

**UNIVERSIDAD DEL AZUAY**

**FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE  
CONSTRUCCIONES**

**Análisis dinámico no lineal en 2D de la estructura del  
Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso”, de la ciudad  
de Cuenca, provincia del Azuay, mediante la utilización de  
rótulas plásticas**

**Trabajo de grado previo a la obtención del título de:**

**INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE  
CONSTRUCCIONES**

**Autores:**

**KARLA FABIANY ORTIZ CORREA**

**ESTEBAN MATEO NARVÁEZ VÁSQUEZ**

**Director:**

**JOSÉ FERNANDO VÁSQUEZ CALERO**

**CUENCA, ECUADOR**

**2019**

## **DEDICATORIA**

Este trabajo lleva impreso vivencias gratas de ayuda mutua, momentos inolvidables tantos y tan lindos que solo puede de ellos hablar el corazón; este corazón agradecido, por su desinteresado apoyo, por su gran comprensión, por su inagotable búsqueda de ver cifrado este mi sueño hecho realidad.

Con el sentimiento más puro y noble, dedico este trabajo con verdadero amor a mis amados padres Teodoro y Martha, quienes han estado a mi lado, siempre prestos, fortaleciendo mi confianza, valorando mis inquietudes, hábilmente alimentando mi espíritu, que Dios les bendiga gracias por existir.

Con amor su hija Karla

A todos los que fueron parte de este viaje.

Mateo

## AGRADECIMIENTO

Todos los seres llevamos dentro un gran potencial dado por Dios, a quien elevamos una plegaria en acción de gracias, por permitirnos acrecentar con sinceridad, estimación y afecto nuestra naturaleza, que nos inclina siempre a la verdad y a la fe en la palabra de los demás... es así como queremos llegar a todos y cada uno de los que hacen la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay, a nuestras queridas familias y de manera especial a los miembros de nuestro tribunal: Ing. José Vázquez, Ing. Juan Carlos Malo y al Ing. Francisco Flores, a nuestros compañeros que nos han acompañado en todo este viaje desde su inicio. Y más personas, quienes ocupan un sitio en nuestros corazones los llevaremos siempre como honra a nuestra autoestima y el reconocimiento de que siempre habrá una mano amiga, despojada de egoísmo, con las más claras intenciones de generosidad y apoyo como ustedes lo han hecho con nosotros.

Karla y Mateo

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA .....	i
AGRADECIMIENTO .....	ii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	iii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS.....	x
ÍNDICE DE ECUACIONES .....	xii
RESUMEN .....	xiii
ABSTRACT .....	xiv
INTRODUCCIÓN .....	xv
ANTECEDENTES.....	xv
OBJETIVOS.....	xvi
Objetivo general.....	xvi
Objetivos específicos .....	xvi
METODOLOGÍA .....	xvi
1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN Y LEVANTAMIENTO DE UNA LÍNEA BASE DEL ESTADO DEL HOSPITAL REGIONAL “VICENTE CORRAL MOSCOSO”, BASADO EN INVESTIGACIONES PREVIAS.....	1
1.1 Estado del arte.....	1
1.1.1 Ecuador y su sismicidad.....	1
1.1.2 Diseño por capacidad .....	2
1.1.3 Análisis por desempeño .....	3
1.1.4 Modelos de análisis .....	5
a. Modelo elastoplástico.....	13
b. Modelo de endurecimiento (Strength-Hardening Behavior).....	14
c. Modelo de degradación de la rigidez (Stiffness-Degrading Behavior) .....	14
d. Modelo “Pinching” (Pinching Behavior).....	15

e.	Modelo de degradación de rigidez por cargas cíclicas (Cyclic Strength Degradation).....	16
f.	Envolvente cíclica (Cyclic Envelope /Backbone) .....	17
g.	Modelos derivados .....	17
1.1.5	Análisis estático no lineal incremental (Pushover) .....	19
1.1.6	Mecanismos de fluencia de pórticos especiales de hormigón.....	19
1.2	Definiciones .....	24
1.3	Descripción de la entidad hospitalaria .....	24
1.4	Distribución del hospital .....	25
1.5	Descripción de la estructura .....	28
1.6	Consideraciones iniciales .....	29
1.7	Elementos estructurales del bloque analizado .....	32
1.7.1	Columnas.....	32
1.7.2	Vigas .....	33
1.7.3	Losa.....	33
2	MODELACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA HOSPITALARIA EN 2D ANALIZANDO RÓTULAS PLÁSTICAS MEDIANTE EL SOFTWARE DE CÓDIGO ABIERTO 'OPENSEES', ANALIZANDO LAS CARGAS CONTEMPLADAS EN LA NEC-15.....	34
2.1	Geometría .....	34
2.2	Cargas.....	35
2.2.1	Cargas permanentes o muertas.....	36
2.2.2	Cargas variables o vivas .....	36
2.2.3	Cargas accidentales .....	38
2.3	Combinaciones de carga .....	39
2.4	Espectro de diseño .....	40
2.4.1	Características geológicas .....	40

2.4.2	Coeficientes de perfil de suelo: $F_a$ , $F_d$ y $F_s$ .....	41
2.4.3	Parámetros de reducción del espectro de diseño .....	43
2.5	Metodología de modelación .....	45
2.6	Calibración del modelo matemático .....	46
2.7	Análisis modal espectral.....	51
2.8	Análisis estático no lineal incremental (Pushover) .....	53
2.8.1	Deriva (Drift).....	54
2.8.2	Cortante basal de diseño.....	54
2.9	Análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia .....	57
2.9.1	Escalamiento de sismos.....	57
2.9.2	Periodo Fundamental Escalado (FPS) .....	57
2.9.3	Suite Scale Factor (SS).....	58
2.9.4	Factor de Escala Combinado (CS).....	58
3	INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN BASE AL MODELO REALIZADO .....	64
3.1	Tiempo-Historia Pórtico dirección X.....	65
3.2	Tiempo-Historia Pórtico dirección Y.....	77
	CONCLUSIONES.....	89
	RECOMENDACIONES .....	91
	BIBLIOGRAFÍA.....	92

**ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura 1-1 Sistema elasto-plástico y su Sistema lineal correspondiente .....	3
Figura 1-2 Modelo de Otani .....	8
Figura 1-3 Modelo de Resorte Múltiple de Takayanagi y Schnobrich .....	9
Figura 1-4 Elementos de plasticidad concentrada simple.....	10
Figura 1-5 diagrama Momento-Rotación de modelo de rotula de un componente ..	12
Figura 1-6 Modelo de Lai.....	12
Figura 1-7 Modelo hysterético elastoplástico.....	14
Figura 1-8 Modelo hysterético bilineal con endurecimiento .....	14
Figura 1-9 Modelos hysteréticos bilineales con degradación de rigidez.....	15
Figura 1-10 Modelo hysterético "Pinching" .....	16
Figura 1-11 Modelo hysterético de degradación por carga cíclica .....	16
Figura 1-12 Tipos de degradación.....	17
Figura 1-13 Envolvente del modelo de histéresis frente a cargas cíclicas.....	17
Figura 1-14 Modelo hysterético de Takeda .....	18
Figura 1-15 Ibarra-Medina-Krawinkler Peak Oriented Model.....	18
Figura 1-16 Modelos de Nudos Anteriores .....	22
Figura 1-17 Modelo de Nudos propuesto por Altoontash .....	23
Figura 1-18 Fotografía satelital hospital regional "Vicente Corral Moscoso" .....	25
Figura 1-19 Distribución planta baja HVCM .....	27
Figura 1-20 Distribución primera planta alta HVCM.....	27
Figura 1-21 Distribución planta alta tipo HVCM .....	28
Figura 1-22 Vista en planta con junta constructiva del hospital VCM .....	31
Figura 1-23 Columna de 0.40x0.60m.....	32
Figura 1-24 Columna de 0.35x0.7m.....	33

Figura 1-25 Viga de 0.30x0.35m .....	33
Figura 2-1 Pórticos a modelar y junta constructiva Hospital VCM.....	34
Figura 2-2 Pórticos en la dirección "X" .....	35
Figura 2-3 Pórticos en la dirección "Y" .....	35
Figura 2-4 Área tributaria para los pórticos en el eje "B" .....	37
Figura 2-5 Área tributaria para los pórticos en el eje "5" y "16" .....	37
Figura 2-6 Curva de peligro sísmico para la ciudad de Cuenca .....	39
Figura 2-7 Espectro de Diseño para un sismo muy raro .....	45
Figura 2-8 Modos de Vibrar Dirección X.....	52
Figura 2-9 Modos de Vibrar Dirección Y .....	53
Figura 2-10 Pushover pórtico dirección X .....	55
Figura 2-11 Pushover pórtico dirección Y.....	56
Figura 2-12 Sismo AGYE-N escalado dirección X.....	59
Figura 2-13 Sismo AOTA-N escalado dirección X .....	60
Figura 2-14 Sismo PRAM-N escalado dirección X .....	60
Figura 2-15 Sismo escalado dirección X .....	61
Figura 2-16 Sismo AGYE-E escalado dirección Y .....	62
Figura 2-17 Sismo AOTA-E escalado dirección Y.....	62
Figura 2-18 Sismo PRAM-E escalado dirección Y .....	63
Figura 2-19 Sismo escalado dirección Y.....	63
Figura 3-1 Nodos de Control Pórtico X .....	64
Figura 3-2 Nodos de Control Pórtico Y .....	64
Figura 3-3 Resultados tiempo-historia pórtico X frente a registro AGYE-N. Deriva....	65
Figura 3-4 Resultados tiempo-historia pórtico X frente a registro AGYE-N. Desplazamiento .....	66

Figura 3-5 Resultados tiempo-historia pórtico X frente a registro PRAM-N. Deriva...	67
Figura 3-6 Resultados tiempo-historia pórtico X frente a registro PRAM-N. Desplazamiento .....	68
Figura 3-7 Resultados tiempo-historia pórtico X frente a registro AOTA-N. Deriva ...	69
Figura 3-8 Resultados tiempo-historia pórtico X frente a registro AOTA-N. Desplazamiento .....	70
Figura 3-9 Deriva máxima pórtico X frente a registro AGYE-N.....	71
Figura 3-10 Desplazamiento máximo pórtico X frente a registro AGYE-N .....	71
Figura 3-11 Deriva máxima pórtico X frente a registro PRAM-N .....	72
Figura 3-12 Desplazamiento máximo pórtico X frente a registro PRAM-N .....	72
Figura 3-13 Deriva máxima pórtico X frente a registro AOTA-N .....	73
Figura 3-14 Deriva máxima pórtico X frente a registro AOTA-N .....	73
Figura 3-15 Resultados tiempo-historia pórtico Y frente a registro AGYE-E. Deriva ..	77
Figura 3-16 Resultados tiempo-historia pórtico Y frente a registro AGYE-E. Desplazamiento. ....	78
Figura 3-17 Resultados tiempo-historia pórtico Y frente a registro PRAM-E. Deriva .	79
Figura 3-18 Resultados tiempo-historia pórtico Y frente a registro PRAM-E. Desplazamiento .....	80
Figura 3-19 Resultados tiempo-historia pórtico Y frente a registro AOTA-E. Deriva ..	81
Figura 3-20 Resultados tiempo-historia pórtico Y frente a registro AOTA-E. Desplazamiento .....	82
Figura 3-21 Deriva máxima pórtico Y frente a registro AGYE-E .....	83
Figura 3-22 Desplazamiento máximo pórtico Y frente a registro AGYE-E .....	83
Figura 3-23 Deriva máxima pórtico Y frente a registro PRAM-E .....	84
Figura 3-24 Desplazamiento máximo pórtico Y frente a registro PRAM-E.....	84
Figura 3-25 Deriva máxima pórtico Y frente a registro AOTA-E .....	85

Figura 3-26 Desplazamiento máximo pórtico Y frente a registro AOTA-E..... 85

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1 Nivel de Desempeño Estructural para estructuras esenciales y de ocupación especial.....	4
Tabla 1-2 Cuadro de áreas del hospital VCM .....	25
Tabla 1-3 Detalle de armados y resistencias en columnas .....	28
Tabla 2-1 Carga Permanente o Muerta .....	36
Tabla 2-2 Carga Variable o Viva .....	36
Tabla 2-3 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	38
Tabla 2-4 Cuadro de Cargas por nivel.....	40
Tabla 2-5 Clasificación de los perfiles de suelo .....	41
Tabla 2-6 Coeficiente de ampliación de suelo en la zona de período corto (Fa) .....	41
Tabla 2-7 Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd) .....	42
Tabla 2-8 Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (Fs.).....	42
Tabla 2-9 Parámetros de reducción del espectro .....	43
Tabla 2-10 Factor de importancia de la estructura .....	44
Tabla 2-11 Resumen Factores utilizados para el espectro de diseño.....	44
Tabla 2-12 ID según el tipo de elemento .....	46
Tabla 2-12 Parámetros de ingreso IMK .....	46
Tabla 2-13 Características elementos viga-columna .....	50
Tabla 2-14 Periodos y Frecuencias del pórtico A dirección x. ....	51
Tabla 2-15 Periodos y Frecuencias del pórtico A dirección y. ....	52
Tabla 2-16 Periodo de vibración según el software utilizado .....	53
Tabla 2-17 Factores cortante basal pórtico dirección X .....	55
Tabla 2-18 Factores cortante basal pórtico dirección X .....	56

Tabla 2-19 Datos Iniciales bloque A dirección X .....	59
Tabla 2-20 Factores de Escalamiento bloque A dirección Y .....	61
Tabla 3-1 Deriva máxima alcanzada pórtico dirección X .....	73
Tabla 3-2 Desplazamiento máximo alcanzada pórtico dirección X.....	74
Tabla 3-3 Instante deriva máxima pórtico dirección X .....	75
Tabla 3-4 Instante desplazamiento máximo pórtico dirección X.....	75
Tabla 3-5 Deriva máxima alcanzada pórtico dirección Y .....	86
Tabla 3-6 Desplazamiento máximo alcanzada pórtico dirección Y.....	86
Tabla 3-7 Instante deriva máxima alcanzada pórtico dirección Y.....	87
Tabla 3-8 Instante desplazamiento máximo alcanzada pórtico dirección Y.....	87

**ÍNDICE DE ECUACIONES**

Ecuación 1-1 Factor de ductilidad.....	3
Ecuación 1-2 Ecuación de la fuerza lateral para el pushover .....	19
Ecuación 1-3 Resistencia mínima a flexión de columnas .....	24
Ecuación 2-1 Combinación de carga para un análisis dinámico no lineal .....	39
Ecuación 2-2 Rigidez Inicial .....	47
Ecuación 2-3 Rigidez Inicial .....	48
Ecuación 2-4 Relación endurecimiento-deformación .....	48
Ecuación 2-5 Predicción de la capacidad de rotación límite .....	48
Ecuación 2-6 Capacidad de rotación plástica.....	48
Ecuación 2-7 Relación de resistencia residual .....	49
Ecuación 2-8 Respuesta dinámica sin amortiguamiento.....	51
Ecuación 2-9 Cortante basal de diseño .....	54
Ecuación 2-10 Periodo Fundamental Escalado (FPS).....	58
Ecuación 2-11 Suite Scale Factor (SS) .....	58
Ecuación 2-12 Factor de Escala combinado (CS) .....	58
Ecuación 2-13 Ecuación de Escalamiento de Sismos.....	58

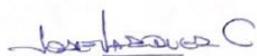
**RESUMEN**

Ortiz Correa, Narvaez Vásquez

**ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL EN 2D DE LA ESTRUCTURA DEL HOSPITAL REGIONAL “VICENTE CORRAL MOSCOSO”, DE LA CIUDAD DE CUENCA, PROVINCIA DEL AZUAY, MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS.****RESUMEN**

Dentro del proyecto de investigación UDA ‘Hospitales Seguros Frente a Desastres’, se ve la necesidad de realizar el análisis dinámico no lineal del Hospital “Vicente Corral Moscoso”. El presente proyecto considera un modelo de plasticidad concentrada para pórticos de hormigón armado. Se analiza la formación de rotulas plásticas en la unión viga-columna y en la base de columna. El modelo no lineal se realiza en el software de código abierto OpenSees, no obstante, se han realizado chequeos en otros programas comerciales para validar el modelo propuesto. En primera instancia se realiza un análisis estático no lineal incremental (pushover) con el cual se calcula la deriva en la que la estructura entra en colapso; luego, se realiza un análisis tiempo historia con registros de sismos ocurrentes y se observa la respuesta de la estructura. Esto permite determinar el tiempo de colapso de la estructura frente a un sismo muy raro.

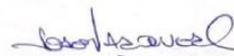
**Palabras claves:** PLASTICIDAD CONCENTRADA, COLAPSO, ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL, RÓTULAS PLÁSTICAS, OPENSEES.



Ing, José Fernando Vázquez, Ph.D.

**Director de Trabajo de Titulación**

Karla Fabiany Ortiz Correa



Ing, José Fernando Vázquez, Ph.D.

**Director de Escuela**

Esteban Mateo Narváez Vásquez

**Autores**

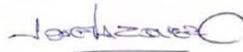
**ABSTRACT**

**Nonlinear dynamic analysis in 2D by using the plastic hinges method on the structure of the "Vicente Corral Moscoso" Regional Hospital of Cuenca, province of Azuay province.**

**ABSTRACT**

The need to perform the nonlinear dynamic analysis of the "Vicente Corral Moscoso" Hospital was seen in the UDA research project called "Hospitales Seguros Frente a Desastres". This project considers a concentrated plasticity model for reinforced concrete frames. The formation of plastic hinges in the beam-column joint and in the column base were analyzed. The non-linear model was analyzed in the OpenSees software. However, tests were carried out in other software to validate the proposed model. First, an incremental nonlinear static analysis (pushover) was performed to calculate the drift in which the structure collapses. Then, a time-history analysis was performed and the response of the structure was observed. This allowed to determine the time of collapse of the structure in a very rare earthquake.

**Keywords:** Concentrated plasticity, collapse, nonlinear dynamic analysis, plastic hinges, OpenSees.




Ing. José Fernando Vázquez Calero, Ph.D.    Ing. José Fernando Vázquez Calero, Ph.D.

**Thesis Director**

**Faculty Director**




Karla Fabiany Ortiz Correa

Esteban Mateo Narváez Vásquez



**Authors**



Translated by  
Ing. Paúl Arpi

Ortiz Correa Karla Fabiany

Narváez Vásquez Esteban Mateo

Trabajo de Titulación

Ing. José Vázquez Calero, M. Sc.

Julio, 2019

**Análisis dinámico no lineal en 2D de la estructura del Hospital Regional  
“Vicente Corral Moscoso”, de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay,  
mediante la utilización de rótulas plásticas**

## **INTRODUCCIÓN**

La motivación de este proyecto surge de la necesidad de conocer el nivel de seguridad existente y la capacidad de resistencia ante un evento sísmico de las estructuras esenciales, como son las entidades hospitalarias, en este caso el Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso”. Es sumamente importante conocer el nivel de vulnerabilidad, seguridad y funcionalidad de las estructuras de primer nivel; puesto que estas luego de un evento sísmico deben estar totalmente funcionales y listas para mitigar los daños causados luego de una catástrofe. Por esta razón se propone el análisis dinámico no lineal en 2D mediante la observación de rótulas plásticas del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso” para conocer el momento probable de colapso frente a un evento sísmico muy raro. Con esta información será más fácil realizar un análisis profundo de la entidad hospitalaria y así tomar medidas de acción preventivas ante futuros fenómenos naturales que puedan afectar la seguridad y funcionalidad estructural de esta estructura.

## **ANTECEDENTES**

Dentro del proyecto de investigación UDA “Hospitales Seguros Frente a Desastres”, se ve la necesidad de realizar el análisis dinámico no lineal en 2D del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso” de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay. Para esto se realizará un levantamiento de información (arquitectónica, estructural y usos que se le está dando a la estructura en base a investigaciones previas del mismo hospital). Con la información recopilada se realizará el modelo matemático mediante el uso de elementos finitos y el software de código abierto OpenSees. Se debe tomar en cuenta

las cargas: gravitacionales, vivas según el uso y las dinámicas presentes por la posible amenaza sísmica. En el análisis de los resultados del modelo se observará los componentes de los elementos para localizar la formación de rótulas plásticas en vigas y columnas.

## **OBJETIVOS**

### **Objetivo general**

Realizar el análisis dinámico no lineal en 2D mediante la utilización de rótulas plásticas del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso” de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay.

### **Objetivos específicos**

- Recopilar información y levantar una línea base del estado del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso”, basado en investigaciones previas.
- Modelar y calibrar la estructura hospitalaria en 2D analizando rótulas plásticas mediante el software de código abierto ‘OpenSees’, analizando las cargas contempladas en la NEC-15.
- Interpretar los resultados obtenidos en base al modelo realizado para localizar las zonas de mayor vulnerabilidad del hospital.

## **METODOLOGÍA**

El presente proyecto inicia con recopilar información y levantar una línea base del estado del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso”, basado en investigaciones previas. Se procede a recopilar la información arquitectónica y estructural del hospital mencionado. Esta información se obtiene de los proyectos de investigación ya realizados.

Con la información ya recopilada, se procede a modelar y calibrar la estructura hospitalaria en 2D utilizando rótulas plásticas mediante el software de código abierto ‘OpenSees’, analizando las cargas contempladas en la NEC-15. Mediante este modelo se pretende aproximar con mayor detalle a la realidad estructural del hospital. Se asignarán las cargas gravitacionales, vivas y accidentales conforme a la norma establecida vigente. Es preciso destacar que para la carga sísmica se debe considerar la importancia de la estructura y la frecuencia del sismo.

Finalmente se interpretan los resultados obtenidos en base al modelo realizado para localizar la máxima deriva permisible y el tiempo de colapso frente a sismos de frecuencia muy rara. Después de modelar la estructura y asignar las cargas, se procede a un análisis exhaustivo donde se aprecie los elementos que entran en fluencia generando rótulas plásticas. Se debe considerar la capacidad de cada elemento frente a la demanda de estos.

## CAPÍTULO I

### 1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN Y LEVANTAMIENTO DE UNA LÍNEA BASE DEL ESTADO DEL HOSPITAL REGIONAL “VICENTE CORRAL MOSCOSO”, BASADO EN INVESTIGACIONES PREVIAS

#### 1.1 Estado del arte

##### 1.1.1 Ecuador y su sismicidad

En Sudamérica, existe un constante enfrentamiento entre la placa de Nazca y la placa Continental. La primera, al ser más rígida y fuerte, se introduce bajo la segunda y continúa moviéndose hacia el manto. A este efecto se lo conoce como fenómeno de subducción y es el principal causante de sismos en Ecuador. A pesar de que la subducción sea el mayor generador de sismos en la zona, también hay otras causas como la activación de fallas geológicas locales. Debido a que los sismos superficiales son devastadores, no es igual un diseño sismorresistente en la Costa Ecuatoriana, como lo sería en el Oriente (Aguiar Falconí, 2008).

El 16 de abril del 2016, Ecuador registró un sismo de magnitud 7.8 (Richter) en Pedernales. A partir de este suceso, se creó el Registro Único de Damnificados (RUD) con el fin de obtener información sobre la situación de los afectados, para enfocar parte del presupuesto nacional. El RUD tiene como fin generar programas y proyectos sociales para restituir la situación social y económica de los damnificados. En el RUD se registraron más de 230.000 damnificados agrupados en más de 68.000 familias. Se contabilizaron 671 personas fallecidas a causa del terremoto (*Plan RECONSTRUYO ECUADOR. Informe Trimestral de Gestión ( mayo - agosto de 2016 )*, 2016). “Es importante crear conciencia de que los sismos no matan, lo que matan son las estructuras si es que no han sido diseñadas de forma adecuada” (Aguiar Falconí, 2008).

En marzo de 2015 la asamblea general de las Naciones Unidas plantea el “Marco de Sendai para la reducción de riesgo de desastres 2015 – 2030” con el fin de promover una línea base en cuanto a riesgo de desastres y asumir evaluaciones, entre esas estructurales (Naciones Unidas, 2015).

Debido a estos motivos, es de vital importancia un análisis y diseño estructural que contemple todos los factores ambientales e inherentes a los materiales de la estructura.

### 1.1.2 Diseño por capacidad

La metodología más usada en diseño sísmico es el diseño por capacidad que consiste en aprovechar el comportamiento inelástico de los miembros de la estructura para: disipar la energía y resistir los efectos producidos por un sismo de gran magnitud. El comportamiento inelástico es controlado seleccionando zonas específicas donde se produzca y para garantizarlo se debe asegurar una adecuada ductilidad (capacidad de deformación inelástica) en dichas zonas. Esta es necesaria porque no es económico diseñar estructuras para que actúen en un rango elástico ante la acción de sismos raros o muy raros (Mohamad, n.d.); ya que las dimensiones de los elementos serían demasiado grandes. Por esto, para evitar el colapso de las estructuras ante terremotos fuertes, las normas establecen que el diseño debe poseer una ductilidad que les permita disipar gran parte de la energía a través de deformaciones plásticas, es decir daño localizado. Pero estas deformaciones deben controlarse para evitar daños en los elementos que no forman parte del sistema de resistencia a la fuerza lateral.

En Ecuador la NEC-15 establece que las estructuras deben diseñarse con una resistencia tal que soporte los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño considerando: la respuesta inelástica, la redundancia, la sobre resistencia estructural inherente y la ductilidad de la estructura. Para diseñar sistemas estructurales en un rango elástico esta norma utiliza el factor  $R$  que permite una reducción de la fuerza sísmica de diseño. Esto es permitido si la estructura y sus conexiones se diseñan para desarrollar un mecanismo de falla permisible con adecuada ductilidad (diseño por capacidad) (NEC-SE-DS, 2015).

Cuando se aplica el factor de reducción de carga sísmica  $R$  es posible pasar de un sistema lineal correspondiente a un sistema elastoplástico como se indica en la Figura 1-1, donde  $f_y$  y  $u_y$  son la fuerza y la deformación en el punto de fluencia respectivamente; y  $f_o$  y  $u_m$  son los valores máximos de la fuerza y deformación inducidas por el sismo, respectivamente. Si  $R$  es mayor a 1 implica que la estructura actúa en el rango inelástico ante la acción de fuerzas sísmicas (Chopra, 2014).

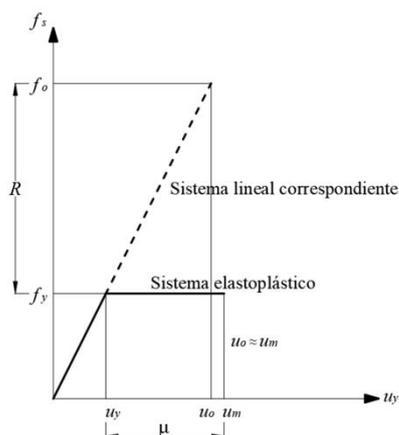


Figura 1-1 Sistema elasto-plástico y su Sistema lineal correspondiente

Fuente: Chopra, 2014

Si se usa la Teoría de Desplazamientos iguales de Newmark y Hall (1982), es posible relacionar las deformaciones  $u_y$  y  $u_m$  como se indica a continuación:

$$\mu = \frac{u_m}{u_o}$$

Ecuación 1-1 Factor de ductilidad

Fuente: (Chopra, 2014)

Esta relación adimensional se denomina factor de ductilidad  $\mu$ , y este es directamente proporcional al factor de reducción de carga sísmica  $R$  (Chopra, 2014). El análisis y la experiencia indican que las estructuras que poseen adecuada redundancia estructural pueden diseñarse de manera segura para resistir fuerzas sísmicas fuertes. Esto es posible si se realiza diseño la estructura con la metodología de diseño por capacidad; es decir, que la estructura se diseña para que se produzcan deformaciones inelásticas, en zonas o elementos previamente definidos, y si se asegura que estos puedan soportarlo sin pérdida significativa de resistencia (Mohamad, n.d.).

### 1.1.3 Análisis por desempeño

Por otra parte, el análisis de desempeño se enfoca en garantizar un buen comportamiento de los miembros de la estructura (estructurales y no estructurales), de acuerdo con el nivel de desempeño y tipo de estructura. Así la NEC-15 establece parámetros de daño a recibir según la importancia de la estructura y al nivel de sismo como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 1-1 Nivel de desempeño estructural para estructuras esenciales y de ocupación especial

<b>Nivel de desempeño estructural (prevención)</b>	<b>Elementos estructurales</b>	<b>Elementos no estructurales</b>	<b>Tasa anual de excedencia</b>
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0,023
Daño	Ningún daño	Daños	0,01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0,00211

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autores

Adicionalmente esta norma establece que para estructuras de ocupación especial y edificaciones esenciales debe realizarse verificaciones de comportamiento inelástico para varios niveles de sismo; por esta razón es indispensable realizar un análisis no lineal.

Dentro del análisis no lineal, se contemplan distintos factores inherentes al material y configuración de la estructura que permiten disipar la energía recibida por el sismo. Principalmente la energía se disipa por la deformación de los elementos, el amortiguamiento inherente y, cuando se incurre en el rango inelástico, con modelos de histéresis de los materiales frente a cargas cíclicas.

En el presente proyecto se analizará el nivel de desempeño para un periodo de retorno de 2500 años, es decir un nivel de desempeño estructural al colapso que permite que una estructura presente daños leves en los elementos estructurales y daños graves en los elementos no estructurales (NEC-SE-DS, 2015). La normativa mencionada exige un adecuado desempeño sísmico en el rango inelástico para estructuras esenciales en el nivel de desempeño al colapso.

Gupta y Krawinkler (2000) mencionan que en el diseño sismorresistente el objetivo fundamental es la prevención del colapso, porque este representa la incapacidad de resistir las cargas por gravedad en presencia de los efectos sísmicos. El colapso puede suceder en tres casos: cuando las columnas (que resisten cargas verticales) fallan a compresión, si en las uniones entre vigas y columnas se pierde la transferencia de esfuerzos y si la deformación en un nivel debido a los efectos P-delta supera la

capacidad de resistencia de la estructura (Gupta & Krawinkler, 2000). Por otra parte Ibarra, Medina, & Krawinkler expresan que el colapso es inminente cuando un pequeño incremento en la intensidad de la fuerza genera una deformación muy grande en el sistema; lo que indica inestabilidad dinámica (Ibarra, Medina, & Krawinkler, 2005).

#### **1.1.4 Modelos de análisis**

Existen cuatro niveles de análisis de estructuras como son:

- Análisis elástico de primer orden: no considera no linealidades en estructuras.
- Análisis elástico de segundo orden: considera los efectos generados por la estructura en posición deformada, que derivan en fuerzas y deformaciones.
- Análisis inelástico de primer orden: considera los efectos de la no linealidad del material, pero en posición no deformada de la estructura.
- Análisis inelástico de segundo orden: considera los efectos de la no linealidad del material y también la no linealidad geométrica de la estructura.

Por otra parte, Taucer, Spacone, y Filippou (1991) establecen que los modelos para análisis de respuesta no lineal (inelástico) de acuerdo con la complejidad del análisis pueden englobarse en tres grandes tipos:

1. Modelos globales. - La respuesta no lineal depende de los grados de libertad que se considere en la estructura, por ejemplo, en un edificio de varios pisos puede considerarse únicamente un grado de libertad por piso, siempre que este posea las características del nivel correspondiente. Estos modelos son usados en la fase de prediseño y permitir estimar de forma aproximada las derivas de piso y la demanda de ductilidad de desplazamiento; pero no generan información adecuada de las fuerzas y deformaciones de la estructura.
2. Modelos microscópicos de elementos finitos. - El análisis se realiza con un modelo en el que los elementos y nudos están discretizados en una gran cantidad de elementos finitos, las características de no linealidad constitutiva y

geométrica se consideran en el nivel de tensión-deformación. Este tipo de modelo permite estudiar las no linealidades físicas como: la fluencia, los fenómenos térmicos, la fricción de la interfaz en las grietas y el deterioro de la conexión entre el acero y el hormigón. Debido a la complejidad del modelo requiere un alto rendimiento computacional; por lo que este solo se utiliza para analizar zonas críticas. Un modelo más complejo permite mayor exactitud, sin embargo consumiría más recursos y sería más sensible a errores (Aziz, 1976). Por tanto, hay que tener mucha precaución en el momento de discretizar el modelo.

3. Modelos de elementos finitos discretos (miembros).- En este modelo la estructura se analiza como un sistema de elementos interconectados que usa elementos finitos para discretizar los componentes de una estructura en secciones prismáticas como vigas, columnas y placas con el fin de lograr modelos más cercanos a la realidad (Flores, 2003). Las características histeréticas pueden tomarse a nivel de elemento (no linealidad constitutiva) como un promedio o en nivel de sección (no linealidad geométrica); por lo que se tienen dos tipos de modelos de elementos: uno de no linealidad concentrada y otro de no linealidad distribuida. Este modelo es muy utilizado en estudios de respuesta sísmica no lineal; ya que es el más simple y preciso.

En el presente proyecto se utilizará este último modelo; por lo que en el inciso siguiente se presentan en orden cronológico varios modelos existentes de plasticidad concentrada y plasticidad distribuida.

De la misma manera, cuando existe la necesidad de modelar una estructura conformada por pórticos resistentes a cargas laterales y a cargas gravitacionales, se recurre al uso de una columna fantasma. Para simular este tipo de estructura se modela una columna fantasma sin resistencia lateral (leaning column) junto a este. Esta columna es cargada con el peso fuera del área tributaria de la estructura de cada piso. Para evitar que este elemento de modelación altere la realidad estructural del hospital, se plantea una base articulada y la unión en cada piso con el pórtico también con articulaciones (Astudillo, 2018).

Para comprobar que el efecto P-Delta sea simulado de manera adecuada mediante la columna fantasma, se debe verificar que el periodo de la estructura sea el mismo con o sin ella.

#### **1.1.4.1 Modelos de plasticidad distribuida**

La plasticidad distribuida se basa en un modelo de desplazamiento. Este permite la formación de rótulas a lo largo de la sección, y se analiza su capacidad y respuesta en base a la deformación de estos (Scott & Fenves, 2006). Para realizar este tipo de análisis se modela mediante fibras, que pretende discretizar las secciones no de manera longitudinal, sino transversal.

Estos permiten una descripción más precisa del comportamiento inelástico de los miembro de concreto reforzado, porque el comportamiento inelástico se monitorea a lo largo del elemento y no solo en los extremos (Spacone & El-tawil, 2004). Entonces el comportamiento de todo el elemento se deriva de la integración ponderada de la respuesta de la sección; porque la no linealidad del material puede suceder en cualquier sección del elemento. La principal incógnita en estos modelos son las fuerzas del elemento y se obtienen mediante funciones de interpolación de los desplazamientos o fuerzas globales del miembro (Taucer, Spacone, & Filippou, 1991).

Para realizar este tipo de análisis se discretiza la sección transversal en fibras (Scott & Fenves, 2006), una suposición común es que las secciones planas permanecen planas, de modo que las deformaciones se distribuyen de manera lineal a lo largo de la sección (Taucer et al., 1991).

Otani (1974) propuso un modelo que está conformado por dos elementos paralelos deformables en voladizo; uno es elástico lineal y el otro no lineal y están conectados en un punto fijo de contraflexión (Girardini, 2015). Además, para evitar dificultades en la formulación este asumió que las deformaciones inelásticas se agrupan en dos resortes giratorios en los extremos del elemento como se indica a continuación:

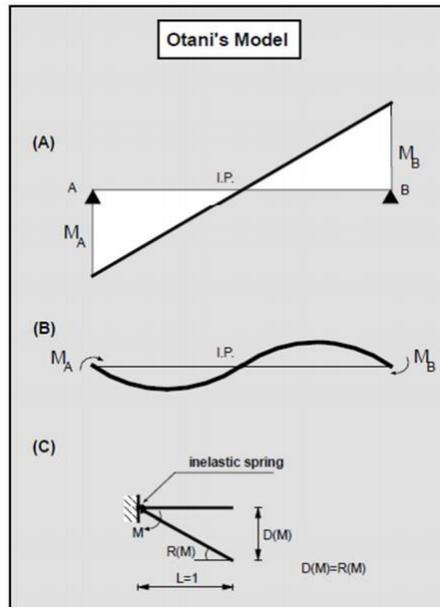


Figura 1-2 Modelo de Otani

(A) Distribución de Momentos (B) Elemento Deformado (C) Resortes giratorios inelásticos equivalentes.

