

Trabajo Fin de Grado
Grado en Ingeniería Aeroespacial

Diseño sísmico de un nuevo edificio terminal
- torre de control para el aeropuerto de
Chauchina-Granada (España) y evaluación de
la capacidad estructural utilizando análisis
estático no lineal Pushover

Autor: Gonzalo Garcia Sanchez-Arjona

Tutor: Antonio Martínez de la Concha

Dep. Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2016



Trabajo Fin de Grado
Grado en Ingeniería Aeroespacial

**Diseño sísmico de un nuevo edificio terminal - torre
de control para el aeropuerto de Chauchina-
Granada (España) y evaluación de la capacidad
estructural utilizando análisis estático no lineal
Pushover**

Autor:

Gonzalo García Sánchez-Arjona

Tutor:

Antonio Martínez de la Concha

Profesor del Grupo de Estructuras

Dep. Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Sevilla, 2016

Trabajo Fin de Grado: Diseño sísmico de un nuevo edificio terminal - torre de control para el aeropuerto de Chauchina-Granada (España) y evaluación de la capacidad estructural utilizando análisis estático no lineal Pushover

Autor: Gonzalo García Sánchez-Arjona

Tutor: Antonio Martínez de la Concha

El tribunal nombrado para juzgar el Trabajo arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2016

El Secretario del Tribunal

A mi familia, que nunca dejaron de creer
A Beatriz, mi compañera indispensable
A Antonio, gran maestro del hormigón armado

Agradecimientos

En primer lugar, quiero destacar especialmente el apoyo que me ha brindado mi tutor Antonio Martínez De la Concha, por ser un profesional que siempre quiere regalar sus conocimientos. Por enseñarme y guiarme en este trabajo de graduación, por ser un amigo y maestro.

En segundo lugar, quiero agradecer a mis padres por brindarme su apoyo incondicional en todos los momentos difíciles. Agradecerles su amor y ánimos. Gracias por ser el mejor ejemplo de padres.

Quiero agradecer a mi pareja por todo su apoyo, amor y comprensión los cuales pueden calmar una tempestad, gracias por estar siempre conmigo.

Agradecer a mi hermano que siempre ha estado conmigo compartiendo el camino, superando cada problema, gracias por apoyarme en todas las etapas difíciles, por estar ahí cuando te necesitaba. Gracias por ser más que un hermano.

A mis amigos, por ayudarme cuando los necesitaba, y por compartir conmigo todo lo bueno y malo en la vida universitaria.

A mi familia, por el apoyo que me han dado en más de un momento, mil gracias por su ayuda y colaboración.

Gracias a todos, sin su colaboración este proyecto no habría sido posible.

El objetivo del presente trabajo nace de la necesidad de proporcionar unas nuevas instalaciones en el aeropuerto de Granada, a través de la construcción de un edificio Terminal - Torre de control, que proporcione una mejora de las prestaciones del aeropuerto, y garantice la integridad estructural ante acciones de carácter sísmico, evitando así que un sismo deje totalmente inservible la estructura de la torre, quedando el aeropuerto fuera de servicio.

La torre de control es un elemento indispensable para la actividad del aeropuerto, y es en ella donde se realiza la labor de control de las operaciones aeroportuarias (aproximaciones, salidas y movimiento en tierra de las aeronaves). Por ello, la operatividad del aeropuerto dependerá del correcto funcionamiento de la torre de control.

El diseño sísmico tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de soportar sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso. Por lo tanto, se llevará a cabo la puesta a punto de una metodología que permita comprobar la capacidad de la estructura y el daño sísmico causado ante la acción determinada de un sismo.

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus elementos, y para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal como, por ejemplo, el análisis estático no lineal Pushover (Análisis de colapso), el cual será aplicado al nuevo edificio Terminal - Torre de control del aeropuerto de Granada (Chauchina). Además de presentar la metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios, también se presentan las distintas metodologías del análisis estático no lineal que se utilizarán para la evaluación del edificio en estudio, que se encuentran propuestos por El Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40), Structural Engineers Association of California (SEAOC), La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA-356 y 440), por El Código Europeo “Eurocódigo 8” y la Norma de Construcción Sismorresistente Española “NCSE-02”.

Finalmente, se comprobará la idoneidad de la estructura diseñada para los sismos considerados.

Abstract

The aim of this work stems from the need to provide new facilities in the airport of Granada, through the construction of a new Terminal - Control tower building, which provides an improvement in the performance of the airport, and ensures the structural integrity before seismic actions, thus preventing an earthquake leaves the structure of the tower completely useless, leaving the airport out of service.

The control tower is an essential element for the activity of the airport, and it is here, where the work of control of airport operations (approaches, outputs and aircraft ground movement) is performed. Therefore, the operation of the airport will depend on the proper functioning of the control tower.

Seismic design has as main objectives that the structures are able to withstand earthquakes of low intensity without significant structural damage, earthquakes moderate damage repairable with greater intensity earthquakes without causing the collapse. Therefore, it will carry out the development of a methodology that allows to check the capacity of the structure and seismic damage to the determined action of an earthquake.

The capacity of a structure depends on the strength and deformation maximum of each of its elements, and to determine its capabilities beyond the elastic limit, it is necessary to use some kind of non-linear analysis as, for example, the static analysis nonlinear pushover (analysis of collapse), which will be applied to the new Terminal - Control tower building from airport of Granada (Chauchina) using different levels of seismic performance. In addition to presenting the methodology for the evaluation of buildings seismic vulnerability, it also presented different methodologies of the nonlinear static analysis that it will be used for the evaluation of the building in study, which are proposed by the Council of applied technology (ATC-40), Structural Engineers Association of California (SEAOC), the Federal Emergency Management Agency (FEMA-356 and 440), by the European code "EUROCODE 8" and the Spanish Seismic Construction Normative "NCSE-02".

Finally, it will check the suitability of the designed structure for the considered earthquakes.

Agradecimientos	i
Resumen	iii
Abstract	v
Índice	vi
Índice de Tablas	xi
Índice de Figuras	xiii
Notación	xvi
1. Introducción	1
1.1. Aproximación histórica al control del tráfico aéreo	1
1.1.1. El control aéreo en España	2
1.2. La torre de control	2
2. Objetivos y metodología	5
2.1. Objetivos	5
2.2. Metodología	5
3. Estado del conocimiento	7
3.1. Antecedentes	7
3.2. Vulnerabilidad sísmica	7
3.3. Daño sísmico	8
3.4. Métodos de evaluación de la capacidad estructural	9
3.4.1. Procedimientos lineales	9
3.4.1.1. Análisis estático lineal	9
3.4.1.2. Método de superposición modal	10
3.4.1.3. Análisis dinámico lineal	10
3.4.2. Procedimientos no lineales	10
3.4.2.1. Análisis estático no lineal	10
3.4.2.2. Análisis dinámico no lineal	13
3.5. Diseño sísmico: Metodologías basadas en la fuerza, el desplazamiento y la energía.	13
3.5.1. Diseño sísmico basado en la fuerza	14
3.5.1.1. Método estático equivalente de fuerza lateral	14
3.5.1.2. Método dinámico equivalente de fuerza lateral	15

3.5.2. Diseño sísmico basado en desplazamiento	15
3.5.3. Diseño sísmico basado en la energía	16
3.6. El diseño basado en el comportamiento	16
3.7. Concepto de ductilidad	18
4. Diseño de la torre de control	20
4.1. Descripción geométrica	20
4.1.1. Descripción de la estructura	20
4.1.2. Abstracción de la estructura. Modelo	20
4.2. Normativa considerada	22
4.3. Acciones consideradas	23
4.3.1. Gravitatorias	23
4.3.2. Sismo	23
4.4. Situaciones de proyecto	24
4.4.1. Hipótesis de carga	24
4.4.2. Estados límite	25
4.4.3. Situaciones	25
4.4.3.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ)	26
4.4.3.2. Combinaciones	26
4.5. Dimensiones de vigas y pilares	26
4.6. Materiales utilizados	26
4.7. Armado de la estructura	27
4.7.1. Armado de pilares	27
4.7.2. Armado de vigas	28
5. Modelización del edificio	31
5.1. Descripción geométrica	31
5.1.1. Materiales utilizados	33
5.1.1.1. Hormigón HA-30	33
5.1.1.2. Acero B500 S	34
5.1.2. Elementos constructivos	35
5.1.2.1. Armado de la estructura	36
5.1.2.1.1. Armado de pilares	36
5.1.2.1.2. Armado de vigas	37
5.2. Normativa considerada	38
5.3. Acciones consideradas	38
5.3.1. Gravitatorias	38

5.3.2. Sismo	39
5.4. Masas que intervienen en el cálculo	39
5.5. Rótulas plásticas	40
5.6. Discretización	42
6. Análisis de la estructura	44
6.1. Introducción	44
6.2. Definición del análisis estático no lineal Pushover	45
6.2.1. Patrón de cargas laterales	46
6.2.2. Demanda sísmica	47
6.2.2.1. NSCE-02. Información sísmica	47
6.2.2.1.1. Aceleración sísmica de cálculo	47
6.2.2.1.2. Espectro normalizado de respuesta elástica	48
6.2.2.1.3. Espectro de respuesta elástica	49
6.2.2.1.4. Información sísmica referente a Chauchina (Granada)	49
6.2.2.2. EC-8. Información sísmica	50
6.2.2.2.1. Aceleración sísmica de cálculo	50
6.2.2.2.2. Espectro de respuesta elástica	50
6.2.2.2.3. Información sísmica referente a Chauchina (Granada)	51
6.2.2.3. Adaptación NSCE-02 a EC-8	52
6.2.2.3.1. Información sísmica referente a Chauchina (Granada)	53
6.2.3. Sistema equivalente de un grado de libertad	54
6.2.4. Curva de capacidad	54
6.2.5. Desplazamiento esperado	56
6.2.5.1. Desplazamiento esperado para el sistema equivalente de un grado de libertad SDOF	56
6.2.5.2. Desplazamiento esperado para el sistema de múltiples grados de libertad MDOF	56
6.3. El método del coeficiente del desplazamiento (FEMA-356)	57
6.4. Modificación del método del coeficiente del desplazamiento (FEMA- 440)	60
7. Resultados	62
7.1. Análisis modal	63
7.2. Análisis sismo en dirección x	64
7.2.1. Método del coeficiente del desplazamiento	70
7.3. Análisis sismo en dirección y	71
7.3.1. Método del coeficiente del desplazamiento	77
8. Conclusiones	79

Referencias	82
A. Anexo	84

Índice de Tablas

Tabla 3-1. Diseño basado en el comportamiento. Niveles de comportamiento	17
Tabla 3-2. Diseño basado en el comportamiento. Nivel de riesgo sísmico	17
Tabla 4-1. Cargas gravitatorias en el diseño	23
Tabla 4-2. Combinaciones	26
Tabla 4-3. Dimensiones de vigas y pilares	26
Tabla 4-4. Características del hormigón usado	27
Tabla 4-5. Características del acero de armar	27
Tabla 4-6. Datos armadura Pilar tipo I [50x50]	27
Tabla 4-7. Datos armadura Pilar tipo II [80x80]	28
Tabla 5-1. Dimensiones de vigas y pilares	35
Tabla 5-2. Datos armadura Pilar tipo I [50x50]	36
Tabla 5-3. Datos armadura Pilar tipo II [80x80]	37
Tabla 5-4. Armadura Viga tipo I – A [40x50]	37
Tabla 5-5. Armadura Viga tipo I – B [40x50]	37
Tabla 5-6. Armadura Viga tipo I – C [40x50]	37
Tabla 5-7. Armadura Viga tipo II [50x70]	38
Tabla 5-8. Armadura Viga tipo III [50x120]	38
Tabla 5-9. Cargas gravitatorias en el diseño	38
Tabla 5-10. Criterio de aceptabilidad	41
Tabla 6-1. Clasificación del terreno según NSCE-02	48
Tabla 6-2. Información sísmica referente a Chauchina (Granada) [NSCE-02]	49
Tabla 6-3. Parámetros que describen el espectro de respuesta elástica [EC-8]	51
Tabla 6-4. Información sísmica referente a Chauchina (Granada) [EC-8]	52
Tabla 6-5. Información sísmica referente a Chauchina (Granada) [NSCE-02 - EC-8]	52
Tabla 6-6. Valores del factor modificador C0	58
Tabla 6-7. Valores del factor modificador C2	59
Tabla 7-1. Información modal	63
Tabla 7-2. Coeficientes de desplazamiento sismo último dirección x. SAP2000	70
Tabla 7-3. Coeficientes de desplazamiento sismo de servicio dirección x. SAP2000	70
Tabla 7-4. Coeficientes de desplazamiento sismo último dirección y. SAP2000	77
Tabla 7-5. Coeficientes de desplazamiento sismo de servicio dirección y. SAP2000	78
Tabla 8-1. Resultados	79

Índice de Figuras

Figura 3-1. Análisis estático lineal. Sistema de un grado de libertad	9
Figura 3-2. Análisis dinámico lineal. Modos de vibración	10
Figura 3-3. Análisis de colapso (Pushover). Curva de capacidad	11
Figura 3-4. Análisis de colapso (Pushover). Distribución de fuerzas laterales	11
Figura 3-5. Método del espectro capacidad-demanda	12
Figura 3-6. Método del coeficiente del desplazamiento	13
Figura 3-7. Objetivos de comportamiento recomendados	18
Figura 3-8. Cálculo del factor de ductilidad	19
Figura 4-1. Proyección horizontal de una planta correspondiente a la terminal aeroportuaria (base de la torre)	21
Figura 4-2. Proyección horizontal de una planta correspondiente al fuste de la torre	21
Figura 4-3. Proyección horizontal de una planta correspondiente al fanal de la torre	21
Figura 4-4. Modelo de la estructura del edificio Terminal – Torre de control	22
Figura 4-5. Espectro de respuesta del sismo	24
Figura 4-6. Sección armadura transversal Pilar tipo I [50x50]	27
Figura 4-7. Sección armadura transversal Pilar tipo II [80x80]	28
Figura 4-8. Sección armadura Viga tipo I-A [40x50]	28
Figura 4-9. Sección armadura Viga tipo I-B [40x50]	29
Figura 4-10. Sección armadura Viga tipo I-C [40x50]	29
Figura 4-11. Sección armadura Viga tipo II [50x70]	30
Figura 4-12. Sección armadura Viga tipo III [50x120]	30
Figura 5-1. Proyección horizontal de una planta correspondiente a la terminal aeroportuaria (base de la torre)	31
Figura 5-2. Proyección horizontal de una planta correspondiente al fuste de la torre	32
Figura 5-3. Proyección horizontal de una planta correspondiente al fanal de la torre	32
Figura 5-4. Modelo de la estructura del edificio Terminal – Torre de control	32
Figura 5-5. Modelo de Takeda	33
Figura 5-6. Curva de comportamiento del hormigón HA-30 según modelo de Takeda	34
Figura 5-7. Curva de comportamiento del acero B 500 S	35
Figura 5-8. Sección armadura longitudinal Pilar tipo I [50x50]	36
Figura 5-9. Sección armadura longitudinal Pilar tipo II [80x80]	36
Figura 5-10. Cargas gravitatorias SAP2000	39
Figura 5-11. Diagrama de interacción de las rótulas en los pilares	40
Figura 5-12. Criterio de aceptabilidad sobre el diagrama de interacción en pilares	41
Figura 5-13. Diagrama de interacción de las rótulas en las vigas	41
Figura 5-14. Criterio de aceptabilidad sobre el diagrama de interacción en vigas	42
Figura 5-15. Discretización de los elementos constructivos	42
Figura 5-16. Modelo de la estructura del edificio Terminal – Torre de control discretizado	43
Figura 6-1. Esquema de la técnica Pushover	45
Figura 6-2. Espectro normalizado de respuesta elástica [NSCE-02]	50
Figura 6-3. Espectro de respuesta elástica [EC-8]	52
Figura 6-4. Espectro de respuesta sismo último [NSCE-02 - EC-8]	53
Figura 6-5. Espectro de respuesta elástica sismo de servicio [NSCE-02 - EC-8]	53
Figura 6-6. Curva de capacidad	54

Figura 6-7. Modelo bilineal de la curva de capacidad	55
Figura 6-8. Representación bilineal de la curva de capacidad	59
Figura 7-1. Nodo objetivo (Performance point)	62
Figura 7-2. Análisis dirección x. Paso 1	64
Figura 7-3. Análisis dirección x. Paso 2	64
Figura 7-4. Análisis dirección x. Paso 3	65
Figura 7-5. Análisis dirección x. Paso 4	65
Figura 7-6. Análisis dirección x. Paso 5	66
Figura 7-7. Curva de capacidad. Análisis dirección x	66
Figura 7-8. Diagrama bilineal sismo último. Análisis dirección x	67
Figura 7-9. Análisis dirección x. Degradación esperada sismo último	68
Figura 7-10. Diagrama bilineal sismo de servicio. Análisis dirección x	69
Figura 7-11. Análisis dirección x. Degradación esperada sismo servicio	69
Figura 7-12. Análisis dirección y. Paso 1	71
Figura 7-13. Análisis dirección y. Paso 2	72
Figura 7-14. Análisis dirección y. Paso 3	72
Figura 7-15. Análisis dirección y. Paso 4	73
Figura 7-16. Análisis dirección y. Paso 5	73
Figura 7-17. Curva de capacidad. Análisis dirección y	74
Figura 7-18. Diagrama bilineal sismo último. Análisis dirección y	75
Figura 7-19. Análisis dirección y. Degradación esperada sismo último	75
Figura 7-20. Diagrama bilineal sismo de servicio. Análisis dirección y	76
Figura 7-21. Análisis dirección y. Degradación esperada sismo servicio	77

1. Introducción

AFIS: Aerodrome Flight Information Service

NOTAM: Notice To Airmen (Información para aviadores)

CINA: Conferencia Internacional de Navegación Aérea

ATC: Air Traffic Control. Servicio encargado de dirigir el tránsito de aeronaves en tierra y aire

FAA: Administración Federal de Aviación

QNH: Presión barométrica al nivel del mar

QNE: Presión atmosférica al nivel de la pista del aeródromo

2. Objetivos y metodología

NCSE-02: Norma De Construcción Sismorresistente Española

EC-8: Eurocodigo-8. Proyecto de estructuras sismorresistentes

CYPE: Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción. Cálculo de estructuras. Software técnico.

SAP2000: Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción. Cálculo de estructuras. Software técnico.

ATC- 40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings

SEAOC: Structural Engineers Association of California

FEMA- 356: Federal Emergency Management Agency. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings

FEMA- 440: Federal Emergency Management Agency. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures

3. Estado del conocimiento

S_a : Coordenada aceleración espectral

S_d : Coordenada desplazamiento espectral

M_c : Suma de momentos en la columna

M_b : Suma de momentos en la viga

V_e : Respuesta elástica ante cortante basal de una estructura

C_T : Coeficiente del sismo de diseño

T : Período fundamental de vibración

W : Peso del edificio

R : Factor de reducción

V : Fuerza de cortante basal de diseño

F_i : Fuerza en la planta i

ω_i : Peso en la planta i

h_i : Altura en la planta i

F_t : Carga concentrada en la cima del edificio que representa el efecto de los mayores modos de vibración.

SDOF: Sistema de un grado de libertad
MDOF: Sistema de múltiples grados de libertad
T_g: Período característico del terreno
DCM: Método del coeficiente de desplazamiento presentado en el FEMA
N2: Método para análisis no lineal incluido en el EC-8
CSM: Método del diagrama de capacidad incluido en ATC- 40.
E_t: Energía que contribuye al daño
M: Masa del sistema
S_v: Velocidad máxima relativa alcanzada por la masa
 ξ : Coeficiente de amortiguación
 $\ddot{v}_g(t)$: Aceleración
C: Coeficiente de amortiguamiento
Q(v): Fuerza de recuperación
 $\dot{v}$: Primera del desplazamiento relativo
 $\ddot{v}$: Segunda derivada del desplazamiento relativo
v: Desplazamiento relativo
t: Tiempo
 μ : Factor de ductilidad
 Δ_u : Deformación ultima
 Δ_y : Deformación de fluencia

4. Diseño de la torre de control

m: Metro. Medida de longitud del Sistema Internacional
kN: 10³ N. Newton. Medida de fuerza del Sistema Internacional
s: Segundo. Medida de tiempo del Sistema Internacional
EHE-08: Instrucción Española del Hormigón Estructural
CTE DB SE-A: Documento Básico Seguridad Estructural del CTE
S.C.U: Sobrecarga de uso
 v_s : Velocidad de propagación de las ondas
 η : Factor de corrección por amortiguamiento
 a_b : Aceleración sísmica básica
K: Coeficiente de distribución
 a_c : Aceleración sísmica de cálculo
 ρ : Probabilidad de que la aceleración exceda la aceleración sísmica de cálculo
S: Coeficiente de amplificación del terreno
C: Coeficiente de cálculo del terreno
G_k: Acción permanente
Q_k: Acción variable
A_E: Acción sísmica
 γ_G : Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
 $\gamma_{Q,1}$: Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
 $\gamma_{Q,i}$: Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento
 γ_{AE} : Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica
 $\psi_{p,1}$: Coeficiente de combinación de la acción variable principal
 $\psi_{a,i}$: Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento
PP: Peso propio
CM: Cargas muertas
Qa: Sobrecarga de uso
SX: Sismo dirección X
SY: Sismo dirección Y

ELU: Estado Límite Último
CTE: Código Técnico de la Edificación
 f_{ck} : Resistencia característica del hormigón
 γ_c : Coeficiente de seguridad del hormigón
HA-30: Hormigón armado con límite elástico 30 MPa
 f_{yk} : Resistencia característica del acero
 γ_s : Coeficiente de seguridad del acero
B 500 S: Acero corrugado para hormigón armado con límite elástico 500MPa

5. Modelización del edificio

SF: Coeficiente de reducción del espectro
P-M2-M3: Rotula en la que el axil interacciona con los dos momentos en “y” y en “z”
M3: Rotula que se forma mediante la aplicación del momento en “z”

6. Análisis de la estructura

FEMA-273: Federal Emergency Management Agency.
FEMA-274: Federal Emergency Management Agency.
 $\alpha(T)$: Valor del espectro normalizado de respuesta elástica
 T_A : Límite de la aceleración espectral (NSCE-02)
 T_B : Límite de la aceleración espectral (NSCE-02)
 S_a : Espectro de respuesta elástico (NSCE-02)
 v : Factor de modificación del espectro
 Ω : Valor del amortiguamiento de la estructura.
 a_g : Aceleración sísmica de cálculo en un terreno tipo A
 a_{gR} : Aceleración sísmica básica del suelo en un terreno tipo A
 γ_1 : Coeficiente adimensional de riesgo
 S_e : Espectro de respuesta elástico (EC-8)
 T_B : Límite de la aceleración espectral (EC-8)
 T_C : Límite de la aceleración espectral (EC-8)
 T_D : Valor que define el comienzo del rango de respuesta de desplazamiento constante en el espectro (EC-8)
 m^* : Masa equivalente de un grado de libertad
 m_i : Masa de cada planta de un sistema de múltiples grados de libertad
 φ_i : Desplazamiento normalizado que experimenta la planta i
 F_i : Fuerza lateral normalizada correspondiente a la planta i
 Γ : Factor de transformación.
 F_b : Es la fuerza cortante basal del sistema de múltiples grados de libertad
 d_n : Desplazamiento del sistema de múltiples grados de libertad.
 d^* : Desplazamiento del sistema equivalente de un grado de libertad.
 F^* : Fuerza cortante basal del sistema equivalente de un grado de libertad.
 F_y^* : Fuerza de cedencia del sistema idealizado.
 E_m^* : Área entre la curva actual y la curva idealizada
 d_m^* : Desplazamiento donde se genera el mecanismo de plasticidad
 d_y^* : Desplazamiento de cedencia para el sistema idealizado
 T^* : Periodo de vibración para el sistema equivalente de un grado de libertad
 d_{et}^* : Desplazamiento que experimentará el sistema idealizado de un grado de libertad
 S_e : Espectro de respuesta elástico para un período T^*
 q_u : Es la relación entre la demanda de aceleraciones en la estructura de comportamiento elástico ilimitado S_e , y el esfuerzo limitado y F_y^*/m^*
 d_t^* : Desplazamiento objetivo del sistema idealizado de un grado de libertad

d_t : Desplazamiento objetivo de la estructura
 T_e : Cálculo del periodo efectivo
 T_i : Periodo fundamental elástico
 K_i : Rigidez lateral elástica.
 K_e : Rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección considerada
 S_a : Es el valor de la aceleración espectral correspondiente al período fundamental efectivo T_e
 C_0 : Relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento inelástico máximo probable en la parte superior de la estructura
 R : Es la relación entre la demanda de resistencia inelástica y el coeficiente de resistencia de cedencia
 V_y : Cortante de cedencia de la representación bilineal de la curva de capacidad.
 C_2 : Representa los efectos de la degradación de rigidez, la pérdida de resistencia y efecto de la forma de histéresis sobre la respuesta del desplazamiento máximo
 C_3 : Representa el incremento en el desplazamiento debido a los efectos del segundo orden
 α : Es la relación entre la rigidez post-cedencia K_s y la rigidez elástica.
 a : Coeficiente dependiente del tipo de terreno

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Historia del control del tráfico aéreo

Los servicios de control de tránsito aéreo nacieron prácticamente al mismo tiempo que la aviación comercial, en la primera década del siglo XX.

Cuando se pusieron en operación los aeródromos, se hizo necesario que alguien empezara a informar a los pilotos de las condiciones de pista, dirección del viento y la existencia de otros aviones o vehículos en la zona por medio de banderas, haces de luz o radio. Es el origen de lo que hoy se le conoce como AFIS (Aerodrome Flight Information Service).

El rápido crecimiento del tráfico aéreo y las condiciones meteorológicas adversas en algunos aeródromos hizo necesario que los operadores de tierra no se limitaran a informar a los pilotos, sino que tuvieran que dar instrucciones a los aviones que aterrizaban y despegaban de los aeródromos para evitar posibles colisiones. Ahí empieza la historia del control de tránsito aéreo.

El aeródromo de Croydon, al sur de Londres, fue el primero del mundo en implementar un servicio de control aéreo propiamente dicho. En 1922, tras una colisión menor entre un avión que llegaba y otro que despegaba de Croydon, se estableció por NOTAM que todos los pilotos debían obtener un orden en la secuencia de despegue, así como la debida autorización para despegar, que consistía en hacer ondear una bandera roja desde la torre de observación.

A principios de los años 20, empezaba a quedar claro que la aviación comercial iba a ser un éxito imparable y que, cuanto antes, la administración debía fijar una serie de normas para regular la actividad. Esa cuestión era especialmente importante en Europa, donde la variedad de fronteras y lenguas iba a hacer muy complicado homogeneizar esas reglas. Para esa tarea, y al amparo del Tratado de Versalles, nació la CINA (Conferencia Internacional de Navegación Aérea) que creó, en 1919, las primeras Reglas Generales de Tráfico Aéreo que fueron suscritas inicialmente por 19 estados. El 7 de abril de 1922 se produjo sobre Francia la primera colisión aérea entre vuelos comerciales en medio de la niebla. A consecuencia del accidente fallecieron 7 personas. Ello obligó a definir las primeras rutas aéreas en el canal de La Mancha, la necesidad de llevar equipos de radio a bordo y el intercambio de información meteorológica entre aeródromos.

En Estados Unidos, tras algunas colisiones de aviones comerciales en vuelo, un consorcio de aerolíneas empezó a supervisar la operación de sus propios vuelos. En 1935, en Newark (Nueva Jersey), varias compañías aéreas crearon el primer centro de control para supervisar de forma conjunta las rutas de sus vuelos. En 1936, se añadieron dos centros de control más en Cleveland y Chicago. El Departamento de Comercio asumió entonces la operativa de esos centros y en breve, ocho centros de control estaban operativos para controlar el espacio aéreo de EEUU. Para ello, utilizaban pizarras para registrar las posiciones que los pilotos iban transmitiendo y mapas donde posicionar los aviones y así evitar las colisiones en vuelo. Teniendo en cuenta la velocidad de la aeronave y el tiempo de vuelo, se podían anticipar las posiciones futuras de los aviones y poder avisar a los pilotos en caso de conflicto. En poco tiempo, los pilotos fueron instruidos para cumplir las instrucciones ATC.

1.1.1. El control aéreo en España

El control aéreo en España se desarrolló bajo la dependencia del Ejército del Aire hasta que, en 1977, pasó a depender del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

En 1920, se dota al aeródromo de Cuatro Vientos (1911, Madrid) con una torre de señales, la más antigua de España, al estilo de los faros marítimos de la época.

Durante los años 20 y 30 se desarrolla fuertemente la aviación militar, mientras que la aviación civil es esporádica. Se crea en los años 30 una red de aerofaros en España, al objeto de guiar las operaciones nocturnas, que permanecerá en uso hasta los 50.

En los años 40 se creó el Servicio de Protección de Vuelo, con sus Jefaturas Regionales, al objeto de vigilar y velar por la seguridad de los vuelos. Se crean una serie de normas reguladoras del servicio en los aeropuertos, normas básicas de circulación en el recinto de los aeródromos y un código de señales entre controlador de tierra y pilotos. En esos años, se convocó un concurso oposición para cubrir un total de 60 plazas para realizar funciones de control aéreo.

En los años 50 se definen 6 Regiones de Información de Vuelo (Madrid, Barcelona, Bilbao, Sevilla, Mallorca y Canarias) y se promulga el primer Reglamento de la Circulación Aérea. En el año 1952 entra en servicio el primer centro de control aéreo en España, en Sevilla. En 1954 empieza a operar el Centro de Control Aéreo de Madrid. La colaboración de la FAA estadounidense en los 50 fue fundamental en la formación de los controladores aéreos, con cursos de formación en Estados Unidos. En 1955 se crea la escuela de control de tráfico aéreo en Salamanca.

En los años 60 se crea el Cuerpo Especial de Controladores de la Circulación Aérea, compuesto por 286 funcionarios civiles, dependientes del Ministerio del Aire, con la misión técnica de regular las operaciones relativas a la ordenación y seguridad del tráfico aéreo.

En el año 1977, los controladores aéreos españoles dejan de estar adscritos al Ministerio de Defensa y pasan a depender del Ministerio de Transportes, Turismo y Comunicaciones.

En los comienzos, el espacio aéreo controlado solo abarcaba zonas muy concretas de la superficie de España y solo hasta 14.500 pies. En la actualidad, más de 2.000 controladores aéreos realizan en España, fundamentalmente, tres tareas: control de aeródromo, tanto en tierra como en las inmediaciones de los aeropuertos; control de ruta en el espacio aéreo hasta 46.000 pies y el control de aproximación, donde se ordena y separa en el aire los vuelos de llegada/salida a un aeropuerto asignando rumbos, velocidades y altitudes para que los aviones aterricen y despeguen con una separación adecuada entre ellos.

