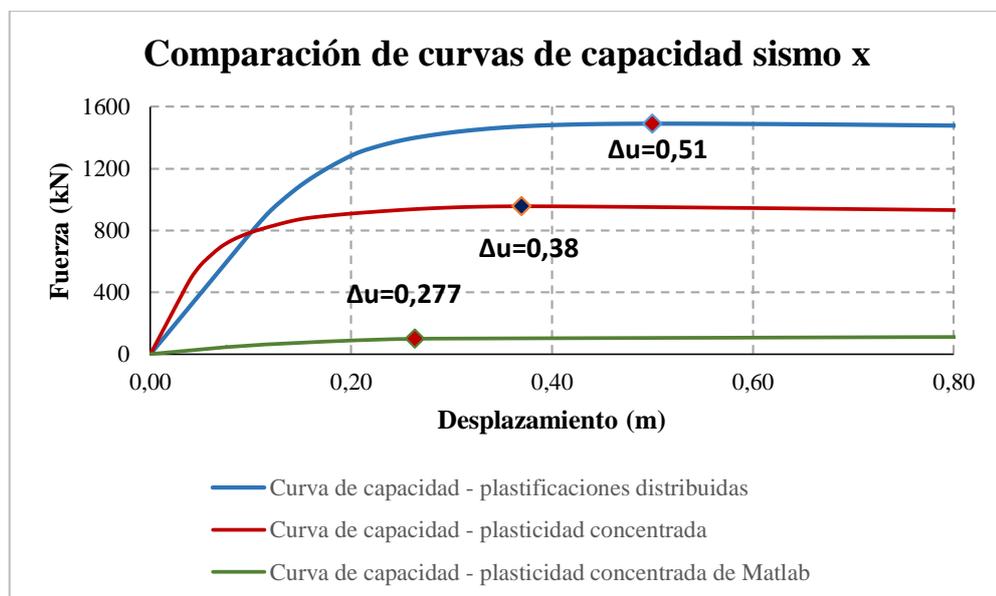


Figura 169. Comparación de las curvas de capacidad sismo x, del bloque central - Edificio Viana

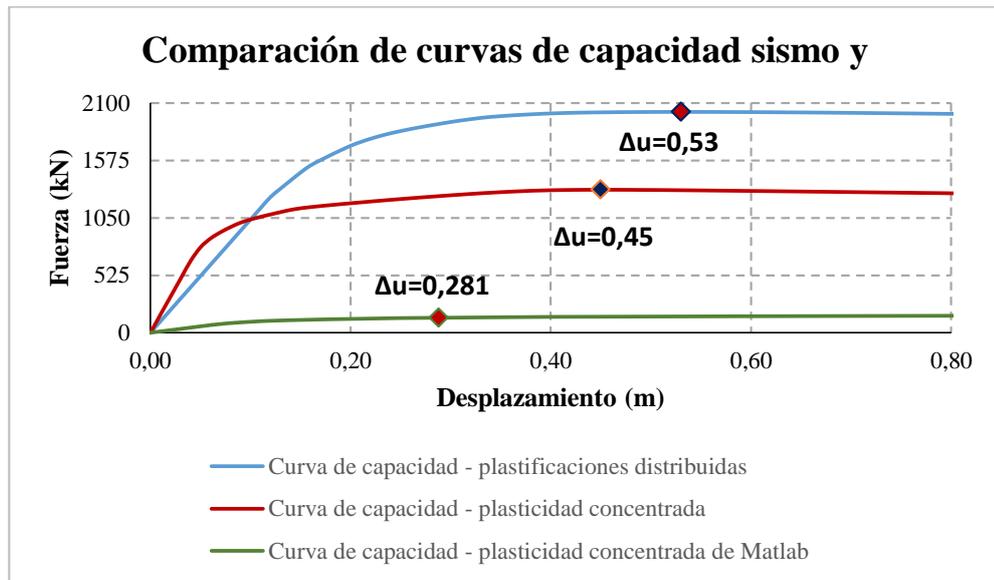


Figura 170. Comparación de las curvas de capacidad sismo y, del bloque central - Edificio Viana

En la Figura 169 y Figura 170, en los dos gráficos se aprecia que el valor de la fuerza última es diferente para cada uno de los tres métodos, además se aprecia que el desplazamiento último varía de mayor a menor desde el método por plastificaciones distribuidas hasta el método por plasticidad concentrada de Matlab.

En el sentido de análisis “x” y “y” se tiene desplazamientos últimos similares entre los mismos métodos sin embargo en el valor de la fuerza se tiene variaciones considerables.

Bloque derecho

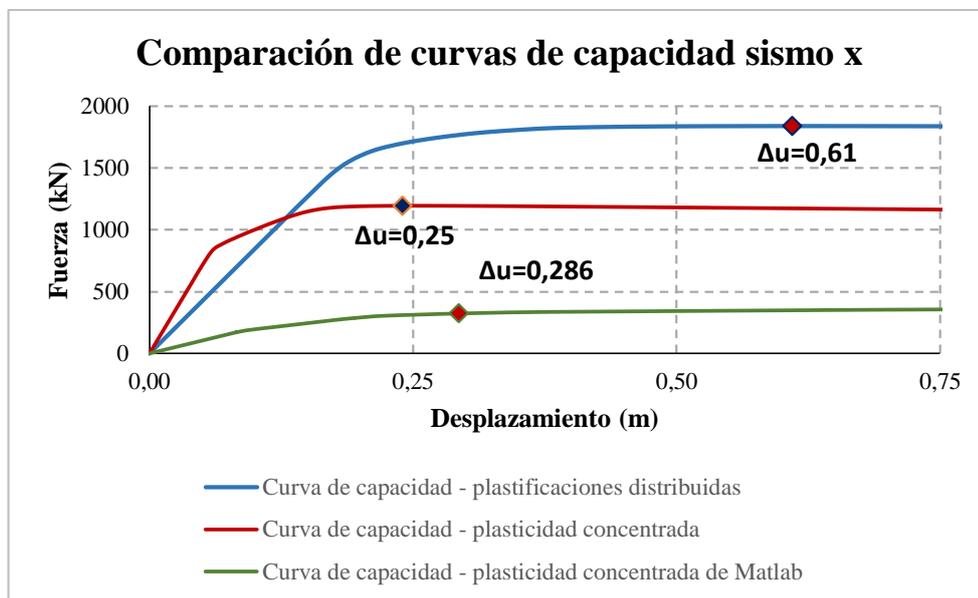


Figura 171. Comparación de las curvas de capacidad sismo x, del bloque derecho - Edificio Viana

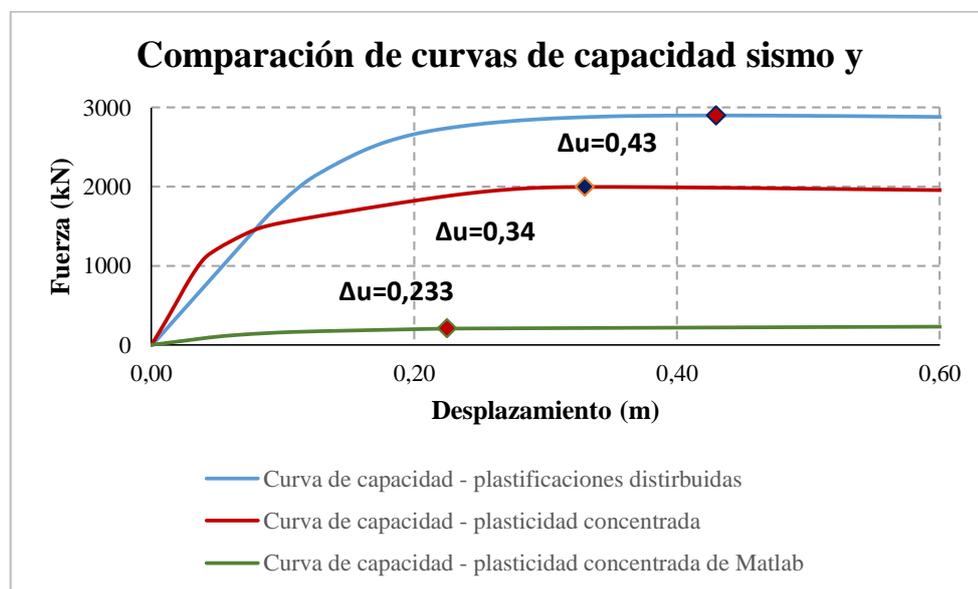


Figura 172. Comparación de las curvas de capacidad sismo y, del bloque derecho - Edificio Viana

En la Figura 171 y Figura 172 se aprecia que el valor de la fuerza última es diferente para cada uno de los tres métodos. En la Figura 171 el desplazamiento último de la curva por plastificaciones distribuidas es superior a las otras dos curvas en más del doble, mientras las dos curvas de capacidad obtenidas por el método de plasticidad concentrada en Seismostruct y Matlab poseen un desplazamiento último similar.