Fuente: (Taucer et al., 1991)

Para considerar los efectos del deslizamiento del refuerzo en los nodos se usan los resortes giratorios (Taucer et al., 1991). Este método proviene de la integración de las curvaturas a lo largo de los dos elementos del voladizo, y su principal limitación es la consideración de un punto fijo de contraflexión (Girardini, 2015).

Por otra parte Takayanagi y Schnobrich (1979) proponen dividir el elemento en un número finito de segmentos como se muestra en la Figura 1-3, cada uno representado por un resorte rotatorio no lineal (Taucer et al., 1991). Además cada tramo se analiza por medio de la relación momento-curvatura que considera los efectos de degradación por acción de la carga cíclica (Girardini, 2015).

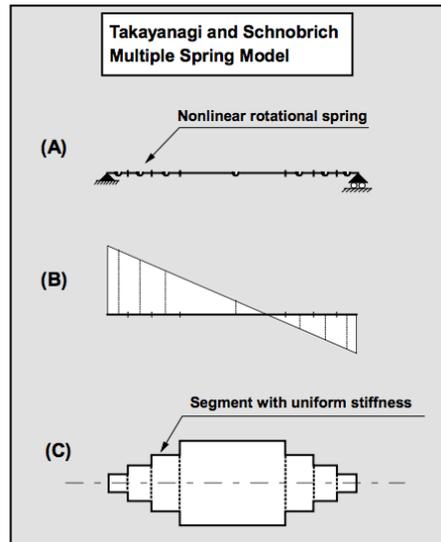


Figura 1-3 Modelo de Resorte Múltiple de Takayanagi y Schnobrich

(A) Modelo del elemento (B) Diagrama de momentos (C) Distribución de la rigidez en la sección

Fuente: (Taucer et al., 1991)

Este modelo se considera distribuido porque analiza el comportamiento no lineal a lo largo del elemento. Y se utilizó por primera vez en un estudio de respuesta sísmica de los muros de cortante con rigidez y resistencia: axial, cortante y a flexión (Takayanagi & Schnobrich, 1979).

#### 1.1.4.2 Modelos de plasticidad concentrada

Generalmente ante la acción de fuerzas sísmicas el comportamiento inelástico de un pórtico de hormigón armado se concentra en los extremos de vigas y columnas (Spacone & El-tawil, 2004). Por esta razón, para modelar este comportamiento, los primeros análisis se enfocaron en la creación de rótulas plásticas de longitud cero a manera de resortes no lineales. Sin embargo, este método de análisis separa la interacción del axial-momento del comportamiento del elemento. Para realizar este análisis existen dos grandes tipos de modelos matemáticos: el modelo de dos componentes y el modelo de un componente.

El modelo de un componente es analizado más desde un punto de vista físico, presentando una curva histerética bilineal y curvilínea, con la condición de que esta curva sea igual al inicio y al final de la rótula establecida. De la misma manera, el modelo de dos componentes solo considera la curva de histéresis

bilineal. El fin perseguido por estos modelos es poder resolver las ecuaciones de movimiento mediante un método de elementos finitos asumiendo condiciones constantes en cada intervalo (Giberson, 1967).

Sin embargo, varios autores han realizado investigaciones con los modelos de dos componentes y de un componente para las mismas estructuras, lo que ha permitido determinar que no existe diferencia sustancial en los resultados arrojados por ambos.

Clough, Benuska, & Wilson, (1965), realizan el modelo un edificio de altura mediante el siguiente proceso:

- Se evalúa la rigidez de la estructura al inicio del intervalo de tiempo, en base a los momentos existentes en ese instante. Se observan las deformaciones, asumiendo una variación lineal de la aceleración en el intervalo.
- Una vez calculadas estas deformaciones, se añaden a la deformación encontrada al inicio del intervalo para obtener una deformación total. Este proceso se repite en cada intervalo de análisis.

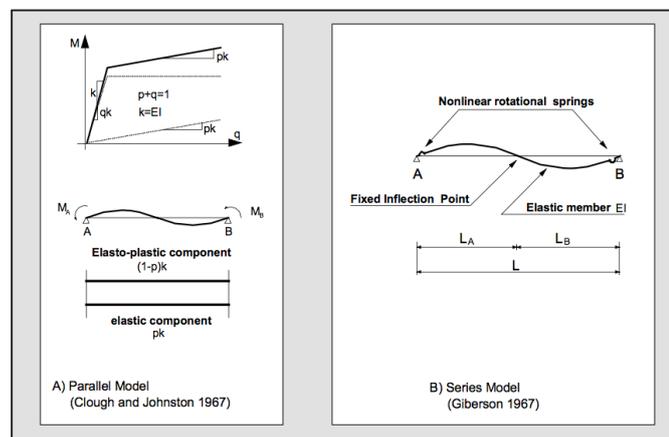


Figura 1-4 Elementos de plasticidad concentrada simple

(A) Modelo en paralelo de Clough & Johnston (1967) (B) Modelo en serie de Giberson (1967)

Fuente: (Taucer et al., 1991)

El modelo con resortes en paralelo o de dos componentes fue presentado por Clough & Johnston (1967) como se indica en la Figura 1-4 Elementos de plasticidad concentrada simple; en este se integran dos elementos paralelos: uno elastoplástico

para representar la fluencia y otro perfectamente elástico para representar el endurecimiento por la deformación. Entonces la matriz de rigidez se obtiene de la suma de las matrices de los elementos en paralelo. El modelo parabólico planteado por Takizawa (1976) supone una distribución parabólica de flexibilidad a lo largo del eje del elemento que toma en cuenta el efecto de agrietamiento en los elementos de concreto reforzado, considerando un comportamiento monotónico multilineal (Taucer et al., 1991). De la misma manera se han realizado modelos trilineales usando elementos con un componente elástico y dos elementos elastoplásticos siguiendo la idea del modelo de dos componentes de Clough y Johnston (Flores, 2003).

En cambio, el modelo en serie o de un componente se fundamenta en un elemento elástico lineal con un resorte de rotación no lineal equivalente en cada extremo. Estos resortes pueden adoptar cualquier característica fuerza deformación, y varias relaciones correspondientes ya sea a un elastoplasto, bilineales y trilineales incluyendo degradación de rigidez, pinching y endurecimiento (Flores, 2003). Giberson (1967) introdujo formalmente este modelo, y es más versátil que el modelo en paralelo porque con la elección de relaciones momento-rotación correctas para los resortes finales puede describir un comportamiento histerético más complejo. Este autor realiza un análisis a un edificio de 20 pisos frente a 7 registros sísmicos distintos; y de esta manera logra determinar que la respuesta de la estructura está determinada más por las propiedades inherentes a la misma antes que por el tipo y características del sismo (Giberson, 1967).

El diagrama momento rotación de todos los elementos definidos por el modelo de rótula de un componente viene dado por la rigidez elástica, momento de fluencia, momento último, rotación "capping" (rotación cuando se llega a momento último) y la pendiente negativa de respuesta luego del momento máximo (Haselton et al., 2008).

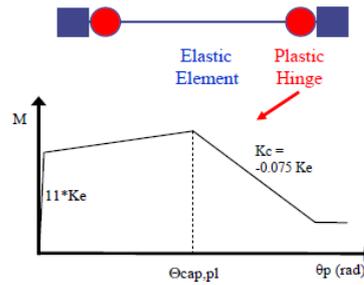


Figura 1-5 diagrama Momento-Rotación de modelo de rotula de un componente

Fuente: (Haselton et al., 2008)

Un problema grave de estos modelos es la elección de los parámetros para representar el comportamiento histerético de los elementos de hormigón armado. Los estudios experimentales de vigas bajo carga monotónica demuestran una gran dependencia entre los parámetros del modelo y la carga aplicada. Debido a esto para obtener información exacta sobre el daño de los elementos o de la estructura de manera global, se debe usar un modelo capaz de detallar el comportamiento histerético de la sección en función de la carga axial aplicada (Taucer et al., 1991).

La teoría de plasticidad clásica no tiene en cuenta el ablandamiento de la deformación y supone que la sección se puede deformar ilimitadamente (Taucer et al., 1991). Por esto propone un modelo que consta de 3 elementos: uno elástico lineal y dos inelásticos; el primero se extiende a lo largo de todo miembro de hormigón armado, y los otros ubicados en los extremos de este como se indica a continuación:

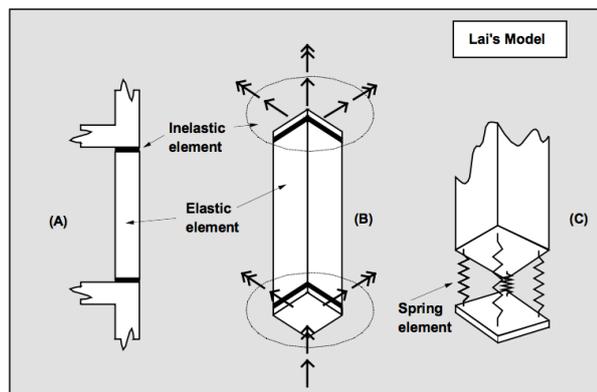


Figura 1-6 Modelo de Lai

(B) Elemento en el pórtico (B) Modelo del elemento (C) elemento inelástico

Fuente: (Taucer et al., 1991)

Los elementos extremos están conformados por cinco resortes inelásticos uno en cada esquina de la sección y el quinto resorte en el centro de esta. Los resortes de las esquinas representan el acero de refuerzo presente en el elemento, mientras que el resorte central simboliza el concreto y es efectivo únicamente a compresión. En las interacciones de fuerza axial y momento biaxial este modelo considera que el cortante y la torsión son insignificantes. Además supone que el comportamiento inelástico está concentrado en los extremos del elemento (elementos inelásticos), lo que genera relaciones de fuerza-deformación generalizadas para todo el elemento (Girardini, 2015). Se han desarrollado modelos que integran varios tipos de métodos ya estudiados (Scott & Fenves, 2006), los cuales están presentes en el software “OpenSees”.

Se debe considerar que la plasticidad distribuida nos permite captar el comportamiento del agrietamiento del material, interacción momento-axial y otros fenómenos. Sin embargo, el modelo de plasticidad concentrada nos permite realizar un análisis de colapso, a diferencia de los modelos de fibras que no nos permiten llegar a este nivel de análisis (Haselton et al., 2008).

#### **1.1.4.3 Curvas histeréticas**

Una vez definido el modelo de análisis que se va a utilizar es necesario definir las características histeréticas que este debe poseer, se define como histéresis a la capacidad de restitución de la fuerza del material. Esta nos permite un margen de seguridad extra frente a cargas cíclicas, pues permite disipar la energía de acuerdo con las características del material.

A continuación, se describen algunas de los modelos planteados de curvas histeréticas:

##### **a. Modelo elastoplástico**

Este modelo no considera la degradación de fuerza o rigidez, asumiendo la rigidez de carga y descarga iguales, pero en sentido contrario. No existe degradación de la rigidez

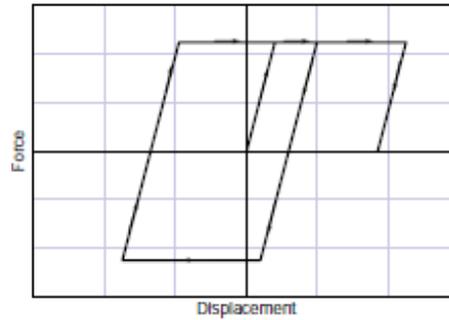


Figura 1-7 Modelo histerético elastoplástico

Fuente: FEMA P440A

### b. Modelo de endurecimiento (Strength-Hardening Behavior)

Este modelo bilineal considera dos rigideces: la elástica y la de fluencia. La rigidez de descarga y carga es la misma, pero en reversa. La diferencia con el elastoplástico es que la rigidez post-fluencia es mayor a cero.

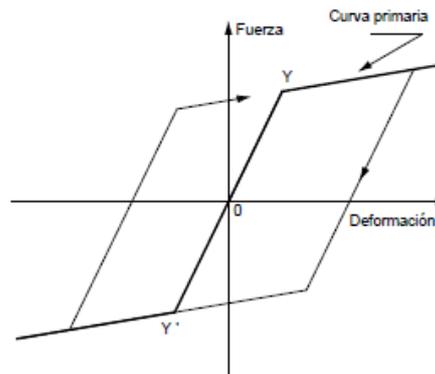


Figura 1-8 Modelo histerético bilineal con endurecimiento

Fuente:(Flores, 2003)

### c. Modelo de degradación de la rigidez (Stiffness-Degrading Behavior)

Este modelo expresa una disminución de la rigidez conforme a cargas cíclicas, esto es más aplicable a la estructura de concreto, debido a fisuras, grietas, falla en el la interfaz de los materiales. La degradación de la rigidez depende de los elementos y de las cargas que estén aplicadas. A continuación, se presentan 3 modelos de degradación de rigidez según el máximo desplazamiento alcanzado.

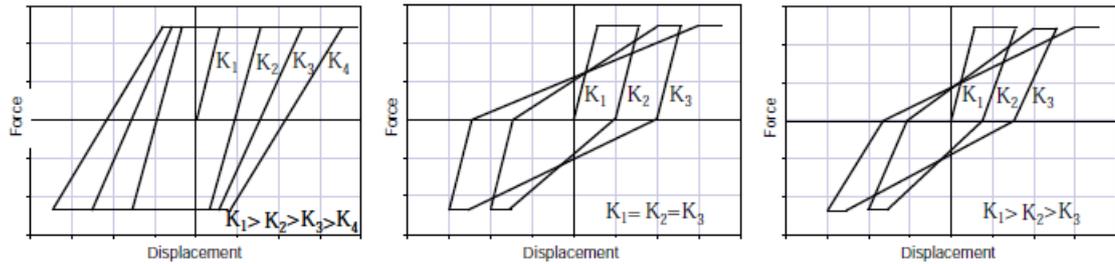


Figura 1-9 Modelos histeréticos bilineales con degradación de rigidez

Fuente: FEMA 440a

El primero modelo la rigidez de carga y descarga es igual conforme aumentan los desplazamientos. En el segundo gráfico existe una degradación de la rigidez de la carga conforme el desplazamiento máximo aumenta, sin embargo, la rigidez de descarga es igual a la rigidez inicial de carga. Finalmente, en el tercer modelo existe degradación de la rigidez en la carga y descarga conforme aumenta el desplazamiento máximo.

Existen varias investigaciones realizadas que comparan los modelos elastoplásticos, de fuerza y rigidez degradadas para edificios de altos periodos ( $T > 1$ ) en los cuales se llega a una conclusión común: la diferencia de deformaciones usando cualquier de estos modelos es despreciable, lo que nos permite usar modelos histeréticos más simples sin que ello repercuta en una variación de respuesta significativa (FEMA P440A, 2009).

Sin embargo, para estructuras con periodos cortos y sobre todo aquellas que no poseen un suelo de cimentación firme, se debe considerar los modelos de degradación de rigidez.

#### d. Modelo “Pinching” (Pinching Behavior)

Para elementos estructurales como hormigón armado, madera, cierto tipo de mampostería, y algunas conexiones de acero donde existan grietas por desplazamientos en una dirección, pero se cierran cuando la deformación es en otro sentido. En general este efecto se produce por abrir y cerrar espacios generados por los desplazamientos.

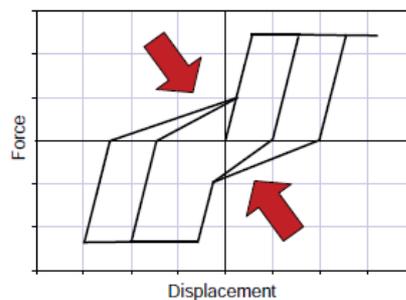


Figura 1-10 Modelo histerético "Pinching"

Fuente: FEMA P440A

### e. Modelo de degradación de rigidez por cargas cíclicas (Cyclic Strength Degradation)

Sistemas estructurales presentan una degradación de rigidez debido a las cargas cíclicas. Este fenómeno depende principalmente de la ductilidad del material. Este comportamiento no necesariamente se produce luego de alcanzar esfuerzo de fluencia.

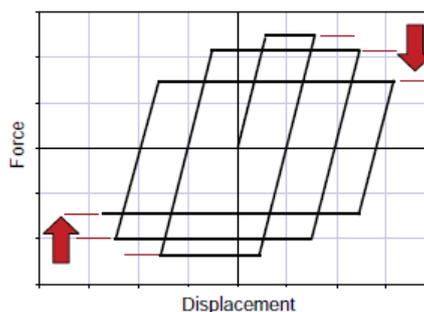


Figura 1-11 Modelo histerético de degradación por carga cíclica

Fuente: FEMA P440A

Existen modelos que combinan la degradación de rigidez con la degradación de la fuerza, los cuales no representan cambios representativos para estructuras de periodos altos ( $T > 1s$ ) con respecto a modelos bilineales o elastoplásticos.

La FEMA P440A define 2 tipos de degradación: "Cyclic degradation" y "In-Cycle Degradation". La primera tiene pérdida de rigidez y fuerza en ciclos subsecuentes, mientras que la segunda presenta pérdida de fuerza y rigidez negativa en un solo ciclo. El primer tipo de degradación tiene una respuesta dinámica estable mientras que con el 2 tipo de degradación tienen tendencia a una inestabilidad dinámica con potencial colapso.

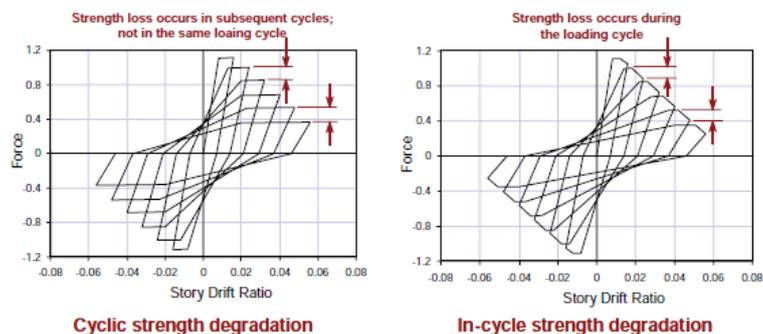


Figura 1-12 Tipos de degradación

Fuente: FEMA P440A

#### f. Envoltente cíclica (Cyclic Envelope /Backbone)

La envoltente cíclica hace referencia a la envoltente de todo un comportamiento histérico debido a una carga cíclica. Está definido al conectar las fuerzas máximas en cada desplazamiento.

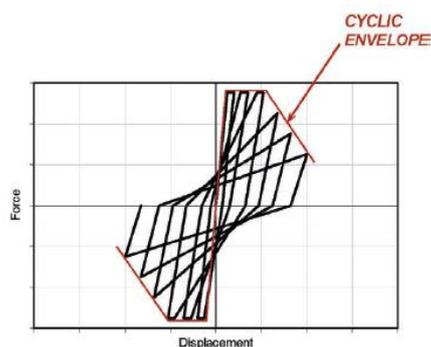


Figura 1-13 Envoltente del modelo de histéresis frente a cargas cíclicas

Fuente FEMA P440A

#### g. Modelos derivados

Existen varios modelos desarrollados en base a las curvas de histéresis clásicas ya comentadas.

Takeda, Sozen y Nielsen (1970) proponen un método más complicado en base experimental. Se presenta un modelo trilineal simétrico al origen. La curva de carga se dirige hacia el punto máximo alcanzado con anterioridad. La pendiente de la curva es función de las deformaciones alcanzadas (Takeda, Sozen, & Nielsen, 1970).

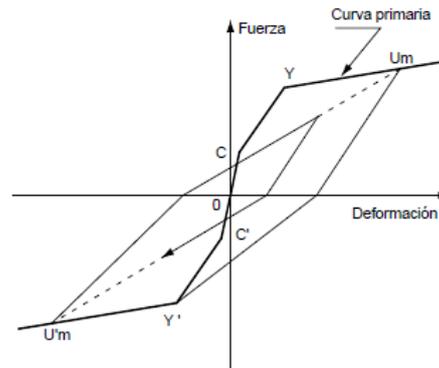


Figura 1-14 Modelo histerético de Takeda

Fuente: (Flores, 2003)

Existen variaciones al modelo de Takeda, como el modelo de Sina que incorpora el efecto 'pinching' (tendencia a presentar rigidez progresiva pequeña cerca al origen debido al cambio de la rigidez), o el modelo de Otani, generado para presentar la rigidez de un resorte, considerando un efecto de degradación de rigidez durante la descarga.

De la misma manera, Ibarra, Medina y Krawinkler proponen varios modelos de histéresis. Entre estos se pretende destacar el modelo orientado al punto máximo (Peak Oriented Model), este considera la degradación de fuerza y rigidez frente a cargas cíclicas, y ha sido calibrado para componentes de hormigón armado con más de 200 especímenes (Lignos & Krawinkler, 2012) por lo que será el comportamiento de material incorporado al caso de estudio.

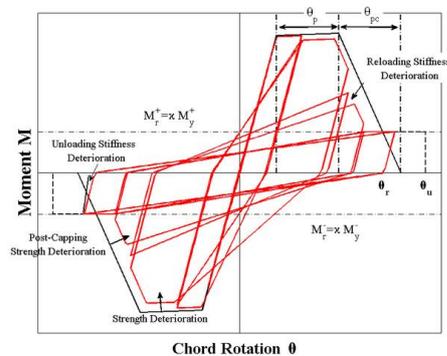


Figura 1-15 Ibarra-Medina-Krawinkler Peak Oriented Model

Fuente: Lignos &amp; Krawinkler (2012)

Considerando estos modelos de histéresis, estos se deben incorporar de manera adecuada según el tipo de modelo analítico a utilizar.

#### 1.1.4.4 Efectos P-Delta

En el rango de análisis lineal, se calculan los esfuerzos y deformaciones con la silueta no deformada de la estructura, es decir, sin considerar las no linealidades de la geometría de la estructura. Sin embargo, el efecto p-delta genera esfuerzos adicionales debido a la posición deformada de la estructura, y representan como influyen las cargas de gravedad en los efectos de segundo orden.

#### 1.1.5 Análisis estático no lineal incremental (Pushover)

Para conocer el comportamiento de una estructura en su rango inelástico, uno de los procesos usados es el análisis estático no lineal incremental o pushover. Este procedimiento consiste observar la relación del cortante basal frente al desplazamiento del nodo de mayor altura. Para conducir este proceso se debe asignar una carga lateral proporcional a la masa de cada piso en función de su primer modo de vibrar como se indica en la siguiente ecuación:

$$F_x = m_x * \phi_{1x}$$

Ecuación 1-2 Ecuación de la fuerza lateral para el pushover

Donde  $F_x$  es la fuerza lateral distribuida en cada nivel,  $m_x$  es la masa por piso y  $\phi_{1x}$  es la ordenada del nodo de cada nivel en el primer modo de vibrar (FEMA P695, 2009).

#### 1.1.6 Mecanismos de fluencia de pórticos especiales de hormigón

EL mecanismo para disipar energía en pórticos especiales a momentos son las rótulas plásticas que se definen como: el efecto que se produce en un elemento al ser sometido a un esfuerzo que supera su límite elástico. Dicho elemento, mantiene su estado tensional, sin embargo permite la rotación del mismo semejante a una articulación (Guasch Duran, 2014).

Celi y Arellano expresan que el desempeño de un modelo no lineal frente a cargas sísmicas depende en gran parte de la ubicación donde sean impuestas las rótulas plásticas (Celi & Arellano, 2014). Por esto, la NEC-15 establece la localización de

estas según el tipo de sistema estructural analizado (NEC-SE-HM, 2015); y recomienda la posición de las rótulas plásticas en los extremos de vigas, en base de columnas del primer piso y en la base de muros estructurales.

De acuerdo con las condiciones de estriado por confinamiento en nudos, se establece que esta longitud tiene que ser igual o mayor a dos veces la altura de la cara de la viga que llega al nudo. Al ser esta zona, una posición de transición de estriado fuerte a estriado débil, se considera como una región para que se desarrolle una articulación virtual (NEC-SE-HM, 2015). En nuestro caso de estudio, esta longitud de confinamiento es igual a 70 cm.

Considerando la misma situación de cambio de estriado, el ACI-318-08 recomienda que la longitud de confinamiento en las columnas no puede ser menor que el mayor de los siguientes valores:

- Una sexta parte de la luz libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- 45 cm

Estos valores aplicados a la realidad de nuestra estructura, y considerando que se debe modelar la rótula plástica solo en el primer nivel tenemos los siguientes valores:

- 60 cm
- 70 cm y 60 cm (según las columnas presentes)
- 45 cm

Debido a que el presente estudio busca realizar un análisis de desempeño a colapso se realizará el análisis no lineal modelando la plasticidad concentrada mediante rótulas plásticas. En el presente proyecto se usarán los siguientes modelos de rótulas:

### **Elemento viga-columna**

Se requiere un elemento que represente el comportamiento de la columna tanto como de la viga. Se utiliza el modelo de un componente que contempla un elemento elástico y dos resortes inelásticos en sus extremos. Las rótulas se modelan cerca de la unión viga-columna, en las caras del nudo. Se pretende que la rótula plástica se desarrolle a máximo dos veces la altura ( $2 \cdot h$ ) de la viga

desde la cara del nudo, y a la luz libre de entrepiso entre 6 ( $L/6$ ) desde la cara del nudo para columna (Haselton et al., 2008).

Para simular el colapso de la estructura, el aspecto más importante es la respuesta histerética luego del punto máximo de fuerza alcanzado (peak point), esto permite modelar la pérdida de resistencia debido a la ruptura del concreto, la deformación y fractura de la armadura y la falla por deslizamiento entre el acero de refuerzo y el hormigón (FEMA P695, 2009).

El modelo Ibarra-Medina-Krawinkler permite simular cuatro modos de deterioro cíclico:

- Deterioro de fuerza debido al endurecimiento inelástico por deformación.
- Deterioro de fuerza debido al ablandamiento luego del peak point.
- Deterioro de la rigidez de recarga acelerada.
- Deterioro de la rigidez de descarga.

### **Base de columna**

Para modelar el comportamiento existente en la interfaz cimentación-estructura, se debe desarrollar un resorte rotacional elástico semirrígido al pie de la columna solo en el primer nivel (N+0.00). Este se asume como 3 nodos existentes en el mismo punto, los dos primeros se conectan con un elemento de rigidez infinita y longitud cero, y a su vez se conectan con el tercer nodo con la rigidez tomada del elemento analizado. Esto pretende simular la rótula generada en este punto (Haselton et al., 2008).

### **Unión viga-columna**

En investigaciones anteriores, se confiaba el comportamiento del nudo en la calibración de las rótulas plásticas generadas en vigas-columnas (Otani, 1974), los siguientes modelos desacoplaban las respuestas de los elementos viga-columna y de los nudos al generar resortes a rotación para conectar los grados de libertad de vigas-columnas (El-Metwally & Chen, 1988).

La calibración de estos modelos se realizaba en base a datos experimentales. Con la evolución de estos modelos se agregaron zonas de rigidez al final de los elementos (Alath & Kunnath, 1995) o al agregar elementos muy rígidos entre los rótulas generadas en los nudos y en los elementos viga-columna (Haselton et al., 2008).

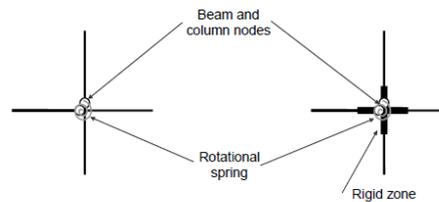


Figure 2-16: Previously proposed joint models

Figura 1-16 Modelos de Nudos Anteriores  
Fuente:(Altoontash, 2004)

Altoontash propone una serie de simplificaciones para modelar los nudos, de manera que tengan respuestas realistas sin mayor gasto computacional, como se expresa a continuación:

- El comportamiento de la unión viga-columna se modela como un panel para el nudo y conexión para los extremos de los elementos viga-columna.
- La deformación generada por carga axial y cortante en la zona de interfaz (unión elementos viga o columna con el nudo) es despreciable.
- Sin embargo, el giro generado en la zona de interfaz si se considera.

Para un análisis en 2 dimensiones el panel se define como un paralelogramo con lados axialmente rígidos. Esto permite que el nudo se deforme en el modo de cortante. Los elementos adyacentes están conectados en los puntos medio de cada lado del panel. El panel se puede mover como un cuerpo rígido en dos dimensiones, es decir 3 grados de libertad, sin embargo, al agregar la deformación derivada del cortante, este nudo tendría 4 grados de libertad. La deformación en el modo de cortante está relacionada con el ángulo de

distorsión al corte. Se utiliza un resorte rotacional para representar la deformación causada por el cortante en el centro del nudo.

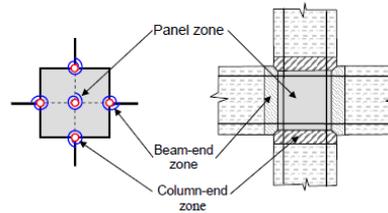


Figure 2-15: The joint zones represented by rotational springs

Figura 1-17 Modelo de Nudos propuesto por Altoontash  
Fuente: Altoontash (2004)

La ventaja de usar la forma de un paralelogramo para modelar el panel de cortante es que, debido a sus cualidades geométricas, la forma del paralelogramo y el no tener restricciones de rotación en sus esquinas permita que se deforma al modo de cortante cambiando el ángulo de sus esquinas sin cambiar el tamaño del panel de cortante ni imponiendo fuerza axial o deformación en el nudo (Altoontash, 2004).

Se pretende modelar el panel de cortante y el deslizamiento entre el acero de refuerzo y el hormigón. De acuerdo con las normas de construcción actuales, para pórticos especiales resistente a momentos, la demanda a cortante de los nudos nunca podrá superar la capacidad de estos. La resistencia al corte del nudo se expresa como  $24\sqrt{f'c}$  [psi] (Altoontash, 2004).

Como parte del modelo de los nudos, para aquellos que sean perimetrales se debe considerar el deslizamiento del acero de refuerzo de la sección de hormigón. Este efecto será llamado Bond Slip. Este fenómeno agrega una flexibilidad extra y es representado como un resorte elástico con rigidez dada (Haselton et al., 2008).

El efecto del deslizamiento en la interfaz acero-hormigón, en los nudos y en la cimentación, es reducir la rigidez antes y después de la fluencia del material y aumentar la capacidad de rotación inelástica en los elementos de hormigón

armado. Para representar este fenómeno se asume una deformación lineal desde cero hasta la carga que lleva a la fluencia (FEMA P695, 2009).

## 1.2 Definiciones<sup>1</sup>

### **Análisis no lineal**

Este análisis busca la respuesta de la estructura más allá de su zona elástica, es decir busca la zona plástica de deformación de esta. Esto se realiza para observar el desarrollo de la degradación de la estructura hasta que esta actúe como un mecanismo (Safina Melone, 2002).

### **Resistencia mínima a flexión de columnas**

Se considera que la resistencia mínima de una columna en un diseño sismorresistente debe ser igual a la capacidad de las vigas que esta columna soporta mayoradas en un 20% (ACI-318, 2008).

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

Ecuación 1-3 Resistencia mínima a flexión de columnas  
Fuente: (ACI-318, 2008)

### **Escalamiento de los sismos**

Para realizar un análisis dinámico no lineal, el cual se analiza mediante un historial de respuesta, las fuerzas sísmicas se definen como la media de los registros y no como la intensidad de un sismo en particular. El escalamiento de la aceleración espectral se determina en base a la media de los registros de los espectros de respuesta de cada sismo (FEMA P695, 2009).

## 1.3 Descripción de la entidad hospitalaria

El hospital regional “Vicente Corral Moscoso” fue inaugurado el 12 de abril de 1977. Es un hospital que atiende a las zonas 6 y 7 de salud correspondientes a 6 provincias.

---

<sup>1</sup> Para más definiciones referirse al anexo 1

Se encuentra ubicado en la avenida 12 de abril y avenida Los Arupos, perteneciente a la parroquia Huaynacapac, ciudad de Cuenca, provincia del Azuay.



Figura 1-18 Fotografía satelital hospital regional “Vicente Corral Moscoso”  
Fuente: Google Earth Pro-2019

Esta entidad hospitalaria brinda servicios de salud a las zonas 6 y 7 correspondientes a 6 provincias (Azuay, Cañar, Morona Santiago, Loja, Zamora Chinchipe y El Oro), siendo este un hospital de segundo nivel de atención. Además de atender a las zonas mencionadas, recibe derivaciones del hospital “José Carrasco Arteaga” del IESS, hospital Militar de Cuenca y la red Complementaria y Privada lo que lo convierte en la unidad de salud con mayor demanda en el sur del país (Chango & Encalda, 2015).

#### 1.4 Distribución del hospital

El hospital “Vicente Corral Moscoso” cuenta con tres zonas establecidas: consulta externa, emergencia y hospitalización, las cuales están distribuidas en todo el establecimiento. El terreno de emplazamiento del hospital posee 4111 m<sup>2</sup>, y un área de construcción total de 23212 m<sup>2</sup> distribuidos en los siete niveles de la estructura.

Tabla 1-2 Cuadro de áreas del hospital VCM

<b>Nivel</b>	<b>Área de Construcción m<sup>2</sup></b>
Subsuelo	398,38
Planta Baja	6558,20
Planta Casa de Máquinas	454,30
Planta anatomía patológica	180,86
Planta subsuelo 2	6401,16
Planta segundo piso	2372,45
Planta tercer piso	1711,66
Cuarta planta	1711,66
Quinta planta	1711,66
Sexta planta	1711,66
<b>Área de construcción total</b>	<b>23212,00</b>

Elaboración: Autores

Fuente: Departamento de Infraestructura del hospital VCM

En la planta baja se encuentran todos los servicios de consulta externa (incluyendo rayos X, ecografías, odontología, tomografías, etc.), los accesos principales, emergencia y quirófanos como se indica en la Figura 1-19 Distribución planta baja HVCM.

Dentro de la primera planta alta se presentan las dependencias de los distintos laboratorios, las oficinas administrativas, área de talento humano, hospitalización, estaciones de enfermería y la unidad de cuidados intensivos e intermedios como se muestra en la Figura 1-20 Distribución primera planta alta HVCM.

A partir de la segunda planta alta, la distribución de los distintos niveles superiores a este es similar en cuanto a diseño arquitectónico y espacios, como se puede ver en la Figura 1-21 Distribución planta alta tipo HVCM. Estas plantas, en su mayoría, están utilizadas para hospitalización.