Al igual que en el resto de países, las mejoras en ayudas a la navegación, comunicaciones, control de afluencia y el uso del radar, han hecho posible asumir los incrementos de tráfico aéreo hasta nuestros días. No debemos olvidar que, por desgracia, esos avances nunca vinieron acompañados de la necesaria dotación de recursos humanos, por lo que, sin el gran esfuerzo de los profesionales del control aéreo, dicho objetivo no hubiera sido posible.

1.2. La torre de control

La torre de control aéreo es el centro de control desde donde se realiza el control de tráfico aéreo en la zona de un aeropuerto y sus inmediaciones, es decir, el control del rodaje, el despegue, la aproximación y el aterrizaje de los aviones.

Físicamente, la torre de control es una estructura de varias plantas, de altura elevada que se encuentra en el recinto del aeropuerto y que está conformada por los siguientes elementos: base, fuste y fanal.

El fuste se constituye como núcleo central y se trata de una estructura vertical de varias plantas que sostiene las plantas superiores o fanal. La regla clásica es que las plantas del fuste tienen una superficie menor que la de las plantas técnicas.

Se denomina fanal a las plantas técnicas de la torre, que se encuentran en la parte más alta de la misma. Corresponden al fanal varias plantas en las que se hospedan los equipos necesarios para el correcto control del tráfico, ordenadores y distintas dependencias en las que realiza su labor el personal de torre. Es en esta parte donde trabajan los controladores aéreos, responsables de organizar el tráfico. En la parte superior del fanal hay un casetón que constituye el punto de visión más elevado del recinto aeroportuario. Los cerramientos del casetón son de cristal antirreflejo y antiniebla y procuran que desde el mismo se tenga una visión panorámica de 360°. Desde el casetón del fanal se deben observar todas las aeronaves en tierra y los límites del espacio aéreo de jurisdicción de la torre.

Las torres de control se encargan de separar los despegues y los aterrizajes entre sí, y a estos con los que cruzan sobre su área sin intención de aterrizar, mediante la emisión de autorizaciones que deben ser obedecidas por los pilotos. Para estas autorizaciones se tiene en cuenta el peso y velocidad de las aeronaves, cuidando que siempre exista una separación reglamentaria, o mayor, entre aviones consecutivos. Otro criterio de asignación de turnos de despegue y aterrizaje consiste en que se despegue y aterrice la mayor cantidad de aeronaves en el mínimo tiempo posible, para reducir demoras, lo cual puede requerir, frecuentemente, que no siempre los aviones despeguen en el mismo orden en que están listos, de acuerdo con sus velocidades y rendimiento.

Su labor es compleja, debido a la gran cantidad de aviones que transitan y las condiciones atmosféricas que pueden alterar dicho tránsito. Para esto el controlador de aeródromo debe, necesariamente, tener a la vista a todas las aeronaves en su comunicación antes de autorizarles entrar en su espacio aéreo, conocer a la perfección la geografía de su sector y contar con equipos de medición de viento y presión atmosférica, como mínimo.

Actualmente se utilizan complejos sistemas automatizados que permiten realizar, en circunstancias normales, las tareas más comunes con poca o ninguna participación humana. De esta manera se optimiza el trabajo y se reduce la probabilidad de accidentes aéreos.

Hay torres de control que cuentan con personal idóneo, capacitado y certificado las 24 horas, y otras torres con limitaciones de horario. El personal puede consistir desde un solo controlador, a varias personas en la torre. Lo más común es que haya dos personas en la torre de control: un controlador para los movimientos de aeronaves y vehículos en tierra (conocido como Control Terrestre) y un controlador para aeronaves en el aire (aviones, helicópteros, globos tripulados y no tripulados); pero pueden existir otros controladores como un supervisor responsable de la operación de la estación; o coordinadores que se encargan de intercambiar información relativa a las operaciones aeronáuticas con otras dependencias del mismo aeropuerto, como control de salidas o de acercamiento, o con otros aeropuertos.

La función del controlador terrestre es dar instrucciones para que una aeronave u otro vehículo transite en forma segura por el aeropuerto, normalmente en dirección desde o hasta la pista de vuelo.

Las instrucciones que se pueden obtener de un controlador terrestre son entre otras: Pista en uso; Dirección y fuerza del viento; QNH - es decir, la presión barométrica al nivel del mar en ese momento; o bien el QNE, que es la presión atmosférica al nivel de la pista del aeródromo; la primera (QNH) sirve para referirse a la elevación del aeropuerto con respecto al nivel del mar y la segunda (QNE) para medir la altura con respecto al punto de toma de contacto en la propia pista, Temperatura del aire; Hora local; Visibilidad, expresada en metros, dato importante si hay niebla en el sector. Otra información esencial, como fenómenos meteorológicos actuales que pueden

afectar la seguridad del vuelo, tales como informar sobre peligros en la zona, por ejemplo, aves en las cercanías, globos meteorológicos, ráfagas de viento, o turbulencia, entre otros.

El controlador que vigila el tráfico en el aire se encarga de coordinar por radio o teléfono con la Oficina de Radar recibiendo así tráfico que llega al aeropuerto (y esperándolo en forma visual), o entregando a Radar la vigilancia del tráfico aéreo que despegue del aeropuerto.

La idea de que la torre de control esté ubicada tan alta se debe exclusivamente a que les resultará más fácil a los controladores el ver movimientos de aeronaves en el aire o en tierra. Es decir, la torre de control es una oficina de observación en primer lugar (por su altura), y de dirección en segundo lugar (por estar equipada con aparatos de radio). La torre de control más alta, actualmente, es la del Aeropuerto Internacional Suvarnabhumi (Bangkok), con 132.2 metros de altura.

2. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA

2.1. Objetivos

El objetivo del presente trabajo es la puesta a punto de un método de comprobación de las prestaciones de un edificio a través del análisis no lineal. Así, para llevar a cabo el desarrollo del método, el estudio se centra en el diseño de un edificio Terminal - Torre de control de un aeropuerto. A través del planteamiento de una propuesta estructural se analizará la vulnerabilidad y riesgo sísmico, y se evaluará el daño sísmico como una función de entrada del terremoto. Mediante el estudio de sus prestaciones comprobaremos la idoneidad del edificio propuesto para los sismos considerados.

2.2. Metodología

El diseño de la estructura será llevado a cabo con respecto a los requerimientos establecidos por la normativa española, NCSE-02, y, europea, EC-8, y se usará para la construcción del edificio hormigón armado. Durante el dimensionamiento de la estructura asumiremos una serie de hipótesis de cargas en las que contaremos con cargas permanentes, sobrecargas de uso y sismo. El software a utilizar en esta fase del trabajo será CYPE.

Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, que incorpore directamente las propiedades inelásticas de los materiales utilizados.

El estudio de las prestaciones para el sismo de servicio tiene como punto de partida el edificio Terminal - Torre de control diseñado, y para su consecución se recurre a un análisis no lineal. De entre todos los análisis existentes, realizaremos un análisis tipo Pushover. El análisis de Pushover no cuenta con una extensa base teórica; está basado en la asunción que los múltiples grados de libertad de una estructura están directamente relacionados a la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad con características de histéresis apropiadas. Es un método simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura, bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. El análisis se realiza manteniendo las cargas gravitacionales constantes y aplicando a la estructura un patrón de cargas laterales que se incrementan de manera monotónica.

Para realizar este análisis, se incorpora directamente la respuesta inelástica del material. La estructura se empuja hacia un desplazamiento esperado (o hasta el colapso) que se obtiene a través de los códigos de diseño de cada país, y que representa el desplazamiento máximo probable que la estructura experimentará bajo una demanda sísmica, obteniendo así las deformaciones y las fuerzas internas de la estructura. Cada iteración en el aumento de la carga lateral define el par ordenado fuerza lateral – desplazamiento. Con todas las iteraciones realizadas se grafica cada par ordenado para obtener la curva de capacidad o curva de Pushover, la cual muestra como varía la rigidez de la estructura bajo la aplicación de cargas incrementales. La secuencia del agrietamiento, rótulas plásticas y fallas de los componentes estructurales, se puede observar durante todo el procedimiento, hasta que el desplazamiento máximo esperado es excedido o hasta que la estructura colapsa. Para realizar el análisis

estático no lineal del edificio en estudio, se hará uso del programa de análisis y diseño estructural SAP2000.

En este estudio se presenta una metodología que puede ser utilizada para la evaluación de la capacidad estructural de edificios construidos en zonas de alta sismicidad. En el caso de zonas con actividad sísmica alta, se considera la información de la aceleración sísmica registrada en la zona para la definición de la demanda sísmica. A partir de toda la información recopilada para el estudio se generará un modelo en el programa SAP2000, que permitirá realizar un análisis de colapso (Análisis de Pushover) para obtener la distribución de daños en dicha estructura en los niveles de desempeño considerados en esta evaluación.

A continuación, se especifican los aspectos que se pretenden llevar a cabo para este estudio, que en forma general tiene como objetivo evaluar la capacidad estructural del edificio Terminal - Torre de control, utilizando análisis estático no lineal (Pushover); y en forma particular:

- Describir los conceptos básicos del análisis estático no lineal Pushover (Análisis de Colapso), como patrones de cargas a utilizar, modelos de múltiples grados de libertad, modelos de un grado de libertad, espectros de respuesta, etc.
- Aplicar la metodología propuesta por el ATC- 40, FEMA- 440, Eurocódigo 8 y otros, referente al análisis de Pushover, para evaluar la capacidad estructural del edificio ya mencionado.
- Mostrar el uso de la nueva filosofía de diseño, la cual se basa en la evaluación estructural para diferentes niveles de comportamiento sísmico, y describir los principales criterios que son utilizados en diferentes normativas internacionales.
- Verificar el nivel de respuesta esperado, cuando utilizamos los parámetros sísmicos que plantea la Norma Técnica de Diseño por Sismo de nuestro país.
- Capturar la posible secuencia de daños que la estructura experimentaría, si se sometiera a cargas sísmicas similares a las aplicadas en el análisis de Pushover.

El desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño, no ha sido cuantificado, debido a que generalmente solo se considera un nivel de movimiento del terreno, para el cual, la edificación no debería colapsar. Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociadas a sismos de naturaleza más frecuente. En este sentido, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso, debido a grandes sismos, no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña y moderada intensidad, en los que muchas estructuras con diseño sismorresistente no colapsaron, pero las pérdidas económicas fueron de gran magnitud debido a la ausencia de una definición clara de los objetivos del comportamiento de las estructuras ante sismos de diferente intensidad.

Para esclarecer los objetivos del comportamiento de las estructuras ante sismos de diferente intensidad, se desarrolla esta investigación que contribuye con la nueva filosofía de diseño, que toma en cuenta esta variedad de intensidades sísmicas, que al final proporcionará un criterio de diseño sismorresistente que evitará daños en estructuras y a la vez pérdidas económicas.

Se pretende analizar la estructura para una aceleración creciente y observar cómo se deteriora, es decir, cómo van plastificando determinadas zonas hasta alcanzar el colapso, todo ello en base al desplazamiento en un determinado punto, que luego compararemos con el desplazamiento provocado en ese punto por el sismo de cálculo, es decir, lo que llamamos comparación entre demanda y capacidad. Asimismo, como parte del estudio, se quiere comprobar, en qué estado quedaría la estructura si a esta se le aplica el sismo último, con período de retorno 500 años, y el que llamaremos sismo de servicio, con período de retorno 100 años.

3. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

3.1. Antecedentes

Los antecedentes con los que se cuentan para que este estudio sea factible realizarlo, están basados en el fenómeno sísmico que representa una de las manifestaciones más impactantes de la naturaleza. Las pérdidas de vidas humanas y la destrucción de las infraestructuras creadas por el hombre, demuestran el potencial devastador de este fenómeno, por lo que se hace necesario estudiar el comportamiento estructural de los edificios, cuando exceden su capacidad elástica.

Existen varias maneras de evaluar la capacidad sísmica de una estructura: Análisis por fuerza lateral equivalente, espectro de repuesta modal, análisis no lineal estático y dinámico; pero se conoce que el mejor método para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico de una edificación es el análisis dinámico no lineal, ya que la demanda de fuerzas y deformaciones internas puede ser determinada con suficiente precisión; sin embargo, la implementación de este método requiere la disponibilidad de un grupo de registros de acciones sísmicas, que tomen en cuenta las incertidumbres y diferencias en severidad, características de frecuencia y duración; provocado por la ruptura de algunas características y distancias a las fallas que pueden causar un sismo en la región.

Desde hace aproximadamente 40 años (1975 en Nueva Zelanda, por Park y Paulay) se comenzó a estudiar el comportamiento no lineal de las estructuras. De estos estudios se obtuvo que se podían realizar análisis dinámicos no lineales, que para efectos prácticos resultó demasiado complejo y por lo tanto frecuentemente impracticable, es así como surgen los métodos de análisis estáticos no lineales; que utilizan directamente las propiedades inelásticas de los materiales. El análisis estático no lineal Pushover (Análisis de colapso) nace como una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia – deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales.

3.2. Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa, se define como la tendencia específica a ser afectado o de ser susceptible a sufrir daño, ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con las características físicas y estructurales de diseño.

Para la realización de un buen estudio de vulnerabilidad se tiene la necesidad de establecer una clasificación en la cual se vean implicados todos los elementos que interactúan en la estructura, como son elementos funcionales, estructurales y no estructurales, los cuales cada uno de ellos incorporará partes específicas en el diseño y funcionamiento de la edificación.

Es por ello que se divide la edificación en tres aspectos básicos como son: elementos estructurales, elementos no estructurales y los atributos de funcionalidad en el edificio; en el caso de la Torre de control el criterio determinante será la vulnerabilidad de los elementos estructurales

que imposibiliten el uso normal del edificio y por tanto repercuta sobre la funcionalidad del aeropuerto, al ser esta un elemento crítico y fundamental dentro del mismo.

En todo caso, sólo se podrá realizar un estudio de vulnerabilidad integral cuando se incorporen todos los aspectos a ser evaluados (estructural, no estructural y funcional).

3.3. Daño sísmico

El daño es el grado de degradación o destrucción causado por un fenómeno peligroso; en este caso terremotos; sobre las personas, los bienes, los sistemas de prestación de servicios y los sistemas naturales o sociales. Pero desde el punto de vista estructural, generalmente es relacionado con deformaciones irrecuperables en la estructura (deformaciones inelásticas), por lo tanto, cualquier cantidad de daño debe ser preferiblemente asociada a un cierto aporte de deformación.

La evaluación y la interpretación del daño causado por los sismos, es planteada mediante la necesidad de cuantificar y explicar los efectos de este fenómeno sobre los diferentes tipos de estructuras existentes.

En la actualidad, se incluye la no linealidad de los materiales en el análisis y diseño sísmico, para lo cual, se dispone de información detallada sobre los efectos que son producidos cuando se sobrepasa el límite elástico de ellos. Es posible evaluar el comportamiento de un material mediante procedimientos de análisis y/o estudios experimentales, pero para obtener un comportamiento global de la estructura es necesario que los resultados obtenidos para todos los materiales deban conjuntarse, para ello existe un amplio conjunto de indicadores o índices de daño, que permiten cuantificar el daño local y global de la estructura.

El daño físico que puede sufrir una edificación generalmente se califica como:

- A. Estructural: Depende del comportamiento de los elementos que forman parte del sistema resistente tales como, vigas, columnas, muros, losas, etc.
- B. No estructural: Asociados a los elementos arquitectónicos y los sistemas mecánicos, eléctricos, sanitarios, así como del contenido de la edificación.
- C. El daño económico: Se define como la relación entre los costos de reparación y los costos de reposición, e incluyen tanto los costos de daño físico directo como los costos de daños indirectos.

Cuando no solo se toma en cuenta un solo conjunto de elementos, sino que también se incluyen los daños a todos los demás elementos, se establece una clasificación combinada, por ejemplo, se adopta una escala de cinco estados discretos que incluyen los daños no estructurales, el tiempo que permanece fuera de funcionamiento la estructura y el riesgo al que se encuentran expuestos los ocupantes, esto es:

- Sin daño
- Leve: Daños menores en elementos no estructurales. La estructura continúa funcionando con normalidad en menos de una semana.
- Moderado: Daños no estructurales considerables, se producen pequeños daños estructurales. La estructura puede estar cerrada hasta por 3 meses. El riesgo que se produzca pérdida de vidas humanas es mínimo.
- Severo: Los daños estructurales aumentan y es posible que la estructura deba estar cerrada por un período largo de tiempo. En el peor de los casos puede ser necesario demoler la estructura. Hay un alto riesgo que se produzcan pérdidas de vidas humanas.

- Colapso Total o muy severo: Los daños son irreparables y hay una probabilidad muy alta que se produzcan pérdidas de vidas humanas.

3.4. Métodos de evaluación de la capacidad estructural

La capacidad estructural es la habilidad que posee un edificio de soportar demandas sísmicas y depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus elementos. Para determinar esta capacidad se utilizan procedimientos lineales y procedimientos no lineales, los cuales se pueden aplicar considerando a un modelo estático o dinámico.

3.4.1. Procedimientos lineales

Los procedimientos lineales mantienen el uso tradicional de una relación tensión-deformación lineal, pero incorporan ajustes a las deformaciones globales del edificio, y también incluyen requerimientos en la calidad de los materiales utilizados, para permitir una mejor consideración de probables características no lineales para la respuesta sísmica.

Estos procedimientos generalmente se utilizan cuando las estructuras poseen una regularidad estructural en planta y en elevación. Si la estructura posee una o más irregularidades, los procedimientos lineales no se podrán utilizar.

Los procedimientos lineales pueden brindar resultados inexactos si se aplican a edificios con sistemas estructurales irregulares; es decir, asimetría geométrica en planta y en elevación, a menos que sea capaz de responder al movimiento sísmico de manera elástica. Un análisis lineal se puede desarrollar de forma estática o dinámica.

3.4.1.1. Análisis estático lineal

El análisis estático lineal se utiliza para calcular los desplazamientos, fuerzas para el diseño sísmico, la distribución de fuerzas sobre la altura del edificio y fuerzas internas.

En este procedimiento se definen estados de fuerzas laterales estáticas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos, proporcionando buena aproximación de la capacidad elástica y de la primera cedencia, pero no pueden predecir mecanismos de falla, ni tomar en cuenta la redistribución de fuerzas en el progreso de la cedencia.

La estructura se modela como un sistema de un grado de libertad con una rigidez elástica lineal. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes.

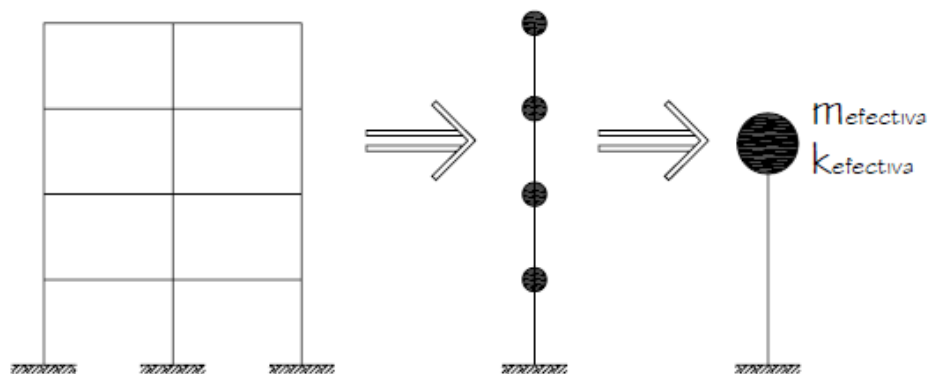


Figura 3-1. Análisis estático lineal. Sistema de un grado de libertad

3.4.1.2. Método de superposición modal

Es el método más común y efectivo de los procedimientos para el análisis sísmico de sistemas estructurales lineales. Este método, después de evaluar un conjunto de vectores ortogonales, reduce el gran conjunto de ecuaciones generales de movimiento a un pequeño número de ecuaciones diferenciales desacopladas de segundo orden. La solución numérica de estas ecuaciones implica una gran reducción del tiempo de cómputo. Con este método se obtiene la respuesta completa, en su variación en el tiempo, de los desplazamientos de los nudos y fuerzas en los elementos debidos a un movimiento determinado en la base.

3.4.1.3. Análisis dinámico lineal

La estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal. El análisis espectral modal supone que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando de forma independiente la respuesta de cada modo natural de vibración utilizando un espectro de respuesta elástico. Solo se consideran los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta de la estructura.

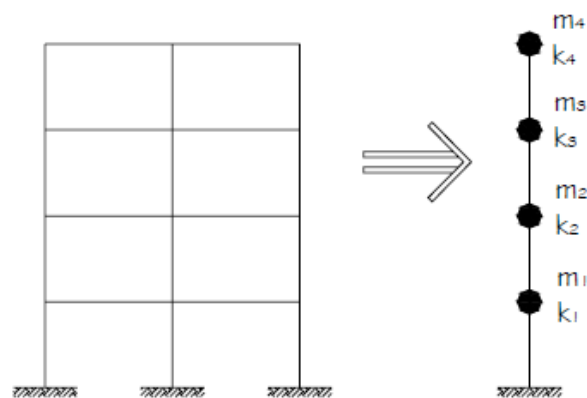


Figura 3-2. Análisis dinámico lineal. Modos de vibración

3.4.2. Procedimientos no lineales

Con el uso de estos procedimientos, es posible aproximarse a lo que en verdad sucede en el edificio, ya que las representaciones del comportamiento de las estructuras tienen menor incerteza; es decir, se pueden definir los mecanismos de falla y el potencial de un colapso progresivo.

3.4.2.1. Análisis estático no lineal

Cuando un edificio se somete a movimientos del terreno debido a las demandas sísmicas, éste experimenta desplazamientos laterales y deformaciones en sus elementos. Para respuestas de pequeña amplitud, las deformaciones en los elementos permanecen en el rango elástico y prácticamente no ocurren daños, mientras que, para respuestas de mayor amplitud, las deformaciones de los elementos exceden su capacidad elástica y la edificación experimenta daños considerables. Entonces la mejor estimación de la respuesta global de la estructura ante movimientos sísmicos y de la demanda en sus componentes individuales, se obtiene recurriendo a sofisticados procedimientos de análisis no lineal, cuyos resultados tienden a ser altamente

sensibles a pequeños cambios del comportamiento de sus componentes y a las características del movimiento utilizado.

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para evaluar edificios existentes, o nuevas propuestas, que permiten comparar la capacidad de la edificación con la demanda sísmica a la cual será expuesta. Entre los principales métodos simplificados de análisis estático no lineal destacan:

A. Análisis de colapso (Pushover)

Es una técnica simple y eficiente para obtener la capacidad, resistencia-deformación de una estructura bajo una distribución de fuerzas inerciales esperadas.

En este análisis la estructura se somete a un patrón de cargas laterales que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de cada uno de los componentes, los estados límites de servicio y el historial de deformaciones y cortantes en la estructura, que corresponde a la curva de capacidad.

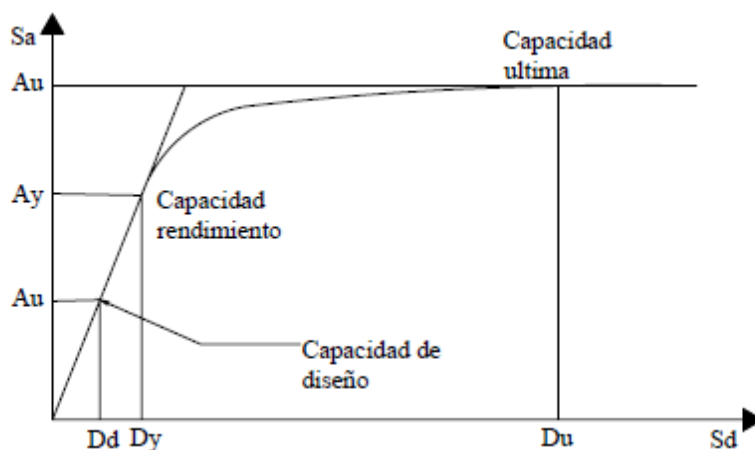


Figura 3-3. Análisis de colapso (Pushover). Curva de capacidad

La forma en la que están distribuidas las fuerzas laterales, ya sean fuerzas constantes, lineales, parabólicas, etc., aplicadas a la estructura, tiene gran influencia en la determinación de la curva de capacidad.

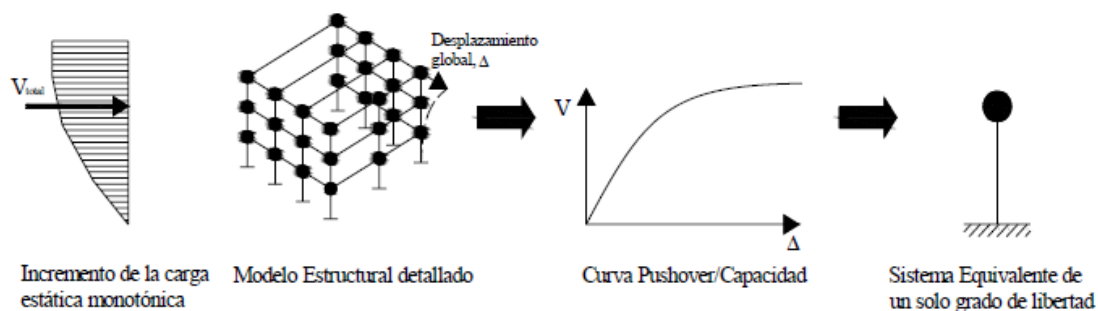


Figura 3-4. Análisis de colapso (Pushover). Distribución de fuerzas laterales

B. El método del espectro capacidad-demanda

Permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de un edificio a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda. El método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente, usando como base procedimientos del análisis modal. Es necesario mencionar que estos procedimientos solo son válidos para estructuras de comportamiento lineal, pero su uso en estructuras de comportamiento no lineal, puede dar una buena aproximación que permita la representación del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas.

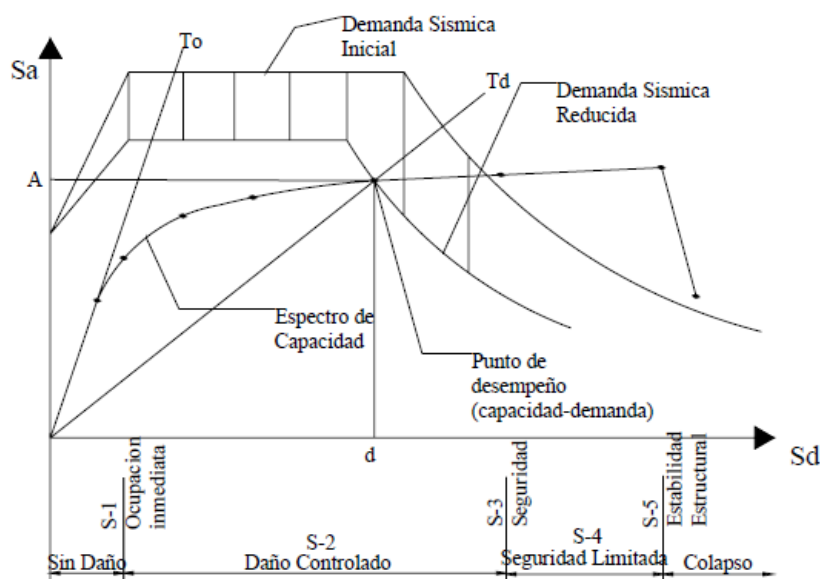


Figura 3-5. Método del espectro capacidad-demanda

Así pues, el espectro capacidad-demanda, constituye una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar entre otras cosas:

- La respuesta estructural máxima del sistema.
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará el edificio durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamientos espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.
- La modificación del período de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en el régimen elástico para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.

C. El método del coeficiente del desplazamiento

Es un procedimiento numérico para estimar la demanda de desplazamiento de una estructura usando una representación bilineal de la curva de capacidad y coeficientes de corrección. Este método utiliza una versión simplificada de la aproximación de iguales desplazamientos para estimar el punto de desempeño de una estructura mediante un procedimiento numérico directo. A diferencia del método del espectro de capacidad, éste no requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales (S_a , S_d). La aplicabilidad del método se limita a estructuras regulares, que no presentan efectos de torsión adversos.

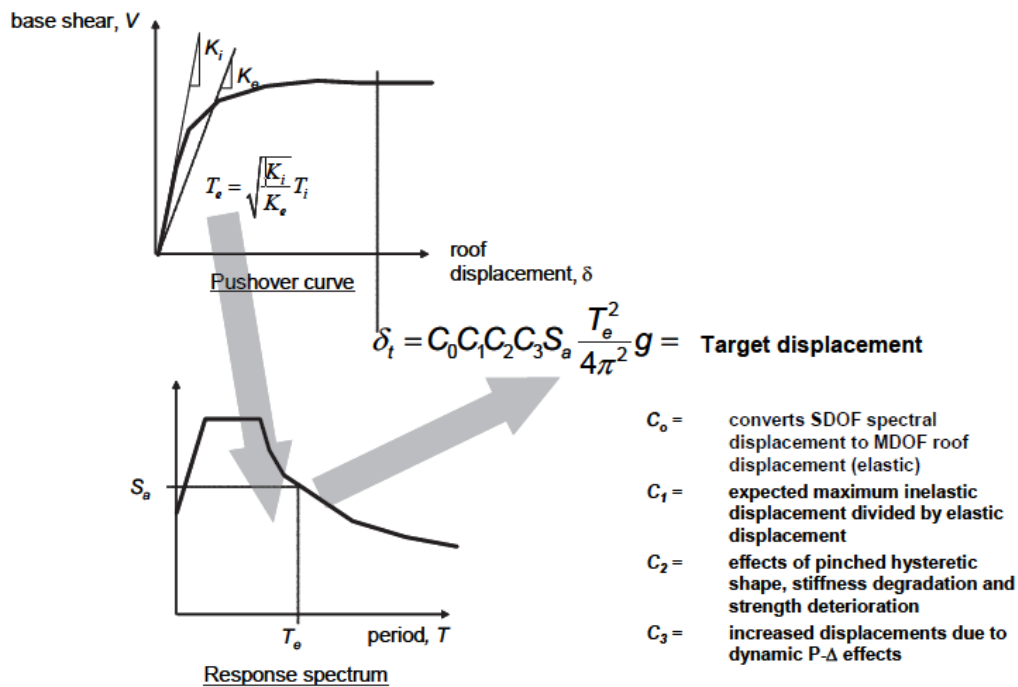


Figura 3-6. Método del coeficiente del desplazamiento

3.4.2.2. Análisis dinámico no lineal

El mejor método para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico de una edificación es el análisis dinámico no lineal, ya que es la representación más cercana al comportamiento real de las estructuras; sin embargo, la implementación de este método requiere la disponibilidad de una definición clara de ciertos parámetros, como, por ejemplo: Características de frecuencias, ruptura, etc. En este tipo de análisis la estructura se modela de forma similar a la utilizada para el análisis estático no lineal. La diferencia principal es que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simulados). Este es procedimiento más sofisticado para predecir las fuerzas y los desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a una acción sísmica. Sin embargo, la respuesta calculada de la estructura puede ser muy sensible a las características propias de la acción, por lo que se recomienda utilizar varios registros de historias temporales de aceleración.