En la Figura 172 se tiene tres desplazamientos últimos diferentes que varían de mayor a menor desde la curva de color celeste hasta la verde.

6.2.2. Edificio Miguel Arias

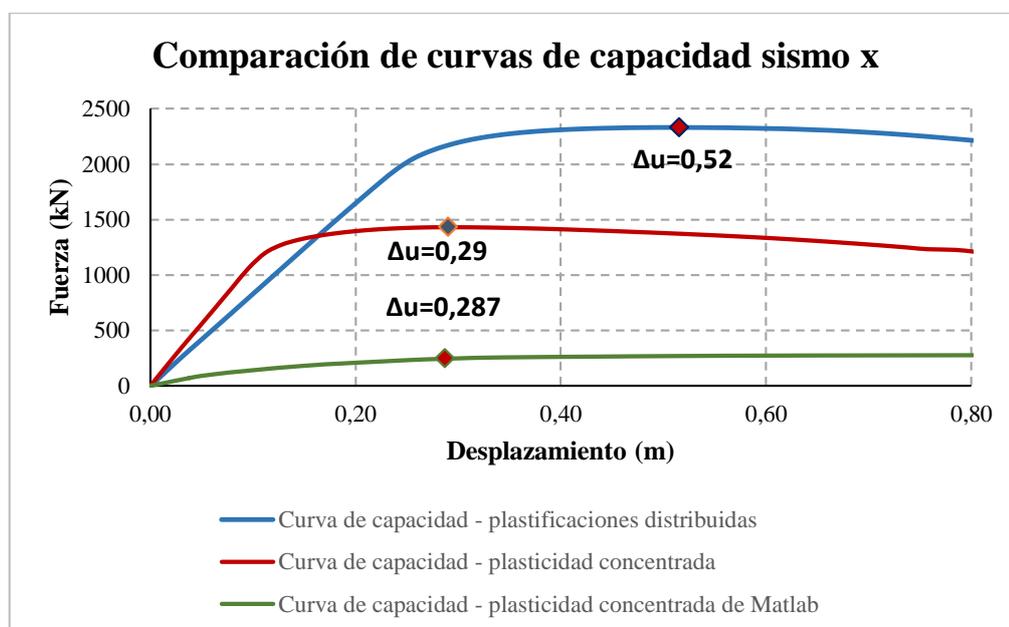


Figura 173. Comparación de las curvas de capacidad sismo x, del Edificio Arias

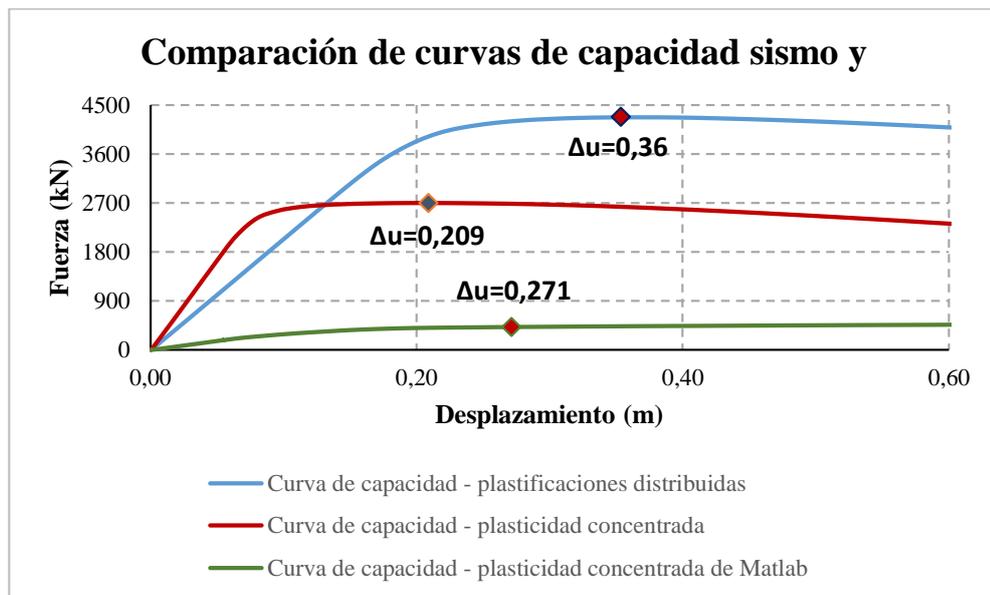


Figura 174. Comparación de las curvas de capacidad sismo y, del Edificio Arias

En la Figura 173 y Figura 174 se observa que el valor de la fuerza última es diferente para cada uno de los tres métodos. En la Figura 171 el desplazamiento último de la curva por plastificaciones distribuidas es superior a las otras dos curvas, mientras las dos curvas de capacidad de la Figura 173 obtenidas por el método de plasticidad concentrada en Seismostruct y Matlab poseen un desplazamiento último similar.

En la Figura 174 se tiene tres desplazamientos últimos diferentes, donde el menor valor obtenido es por el método de plasticidad concentrada mediante el uso del programa de Matlab.

6.2.3. Edificio de aulas de la Escuela Superior de Policías Alberto Enríquez Gallo

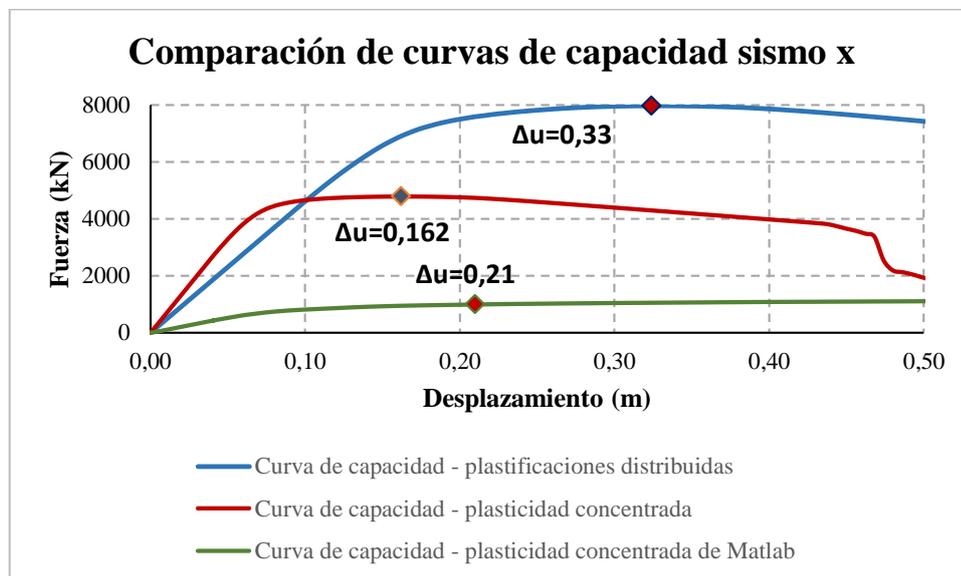


Figura 175. Comparación de las curvas de capacidad sismo x, del Edificio de Policías