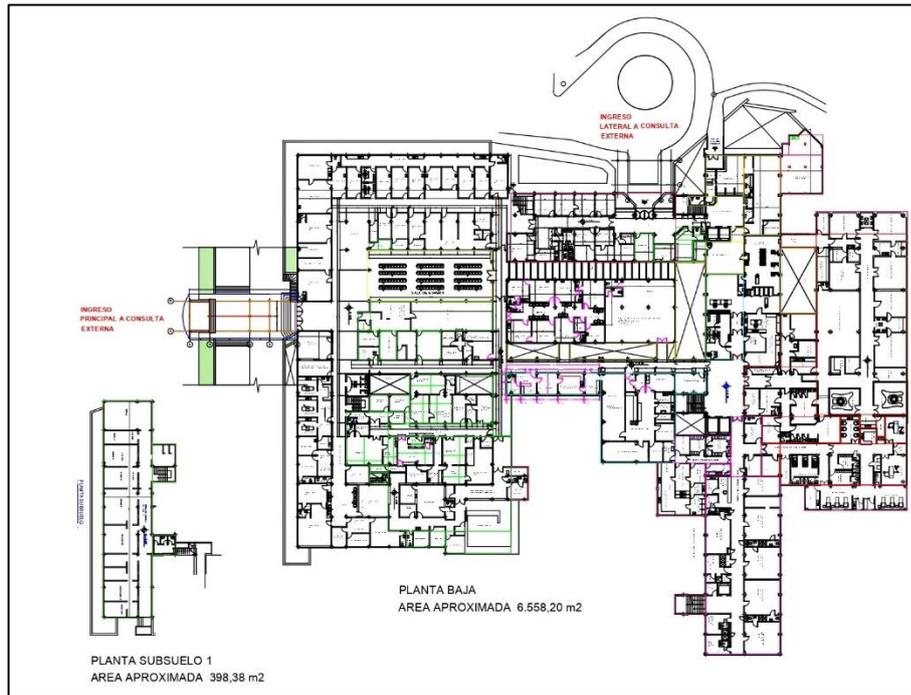


Figura 1-19 Distribución planta baja HVCM  
Elaboración: Autores  
Fuente: Departamento de Infraestructura del hospital VCM

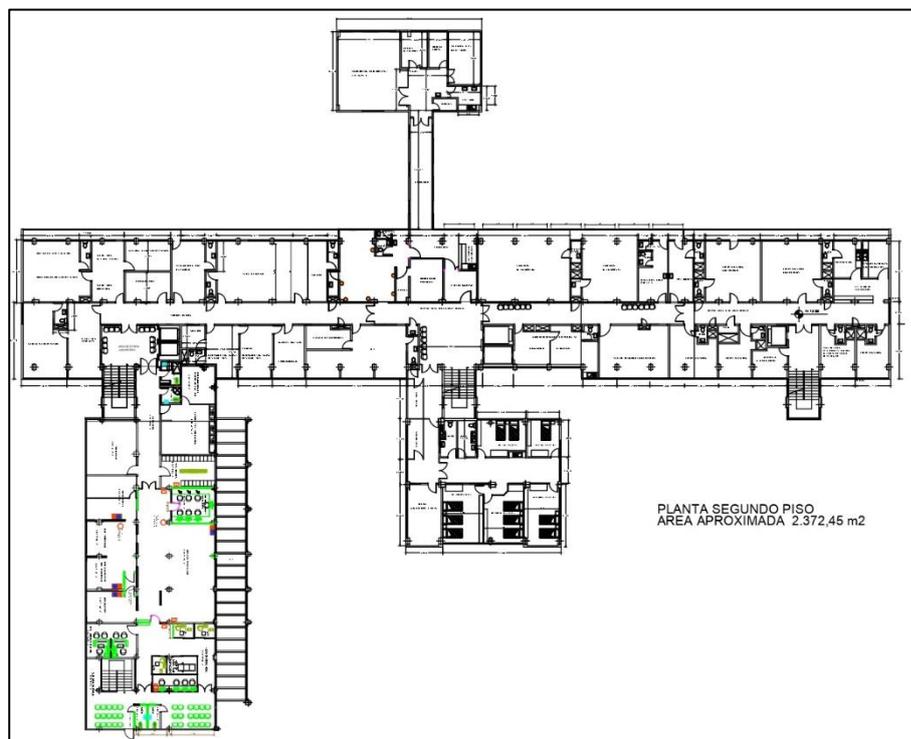


Figura 1-20 Distribución primera planta alta HVCM  
Elaboración: Autores  
Fuente: Departamento de Infraestructura del hospital VCM

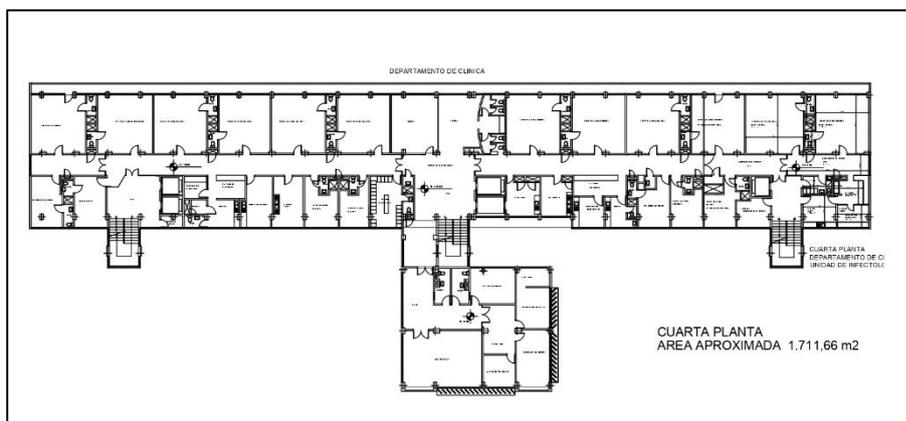


Figura 1-21 Distribución planta alta tipo HVCM

Elaboración: Autores

Fuente: Departamento de Infraestructura del hospital VCM

## 1.5 Descripción de la estructura

Según Fajardo y Vintimilla, en todo el establecimiento se encuentran 25 tipos de familias de columnas (Tabla 1-3 Detalle de armados y resistencias en columnas), un solo tipo de vigas de 0.30x0.35 m, losas alivianadas de 0.35 m y muros sótano en el subterráneo de la edificación (Vintimilla & Fajardo, 2016).

Tabla 1-3 Detalle de armados y resistencias en columnas

Dimensión		Armadura Longitudinal			Armadura Transversal		
X	Y	Diámetro	Esquinas	Cara X	Cara Y	Estribo $\phi$	Separación
60	40	22	4	6	2	14	10
35	65	22	4	2	6	14	12
50	70	22	4	4	8	14	10
35	70	22	4	2	8	14	15
65	65	22	4	6	6	14	10
65	40	22	4	6	2	14	10
35	50	20	4	2	4	12	10
40	40	20	4	2	2	10	8
60	35	22	4	6	2	12	10
40	30	16	4	2	2	10	10
30	65	22	4	2	6	14	10
45	30	22	4	4	2	14	15
60	30	22	4	6	2	14	15

30	50	16	4	2	4	12	12
50	50	18	4	4	4	12	10
50	25	16	4	6	0	10	10
40	50	18	4	4	2	10	12
35	40	20	4	2	2	10	12
35	35	16	4	2	2	10	10
20	20	16	4	0	0	10	10
110	30	22	4	16	2	16	15
35	30	16	4	2	2	10	10
30	20	16	4	2	0	12	15
25	15	12	4	0	0	10	15
45	35	16	4	4	2	12	10

Fuente: Fajardo y Vintimilla

## 1.6 Consideraciones iniciales

Existe gran complejidad en el análisis de toda la estructura del hospital regional “Vicente Corral Moscoso”, como: presencia de 25 tipos de columnas, distinta configuración estructural en planta y en elevación en los diferentes bloques de la institución, la capacidad computacional de los equipos disponibles para este proyecto de investigación y la dificultad de la programación de los modelos matemáticos.

Por estos motivos, para el presente estudio, se toman las siguientes consideraciones:

- Se analizará solo el bloque principal, ya que este es el que posee mayor área de construcción de toda la institución, y alberga la mayor cantidad de personas.
- No se considera las estructuras bajo el nivel N+0.00, por la presencia de los muros sótano, los cuales actúan como empotramiento para la superestructura.
- Por la existencia de una junta constructiva de 10 cm presente en los ejes 14 y 15 el bloque principal se divide en dos estructuras independientes.
- Para el análisis se tomarán los pórticos más desfavorables en las direcciones “X” y “Y” de cada estructura independiente del bloque principal, lo que genera dos modelos.

- Según Vintimilla y Fajardo en los nudos de los pórticos, solo el 21% de las columnas del hospital cumplen con el requerimiento mínimo de flexión en columnas como se indica en la Ecuación 1-3 (Vintimilla & Fajardo, 2016). Sin embargo, para los modelos a realizar, se asume que todas las columnas cumplen con esta condición. Por lo tanto toda la estructura estaría conformada por pórticos especiales resistentes a momentos como especifica la ACI en su capítulo 21 (ACI-318, 2008).
- Se considera la ubicación de las rótulas plásticas en las caras de los nudos de la unión viga-columna, como lo recomienda Haselton (Haselton et al., 2008). Sin embargo, para simular la plastificación generada en el empotramiento, se modelan 3 nudos en el mismo punto que actúan como un resorte con rigidez dada según se indica en el inciso 1.1.6.



Figura 1-22 Vista en planta con junta constructiva del hospital VCM

Fuente: Departamento de Infraestructura del hospital VCM

Elaboración: Autores

## 1.7 Elementos estructurales del bloque analizado

Existen dos tipos de columnas, un tipo de viga y un tipo de losa en el bloque principal como se detallan en las siguientes secciones.

### 1.7.1 Columnas

Existen columnas de 0.40x0.6 m a lo largo de los ejes A y C (Figura 1-22 Vista en planta con junta constructiva del hospital VCM) armadas como se indica en la Figura 1-23 Columna de 0.40x0.60m.

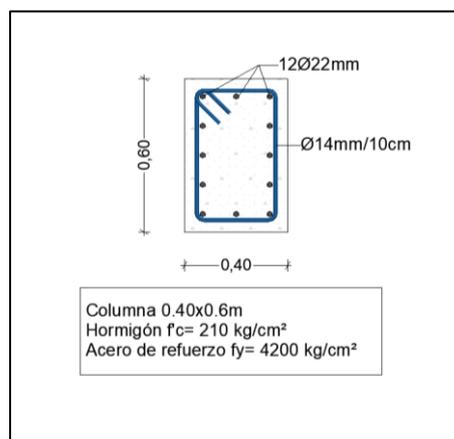


Figura 1-23 Columna de 0.40x0.60m  
Fuente: (Alvarez & Cordero, 2018)

También se presentan columnas de 0.35x0.70 m en todo el eje B (Figura 1-22 Vista en planta con junta constructiva del hospital VCM) armadas como se indica en la Figura 1-24 Columna de 0.35x0.7m.

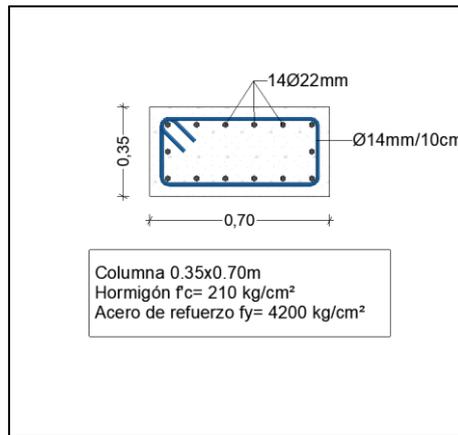


Figura 1-24 Columna de 0.35x0.7m  
 Fuente: (Alvarez & Cordero, 2018)

### 1.7.2 Vigas

Existe un solo tipo de viga para todo el bloque principal (Alvarez & Cordero, 2018), cuyas características se detallan en la Figura 1-25 Viga de 0.30x0.35m.

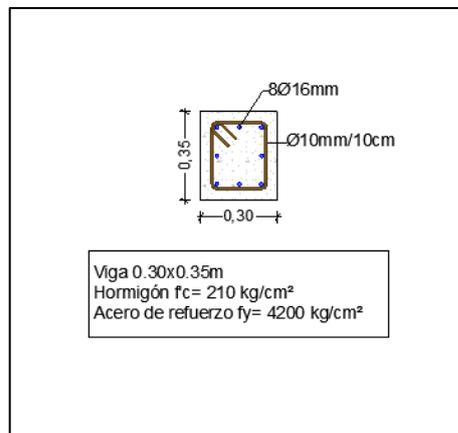


Figura 1-25 Viga de 0.30x0.35m  
 Fuente: (Alvarez & Cordero, 2018)

### 1.7.3 Losa

Se presenta una losa de 35 cm de peralte. Al ser una modelación en dos dimensiones, no se considera la rigidez aportado por esta, por tanto, no se requiere conocer su refuerzo, solo la masa que aporta al modelo en dos dimensiones.

## CAPÍTULO II

### 2 MODELACIÓN Y CALIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA HOSPITALARIA EN 2D ANALIZANDO RÓTULAS PLÁSTICAS MEDIANTE EL SOFTWARE DE CÓDIGO ABIERTO ‘OPENSEES’, ANALIZANDO LAS CARGAS CONTEMPLADAS EN LA NEC-15

#### 2.1 Geometría

Para realizar la modelación en el software ‘OpenSees’, se consideran 2 pórticos como se mencionó en el inciso 1.6 (Consideraciones iniciales). Los pórticos para la dirección en ‘X’ son los que se encuentran en el eje B y están separados por la junta constructiva presente en el eje 14 (Figura 1-22 Vista en planta con junta constructiva del hospital VCM), es decir desde la columna B1 a la B14 y el segundo pórtico desde la columna B15 a B27. Para los modelos se analiza solo el primer pórtico (eje 1- eje 14)

De la misma manera, para los pórticos en la dirección ‘Y’ se analiza el pórtico más desfavorable el cual se encuentra en el eje 16 como se indica a continuación.

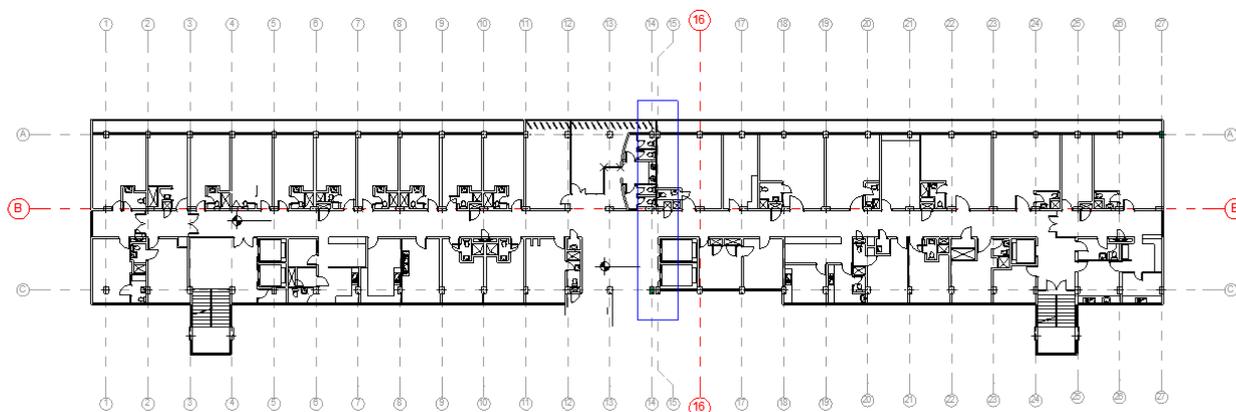


Figura 2-1 Pórticos a modelar y junta constructiva Hospital VCM

Fuente: Departamento de Infraestructura del hospital VCM

Elaboración: Autores

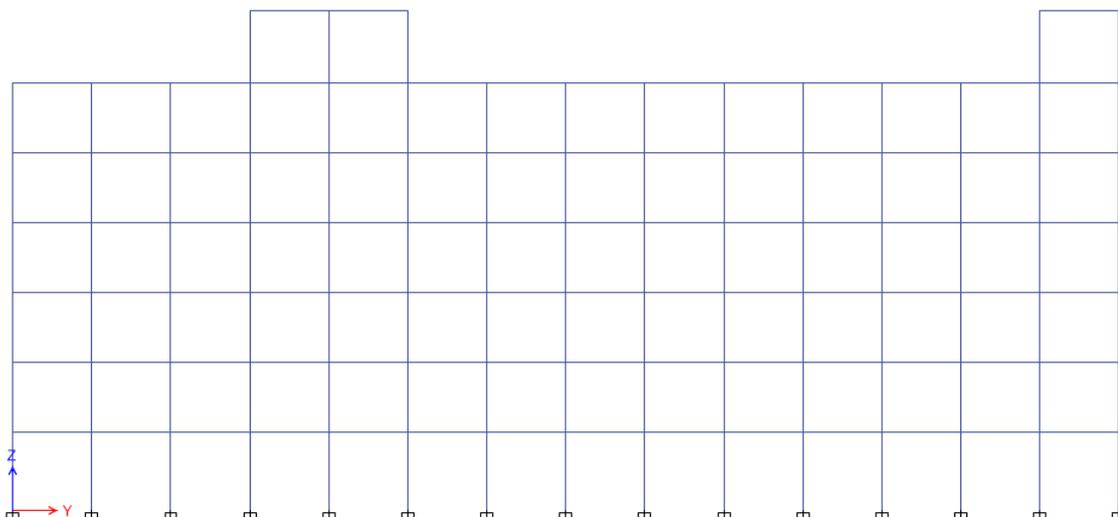


Figura 2-2 Pórticos en la dirección "X"  
Elaboración: Autores

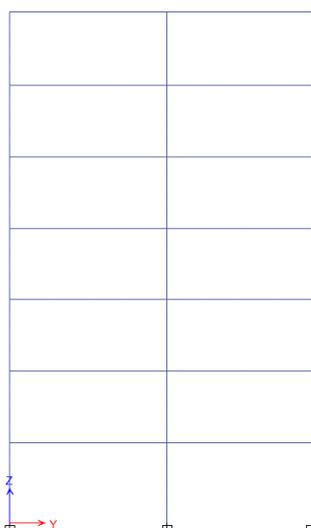


Figura 2-3 Pórticos en la dirección "Y"  
Elaboración: Autores

Los pórticos considerados son los más desfavorables, ya que están sometidos a mayor carga como se indica en el inciso 2.2 (Cargas).

## 2.2 Cargas

Para la modelación de los pórticos equivalentes de la estructura analizada, se consideran las cargas (permanentes y variables) como lo estipula la Norma ecuatoriana de la construcción vigente (NEC-SE-CG, 2015).

### 2.2.1 Cargas permanentes o muertas

Las cargas muertas (D) consideradas son: el peso propio de la estructura, acabados e instalaciones; es decir, todas las cargas que estarán presentes a lo largo de la vida útil de la entidad hospitalaria. Estas cargas son las especificadas en la NEC-15 como se indica en la Tabla 2-1 Carga Permanente o Muerta.

Tabla 2-1 Carga Permanente o Muerta

<b>Carga Permanente o Muerta</b>	
<b>Descripción</b>	<b>Carga uniforme (Ton/m<sup>2</sup>)</b>
Cubierta	0,05
Pisos de cerámica	0,05
Losa	0,35
Paredes	0,018
<b>Total (D)</b>	<b>0,468</b>

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

Elaboración: Autores

### 2.2.2 Cargas variables o vivas

Estas cargas no permanentes se consideran de acuerdo con el uso u ocupación que se da en las diferentes áreas de la institución. Las cargas vivas que indica la NEC-15 para hospitales son las que están en la Tabla 2-2 Carga Variable o Viva.

Tabla 2-2 Carga Variable o Viva

<b>Carga Variable o Viva</b>	
<b>Ocupación o Uso</b>	<b>Carga uniforme (Ton/m<sup>2</sup>)</b>
Bodegas de almacenamiento liviano	0,6
Bodegas de almacenamiento pesado	1,2
Corredores Planta Baja	0,48
Corredores en pisos superiores a la Planta Baja	0,4
Habitaciones	0,2

Laboratorios	0,29
Oficinas	0,24
Salida de Emergencia	0,48
Sala de pacientes	0,2
Sala de quirófanos	0,29
Terrazas peatonales	0,48

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)  
 Elaboración: Autores

En este estudio se analiza una situación de emergencia ante un evento sísmico; motivo por el cuál, todas las áreas se toman como zona de circulación. Por lo tanto, se considera una carga viva de 0,4 Ton/m<sup>2</sup>.

A continuación, se muestra cómo se consideraron las áreas tributarias para los pórticos en las direcciones “X” y “Y”:

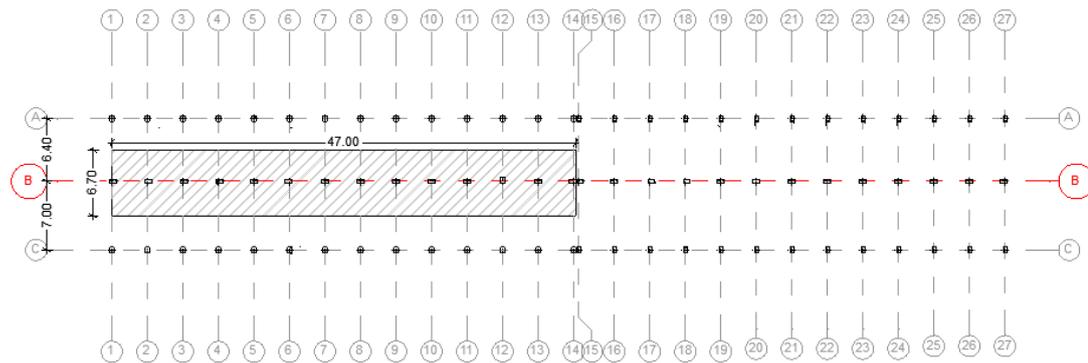


Figura 2-4 Área tributaria para los pórticos en el eje “B”  
 Elaboración: Autores

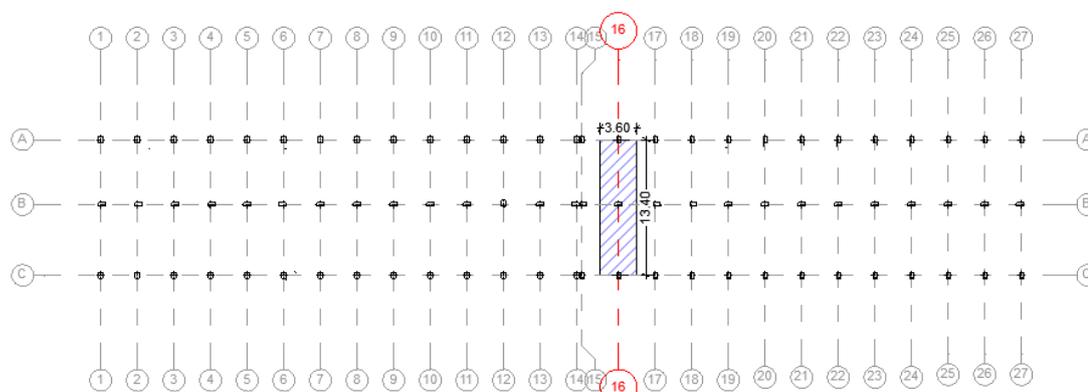


Figura 2-5 Área tributaria para los pórticos en el eje “5” y “16”  
 Elaboración: Autores

## 2.2.3 Cargas accidentales

### 2.2.3.1 Cargas sísmicas

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente el Ecuador posee seis zonas sísmicas, a cada una le corresponde un factor de zona Z (la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad) como se indica a continuación:

Tabla 2-3 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	>0,50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autores

La zonificación sísmica que presenta esta tabla corresponde al estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años). De acuerdo con la NEC-15 la ciudad de Cuenca es zona II, y es una zona de peligro sísmico alto.

Para determinar el valor del factor Z para un 2% de excedencia en 50 años (período de retorno 2500 años) en la Figura 2-6 Curva de peligro sísmico para la ciudad de Cuenca se traza una horizontal desde el valor de 0,004 en el eje de las ordenadas (tasa anual de excedencia), hasta la curva PGA (aceleración sísmica en el terreno) como se muestra a continuación:

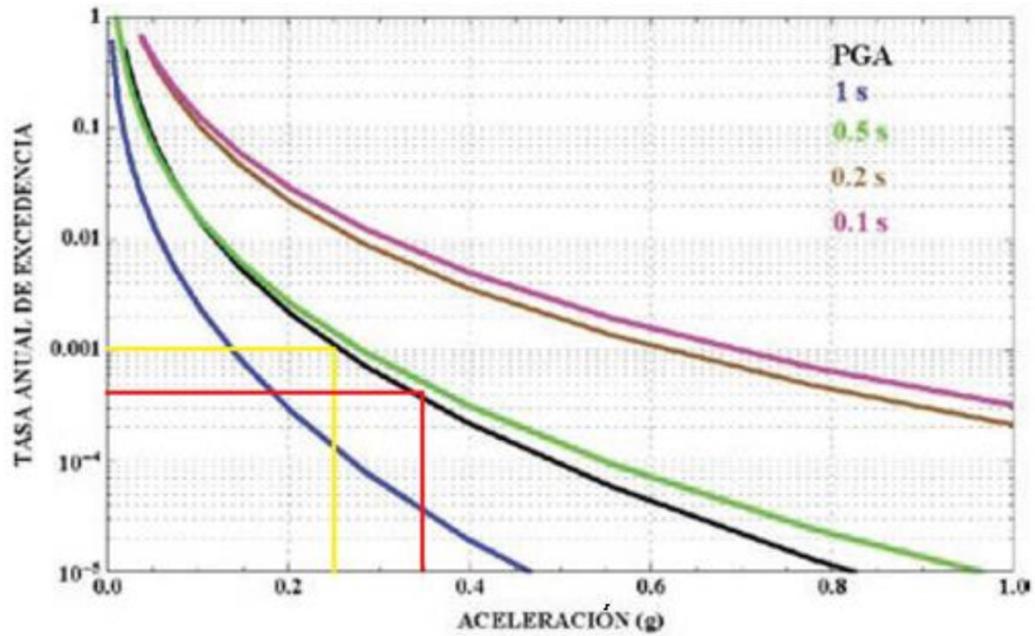


Figura 2-6 Curva de peligro sísmico para la ciudad de Cuenca  
Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Entonces se obtiene que para un período de retorno de 2500 años el valor del factor  $Z$  es de 0,35 (g).

### 2.3 Combinaciones de carga

En el presente proyecto se utilizará la combinación de cargas que establece la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA), como se indica en la Ecuación 2-1 (Combinación de carga para un análisis dinámico no lineal).

$$W = 1.00D + 0.25L$$

Ecuación 2-1 Combinación de carga para un análisis dinámico no lineal  
Fuente: (FEMA P695, 2009)

Donde:

$W$ = carga sísmica reactiva [Ton]

$D$ = carga muerta puntual [Ton]

$L$ = carga viva puntual [Ton]

Todas las cargas muertas y vivas que se expresan en masa por unidad de volumen o área serán trasladadas a cargas distribuidas aplicadas en las vigas de cada pórtico equivalente como se expresa en la Figura 2-2 Pórticos en la dirección "X", Figura 2-3 Pórticos en la dirección "Y". El resumen de cargas aplicada se expresa en el siguiente cuadro:

Tabla 2-4 Cuadro de Cargas por nivel

<b>Cuadro de Cargas</b>			
<b>Niveles</b>	<b>D</b> (Ton)	<b>L</b> (Ton)	<b>W</b> (Ton)
N+3,60 a N+19,60	11,29	9,65	14,27
N + 22,90	9,65	1,69	10,56

Elaboración: Autores

## 2.4 Espectro de diseño

La NEC-15 estipula que el espectro de diseño se elabora con las condiciones: geológicas, sismológicas, tectónicas y del tipo de suelo de acuerdo con el lugar de emplazamiento de la edificación. Este es de tipo elástico y se usa para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

El espectro debe representar los movimientos del terreno que se registraron durante sismos pasados; si en este sitio no existieron sismos se debe usar registros de lugares con características y condiciones similares (Chopra, 2014).

Para crear los espectros de diseño para 2500 años de retorno se debe considerar los siguientes puntos.

### 2.4.1 Características geológicas

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción se clasifica el suelo en seis tipos: A, B, C, D, E Y F; para clasificar los cinco primeros tipos se usa los 30 m superiores del perfil, pero para el último se utilizan otros criterios y no debe limitarse a los 30 m (cuando los perfiles tienen espesor de suelo significativo).

Un ensayo SPT (Standard Penetration Test) realizado por los ingenieros Vintimilla & Fajardo clasifico el suelo donde está emplazado el hospital regional “Vicente Corral Moscoso” como suelo tipo C; sus características se indican a continuación:

Tabla 2-5 Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$76 \text{ m/s} > V_s \geq 36 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autores

#### 2.4.2 Coeficientes de perfil de suelo: Fa, Fd y Fs.

Según las condiciones de emplazamiento, tipo de suelo, PGA y zona sísmica se han considerado los factores de las siguientes tablas:

Tabla 2-6 Coeficiente de ampliación de suelo en la zona de período corto (Fa)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	I		I
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	$\geq 0,50$
A	0,9	0,9	0,90	0,9	0,90	0,9
B	1	1	1,00	1	1,00	1
C	1,4	1,3	1,25	1,23	1,20	1,18
D	1,6	1,4	1,30	1,25	1,20	1,12
E	1,8	1,4	1,25	1,1	1,00	0,85
F	Véase sección 10.5.4 (NEC 15)					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autores

Tabla 2-7 Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	I		I
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,50
A	0,9	0,9	0,90	0,9	0,90	0,9
B	1	1	1,00	1	1,00	1
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,1	1,75	1,70	1,65	1,60	1,5
F	Véase sección 10.6.4 (NEC 15)					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autores

Tabla 2-8 Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (Fs.)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	I		I
	0,15	0,25	0,3	0,35	0,4	≥0,50
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,4
E	1,5	1,6	1,70	1,8	1,90	2
F	Véase sección 10.6.4 (NEC 15)					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autores

De acuerdo con las tablas presentadas, los factores elegidos para la ciudad de Cuenca y el sitio de emplazamiento del hospital VCM son los siguientes:

Fa: 1.23

Fd: 1.15

Fs.: 1.06

### 2.4.3 Parámetros de reducción del espectro de diseño

Existen varios factores establecidos por la NEC-15 que permiten escalar la magnitud del espectro sísmico de acuerdo con la importancia de la estructura a analizar. Estos parámetros vienen definidos por el servicio que brinda la estructura, su ubicación y el tipo de análisis a realizar (lineal o no lineal). Los factores elegidos se presentan en las tablas a continuación:

Tabla 2-9 Parámetros de reducción del espectro

Factor	Descripción
$\eta$	Razón entre la aceleración espectral $S_a$ ( $T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado $n=2,48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
$r$	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto $r=1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E $r=1,5$ para tipo de suelo E
R	Factor de reducción de resistencia sísmica $R=8$ para pórticos especiales sísmos resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. $R=1$ para realizar análisis inelástico, no se reduce la resistencia sísmica.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autores

En este proyecto, al realizarse un análisis inelástico se utilizará un factor de reducción sísmica ( $R$ ) igual a 1, como se expresa en la Tabla 2-9 Parámetros de reducción del espectro.

Tabla 2-10 Factor de importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destinos e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control a reo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autores

Una vez definidos todos los parámetros que establece la NEC-15 como se indica en la Tabla 2-11 Resumen Factores utilizados para el espectro de diseño), se procede a realizar el espectro de diseño para un sismo catalogado como “muy raro” con un periodo de retorno de 2500 años.

Tabla 2-11 Resumen Factores utilizados para el espectro de diseño

<b>Resumen Factores</b>	
Z	0,35
Fa	1,23
Fd	1,15
Fs	1,06
R	1
r	1
$\eta$	2,48
I	1,5

Elaboración: Autores

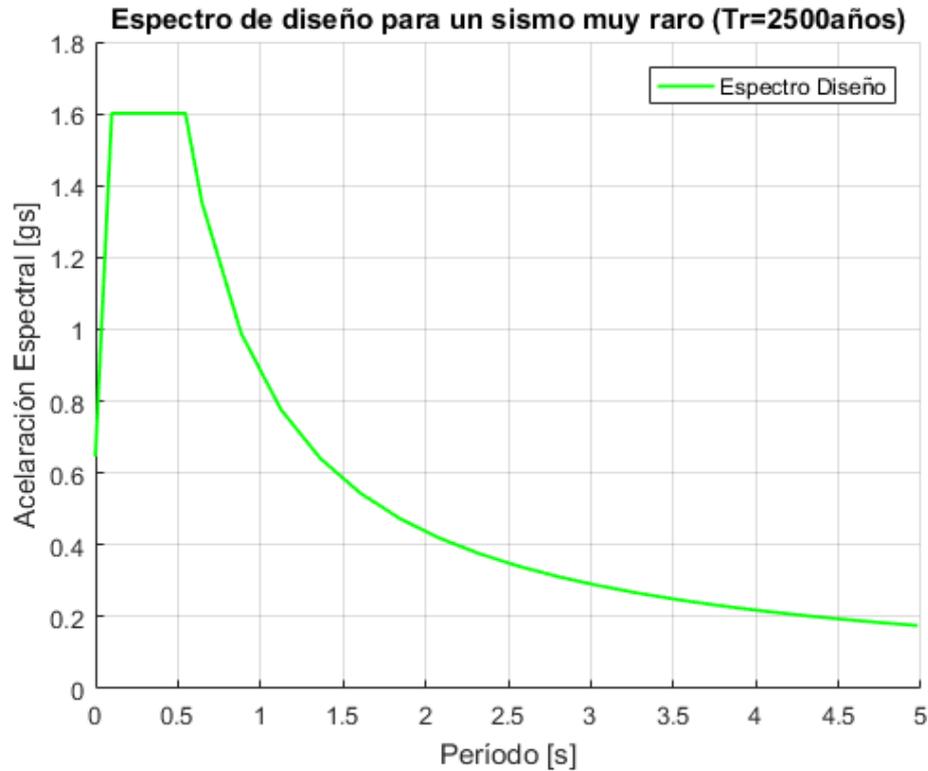


Figura 2-7 Espectro de Diseño para un sismo muy raro  
Elaboración: Autores

## 2.5 Metodología de modelación

Para empezar el modelo se deben definir las secciones y materiales con los que se va a trabajar. Para el proyecto presenta se han tomado los valores del trabajo de investigación de Crespo (Crespo & Flores, 2018). Dentro de estos parámetros se encuentran área, inercia, elasticidad, etc. Sin embargo, para modelar los materiales inelásticos es necesaria tomar otros parámetros como se indica en el inciso 2.6 (Calibración del modelo matemático).

Para el pie de columna se asignan 3 nodos representando la rótula plástica generada. En la unión viga-columna se modelan 5 nodos, los cuatro alrededor del nudo que indican los elementos con propiedades inelásticas y el nodo central que representa el panel de cortante.

Todos los elementos poseen su nomenclatura de tal manera que esta indique su tipo y ubicación. La etiqueta está establecida por 5 dígitos, teniendo la composición mostrada Tipo + Eje + Altura y en caso excepcional los nodos un dígito extra que indica la posición respectiva frente a rótula modelada en los nudos como se indica en la tabla siguiente. De esta manera un nodo etiquetado como 10255 me indicaría que es un nodo del segundo eje del nivel 5 que se encuentra en el centro de la rótula.