En este método el modelo incorpora directamente las características no lineales de cada elemento, luego la estructura se somete a movimiento sísmico que se representa por análisis temporales.

3.5. Diseño sísmico: Metodologías basadas en la fuerza, el desplazamiento y la energía

El diseño de edificios sismorresistentes está basado en dos objetivos principales:

- 1) Proveer a la estructura de una resistencia suficiente para comportarse en el rango elástico para el sismo con un período de retorno similar a la vida del edificio.
- 2) Diseñar el edificio para superar las deformaciones plásticas sin comprometer vidas humanas para los sismos de mayor período de retorno.

Estas dos directrices, que son fundamentales, requieren que la estructura sea capaz de resistir las cargas gravitacionales y una resistencia lateral mayor para resistir la acción sísmica en el escenario del primer caso.

Uno de los más antiguos y comunes diseños basados en estos principios son los sistemas estructurales columna fuerte-viga débil. Los principales objetivos de este tipo estructural son:

- a) Asegurar un mecanismo de colapso que distribuya uniformemente la energía plástica en los elementos estructurales de todos los pisos.
- b) Forzar la formación de rótulas plásticas al final de las vigas, que presentan una mayor capacidad de disipación que las columnas debido a la ausencia de carga axial. La formación de rótulas plásticas en las columnas está exclusivamente permitida en su base para establecer el mecanismo de fallo.

Para definir las dimensiones y el refuerzo de los elementos estructurales es necesario el uso de aproximaciones de diseño de capacidad. Otro hecho clave para asegurar que las rótulas plásticas se desarrollan en las vigas en lugar de en las columnas es que la suma de momentos en las columnas alrededor de un nodo de la estructura es mucho mayor que la suma de momentos en las vigas alrededor de ese mismo nodo, como se expresa en la ecuación 3.1.

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_b} \gg 1 \quad (3.1)$$

Donde M_c es la suma de momentos en la columna y M_b es la suma de momentos en la viga.

3.5.1. Diseño sísmico basado en la fuerza

Actualmente, los códigos sísmicos más utilizados para el diseño de estructuras sismorresistentes son los métodos basados en la fuerza. Estos métodos se basan en fuerzas laterales distribuidas perpendicularmente a lo largo de la superficie lateral de la estructura con un patrón conocido. Existen dos métodos diferentes en función de cómo están calculadas estas fuerzas laterales:

- 1) El método estático equivalente de fuerza lateral (Static Equivalent Lateral Force Method).
- 2) El método dinámico equivalente de fuerza lateral (Dynamic Equivalent Lateral Force Method).

3.5.1.1. Método estático equivalente de fuerza lateral

La respuesta elástica ante cortante basal de una estructura, V_e , puede ser obtenido de la siguiente manera

$$V_e = C_T W \quad (3.2)$$

Donde C_T es el coeficiente del sismo de diseño que depende del riesgo sísmico y del período fundamental de vibración T , y W es el peso del edificio. Esta respuesta elástica en la base debido a cortante es reducida por un factor de reducción apropiado R , dependiente de la capacidad de deformación plástica del sistema estructural, obteniendo la fuerza de cortante basal de diseño de la ecuación 3.3

$$V = \frac{V_e}{R} \quad (3.3)$$

Este cortante basal de diseño se distribuye verticalmente a lo largo del lado de la estructura y en las diferentes partes de la estructura proporcionalmente a sus rigideces. Es muy común usar una distribución proporcional a la altura y al peso en los diferentes niveles como se expresa en la ecuación 3.4

$$F_i = \frac{(V - F_t)\omega_i h_i}{\sum_{i=1}^n \omega_i h_i} \quad (3.4)$$

Donde F_i es la fuerza, ω_i es el peso y h_i es la altura en la planta i respectivamente y F_t es una carga concentrada en la cima del edificio que representa el efecto de los mayores modos de vibración.

3.5.1.2. Método dinámico equivalente de fuerza lateral

El método más común es el análisis mediante espectros de respuesta, que es el adoptado por la NCSE-02 y el EC-8. Este método se basa en la obtención del pico de respuesta dinámica elástica de los modos más representativos de la estructura, obtenidos de la respuesta elástica espectral en la región determinada. Las máximas contribuciones modales están combinadas estáticamente para obtener la máxima respuesta de la estructura.

3.5.2. Diseño sísmico basado en desplazamiento

A diferencia de las metodologías presentadas, en las que el diseño utiliza la fuerza como parámetro de diseño, los procedimientos basados en desplazamientos usan desplazamiento como parámetros de diseño. El comportamiento sísmico de las estructuras es controlado por los desplazamientos de las plantas. Las últimas investigaciones reflejan la existencia de una relación entre el desplazamiento elástico y el inelástico basado en análisis no lineales, dependientes del tiempo, en estructuras elastoplásticas SDOF (sistema de un grado de libertad). Concluyeron que para estructuras de período corto el desplazamiento inelástico excede el del SDOF elástico, mientras que, para estructuras de período medio-largo, el desplazamiento era aproximadamente idéntico. También se dieron cuenta de que el límite entre los períodos de SDOF corto y largo podía definirse en términos del período característico del terreno, T_g , que es el período límite entre los rangos de velocidad constante y aceleración constante del espectro de respuesta elástica del movimiento del terreno. Dependiendo de cómo sea definido el sistema SDOF equivalente, que representa el sistema real MDOF (sistema de múltiples grados de libertad), hay varias propuestas para el diseño sísmico basado en desplazamientos.

El diseño sísmico basado en esas propuestas es comúnmente denominado “Diseño directo basado en desplazamientos” (Direct Displacement-Based Design). En estos procedimientos, un sistema inelástico equivalente SDOF se define mediante un análisis Pushover de la estructura real MDOF, en términos de período efectivo, rigidez, masa y amortiguamiento para un desplazamiento máximo determinado. Las propiedades efectivas se usan para obtener el desplazamiento máximo con un espectro elástico de desplazamiento.

Recientemente se han desarrollado tres metodologías basadas en el análisis Pushover e incluidas en el último código sísmico como herramienta de diseño y evaluación: El Método del coeficiente de desplazamiento (DCM), presentado en el FEMA-356 y revisado en el FEMA- 440; el método N2 incluido en el EC-8; y el método del diagrama de capacidad (CSM) del ATC- 40.

3.5.3. Diseño sísmico basado en la energía

Los métodos basados en la energía están basados en la hipótesis principal de que la capacidad de la estructura (en términos de absorción/disipación de energía) debería exceder la demanda sísmica (en términos de energía sísmica aportada).

La energía que contribuye al daño, E_t , en un SDOF sometido a un movimiento sísmico dado, puede ser estimada por la siguiente ecuación:

$$E_t = \frac{1}{2} m S_v^2 \quad (3.5)$$

Donde m es la masa del sistema y S_v es la velocidad máxima relativa alcanzada por la masa, obtenida del espectro de velocidad de respuesta elástica con un coeficiente de amortiguación ξ .

La energía aportada a la estructura es disipada parte por el amortiguamiento y el resto, almacenada o disipada en la estructura como energía cinética en el movimiento de la masa y energía potencial elástica/plástica de los elementos estructurales. Si la estructura no es capaz de absorber la parte de energía aportada por el sismo no disipada por el amortiguamiento en el rango elástico, las tensiones en los componentes estructurales excederán el límite elástico, incurriendo en tensiones plásticas y deformaciones permanentes que pueden llevar al colapso la estructura. Si la estructura está provista con suficiente capacidad para disipar energía a través de deformaciones inelástica sin colapsar, superará el sismo al que se ve sometida.

La energía total aportada por un sismo es una cantidad estable que depende principalmente de la masa total del sistema y del período fundamental de vibración de la estructura. La ecuación de movimiento para un sistema SDOF elástico sometido a la componente horizontal unidireccional de un sismo caracterizado por una aceleración $\ddot{v}_g(t)$:

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Q(v) = -M\ddot{v}_g \quad (3.6)$$

Donde M es la masa del sistema, C es el coeficiente de amortiguamiento, $Q(v)$ es la fuerza de recuperación, $\dot{v}$ y $\ddot{v}$, son la primera y segunda derivada del desplazamiento relativo, v , de la masa con respecto al tiempo, t .

3.6. El diseño basado en el comportamiento

El primer paso es la selección del objetivo de actuación de diseño, que es el nivel de actuación esperado para el edificio para un nivel de riesgo sísmico dado. La selección del objetivo de comportamiento está basada en la importancia del edificio, ocupación, función, valor potencial como recurso histórico o cultural y otros factores económicos como los costes de reparación o reconstrucción o los costes por la interrupción del negocio.

Un nivel de comportamiento es un estado de daño definido en términos de daño estructural, no estructural y contenido, las consecuencias para los ocupantes y la continuidad de la función llevada a cabo en el edificio. Hay cinco niveles de comportamiento que son usados frecuentemente en los códigos sísmicos actuales, como límite para un rango de estados límite. En la siguiente tabla vemos los cinco niveles presentados en SEAOC, y los efectos que tienen asociados cada uno de ellos.

Fully operational	El daño en el sistema, tanto estructural como no estructural, es insignificante. La estructura mantiene la resistencia anterior al sismo y la rigidez. El edificio es seguro para ser ocupado con todo el equipamiento y servicios necesarios para su uso adecuado.
Operational	Daño moderado en los elementos no estructurales y contenidos, y leve en los estructurales. El edificio puede usarse de manera razonable pero algunos servicios pueden ser interrumpidos afectando a la función normal del edificio
Life Safety	El daño es moderado en todos los elementos, estructurales, no estructurales y contenido. La estructura mantiene parte de su capacidad lateral, con margen para el colapso. Puede que haya algún daño humano, pero el riesgo de pérdida de vidas es muy bajo. El edificio no estaría disponible para la inmediata ocupación tras el sismo. Este nivel es menor que el nivel de comportamiento esperado en los códigos actuales. La construcción podría ser reparada, pero sería económicamente inútil.
Near Collapse	Daño severo en los elementos estructurales con compromiso de la resistencia lateral y vertical. Habría margen para la resistencia lateral después del sismo, con una degradación de la resistencia y la rigidez lateral del sistema y una gran deformación permanente en la estructura. El sistema que resiste la carga vertical debe ser capaz de resistir la demanda de carga gravitatoria, alto riesgo de pérdida de vidas debido al peligro de fallo de los elementos estructurales y no estructurales. La estructura es irreparable.
Collapse	Colapso parcial o total de la estructura.

Tabla 3-1. Diseño basado en el comportamiento. Niveles de comportamiento

El nivel de riesgo sísmico se expresa, en términos de probabilidad de excedencia o período de recurrencia, que es el período promedio entre ocurrencias de sismos que producen efectos de similar o mayor intensidad. A continuación se muestra información relativa al nivel de riesgo sísmico publicada por SEAOC.

Nivel de riesgo sísmico	Intervalo de ocurrencia	Posibilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	970 años	10% en 100 años

Tabla 3-2. Diseño basado en el comportamiento. Nivel de riesgo sísmico

La selección de diferentes objetivos de comportamiento para un nivel de riesgo sísmico dado, depende de la importancia del edificio, su uso y su ocupación. La siguiente imagen resume los objetivos de comportamiento recomendados por SEAOC para instalaciones críticas para la seguridad (Safety critical facilities), instalaciones esenciales/peligrosas (Essential/hazardous facilities) e instalaciones básicas (Basic facilities). Las instalaciones críticas para la seguridad son aquellas que contienen grandes cantidades de material peligroso como tóxicos, explosivos o materiales radiactivos. Las instalaciones esenciales o peligrosas son aquellas que son importantes después del terremoto como hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, etc. Las instalaciones básicas engloban el resto de construcciones no incluidas en las categorías anteriores.

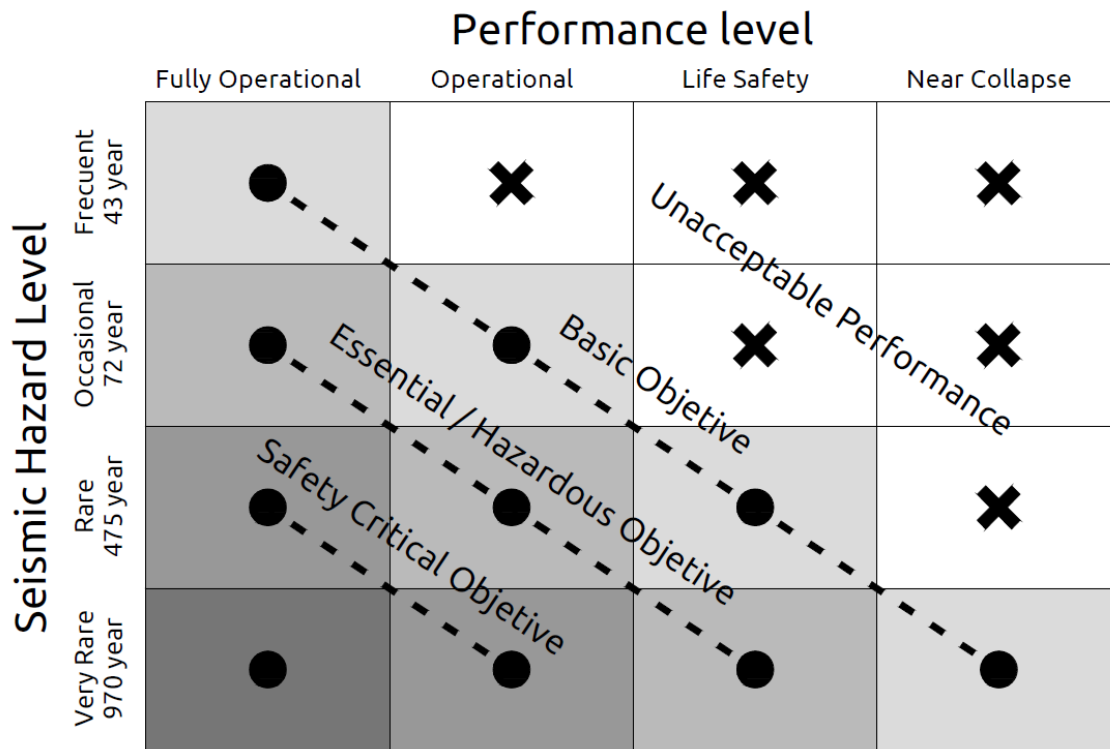


Figura 3-7. Objetivos de comportamiento recomendados

Finalmente, el diseño estructural necesita ser comprobado, para asegurar que no se superan los límites de aceptabilidad y que la estructura se mueve en el nivel esperado de comportamiento mediante métodos de análisis inelástico. El procedimiento más preciso es el análisis temporal no lineal pero otras metodologías simplificadas como los procedimientos estáticos no lineales pueden constituir una buena herramienta para realizar dichas comprobaciones.

3.7. Concepto de ductilidad

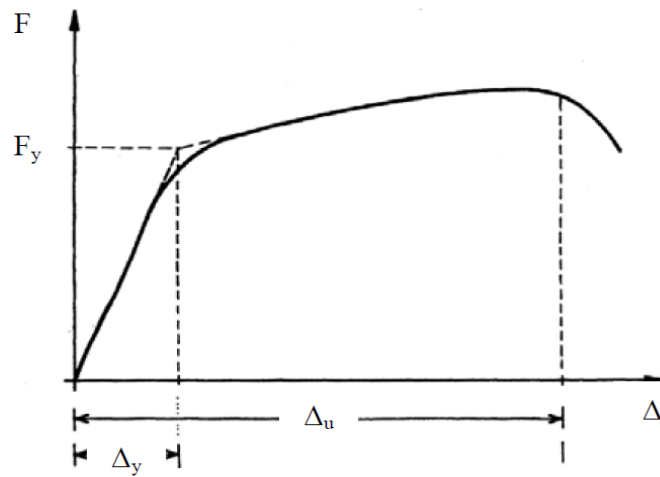
La ductilidad es una propiedad que presentan algunos materiales, los cuales, bajo la acción de una fuerza, pueden deformarse más allá del límite elástico de manera sostenible sin alcanzar el límite de rotura.

La ductilidad de un elemento de hormigón armado es una medida que representa la capacidad de soportar deformaciones no lineales sin pérdida considerable de resistencia, además de capacidad para disipar energía sísmica a través de histéresis. La ductilidad es una propiedad deseable en hormigón armado dado que induce a la redistribución de tensiones y puede dar aviso de un posible fallo.

Para valorar la ductilidad de un elemento estructural se usa el factor de ductilidad, que se define como el cociente entre la deformación última y la deformación en la fluencia:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3.7)$$

La deformación última Δ_u normalmente se define como el valor en el que la resistencia de un elemento estructural decrece suavemente. En la siguiente imagen se muestra la definición del factor de ductilidad.



El factor de ductilidad de una estructura permite determinar el desempeño de la estructura frente a un sismo dado y en qué momento puede colapsar.

4. DISEÑO DEL EDIFICIO

El diseño sísmico tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de soportar sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso.

Por ello, esta primera sección se dedicará al diseño estructural exhaustivo de la estructura ayudándonos del software CYPE v.2016., el cual proporciona un punto de partida facilitando el dimensionamiento de los elementos constructivos proporcionando geometría y armadura de los mismos, para la creación posterior de un modelo en SAP2000, software con el cual se llevarán a cabo las comprobaciones y análisis pertinentes.

4.1. Descripción geométrica

4.1.1. Descripción de la estructura

La geometría del edificio está basada en los estereotipos clásicos de las infraestructuras aeroportuarias donde se encuentra la torre de control construida sobre la cubierta del edificio terminal. La razón fundamental de que esto sea así es que, el aeropuerto de Granada no es un aeropuerto con un flujo importante de pasajeros y vuelos, por lo que las superficies necesarias para la distribución de las distintas secciones son relativamente pequeñas.

El edificio que se propone es una estructura de planta rectangular y de altura 35m. Las partes de las que se compone la estructura son las siguientes:

- Terminal aeroportuaria, que actúa como base de la torre; planta rectangular de dimensiones 42x35m.
- Fuste, que actúa como núcleo central; planta rectangular de dimensiones 14x10m. El fuste tiene 8 plantas y una altura total de 35m.
- Plantas técnicas, que son las dos plantas superiores (la segunda planta técnica posee las mismas dimensiones que el fuste); Planta rectangular de dimensiones 14x10m, más un voladizo de 1,5m en cada una de las direcciones. En estas plantas es donde se realiza el trabajo de control del tráfico aéreo.

La altura de la torre viene determinada por la necesidad fundamental de que el aeropuerto pueda controlar de manera autónoma su propio espacio aéreo. El hecho de darle una altura de 35m es para poder gestionar el espacio aéreo propio del aeropuerto completamente.

4.1.2. Abstracción de la estructura. Modelo

Como es de suponer, para la construcción de la estructura que proponemos hemos de realizar un modelo. El modelo mantiene exactas las líneas generales en que se mueve la realidad propuesta.

Las plantas del modelo, como ocurre en el modelo real, son de planta rectangular. En las siguientes imágenes se muestra las proyecciones horizontales de las plantas que caracterizan la geometría de la estructura:

- Planta correspondiente a la terminal aeroportuaria, en la que podemos observar que la parte central se corresponde con el núcleo central.

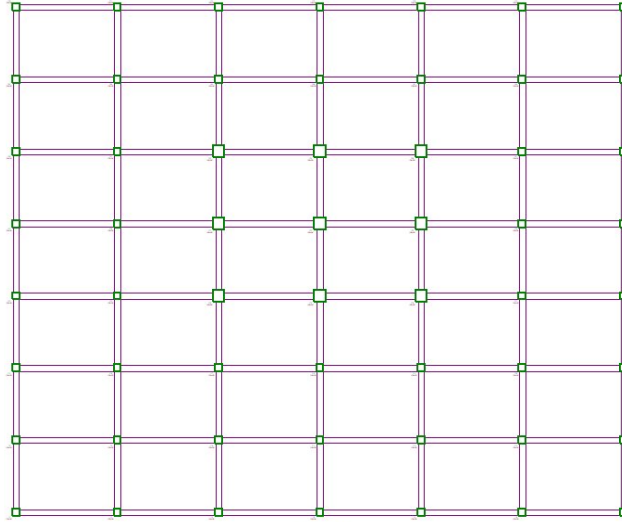


Figura 4-1. Proyección horizontal de una planta correspondiente a la terminal aeroportuaria (base de la torre)

- Planta correspondiente al núcleo central del fuste.

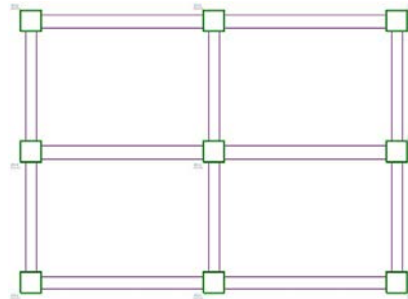


Figura 4-2. Proyección horizontal de una planta correspondiente al fuste de la torre

- Planta perteneciente al fanal de la torre, donde se observar que la parte central forma parte del núcleo central y en la parte exterior, el voladizo aportado para la planta técnica.

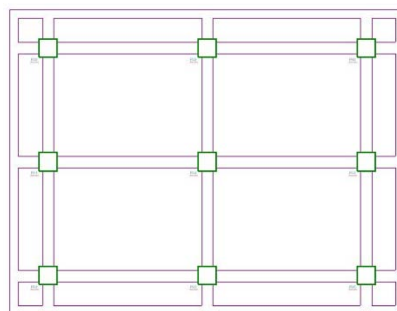


Figura 4-3. Proyección horizontal de una planta correspondiente al fanal de la torre

En toda la estructura se mantienen las medidas anteriormente detalladas en la descripción de la geometría. Por otro lado, se ve a continuación el modelo de la estructura que utilizaremos a partir de este punto en lo que resta de trabajo.

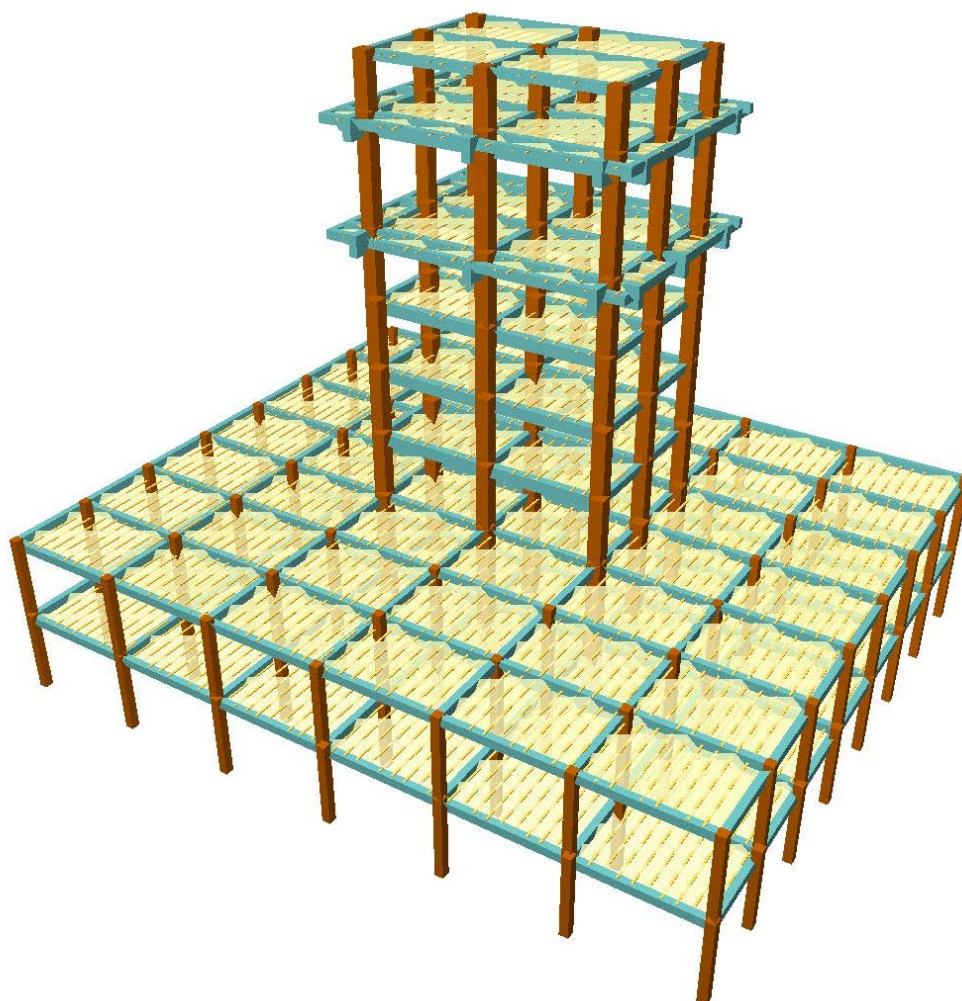


Figura 4-4. Modelo de la estructura del edificio Terminal – Torre de control

En amarillo se han marcado los forjados, en azul las vigas y en marrón los pilares que soportan las cargas.

4.2. Normativa considerada

Para la confección del modelo se ha utilizado:

- EHE-08, para todas las consideraciones relativas a hormigón.
- CTE DB SE-A, para todos los armados de vigas y pilares.
- NCSE-02, para todos aquellos aspectos relacionados con la sismicidad.

4.3. Acciones consideradas

4.3.1. Gravitatorias

En la siguiente tabla observamos las cargas por sobrecarga de uso y cargas muertas asociadas a cada una de las partes de la construcción.

Planta	Categoría de uso	S.C.U (kN/m ²)	Cargas muertas (kN/m ²)
Cubierta	G1	3.0	3.0
Cubierta torre	B	3.0	2.0
Torre	B	3.0	2.0
Entreplanta 3	B	3.0	2.0
Entreplanta 2	B	3.0	2.0
Entreplanta 1	B	3.0	2.0
Cubierta baja	B	3.0	2.0
Primera	C	5.0	2.0
Cimentación	C	5.0	2.0

Tabla 4-1. Cargas gravitatorias en el diseño

4.3.2. Sismo

La aceleración del sismo en Chauchina (Granada) se obtuvo a partir de los datos proporcionados en el Anexo 1 de la normativa española para construcciones sismorresistentes, NCSE-02, para valores de aceleración sísmica básica a_b y del coeficiente de distribución K ordenados por municipios para cada comunidad autónoma. Antes de mostrar el procedimiento seguido para encontrar la aceleración sísmica de cálculo en Chauchina, se proporcionan los datos relativos al tipo de suelo en esa región:

- En la zona de Chauchina (Granada) se conoce que el suelo es de tipo III, según NSCE-02, cuyas características son las siguientes:
 - Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme
 - Velocidad de propagación de las ondas $200 < v_s \leq 400 \text{ m/s}$
- Se ha considerado que tenemos un 5% de amortiguamiento, es decir, $\eta=1$.

Como se ha nombrado anteriormente, del NCSE-02 extraemos dos parámetros necesarios para la definición del espectro de respuesta del sismo:

- 1) Aceleración sísmica básica, $a_b/g = 0.23$
- 2) Coeficiente de distribución, $K = 1.0$

El coeficiente K de la norma española, hace referencia a la forma del espectro, que, a su vez, depende de los materiales que atraviesan las ondas sísmicas desde el foco hasta la superficie y situación de la obra.

Dado que:

$$a_c/g = S \rho a_b/g \quad (4.1)$$

Donde ρ es la probabilidad de que la aceleración exceda la aceleración sísmica de cálculo, a_c en el periodo de vida, y S es el coeficiente de amplificación del terreno.

$$S = C/1,25 + 3,33(\rho a_b/g - 0,1)(1 - C/1,25) \quad (4.2)$$

Donde C es el coeficiente de cálculo del terreno.

Por lo tanto,

Terreno tipo III	$C=1.6$
Coeficiente de amplificación del terreno	$S = 1.094$
Construcciones de importancia especial	$\rho=1.3$

Entonces, la aceleración sísmica de cálculo es:

$$a_c/g = 0.327 \quad (4.3)$$

La estructura es considerada de importancia especial, dado que se trata de un edificio vital para un medio de transporte.

El método de cálculo que se utiliza es el análisis mediante espectros de respuesta. En la siguiente imagen se puede observar la forma del espectro de respuesta del sismo.

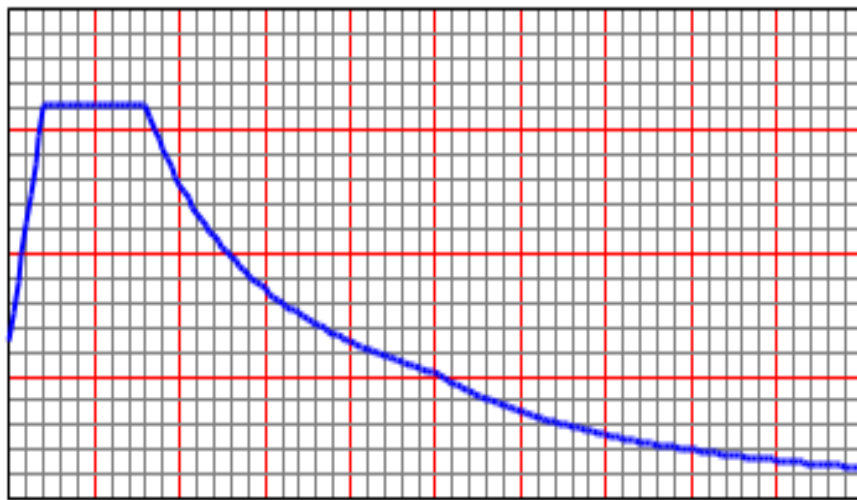


Figura 4-5. Espectro de respuesta del sismo

4.4. Situaciones de proyecto

4.4.1. Hipótesis de carga

Determinadas todas las acciones que actúan sobre el modelo, se definen las siguientes hipótesis de carga:

- Peso propio
- Cargas muertas
- Sobrecarga de uso

- Sismo X
- Sismo Y

4.4.2. Estados límite

Para el diseño de la estructura se definen los siguientes estados límite:

- ELU de rotura del hormigón (CTE)
- ELU de rotura del hormigón en las cimentaciones (cota de nieve: Altitud inferior a 1000m)
- Desplazamientos (acciones características)

4.4.3. Situaciones

Con el objetivo de definir las distintas situaciones que se pudieran producir la edificación, las combinaciones se definirán de acuerdo a los siguientes criterios definidos en el CTE DB SE-AE:

- **Situaciones persistentes o transitorias**

- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki} \quad (4.5)$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki} \quad (4.6)$$

- **Situaciones sísmicas**

- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{A_E} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki} \quad (4.7)$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{A_E} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki} \quad (4.8)$$

Donde:

G_k Acción permanente

Q_k Acción variable

A_E Acción sísmica

γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

γ_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica

$\psi_{p,1}$ Coeficiente de combinación de la acción variable principal

$\psi_{a,i}$ Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

4.4.3.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ)

Para cada situación que se produzca en la edificación y estado límite, los coeficientes a utilizar serán los ofrecidos por las tablas que se pueden encontrar en el capítulo 6.1. del Anexo.