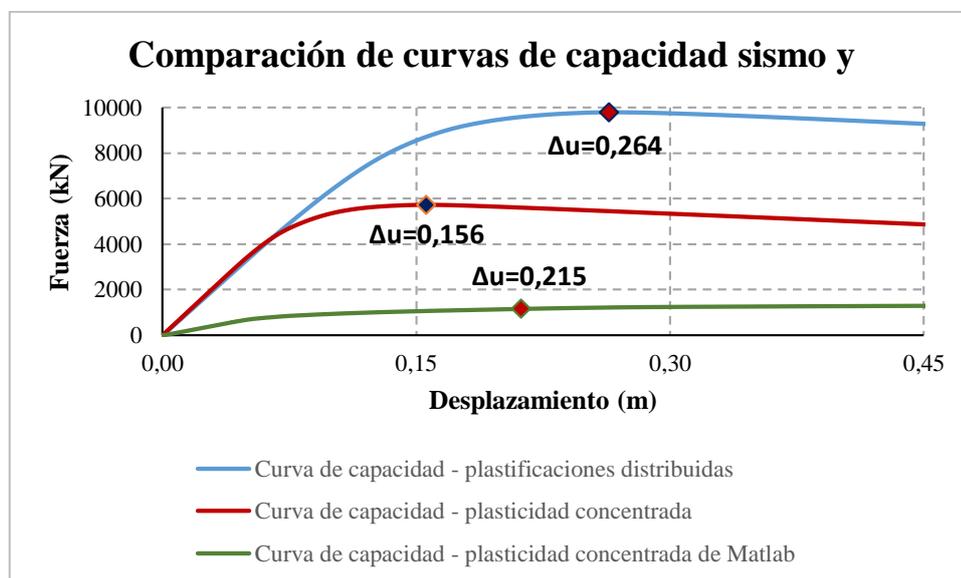


Figura 176. Comparación de las curvas de capacidad sismo y, del Edificio de Policías

En la Figura 175 y Figura 176 se aprecia que el valor de la fuerza última es diferente para cada uno de los tres métodos. En las dos figuras el menor valor del desplazamiento último es por el método de plasticidad concentrada mediante el uso del programa de Matlab. En las curvas de capacidad de este edificio se tiene un rango de variación menor del desplazamiento último entre los tres métodos, en comparación con los otros dos edificios en análisis.

6.3. COMPARACIÓN DE LA DUCTILIDAD ESTRUCTURAL

De la Figura 177 hasta la Figura 181 se presentan la comparación de los resultados de la ductilidad en el sentido “x” y “y” para cada uno de los métodos. A continuación se indica los tres métodos que se utilizaron para la obtención de estos resultados.

- El método de análisis estático no lineal por plastificaciones distribuidas mediante el programa Seismostruct V6.5 se identifica con la barra de color verde.
- El método de análisis estático no lineal por plasticidad concentrada mediante el programa Seismostruct V6.5 se identifica con la barra de color azul.
- El método de análisis estático no lineal por plasticidad concentrada mediante el programa de Matlab se identifica con la barra de color plomo.

6.3.1. Edificio Viana

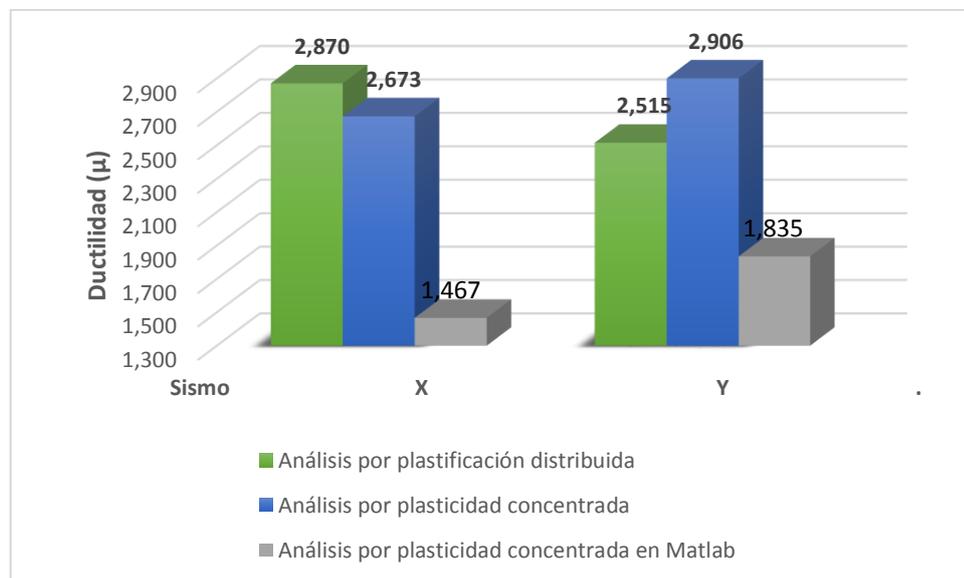


Figura 177. Comparación de la ductilidad del bloque izquierdo - Edificio Viana

En la Figura 177 se tiene la comparación de la ductilidad del bloque izquierdo del edificio Viana, donde en el sentido “x” el método por plastificación distribuida posee un valor superior de la ductilidad del 7,37% en relación al método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5 y del 95,64% en relación al método por plasticidad concentrada de Matlab. Mientras en el sentido “y” el método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5 es el cual posee el mayor valor de ductilidad entre los tres métodos, es superior con el 15,55% en relación al método por plastificación concentrada y es superior con el 58,37% en relación al método por plasticidad concentrada de Matlab.

En este edificio los métodos que se desarrollan en Seismostruct V.6.5 son los cuales poseen los resultados de ductilidad más cercanos entre sí.

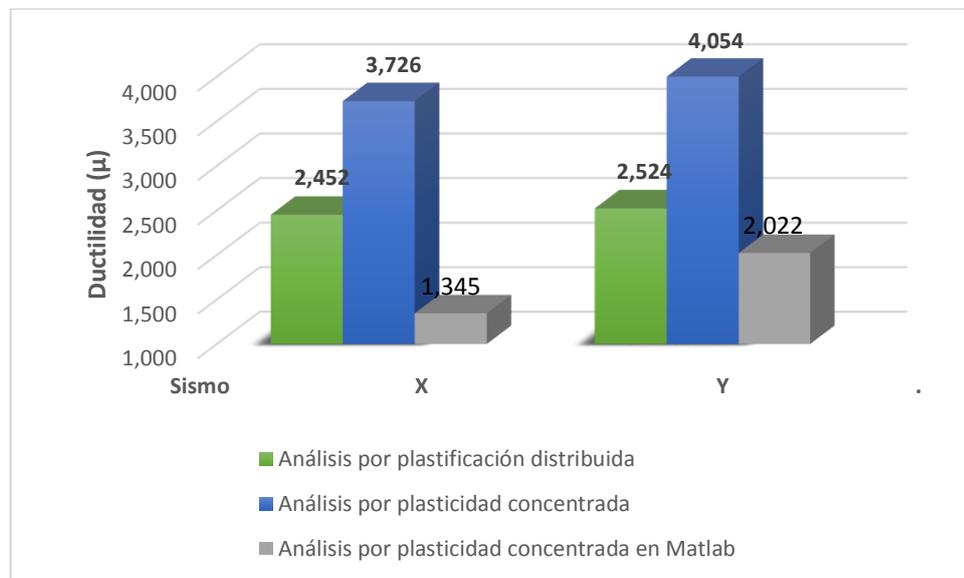


Figura 178. Comparación de la ductilidad del bloque central - Edificio Viana

En la Figura 178 se tiene la comparación de la ductilidad del bloque central del edificio Viana, donde en el sentido “x” el método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5 es el cual posee un valor superior de la ductilidad del 51,96% en relación al método por plastificación distribuida y de más del doble en relación al método por plasticidad concentrada de Matlab. Además en el sentido “y” el método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5 también es el cual posee el mayor valor de ductilidad entre los tres métodos, es superior con el 60,62% en relación al método por plastificación distribuida y es superior con el doble en relación al método por plasticidad concentrada de Matlab.

En este edificio los métodos que se desarrollan en Seismostruct V.6.5 son los cuales poseen los resultados de ductilidad más cercanos entre sí, sin embargo la distancia entre los dos valores es grande.