Tabla 2-12 ID según el tipo de elemento

Tipo	ID
Nodo	1
Viga	2
Columna 0.35x0.70	3
Columna 0.4x0.6	4
Rótula en pie de columna	5
Rótula en nudo	6

Elaboración: Autores

## 2.6 Calibración del modelo matemático

Como parte del proceso de modelación de los materiales, al incurrir en el rango inelástico existen varios factores que se deben considerar. Al usar el modelo de deterioro de Ibarra Medina Krawinkler se definieron los siguientes parámetros:

Tabla 2-13 Parámetros de ingreso IMK

Parámetros Peak Oriented	
Ke	Rigidez Elástica
as_Plus	Relación de endurecimiento/deformación (positivo)
as_Neg	Relación de endurecimiento/deformación (negativo)
My_Plus	Momento de fluencia (positivo)
My_Neg	Momento de fluencia (negativo)
lamda_S	Parámetro de deterioro de fuerza
lamda_C	Parámetro de deterioro de fuerza de la rotación postcapping
lamda_A	Deterioro cíclico para rigidez deteriorada en recarga
lamda_K	Deterioro cíclico para rigidez deteriorada en descarga

c_S	Ratio deterioro de fuerza
c_C	Ratio deterioro de fuerza postcapping
c_A	Ratio de deterioro en la recarga
c_K	Ratio deterioro de rigidez de descarga
theta_p_Plus	Capacidad de rotación plástica (positivo)
theta_p_Neg	Capacidad de rotación plástica (negativa)
theta_pc_Plus	Predicción de la capacidad de rotación limite (positivo)
theta_pc_Neg	Predicción de la capacidad de rotación limite (negativo)
res_Pos	Ratio fuerza residual en carga (positive)
res_Neg	Ratio fuerza residual en carga (negativo)
theta_u_Plus	Rotación ultima (positivo)
theta_u_Neg	Rotación ultima (negativo)
D_Plus	Deterioro cilicio en carga (positive)
D_Neg	Deterioro cilicio en carga (positive)

Fuente: OpenSees Wiki

### Rigidez inicial $K_e$

$$\frac{EI_{stf40}}{EI_g} = 0.17 + 1.61 \left[ \frac{P}{A_g f' c} \right]$$

Ecuación 2-2 Rigidez Inicial

Fuente: (Karaaslan, 2015)

**Momento de fluencia My**

$$\frac{My}{bd^3} = \varphi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( \frac{1 + \delta_1}{2} - \frac{\xi_y}{3} \right) + E_s \frac{(1 - \delta_y)}{2} \left[ \rho_1 (1 - \xi_y) \rho_2 (\xi_y - \delta_1) + \frac{\rho_v}{6} (1 - \delta_1) \right] \right\}$$

Ecuación 2-3 Rigidez Inicial

Fuente: (Karaaslan, 2015)

**Relación endurecimiento – deformación (as)**

$$as = \frac{M_c/M_y}{\theta p/Ke}$$

Ecuación 2-4 Relación endurecimiento-deformación

Fuente: (Karaaslan, 2015)

Donde:

$$M_c/M_y: \text{rigidez antes del endurecimiento} = 1.25 (0.89)^v (0.91)^{0.01 f'c}$$

**Predicción de la capacidad de rotación límite ( $\theta pc$ )**

$$\theta pc = 0.76 * 0.031^v * (0.02 + (40 * psh)^{1.02})$$

Ecuación 2-5 Predicción de la capacidad de rotación límite

Fuente: (Karaaslan, 2015)

**Capacidad de rotación plástica ( $\theta p$ ).**

$$\theta p = 0.13 * (1 + 0.55 * asl) * (0.13^v) * (0.02 + 40 * psh)^{0.65} * (0.57)^{0.01 * f'c}$$

Ecuación 2-6 Capacidad de rotación plástica

Fuente: (Haselton, 2015)

### **Parámetros de deterioro ( $\lambda$ y $c$ )**

Se asume un valor de 1 para tener deterioro completo

### **Relación de resistencia residual**

La relación de resistencia residual se determina a través de la siguiente expresión

$$k = Fr/Fy$$

Ecuación 2-7 Relación de resistencia residual  
Fuente: (Karaaslan, 2015)

Estos parámetros para nuestro caso aplicado se ven reflejados en la Tabla 2-14 Características elementos viga-columna).

Estas formulaciones se automatizaron a través de códigos como se indica en el anexo 3.



## 2.7 Análisis modal espectral

Se define como análisis modal espectral, a un componente de todo tipo de análisis dinámico. Este se basa en analizar a la estructura sin amortiguamiento para determinar su tendencia a la vibración libre. Con esto se puede determinar el periodo, modos de vibración y la frecuencia de la estructura (Chopra, 2014). Este consiste en resolver la ecuación fundamental de la dinámica ignorado el amortiguamiento y en ausencia de fuerzas externas como se indica en la siguiente ecuación:

$$m * \ddot{u} + k * u = 0$$

Ecuación 2-8 Respuesta dinámica sin amortiguamiento

En este caso de estudio, se procede al análisis modal de los dos pórticos establecidos en el inciso 2.1( Geometría). Cada uno de estos tendrá parámetros distintos e indispensables para continuar con el análisis dinámico no lineal. Para este análisis, se usa el software de código abierto “OpenSees” con los códigos indicados en los anexos.

Tabla 2-15 Periodos y Frecuencias del pórtico A dirección x.

<b>Bloque A dirección "X"</b>		
<b>Modo de Vibración</b>	<b>Frecuencia (rad/seg)</b>	<b>Período (Seg)</b>
<b>Modo 1</b>	4.3008	1.4609
<b>Modo 2</b>	13.0514	0.4814
<b>Modo 3</b>	20.6871	0.3037
<b>Modo 4</b>	21.4709	0.2926

Elaboración: Autores

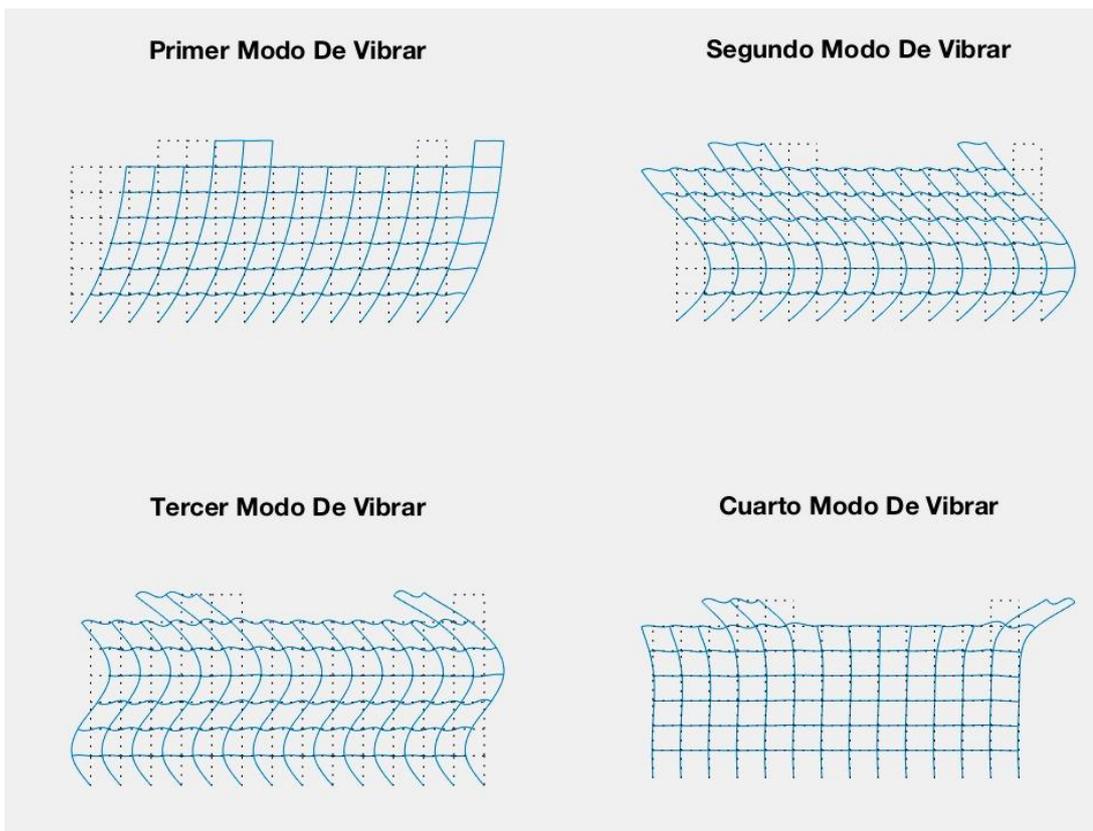


Figura 2-8 Modos de Vibrar Dirección X  
Elaboración: Autores

Tabla 2-16 Periodos y Frecuencias del pórtico A dirección y.

<b>Bloque A dirección "Y"</b>		
<b>Modo de Vibración</b>	<b>Frecuencia (rad/seg)</b>	<b>Período (Seg)</b>
<b>Modo 1</b>	2.3508	2.6727
<b>Modo 2</b>	8.3034	0.7567
<b>Modo 3</b>	17.6057	0.3568
<b>Modo 4</b>	30.3387	0.2071

Elaboración: Autores

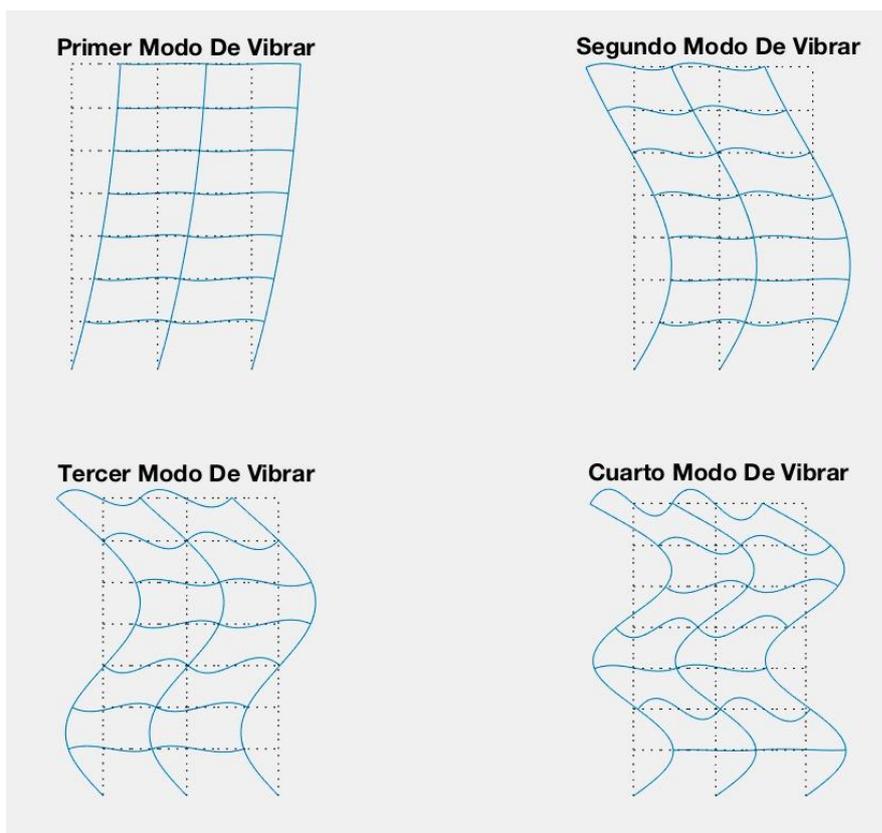


Figura 2-9 Modos de Vibrar Dirección Y  
Elaboración: Autores

Para validar el modelo de OpenSees, se realizaron los dos pórticos en el programa ETABS sin modelar las rótulas plásticas. Con estos se realizó el análisis modal, arrojando diferencias despreciables con sus análogos de OpenSees como se indican en la tabla Tabla 2-17 Periodo de vibración según el software utilizado).

Tabla 2-17 Periodo de vibración según el software utilizado

Periodos según Software utilizado				
Modo	Pórtico X		Pórtico Y	
	OpenSees	ETABS	OpenSees	ETABS
1	1.4609	1.4860	2.6727	2.7100
2	0.4814	0.4480	0.7567	0.7940
3	0.3037	0.2570	0.3568	0.3940
4	0.2926	0.2450	0.2071	0.2330

Elaboración: Autores

## 2.8 Análisis estático no lineal incremental (Pushover)

Como premisa para realizar el análisis dinámico no lineal (tiempo-historia) es requerido conocer la deformación en la cual la estructura se convierte en un

mecanismo y deja de resistir cargas laterales. Para realizar el pushover se procede a calcular las cargas laterales actuantes sobre el pórtico como se menciona en la Ecuación 1-2 Ecuación de la fuerza lateral para el pushover). Este proceso se ha automatizado mediante códigos considerando íntegramente modos y masas.

Para los modelos analizados en el presente proyecto, se han definidos nodos de control en el último piso de cada pórtico, con el fin de analizar deformaciones y derivas.

### 2.8.1 Deriva (Drift)

Se define como deriva de piso a la deformación relativa, la cual se calcula como el cociente de la diferencia entre la deformación de los nodos de control en pisos continuos para la altura del entrepiso. El valor de la deriva máxima viene establecido por normativas. La NEC-15 (NEC-SE-DS, 2015) establece un límite máximo de 2% para estructuras de hormigón armado.

### 2.8.2 Cortante basal de diseño

Se define como cortante basal de diseño a la fuerza total generada por cargas laterales en la base de la estructura. La normativa vigente establece su metodología para este valor en función del periodo de retorno del sismo a utilizar con la ecuación que se presenta a continuación:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \Phi_P * \Phi_E} * W$$

Ecuación 2-9 Cortante basal de diseño  
Fuente: NEC-15

En donde V es el cortante basal de diseño, I es el coeficiente de importancia, Sa la aceleración espectral para el periodo de la estructura, R el factor de reducción espectral,  $\Phi$  el coeficiente de irregularidad en planta y en elevación, W la carga sísmica reactiva.

A partir del modelo realizado y con los parámetros de ingreso mencionados se obtuvieron los siguientes resultados:

### Pushover - Pórtico dirección X

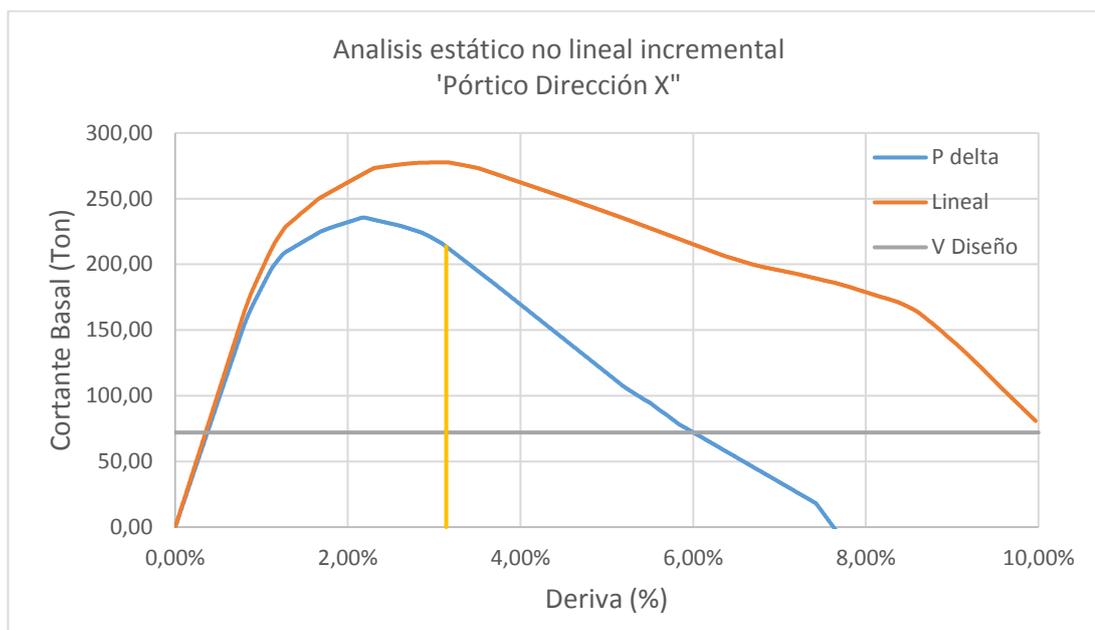


Figura 2-10 Pushover pórtico dirección X

Elaboración: Autores

Tabla 2-18 Factores cortante basal pórtico dirección X

Factor	Valor	U
Ta	1.4609	s
Sa	0.40	g
$\Phi_p$	1	-
$\Phi_E$	1	-
I	1.5	-
R	8	-
W	9600178	N
V	72.00	Ton

Elaboración: Autores

Con el pushover generado del pórtico, se observa que el cortante máximo que alcanza la estructura es de 235.64 Ton con una deriva de piso del 3.14%. Luego de este punto, existe un decaimiento considerable de la rigidez, lo que representa la incapacidad de la estructura de seguir soportando carga lateral indicando el colapso de la estructura. Se debe notar la importancia de los efectos P-Delta, ya que en la ausencia de estos se sobreestima la capacidad de la estructura. Esta deriva de colapso nos permitirá conocer el instante de falla al ser sometido ante una carga dinámica.

### Pushover - Pórtico dirección Y

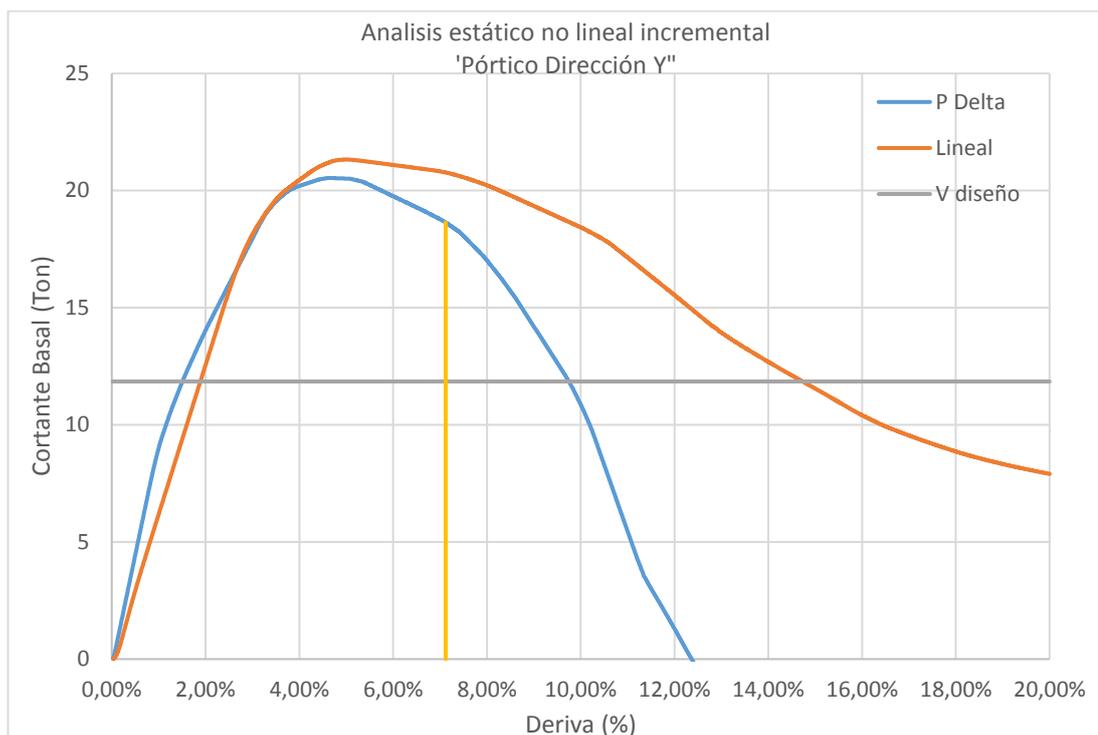


Figura 2-11 Pushover pórtico dirección Y

Elaboración: Autores

Tabla 2-19 Factores cortante basal pórtico dirección X

Factor	Valor	U
Ta	2.6727	s
I	1.5	-
Sa	0.4	g
R	8	-
$\Phi p$	1	-
$\Phi E$	1	-
W	1580340	N
V	11.85	Ton

Elaboración: Autores

Con el pushover generado del pórtico, se observa que el cortante máximo que alcanza la estructura es de 20.54 Ton con una deriva de piso máxima del 7.12%. Luego de este punto, existe un decaimiento considerable de la rigidez, lo que representa la incapacidad de la estructura de seguir soportando carga lateral indicando el colapso de la estructura. Se debe notar la importancia de los efectos P-Delta, ya que en la ausencia de estos se sobreestima la capacidad de la estructura. Esta deriva de colapso nos permitirá conocer el instante de falla al ser sometido a una carga dinámica.

## **2.9 Análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia**

El análisis dinámico no lineal permite analizar la respuesta de la estructura frente a movimientos sísmicos. La ASCE-7 recomienda 11 sismos como mínimo para un análisis de este tipo. Sin embargo, al ser este proyecto parte de una cadena de investigación se utilizarán los 3 registros sísmicos de proyectos previos (Palomino & Quezada, 2017) y (Crespo & Flores, 2018) como se indican en el anexo 2. Como pauta principal para comenzar el análisis, se deben escalar los sismos mencionados como se indica a continuación.

### **2.9.1 Escalamiento de sismos**

Para realizar un análisis dinámico no lineal, el ASCE-7 recomienda realizar un escalamiento de sismos con el fin de magnificar un espectro de respuesta acorde a un periodo de retorno establecido para la estructura. Para realizar el escalamiento, se requiere mínimo 11 registros históricos que sean similares en cuanto a magnitud, profundidad y origen (ASCE-7, 2016). Sin embargo, al ser la presente investigación parte de la línea de “Hospitales Seguros UDA”, se realiza el escalamiento con los mismos 3 sismos estudiados en las investigaciones previas.

Consecuentemente, se requieren calcular varios factores que nos permitirán calibrar el sismo en función del periodo fundamental de la estructura y el espectro de diseño como se indica en los siguientes puntos.

### **2.9.2 Periodo Fundamental Escalado (FPS)**

En este primer paso, se analiza un espectro de diseño para un periodo de retorno establecido frente a los espectros de respuesta de cada uno de los sismos analizados. Se pretende que la aceleración espectral para el periodo fundamental ( $T$ ) de la estructura en cada espectro de respuesta ( $S_a$ ) sea igual al espectro de aceleración para el máximo sismo probable ( $S_a$  MCE). Para obtener esta primera amplificación se procede a mayorar todas las ordenadas del espectro para el  $S_a$  MCE en función de  $T$  mayor (Charney, 2005).

$$FPS = \frac{Sa\ MCE\ (T)}{Sa\ i\ (T)}$$

Ecuación 2-10 Período Fundamental Escalado (FPS)

### 2.9.3 Suite Scale Factor (SS)

Este factor busca mantener al sismo magnificado con aceleraciones mayores a las Sa MCE en un rango de periodos de 0.2 T a 1.5 T. Para obtener este factor se mayoran todos los espectros de los sismos a utilizar por sus respectivos factores FPS, se promedian y se analizan junto al Sa MCE. Se procede a determinar cuál es el valor de aceleración espectral, del promedio de sismos mayorados, que tenga el valor menor, esta aceleración mínima corresponde a un periodo establecido al cual se le llamara T mayor. Finalmente se divide la Sa MCE en función del T mayor para el Sa del promedio de los sismos mayorados por el FPS en función del T mayor (Charney, 2005).

$$SS = \frac{Sa\ MCE\ (T\ mayor)}{\overline{X}\ Sa\ i * FPS\ i\ (T\ mayor)}$$

Ecuación 2-11 Suite Scale Factor (SS)

### 2.9.4 Factor de Escala Combinado (CS)

Una vez determinados los factores FPS para cada sismo, y el factor global SS, se procede a multiplicar SS por FPS (en cada sismo) por sus respectivas aceleraciones espectrales. De estos productos se realiza una media aritmética lo que nos arroja el sismo magnificado de acuerdo con nuestras condiciones establecidas mayor (Charney, 2005).

$$CS = SS * FPS\ i$$

Ecuación 2-12 Factor de Escala combinado (CS)

$$Sismo\ Escalado = \overline{X}\ CS\ i * Sa\ i$$

Ecuación 2-13 Ecuación de Escalamiento de Sismos

A continuación, se ilustran los sismos escalados de los pórticos a analizar.

- **Bloque A dirección X**

Tabla 2-20 Datos Iniciales bloque A dirección X

Datos bloque A dirección "X"			
Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Periodo de la estructura	T	1.46	Seg
Periodo limite inicial	0.2T	0.29	Seg
Periodo limite final	1.5T	2.19	Seg
Factor de reducción sísmica	F	1	-

Elaboración: Autores

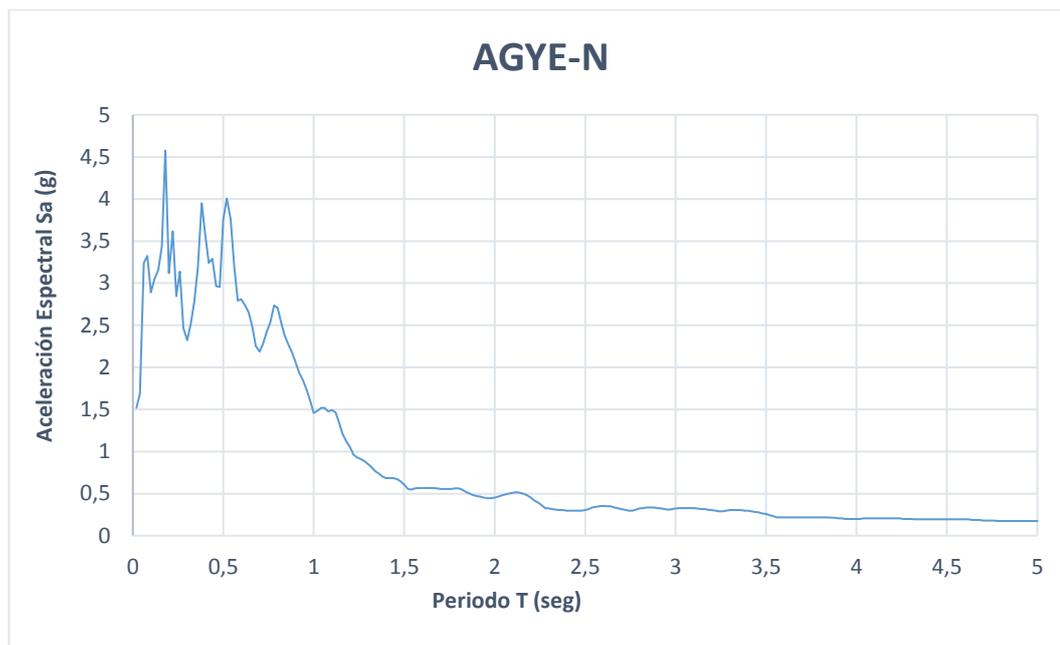


Figura 2-12 Sismo AGYE-N escalado dirección X

Elaboración: Autores

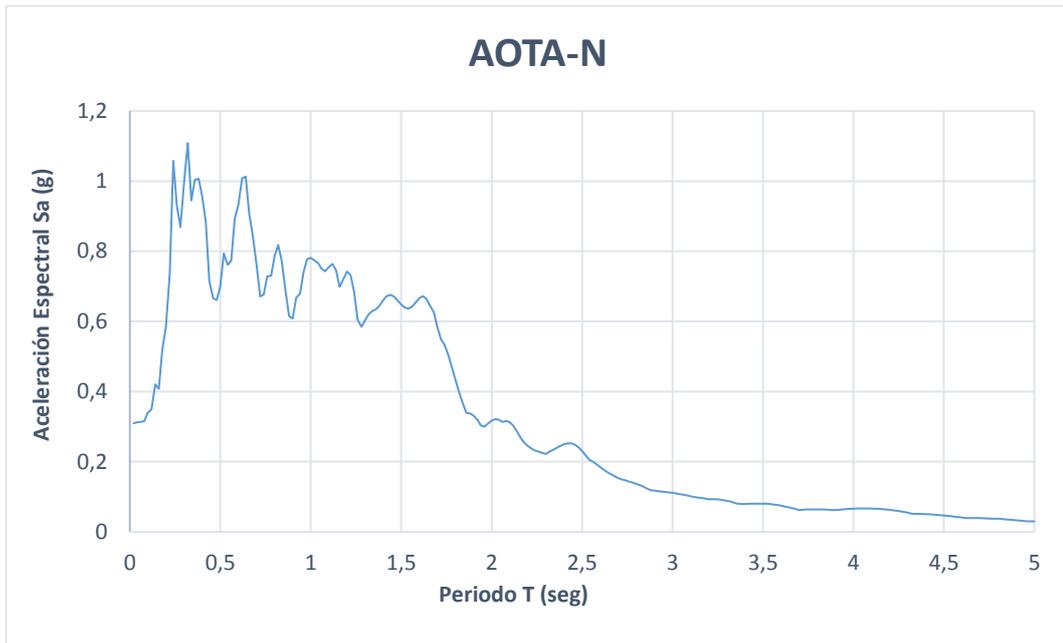


Figura 2-13 Sismo AOTA-N escalado dirección X  
Elaboración: Autores

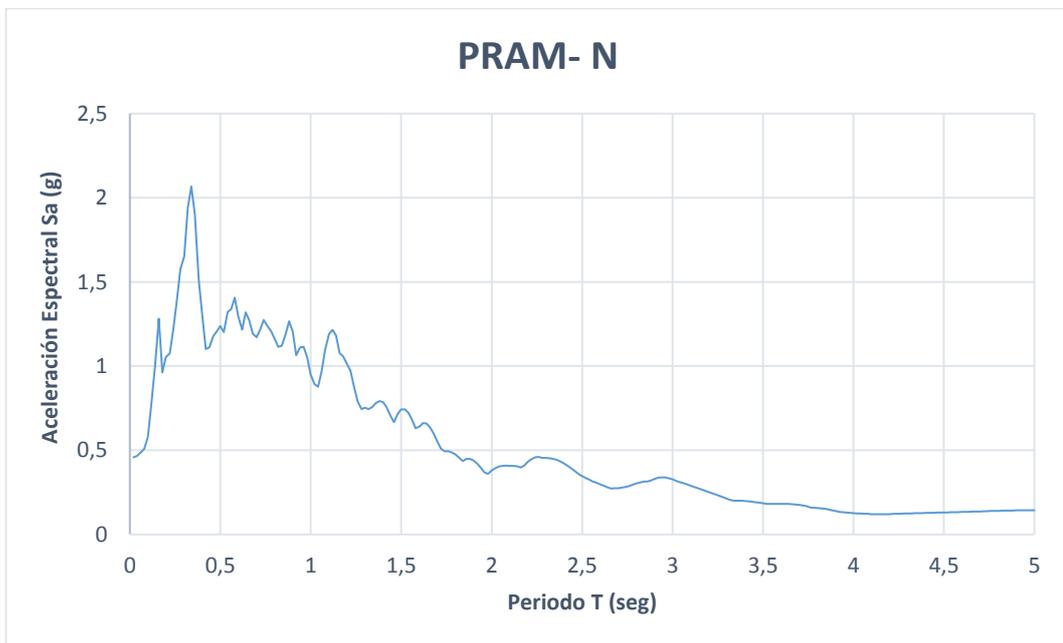


Figura 2-14 Sismo PRAM-N escalado dirección X  
Elaboración: Autores

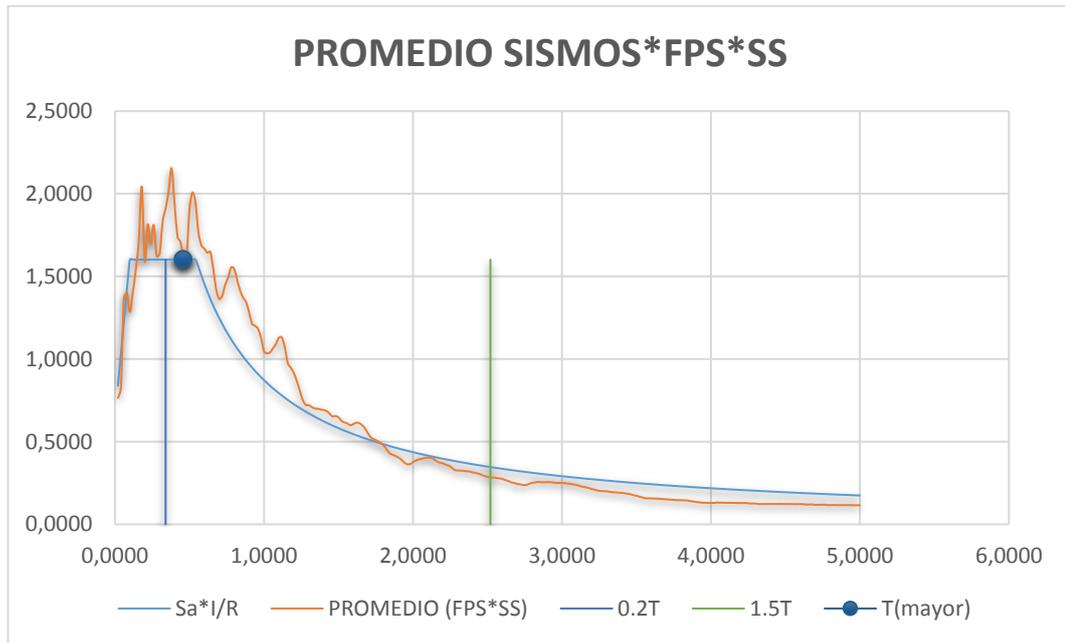


Figura 2-15 Sismo escalado dirección X  
Elaboración: Autores

- **Bloque A dirección Y**

Tabla 2-21 Factores de Escalamiento bloque A dirección Y

<b>Datos bloque A dirección "Y"</b>			
<b>Descripción</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
<b>Periodo de la estructura</b>	<b>T</b>	2.67	Seg
<b>Periodo limite inicial</b>	<b>0.2T</b>	0.53	Seg
<b>Periodo limite final</b>	<b>1.5T</b>	4.01	Seg
<b>Factor de reducción sísmica</b>	<b>F</b>	1	-