4.4.3.2. Combinaciones

En primer lugar, se nombra a las hipótesis de carga, para mejor entendimiento de las combinaciones:

PP	Peso propio
CM	Cargas muertas
Qa	Sobrecarga de uso
SX	Sismo X
SY	Sismo Y

Tabla 4-2. Combinaciones

Las tablas en la que se reseñan las combinaciones se pueden consultar en el Anexo, correspondiente con el dossier de información que proporciona CYPE.

4.5. Dimensiones de vigas y pilares

Para el dimensionamiento de las secciones de hormigón armado, se han determinado unas dimensiones que verifiquen los criterios de viga débil-pilar fuerte para las vigas y pilares de la estructura del edificio:

PILARES	Pilar tipo I	Cuadrado [50x50]
	Pilar tipo II	Cuadrado [80x80]
VIGAS	Viga tipo I – A	Rectangular [40x50]
	Viga tipo I – B	Rectangular [40x50]
	Viga tipo I – C	Rectangular [40x50]
	Viga tipo II	Rectangular [50x70]
	Viga tipo III	Rectangular [50x120]

Tabla 4-3. Dimensiones de vigas y pilares

4.6. Materiales utilizados

Para todos los elementos estructurales de hormigón se han utilizado las siguientes características:

Elemento	Hormigón	f_{ck} (MPa)	γ_c	Árido	
				Naturaleza	Tamaño máximo (mm)
Forjados	HA-30	30	1.30 a 1.50	Cuarcita	15
Pilares y Vigas	HA-30	30	1.30 a 1.50	Cuarcita	15

Tabla 4-4. Características del hormigón usado

El acero de armar tiene las siguientes características:

Elemento	Acero	f_{yk} (MPa)	γ_s
Todos	B 500 S	500	1.00 a 1.15

Tabla 4-5. Características del acero de armar

4.7. Armado de la estructura

Con toda la información de los apartados anteriores, CYPE realiza un análisis para hallar el acero necesario en cada una de las partes de la estructura. Aunque, evidentemente, en el forjado unidireccional de viguetas de hormigón, de 35cm de espesor, lleva una cuantía mínima, solo nos centraremos en la armadura de vigas y pilares.

4.7.1. Armado de pilares

- Pilar tipo I [50x50]

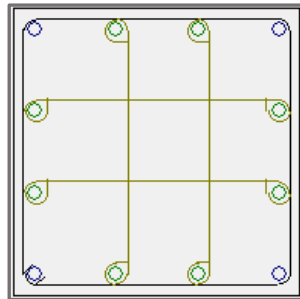


Figura 4-6. Sección armadura transversal
Pilar tipo I [50x50]

	Barras longitudinales		Barras transversales		
	Numero de barras	Diámetro	Numero de barras	Espaciado	Diámetro
Dir.2	4	25 mm	4	0,15 m	8 mm
Dir.3	4	25 mm	4		8 mm
Cubierta de confinamiento de las barras				4 mm	

Tabla 4-6. Datos armadura Pilar tipo I [50x50]

- Pilar tipo II [80x80]

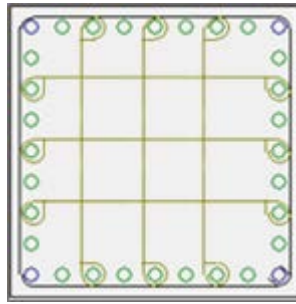


Figura 4-7. Sección armadura transversal
Pilar tipo II [80x80]

	Barras longitudinales		Barras transversales		
	Numero de barras	Diámetro	Numero de barras	Espaciado	Diámetro
Dir.2	9	25 mm	5	0,08 m	10 mm
Dir.3	9	25 mm	5		10 mm
Cubierta de confinamiento de las barras				4 mm	

Tabla 4-7. Datos armadura Pilar tipo II [80x80]

Todos los pilares tienen su arranque desde la cimentación, aunque no todos tienen final a la misma altura. Los pilares tipo I, forman parte la base del edificio (Terminal aeroportuaria), y llegan hasta la segunda planta (Cubierta baja). Los pilares tipo II forman el núcleo de la estructura, el fuste de la torre de control, llegando estos a la planta superior de la estructura (Cubierta).

4.7.1. Armado de vigas

- Viga tipo I – A [40x50]

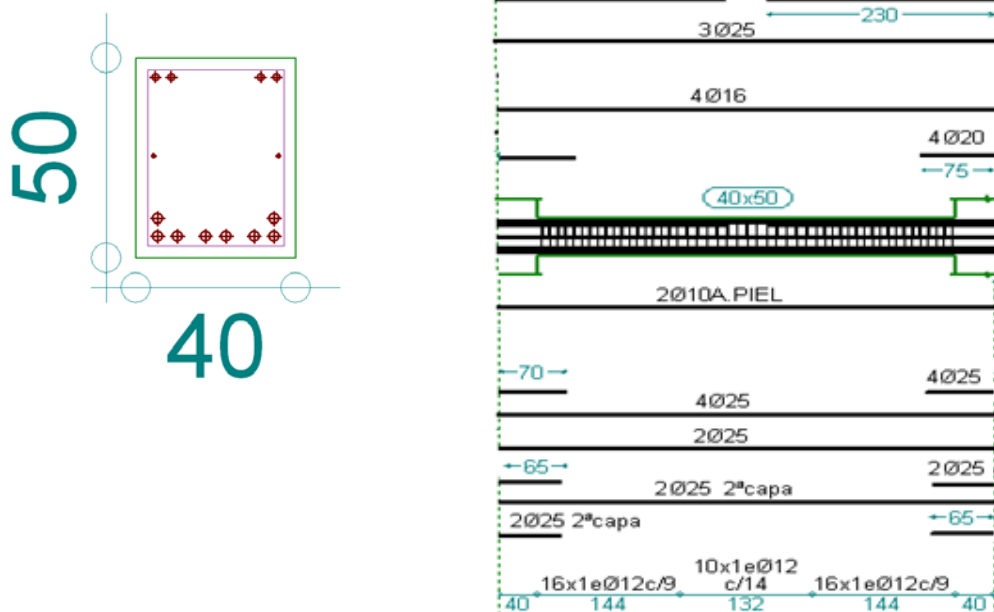


Figura 4-8. Sección armadura Viga tipo I-A [40x50]

- Viga tipo I – B [40x50]

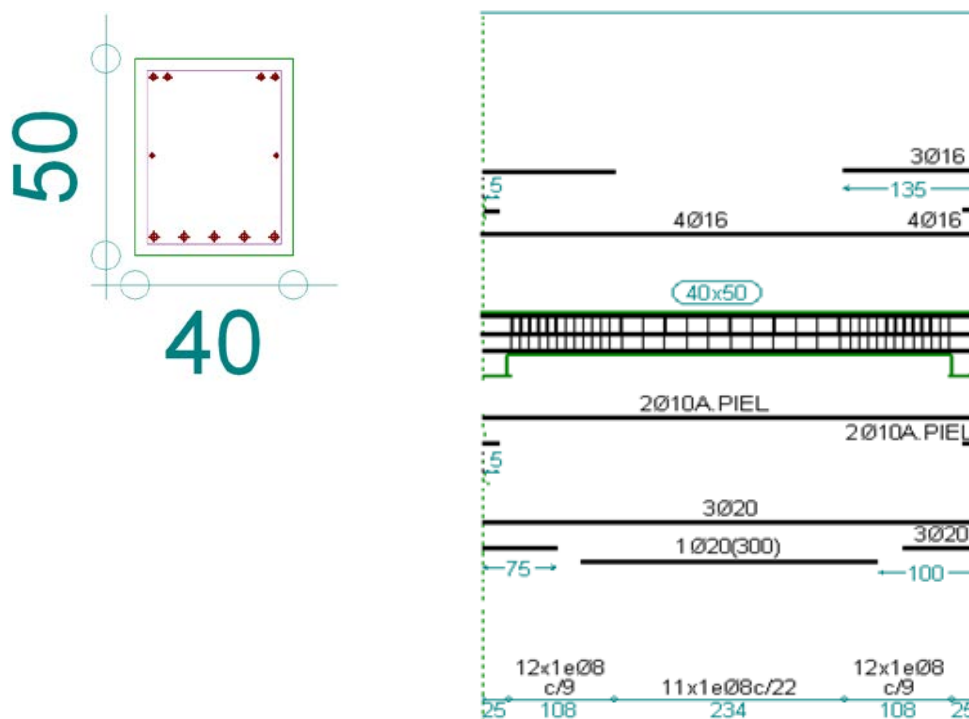


Figura 4-9. Sección armadura Viga tipo I-B [40x50]

- Viga tipo I – C [40x50]

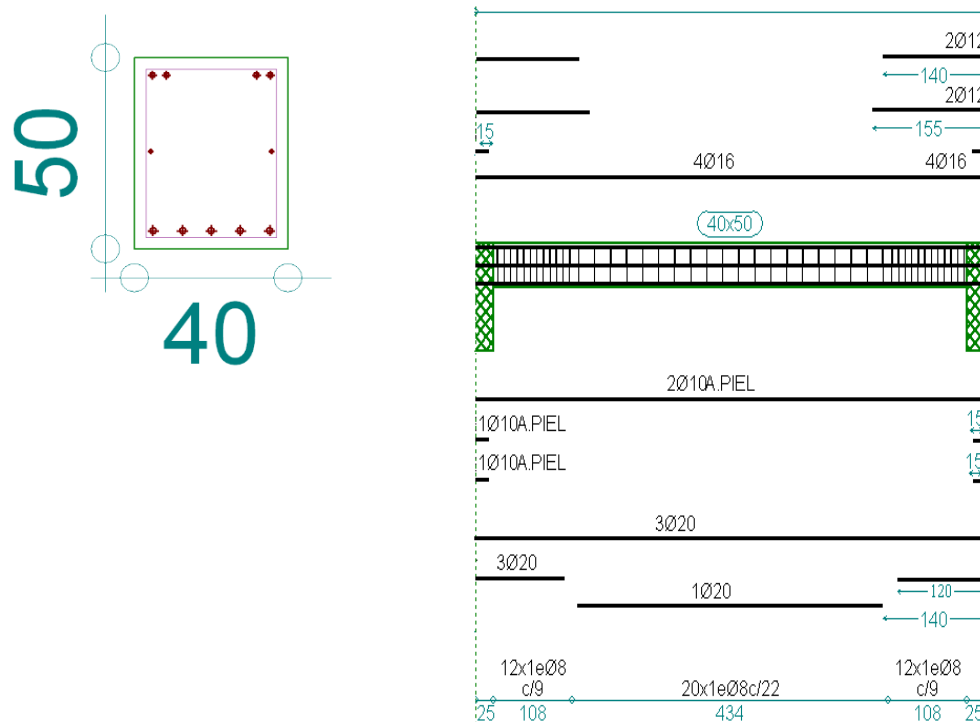


Figura 4-10. Sección armadura Viga tipo I-C [40x50]

- Viga tipo II [50x70]

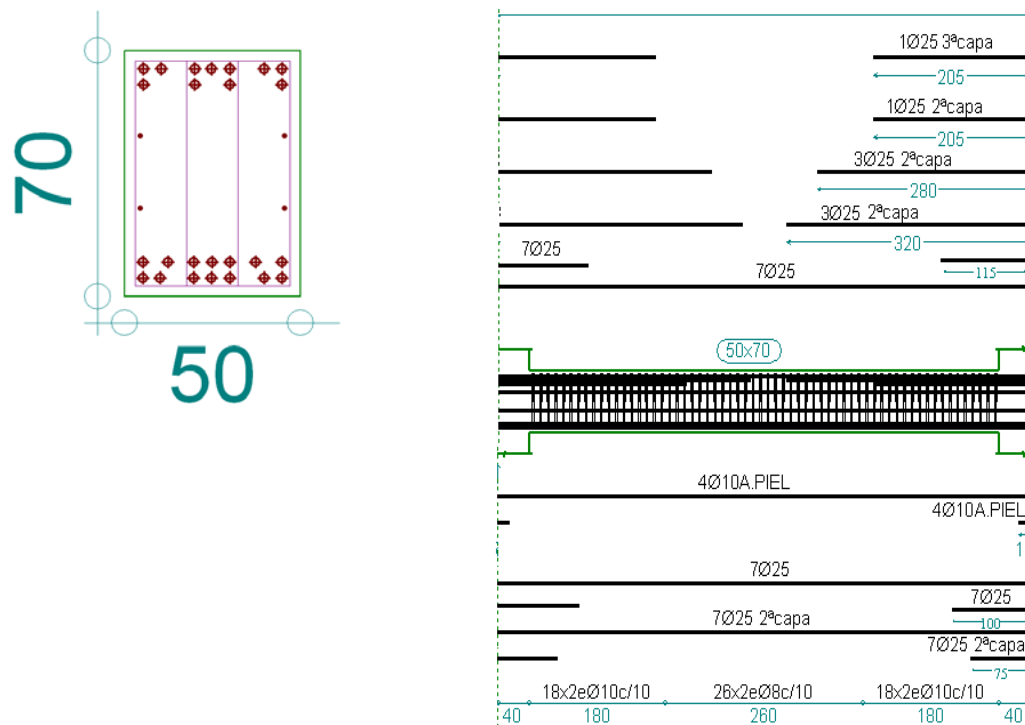


Figura 4-11. Sección armadura Viga tipo II [50x70]

- Viga tipo III [50x120]

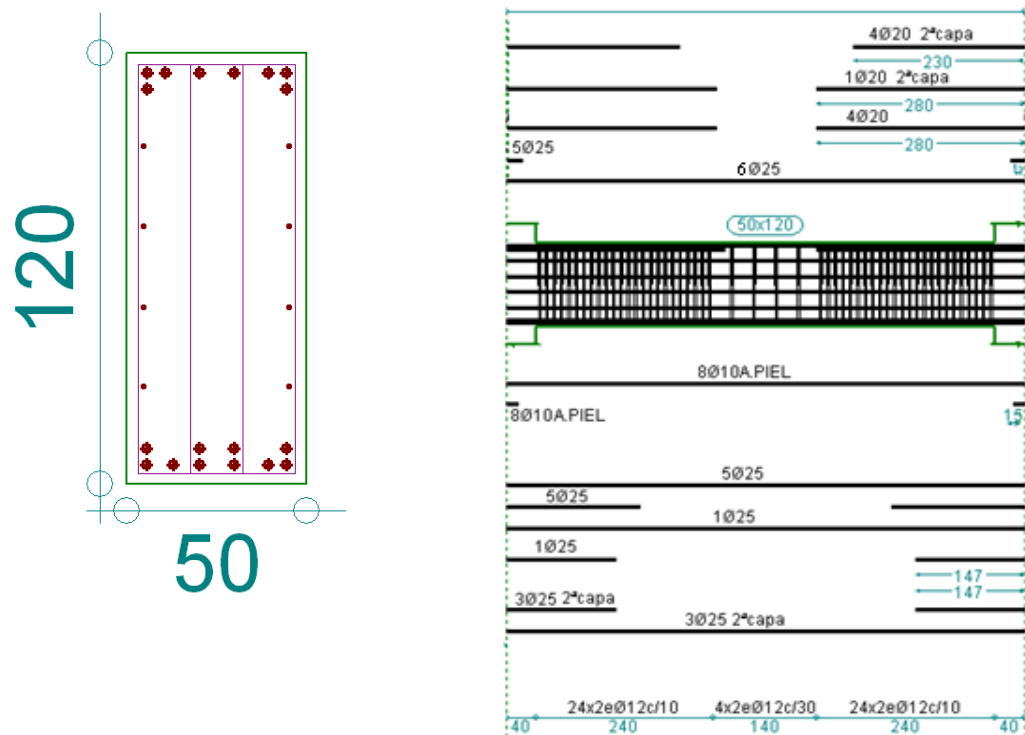


Figura 4-12. Sección armadura Viga tipo III [50x120]

5. MODELIZACIÓN DEL EDIFICIO

Esta sección se dedicará a la creación de un modelo de la estructura diseñada, ayudándonos del software SAP2000 v.18.1.1.

El modelo que se plantea para el análisis de la estructura no puede ser el mismo que el obtenido del diseño por una razón fundamental: en esta parte del trabajo se usa SAP2000, que es un software distinto a CYPE, el cual tiene procedimientos muy distintos de trabajo, por lo tanto, habrá que controlar la correspondencia entre ambas herramientas. La diferencia esencial vendrá de las situaciones de proyecto con que se cuente para la simulación, y, de la armadura con que se refuerce el hormigón.

5.1. Descripción geométrica

Geométricamente, la estructura es exactamente la misma que la descrita en la descripción geométrica del capítulo de diseño.

- Planta correspondiente a la terminal aeroportuaria, en la que podemos observar que la parte central se corresponde con el núcleo central.

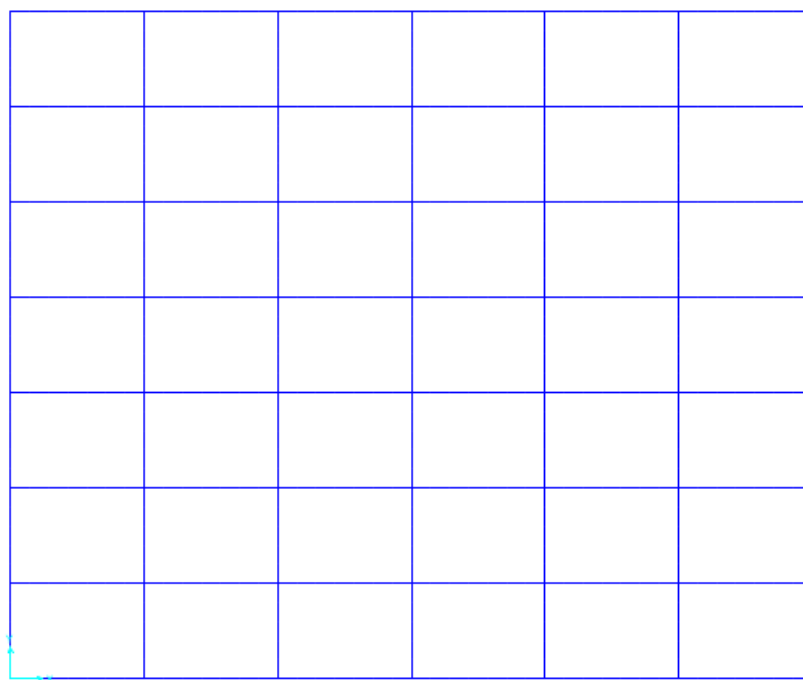


Figura 5-1. Proyección horizontal de una planta correspondiente a la terminal aeroportuaria (base de la torre)

-
- Planta correspondiente al núcleo central del fuste

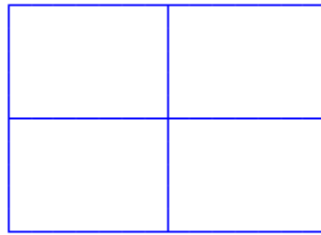


Figura 5-2. Proyección horizontal de una planta correspondiente al fuste de la torre

- Planta perteneciente al fanal de la torre, donde se observar que la parte central forma parte del núcleo central y en la parte exterior, el voladizo aportado para la planta técnica

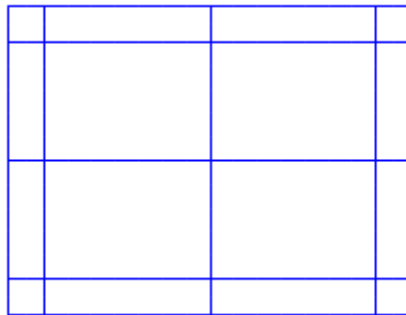


Figura 5-3. Proyección horizontal de una planta correspondiente al fanal de la torre

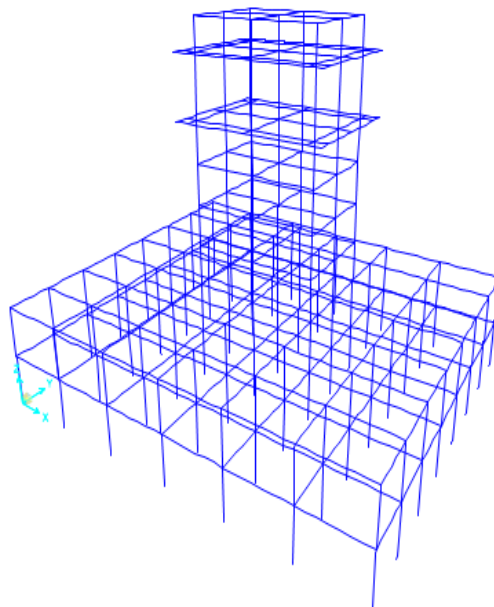


Figura 5-4. Modelo de la estructura del edificio Terminal – Torre de control

5.1.1. Materiales utilizados

De la misma forma que se ha llevado a cabo en el diseño de la torre, para el análisis también utilizamos hormigón HA-30 y acero B500-S para los recubrimientos.

5.1.1.1. Hormigón HA-30

Límite elástico: 30 MPa

Coefficiente de seguridad: 1.50

Peso por unidad de volumen: 25KN/m³

Módulo elástico: 33.58 GPa

Módulo de Poisson: 0.2

Coefficiente de dilatación térmica: 1e-5 °C⁻¹

Se define el comportamiento del hormigón mediante el modelo de histéresis de Takeda. El modelo consiste en una curva envolvente trilineal bajo cargas monotónicas, una para cada sentido de carga, con cambios de pendiente en los puntos de agrietamiento y de cedencia.

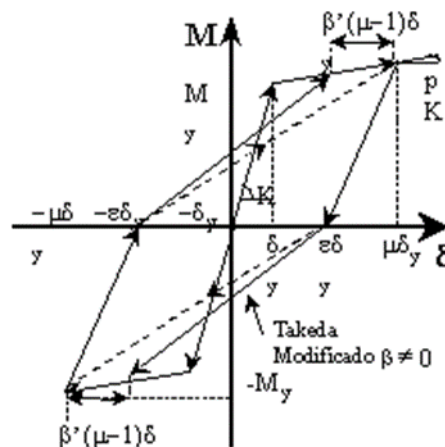


Figura 5-5. Modelo de Takeda

En la siguiente imagen se puede comprobar cómo la curva es muy similar a la teórica presentada anteriormente. El modelo de Takeda que ofrece SAP2000, presenta el punto de cedencia cuando se le aplica una tensión de compresión de aproximadamente 30000,00 KN/m² y se comprime 1,790 mm por cada metro, y el punto de agrietamiento cuando se le aplica una tensión de tracción de 3369,77 KN/m² y se alarga 0.1235 mm por cada metro.

El hormigón tiene un mal comportamiento ante tracciones por lo que soporta mucha menos tensión y se deforma mucho menos que ante acciones de compresión.

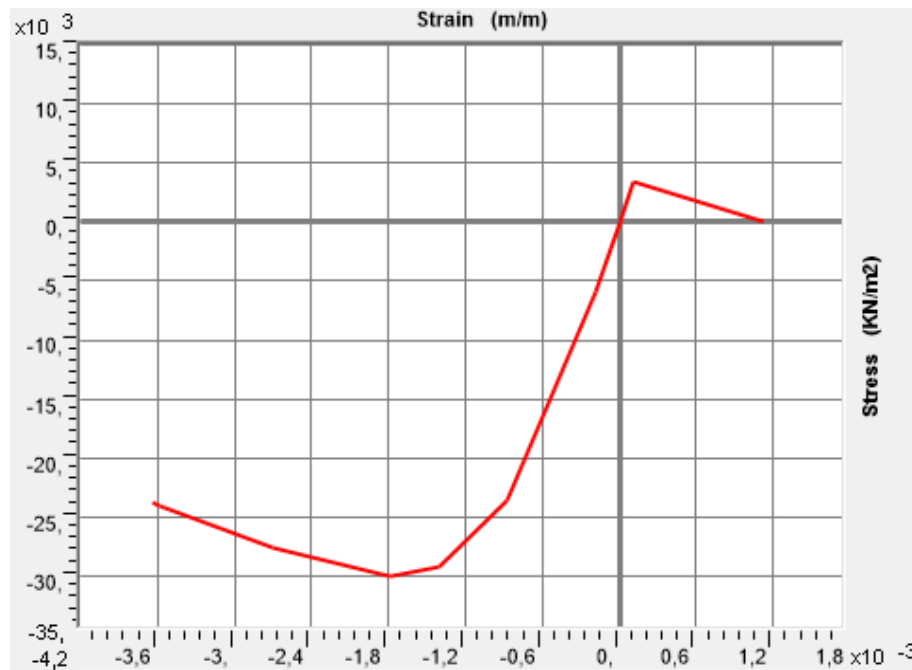


Figura 5-6. Curva de comportamiento del hormigón HA-30 según modelo de Takeda

5.1.1.2. Acero B500 S

El acero B 500 S es el elegido para los recubrimientos de las vigas y columnas de la estructura. Las características de este acero son las siguientes:

Límite elástico: 500 MPa

Coefficiente de seguridad: 1.15

Módulo elástico: 200 GPa

Coefficiente de Poisson: 0.3

Coefficiente de dilatación térmica: $1e-5 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Peso por unidad de volumen: 78.5 KN/m^3

Tensión mínima de fluencia: 500000 KN/m^2

Tensión mínima de rotura: 575000 KN/m^2

Tensión esperada de fluencia: 625000 KN/m^2

Tensión esperada de rotura: 718750 KN/m^2

Para definir el comportamiento del acero se utiliza un modelo de histéresis cinemático.

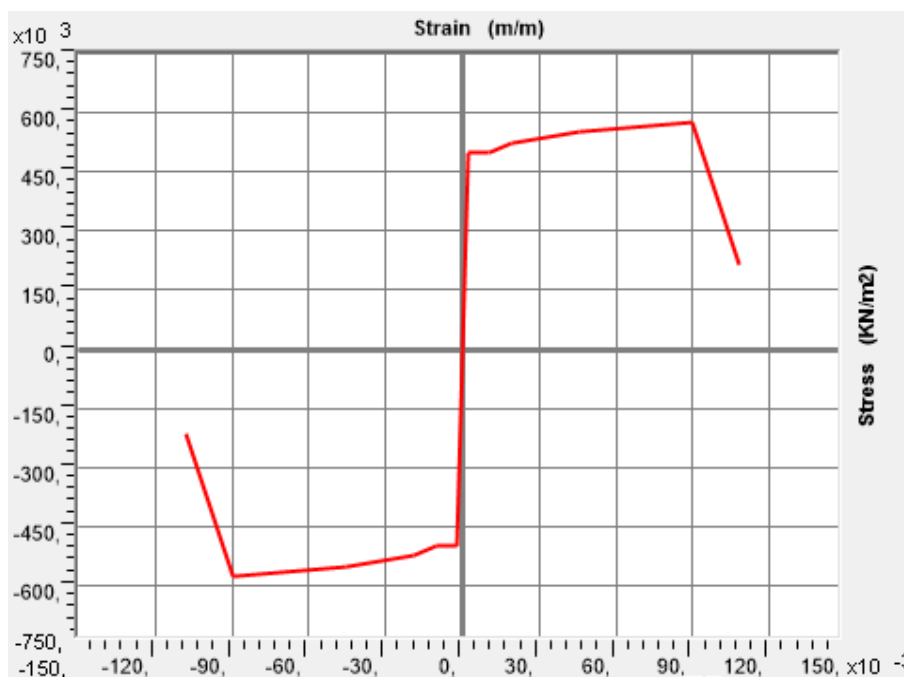


Figura 5-7. Curva de comportamiento del acero B 500 S

En la imagen, extraída de SAP2000, se puede observar el comportamiento del acero. El acero se comporta prácticamente de idéntica manera tanto a tracción como a compresión. La deformación que experimenta es muy pequeña hasta que llega al punto de cedencia cuando se le aplica una tensión aproximadamente de 500000 KN/m² y a partir del cual, el acero comienza a deformarse mucho más con menor incremento de carga hasta que en 575000KN/m² se alcanza el punto de mayor tensión. En este punto se produce una degradación de las propiedades del acero, de su rigidez, lo que provoca la rotura.

5.1.2. Elementos constructivos

Para el dimensionamiento de las secciones de hormigón armado, se han determinado unas dimensiones que verifiquen los criterios de viga débil-pilar fuerte para las vigas y pilares de la estructura del edificio:

PILARES	Pilar tipo I	Cuadrado [50x50]
	Pilar tipo II	Cuadrado [80x80]
VIGAS	Viga tipo I – A	Rectangular [40x50]
	Viga tipo I – B	Rectangular [40x50]
	Viga tipo I – C	Rectangular [40x50]
	Viga tipo II	Rectangular [50x70]
	Viga tipo III	Rectangular [50x120]

Tabla 5-1. Dimensiones de vigas y pilares

El forjado de la estructura se modela a través de una losa maciza de hormigón, de 16,5 cm de espesor, de tal forma que represente de forma aproximada el forjado unidireccional de viguetas de hormigón, elegido como solución de diseño. Para ello, se selecciona un espesor adecuado para que cumpla la igualdad en peso por unidad de volumen que conlleva el forjado unidireccional seleccionado.

5.1.2.1. Armado de la estructura

Con toda la información proporcionada de los cálculos de diseño obtenidos a través de CYPE, se selecciona la cantidad de armadura necesaria para cumplir con todos los requisitos de diseño de la forma más aproximada posible y de la forma más eficiente.

El armado de la estructura es aproximadamente el mismo que en el diseño, pero con una diferencia muy significativa: SAP2000 no permite implementar el armado con el mismo detalle que CYPE, se deberá introducir la cantidad de armadura (m^2), por tanto, deberemos calcular uno equivalente.