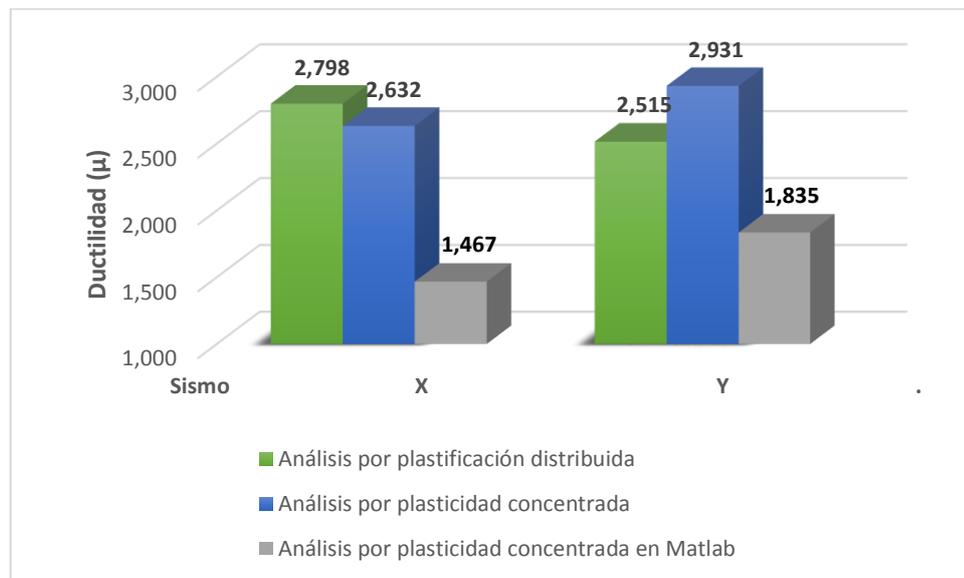


Figura 179. Comparación de la ductilidad del bloque derecho - Edificio Viana

En la Figura 179 se tiene la comparación de la ductilidad del bloque derecho del edificio Viana, donde en el sentido “x” el método por plastificación distribuida posee un valor superior de la ductilidad del 6,31% en relación al método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5 y del 90,73% en relación al método por plasticidad concentrada de Matlab. Mientras en el sentido “y” el método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5 es el cual posee el mayor valor de ductilidad entre los tres métodos, es superior con el 16,54% en relación al método por plastificación distribuida y es superior con el 59,73% en relación al método por plasticidad concentrada de Matlab.

En este edificio los métodos que se desarrollan en Seismostruct V.6.5 son los cuales poseen los resultados de ductilidad más cercanos entre sí.

6.3.2. Edificio Miguel Arias

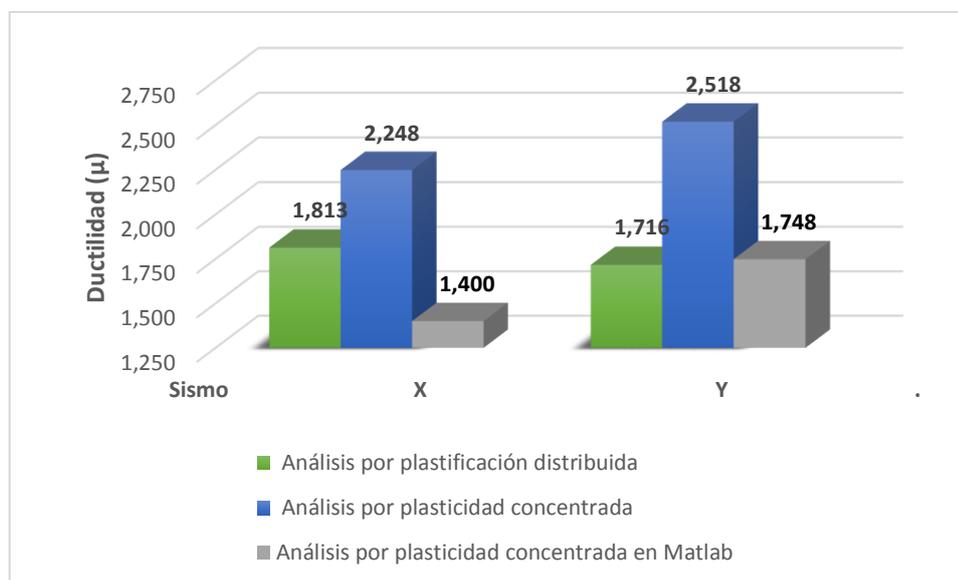


Figura 180. Comparación de la ductilidad del Edificio Arias

En la Figura 180 se tiene la comparación de la ductilidad del edificio Miguel Arias, donde en el sentido “x” el método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5 es el cual posee un valor superior de la ductilidad del 23,99% en relación al método por plastificación distribuida y del 60,57% en relación al método por plasticidad concentrada de Matlab. Además en el sentido “y” el método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5 también es el cual posee el mayor valor de ductilidad entre los tres métodos, es superior con el 46,74% en relación al método por plastificación distribuida y es superior con el 44,05% en relación al método por plasticidad concentrada de Matlab.

En este edificio los métodos que se desarrollan en Seismostruct V.6.5 en el sentido “x”, son los cuales poseen los resultados de ductilidad más cercanos entre sí, mientras en el sentido “y” los métodos que tienen valores similares de ductilidad son los cuales se desarrollan por plasticidad concentrada.

6.3.3. Edificio de aulas de la Escuela Superior de Policías Alberto Enríquez Gallo

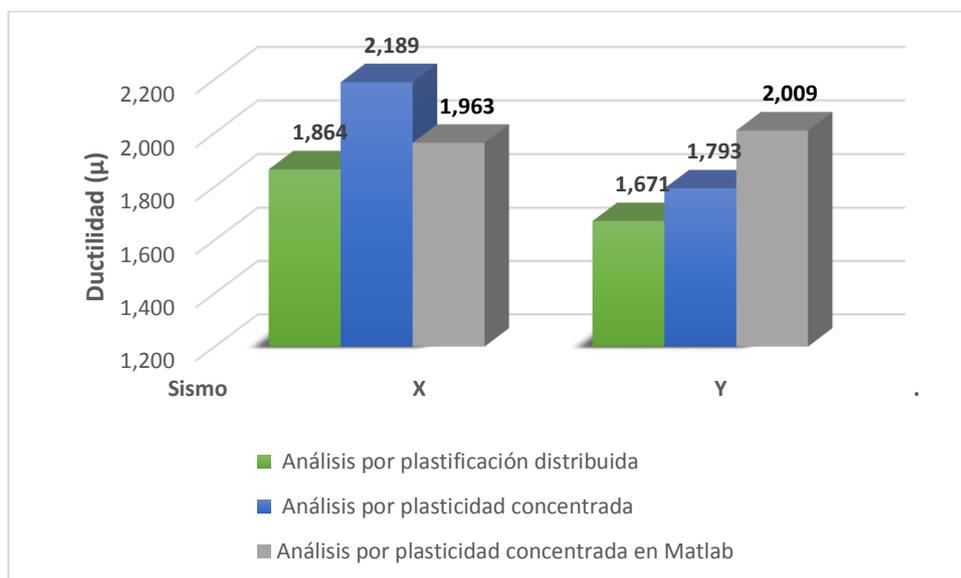


Figura 181. Comparación de la ductilidad del Edificio de Policías

En la Figura 181 se tiene la comparación de la ductilidad del edificio de aulas de Policías, donde en el sentido “x” el método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5 es el cual posee un valor superior de la ductilidad del 17,44% en relación al método por plastificación distribuida y del 11,51% en relación al método por plasticidad concentrada de Matlab. Mientras en el sentido “y” el método por plasticidad concentrada de Matlab es el cual posee el mayor valor de ductilidad entre los tres métodos, es superior con el 20,23% en relación al método por plastificación distribuida y es superior con el 12,05% en relación al método por plasticidad concentrada de Matlab.

En este edificio los tres métodos que se desarrollan en el sentido “x”, son los cuales poseen los resultados de ductilidad más cercanos entre sí, mientras en el sentido “y” los métodos que tienen los valores más próximos de ductilidad son los cuales se desarrollan por plasticidad concentrada.