Elaboración: Autores

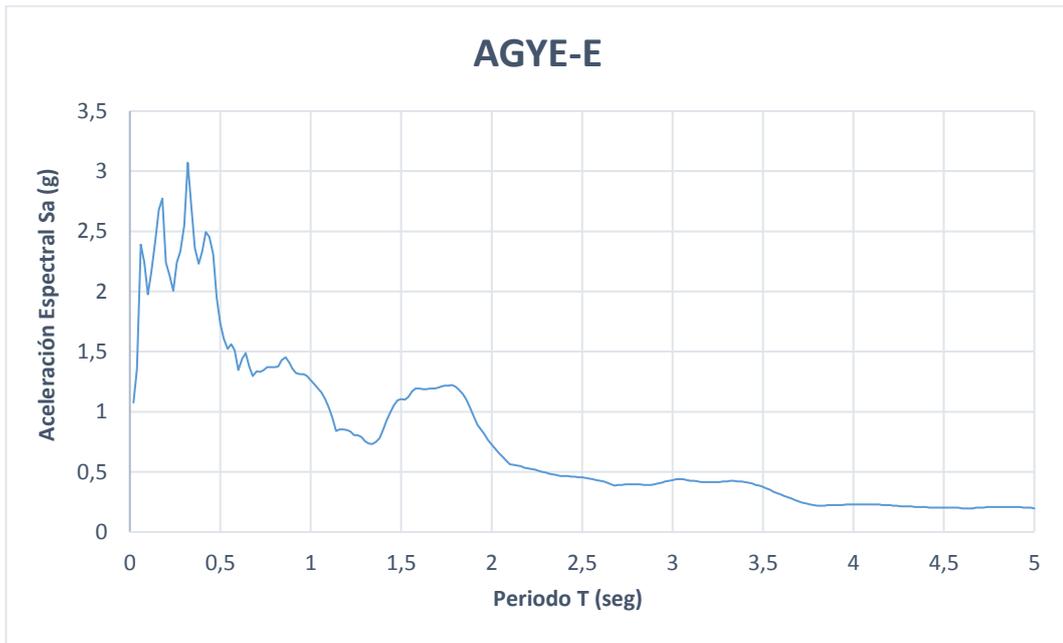


Figura 2-16 Sismo AGYE-E escalado dirección Y  
Elaboración: Autores

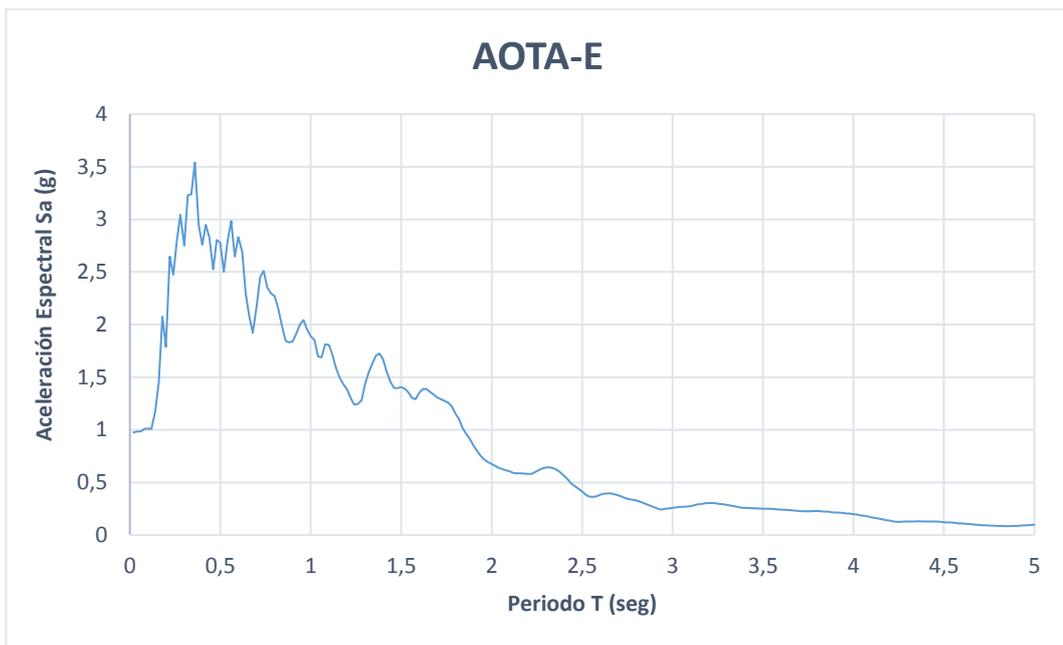


Figura 2-17 Sismo AOTA-E escalado dirección Y  
Elaboración: Autores

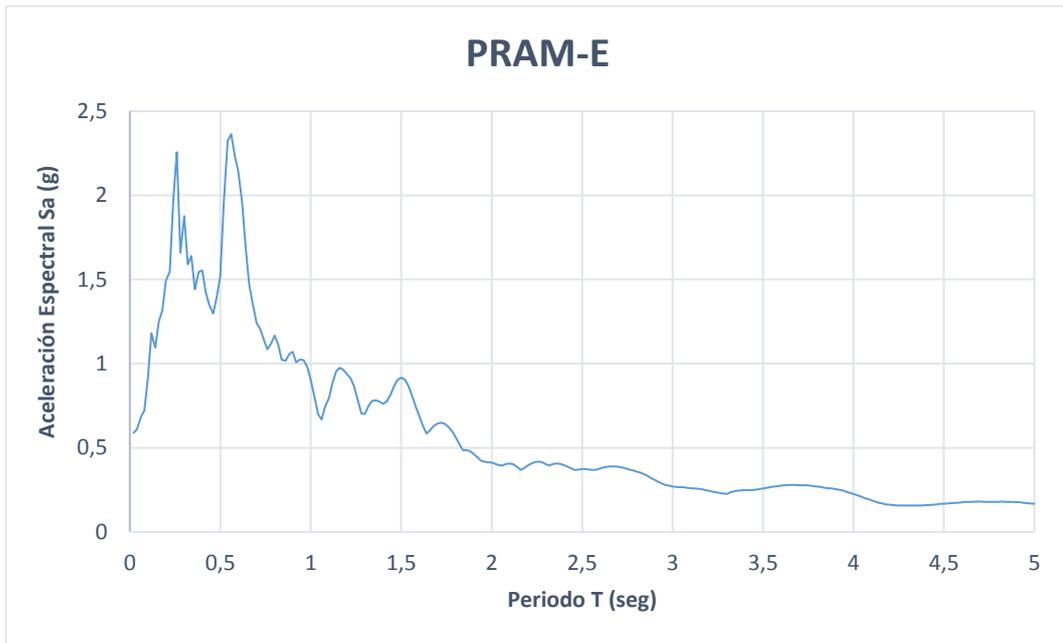


Figura 2-18 Sismo PRAM-E escalado dirección Y  
Elaboración: Autores

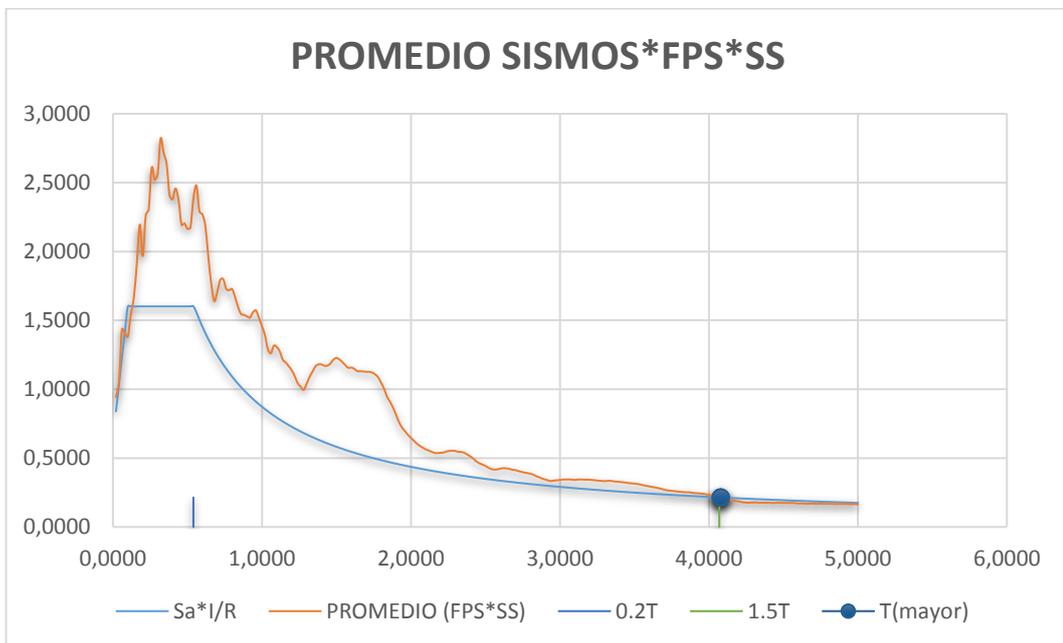


Figura 2-19 Sismo escalado dirección Y  
Elaboración: Autores

### CAPÍTULO III

#### 3 INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN BASE AL MODELO REALIZADO

Una vez se han realizado todos los análisis previos al objetivo principal del presente proyecto de investigación, se procede a analizar los resultados obtenidos del análisis dinámico no lineal.

Para obtener los resultados se definen nodos de control, los cuales se presentan como los nodos laterales del último vano como se indica a continuación:

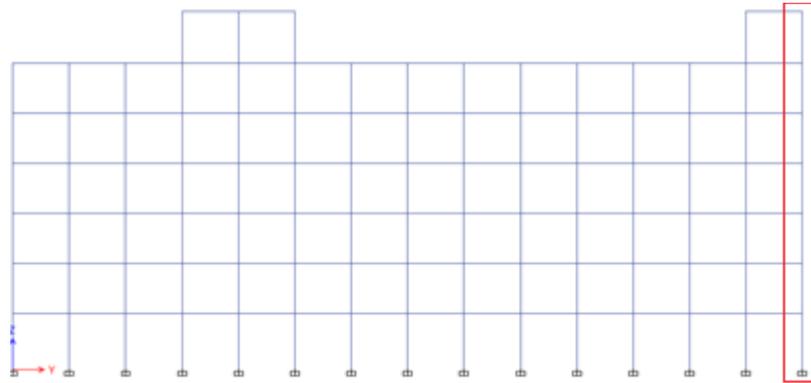


Figura 3-1 Nodos de Control Pórtico X  
Elaboración: Autores

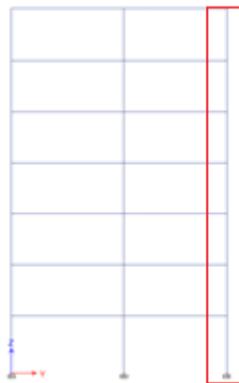


Figura 3-2 Nodos de Control Pórtico Y  
Elaboración: Autores

### 3.1 Tiempo-Historia Pórtico dirección X

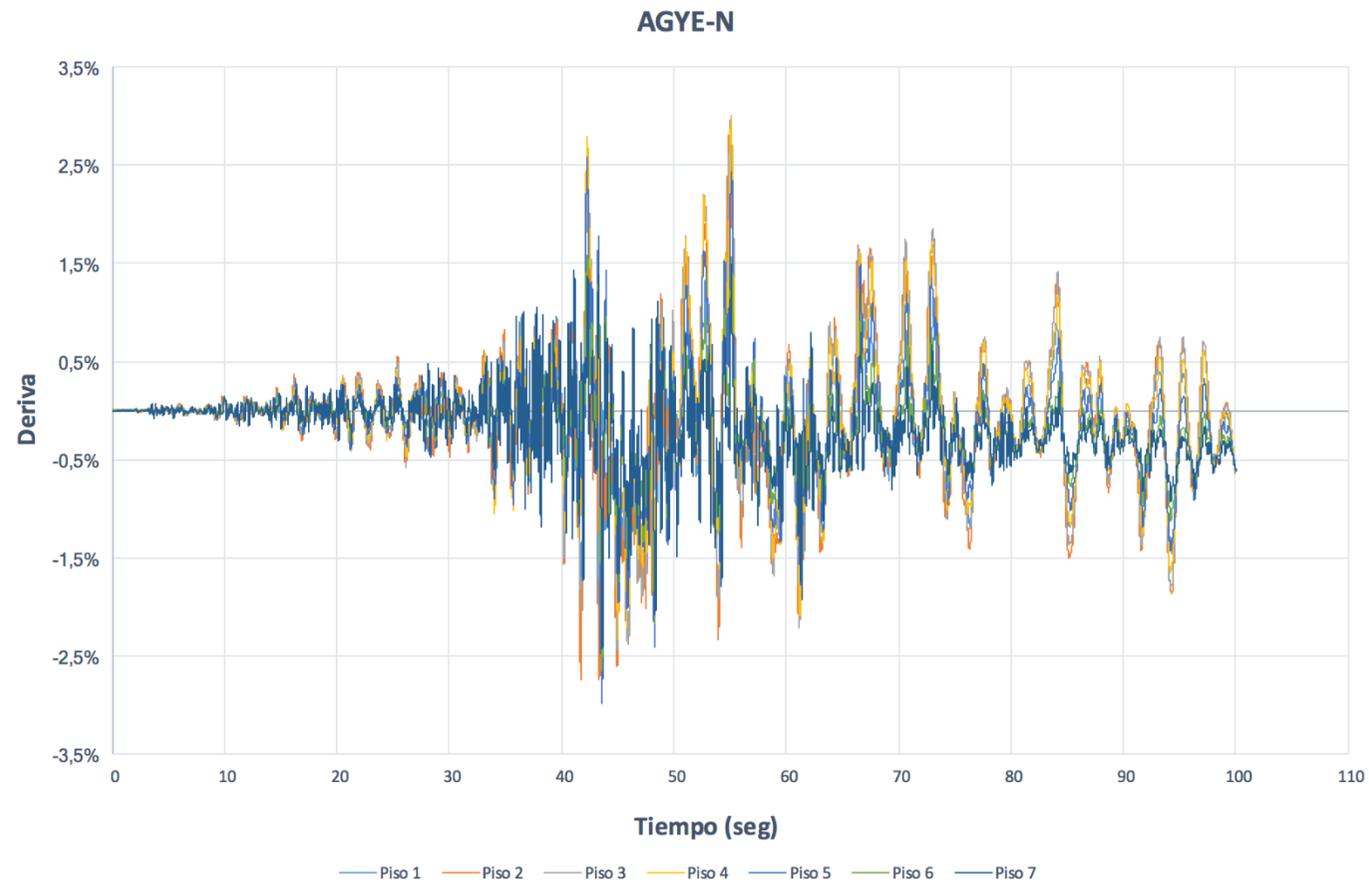


Figura 3-3 Resultados tiempo-historia pórtico X frente a registro AGYE-N. Deriva

Elaboración: Autores

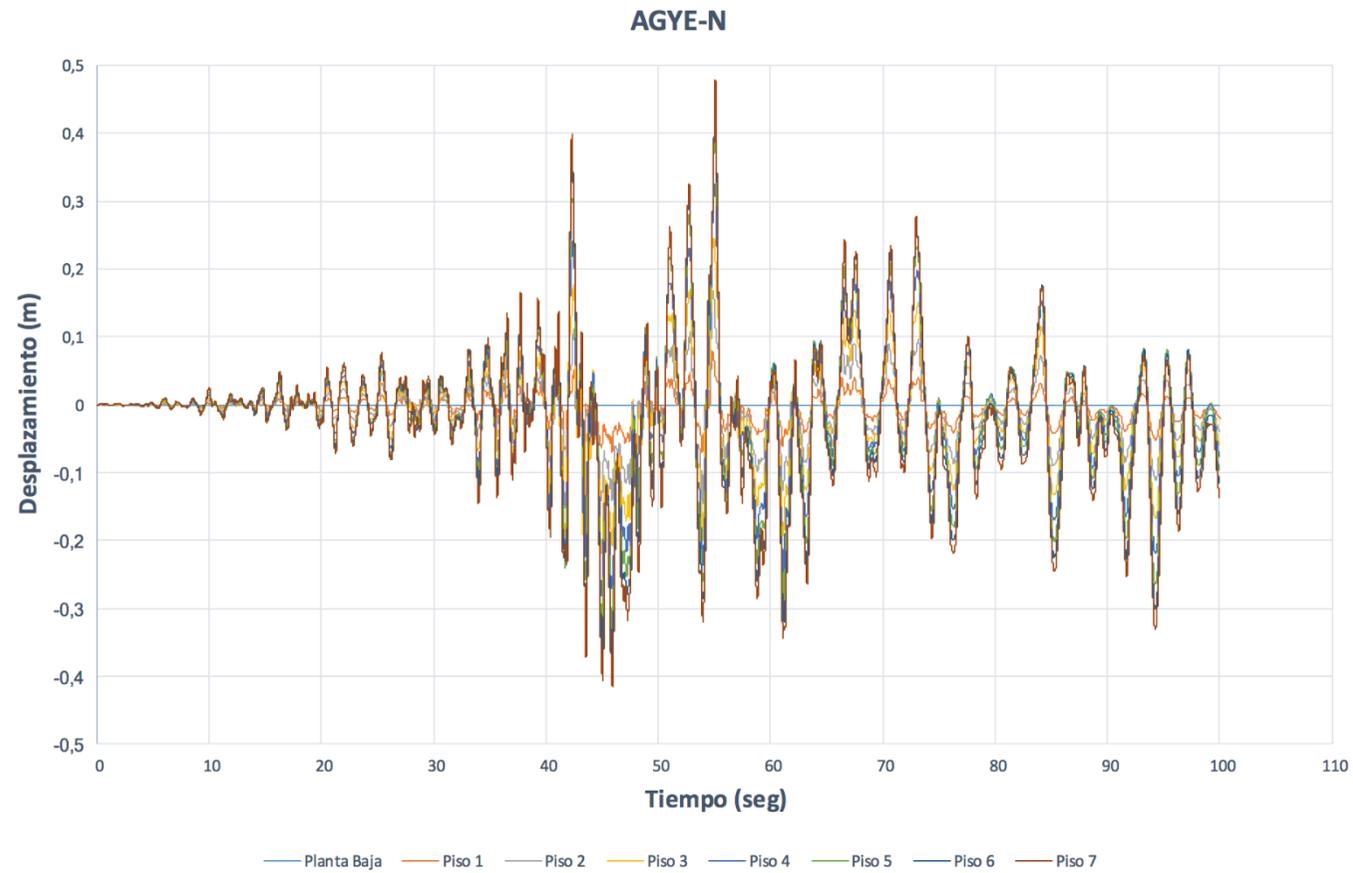


Figura 3-4 Resultados tiempo-historia pórtico X frente a registro AGYE-N. Desplazamiento  
Elaboración: Autores

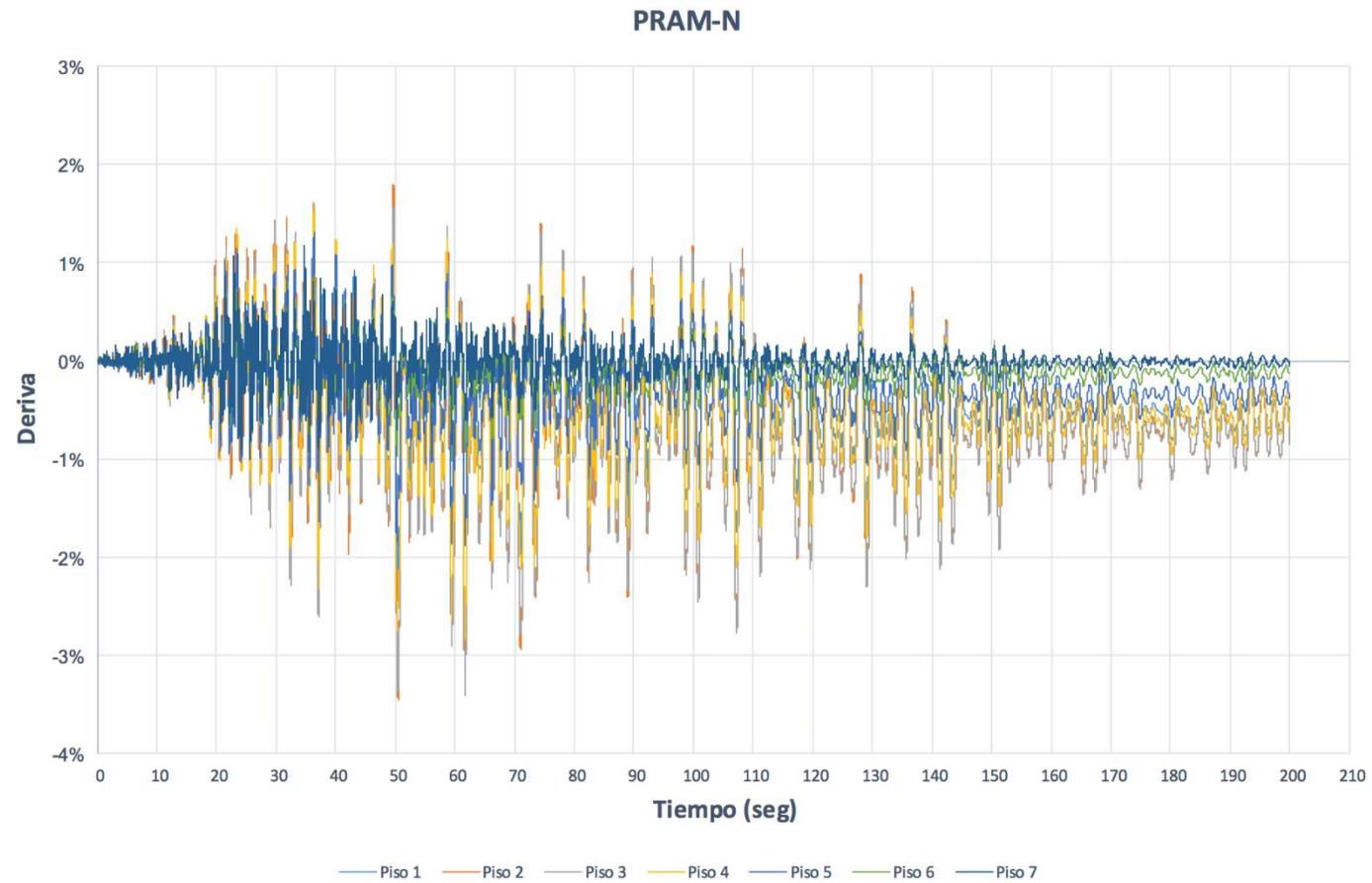


Figura 3-5 Resultados tiempo-historia p3rtico X frente a registro PRAM-N. Deriva  
Elaboración: Autores

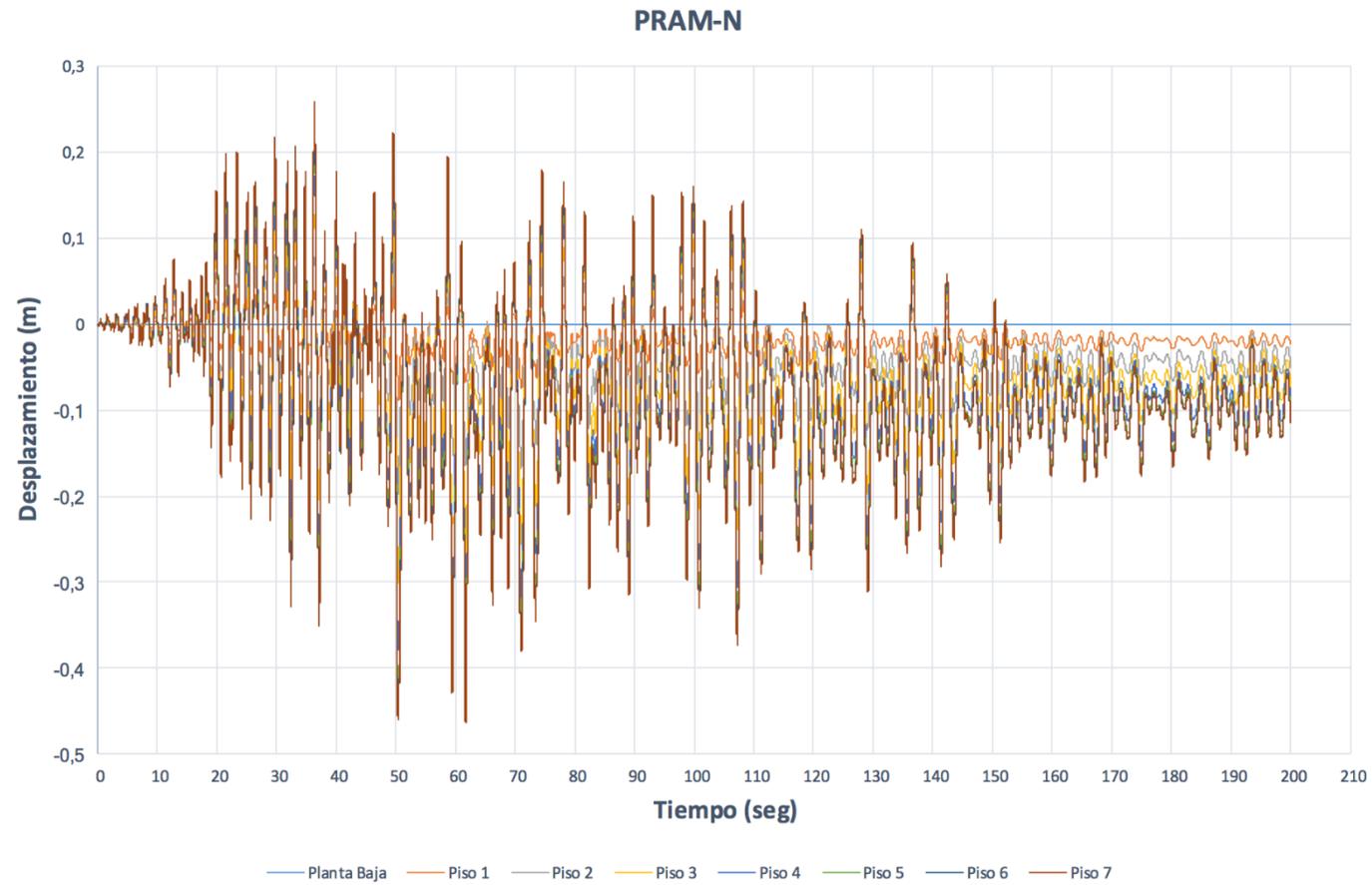


Figura 3-6 Resultados tiempo-historia pórtico X frente a registro PRAM-N. Desplazamiento  
Elaboración: Autores

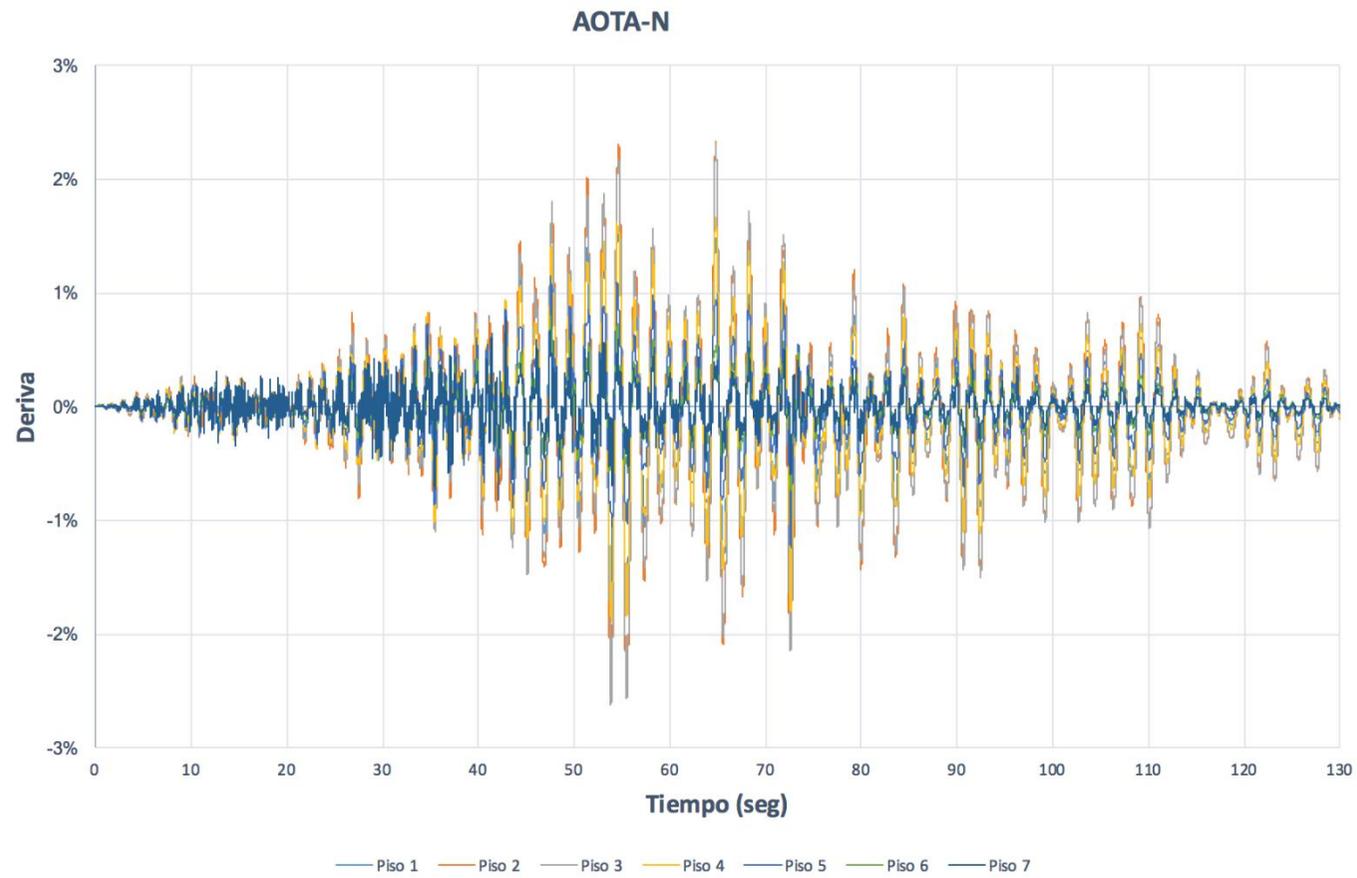


Figura 3-7 Resultados tiempo-historia pórtico X frente a registro AOTA-N. Deriva  
Elaboración: Autores

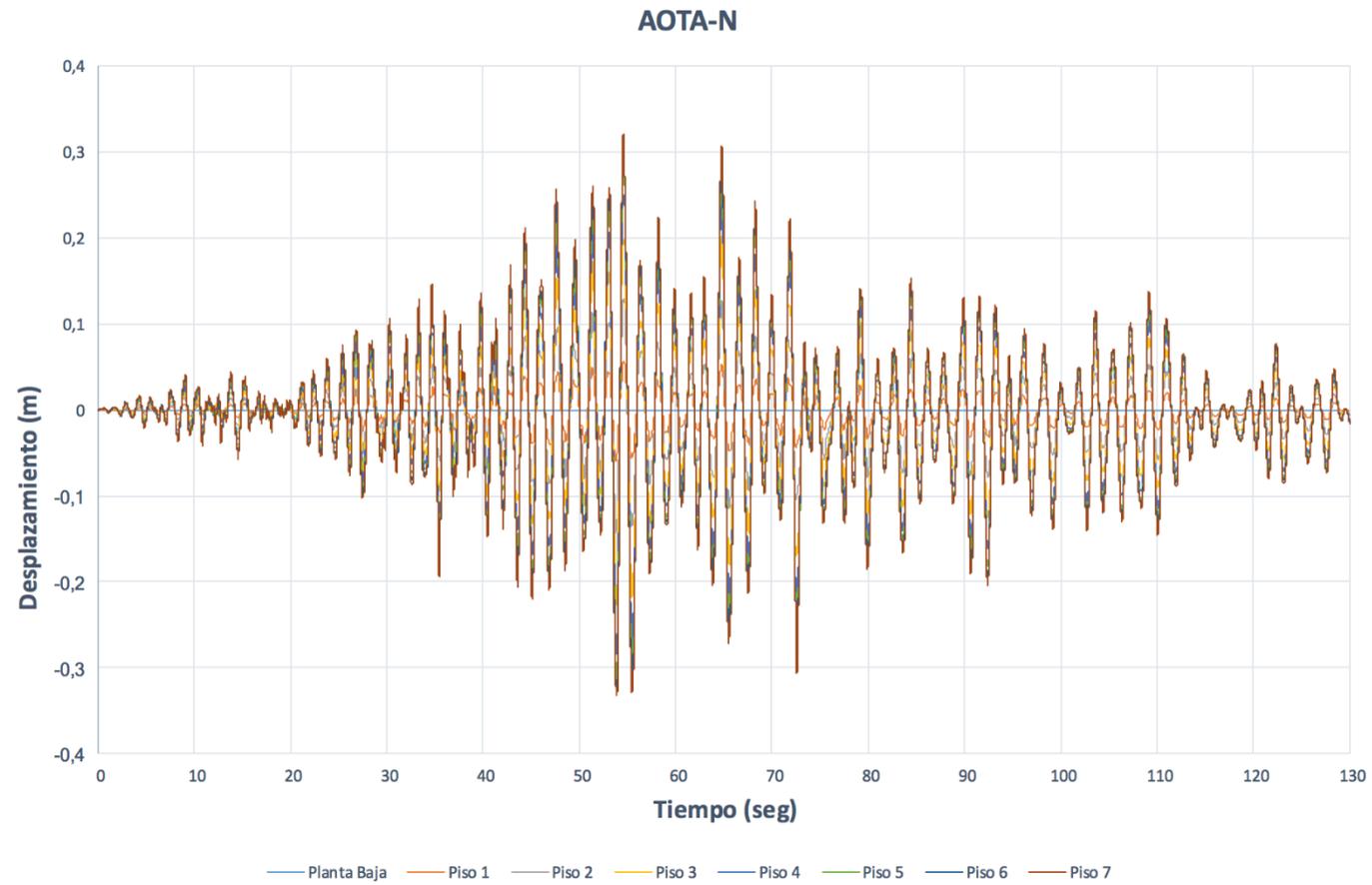


Figura 3-8 Resultados tiempo-historia pórtico X frente a registro AOTA-N. Desplazamiento  
Elaboración: Autores

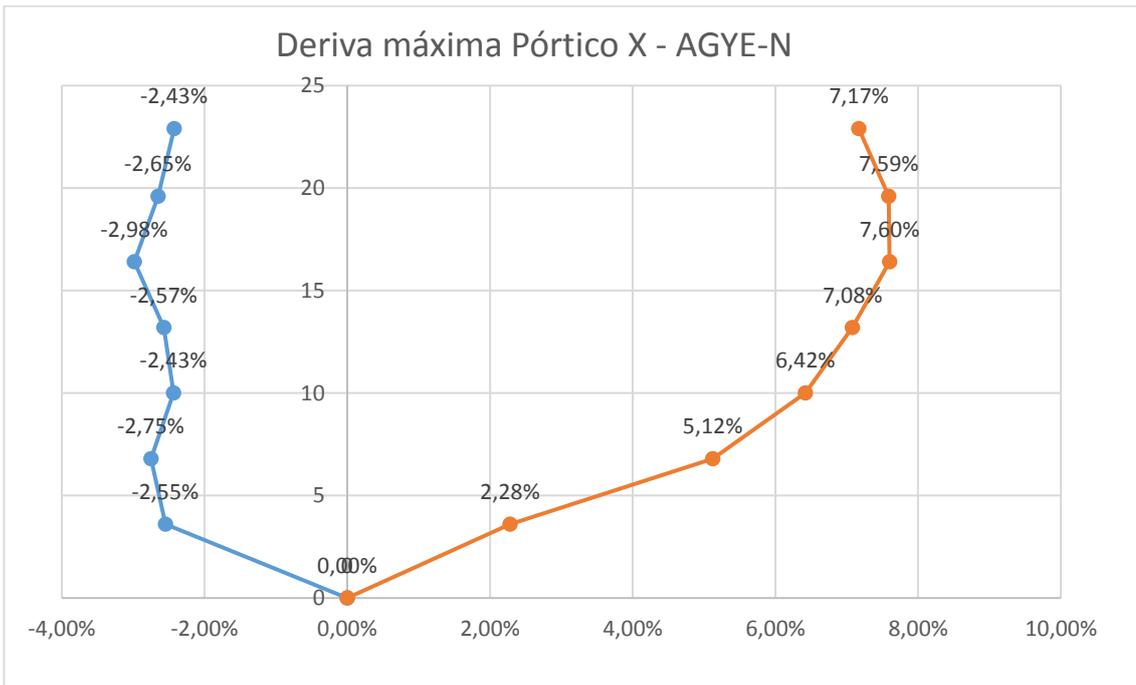


Figura 3-9 Deriva máxima pórtico X frente a registro AGYE-N  
Elaboración: Autores

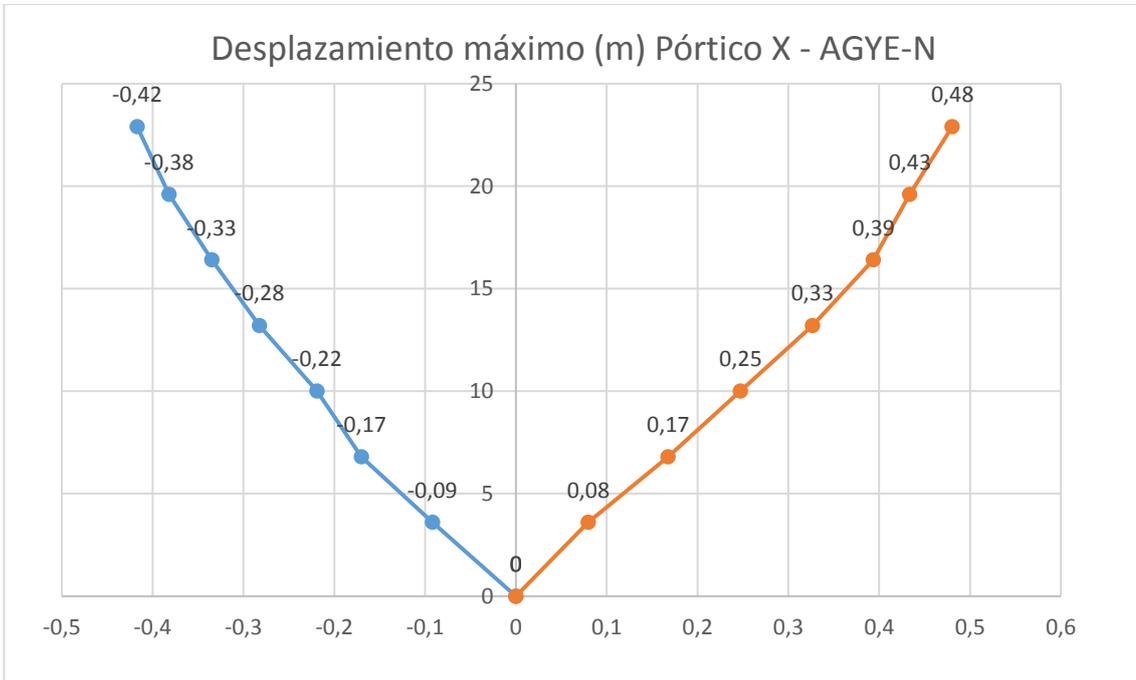


Figura 3-10 Desplazamiento máximo pórtico X frente a registro AGYE-N  
Elaboración: Autores