5.1.2.1.1 Armado de pilares

- Pilar tipo I [50x50]

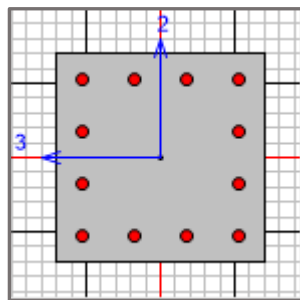


Figura 5-8 Sección armadura longitudinal Pilar tipo I [50x50]

	Barras longitudinales		Barras transversales		
	Numero de barras	Diámetro	Numero de barras	Espaciado	Diámetro
Dir.2	4	25 mm	4	0,15 m	8 mm
Dir.3	4	25 mm	4		8 mm
Cubierta de confinamiento de las barras				4 mm	

Tabla 5-2. Datos armadura Pilar tipo I [50x50]

- Pilar tipo II [80x80]

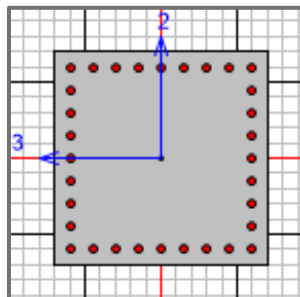


Figura 5-9. Sección armadura longitudinal Pilar tipo II [80x80]

	Barras longitudinales		Barras transversales		
	Numero de barras	Diámetro	Numero de barras	Espaciado	Diámetro
Dir.2	9	25 mm	5	0,08 m	10 mm
Dir.3	9	25 mm	5		10 mm
Cubierta de confinamiento de las barras				4 mm	

Tabla 5-3. Datos armadura Pilar tipo II [80x80]

5.1.2.2. Armado de vigas

En las vigas, el armado no se puede definir mediante barras con sus respectivos diámetros, sino mediante el área que ocupan éstas.

- Viga tipo I – A [40x50]

	Barras longitudinales	
	Área parte izquierda (m ²)	Área parte derecha (m ²)
Parte superior	5,988E-03	5,988E-03
Parte inferior	8,168E-03	8,168E-03
Cubierta de confinamiento		6 mm

Tabla 5-4. Armadura Viga tipo I – A [40x50]

- Viga tipo I – B [40x50]

	Barras longitudinales	
	Área parte izquierda (m ²)	Área parte derecha (m ²)
Parte superior	0,0103	0,0103
Parte inferior	0,0121	0,0121
Cubierta de confinamiento		6 mm

Tabla 5-5. Armadura Viga tipo I – B [40x50]

- Viga tipo I – C [40x50]

	Barras longitudinales	
	Área parte izquierda (m ²)	Área parte derecha (m ²)
Parte superior	2,061E-03	2,061E-03
Parte inferior	2,513E-03	2,513E-03
Cubierta de confinamiento		6 mm

Tabla 5-6. Armadura Viga tipo I – C [40x50]

- Viga tipo II [50x70]

	Barras longitudinales	
	Área parte izquierda (m ²)	Área parte derecha (m ²)
Parte superior	9,817E-03	9,817E-03
Parte inferior	0,0144	0,0144
Cubierta de confinamiento	6 mm	

Tabla 5-7. Armadura Viga tipo II [50x70]

- Viga tipo III [50x120]

	Barras longitudinales	
	Área parte izquierda (m ²)	Área parte derecha (m ²)
Parte superior	7,422E-03	7,422E-03
Parte inferior	0,0101	0,0101
Cubierta de confinamiento	6 mm	

Tabla 5-8. Armadura Viga tipo III [50x120]

5.2. Normativa considerada

Los códigos que hemos utilizado son los anteriormente nombrados para la definición del modelo matemático del análisis no lineal, a saber, Eurocódigo-8, adicionalmente a los que ya se definen en el apartado 4.2.

5.3. Acciones consideradas

5.3.1. Gravitatorias

Planta	Categoría de uso	S.C.U (kN/m ²)	Cargas muertas (kN/m ²)
Cubierta	G1	3.0	3.0
Cubierta torre	B	3.0	2.0
Torre	B	3.0	2.0
Entreplanta 3	B	3.0	2.0
Entreplanta 2	B	3.0	2.0
Entreplanta 1	B	3.0	2.0
Cubierta baja	B	3.0	2.0
Primera	C	5.0	2.0
Cimentación	C	5.0	2.0

Tabla 5-9. Cargas gravitatorias en el diseño

Recogidas en SAP2000 de la siguiente forma:

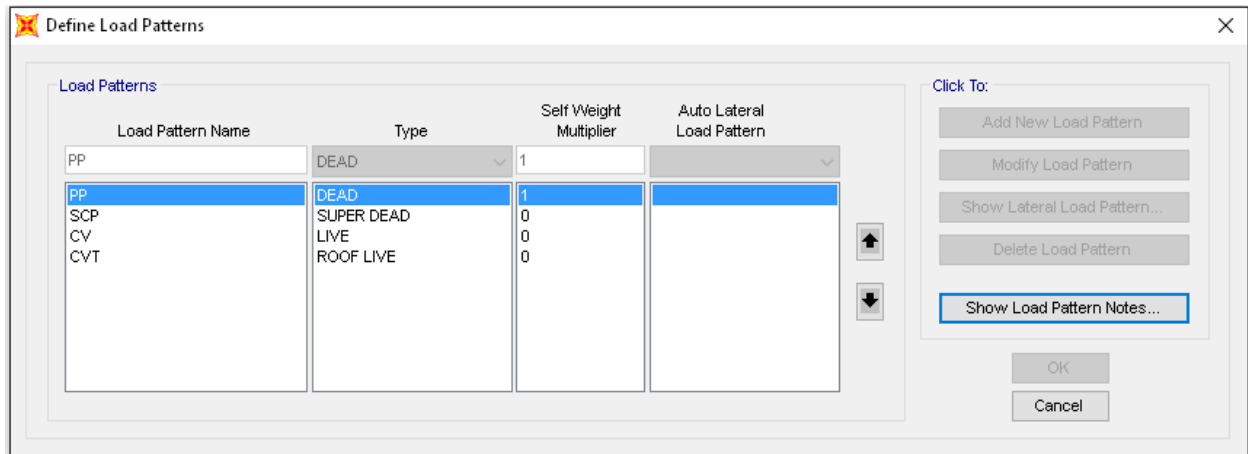


Figura 5-10. Cargas gravitatorias SAP2000

Donde:

PP: peso propio de la estructura.

SCP: sobrecarga permanente, o lo que es lo mismo, cargas muertas.

CV: carga de uso, o lo que es lo mismo, sobrecarga de uso.

CVT: carga de uso terraza, o lo que es lo mismo, sobrecarga de uso de la terraza.

5.3.2. Sismo

Teniendo en cuenta que la sismicidad considerada en este punto es la misma que la considerada en el apartado 4.3.2., el sismo está completamente definido. De esta manera, el sismo que se introduce al software es el sismo correspondiente a Chauchina – Granada, cuyo espectro encontramos en el apartado 4.3.2.

El sismo último o sismo de diseño definido es aquel con un período de retorno de 500 años. Como se ha mencionado anteriormente, se pretende observar qué ocurriría con un sismo de servicio con período de retorno de 100 años.

Para obtener el espectro del sismo de periodo de retorno de 100 años, hay que aplicar un coeficiente de minoración al de 500 que viene dado por la siguiente expresión del EC-8:

$$SF = \left(\frac{100}{500}\right)^{0.4} = 0.525 \quad (5.1)$$

5.4. Masas que intervienen en el cálculo

A efectos de los cálculos de las solicitaciones debidas al sismo, el NSCE-02 considera las masas correspondientes a la propia estructura, las masas permanentes, y una fracción de las restantes masas - siempre que éstas tengan un efecto desfavorable sobre la estructura - de valor:

- para sobrecargas de uso en viviendas, hoteles y residencias: 0,5
- para sobrecargas de uso en edificios públicos, oficinas y comercios: 0,6
- para sobrecargas de uso en locales de aglomeración y espectáculos: 0,6
- para sobrecargas de nieve, siempre que ésta permanezca más de 30 días al año: 0,5
- para sobrecargas de uso en almacenes, archivos, etc.: 1,0
- para sobrecargas de tabiquería: 1,0
- para piscinas o grandes depósitos de agua: 1,0

El edificio propuesto es un edificio público y en el cual se prevé la aglomeración de personas, por lo tanto, la fracción a contemplar correspondiente a las sobrecargas de uso será 0,6.

5.5. Rótulas plásticas

Siguiendo los pasos detallados anteriormente, parte esencial del análisis será definir el mecanismo por el que se disipa energía en la estructura ante las solicitaciones a las que se le someta. En este caso, como mecanismo de disipación se usará la formación de rótulas plásticas. Definimos las rótulas de tal manera que cuando sea necesario se formarán en el inicio y al final de los elementos constructivos o, mejor dicho, al inicio y al final de cada uno de los elementos. Los fundamentos de este mecanismo se encuentran en FEMA-356.

Las rótulas que se forman en los pilares son del tipo “control por deformación” (lo que quiere decir que en cada rótula se obtiene el momento existente a partir de la deformación, y no al contrario, pues un mismo momento puede coexistir con más de una deformación) mediante interacción P-M2-M3, es decir, en la rótula interacciona el axil con los dos momentos en “y” y en “z”.

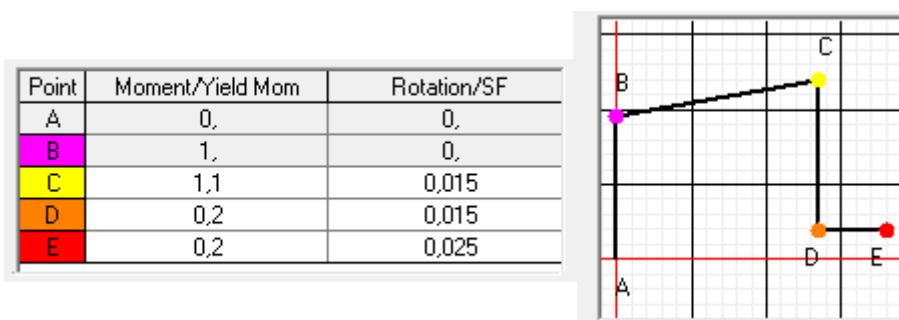


Figura 5-11. Diagrama de interacción de las rótulas en los pilares

Se ha modelado el comportamiento de dichas rotulas con curvas cada 100kN en axil y a intervalos de 10° en la orientación del momento. La figura 5-11 es ilustrativa de su evolución: partiendo de una rótula sin rotación (A), se le puede aplicar carga hasta 1KNm sin que rote (B), si se siguen aumentando el momento sigue aumentando la curvatura, y es a partir del punto (C) cuando se produce una caída de la resistencia del pilar, pues tenemos que ya no hace falta aumentar la solicitación para

que se siga deformando (D, E).

Se define el criterio de aceptabilidad en base a la deformación plástica, o sea, la rotación de la barra en cuestión de la siguiente manera:

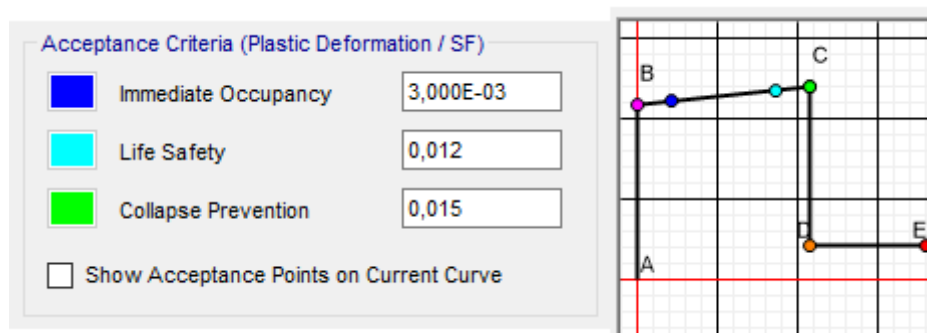


Figura 5-12. Criterio de aceptabilidad sobre el diagrama de interacción en pilares

De igual forma que ocurre con las rótulas en pilares, en las vigas también se define el criterio de aceptabilidad en base a la deformación plástica, o sea, la rotación de la barra en cuestión de la siguiente manera:

Immediate Occupancy	0.003
Life Safety	0.012
Collapse Prevention	0.015

Tabla 5-10. Criterio de aceptabilidad

Las rótulas en las vigas son del tipo “control por deformación” y se forman mediante la aplicación del momento M3. La gráfica momento-curvatura que representa la interacción M3 en la rótula es la siguiente:

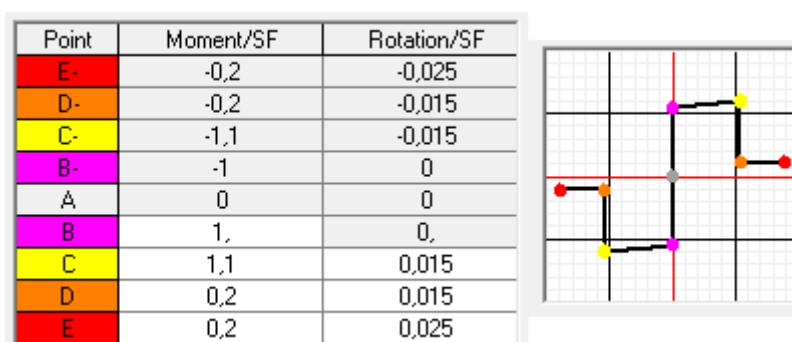


Figura 5-13. Diagrama de interacción de las rótulas en las vigas

A partir del punto (B), la estructura está en perfecto estado para su ocupación. Si se sigue aplicando carga a la estructura, esta deja de ser habitable pero aún no hay riesgo para la vida de las personas ni para la integridad de la estructura. Llegados al punto (C), la estructura se encuentra en estado de prevención del colapso, es decir, a partir de ahí se produce una caída de resistencia de la estructura y hay que tomar medidas inmediatas para evitar el colapso; a partir de (C), ni la integridad ni la vida de las personas que ocupen la estructura están garantizadas.

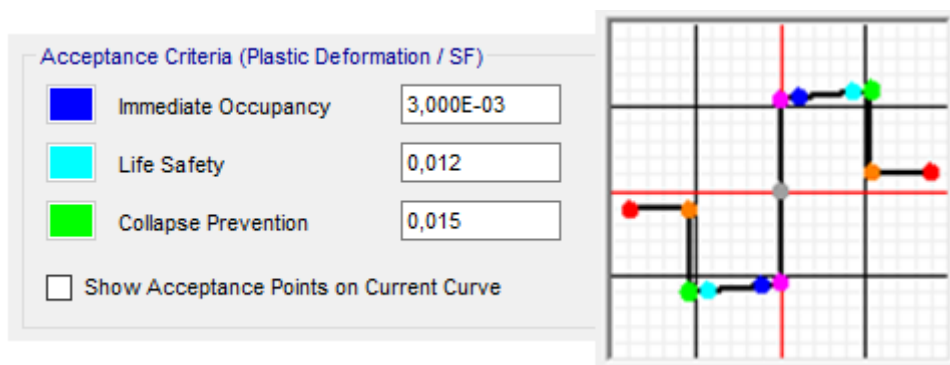
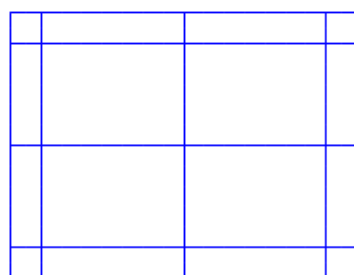


Figura 5-14. Criterio de aceptabilidad sobre el diagrama de interacción en vigas

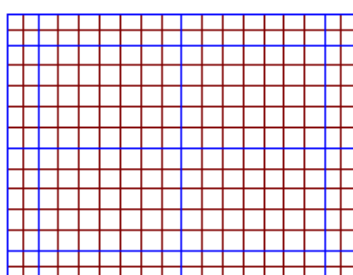
5.3.8. Discretización

Se lleva a cabo una división los distintos elementos de que se compone el modelo, ya que es determinante para el correcto análisis de la estructura. La discretización de la estructura se realiza de acuerdo a dos criterios: por un lado, se dividen vigas y forjados, y por otro, evitar divisiones innecesarias de manera que se eviten cálculos excesivos que no nos aporten información nueva y ralentice el análisis considerablemente.

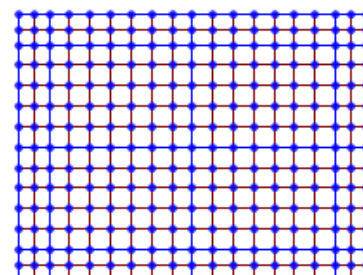
Todas las vigas se dividen en tantos elementos como metros tengan estas, exceptuando las vigas de las esquinas del voladizo que se dividen en dos elementos, y los forjados se dividen en las divisiones que se presentan a continuación, todas con forma cuadrada. En las siguientes imágenes se muestra la discretización de un forjado de las plantas superiores.



Sin discretizar



Discretización de las superficies



Discretización de las vigas

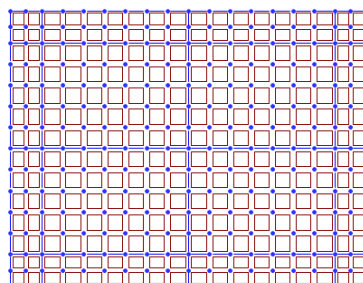


Figura 5-15. Discretización de los elementos constructivos

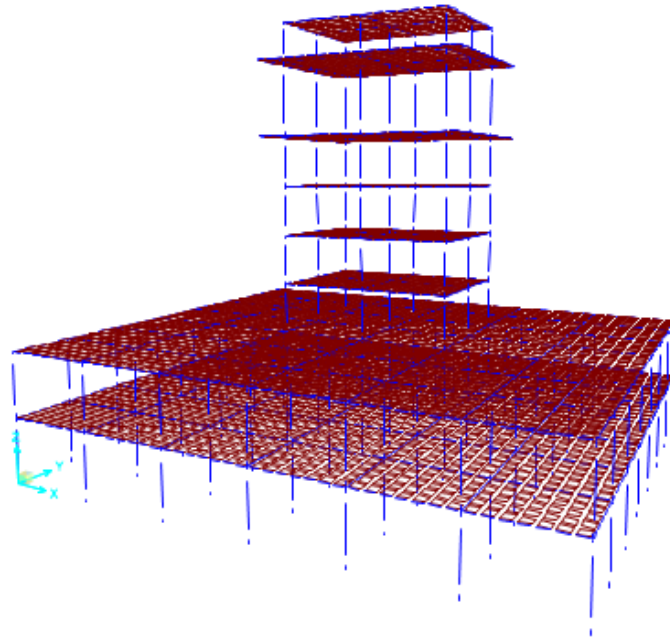


Figura 5-16. Modelo de la estructura del edificio Terminal – Torre de control discretizado

6. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

6.1. Introducción

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades, más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal. Con el uso de estos procedimientos, es posible aproximarse a lo que en verdad sucede en el edificio, ya que las representaciones del comportamiento de las estructuras tienen menor incerteza; es decir, se pueden definir los mecanismos de falla y el potencial de un colapso progresivo.

El análisis temporal no lineal es la herramienta más fiable para estimar la respuesta inelástica, pero dado la necesidad de un grupo de acelerogramas que caractericen adecuadamente el sismo en un emplazamiento dado, entre otros obstáculos, hacen poco práctico este método para su uso generalizado. Por ello, el uso de análisis estáticos no lineales ha cobrado protagonismo estas últimas décadas, creándose nuevos procedimientos de análisis Pushover que se han convertido en la herramienta común entre las principales normativas sobre construcciones sismorresistentes. En este contexto el análisis estático no lineal es un paso intermedio entre el análisis elástico lineal y el análisis no lineal dinámico.

Los NSP más usados son:

- El método del espectro de capacidad (CSM), incluido en el ATC- 40 y mejorado en el FEMA-440.
- El método del coeficiente de desplazamiento (DCM), presentado inicialmente en el FEMA-273, FEMA-274 y FEMA-356 y recientemente mejorado en FEMA- 440.
- El método N2, adoptado por el Eurocódigo 8.

El objetivo principal de todo NSPs es caracterizar la respuesta de la estructura bajo una acción sísmica en términos de desplazamientos. Todos estos métodos están basados en un proceso que consta de dos pasos básicos.

- 1) Determinar un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF) por medio de la curva de capacidad obtenida en un análisis estático no lineal tipo Pushover.
- 2) Caracterización de la demanda sísmica en términos de espectro de respuesta elástica sobre amortiguada (en el caso del CSM) o en términos de espectro de diseño inelástico (en el caso del DCM y N2). El desplazamiento máximo se determina a través del llamado “performance point”, como indicador del nivel de daño producido en la estructura.

En este capítulo se desarrolla la técnica tradicional de Pushover para modelos bidimensionales, con todos los parámetros que se tienen que definir para su aplicación.

De igual manera se desarrollan los conceptos asociados al desempeño sísmico de las edificaciones según las propuestas de la FEMA-356, FEMA- 440, EC-8, SEAOC, así como de la norma española NSCE-02. Se pretende sentar las bases y los criterios de calificación de la respuesta sísmica de las edificaciones que permitan tomar decisiones respecto del comportamiento

esperado durante un sismo, basadas en los conceptos de desempeño sísmico, desde el punto de vista estructural y no estructural, para diferentes niveles de movimiento del terreno.

6.2. Definición del análisis estático no lineal Pushover

La Técnica del Pushover consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, de la cual se conoce su armado; esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga. Con esta técnica es posible evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y demanda de deformaciones en el diseño sísmico, además se puede aplicar:

- Para verificar o revisar la proporción de sobre resistencia.
- Para estimar mecanismos de plasticidad esperada, además de estimar una distribución de daño.
- Verificar que las conexiones críticas permanezcan con capacidad de transmitir cargas entre los elementos.
- Como alternativa de rediseño.

El análisis estático no lineal, no posee un fundamento teórico profundo. En él se asume que los múltiples grados de libertad de la estructura están directamente relacionados a la respuesta sísmica de un sistema equivalente de un grado de libertad con características de histéresis apropiadas. El modelo que se genera para realizar el análisis, incorpora directamente la no linealidad de los materiales, de manera que es empujado hasta un desplazamiento esperado, y las deformaciones y fuerzas internas resultantes pueden ser determinadas.

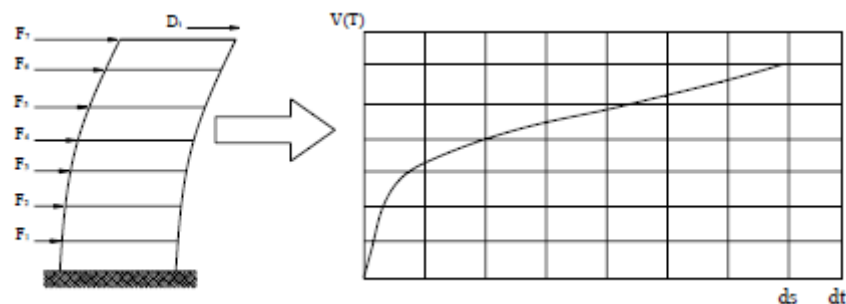


Figura 6-1. Esquema de la técnica Pushover

En la figura 6-1 se indican las fuerzas F_i aplicadas en el piso i ; la sumatoria de las mismas genera el cortante basal V . Debido a la aplicación de las fuerzas laterales la estructura tiene un desplazamiento lateral máximo d_t , que se puede calcular aplicando la teoría de estructuras. El proceso se repite incrementando las cargas iniciales, hasta llevar a la estructura al colapso, que está asociado a un desplazamiento final d_{tf} . Debido a la constante aplicación de las cargas laterales, la estructura se irá dañando, de manera que existirá un cambio en la rigidez del elemento dañado. El cambio de rigidez se realiza en función del diagrama momento curvatura, el cual se calcula para cada incremento de carga, y la rigidez se evalúa de acuerdo al modelo de plasticidad adoptado.

Con el uso de esta técnica es posible apreciar la secuencia del agrietamiento, la aparición de rótulas plásticas y fallas en los componentes estructurales, hasta que se excede el desplazamiento esperado o hasta que la estructura colapsa.

La relación que existe entre la carga incremental aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera el nivel superior se representa por medio de la curva de capacidad. Para determinar el desplazamiento de la estructura existen varios métodos, entre lo que tenemos el método del coeficiente del desplazamiento, en el que la curva de capacidad es la curva representada en el modelo bilineal V-d, utilizando un espectro de respuesta elástico adecuado para el tipo de suelo donde se encuentra la edificación, ambos se superponen y el punto de intersección indica el desempeño sísmico de la edificación.

La elección del método a utilizar para realizar el análisis de la edificación en estudio, además del tipo de modelo, sea éste un modelo plano o tridimensional; dependerá del grado y tipo de irregularidad estructural que posea la edificación.

- **Pushover controlado basado en desplazamientos**

En los métodos Pushover no controlados, se dan problemas prácticos cuando se empuja la estructura con un patrón pre-establecido de desplazamientos. De manera que, si se emplea un patrón de desplazamiento en un análisis de Pushover, es necesario un método que en realidad considere el patrón de deformaciones, como el cambio las rigideces estructurales.

El patrón de desplazamientos se modifica a medida se pierde rigidez en la estructura. Para cada incremento del análisis, el vector de desplazamientos utilizados se actualiza en base a la rigidez actual del modelo y cambia constantemente por la consecutiva degradación de la rigidez.

Utilizando un patrón de deformaciones en lugar de fuerzas es posible predecir respuestas que no se obtendrían si se utilizaran patrones de fuerzas.

6.2.1. Patrón de cargas laterales

Para poder aplicar la Técnica de Pushover primero se selecciona una carga real que se obtiene de los códigos regionales, para que luego sea incrementada monotónicamente. El patrón de cargas utilizado debe aproximarse a las fuerzas inerciales esperadas en el edificio durante el sismo. Es necesario mencionar que, aunque la distribución de fuerzas inerciales variará con la intensidad de un sismo y con el periodo de exposición de la estructura, usualmente se usa un patrón de cargas que no varía. Esta aproximación probablemente sea la más adecuada para el análisis de deformaciones de los elementos para estructura, donde su comportamiento lo determina el primer modo de vibración o modo fundamental de vibración de la estructura.

Los dos grupos de distribución de carga lateral que más se utilizan en el análisis de Pushover son:

- Un patrón de carga uniforme, basado en la fuerza lateral, proporcional a la masa de cada nivel, sin tomar en cuenta la elevación (respuesta uniforme de aceleración).
- Una distribución de fuerzas proporcional al producto de la masa y la deformación modal relacionada con el primer modo de vibración del edificio, que es un patrón modal que se determina utilizando un número suficiente de modos de vibración.

Una alternativa sería utilizar un patrón de carga lateral uniforme, donde las aceleraciones sísmicas son proporcionales al peso de cada nivel de edificio.

La respuesta elástica ante cortante basal de una estructura, V_e , puede ser obtenido de la siguiente manera:

$$V_e = C_T W \quad (6.1)$$

Donde C_T es el coeficiente del sismo de diseño que depende del riesgo sísmico y del período fundamental de vibración T , y W es el peso del edificio. Esta respuesta elástica en la base debido a cortante es reducida por un factor de reducción apropiado R , dependiente de la capacidad de deformación plástica del sistema estructural, obteniendo la fuerza de cortante basal de diseño de la ecuación 6.2.

$$V = \frac{V_e}{R} \quad (6.2)$$

Este cortante basal de diseño se distribuye verticalmente a lo largo del lado de la estructura y en las diferentes partes de la estructura proporcionalmente a sus rigideces. Es muy común usar una distribución proporcional a la altura y al peso en los diferentes niveles como se expresa en la ecuación 6.3.

$$F_i = \frac{(V - F_t) \omega_i h_i}{\sum_{i=1}^n \omega_i h_i} \quad (6.3)$$

Donde F_i es la fuerza, ω_i es el peso y h_i es la altura en la planta i respectivamente y F_t es una carga concentrada en la cima del edificio que representa el efecto de los mayores modos de vibración.

6.2.2. Demanda sísmica

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, en el cual se presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad como una función de sus frecuencias. Para fines prácticos, en la ingeniería se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años, se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en formato aceleración-desplazamiento para propósitos de diseño basados en el desempeño sísmico.

Para poder calcular el desplazamiento esperado que una estructura experimentará cuando se utiliza la Técnica de Pushover, la estructura de múltiples grados de libertad se tiene que representar como un sistema equivalente de solo un grado de libertad.

6.2.2.1. NSCE-02. Información sísmica

6.2.2.1.1. Aceleración sísmica de cálculo

La aceleración sísmica de cálculo, a_c , se define como el producto:

$$a_c = S_p a_b / g \quad (6.4)$$

Donde:

a_b : Aceleración sísmica básica.

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción. Toma los siguientes valores:

- Construcciones de importancia normal $\rho=1.0$.
- Construcciones de importancia especial $\rho=1.3$.

S: Coeficiente de amplificación del terreno. Toma el valor:

- Para $\rho a_b/g \leq 0.1g$

$$S = \frac{C}{1.25} \quad (6.5)$$

- Para $0.1g < \rho a_b/g < 0.4g$

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \left(1 - \frac{C}{1.25} \right) \quad (6.6)$$

- Para $\rho a_b/g \geq 0.4g$

$$S = 1.0 \quad (6.7)$$

C: Coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación.

Tipo de terreno	Coeficiente C	Composición del terreno	Velocidad propagación de ondas
I	1,0	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso	$v_s > 750 \text{ m/s}$
II	1,3	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros	$400 < v_s \leq 750 \text{ m/s}$
III	1,6	Suelo granular de compacidad media o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme	$200 < v_s \leq 400 \text{ m/s}$
IV	2,0	Suelo granular suelto o suelo cohesivo blando	$v_s \leq 200 \text{ m/s}$

Tabla 6-1. Clasificación del terreno según NSCE-02

6.2.2.1.2. Espectro normalizado de respuesta elástica

La norma establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno, para aceleraciones horizontales, correspondientes a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia de 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores:

$$\text{Si } T < T_A, \quad \alpha(T) = 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \quad (6.8)$$

$$\text{Si } T_A \leq T \leq T_B, \quad \alpha(T) = 2.5 \quad (6.9)$$

$$\text{Si } T > T_B, \quad \alpha(T) = K \frac{C}{T} \quad (6.10)$$

Donde:

α : Valor del espectro normalizado de respuesta elástica.

T : Período propio del oscilador en segundos.

T_A, T_B : Periodos característicos del espectro de respuesta.

$$T_A = K \frac{C}{10}; \quad T_B = K \frac{C}{2.5} \quad (6.11) \text{ y } (6.12)$$

K : Coeficiente de contribución.