6.4. COMPARACIÓN DE LA RESERVA DE RESISTENCIA

De la Figura 182 hasta la Figura 186 se presentan la comparación de los resultados de la reserva de resistencia en el sentido “x” y “y”. A continuación se indica los dos métodos que se utilizan para la obtención de estos resultados.

- El método de análisis estático no lineal por plastificaciones distribuidas mediante el programa Seismostruct V6.5 se identifica con la barra de color morado.
- El método de análisis estático no lineal por plasticidad concentrada mediante el programa Seismostruct V6.5 se identifica con la barra de color plomo.

6.4.1. Edificio Viana

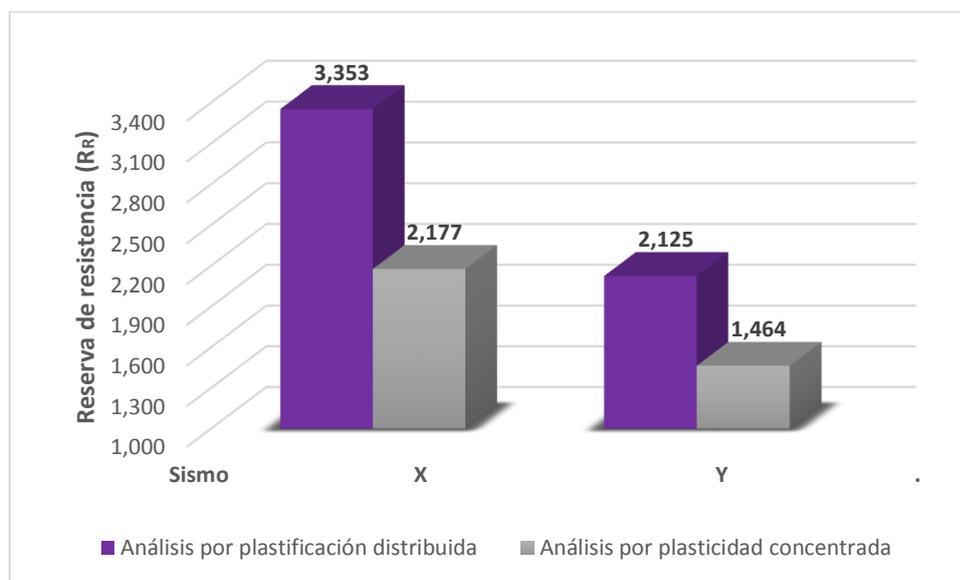


Figura 182. Comparación de la reserva de resistencia del bloque izquierdo - Edificio Viana

En la Figura 182 se tiene la comparación de la reserva de resistencia del bloque izquierdo del edificio Viana, donde en el sentido “x” el método por plastificación distribuida posee un valor superior de la reserva de resistencia del 54,02% en relación al método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5. Además en el sentido “y” el mismo método tiene un valor superior del 45,15%.

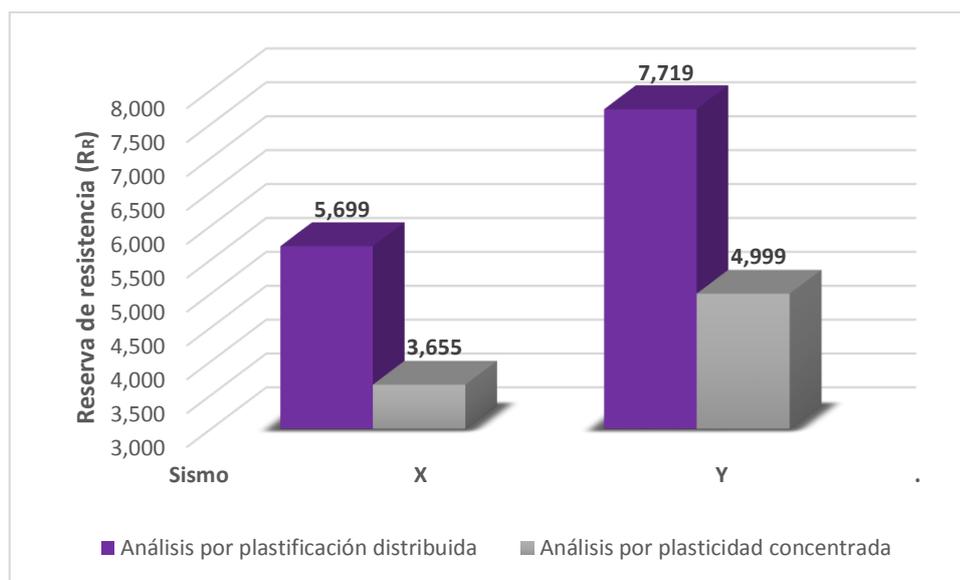


Figura 183. Comparación de la reserva de resistencia del bloque central - Edificio Viana

En la Figura 183 se aprecia la comparación de la reserva de resistencia del bloque central del edificio Viana, donde en el sentido “x” el método por plastificación distribuida posee un valor superior de la reserva de resistencia del 55,92% en relación al método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5. Además en el sentido “y” el mismo método tiene un valor superior del 54,41%.

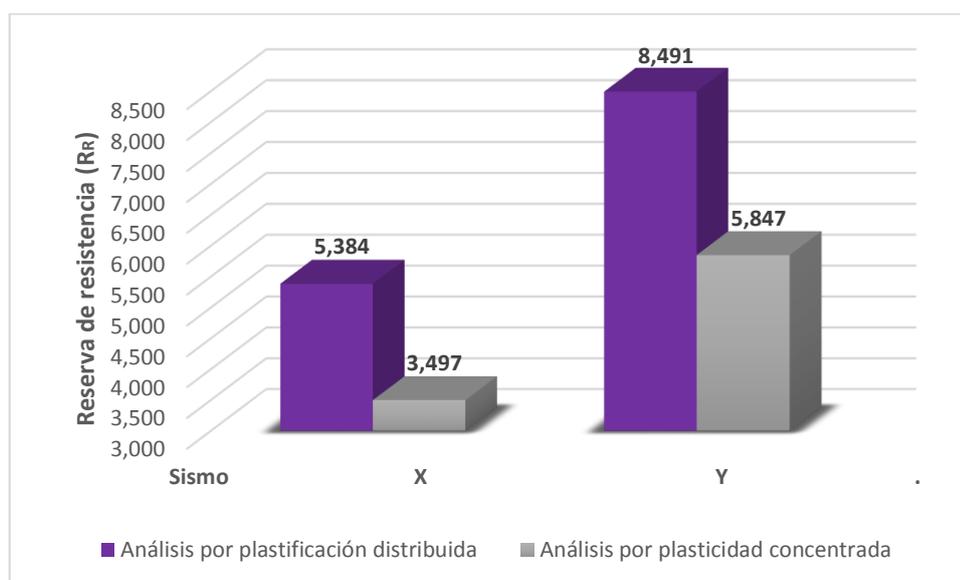


Figura 184. Comparación de la reserva de resistencia del bloque derecho - Edificio Viana

En la Figura 184 se aprecia la comparación de la reserva de resistencia del bloque derecho del edificio Viana, donde en el sentido “x” el método por plastificación distribuida posee un valor superior de la reserva de resistencia del 53,96% en relación al método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5. Además en el sentido “y” el mismo método tiene un valor superior del 45,22%.