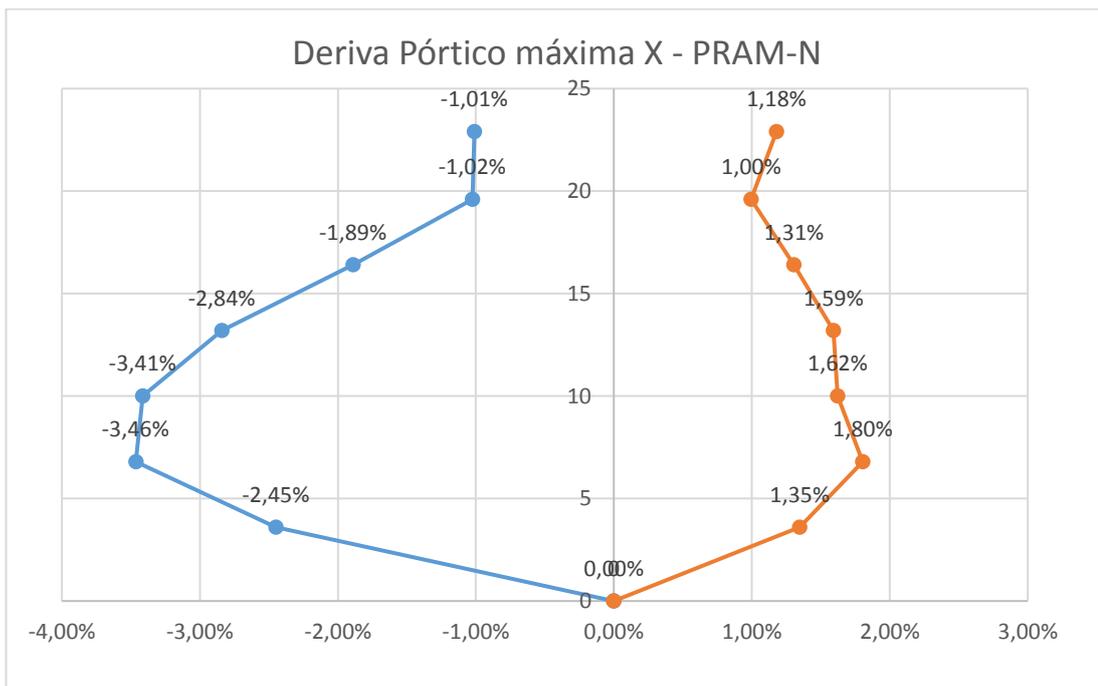


Figura 3-11 Deriva máxima pórtico X frente a registro PRAM-N  
Elaboración: Autores

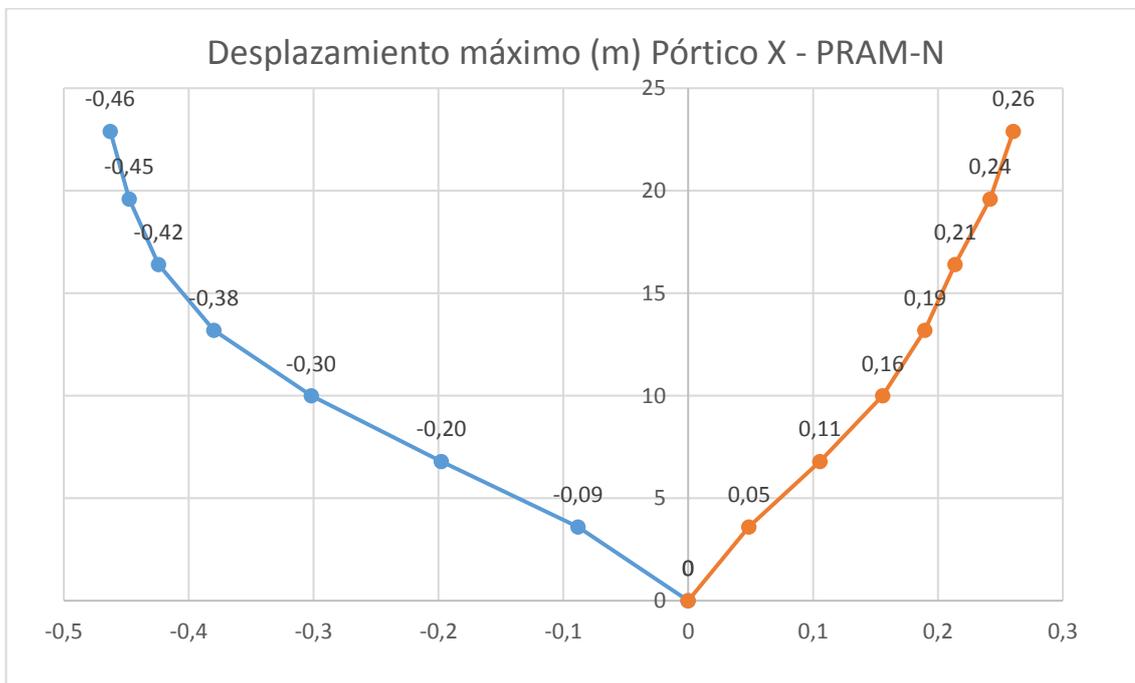


Figura 3-12 Desplazamiento máximo pórtico X frente a registro PRAM-N  
Elaboración: Autores

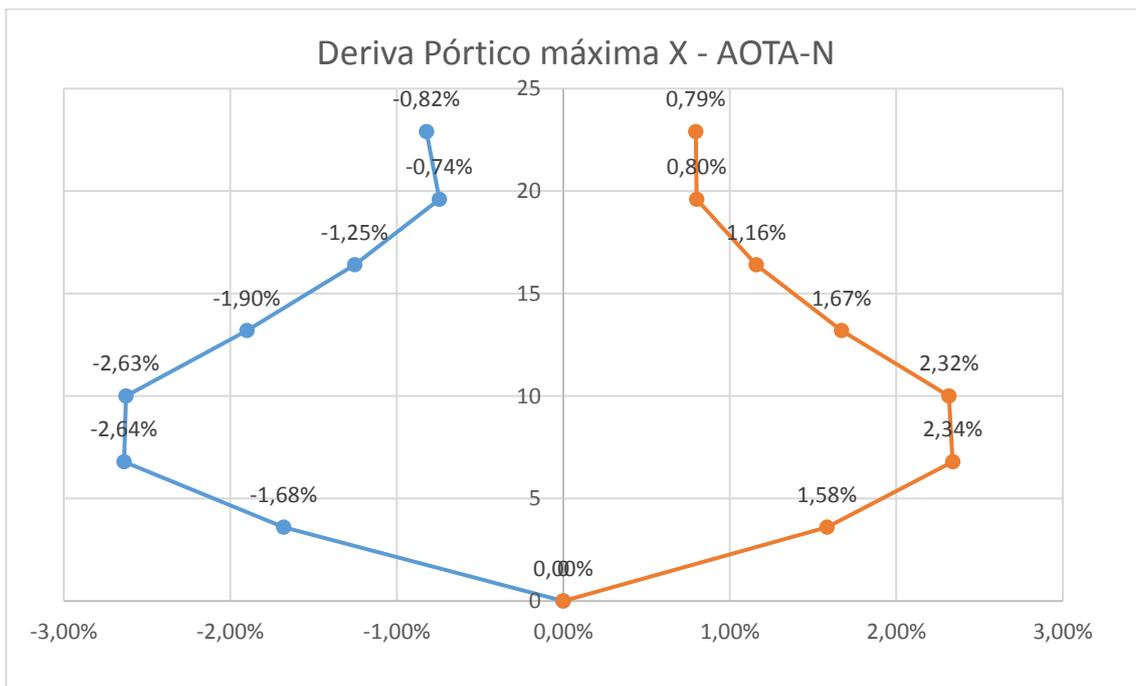


Figura 3-13 Deriva máxima pórtico X frente a registro AOTA-N  
Elaboración: Autores

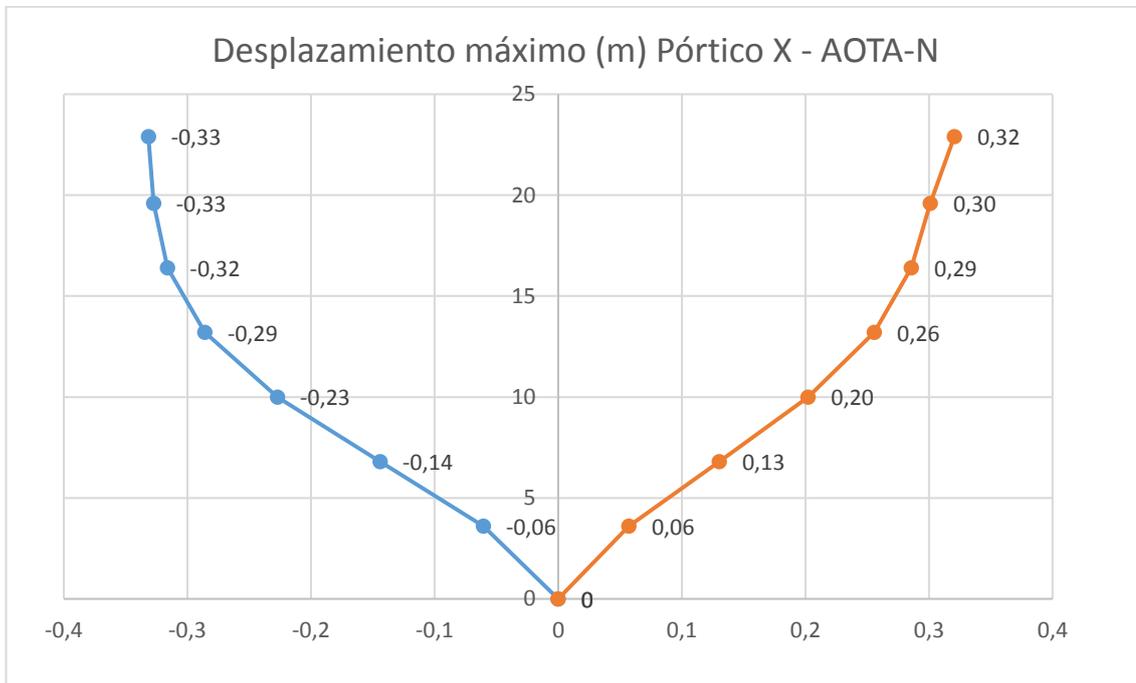


Figura 3-14 Deriva máxima pórtico X frente a registro AOTA-N  
Elaboración: Autores

Tabla 3-1 Deriva máxima alcanzada pórtico dirección X

<b>Deriva alcanzada Pórtico X</b>						
<b>Nivel</b>	<b>AGYE - N</b>		<b>PRAM-N</b>		<b>AOTA-N</b>	
	Drift (-)	Drift (+)	Drift (-)	Drift (+)	Drift (-)	Drift (+)
N + 3.60	-2.55%	2.21%	-2.45%	1.35%	-1.68%	1.58%
N + 6.80	-2.75%	2.82%	-3.46%	1.80%	-2.64%	2.34%
N + 10.00	-2.43%	3.00%	-3.41%	1.62%	-2.63%	2.32%
N + 13.20	-2.57%	2.99%	-2.84%	1.59%	-1.90%	1.67%
N + 16.40	-2.98%	2.58%	-1.89%	1.31%	-1.25%	1.16%
N + 19.60	-2.65%	1.59%	-1.02%	1.00%	-0.74%	0.80%
N + 22.90	-2.43%	1.50%	-1.01%	1.18%	-0.82%	0.79%

Elaboración: Autores

Tabla 3-2 Desplazamiento máximo alcanzada pórtico dirección X

<b>Desplazamiento Máximo alcanzada Pórtico dirección X</b>						
<b>Nivel</b>	<b>AGYE - N</b>		<b>PRAM-N</b>		<b>AOTA-N</b>	
	Disp (-) ( m)	Disp (+) ( m)	Disp (-) ( m)	Disp (+) ( m)	Disp (-) ( m)	Disp (+) ( m)
N + 3.60	-0.09	0.08	-0.09	0.05	-0.06	0.06
N + 6.80	-0.17	0.17	-0.20	0.11	-0.14	0.13
N + 10.00	-0.22	0.25	-0.30	0.16	-0.23	0.20
N + 13.20	-0.28	0.33	-0.38	0.19	-0.29	0.26
N + 16.40	-0.33	0.39	-0.42	0.21	-0.32	0.29
N + 19.60	-0.38	0.43	-0.45	0.24	-0.33	0.30
N + 22.90	-0.42	0.48	-0.46	0.26	-0.33	0.32

Elaboración: Autores

Tabla 3-3 Instante deriva máxima pórtico dirección X

Deriva Máxima alcanzada Pórtico X						
Nivel	AGYE - N		PRAM-N		AOTA-N	
	Drift Max	Tiempo (s)	Drift Max	Tiempo (s)	Drift Max	Tiempo (s)
N + 3.60	2.55%	43.31	2.45%	50.53	1.68%	53.76
N + 6.80	2.82%	54.9	3.46%	50.48	2.64%	53.81
N + 10.00	3.00%	55.07	3.41%	61.66	2.63%	53.85
N + 13.20	2.99%	55.1	2.84%	61.72	1.90%	53.88
N + 16.40	2.98%	43.57	1.89%	61.74	1.25%	72.63
N + 19.60	2.65%	43.61	1.02%	59.451	0.80%	47.54
N + 22.90	2.43%	43.65	1.18%	34.82	0.82%	42.11

Elaboración: Autores

Tabla 3-4 Instante desplazamiento máximo pórtico dirección X

Deriva alcanzada Pórtico X						
Nivel	AGYE - N		PRAM-N		AOTA-N	
	Drift (-)	Drift ( + )	Drift (-)	Drift ( + )	Drift (-)	Drift ( + )
N + 3.60	-2.55%	2.21%	-1.72%	1.43%	-1.68%	1.58%
N + 6.80	-2.75%	2.82%	-3.51%	2.77%	-2.64%	2.34%
N + 10.00	-2.43%	3.00%	-4.20%	3.57%	-2.63%	2.32%
N + 13.20	-2.57%	2.99%	-4.29%	4.13%	-1.90%	1.67%
N + 16.40	-2.98%	2.58%	-4.40%	4.12%	-1.25%	1.16%
N + 19.60	-2.65%	1.59%	-4.13%	3.72%	-0.74%	0.80%
N + 22.90	-2.43%	1.50%	-3.73%	3.22%	-0.82%	0.79%

Elaboración: Autores

El pórtico X frente a la excitación del registro sísmico AGYE-N, la estructura no supera su capacidad de deriva según lo establecido en el análisis pushover. Sin embargo, si excede el 2% de deriva como lo establece la NEC-15 en N + 6.80 a los 41.63 segundos, dos segundos después todos los pisos superan esta deriva.

De la misma manera, al ser sometido este pórtico al sismo PRAM-N, no supera su capacidad de deriva según lo establecido en el análisis pushover. Sin embargo, si excede el 2% de deriva como lo establece la NEC-15 en N + 10.00 a los 32.33 segundos.

Finalmente, se ingresó el sismo AOTA-N, no supera su capacidad de deriva según lo establecido en el análisis pushover. Sin embargo, si excede el 2% de deriva como lo establece la NEC-15 en N + 6.80 a los 51.33 segundos.

Con estos resultados se puede definir que no existe colapso para este pórtico, y las derivas se encuentran dentro de un rango aceptable inferior al 2% en la mayoría de los casos. Debe considerarse que existe un desplazamiento máximo en el último piso que llega a 0.48 m lo que supera la junta constructiva existente de 0.10 m, esto nos indica un inminente martilleo entre las estructuras adyacentes.

### 3.2 Tiempo-Historia Pórtico dirección Y

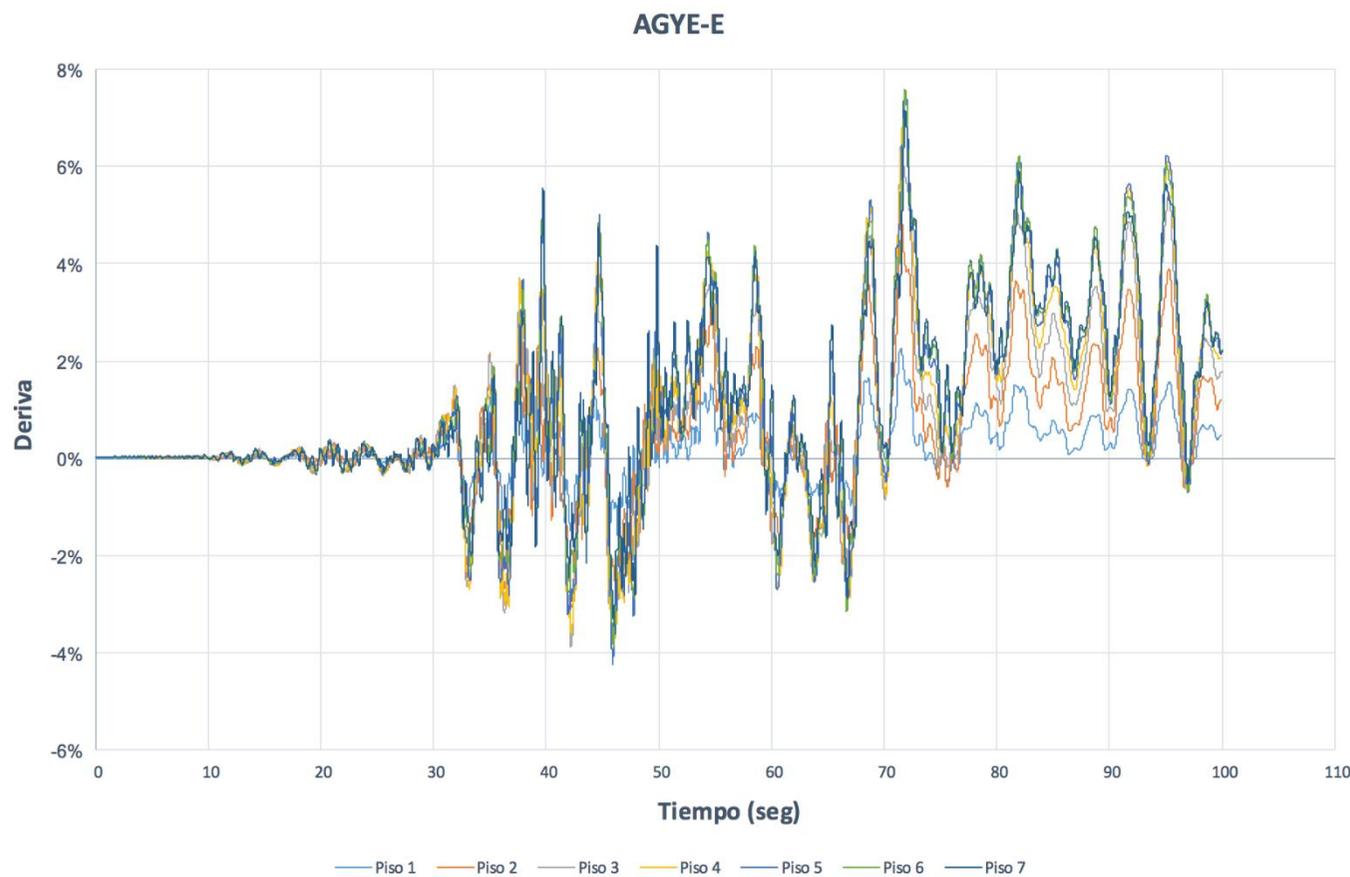


Figura 3-15 Resultados tiempo-historia pórtico Y frente a registro AGYE-E. Deriva  
Elaboración: Autores

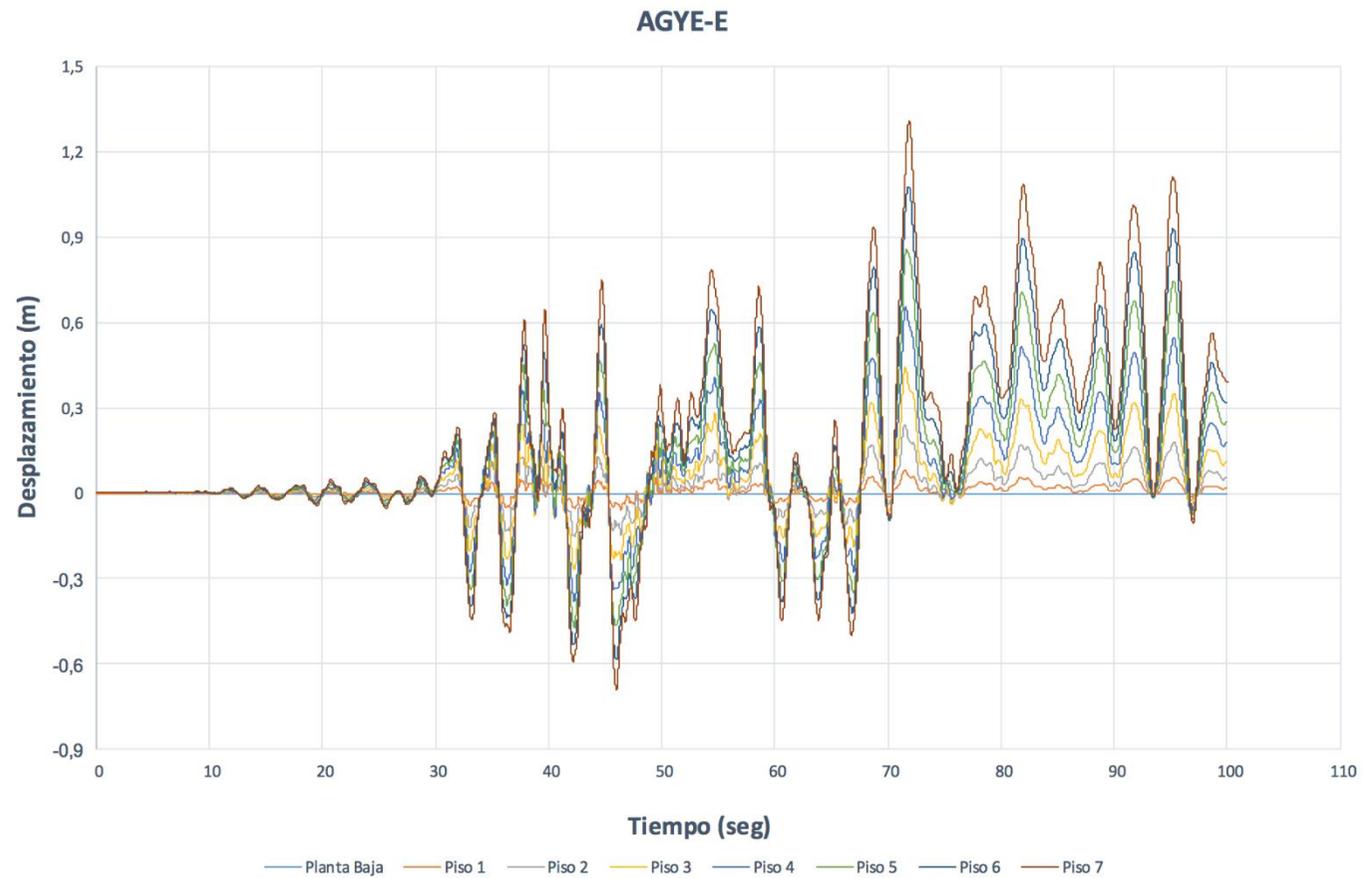


Figura 3-16 Resultados tiempo-historia pórtico Y frente a registro AGYE-E. Desplazamiento.  
Elaboración: Autores

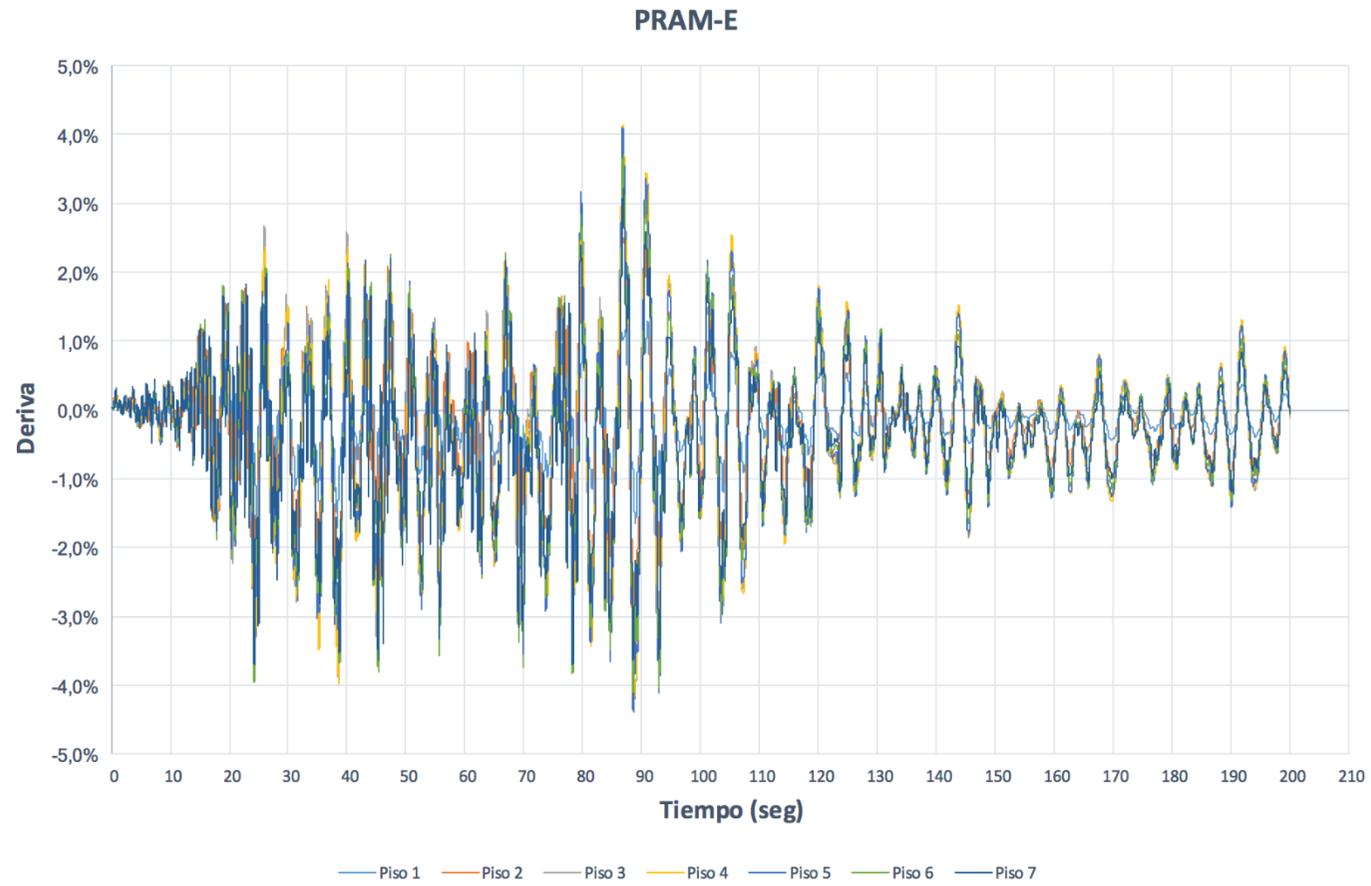


Figura 3-17 Resultados tiempo-historia p3rtico Y frente a registro PRAM-E. Deriva  
Elaboraci3n: Autores

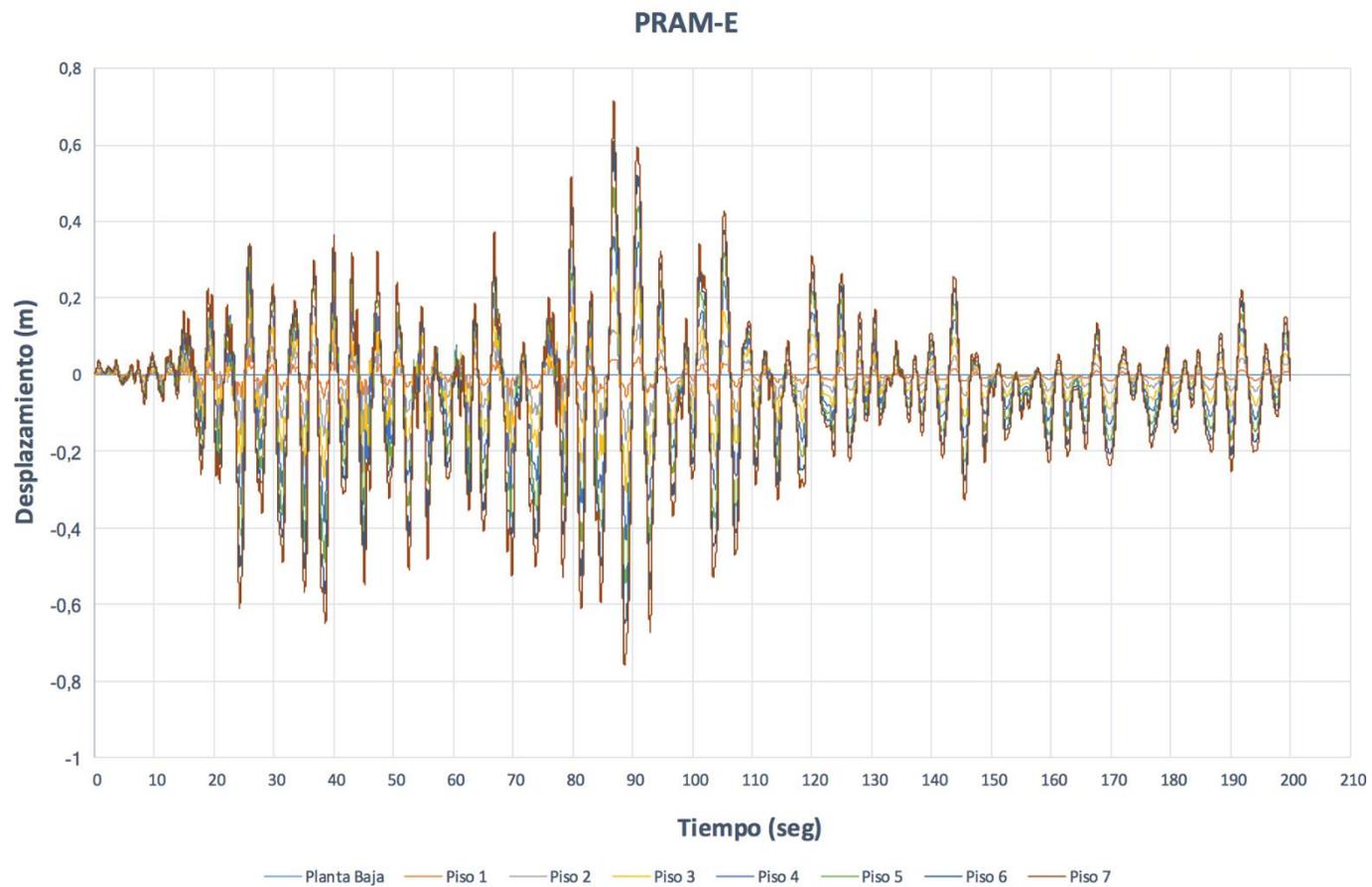


Figura 3-18 Resultados tiempo-historia pórtico Y frente a registro PRAM-E. Desplazamiento  
Elaboración: Autores

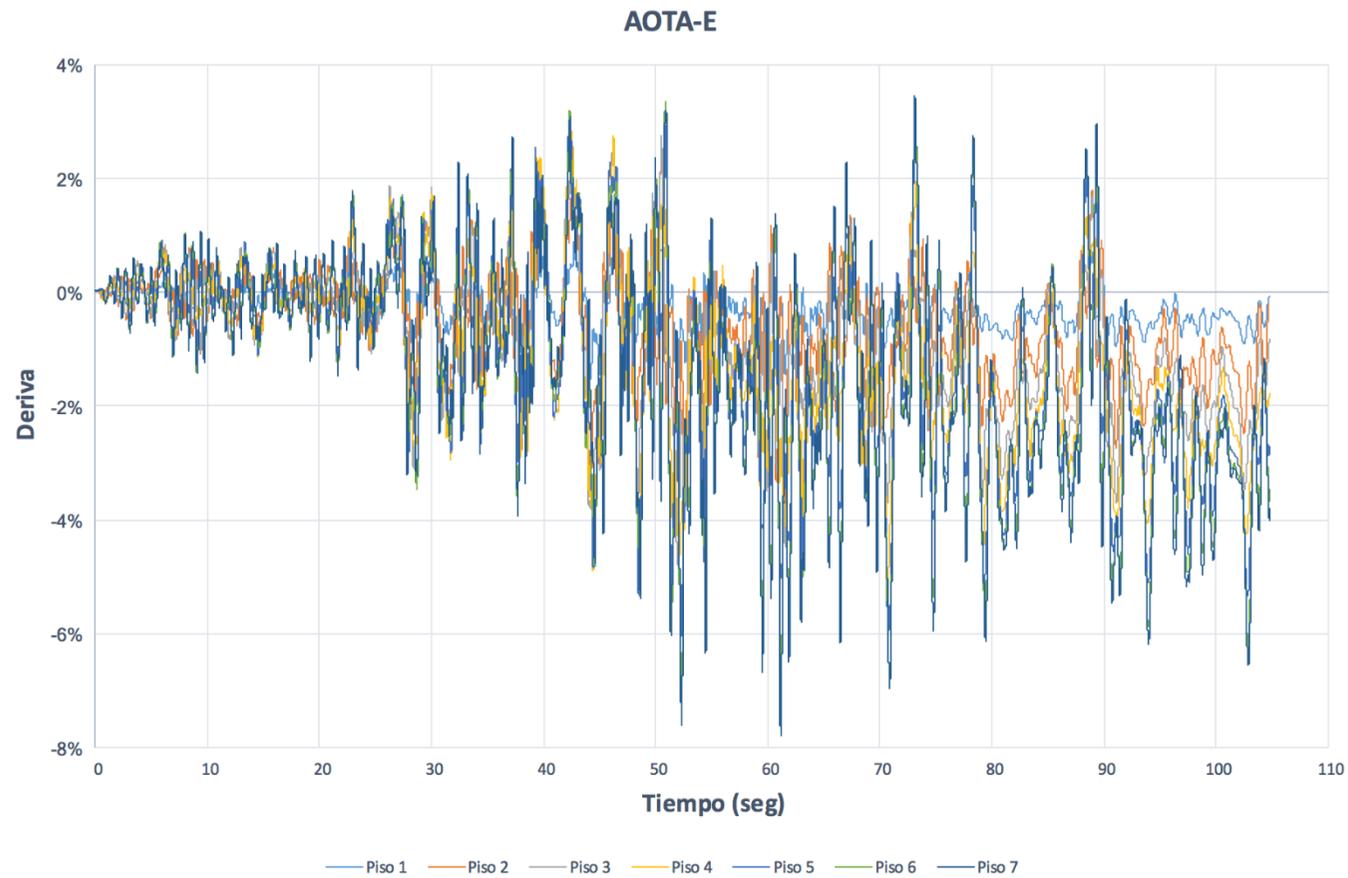


Figura 3-19 Resultados tiempo-historia pórtico Y frente a registro AOTA-E. Deriva  
Elaboración: Autores