6.2.2.1.3. Espectro de respuesta elástica

Cuando la base del oscilador sufre un terremoto de aceleración máxima a_c , la respuesta del oscilador tiene una aceleración máxima,

$$S_a = a_c \alpha(T) \nu \quad (6.13)$$

Donde:

a_c : Aceleración sísmica de cálculo.

$\alpha(T)$: Valor del espectro normalizado de respuesta elástica, función del periodo propio del oscilador T .

ν : factor de modificación del espectro, función del amortiguamiento y del amortiguamiento crítico del 5%.

$$\nu = (5/\Omega)^{0.4} \quad (6.14)$$

Ω : valores del amortiguamiento de la estructura.

6.2.2.1.4. Información sísmica referente a Chauchina (Granada)

Se extraen dos parámetros, del NCSE-02, necesarios para la definición del espectro de respuesta del sismo:

- 1) Aceleración sísmica básica, $\frac{a_b}{g} = 0.23$
- 2) Coeficiente de contribución, $K = 1.0$

De manera que, para estos valores, y en función de las características de la construcción y el emplazamiento elegido, las características sísmicas son las siguientes:

a_b/g	K	ρ	C	S	a_c/g	T_A	T_B	Ω	v
0.23	1.0	1.3	1.6	1.094	0.327	0.16 s	0.64 s	5%	1

Tabla 6-2. Información sísmica referente a Chauchina (Granada) [NSCE-02]

En la siguiente figura se muestra la configuración del espectro de respuesta elástica según NSCE-02.

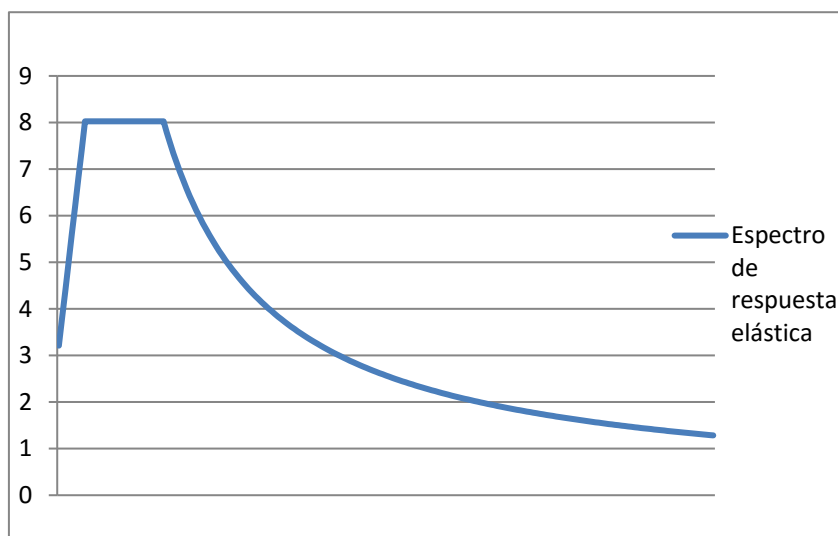


Figura 6-2. Espectro normalizado de respuesta elástica [NSCE-02]

6.2.2.2. EC-8. Información sísmica

6.2.2.2.1. Aceleración sísmica de cálculo

La aceleración sísmica de cálculo, a_g , se define como el producto:

$$a_g = \gamma_1 a_{gR} \quad (6.15)$$

Donde:

a_{gR} : Aceleración sísmica básica del suelo en un terreno tipo A.

γ_1 : Coeficiente adimensional de riesgo, función de la probabilidad aceptable de que se exceda a_c en el periodo de vida para el que se proyecta la construcción.

6.2.2.2.2. Espectro de respuesta elástica

La norma establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno, para aceleraciones horizontales, correspondientes a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia de 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores:

$$\text{Si } 0 \leq T \leq T_B, \quad S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta^{2.5} - 1) \right] \quad (6.16)$$

$$\text{Si } T_B \leq T \leq T_C, \quad S_e(T) = a_g S \eta^{2.5} \quad (6.17)$$

$$\text{Si } T_C \leq T \leq T_D, \quad S_e(T) = a_g S \eta^{2.5} \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (6.18)$$

$$\text{Si } T_D \leq T \leq 4s, \quad S_e(T) = a_g S \eta^{2.5} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (6.19)$$

Donde:

S_e : Es el espectro de respuesta elástico.

a_g : Aceleración sísmica de cálculo en un terreno tipo A.

T : Período propio del oscilador en segundos.

T_B, T_C : Límites de la aceleración espectral constante en cada segmento.

T_D : Valor que define el comienzo del rango de respuesta de desplazamiento constante en el espectro.

S : Coeficiente de suelo.

η : Factor de corrección por amortiguamiento con valor de referencia $\eta=1$, para un amortiguamiento viscoso del 5%.

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (6.20)$$

ξ : valores del amortiguamiento de la estructura.

Tipo de terreno	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

Tabla 6-3. Parámetros que describen el espectro de respuesta elástica [EC-8]

6.2.2.2.3. Información sísmica referente a Chauchina (Granada)

La relación entre el código sísmico descrito en el NSCE-02 con el desarrollado por el EC-8 son las igualdades siguientes:

$$1) a_b/g = a_{gR}$$

$$2) \gamma_1 = \rho$$

Por lo tanto, se tiene que la aceleración sísmica básica del suelo en un terreno tipo A para Chauchina es:

$$a_{gR} = \frac{a_b}{g} = 0.23$$

De manera que, para este valor, y en función de las características de la construcción y el emplazamiento elegido, las características sísmicas son las siguientes:

a_{gR}/g	a_g/g	γ_1	S	T_B	T_C	T_D	ξ	η
0.23	1.0	1.3	1.15	0.20	0.6 s	2.00 s	5%	1

Tabla 6-4. Información sísmica referente a Chauchina (Granada) [EC-8]

En la siguiente figura se muestra la configuración del espectro de respuesta elástica según EC-8.

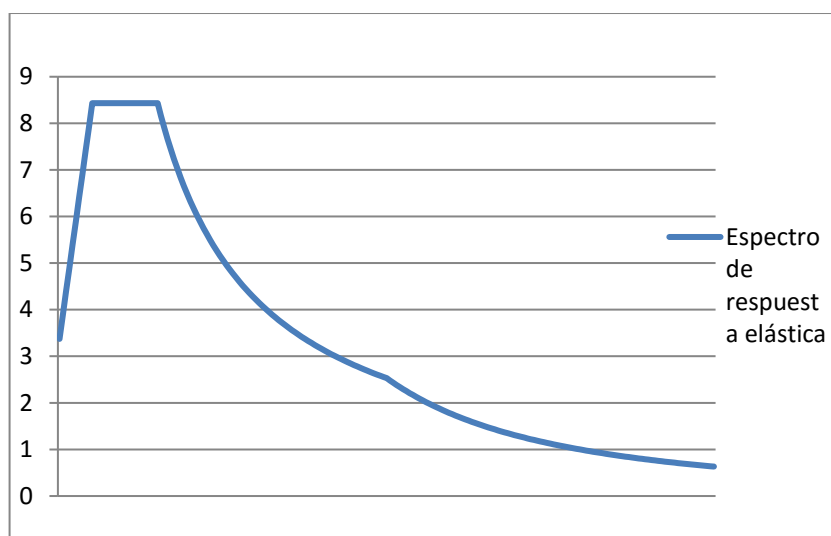


Figura 6-3. Espectro de respuesta elástica [EC-8]

6.2.2.3. Adaptación EC-8 a NSCE-02

El procedimiento de análisis que se desarrolla en el presente capítulo se remite al espectro de respuesta ofrecido por el EC-8. Por eso, se debe adaptar los parámetros sísmicos de cálculo obtenidos con NSCE-02 a EC-8, para poder garantizar resultados con más precisión que se aproximen a lo que en verdad sucede en el edificio.

6.2.2.3.1. Información sísmica referente a Chauchina (Granada)

a_{gR}/g	a_g/g	γ_1	S	T_B	T_C	T_D	ξ	η
0.23	1.0	1.3	1.094	0.16	0.64 s	2.00 s	5%	1

Tabla 6-5. Información sísmica referente a Chauchina (Granada) [NSCE-02 - EC-8]

En la siguiente figura se muestra la configuración del espectro de respuesta elástica para el sismo último con periodo de retorno 500 años, según EC-8 modificado con correspondencia a NSCE-02.

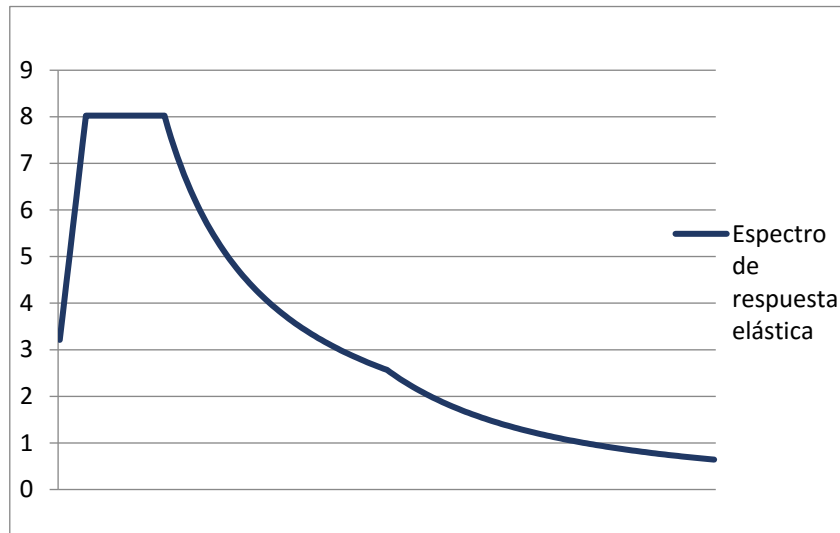


Figura 6-4. Espectro de respuesta sismo último [NSCE-02 - EC-8]

Para el sismo de servicio con periodo de retorno 100 años, la configuración del espectro de respuesta elástica es la siguiente:

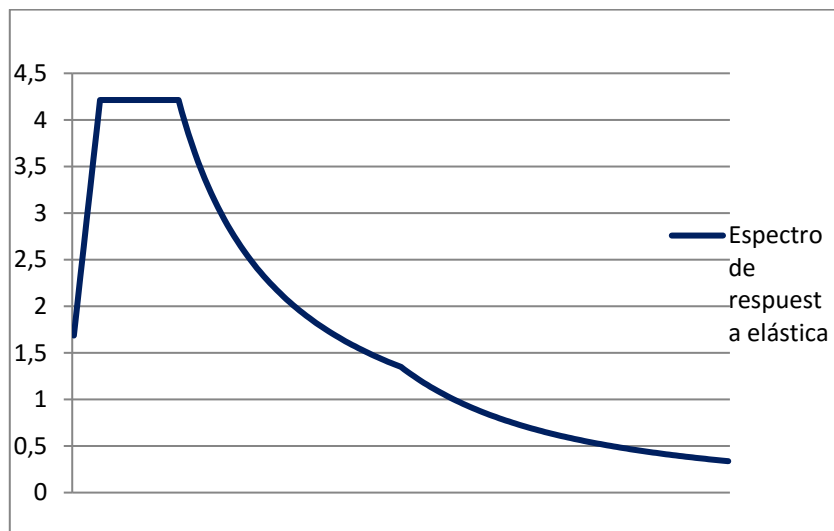


Figura 6-5. Espectro de respuesta elástica sismo de servicio [NSCE-02 - EC-8]

6.2.3. Sistema equivalente de un grado de libertad

La masa equivalente para un sistema de múltiples grados de libertad se calcula por medio de un factor de transformación utilizando las siguientes expresiones:

$$m^* = \sum m_i \phi_i = \sum F_i \quad (6.21)$$

El factor de transformación está dado por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{\sum F_i}{\sum (\frac{F_i^2}{m_i})} \quad (6.22)$$

Donde:

Γ : Es el factor de transformación.

m^* : Masa equivalente de un grado de libertad.

ϕ_i : Desplazamiento normalizado que experimenta el nivel i.

F_i : Fuerza lateral normalizada.

Para calcular los desplazamientos de cada nivel se normaliza a uno ($\phi_n=1$) el desplazamiento del nudo de control, comúnmente se coloca en el nivel superior, que experimentará el mayor desplazamiento ante la aplicación de cargas laterales. Los desplazamientos de cada nivel se establecen proporcionalmente al desplazamiento del nivel superior.

La fuerza F^* y desplazamiento d^* para el sistema equivalente de un grado de libertad se determinan relacionando la fuerza y desplazamiento del sistema de múltiples grados de libertad con el factor de transformación.

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}; \quad d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (6.23) \text{ y } (6.24)$$

Donde:

F_b : Es la fuerza cortante basal del sistema de múltiples grados de libertad.

d_n : Es el desplazamiento del sistema de múltiples grados de libertad.

F^* : Fuerza cortante basal del sistema equivalente de un grado de libertad.

d^* : Desplazamiento del sistema equivalente de un grado de libertad.

6.2.4. Curva de capacidad

La relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura se representan en la curva de capacidad para cada incremento. Esta curva generalmente se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en la suposición que el modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta estructural. Esta suposición generalmente es válida para estructuras con un periodo fundamental de vibración alrededor de un segundo. Para edificios más flexibles con un periodo fundamental de vibración mayor de un segundo, el análisis debe considerar los efectos de los modos más altos de vibración.

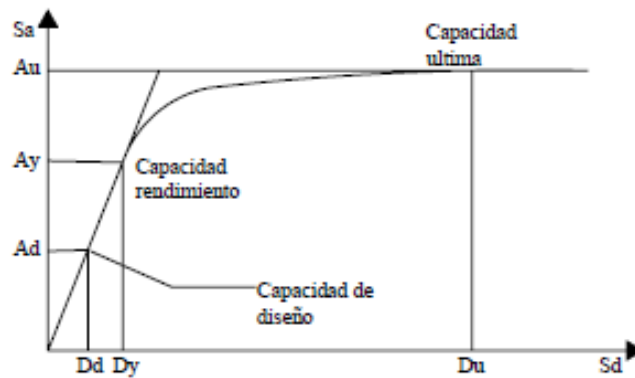


Figura 6-6. Curva de capacidad

Para determinar la curva de capacidad resistente, se necesita conocer la geometría de la estructura, el detallado del acero de refuerzo para cada elemento, la calidad de los materiales constructivos y las curvas constitutivas del concreto y el acero.

Una vez que se tiene definida la curva de capacidad se obtiene un modelo bilineal de la curva de capacidad sísmica resistente en el que se define perfectamente el rango elástico y el rango plástico por medio del punto de fluencia. En realidad, es una relación elastoplástica entre las fuerzas cortantes y los desplazamientos que experimentará la estructura. La fuerza de cedencia F_y^* que representa el esfuerzo último del sistema idealizado, es igual a la fuerza que forma el mecanismo de plasticidad.

La rigidez inicial elástica del sistema idealizado se determina de tal manera que las áreas bajo la actual curva fuerza-deformación y la idealizada son iguales. El desplazamiento de cedencia del sistema idealizado de un grado de libertad se determina de la siguiente manera:

$$d_y^* = 2(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}) \quad (6.25)$$

Donde:

E_m^* : Es el área entre la curva actual y la curva idealizada.

F_y^* : Fuerza de cedencia del sistema idealizado.

d_m^* : Desplazamiento donde se genera el mecanismo de plasticidad.

d_y^* : Desplazamiento de cedencia para el sistema idealizado.

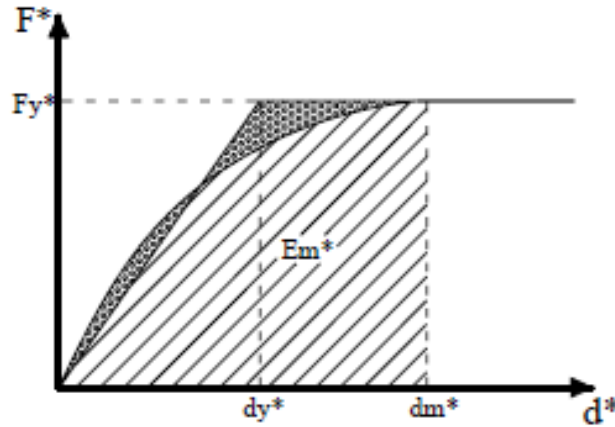


Figura 6-7. Modelo bilineal de la curva de capacidad

El periodo de vibración para el sistema equivalente de un grado de libertad se determina utilizando la fórmula:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (6.26)$$

Donde:

T^* : Es el periodo de vibración para el sistema equivalente de un grado de libertad.

6.2.5. Desplazamiento esperado

6.2.5. 1. Desplazamiento esperado para el sistema equivalente de un grado de libertad SDOF

El desplazamiento que experimentará una estructura ante demandas sísmicas, para un período T^* y un comportamiento elástico ilimitado, que puede ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$d_{et}^* = \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2 S_e \quad (6.27)$$

Donde:

d_{et}^* : Es el desplazamiento que experimentará el sistema idealizado de un grado de libertad.

$S_e = S_e(T^*)$, que se obtiene del espectro de respuesta elástico para un período T^* .

Conociendo el desplazamiento del modelo idealizado de un grado de libertad, se puede conocer el desplazamiento total del sistema de múltiples grados de libertad. Diferentes formulaciones pueden ser usadas para determinar el desplazamiento esperado para estructuras con un rango de períodos corto, y para estructuras con un rango de períodos mediano y largo. El período extremo entre el rango de períodos corto y medio es T_c . Atendiendo a FEMA- 440 tenemos

que, para el rango de períodos medianos y largos, se pueden aplicar reglas similares para encontrar el desplazamiento total de la estructura.

$$a) \quad T^* < T_c, \quad d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \quad (6.28)$$

Donde:

q_u : Es la relación entre la demanda de aceleraciones en la estructura de comportamiento elástico ilimitado S_e , y el esfuerzo limitado F_y^*/m^* .

$$q_u = \frac{S_e m^*}{F_y^*} \quad (6.29)$$

Se debe aclarar que si $F_y^* m^* \geq S_e$, la respuesta de la estructura es elástica y los desplazamientos son iguales.

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (6.30)$$

$$b) \quad T^* \geq T_c, \quad d_t^* = d_{et}^* \quad (6.31)$$

6.2.5. 2. Desplazamiento esperado para el sistema de múltiples grados de libertad MDOF

El desplazamiento puede ser encontrado utilizando el desplazamiento para el sistema de un grado de libertad multiplicado por el factor de transformación, como se muestra a continuación:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (6.32)$$

El desplazamiento encontrado, correspondiente al desplazamiento del nudo de control, es el desplazamiento que se esperaría que la estructura experimente bajo una demanda sísmica.

6.3. El método del coeficiente del desplazamiento (FEMA-356)

Es un procedimiento numérico para estimar la demanda de desplazamiento de una estructura usando una representación bilineal de la curva de capacidad y coeficientes de corrección. Este método utiliza una versión simplificada de la aproximación de iguales desplazamientos para estimar el punto de desempeño de una estructura mediante un procedimiento numérico directo.

A diferencia del método del espectro de capacidad, éste no requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales (S_a , S_d). La aplicabilidad del método se limita a estructuras regulares, que no presentan efectos de torsión adversos.

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA- 356) propone los siguientes pasos para encontrar el punto de desempeño utilizando este método:

- 1) Representación bilineal de la curva de capacidad
- 2) Calculo del periodo efectivo T_e

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (6.33)$$

Donde:

T_i : Es el periodo fundamental elástico.

K_i : Es la rigidez lateral elástica.

K_e : Es la rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección considerada.

3) Cálculo del punto de desempeño de la estructura d_t

$$d_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \quad (6.34)$$

Donde:

S_a : Es el valor de la aceleración espectral correspondiente al período fundamental efectivo T_e .

C_0 : Relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento inelástico máximo probable en la parte superior de la estructura. Su valor se puede definir utilizando cualquiera de los siguientes criterios:

- Factor de participación del primer modo de vibración en la parte superior.
- Un valor apropiado de la tabla siguiente:

Número de plantas	Valor de C_0
1	1
2	1.2
3	1.3
5	1.4
Más de 10	1.5

Tabla 6-6. Valores del factor modificador C_0

C_1 : Relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal, mediante la siguiente expresión:

$$\text{Si } T_e \geq T_C, \quad C_1 = 1.0 \quad (6.35)$$

$$\text{Si } T_e < T_C, \quad C_1 = \frac{1.0 + \frac{(R-1)T_C}{T_e}}{R} \quad (6.36)$$

$$\text{Si } T_e < 0.1s, \quad C_1 = 1.5 \quad (6.37)$$

T_C : Es un período característico del espectro de respuesta, que define el punto de transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante.

R : Es la relación entre la demanda de resistencia inelástica y el coeficiente de resistencia de cedencia.

$$R = \frac{S_a m^*}{F_y^*} = \frac{S_a W}{g V_y^* C_0} \quad (6.38)$$

Donde:

V_y : Es el cortante de cedencia de la representación bilineal de la curva de capacidad.

W : Es el peso total de la estructura.

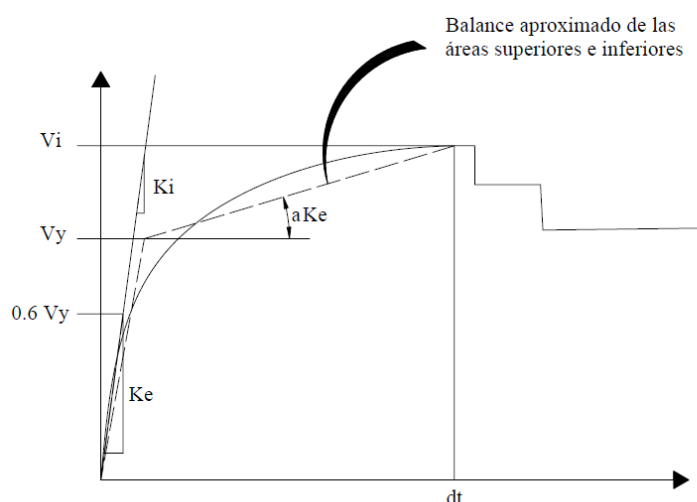


Figura 6-8. Representación bilineal de la curva de capacidad

C_2 : Representa los efectos de la degradación de rigidez, la pérdida de resistencia y efecto de la forma de histéresis sobre la respuesta del desplazamiento máximo.

Nivel de desempeño estructural	$T = 0.1 s$		$T \geq T_C$	
	Sistema Tipo I	Sistema Tipo II	Sistema Tipo I	Sistema Tipo II
Ocupación inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención al colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

Tabla 6-7. Valores del factor modificador C_2

C_3 : Representa el incremento en el desplazamiento debido a los efectos del segundo orden. Para estructuras con una rigidez pos-cedencia mayor del 5% de la rigidez elástica K_i

$$C_3 = 1.0 \quad (6.39)$$

de lo contrario,

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad (6.40)$$

Donde:

α : Es la relación entre la rigidez post-cedencia K_s y la rigidez elástica.

K_i : Es la rigidez lateral elástica. Obtenida de la representación bilineal de la curva de capacidad.

6.4. Modificación del método del coeficiente del desplazamiento (FEMA- 440)

C_1 : Relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal, mediante la siguiente expresión:

$$C_1 = 1.0 + \frac{(R - 1)}{aT_e^2} \quad (6.41)$$

Donde a es igual a:

- 130 para terrenos tipo B
- 90 para terrenos tipo C
- 60 para terrenos tipo D

Dicho coeficiente (C_1 , FEMA-356) tenía como limitación las estructuras de período corto. Aunque esta limitación estaba destinada a reconocer que edificios de período corto no respondían tan a menudo como predecían mediante el análisis.

C_2 : Representa los efectos de la degradación de rigidez, la pérdida de resistencia y efecto de la forma de histéresis sobre la respuesta del desplazamiento máximo.

La propuesta modificación se basa en los resultados de análisis relacionados. En muchos casos, los datos sugieren que la degradación cíclica no aumenta desplazamientos máximos. Sin embargo, hay excepciones, especialmente para periodos cortos en estructuras de baja resistencia.

$$C_2 = 1.0 + \frac{1}{800} \frac{(R - 1)^2}{T_e^2} \quad (6.42)$$

C_3 : Representa el incremento en el desplazamiento debido a los efectos del segundo orden. Revisiones de las investigaciones y los resultados de análisis relacionados indican que los

desplazamientos máximos inelásticos tienden a aumentar bruscamente, dando lugar a inestabilidad dinámica y al colapso implícito de estructuras débiles. El punto en el que esta transición ocurre está relacionado con la fuerza, el período y la rigidez post-elástica de la estructura. Aunque la actual expresión incluye estas variables, no predice la inestabilidad. La recomendación es que se limite resistencia mínima (máximo R) para los modelos estructurales. Este límite elimina la necesidad de contemplar el coeficiente C_3 .

7. RESULTADOS

Tras realizar los análisis al modelo, para el sismo último o sismo de diseño, con período de retorno 500 años, y para el sismo de servicio, con periodo de retorno 100 años, se muestran las imágenes de los pasos más significativos en la formación de las rótulas plásticas de los análisis realizados en las dos direcciones principales de la estructura (x,y).

El análisis no lineal pushover, va modificando la matriz de rigidez del sistema ajustándose a las curvas de comportamiento que se vieron en los capítulos anteriores. Para denotar ese cambio constante, en cada paso se muestran el desplazamiento que experimenta el nodo objetivo y el cortante basal que soporta en cada momento la estructura.

Dado que para llevar a cabo el análisis hay que tener un nodo objetivo, mostramos a continuación cuál se ha elegido para tal propósito.

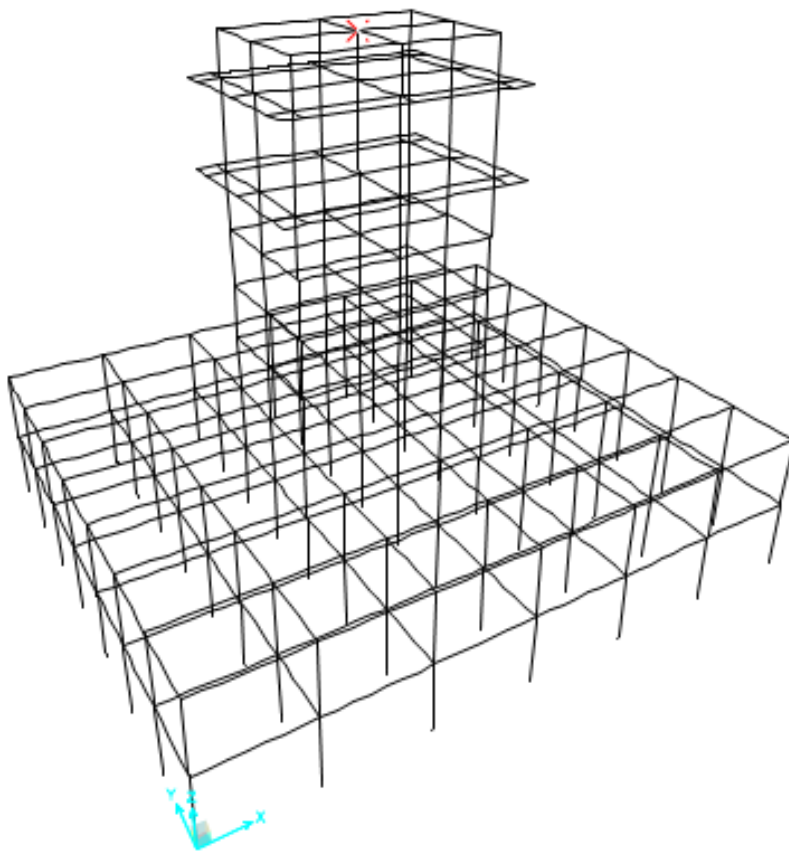


Figura 7-1. Nodo objetivo (Performance point)

Como se puede observar el nodo 261 se corresponde con el nodo central de la planta más alta, que en teoría será el nodo que experimentará los mayores desplazamientos.

7.1. Analisis modal

En primer lugar, se lleva a cabo un analisis modal que permite poder conocer los distintos modos de vibración de la estructura. Dicha información será necesaria para poder determinar cual es el modo de vibración principal en cada dirección de la estructura.

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (rad/s)	Ratio de participacion en masa (%)	
			Dirección X	Dirección Y
1	1,543181	4,071579936	7,423E-15	49,907
2	1,401496	4,48320038	57,901	1,279E-14
3	1,087401	5,778167735	0,164	5,796E-14
4	0,607326	10,34564977	4,796	2,583E-13
5	0,573702	10,95200177	7,691E-12	38,837
6	0,560185	11,21626287	25,666	1,072E-11
7	0,298316	21,06216952	2,117E-10	2,895
8	0,290351	21,63995917	3,031	2,305E-10
9	0,248592	25,27507512	0,00596	2,428E-11
10	0,211659	29,68545406	0,727	1,511E-11
11	0,201982	31,10772222	9,464E-8	4,753
12	0,198965	31,57933576	4,474	9,274E-10
13	0,160271	39,203428	2,982E-11	1,328
14	0,154206	40,74548243	0,712	2,292E-12
15	0,151727	41,41103193	0,194	3,234E-11
16	0,140927	44,58460091	0,006822	1,553E-13
17	0,136416	46,05907504	1,591E-11	2,014E-07
18	0,136226	46,12316278	0,006928	1,635E-12
19	0,135521	46,36303587	8,391E-13	3,293E-06
20	0,133157	47,18637401	3,097E-12	1,891E-05
21	0,129689	48,44808452	0,004568	3,22E-12
22	0,126562	49,64522444	9,131E-12	5,391E-07
23	0,126078	49,83554864	0,0006385	4,692E-12
24	0,12448	50,47565303	0,0002894	9,286E-13

Tabla 7-1. Información modal

Como se puede observar, el modo principal en la dirección X es el modo 2, con periodo elástico 1,401496 s. Para la dirección Y, el modo principal a controlar será en modo 1, con periodo elástico 1,543181 s.