6.4.2. Edificio Miguel Arias

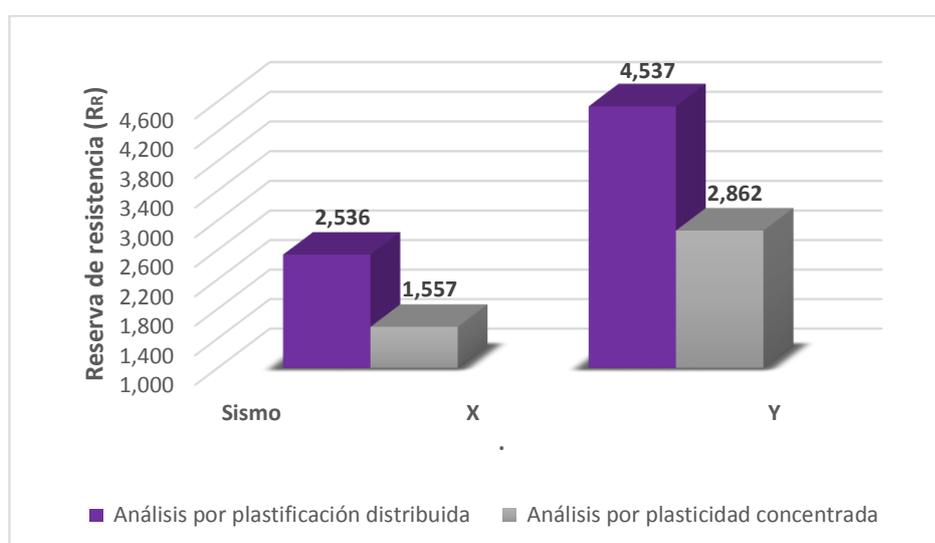


Figura 185. Comparación de la reserva de resistencia del Edificio Arias

En la Figura 185 se aprecia la comparación de la reserva de resistencia del edificio Miguel Arias, donde en el sentido “x” el método por plastificación distribuida posee un valor superior de la reserva de resistencia del 62,88% en relación al método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5. Además en el sentido “y” el mismo método tiene un valor superior del 58,53%.

6.4.3. Edificio de aulas de la Escuela Superior de Policías Alberto Enríquez Gallo

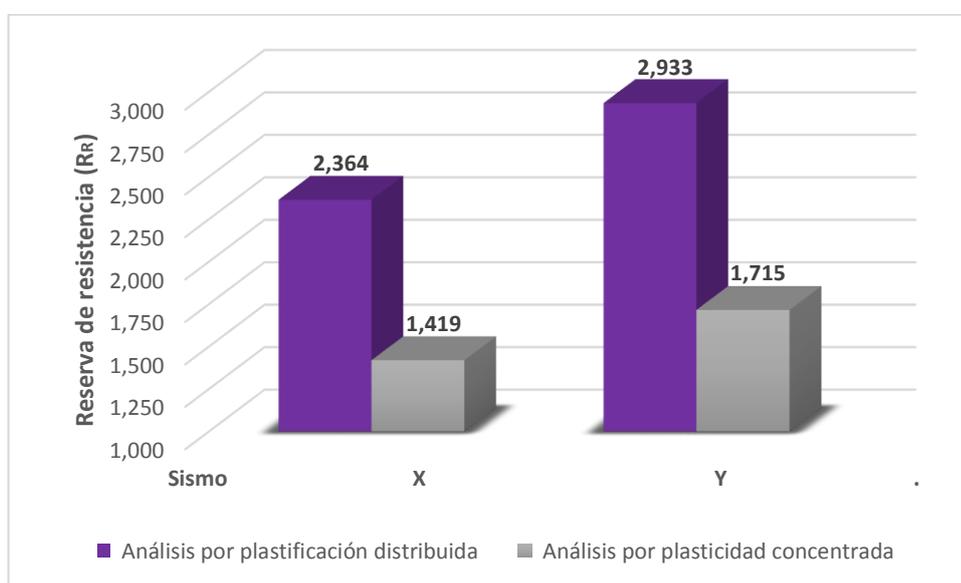


Figura 186. Comparación de la reserva de resistencia del Edificio de Policías

En la Figura 186 se aprecia la comparación de la reserva de resistencia del edificio de aulas de Policías, donde en el sentido “x” el método por plastificación distribuida posee un valor superior de la reserva de resistencia del 66,60% en relación al método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5. Además en el sentido “y” el mismo método tiene un valor superior del 71,02%.

6.5. COMPARACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN INHERENTE

De la Figura 187 a la Figura 191 se presenta la comparación del factor de reducción inherente en el sentido “x” y “y”. A continuación se indica los dos métodos que se utilizan para la obtención de estos resultados.

- El método de análisis estático no lineal por plastificaciones distribuidas mediante el programa Seismostruct V6.5 se identifica con la barra de color azul oscuro.
- El método de análisis estático no lineal por plasticidad concentrada mediante el programa Seismostruct V6.5 se identifica con la barra de color amarillo.

6.5.1. Edificio Viana

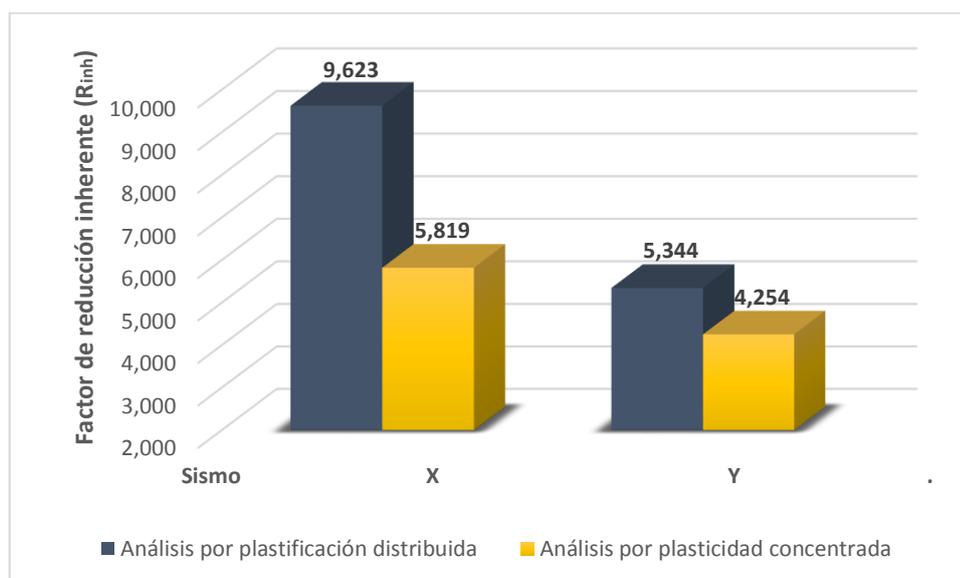


Figura 187. Comparación del factor de reducción inherente del bloque izquierdo - Edificio Viana

En la Figura 187 se aprecia la comparación del factor de reducción inherente del bloque izquierdo del edificio Viana, donde en el sentido “x” el método por plastificación distribuida posee un valor superior del factor de reducción inherente del 63,37% en relación al método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5. Además en el sentido “y” el mismo método tiene un valor superior del 25,62%.

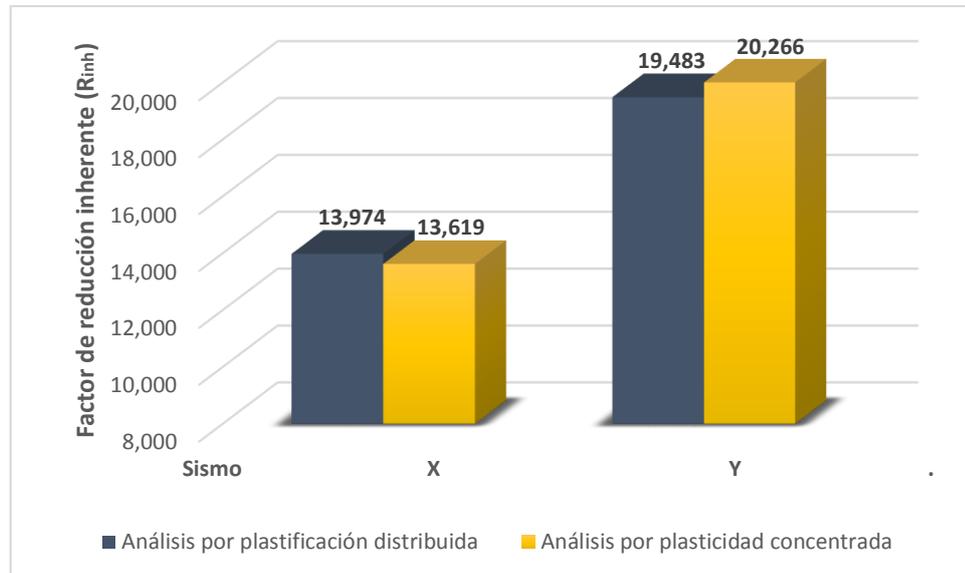


Figura 188. Comparación del factor de reducción inherente del bloque central - Edificio Viana

En la Figura 188 se aprecia la comparación del factor de reducción inherente del bloque central del edificio Viana, donde en el sentido “x” el método por plastificación distribuida posee un valor superior del factor de reducción inherente del 2,61% en relación al método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5. Mientras en el sentido “y” el método por plasticidad concentrada posee el valor superior del 4,02%. Es decir en este bloque los valores del factor de reducción inherente son similares por los dos métodos.