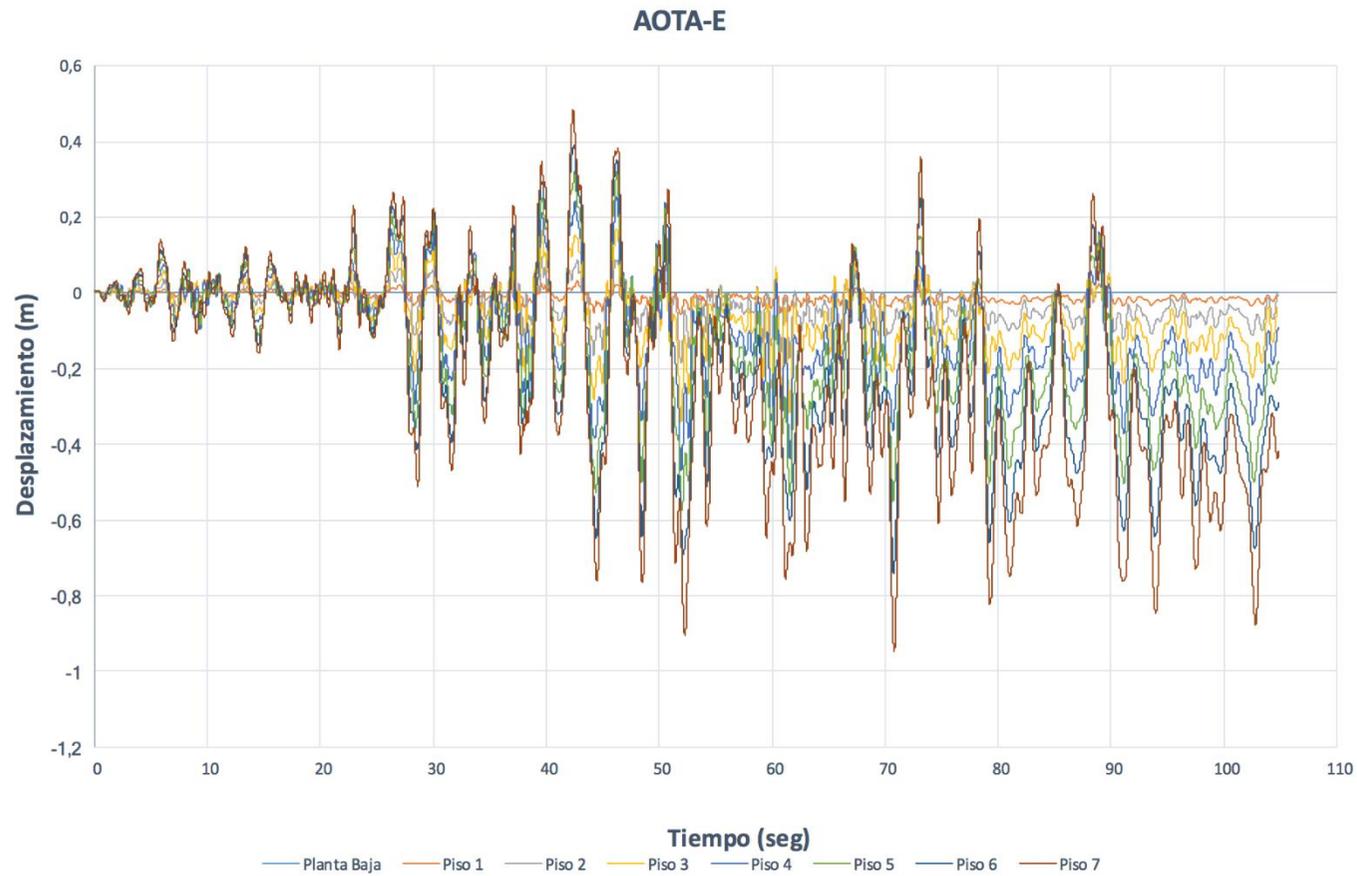


Figura 3-20 Resultados tiempo-historia pórtico Y frente a registro AOTA-E. Desplazamiento  
Elaboración: Autores

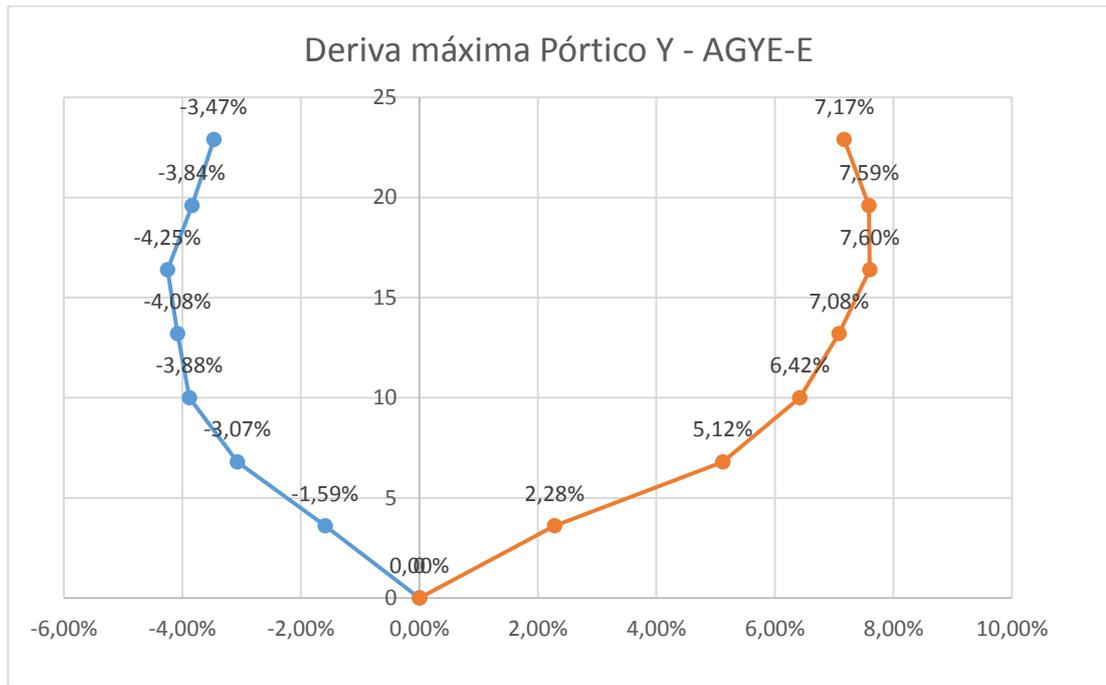


Figura 3-21 Deriva máxima pórtico Y frente a registro AGYE-E  
Elaboración: Autores

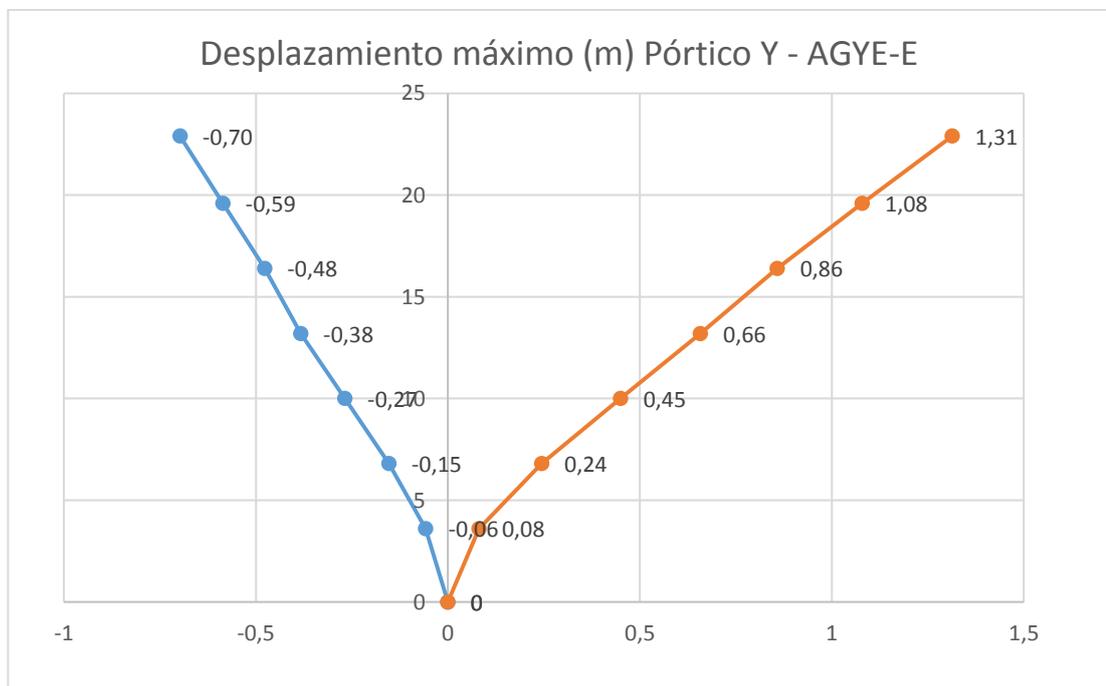


Figura 3-22 Desplazamiento máximo pórtico Y frente a registro AGYE-E  
Elaboración: Autores

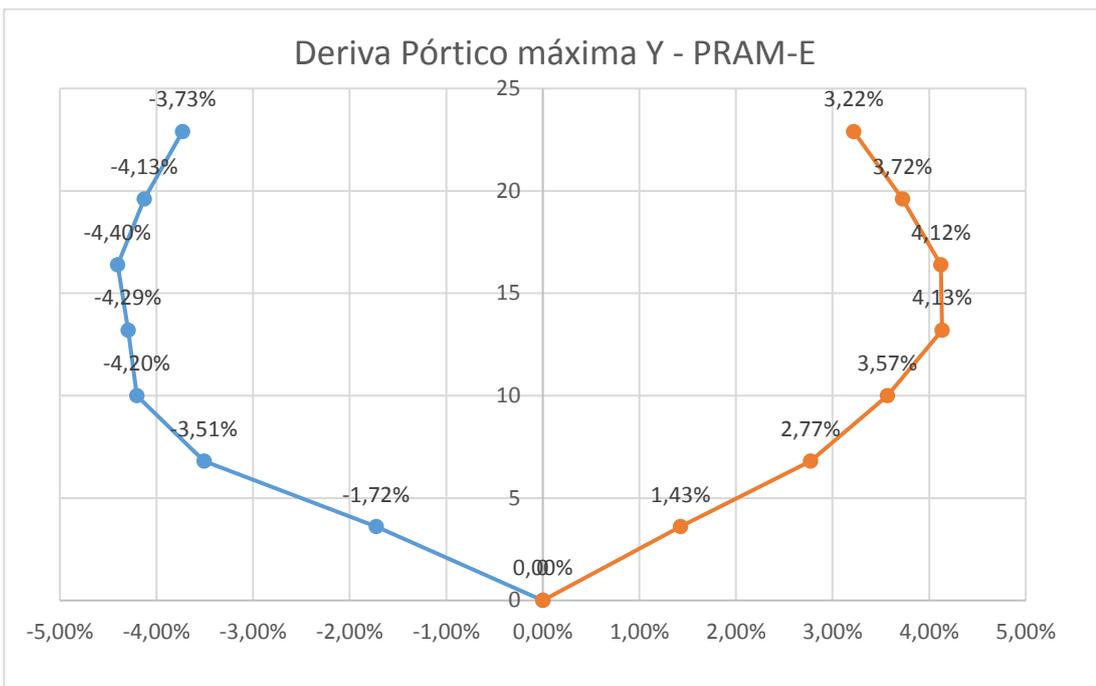


Figura 3-23 Deriva máxima pórtico Y frente a registro PRAM-E  
Elaboración: Autores

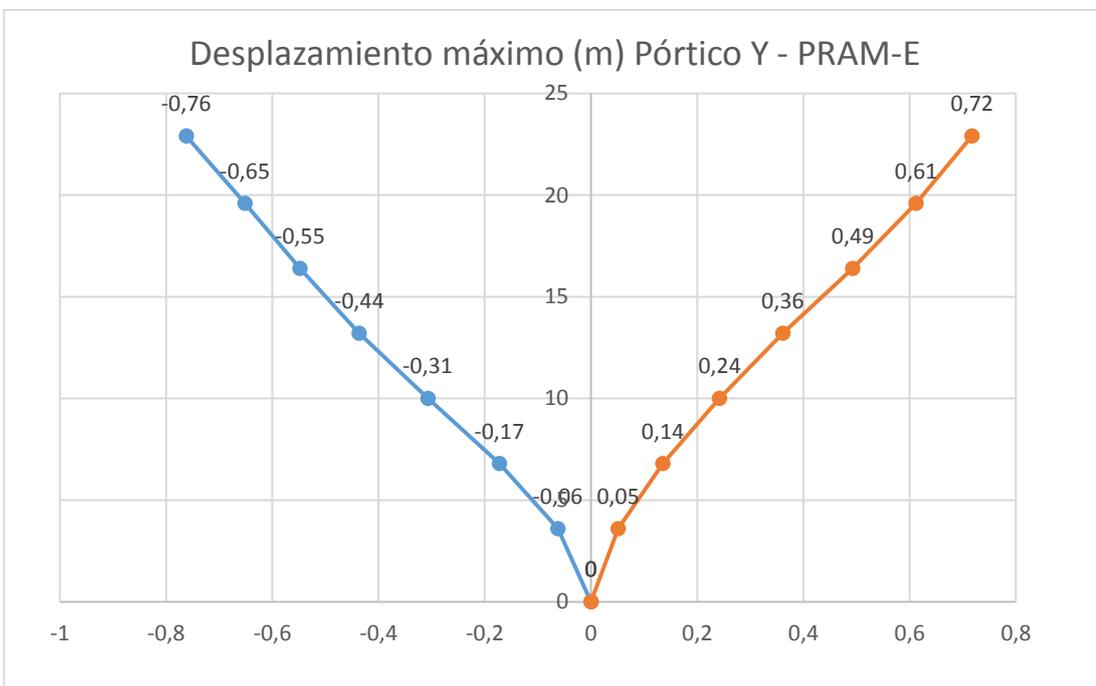


Figura 3-24 Desplazamiento máximo pórtico Y frente a registro PRAM-E  
Elaboración: Autores

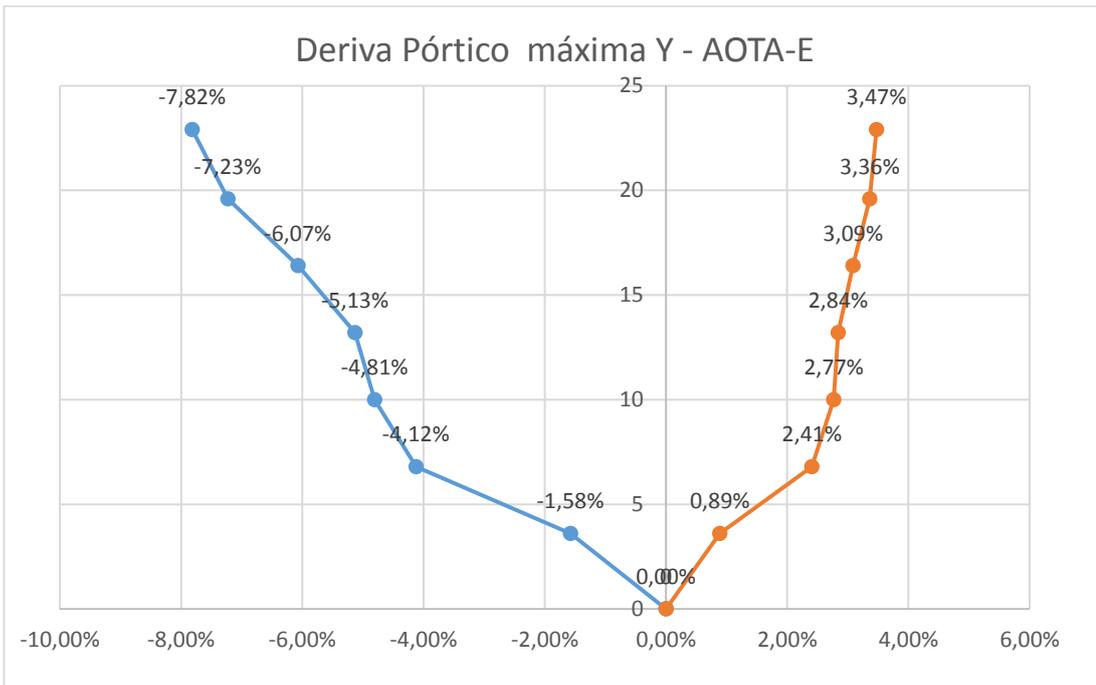


Figura 3-25 Deriva máxima pórtico Y frente a registro AOTA-E  
Elaboración: Autores

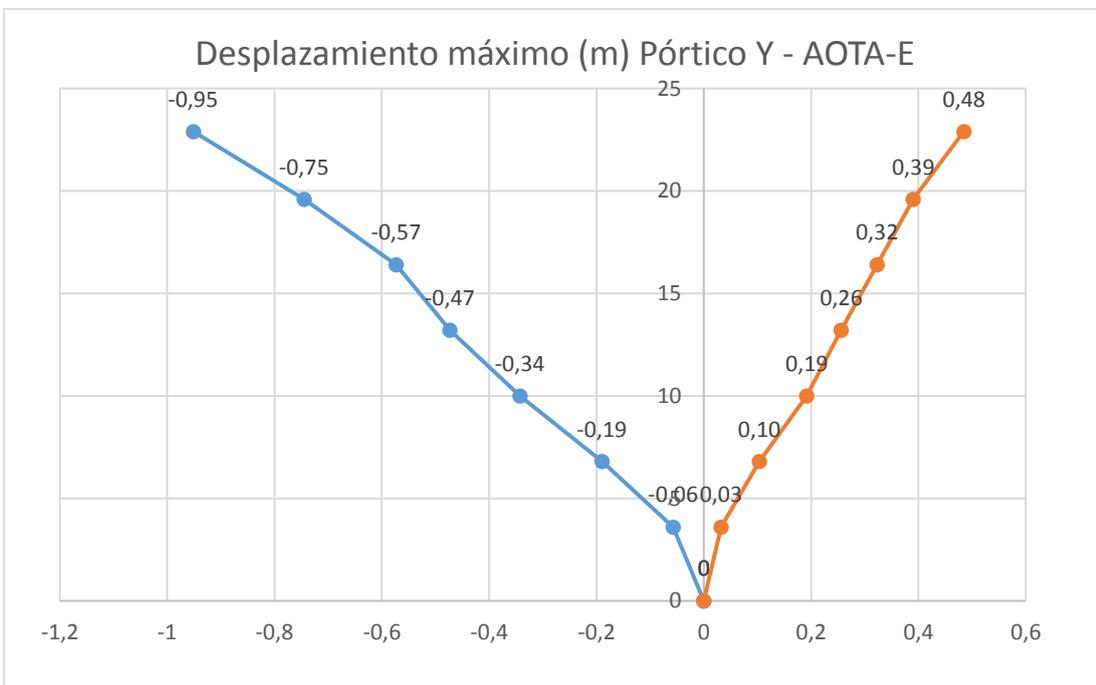


Figura 3-26 Desplazamiento máximo pórtico Y frente a registro AOTA-E  
Elaboración: Autores

Tabla 3-5 Deriva máxima alcanzada pórtico dirección Y

<b>Deriva alcanzada Pórtico Y</b>						
<b>Nivel</b>	<b>AGYE - E</b>		<b>PRAM-E</b>		<b>AOTA-E</b>	
	Drift (-)	Drift (+)	Drift (-)	Drift (+)	Drift (-)	Drift (+)
N + 3.60	-1.59%	2.28%	-1.72%	1.43%	-1.58%	0.89%
N + 6.80	-3.07%	5.12%	-3.51%	2.77%	-4.12%	2.41%
N + 10.00	-3.88%	6.42%	-4.20%	3.57%	-4.81%	2.77%
N + 13.20	-4.08%	7.08%	-4.29%	4.13%	-5.13%	2.84%
N + 16.40	-4.25%	7.60%	-4.40%	4.12%	-6.07%	3.09%
N + 19.60	-3.84%	7.59%	-4.13%	3.72%	-7.23%	3.36%
N + 22.90	-3.47%	7.17%	-3.73%	3.22%	-7.82%	3.47%

Elaboración: Autores

Tabla 3-6 Desplazamiento máximo alcanzada pórtico dirección Y

<b>Desplazamiento Máximo alcanzada Pórtico dirección Y</b>						
<b>Nivel</b>	<b>AGYE - E</b>		<b>PRAM-E</b>		<b>AOTA-E</b>	
	Disp (-) ( m)	Disp (+) ( m)	Disp (-) ( m)	Disp (+) ( m)	Disp (-) ( m)	Disp (+) ( m)
N + 3.60	-0.06	0.08	-0.06	0.05	-0.06	0.03
N + 6.80	-0.15	0.24	-0.17	0.14	-0.19	0.10
N + 10.00	-0.27	0.45	-0.31	0.24	-0.34	0.19
N + 13.20	-0.38	0.66	-0.44	0.36	-0.47	0.26
N + 16.40	-0.48	0.86	-0.55	0.49	-0.57	0.32
N + 19.60	-0.59	1.08	-0.65	0.61	-0.75	0.39
N + 22.90	-0.70	1.31	-0.76	0.72	-0.95	0.48

Elaboración: Autores

Tabla 3-7 Instante deriva máxima alcanzada pórtico dirección Y

<b>Deriva Máxima alcanzada Pórtico dirección Y</b>						
<b>Nivel</b>	<b>AGYE - E</b>		<b>PRAM-E</b>		<b>AOTA-E</b>	
	Drift Max	Tiempo (s)	Drift Max	Tiempo (s)	Drift Max	Tiempo (s)
N + 3.60	2.28%	71.53	1.72%	38.4	1.58%	0.06
N + 6.80	5.12%	71.52	3.51%	88.94	4.12%	0.06
N + 10.00	6.42%	71.51	4.20%	88.95	4.81%	0.0002
N + 13.20	7.08%	71.8	4.29%	88.67	5.13%	1.13
N + 16.40	7.60%	71.89	4.40%	88.62	6.07%	15.54
N + 19.60	7.58%	71.91	4.13%	88.59	7.23%	19.56
N + 22.90	7.17%	71.91	3.73%	24.26	7.82%	51.12

Elaboración: Autores

Tabla 3-8 Instante desplazamiento máximo alcanzada pórtico dirección Y

<b>Desplazamiento Máximo alcanzada Pórtico dirección Y</b>						
<b>Nivel</b>	<b>AGYE - E</b>		<b>PRAM-E</b>		<b>AOTA-E</b>	
	Disp (m)	Tiempo	Disp (m)	Tiempo	Disp (m)	Tiempo
N + 3.60	0.08	71.54	0.05	25.91	0.06	51.93
N + 6.80	0.24	71.53	0.17	88.94	0.19	51.93
N + 10.00	0.45	71.53	0.31	88.94	0.34	51.94
N + 13.20	0.66	71.56	0.44	88.94	0.47	51.96
N + 16.40	0.86	71.65	0.55	88.9	0.57	52.01
N + 19.60	1.08	71.85	0.65	88.74	0.75	70.75
N + 22.90	1.31	71.88	0.76	88.67	0.95	70.8

Elaboración: Autores

El pórtico Y frente a la excitación del registro sísmico AGYE-E, supera la deriva permisible del 2% a los 32.81 segundos en los niveles N + 6 .80 y N + 10.00, posteriormente todos los niveles superan esta deriva. Se debe destacar que la estructura presenta deriva de colapso como se pudo definir de acuerdo con el pushover a los 71.88 segundos.

De la misma manera, al ser sometido este pórtico al sismo AOTA-E, se supera la deriva permisible en el nivel N + 3.60 a los 28.17 segundos, y un segundo después todos los otros niveles superan este límite. La estructura presenta deriva de colapso a los 52.26 segundos.

Finalmente, se ingresó el sismo PRAM-E, superan la deriva permisible a los 20.29 segundos e inmediatamente todos los demás niveles superan esta deriva. A diferencia de la respuesta con los sismos anteriores, este no presenta colapso de la estructura.

Se debe notar que la estructura analizada en esta dirección presenta mayor vulnerabilidad. Esto es causado por la configuración estructural, ya que en esta dirección existen solo 2 vanos, mientras que su análogo presenta 14. Sumando estos efectos más la disposición de las columnas de 0.35x0.70 presentan casi la mitad de la inercia en el sentido analizado.

## CONCLUSIONES

Gracias a las investigaciones previas, se pudo tener un punto de partida claro de la investigación. Con conocimiento de secciones, características, geometría, etc. Con esta línea base definida se procedió a realizar el modelo ha ser analizado utilizando el método de rótulas plásticas.

Al modelar la estructura en el software de código abierto “OpenSees” se puede calibrar el modelo de plasticidad concentrada a través de rótulas plásticas. Estas se ubican en las caras de los nudos de la unión viga-columna y en la base de la columna para el primer nivel. Nótese que la presencia de las rótulas plásticas en el modelo no altera de manera significativa el periodo de la estructura, lo que indica que estas influyen solo en el rango inelástico como se espera. Los valores arrojados por OpenSees fueron validados con el programa comercial como se indica en el inciso 2.6.

El análisis estático no lineal incremental (Pushover) permite determinar la capacidad de la estructura frente a cargas laterales. Este análisis permite obtener el cortante basal máximo que puede soportar la estructura e indicando derivas importantes que nos muestran el comportamiento de esta. En los pórticos “X” y “Y” se puede observar que la estructura entra en un primer punto de fluencia al alcanzar el 1.08% y 3.75% de la deriva respectivamente. Posteriormente existe una meseta hasta llegar a un drift de 3.14% y 7.12% representando la ductilidad de la estructura, pues sigue deformándose sin incremento de la carga lateral. Posterior a este punto la estructura presente una rigidez negativa muy marcada y comienza el decrecimiento de la resistencia lateral debido a la pérdida de rigidez de la estructura. Este punto manifiesta el inminente colapso de la estructura. Se debe considerar que los valores mostrados son únicamente de un análisis considerando los efectos P Delta, debido a que ignorar este fenómeno repercute en una sobreestimación de la capacidad de la estructura y datos de salida no reales.

Al comparar los resultados del pushover del presente trabajo de investigación frente a las curvas de capacidad obtenidas por Álvarez (Alvarez & Cordero, 2018), se observa la diferencia de realizar un modelo de plasticidad concentrada contra uno de plasticidad distribuida. Mientras que el modelo de fibras simula de manera adecuada un nivel de desempeño bajo, al ser sometido a niveles de colapso su respuesta no es

exacta, ya que tiene de manera continua sin pérdida de rigidez postfluencia. Por otra parte, el modelo de rótulas plásticas plasma de manera adecuada los puntos de cambio de rigidez y simula la rigidez negativa que lleva al colapso.

Finalmente, para realizar el análisis tiempo-historia se consideraron los registros sísmicos utilizados en investigaciones previas. Estos fueron escalados nuevamente debido a diferencias en la modelación con proyectos anteriores, como Palomino (Palomino & Quezada, 2017) que aumenta un nivel para simular el sótano o como Álvarez (Alvarez & Cordero, 2018) que modela en 3 dimensiones a través de fibras. Por estas consideraciones distintas existe variación en el periodo fundamental de la estructura y su respuesta frente a sollicitaciones.

En el proceso de análisis dinámico, se pudo observar una deformación máxima en el último piso del pórtico modelado en el eje X de 0.48 m. Este al ser comparado con la junta constructiva existente de 0.10 m nos indica otro punto de falla.

Los registros sísmicos AGYE, PRAM y AOTA fueron escalados para un periodo de retorno de 2500 años (MCE) como recomienda la ASCE-7. Al analizar los resultados se puede determinar que la estructura en el caso más desfavorable, la estructura perdería la capacidad de resistir carga a los 52.26 s con una deriva del 7.12% en el nivel N+22.9 en dirección Y frente al sismo AOTA-E.

Esta predicción de colapso es determinante al comparar los resultados de esta investigación con los de Calle (Calle, 2018) que establece una población en el hospital de 1140 ocupantes con un tiempo mínimo de evacuación de 557.8 segundos (9.63 minutos). Esto nos permite conocer un índice de seguridad del hospital.

## RECOMENDACIONES

Luego de analizar los resultados obtenidos en el presente proyecto, se puede determinar que este hospital no presenta funcionalidad continua después de un evento sísmico muy raro. Debido a esto se debe considerar una solución alternativa que controle este problema. Este tipo de corrección puede ser a través de aisladores elastoméricos u otros tipos de mecanismos de disipación de energía.

Se debe tomar especial consideración al pórtico en dirección X, ya que, debido a su configuración estructural y disposición de las columnas, es más vulnerable a movimientos sísmicos en este sentido.

Se busca que el presente proyecto de investigación sirva de referencia para un análisis más detallado realizado en 3 dimensiones. Esta propuesta de modelo permitirá analizar la estructura de manera integral, considerando los centros de masas, de inercias y torsión, lo que nos daría una respuesta más aproximada a la realidad. De manera consecuente, al tener un modelo de rótulas plásticas en tres dimensiones, se puede desarrollar la manera óptima de disipar energía.

**BIBLIOGRAFÍA**

- ACI-318. (2008). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary. United States of America: American Concrete Institute.
- Aguiar Falconí, R. (2008). *Análisis sísmico de edificios* (1st ed.). Quito: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- Alath, S., & Kunnath, S. K. (1995). Modeling inelastic shear deformation in RC beam- column joints. In *Engineering Mechanics: Proceedings of 10th Conference: University of Colorado at Boulder. Boulder, Colorado* (Vol. 2, pp. 822–825). New York: American Society of Civil Engineers.
- Altoontash, A. (2004). *SIMULATION AND DAMAGE MODELS FOR PERFORMANCE ASSESSMENT OF REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMN JOINTS*. Stanford University.
- Alvarez, J., & Cordero, P. (2018). *Análisis dinámico no lineal en 3D del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso” de la Ciudad de Cuenca, Provincia del Azuay y propuesta de mitigación*. Universidad del Azuay.
- ASCE-7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineering.
- Astudillo, B. X. (2018). *Modelación y análisis por desempeño de una estructura de acero, considerando deterioro para la predicción del colapso*. Universidad de Cuenca.
- Aziz, T. S. (1976). *Inelastic dynamic analysis of building frames*. Massachusetts Institute of Technology.
- Calle, G. (2018). Determinación del tiempo, flujo de evacuación y posibles víctimas por un evento extremo en el Hospital Regional Vicente Corral Moscoso, de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay. Universidad del Azuay.
- Cardona, O. (1991). Evaluación de la amenaza, la vulnerabilidad y el riesgo. In *Los desastres no son naturales* (p. 14).
- Celi, C., & Arellano, B. (2014). Fiabilidad del Modelamiento Sísmico, en el Rango No Lineal, en Función de la Longitud de las Zonas Plásticas Asumidas Para Vigas. *EPN*, 33(1), 9.
- Chango, O., & Encalda, D. (2015). *Planificación estratégica a largo plazo del Hospital “Vicente Corral Moscoso*. Cuenca.
- Charney, F. A. (2005). Ground motion scaling for response history analysis. In *Seismic Loads: Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-05* (pp. 29–39). ASCE PRESS.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras* (4ta ed.). México: Pearson Educación.
- Clough, R., Benuska, K., & Wilson, E. (1965). *Inelastic earthquake response of tall buildings*. Wellington, New Zealand.
- Clough, R., & Johnston, S. (1967). Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements. *Transaction of Japan Earthquake Engineering Symposium*, 195–198.
- Crespo, G., & Flores, J. (2018). Análisis dinámico no lineal en 3D del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso” de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay en el estado actual que presenta la estructura. Universidad del Azuay.
- El-Metwally, S. E., & Chen, W. F. (1988). Moment-rotation modeling of reinforced concrete beam-column connections. *ACI Structural Journal*, 85,4(July-Aug), 384–394.
- Elnashai, A. S. (2016). Do we really need inelastic dynamic analysis? *Earthquake*

- Engineering*, 2469(June). <https://doi.org/10.1080/13632460209350435>
- FEMA P440A. (2009). *Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response*. Washington, D.C.: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY Department of Homeland Security (DHS).
- FEMA P695. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*. Washington, D.C.: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.
- Flores, T. M. (2003). *Estudio del control de rótulas plásticas en porticos de concreto armado*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Giberson, M. (1967). *The response of nonlinear multistory structures subjected to earthquake excitation*. California Institute of Technology, Pasadena, CA.
- Girardini, D. (2015). *Static and Seismic performances of R.C. shear walls cast into wood chip and cement formworks*. Università degli Studi di Padova.
- Guasch Duran, A. (2014). *Índice PROJECTE O TESIS D'ESPECIALITAT*. Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins.
- Gupta, A., & Krawinkler, H. (2000). Dynamic P-Delta Effects for Flexibility Inelastic Steel Structures, *126*(January), 145–154.
- Haselton, C. B., Goulet, C. A., Mitrani-reiser, J., Beck, J. L., Deierlein, G. G., Porter, K. A., ... Taciroglu, E. (2008). *An Assessment to Benchmark the Seismic Performance of a Code-Conforming Reinforced Concrete Moment-Frame Building*. Berkeley, CA.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(March), 1489–1511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>
- Karaaslan, E. (2015). Seismic performance assessment of wide beam infill joist block frame structures in turkey. Middle East Technical University.
- Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2012). Development and Utilization of Structural Component Databases for Performance-Based Earthquake Engineering. *Journal of Structural Engineering*, 139(8), 1382–1394. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000646](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000646)
- Mohamad, A. (n.d.). Seismic Design of Reinforced Concrete Structures.
- Naciones Unidas. (2015). Asamblea General Naciones Unidas. Tercera Conferencia Mundial de las Naciones Unidas sobre la Reducción del Riesgo de Desastres. Japón: 224/L.2, CONF.
- NEC-SE-CG. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción, Cargas (no sísmicas). Ecuador.
- NEC-SE-DS. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro sísmico-Diseño Sísmico Resistente. Ecuador.
- NEC-SE-HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Estructuras de Hormigón Armado*. Ecuador.
- Otani, S. (1974). Inelastic analysis of reinforced-concrete frame Structures. *Journal of Structural Division of American Society of Civil Engineers*, 1433–1449.
- Palomino, J., & Quezada, Á. (2017). Análisis dinámico no lineal del “ Hospital Regional Vicente. Universidad del Azuay. Plan RECONSTRUYO ECUADOR. Informe Trimestral de Gestión ( mayo - agosto de 2016 ). (2016).
- Safina Melone, S. (2002). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales análisis de su contribución al riesgo sísmico*. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam – Column Elements. *Journal of Structural Engineering*, 132(2), 244–252.

- Spacone, E., & El-tawil, S. (2004). Nonlinear Analysis of Steel-Concrete Composite Structures : State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 130, 159–168.
- Takayanagi, T., & Schnobrich, W. C. (1979). Non-linear analysis of coupled wall systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 7, 1–22.
- Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 2557–2573.
- Takizawa, H. (1976). Notes on Some Basic Problems in Inelastic Analysis of Planar RC Structures. *Trans. of Arch. Inst. of Japan*, 240, 51–62; 65–77.
- Taucer, F. F., Spacone, E., & Filippou, F. C. (1991). *A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures*. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California.
- Vintimilla, C., & Fajardo, A. (2016). *Evaluación estructural de la entidad hospitalaria “Hospital Vicente Corral Moscoso” de la ciudad de Cuenca – provincia del Azuay para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificación hospitalaria*. Universidad del Azuay.