7.2. Análisis sísmo en dirección x

- Paso 1

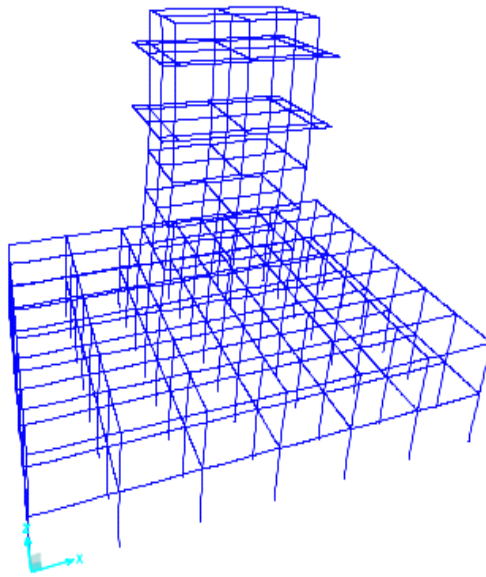


Figura 7-2. Análisis dirección x. Paso 1

Cortante basal: 7266,88 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,1 m

- Paso 2

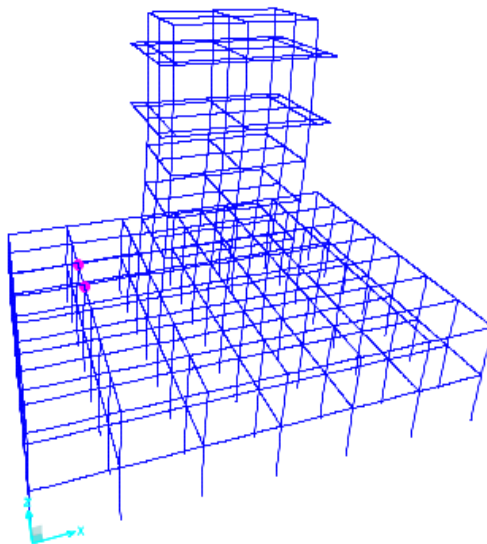


Figura 7-3. Análisis dirección x. Paso 2

Cortante basal: 9581,99 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,1324 m



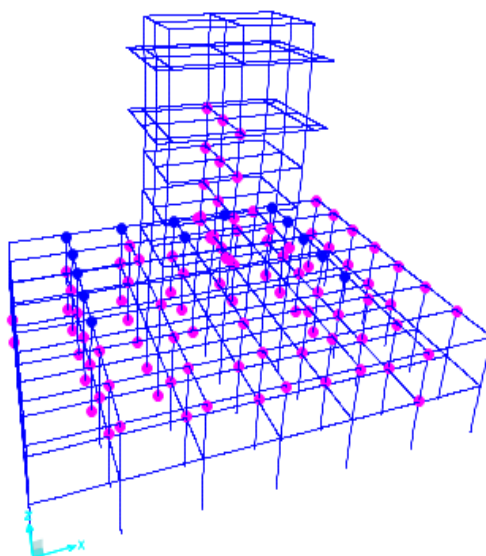
- Paso 3

Figura 7-4. Análisis dirección x. Paso 3

Cortante basal: 14919,61 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,2185 m

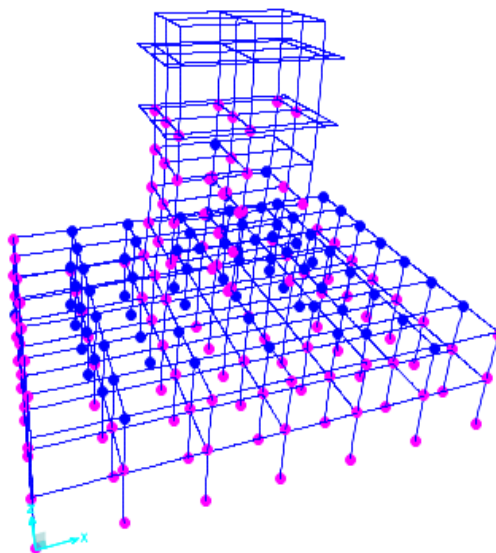
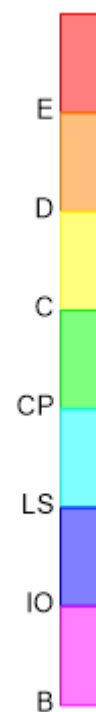
- Paso 4

Figura 7-5. Análisis dirección x. Paso 4

Cortante basal: 17041,8 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,299 m



- Paso 5

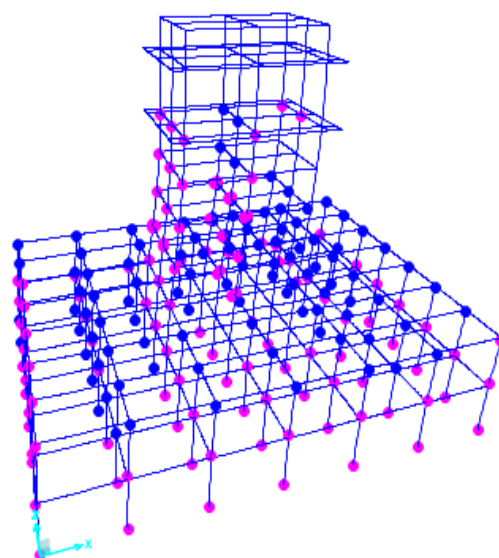


Figura 7-6. Análisis dirección x. Paso 5

Cortante basal: 17299,03 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,3147 m

A continuación, se muestra el diagrama de capacidad de la estructura. En este se representa la reacción en la base en dirección x frente al desplazamiento del nodo objetivo en dirección x, en este caso, se ha escogido el nodo 261.

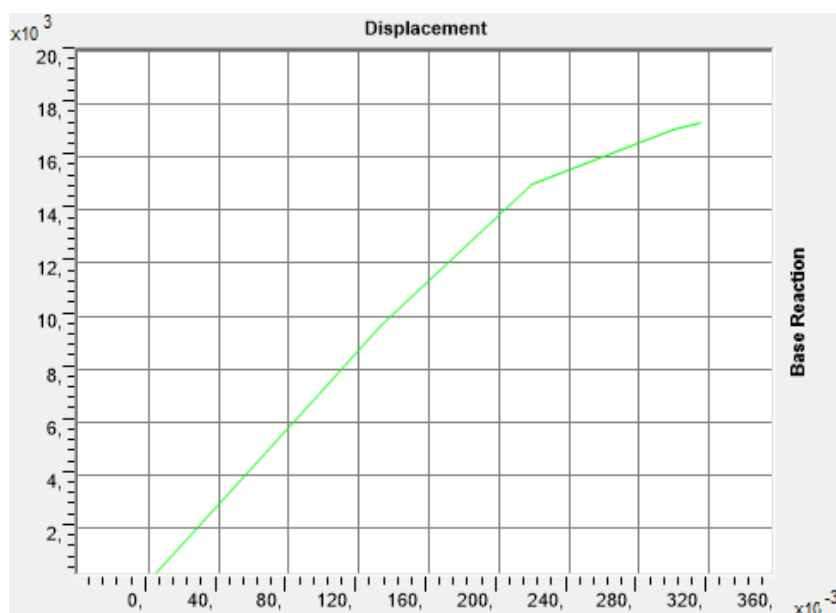


Figura 7-7. Curva de capacidad. Análisis dirección x

Como se puede observar en la figura 7-7, se produce un cambio de pendiente para un desplazamiento del nodo objetivo de 0,1404 m. Este cambio de pendiente indica la entrada en régimen plástico. A partir de este punto, todo desplazamiento constituirá una deformación plástica.

Una vez ya se sabe distinguir el rango plástico del rango elástico en el diagrama, podemos calcular la ductilidad. El máximo desplazamiento que puede experimentar la estructura es 0,3147 m, ya en el rango plástico. Por tanto, la ductilidad de la estructura será:

$$\mu = \frac{0,3147}{0,1404} = 2,2415 \quad (7.1)$$

Conocida la ductilidad de la estructura, se puede mostrar el diagrama de capacidad, de acuerdo a FEMA-356.

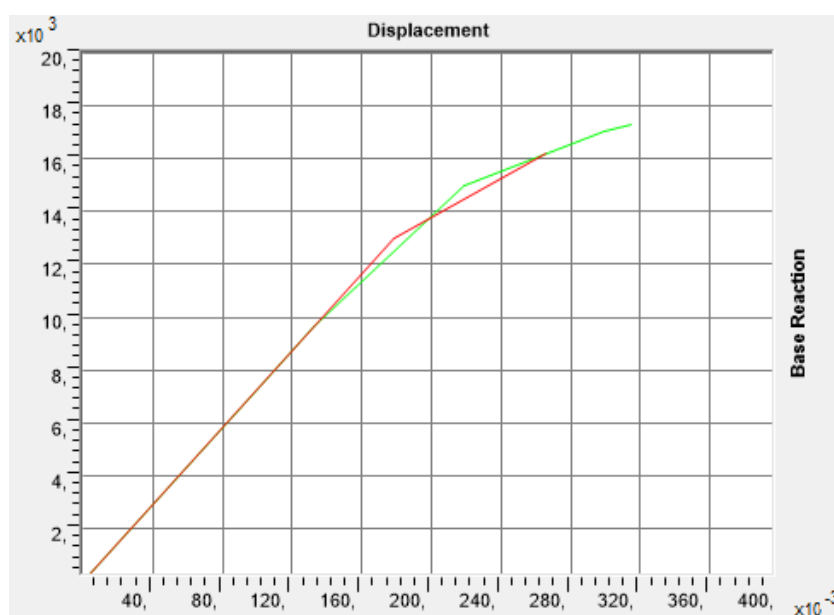


Figura 7-8. Diagrama bilineal sismo último. Análisis dirección x

A la vista de las imágenes superiores, la edificación que se propone en el presente estudio soportaría el sismo último o sismo de diseño, con periodo de retorno de 500 años, de Chauchina - Granada, y además, lo haría de forma operativa. Del diagrama se puede extraer el desplazamiento objetivo del nodo 261 (performance point); el valor es de 0,266m. Para este desplazamiento, el cortante basal que sufre la estructura es de 16187,455 kN. Estas dos magnitudes no son más que la abscisa y la ordenada del punto que se obtiene como la intersección entre la curva de demanda (roja), dependiente del periodo efectivo y de la ductilidad, y la curva de capacidad de la estructura (verde).

A nivel visual, la torre quedaría en un estado intermedio entre el paso 3 (Figura 7-4) y el paso 4 (Figura 7-5) anteriormente nombrados. Como vemos, efectivamente, la estructura incursiona en el rango plástico.

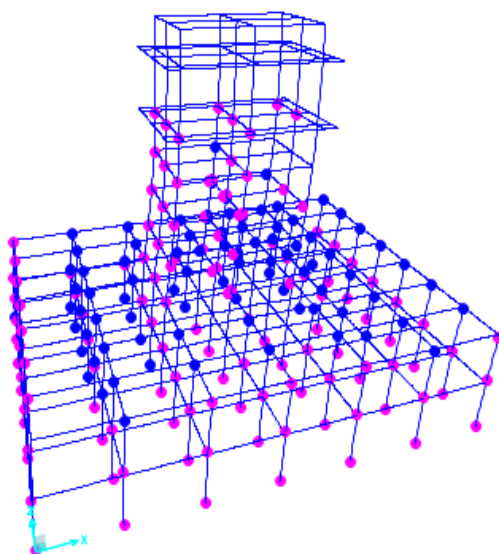


Figura 7-9. Análisis dirección x. Degradación esperada sismo último

Cortante basal: 16187,455 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,266 m

Daño moderado en los elementos no estructurales y contenidos, y leve en los estructurales. El edificio puede usarse de manera razonable pero algunos servicios pueden ser interrumpidos afectando a la función normal del edificio. El hecho de que la torre no sufra daños significativos redunda en el correcto funcionamiento de una infraestructura crítica como es un aeropuerto.

La parte que más sufre de la estructura, como era de esperar, es el apoyo en el terreno, si bien es cierto, que las rótulas que aquí se forman no pasan del estado “Immediate occupancy”.

Habiendo definido completamente el comportamiento de la estructura, faltaría comprobar qué ocurre para el sismo de servicio con periodo de retorno 100 años. Como se detalló en el apartado 5.3.2., se ha de multiplicar el espectro del sismo ultimo con periodo de retorno 500 años por un coeficiente de minoración, SF, de 0.525.

Los resultados obtenidos con el sismo de 100 años son los siguientes:

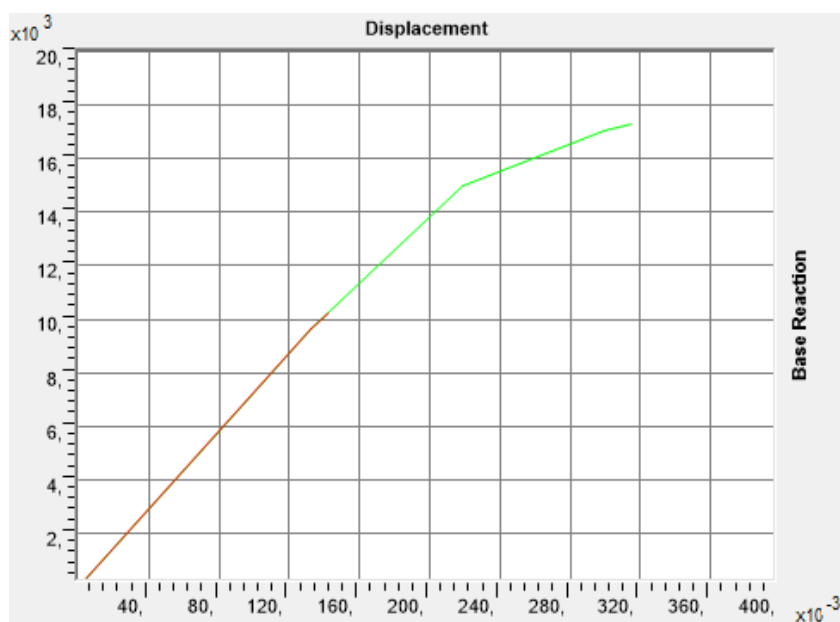


Figura 7-10. Diagrama bilineal sismo de servicio. Análisis dirección x

Cortante basal: 10213,218 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,142 m

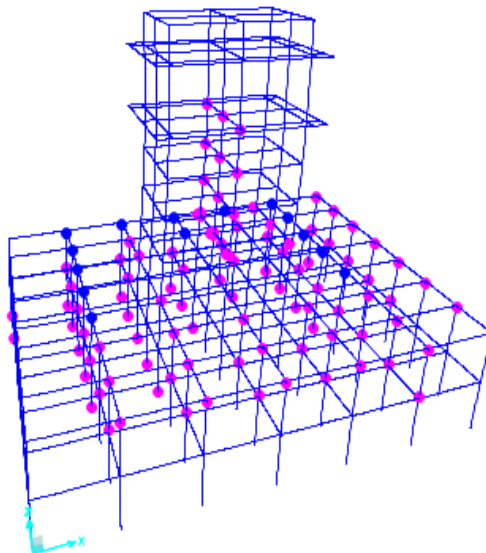


Figura 7-11. Análisis dirección x. Degradación esperada sismo servicio

La parte que más sufre de la estructura, como era de esperar, es el apoyo en el terreno, si bien es cierto, que las rótulas que aquí se forman no pasan del estado “Immediate occupancy”.

Daño moderado en los elementos no estructurales y contenidos, y leve en los estructurales. El edificio puede usarse de manera razonable pero algunos servicios pueden ser interrumpidos afectando a la función normal del edificio. El hecho de que la torre no sufra daños significativos redunda en el correcto funcionamiento de una infraestructura crítica como es un aeropuerto.

7.2.1. Método del coeficiente del desplazamiento

Se muestra a continuación, una tabla de valores de los coeficientes, así como datos específicos de la estructura ofrecidos por SAP2000 al comprobar el análisis Pushover para sismo último:

	SAP2000
C_0	1,4613
C_1	1,0
C_2	1,0
C_3	1,0
S_a	0,3715
T_e	1,4101
T_i	1,4101
K_i	72796,12
K_e	72796,12
A	0,5055
R	2,6324
V_y	12971,812
W	91924,28
C_m	1,0

Tabla 7-3. Coeficientes de desplazamiento sismo último dirección x. SAP2000

Atendiendo a la figura 7-9, se puede comprobar que los datos proporcionados en la tabla anterior son correctos, ya que T_e será igual a T_i , al ser cierto que K_e es igual a K_i .

Por lo tanto, el desplazamiento esperado para el nodo objetivo ante la acción del sismo ultimo con periodo de retorno 500 años es:

$$d_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 = 0,2682 \text{ m} \quad (7.2)$$

Se comprueba que el resultado es próximo al ofrecido por SAP2000, siendo el error del orden de mm.

$$error = 0,268 - 0,266 = 0,0022 \quad (7.3)$$

Al igual que para sismo último, para sismo de servicio se muestra una tabla de valores de los coeficientes, así como datos específicos de la estructura ofrecidos por SAP2000 al comprobar el análisis pushover:

	SAP2000
C_0	1,4799
C_1	1,0
C_2	1,0
C_3	1,0
S_a	0,195
T_e	1,4101

T_i	1,4101
K_i	72796,12
K_e	72796,12
α	0,8476
R	1,8597
V_y	9639,9425
W	91924,28
C_m	1,0

Tabla 7-4. Coeficientes de desplazamiento sismo de servicio dirección x. SAP2000

Por lo tanto, el desplazamiento esperado para el nodo objetivo ante la acción del sismo de servicio con periodo de retorno 100 años es:

$$d_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 = 0,1426 \text{ m} \quad (7.4)$$

Se comprueba que el resultado es próximo, siendo el error del orden de 10^{-4} m.

$$error = 0,1426 - 0,142 = 0,0006 \quad (7.5)$$

7.3. Análisis sismo en dirección y

- Paso 1

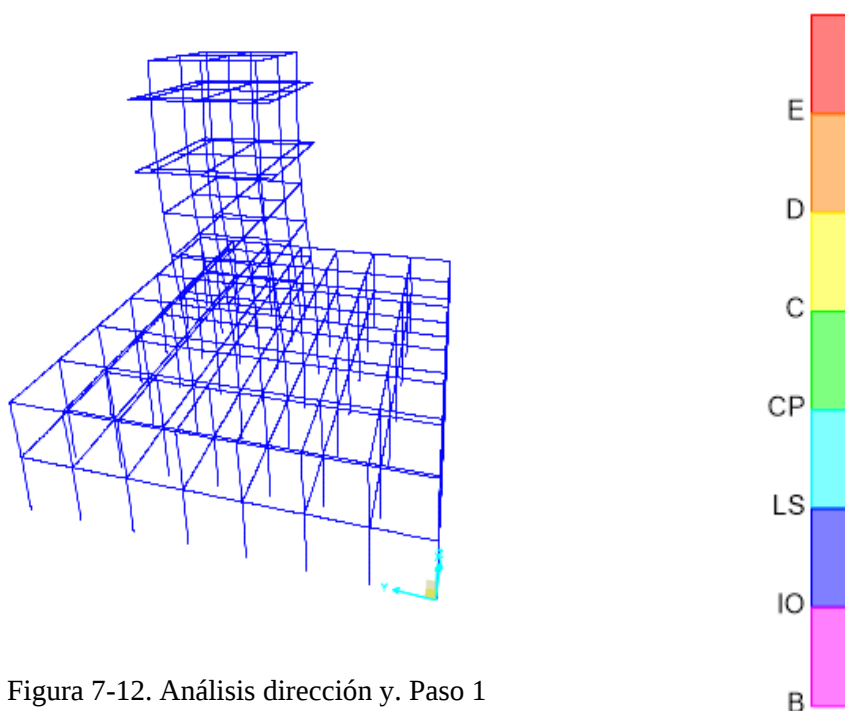


Figura 7-12. Análisis dirección y. Paso 1

Cortante basal: 5353,70 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,1 m

- **Paso 2**

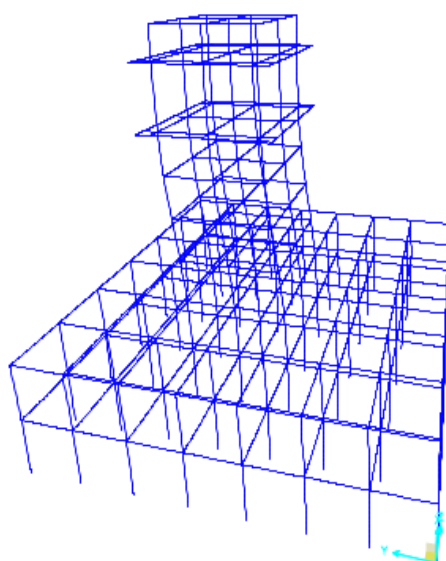


Figura 7-13. Análisis dirección y. Paso 2

Cortante basal: 6993,57 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,131 m

- **Paso 3**

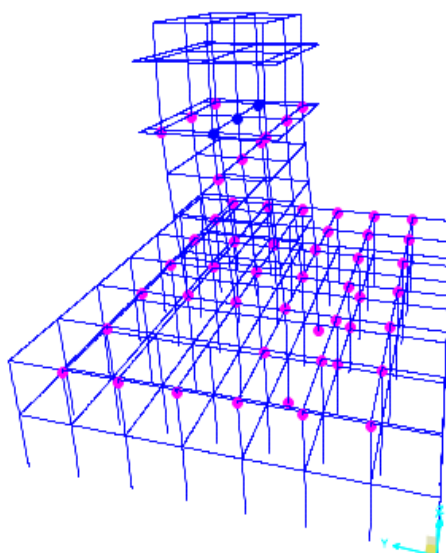


Figura 7-14. Análisis dirección y. Paso 3

Cortante basal: 11720,26 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,2366 m



- **Paso 4**

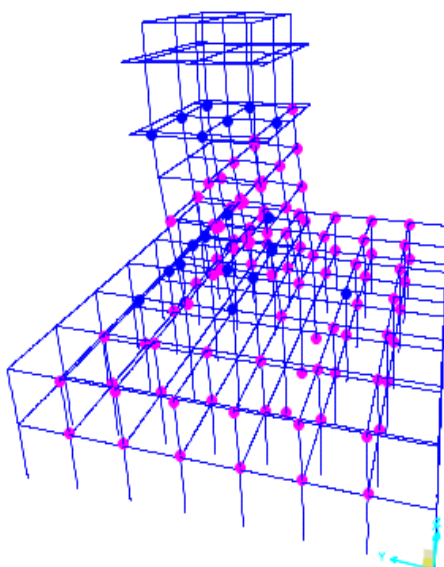


Figura 7-15. Análisis dirección y. Paso 4

Cortante basal: 13890,67 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,3237 m

- **Paso 5**

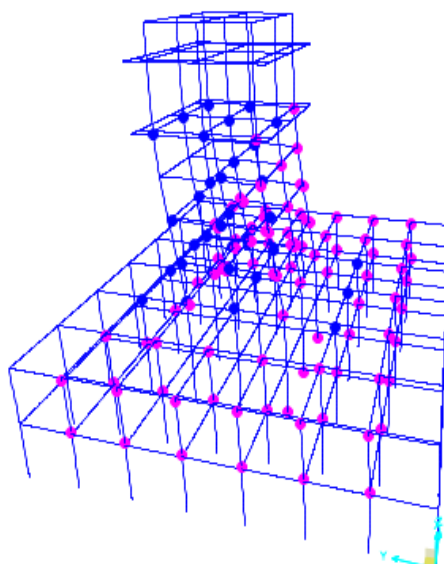
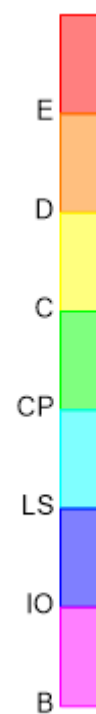


Figura 7-16. Análisis dirección y. Paso 5

Cortante basal: 14459,65 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,3631 m



A continuación, se muestra el diagrama de capacidad de la estructura. En este se representa la reacción en la base en dirección y frente al desplazamiento del nodo objetivo en dirección y, en este caso, se ha escogido el nodo 261.



Figura 7-17. Curva de capacidad. Análisis dirección y

Como se puede observar en la figura 7-17, se produce un cambio de pendiente para un desplazamiento del nodo objetivo de 0.1412 m. Este cambio de pendiente indica la entrada en régimen plástico. A partir de este punto, todo desplazamiento constituirá una deformación plástica.

Una vez ya se sabe distinguir el rango plástico del rango elástico en el diagrama, podemos calcular la ductilidad. El máximo desplazamiento que puede experimentar la estructura es 0,3631 m, ya en el rango plástico. Por tanto, la ductilidad de la estructura será:

$$\mu = \frac{0,3631}{0,1412} = 2,5715 \quad (7.6)$$

Conocida la ductilidad de la estructura, se puede mostrar el diagrama de capacidad, de acuerdo a FEMA-356.

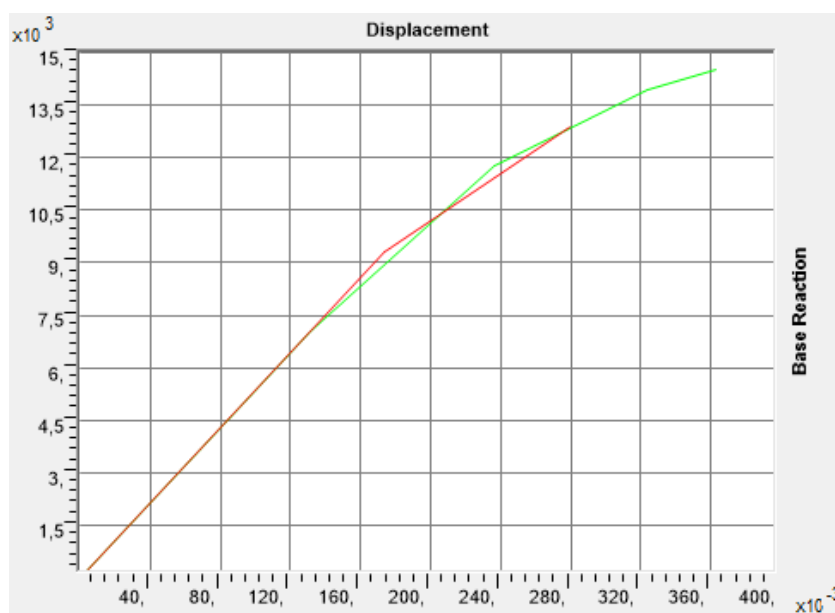


Figura 7-18. Diagrama bilineal sismo último. Análisis dirección y

A la vista de las imágenes superiores, la edificación que se propone en el presente estudio soportaría el sismo último o sismo de diseño, con periodo de retorno de 500 años, de Chauchina - Granada, y además, lo haría de forma operativa. Del diagrama se puede extraer el desplazamiento objetivo del nodo 261 (performance point); el valor es de 0,28 m. Para este desplazamiento, el cortante basal que sufre la estructura es de 12858,576 kN. Estas dos magnitudes no son más que la abscisa y la ordenada del punto que se obtiene como la intersección entre la curva de demanda (roja), dependiente del período efectivo y de la ductilidad, y la curva de capacidad de la estructura (verde).

A nivel visual, la torre quedaría en un estado intermedio entre el paso 3 (Figura 7-16) y el paso 4 (Figura 7-17) anteriormente nombrados. Como vemos, efectivamente, la estructura incursiona en el rango plástico.

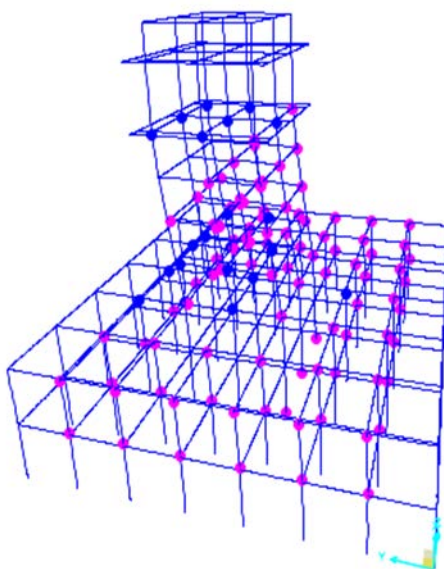


Figura 7-19. Análisis dirección y. Degradación esperada sismo último

Cortante basal: 12858,576 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,28 m

La parte que más sufre de la estructura, como era de esperar, es el apoyo en el terreno, si bien es cierto, que las rótulas que aquí se forman no pasan del estado “Immediate occupancy”.

Daño moderado en los elementos no estructurales y contenidos, y leve en los estructurales. El edificio puede usarse de manera razonable pero algunos servicios pueden ser interrumpidos afectando a la función normal del edificio. El hecho de que la torre no sufra daños significativos redunda en el correcto funcionamiento de una infraestructura crítica como es un aeropuerto.

Habiendo definido completamente el comportamiento de la estructura, faltaría comprobar qué ocurre para el sismo de servicio con periodo de retorno 100 años. Como se detalló en el apartado 5.3.2., se ha de multiplicar el espectro del sismo ultimo con periodo de retorno 500 años por un coeficiente de minoración, SF, de 0.525.

Los resultados obtenidos con el sismo de 100 años son los siguientes:

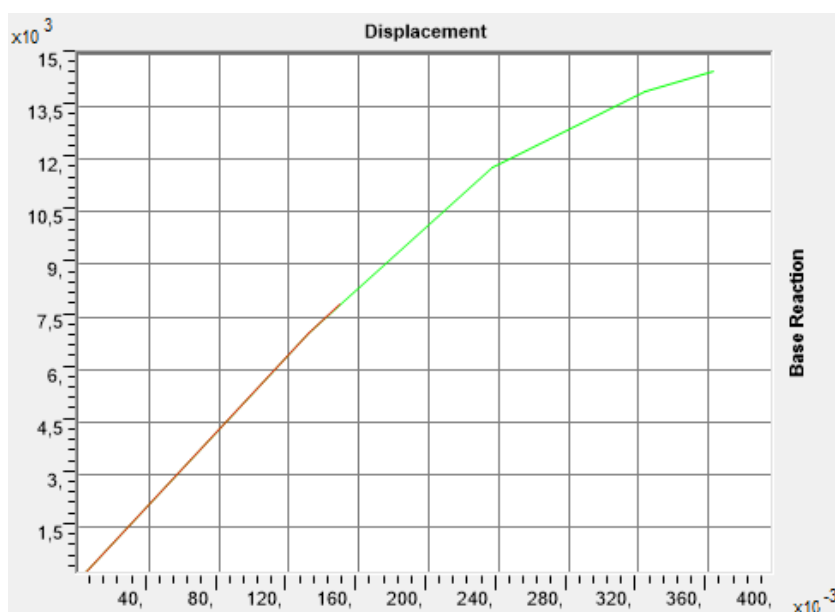


Figura 7-20. Diagrama bilineal sismo de servicio. Análisis dirección y

Cortante basal: 7859,59 kN

Desplazamiento del nodo 261: 0,149 m

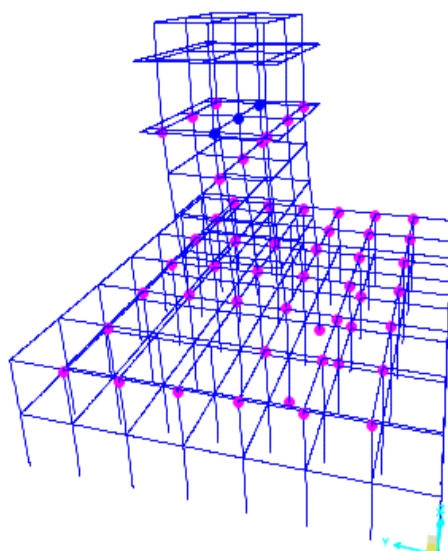


Figura 7-21. Análisis dirección y. Degradación esperada sismo servicio

Daño moderado en los elementos no estructurales y contenidos, y leve en los estructurales. El edificio puede usarse de manera razonable pero algunos servicios pueden ser interrumpidos afectando a la función normal del edificio. El hecho de que la torre no sufra daños significativos redunda en el correcto funcionamiento de una infraestructura crítica como es un aeropuerto.