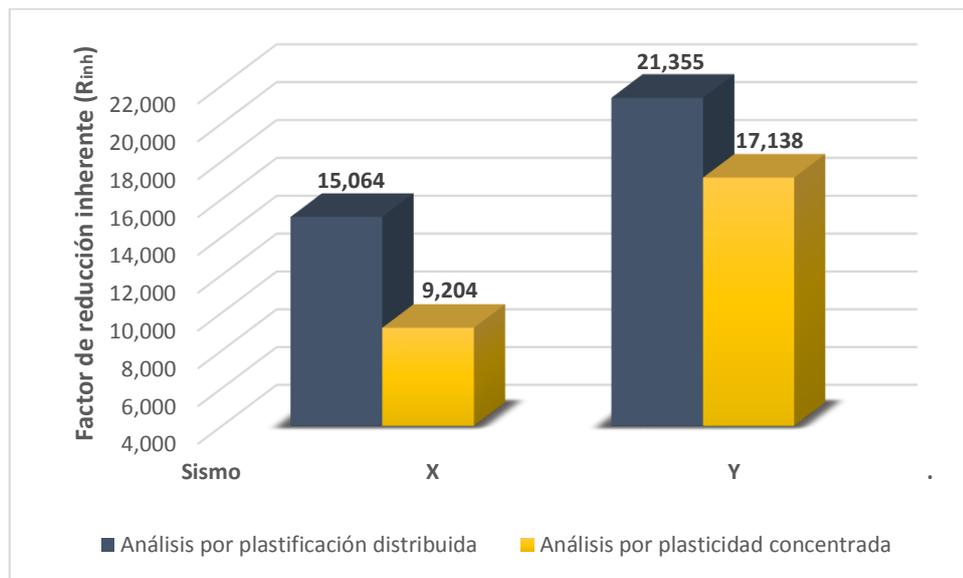


Figura 189. Comparación del factor de reducción inherente del bloque derecho - Edificio Viana

En la Figura 189 se aprecia la comparación del factor de reducción inherente del bloque derecho del edificio Viana, donde en el sentido “x” el método por plastificación distribuida posee un valor superior del factor de reducción inherente del 63,67% en relación al método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5. Además en el sentido “y” el mismo método tiene un valor superior del 24,61%.

6.5.2. Edificio Miguel Arias

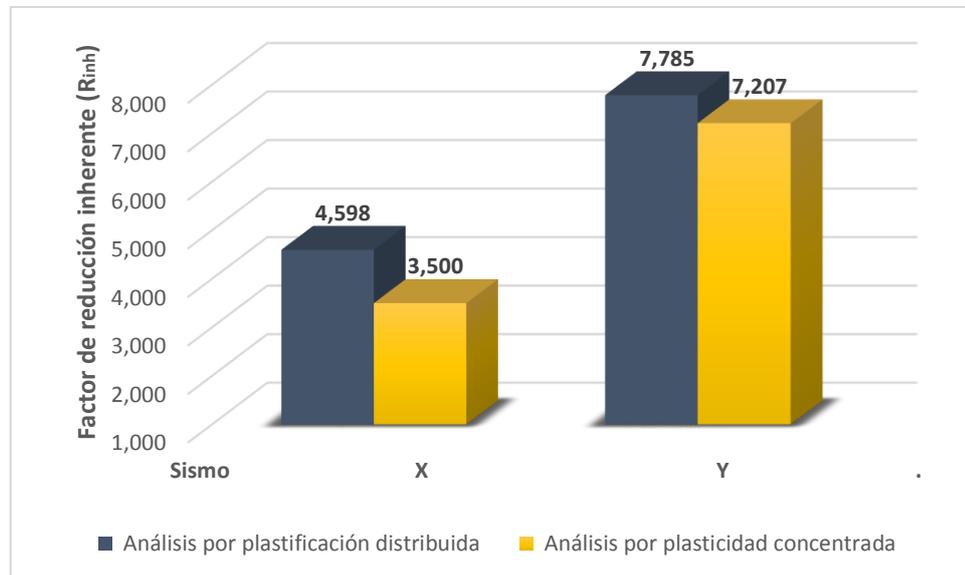


Figura 190. Comparación del factor de reducción inherente del Edificio Arias

En la Figura 190 se aprecia la comparación del factor de reducción inherente del edificio Miguel Arias, donde en el sentido “x” el método por plastificación distribuida posee un valor superior del factor de reducción inherente del 31,37% en relación al método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5. Además en el sentido “y” el mismo método tiene un valor superior del 8,02%.

6.5.3. Edificio de aulas de la Escuela Superior de Policías Alberto Enríquez Gallo

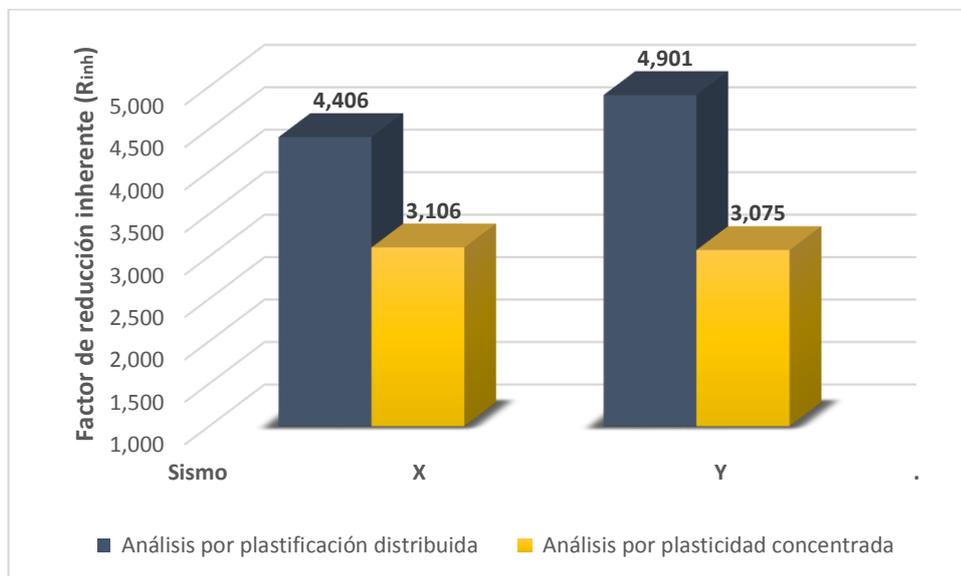


Figura 191. Comparación del factor de reducción inherente del Edificio de Policías

En la Figura 191 se aprecia la comparación del factor de reducción inherente del edificio de aulas de Policías, donde en el sentido “x” el método por plastificación distribuida posee un valor superior del factor de reducción inherente del 41,86% en relación al método por plasticidad concentrada de Seismostruct V6.5. Además en el sentido “y” el mismo método tiene un valor superior del 59,38%.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

- Al comparar los tres métodos de análisis estático no lineal que se utilizan en la presente tesis, se concluye que no es factible comparar un método en 2D con un método en 3D, porque se obtienen resultados dispersos. Por lo cual no es posible obtener un valor real de la reserva de resistencia de la estructura, mediante el método de análisis estático no lineal en 2D.
- El método de análisis estático no lineal por plastificaciones distribuidas es mejor que el por plasticidad concentrada, porque el primer método en mención asume que todo el elemento se plastifica, mientras en el otro método se asume una longitud de plastificación (longitud de rótula plástica)
- Durante el análisis en Seismostruct de los edificios Viana y Arias se aprecia un comportamiento flexotorsional en las vigas el cual se debe a que no se incluye en el modelo de análisis a las vigas secundarias, las cuales actúan como arriostramientos laterales que impiden que se produzca la torsión de las vigas principales.
- En los edificios Viana y Arias las vigas tienen comportamiento flexotorsional porque son elementos tipo “I”, mientras en el edificio de Aulas de Policías las vigas son tipo cajón. Los modelos demuestran que las vigas tipo I necesitan de arriostramiento lateral para evitar que se produzca la torsión en el alma, mientras que las vigas tipo cajón no requieren de arriostramientos laterales para controlar el efecto de la torsión.
- En algunos modelos de los edificios en análisis se alcanza el desplazamiento último sin llegar al estado de daño mayor, al llegar a este estado de daño la curva de capacidad tiene un desplazamiento mayor al desplazamiento último, lo cual muestra que existiría una ductilidad mayor de lo que se espera en la estructura.
- En el análisis del edificio Arias se visualiza gráficamente que algunas de las columnas tienen una simple curvatura que va desde la base del elemento hasta

su punto más alto, este no es un comportamiento común en las columnas por lo cual se deben reforzar.