La parte que más sufre de la estructura, como era de esperar, es el apoyo en el terreno, si bien es cierto, que las rótulas que aquí se forman no pasan del estado “Immediate occupancy”.

7.3.1. Método del coeficiente del desplazamiento

Se muestra a continuación, una tabla de valores de los coeficientes, así como datos específicos de la estructura ofrecidos por SAP2000 al comprobar el análisis pushover para sismo último:

	<i>SAP2000</i>
C_0	1,3937
C_1	1,0
C_2	1,0
C_3	1,0
S_a	0,3372
T_e	1,5532
T_i	1,5532
K_i	53646,46
K_e	53646,46
α	0,622
R	3,3234
V_y	9327,8227
W	91924,28
C_m	1,0

Tabla 7-5. Coeficientes de desplazamiento sismo último dirección y. SAP2000

Atendiendo a la figura 7-9, se puede comprobar que los datos proporcionados en la tabla anterior son correctos, ya que T_e será igual a T_i , al ser cierto que K_e es igual a K_i .

Por lo tanto, el desplazamiento esperado para el nodo objetivo ante la acción del sismo último con periodo de retorno 500 años es:

$$d_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a g \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 = 0,2817 \text{ m} \quad (7.7)$$

Se comprueba que el resultado es próximo al ofrecido por SAP2000, siendo el error del orden de mm.

$$error = 0,2817 - 0,28 = 0,0017 \quad (7.8)$$

Al igual que para sismo último, para sismo de servicio se muestra una tabla de valores de los coeficientes, así como datos específicos de la estructura ofrecidos por SAP2000 al comprobar el análisis pushover:

	SAP2000
C_0	1,4219
C_1	1,0
C_2	1,0
C_3	1,0
S_a	0,1771
T_e	1,5532
T_i	1,5532
K_i	53646,46
K_e	53646,46
A	0,8402
R	2,3154
V_y	7029,2512
W	91924,28
C_m	1,0

Tabla 7-6. Coeficientes de desplazamiento sismo de servicio dirección y. SAP2000

Por lo tanto, el desplazamiento esperado para el nodo objetivo ante la acción del sismo de servicio con periodo de retorno 100 años es:

$$d_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a g \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 = 0,1509 \text{ m} \quad (7.9)$$

Se comprueba que el resultado es próximo al ofrecido por SAP2000, siendo el error del orden de mm.

$$error = 0,1509 - 0,149 = 0,0019 \quad (7.10)$$

8. CONCLUSIONES

Se analiza el concepto de “desempeño sísmico de edificios” entendido como el comportamiento de un edificio cuando se ha sometido a una acción sísmica determinada. Este concepto y las filosofías de diseño que en él se inspiran, trasciende y supera los criterios de diseño implícitos en la mayoría de las normas y códigos sísmicos vigentes en nuestro país, pues tiene en cuenta no solo el daño estructural, sino también otros aspectos relacionados con los elementos no estructurales y contenidos del edificio. De esta forma, se considera, además de los aspectos tradicionales como el daño físico estructural, aquellos aspectos relacionados con la funcionalidad y operatividad del edificio.

La realización práctica de esta filosofía de diseño requiere la definición de niveles de desempeño y la parametrización y cuantificación de las variables involucradas en estos niveles. Se analizan con bastante detalle una propuesta relevante del informe SEAOC. Una vez definidos los niveles de desempeño y las acciones sísmicas correspondientes, es necesario establecer los objetivos básicos de diseño. Por lo tanto, el reto de la aplicación adecuada de esta metodología, reside en la obtención de métodos que a la vez representen bien la complejidad estructural y funcional de los edificios modernos y, cuenten con algoritmos y técnicas sencillas, que permitan y faciliten su uso para los profesionales del sector.

Se ha conseguido proporcionar una metodología detallada para comprobación de las prestaciones de un edificio a través del análisis no lineal, donde a partir del planteamiento de una propuesta estructural de un edificio aeroportuario se ha analizado la vulnerabilidad y riesgo sísmico, y se ha evaluado el daño sísmico mediante la entrada de funciones del terremoto tanto para sismo de diseño o sismo último (periodo de retorno 500 años), como para sismo de servicio (periodo de retorno 100 años). Mediante el estudio de sus prestaciones se ha comprobado la idoneidad del edificio propuesto para los sismos considerados.

Los resultados obtenidos indican que la demanda de desplazamiento en el punto de desempeño es la siguiente:

Análisis Pushover	Desplazamiento N.261 (m)	Cortante basal (KN)	Estado de degradación de la estructura
Sismo 500 años Dirección x	0,266	16187,455	Immediate occupancy
Sismo 100 años Dirección x	0,142	10213,218	Immediate occupancy
Sismo 500 años Dirección y	0,28	12858,576	Immediate occupancy
Sismo 100 años Dirección y	0,149	7859,59	Immediate occupancy

Tabla 8-1. Resultados

Los resultados demuestran que el modelo estructural que se propone para la edificación tiene muy buen comportamiento sometido a las cargas detalladas, que son muy aproximadas a las que estaría sometida en el caso real.

Concluimos, por tanto, que es posible determinar el punto de desempeño de un edificio, definido como el punto de intersección de los espectros de capacidad y de demanda, a partir de métodos simplificados que permiten representar suficientemente bien, estructuras de múltiples grados de libertad más allá del límite elástico, mediante modelos sencillos de un grado de libertad.

El espectro de capacidad puede obtenerse a partir del llamado análisis “pushover” que se basa en el estudio de la respuesta de una estructura, al ser sometida a un patrón de fuerzas creciente y cuyo resultado es la curva de capacidad, que expresa el desplazamiento del extremo superior de la estructura en función del esfuerzo en la base la misma. El espectro de demanda representa la acción sísmica a la cual está sometida la estructura y, para considerar la incursión de la estructura en el rango inelástico, se calcula el espectro inelástico de demanda, a partir de unos factores modificadores que pueden ser función de la ductilidad o de un coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente.

El método de cálculo que se ha llevado a cabo ha sido el llamado método del coeficiente del desplazamiento (DCM), contenido en el FEMA-356.

En España, solo se cuenta con la Norma de construcción sismorresistente de 2002, NCSE-02, en la que no se profundiza de forma detallada el método de cálculo que se ha utilizado en el presente trabajo. Parece necesaria una urgente revisión de la normativa sísmica española, ya que se hace necesaria la consulta de otros códigos sísmicos para la completa asimilación de la metodología a aplicar.

A nivel estructural, podemos decir que la estructura propuesta cumple perfectamente con su función, ya que, durante el sismo, la estructura se mantiene de forma operacional sin que haya peligro o daño para las vidas de las personas que allí se encuentren.

Referencias

NCSE-02. Norma de Construcción Sismorresistente Española 2002

EUROCÓDIGO 8. Proyecto de estructuras sismorresistentes 1998

FEMA-356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. November 2000

FEMA- 440. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. June 2005

ATC- 40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings

SEAOC. Structural Engineers Association of California

ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL
HOSPITAL DE VIELHA

Elaborado por: Máximo G. Peralta Alvarez

Directores: Yeudy F. Vargas Luis G.

Barcelona, 2012

ANÁLISIS “PUSH-OVER” DE EDIFICIOS CON PÓRTICOS DE ACERO EN BOGOTÁ

Elaborado por: Miguel Ángel Montaña Peña

Directores: Francesc López Almansa

Barcelona, 2010

SEISMIC RESPONSE OF NEW REINFORCED CONCRETE STRUCTURES:
CONVENTIONAL VERSUS INNOVATIVE SYSTEMS USING HYSTERETIC DAMPERS

Elaborado por: David Escolano Margarit

Director: Dr. Amadeo Benavent Climent

Granada, 2013

ANEXO

ÍNDICE

1. Versión del programa y número de licencia	86
2. Datos generales de la estructura	86
3. Normas consideradas	86
4. Acciones consideradas	86
4.1. Gravitatorias	86
4.2. Sismo	86
4.2.1. Datos generales de sismo	87
4.3. Hipótesis de carga	87
4.4. Listado de cargas	88
5. Estados límite	89
6. Situaciones de proyecto	90
6.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ)	90
6.2. Combinaciones	92
7. Datos geométricos de grupos y plantas	96
8. Datos geométricos de pilares, pantallas y muros	96
8.1. Pilares	96
9. Dimensiones, coeficientes de empotramiento y coeficientes de pandeo para cada planta	99
10. Listado de paños	100
11. Materiales utilizados	100
11.1. Hormigones	100
11.2. Aceros por elemento y posición	100
11.2.1. Aceros en barras	100

1. Versión del programa y número de licencia

Versión: 2016

Número de licencia: 120040

2. Datos generales de la estructura

Proyecto: Torre de Control Granada (TWR)

Clave: Torre

3. Normas consideradas

Hormigón: EHE 08

Aceros conformados: CTE DB SE-A

Aceros laminados y armados: CTE DB SE-A

Forjados de viguetas: EFHE

Categorías de uso:

B. Zonas administrativas

C. Zonas de acceso al público

G1. Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento

4. Acciones consideradas

4.1. Gravitatorias

Planta	S.C.U (kN/m ²)	Cargas muertas (kN/m ²)
Cubierta	3.0	3.0
Cubierta torre	3.0	2.0
Torre	3.0	2.0
Entreplantas	3.0	2.0
Cubierta baja	3.0	2.0
Primera	5.0	2.0
Cimentación	5.0	2.0

Tabla A.1. Cargas gravitatorias en el diseño

4.2. Sismo

Norma utilizada: NCSE-02

Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02

Método de cálculo: Análisis mediante espectros de respuesta (NCSE-02, 3.6.2)

4.2.1. Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

a_b: Aceleración básica (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

a_b : 0.230 g

K: Coeficiente de contribución (NCSE-02, 2.1 y Anejo 1)

K : 1.00

Tipo de suelo (NCSE-02, 2.4): Tipo III

Sistema estructural

Ductilidad (NCSE-02, Tabla 3.1): Ductilidad muy alta

W: Amortiguamiento (NCSE-02, Tabla 3.1)

W : 5.00 %

Tipo de construcción (NCSE-02, 2.2): Construcciones de importancia especial

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

Fracción de sobrecarga de uso

: 0.50

Fracción de sobrecarga de nieve

: 0.50

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ductilidad muy alta

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

4.3. Hipótesis de carga

Automáticas	Peso propio Cargas muertas Sobrecarga (Uso B) Sobrecarga (Uso C) Sobrecarga (Uso G1) Sismo X Sismo Y
-------------	--

Tabla A.2. Hipótesis de carga

4.4. Listado de cargas

Cargas especiales introducidas (en kN, kN/m y kN/m²)

Grupo	Hipótesis	Tipo	Valor	Coordenadas
1	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-21.00, 0.00) (-14.00, 0.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-14.00, 0.00) (-7.00, 0.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 0.00) (0.00, 0.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-0.00, 0.00) (7.00, 0.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.00, 0.00) (14.00, 0.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(14.00, 0.00) (21.00, 0.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(21.00, 0.00) (21.00, 5.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(21.00, 5.00) (21.00, 10.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(21.00, 10.00) (21.00, 15.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(21.00, 15.00) (21.00, 20.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-21.00, 0.00) (-21.00, 5.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-21.00, 5.00) (-21.00, 10.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-21.00, 10.00) (-21.00, 15.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-21.00, 15.00) (-21.00, 20.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-21.00, 20.00) (-21.00, 25.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-21.00, 25.00) (-21.00, 30.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-21.00, 30.00) (-21.00, 35.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-21.00, 35.00) (-14.00, 35.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-14.00, 35.00) (-7.00, 35.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 35.00) (0.00, 35.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-0.00, 35.00) (7.00, 35.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.00, 35.00) (14.00, 35.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(14.00, 35.00) (21.00, 35.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(21.00, 30.00) (21.00, 35.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(21.00, 25.00) (21.00, 30.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(21.00, 20.00) (21.00, 25.00)
2	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.06, 25.02) (0.05, 25.02)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(0.05, 25.02) (7.07, 25.02)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.04, 25.02) (7.02, 19.91)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.02, 19.93) (7.02, 14.97)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.03, 14.97) (-0.01, 14.98)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-0.02, 14.98) (-7.12, 14.97)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.02, 14.99) (-7.01, 19.91)
3	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.01, 19.93) (-6.98, 24.95)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 15.00) (-7.00, 20.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 15.00) (0.00, 15.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-0.00, 15.00) (7.00, 15.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.00, 15.00) (7.00, 20.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.00, 20.00) (7.00, 25.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-0.00, 25.00) (7.00, 25.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 25.00) (0.00, 25.00)
4	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 20.00) (-7.00, 25.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 15.00) (-7.00, 20.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 15.00) (0.00, 15.00)

	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-0.00, 15.00) (7.00, 15.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.00, 15.00) (7.00, 20.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.00, 20.00) (7.00, 25.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-0.00, 25.00) (7.00, 25.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 25.00) (0.00, 25.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 20.00) (-7.00, 25.00)
5	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 15.00) (0.00, 15.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-0.00, 15.00) (7.00, 15.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.00, 15.00) (7.00, 20.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.00, 20.00) (7.00, 25.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-0.00, 25.00) (7.00, 25.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 25.00) (0.00, 25.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 20.00) (-7.00, 25.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 15.00) (-7.00, 20.00)
6	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-8.50, 25.00) (-8.50, 26.50)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-8.50, 26.50) (-7.00, 26.50)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 26.50) (0.00, 26.50)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(0.00, 26.50) (7.00, 26.50)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.00, 26.50) (8.50, 26.50)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(8.50, 25.00) (8.50, 26.50)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(8.50, 20.00) (8.50, 25.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(8.50, 15.00) (8.50, 20.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(8.50, 13.50) (8.50, 15.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.00, 13.50) (8.50, 13.50)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(0.00, 13.50) (7.00, 13.50)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.00, 13.50) (0.00, 13.50)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-8.50, 13.50) (-7.00, 13.50)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-8.50, 13.50) (-8.50, 15.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-8.50, 15.00) (-8.50, 20.00)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-8.50, 20.00) (-8.50, 25.00)
7	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.01, 24.99) (-7.04, 19.90)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-7.01, 19.92) (-7.01, 15.01)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-6.97, 15.01) (0.02, 15.01)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(-0.05, 14.98) (7.01, 15.01)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.01, 19.94) (7.01, 14.98)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.01, 19.92) (7.01, 25.02)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(7.01, 25.02) (0.00, 25.04)
	Cargas muertas	Lineal	10.00	(0.00, 25.04) (-7.04, 25.04)

Tabla A.3. Listado de cargas

5. Estados límite

E.L.U. de rotura. Hormigón	CTE
E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	Control de la ejecución: Normal
	Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m
Desplazamientos	Acciones características

Tabla A.4. Estados límite

6. Situaciones de proyecto

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- **Situaciones persistentes o transitorias**

- **Con coeficientes de combinación**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki} \quad (A.1)$$

- **Sin coeficientes de combinación**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki} \quad (A.2)$$

- **Situaciones sísmicas**

- **Con coeficientes de combinación**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki} \quad (A.3)$$

- **Sin coeficientes de combinación**

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{AE} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki} \quad (A.4)$$

Donde:

G_k Acción permanente

Q_k Acción variable

A_E Acción sísmica

γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

γ_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica

$\gamma_{p,1}$ Coeficiente de combinación de la acción variable principal

$\gamma_{a,i}$ Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

6.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ)

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

- **E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-08**

	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1500	-	-
Sobrecarga (Q - Uso B)	0.000	1.600	1.000	0.700
Sobrecarga (Q - Uso C)	0.000	1.600	1.000	0.700
Sobrecarga (Q - Uso G1)	0.000	1.600	1.000	0.000

Tabla A.5. Situación persistente o transitoria. ELU de rotura

	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q - Uso B)	0.000	1.000	0.300	0.300
Sobrecarga (Q - Uso C)	0.000	1.000	0.600	0.600
Sobrecarga (Q - Uso G1)	0.000	1.000	0.000	0.000
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.300 ⁽¹⁾

Notas:

⁽¹⁾ Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

Tabla A.6. Situación accidental. Sismo. ELU de rotura

- **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-08 / CTE DB-SE C**

	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.600	-	-
Sobrecarga (Q - Uso B)	0.000	1.600	1.000	0.700
Sobrecarga (Q - Uso C)	0.000	1.600	1.000	0.700
Sobrecarga (Q - Uso G1)	0.000	1.600	1.000	0.000

Tabla A.7. Situación persistente o transitoria. ELU de rotura en cimentaciones

	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q - Uso B)	0.000	1.000	0.300	0.300
Sobrecarga (Q - Uso C)	0.000	1.000	0.600	0.600
Sobrecarga (Q - Uso G1)	0.000	1.000	0.000	0.000
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.300 ⁽¹⁾

Notas:

⁽¹⁾ Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

Tabla A.8. Situación accidental. Sismo. ELU de rotura en cimentaciones

• **Desplazamientos**

	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q - Uso B)	0.000	1.000	1.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso C)	0.000	1.000	1.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso G1)	0.000	1.000	1.000	1.000

Tabla A.9. Situación característica

	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q - Uso B)	0.000	1.000	1.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso C)	0.000	1.000	1.000	1.000
Sobrecarga (Q - Uso G1)	0.000	1.000	1.000	1.000
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.000

Tabla A.10. Situación extraordinaria. Sismo

6.2. Combinaciones.

PP	Peso propio
CM	Cargas muertas
Qa (B)	Sobrecarga (Uso B. Zonas administrativas)
Qa (C)	Sobrecarga (Uso C. Zonas de acceso al público)
Qa (G1)	Sobrecarga (Uso G1. Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento)
SX	Sismo X
SY	Sismo Y

• **E.L.U. de rotura. Hormigón**

Comb.	PP	CM	Qa (B)	Qa (C)	Qa (G1)	SX	SY
1	1.000	1.000					
2	1.500	1.500					
3	1.000	1.000	1.600				
4	1.500	1.500	1.600				
5	1.000	1.000		1.600			
6	1.500	1.500		1.600			

7	1.000	1.000	1.120	1.600			
8	1.500	1.500	1.120	1.600			
9	1.000	1.000	1.600	1.120			
10	1.500	1.500	1.600	1.120			
11	1.000	1.000			1.600		
12	1.500	1.500			1.600		
13	1.000	1.000	1.120		1.600		
14	1.500	1.500	1.120		1.600		
15	1.000	1.000		1.120	1.600		
16	1.500	1.500		1.120	1.600		
17	1.000	1.000	1.120	1.120	1.600		
18	1.500	1.500	1.120	1.120	1.600		
19	1.000	1.000				-0.300	-1.000
20	1.000	1.000	0.300			-0.300	-1.000
21	1.000	1.000		0.600		-0.300	-1.000
22	1.000	1.000	0.300	0.600		-0.300	-1.000
23	1.000	1.000				0.300	-1.000
24	1.000	1.000	0.300			0.300	-1.000
25	1.000	1.000		0.600		0.300	-1.000
26	1.000	1.000	0.300	0.600		0.300	-1.000
27	1.000	1.000				-1.000	-0.300
28	1.000	1.000	0.300			-1.000	-0.300
29	1.000	1.000		0.600		-1.000	-0.300
30	1.000	1.000	0.300	0.600		-1.000	-0.300
31	1.000	1.000				-1.000	0.300
32	1.000	1.000	0.300			-1.000	0.300
33	1.000	1.000		0.600		-1.000	0.300
34	1.000	1.000	0.300	0.600		-1.000	0.300
35	1.000	1.000				0.300	1.000
36	1.000	1.000	0.300			0.300	1.000
37	1.000	1.000		0.600		0.300	1.000
38	1.000	1.000	0.300	0.600		0.300	1.000
39	1.000	1.000				-0.300	1.000
40	1.000	1.000	0.300			-0.300	1.000
41	1.000	1.000		0.600		-0.300	1.000
42	1.000	1.000	0.300	0.600		-0.300	1.000
43	1.000	1.000				1.000	0.300
44	1.000	1.000	0.300			1.000	0.300
45	1.000	1.000		0.600		1.000	0.300
46	1.000	1.000	0.300	0.600		1.000	0.300
47	1.000	1.000				1.000	-0.300
48	1.000	1.000	0.300			1.000	-0.300
49	1.000	1.000		0.600		1.000	-0.300
50	1.000	1.000	0.300	0.600		1.000	-0.300

Tabla A.11. Combinaciones. ELU de rotura

■ E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones

Comb.	PP	CM	Qa (B)	Qa (C)	Qa (G1)	SX	SY
1	1.000	1.000					
2	1.600	1.600					
3	1.000	1.000	1.600				
4	1.600	1.600	1.600				
5	1.000	1.000		1.600			
6	1.600	1.600		1.600			
7	1.000	1.000	1.120	1.600			
8	1.600	1.600	1.120	1.600			
9	1.000	1.000	1.600	1.120			
10	1.600	1.600	1.600	1.120			
11	1.000	1.000			1.600		
12	1.600	1.600			1.600		
13	1.000	1.000	1.120		1.600		
14	1.600	1.600	1.120		1.600		
15	1.000	1.000		1.120	1.600		
16	1.600	1.600		1.120	1.600		
17	1.000	1.000	1.120	1.120	1.600		
18	1.600	1.600	1.120	1.120	1.600		
19	1.000	1.000				-0.300	-1.000
20	1.600	1.600	0.300			-0.300	-1.000
21	1.000	1.000		0.600		-0.300	-1.000
22	1.600	1.600	0.300	0.600		-0.300	-1.000
23	1.000	1.000				0.300	-1.000
24	1.600	1.600	0.300			0.300	-1.000
25	1.000	1.000		0.600		0.300	-1.000
26	1.600	1.600	0.300	0.600		0.300	-1.000
27	1.000	1.000				-1.000	-0.300
28	1.600	1.600	0.300			-1.000	-0.300
29	1.000	1.000		0.600		-1.000	-0.300
30	1.600	1.600	0.300	0.600		-1.000	-0.300
31	1.000	1.000				-1.000	0.300
32	1.600	1.600	0.300			-1.000	0.300
33	1.000	1.000		0.600		-1.000	0.300
34	1.600	1.600	0.300	0.600		-1.000	0.300
35	1.000	1.000				0.300	1.000
36	1.600	1.600	0.300			0.300	1.000
37	1.000	1.000		0.600		0.300	1.000
38	1.600	1.600	0.300	0.600		0.300	1.000
39	1.000	1.000				-0.300	1.000
40	1.600	1.600	0.300			-0.300	1.000
41	1.000	1.000		0.600		-0.300	1.000
42	1.600	1.600	0.300	0.600		-0.300	1.000
43	1.000	1.000				1.000	0.300
44	1.600	1.600	0.300			1.000	0.300
45	1.000	1.000		0.600		1.000	0.300
46	1.600	1.600	0.300	0.600		1.000	0.300

47	1.000	1.000				1.000	-0.300
48	1.600	1.600	0.300			1.000	-0.300
49	1.000	1.000		0.600		1.000	-0.300
50	1.600	1.600	0.300	0.600		1.000	-0.300

Tabla A.12. Combinaciones. ELU de rotura en cimentaciones

- Desplazamientos**

Comb.	PP	CM	Qa (B)	Qa (C)	Qa (G1)	SX	SY
1	1.000	1.000					
2	1.000	1.000	1.000				
3	1.000	1.000		1.000			
4	1.000	1.000	1.000	1.000			
5	1.000	1.000			1.000		
6	1.000	1.000	1.000		1.000		
7	1.000	1.000		1.000	1.000		
8	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
9	1.000	1.000				-1.000	
10	1.000	1.000	1.000			-1.000	
11	1.000	1.000		1.000		-1.000	
12	1.000	1.000	1.000	1.000		-1.000	
13	1.000	1.000			1.000	-1.000	
14	1.000	1.000	1.000		1.000	-1.000	
15	1.000	1.000		1.000	1.000	-1.000	
16	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	-1.000	
17	1.000	1.000				1.000	
18	1.000	1.000	1.000			1.000	
19	1.000	1.000		1.000		1.000	
20	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000	
21	1.000	1.000			1.000	1.000	
22	1.000	1.000	1.000		1.000	1.000	
23	1.000	1.000		1.000	1.000	1.000	
24	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
25	1.000	1.000					-1.000
26	1.000	1.000	1.000				-1.000
27	1.000	1.000		1.000			-1.000
28	1.000	1.000	1.000	1.000			-1.000
29	1.000	1.000			1.000		-1.000
30	1.000	1.000	1.000		1.000		-1.000
31	1.000	1.000		1.000	1.000		-1.000
32	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		-1.000
33	1.000	1.000					1.000
34	1.000	1.000	1.000				1.000
35	1.000	1.000		1.000			1.000
36	1.000	1.000	1.000	1.000			1.000
37	1.000	1.000			1.000		1.000
38	1.000	1.000	1.000		1.000		1.000
39	1.000	1.000		1.000	1.000		1.000

40	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		1.000
41	1.000	1.000					
42	1.000	1.000	1.000				
43	1.000	1.000		1.000			
44	1.000	1.000	1.000	1.000			
45	1.000	1.000			1.000		
46	1.000	1.000	1.000		1.000		
47	1.000	1.000		1.000	1.000		
48	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
49	1.000	1.000				-1.000	
50	1.000	1.000	1.000			-1.000	

Tabla A.13. Combinaciones. Desplazamientos

7. Datos geométricos de grupos y plantas

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
8	Cubierta	8	Cubierta	3.00	35.00
7	Cubierta torre	7	Cubierta torre	6.00	32.00
6	Torre	6	Torre	4.00	26.00
5	Entreplanta 3	5	Entreplanta 3	4.00	22.00
4	Entreplanta 2	4	Entreplanta 2	4.00	18.00
3	Entreplanta 1	3	Entreplanta 1	4.00	14.00
2	Cubierta baja	2	Cubierta baja	5.00	10.00
1	Primera	1	Primera	5.00	5.00
0	Cimentación				0.00

Tabla A.14. Datos geométricos de grupos y plantas

8. Datos geométricos de pilares, pantallas y muros

8.1. Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ángulo del pilar en grados sexagesimales

Referencia	Coord (P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Canto de apoyo
P1	(-21.00, 0.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P2	(-14.00, 0.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P3	(-7.00, 0.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P4	(0.00, 0.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00

Referencia	Coord (P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Canto de apoyo
P5	(7.00, 0.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P6	(14.00, 0.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P7	(21.00, 0.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P8	(-21.00, 5.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P9	(-14.00, 5.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P10	(-7.00, 5.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P11	(0.00, 5.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P12	(7.00, 5.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P13	(14.00, 5.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P14	(21.00, 5.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P15	(-21.00, 10.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P16	(-14.00, 10.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P17	(-7.00, 10.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P18	(0.00, 10.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P19	(7.00, 10.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P20	(14.00, 10.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P21	(21.00, 10.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P22	(-21.00, 15.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P23	(-14.00, 15.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P24	(-7.00, 15.00)	0-8	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P25	(0.00, 15.00)	0-8	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P26	(7.00, 15.00)	0-8	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P27	(14.00, 15.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P28	(21.00, 15.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00

Referencia	Coord (P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Canto de apoyo
P29	(-21.00, 20.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P30	(-14.00, 20.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P31	(-7.00, 20.00)	0-8	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P32	(0.00, 20.00)	0-8	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P33	(7.00, 20.00)	0-8	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P34	(14.00, 20.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P35	(21.00, 20.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P36	(-21.00, 25.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P37	(-14.00, 25.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P38	(-7.00, 25.00)	0-8	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P39	(0.00, 25.00)	0-8	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P40	(7.00, 25.00)	0-8	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P41	(14.00, 25.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P42	(21.00, 25.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P43	(-21.00, 30.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P44	(-14.00, 30.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P45	(-7.00, 30.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P46	(0.00, 30.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P47	(7.00, 30.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P48	(14.00, 30.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P49	(21.00, 30.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P50	(-21.00, 35.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P51	(-14.00, 35.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P52	(-7.00, 35.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00

Referencia	Coord (P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Canto de apoyo
P53	(0.00, 35.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P54	(7.00, 35.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P55	(14.00, 35.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00
P56	(21.00, 35.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.00

Tabla A.15. Datos de pilares

9. Dimensiones, coeficientes de empotramiento y coeficientes de pandeo por planta

Pilar	Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
			Cabeza	Pie	X	Y	
P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P27, P28, P29, P30, P34, P35, P36, P37, P41, P42, P43, P44, P45, P46, P47, P48, P49, P50, P51, P52, P53, P54, P55, P56	2	50x50	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	50x50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
P24, P25, P26, P31, P32, P33, P38, P39, P40	8	80x80	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	7	80x80	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	6	80x80	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	5	80x80	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	4	80x80	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	3	80x80	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	2	80x80	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	80x80	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

Tabla A.16. Coeficientes de empotramiento y pandeo

10. Listado de paños

	Descripción
	FORJADO DE VIGUETAS DE HORMIGÓN
Forjado unidireccional	Canto de bovedilla: 30 cm
	Espesor capa compresión: 5 cm
	Intereje: 72 cm
	Bovedilla: De hormigón
	Ancho del nervio: 12 cm
	Volumen de hormigón: 0.117 m ³ /m ²
	Peso propio: 4.124 kN/m ²
	Incremento del ancho del nervio: 3 cm Comprobación de flecha: Como vigueta armada

Tabla A.17. Características forjado

11. Materiales utilizados

11.1. Hormigones

Elemento	Hormigón	f _{ck} (MPa)	γ _c	Árido		Ec (MPa)
				Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	
Todos	HA-30, Control Estadístico	30	1.30 a 1.50	Cuarcita	15	28577

Tabla A.18. Características del hormigón

11.2. Aceros por elemento y posición

Elemento	Acero	f _{yk} (MPa)	g _s
Todos	B 500 S	500	1.00 a 1.15

Tabla A.2. Características del acero de armar