- La ductilidad en los edificios Miguel Arias ($\mu=1,66$) y de la escuela de Policías ($\mu=1,59$) es baja en comparación con los valores de ductilidad que poseen estructuras de este tipo.
- El factor de reducción inherente que se utiliza en el diseño de los tres edificios según su tipología debe ser seis sin embargo en la dirección “x” del edificio Miguel Arias es 4,6 y también en el edificio de Aulas de la Policía es menor que 4,9 en las dos direcciones de análisis, lo cual nos indica que según el factor de reducción inherente de los dos edificios en mención entran en una categoría inferior a los pórticos resistentes a momentos.
- El análisis estático no lineal permite evaluar el desempeño de las estructuras cuando sobrepasan el rango elástico. Durante este análisis se calcula la capacidad de la estructura, la cual está en función de la rigidez, la deformación de todos los elementos estructurales.
- El valor de la ductilidad se relaciona con el desplazamiento último y el desplazamiento de plastificación de la curva de capacidad, sin embargo existen varias teorías sobre la ubicación de estos valores, lo cual merece un análisis con mayor detenimiento de, ¿cómo determinar estos puntos?
- Seismostruct V6.5 es un software muy amigable para el usuario, con el cual se puede realizar el análisis estático no lineal con plasticidad distribuida y concentrada, además durante el análisis se puede monitorear en tiempo real las deformaciones que sufre la estructura, con el fin de detener el análisis si el usuario considera que el modelo ya llegó al desplazamiento que se espera.
- Mediante el programa Seismostruct V6.5 es posible monitorear los estados de daño que alcanza el modelo de forma visual. En los estados de daño se ingresa los valores de las derivas, las cuales serán asignadas con diferentes colores por el usuario con el fin de estimar el estado daño producido en cada elemento durante cada variación de carga.
- Al final del análisis el software Seismostruct V6.5 permite visualizar una gran variedad de resultados del procesamiento del modelo del edificio en forma gráfica o de tablas, además también se puede crear un video con la variación

de estados de daños y desplazamientos que experimenta el modelo durante el análisis.

- Al calcular los períodos de vibración en la dirección “x” del edificio Viana se observa, que en los bloques extremos se tiene iguales períodos de vibración lo cual es ideal para el edificio, sin embargo el bloque central tiene un período de vibración superior el cual durante un sismo en esta dirección provocará un comportamiento que no se desea en el edificio, debido a que los tres bloques están separados por dos juntas de aproximadamente tres centímetros cada una.

7.2. RECOMENDACIONES

- El análisis estático no lineal pushover se debe utilizar en edificios que no sean muy irregulares en planta, donde la rigidez y masa sea constante o decrezca con la altura, porque en ese caso la distribución de cargas laterales de este análisis es triangular que crece en altura. Para este tipo de edificios el análisis sísmico a utilizar es el modal – espectral tridimensional.
- Se debe investigar una forma más precisa de obtener el desplazamiento último de la curva de capacidad, ya que este valor influye directamente en el cálculo de la ductilidad estructural.
- En la etapa de diseño de los edificios de estructura metálica es esencial realizar la verificación de los criterios de compacidad de la norma AISC, para así garantizar que los elementos estructurales cuando estén bajo la sollicitación de las cargas gravitatorias y laterales alcancen la plastificación global del elemento, de esta forma se consigue que todo el elemento trabaje y no sólo una parte de él. Además se optimiza la cantidad de acero y con ello el presupuesto para este material.
- Los modelos matemáticos realizados son una simulación aproximada de las estructuras por lo cual no se puede pensar que los resultados sean un reflejo fidedigno de la realidad, sin embargo sí dan una noción del comportamiento estructural que poseen los edificios.

- Es útil aprender el uso y manejo de los demás métodos de análisis tanto estáticos como dinámicos que ofrece el programa Seismostruct para la evaluación del desempeño de los edificios.
- Es conveniente en el edificio Viana realizar un análisis dinámico para verificar si el espacio entre las juntas es el necesario para evitar el golpeteo entre los bloques.
- Revisar en el edificio Miguel Arias cual fue el criterio cálculo para determinar el cambio de espesor a lo largo de las columnas y también el sitio en donde se realiza este cambio de sección, puesto que durante el análisis se obtiene mayores estados de daño en las columnas inferiores, lo cual no se espera.
- Con el análisis pseudo estático que se realiza en la presente tesis se encuentra valores bajos en la ductilidad y reserva de resistencia en los edificios Arias y de aulas de Policías, con lo cual se plantea la hipótesis que los edificios pueden requerir reforzamiento, en base a estos resultados se recomienda realizar un análisis dinámico para comprobar esta teoría.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R. (2011). Análisis estático de pórticos planos con CEINCI - LAB.
- Aguiar, R. (2012). *Dinámica de estructuras con Ceinci - Lab*. Quito.
- Aguiar, R. (2015). Curso de elementos y componentes no estructurales y disipadores de energía. Sangolquí.
- ANSI/AISC 360-10, A. L. (2010). Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del acero.
- Ataumira, M. (2013). *Matlab & Simulynk para Ingeniería nivel I*.
- Bhatt, P., & Nelson, H. (1999). *Estructuras*. México: Continental.
- Bresler, B., Lin, T. Y., & Scalzi, J. B. (1970). *Diseño de Estructuras de Acero*. México: Limusa.
- Escalante, C. V. (2003). *Diseño de estructuras metálicas*.
- Guerra, M., & Chacón, D. (2010). *Manual para el diseño sismoresistente de edificios utilizando el programa etabs*. Quito.
- Gutiérrez, I. F. (2010). *Apuntes del curso de diseño en acero*.
- Li, J.-J., & Li, G.-Q. (2007). *Advanced Analysis and Design of Steel Frames*. Londres: Wiley.
- Liu, M. (2005). Seismic design of steel moment-resisting frame structures using multiobjective optimization. *Earthquake Spectra*, 389-414.
- McCormac, J. (2002). *Diseño de estructuras de acero método LRFD*. México D.F.: Alfaomega.
- NEC. (2011). NEC. En Comité ejecutivo de la norma ecuatoriana de la construcción, *Estructuras de acero* (pág. Capítulo 5).
- NEC. (2011). NEC. En C. e. construcción, *Peligro sísmico y requisitos de diseño sismoresistente* (pág. Capítulo 2).
- Oviedo, U. d. (2009). Curso de estructuras metálicas. Oviedo, España.
- Pérez, C. (2011). *Matlab a través de ejemplos*. Madrid: Garceta.
- Rodríguez, D. (2013). Análisis estático no lineal. *Construcción*, 86-87.
- Sangurima, K. M. (2013). *Programa Mizosi-Q y la microzonificación sísmica de Quito*. Sangolquí.

Seismosoft. (2013). *Manual de Usuario Seismostruct v6.5*.

Vielma, J. C., Barbat, A. H., & Oller, S. (2010). *Proyecto Sismorresistente de estructuras porticadas*. Barcelona.