## **ANEXO 1. Definiciones**

### **Ductilidad**

Es la capacidad que posee un material para deformarse de manera no lineal pese a que no existe incremento en los esfuerzos, sin pérdida sustancial de su rigidez y resistencia, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica (NEC-SE-DS, 2015). El índice de ductilidad se define como la deformación unitaria de rotura para la deformación unitaria elástica máxima.

### **Redundancia**

Es la capacidad que posee una estructura para redistribuir cargas de elementos con mayor sollicitación a elementos con menor sollicitación (NEC-SE-DS, 2015).

### **Inestabilidad dinámica**

Pérdida de capacidad para resistir cargas de gravedad debido a una carga sísmica (Gupta & Krawinkler, 2000).

### **Periodo**

El periodo fundamental de una estructura se concibe como el tiempo necesario para que un sistema no amortiguado complete un ciclo de vibración libre (Chopra, 2014). Se debe tomar en cuenta que el periodo fundamental de una estructura se asemeja a una huella digital, pues cada periodo es único de cada estructura y depende de la masa y rigidez de esta.

### **Edificaciones esenciales**

Son aquellas que, en condiciones de emergencia, poseen instalaciones cuyo funcionamiento es de máxima importancia para brindar atención a la población afectada (Safina Melone, 2002).

### Niveles de amenaza sísmica

Los eventos sísmicos son clasificados de acuerdo con su periodo de ocurrencia. De manera consecuente, el sismo de diseño estará ligado al tipo de estructura a analizar.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno $T_r$ (años)	Tasa anual de excedencia ( $1/T_r$ )
1	Frecuente (menor)	50%	72	0,01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0,00444
3	Raro (severo)	10%	475	0,00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0,00040

Tabla 1 Niveles de amenaza sísmica

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autores

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0,023
Daño	Ningún daño	Daños	0,01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0,00211

Tabla 2 Nivel de Desempeño Estructural para estructuras esenciales y de ocupación especial

Fuente:(NEC-SE-DS, 2015)

Elaboración: Autores

### Deriva de piso

Es el desplazamiento relativo entre dos niveles de entrepiso consecutivos medidos en dos puntos que se encuentre en el mismo eje transversal. La norma vigente

nacional establece una deriva máxima de 2% para estructuras de hormigón armado (NEC-SE-DS, 2015).

### **Modo de vibración**

El modo de vibración es la tendencia existente que presenta una estructura para desplazarse (o deformarse) al ser excitada por una fuerza externa. Los modos de vibración son una función del periodo de la estructura. El modo de vibración más importante de una edificación es el correspondiente al periodo fundamental de la misma y este será el que domine la respuesta de la estructura frente a un evento sísmico (Chopra, 2014).

### **Amenaza**

Es la probabilidad de que se produzca un evento desastroso, representando por un peligro de origen natural o tecnológico. Esta se presenta en un sitio específico por un periodo de tiempo y puede causar daños: a personas, bienes materiales o al medio ambiente (Cardona, 1991).

### **Vulnerabilidad**

Es la predisposición de un sujeto a ser afectado por una amenaza, o se define como el grado de pérdida de un elementos o grupo de elementos calificada de 0 (sin daño) a 1(pérdida total). Puede ser de carácter: técnico, este se cuantifica en términos físicos y funcionales (daños o interrupción del servicio); o social, solo se valora cualitativamente (aspectos económicos, culturales, ideológicos, etc.) (Cardona, 1991).

**ANEXO 2. Registros sísmicos utilizados**

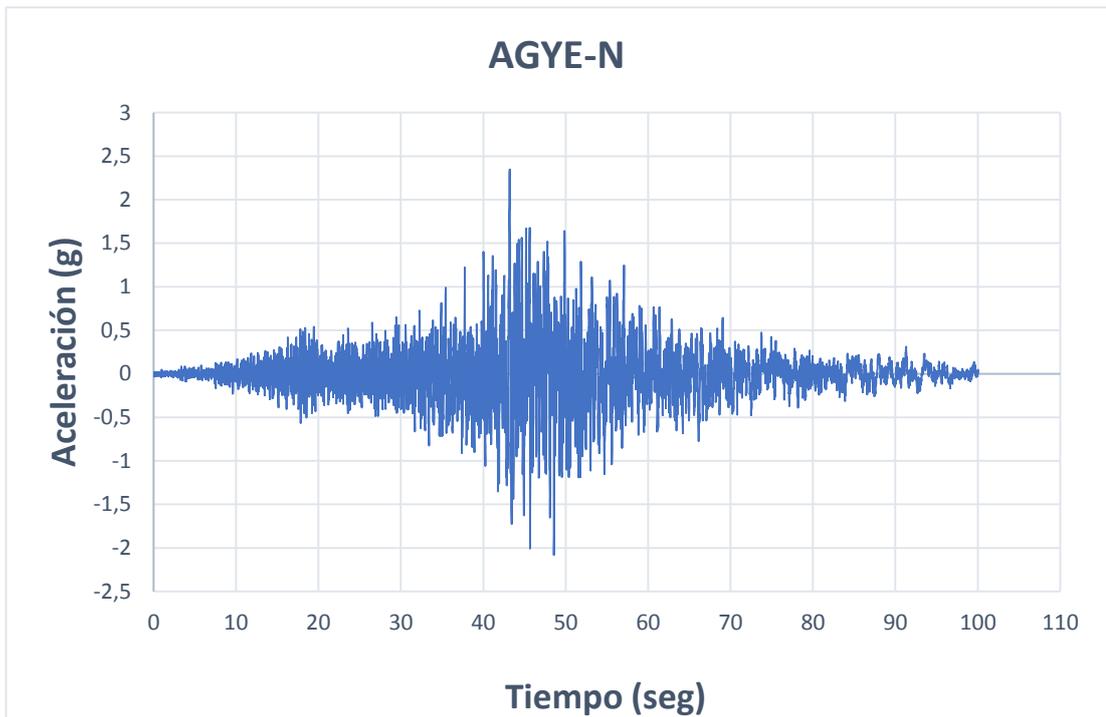


Figura 3 Registros sísmico AGYE-N

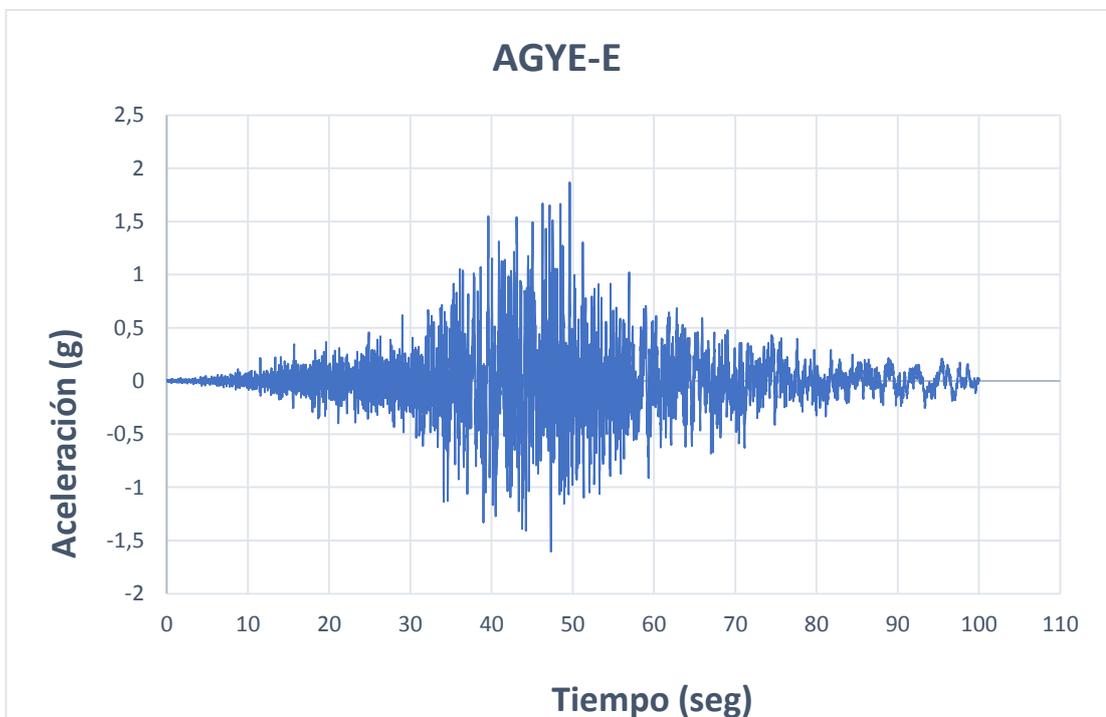


Figura 4 Registros sísmico AGYE-E

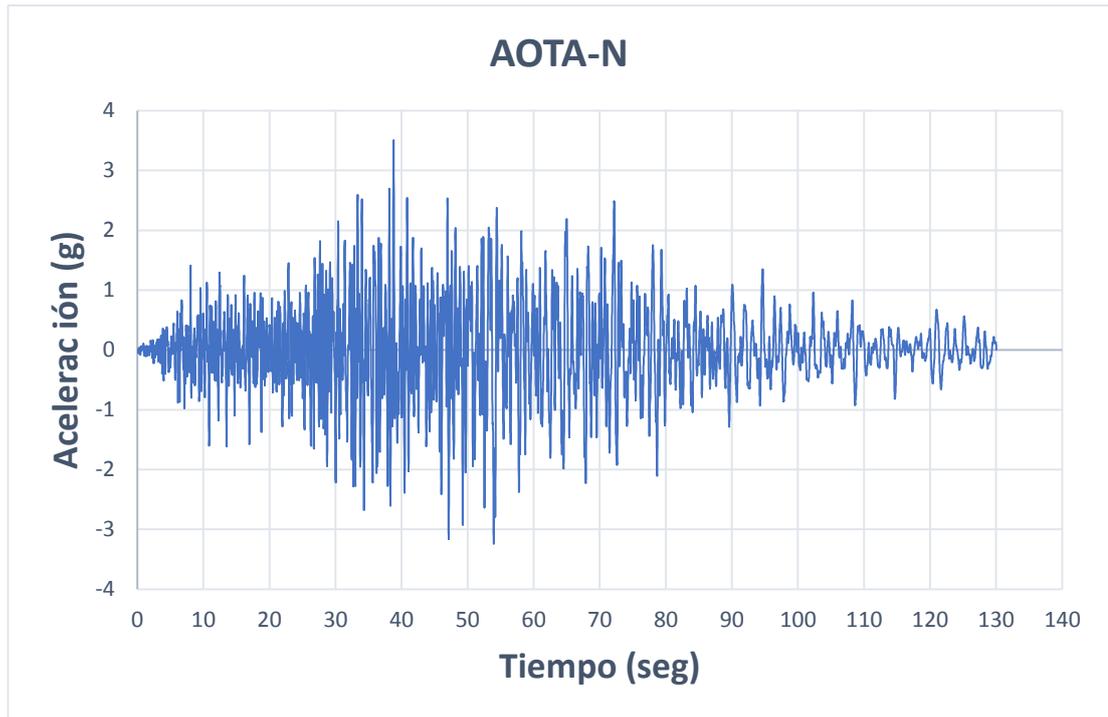


Figura 5 Registros sísmico AOTA-N

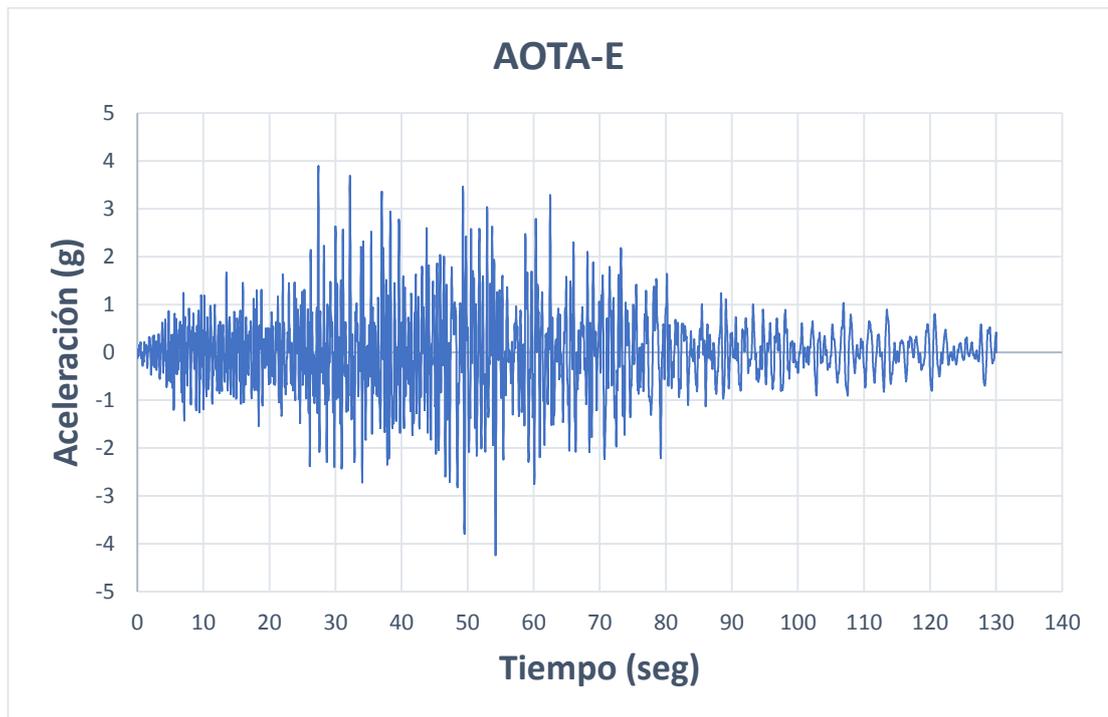


Figura 6 Registros sísmico AOTA-E

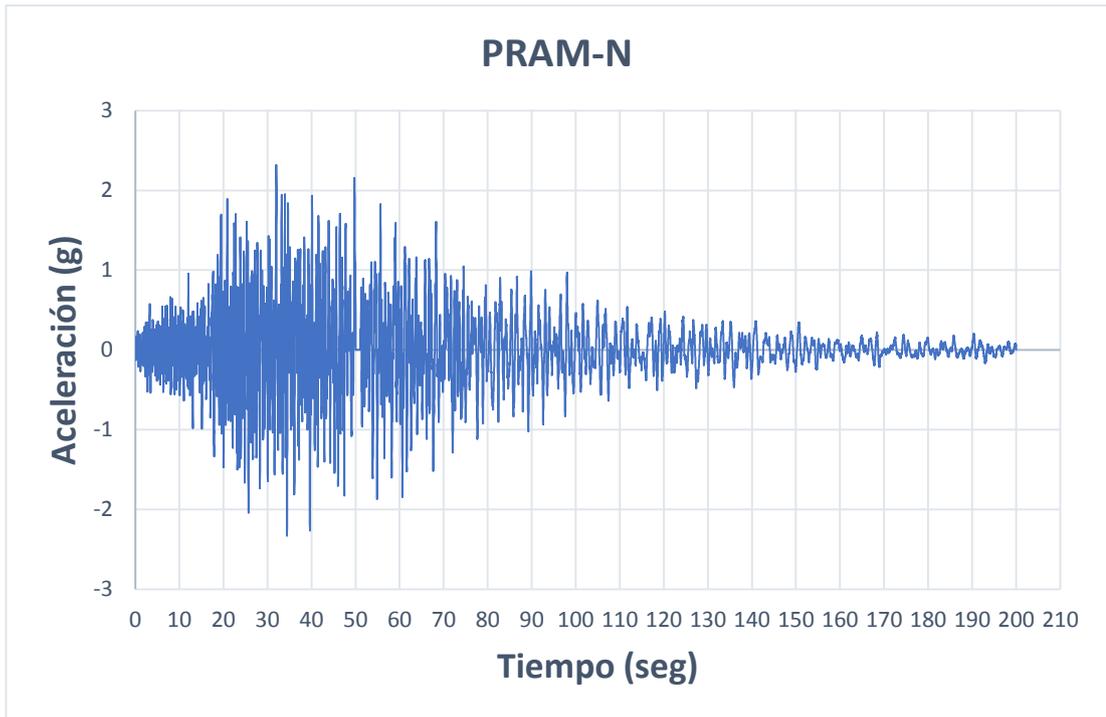


Figura 7 Registros sísmico PRAM-N

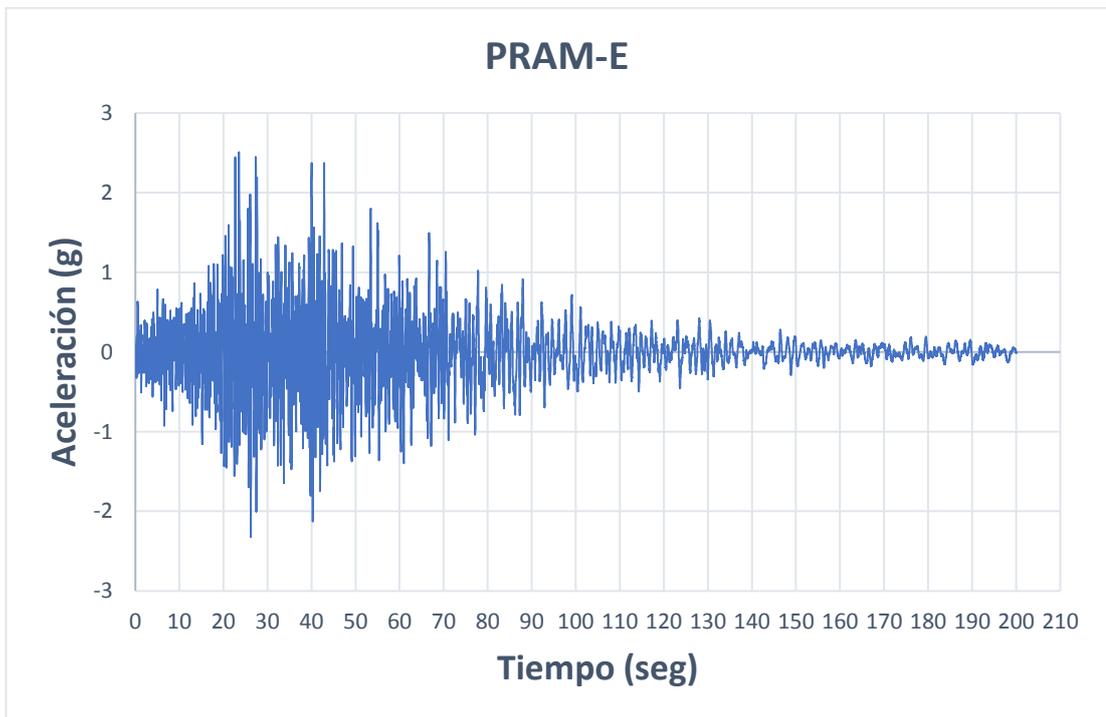
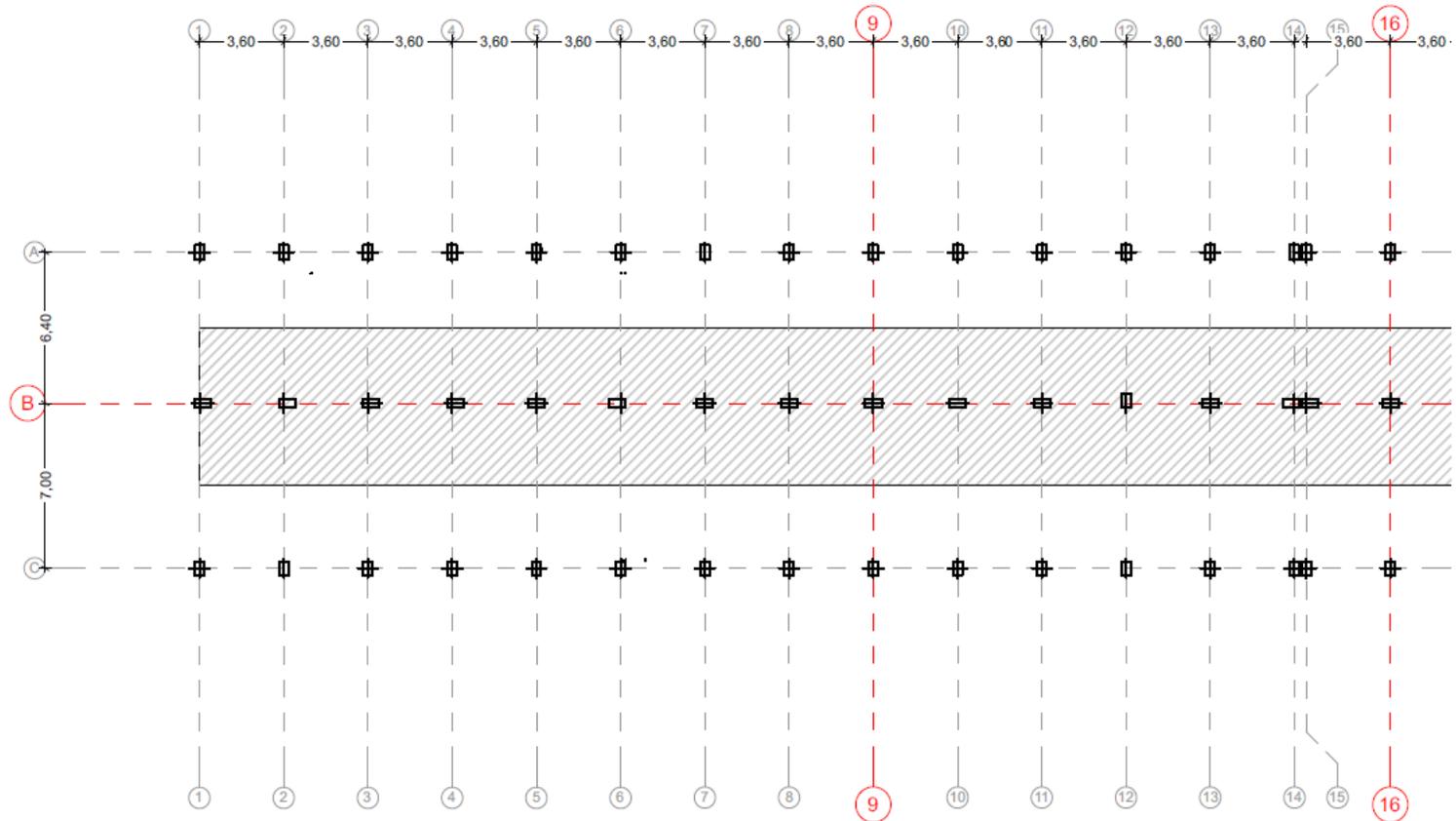


Figura 8 Registros sísmico PRAM-E

**ANEXO 3. Vista en Planta de la Estructura Analizada**



## ANEXO 4. Algoritmos Utilizados

```

# Script to convert units to N-m
# Calibration Data for Ibarra-Krawinkler Hysteresis Calibration
# ENES KARAASLAN
#####
# Peak Oriented Ibarra-Krawinkler Deterioration Material #
#####

proc IbarraMatNew {mat Ke Mypos Myneg tetp tetpc McMy} {
set in 1.; set kip 1.; set sec 1.;
set ft [expr 12.*$in]; # define engineering units
set ksi [expr $kip/pow($in,2)];
set psi [expr $ksi/1000.];
set lbf [expr $psi*$in*$in]; # pounds force
set pcf [expr $lbf/pow($ft,3)]; # pounds per cubic foot
set psf [expr $lbf/pow($ft,2)]; # pounds per square foot
set in2 [expr $in*$in]; # inch^2
set in4 [expr $in*$in*$in*$in]; # inch^4
set cm [expr $in/2.54]; # centimetre
set PI [expr 2*asin(1.0)]; # define constants
set g [expr 32.2*$ft/pow($sec,2)]; # gravitational acceleration
set Ubig 1.e10; # a really large number
set Usmall [expr 1/$Ubig]; # a really small number
set MPa [expr 145.04*$psi]; # MegaPascal
set meter [expr 100.*$cm]; # metric unit
set mm [expr 0.1*$cm]
set m [expr 100.*$cm]
set mm2 [expr $mm*$mm]
set N [expr 0.00022481*$kip]
set KN [expr 1000.*$N]

set matTag_Col $mat; # Material tag for wide beam spring
set Ko [expr 1.5*$Ke*1000]; # Initial Stiffness
set My_pos [expr 0.85*$Mypos*1000]; # Positive yield moment
set My_neg [expr 0.85*$Myneg*1000]; # Negative yield moment
set L_S 1; # basic strength deterioration
set L_K 1; # unloading stiffness deterioration
set L_A 1; # accelerated reloading stiffness deterioration
set L_C 1; # post-capping strength deterioration
set c_S 1.0; # exponent for basic strength deterioration
set c_K 1.0; # exponent for unloading stiffness deterioration
set c_A 1.0; # exponent for reloading stiffness deterioration
set c_C 1.0; # exponent for post-capping strength deterioration
set th_pP [expr 1.0*$tetp]; # plastic rot capacity +
set th_pN [expr 1.0*$tetp]; # plastic rot capacity -
set th_pcP [expr 1.0*$tetpc]; # post-capping rot capacity +
set th_pcN [expr 1.0*$tetpc]; # post-capping rot capacity -
set Res_pos 0.20; # residual strength ratio +
set Res_neg 0.20; # residual strength ratio -
set th_uP 0.4; # ultimate rot capacity +
set th_uN 0.4; # ultimate rot capacity -
set D_pos 1.0; # rate of cyclic deterioration +
set D_neg 1.0; # rate of cyclic deterioration -
set Mc_My $McMy; # Post yield strength ratio
set as_pos [expr $Mc_My/$th_pP/($Ke*1000)];# + strain hardening ratio
set as_neg [expr $Mc_My/$th_pN/($Ke*1000)];# - strain hardening ratio
uniaxialMaterial ModIMKPeakOriented $matTag_Col $Ko $as_pos $as_neg $My_pos $My_neg $L_S $L_C $L_A $L_K
$c_S $c_C $c_A $c_K $th_pP $th_pN $th_pcP $th_pcN $Res_pos $Res_neg $th_uP $th_uN $D_pos $D_neg

}

```

```
#####
# Yield Strength Prediction #
#####

proc IntStiff {P Ag fc Ec b d} {
set stiff [expr 0.17+1.61*$P/$Ag/$fc/1000.]
set gross [expr $Ec*$b*pow($d,3)/12/pow(1000,3)]
if {$stiff < 0.35} {
return [expr 0.35*$gross]
} elseif {$stiff > 0.8} {
return [expr 0.8*$gross]
} else {
return [expr $stiff*$gross]
}
}

proc PostCapRot {fc v asl rs} {

set caprot [expr 0.76*pow(0.031,$v)*pow((0.02+40.*$rs),1.02)]
if {$caprot > 0.1} {
return 0.1
} else {
return $caprot
}
}

proc Calibration {mtag Econc Esteel width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip} {
#Geometry and Material Input Para.
set b $width; #Member Width
set d $depth; #Member Depth
set dc $cover; #Cover Depth
set fc $fconc; #Concrete Strength
set fy $fsteel; #Steel Yield Strength
set P $axial; #Member Axial Load
set rs $shear; #Reinforcement Ratio Shear
set rc $compr; #Reinforcement Ratio Compressive
set rt $tens; #Reinforcement Ratio Tensile
set asl $barslip; #Bar Slip Parameter either 0 or 1
set mat $mtag; #define material tag
set Ec $Econc;
set Es $Esteel;
#Geometry and Material Calculated Para.
set deff [expr $d-$cover]; #Effective Depth
set Ag [expr $b*$d/pow(1000.,2)]; #Member Gross Area
set v [expr $P/$Ag/$fc/1000.]; #Axial Load Ratio
set n [expr 1.0*$Es/$Ec]; #Ey/Ec
set dr [expr 1.0*$dc/$deff]; #Cover/Effective Depth Ratio
set A [expr $rc+$rt+$rs+$P*1000./$b/$deff/$fy];
set B [expr $rc+$rt*$dr+$rs*0.5*(1.0+$dr)+$P*1000./$b/$deff/$fy]
set ky [expr sqrt(pow($n,2)*pow($A,2)+2*$n*$B)-$n*$A];
set phi [expr 1.8*$fc/$Ec/$ky/$deff];
IbarraMatNew $mat [IntStiff $P $Ag $fc $Ec $b $d] [expr 0.5*$phi*$b*pow($deff,3)*($Ec*pow($ky,2)/2*(0.5*(1+$dr)-$ky/3)+0.5*$Es*(1-$dr)*((1-$ky)*$rc+(($ky-$dr)*$rt+(1-$dr)*$rs/6)))/pow(1000,2)] [expr 0.5*$phi*$b*pow($deff,3)*($Ec*pow($ky,2)/2*(0.5*(1+$dr)-$ky/3)+0.5*$Es*(1-$dr)*((1-$ky)*$rc+(($ky-$dr)*$rt+(1-$dr)*$rs/6)))/pow(1000,2)] [expr 0.13*(1.+0.55*$asl)*pow(0.13,$v)*pow((0.02+40.*$rs),0.65)*pow(0.57,(0.01*$fc))] [PostCapRot $fc $v $asl $rs] [expr 1.25*pow(0.89,$v)*pow(0.91,(0.01*$fc))]
}

```

```

source IMK.tcl

    # set lrgDsp 1;    # Causes a bit more QNAN problems, but better to use.
    set lrgDsp 1;
    set Mass1        [expr 1434.3]; # Masa asignada en nodos [kg]
                    # Elastic test material stiffness - used for joint hinges not connected to anything, etc.
    set E_elasticTestMaterial 270807284095210;    # This is made to match the initial bond-slip M-Rot
spring stiffness for BS1
                    # Make an elastic material for testing while building the model (this is also used for the joint bond-slip
springs that are not connected to anything)
    set elastJointMatT 7000;    # To agree with joint numbering
    uniaxialMaterial Elastic $elastJointMatT $E_elasticTestMaterial

#####
#####
### DEFINE MATERIALS

# Define Joint Shear Panel Materials
    uniaxialMaterial Elastic 8000 [expr 113292467.4]

source calibracion.tcl

# Define Section GEOMETRY parameters -----30-----
set HCol 350; # Column depth
set BCol 700; # Column width
set HCol2 600; # Column depth
set BCol2 400; # Column width
set BBeam 300; # Beam width
set HBeam 350; # Beam depth

set HCover 50; # Cover concrete depth
# Reinforcement Parameters
#Column reinforcement
set CompStRatCol [expr 0.01085]; # Column Compression reinforcement ratio
set TenStRatCol [expr 0.01085]; # Column Tension reinforcement ratio
set ShrStRatCol [expr 0.005183]; # Column Shear reinforcement ratio
set CompStRatCol2 [expr 0.00946]; # Column Compression reinforcement ratio
set TenStRatCol2 [expr 0.00946]; # Column Tension reinforcement ratio
set ShrStRatCol2 [expr 0.006121]; # Column Shear reinforcement ratio
set CompStRatBeam [expr 0.007656]; # Beam Compression reinforcement ratio
set TenStRatBeam [expr 0.007656]; # Beam Tension reinforcement ratio
set ShrStRatBeam [expr 0.005662]; # Beam Shear reinforcement ratio
# Other Material Parameters
set fc 21; #28 day concrete strength
set fy 420; #Steel yield strength
set Esteel 210000;
set EConc 21000;

set PT [expr 168.84*7/3];
set P6 [expr 168.84*6/3];
set P5 [expr 168.84*5/3];
set P4 [expr 168.84*4/3];
set P3 [expr 168.84*3/3];
set P2 [expr 168.84*2/3];

```

```

set P1 [expr 168.84*1/3];
# define rotational spring material,
# Define Column Springs
# mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip
Calibration 30001 $EConc $Esteel $HCol $BCol $HCover $fc $fy $P1 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
Calibration 30002 $EConc $Esteel $HCol $BCol $HCover $fc $fy $P2 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
Calibration 30003 $EConc $Esteel $HCol $BCol $HCover $fc $fy $P3 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
Calibration 30004 $EConc $Esteel $HCol $BCol $HCover $fc $fy $P4 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
Calibration 30005 $EConc $Esteel $HCol $BCol $HCover $fc $fy $P5 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
Calibration 30006 $EConc $Esteel $HCol $BCol $HCover $fc $fy $P6 $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;
Calibration 30007 $EConc $Esteel $HCol $BCol $HCover $fc $fy $PT $CompStRatCol $TenStRatCol $ShrStRatCol 1;

#column springs at first floor
Calibration 40001 $EConc $Esteel $HCol2 $BCol2 $HCover $fc $fy $P1 $CompStRatCol2 $TenStRatCol2 $ShrStRatCol2
1;
Calibration 40002 $EConc $Esteel $HCol2 $BCol2 $HCover $fc $fy $P2 $CompStRatCol2 $TenStRatCol2 $ShrStRatCol2
1;
Calibration 40003 $EConc $Esteel $HCol2 $BCol2 $HCover $fc $fy $P3 $CompStRatCol2 $TenStRatCol2 $ShrStRatCol2
1;
Calibration 40004 $EConc $Esteel $HCol2 $BCol2 $HCover $fc $fy $P4 $CompStRatCol2 $TenStRatCol2 $ShrStRatCol2
1;
Calibration 40005 $EConc $Esteel $HCol2 $BCol2 $HCover $fc $fy $P5 $CompStRatCol2 $TenStRatCol2 $ShrStRatCol2
1;
Calibration 40006 $EConc $Esteel $HCol2 $BCol2 $HCover $fc $fy $P6 $CompStRatCol2 $TenStRatCol2 $ShrStRatCol2
1;
Calibration 40007 $EConc $Esteel $HCol2 $BCol2 $HCover $fc $fy $PT $CompStRatCol2 $TenStRatCol2 $ShrStRatCol2
1;

#Define Beam Springs
# mtag width depth cover fconc fsteel axial compr tens shear barslip
Calibration 20000 $EConc $Esteel $HBeam $BBeam $HCover $fc $fy [expr $P1] $CompStRatBeam $TenStRatBeam
$ShrStRatBeam 0; #

# # Define the Elastic Footing Rotational Stiffness Materials (this includes link beam and footing-soil stiffness
uniaxialMaterial Elastic 500 [expr 8.825289335268E+13];

# propiedades de materiales
set EcC 21001E+6
# Densidad del hormigon
set ro 2400
set Nu 0.2

# Propiedades de secciones
# VIGAS
# V30x35
set m 1
set BV [expr 0.30*$m]
set HV [expr 0.35*$m]
set A_V30x35 [expr $BV*$HV]
puts $A_V30x35
set Ix_V30x35 [expr $BV*pow($HV,3)/12]
set EA_V [expr $EcC*$A_V30x35]
set EI_V [expr $EcC*$Ix_V30x35]
set massDens_V [expr $A_V30x35*$ro]

# COLUMNAS
# C60x40
set BC [expr 0.40*$m]
set HC [expr 0.60*$m]
set A_C40x60 [expr $BC*$HC]
set Ix_C40x60 [expr $BC*pow($HC,3)/12]
set EA_C60 [expr $EcC*$A_C40x60]

```

```
set EI_C60 [expr $Ec*$Ix_C40x60]
set massDens_C40x60 [expr $A_C40x60*$ro]
```

```
# C35x70
set BC1 [expr 0.7*$m]
set HC1 [expr 0.35*$m]
set A_C35x70 [expr $BC1*$HC1]
set Ix_C35x70 [expr $BC1*pow($HC1,3)/12]
set EA_C70 [expr $Ec*$A_C35x70]
set EI_C70 [expr $Ec*$Ix_C35x70]
set massDens_C35x70 [expr $A_C35x70*$ro]
```

```
geomTransf Linear 1
geomTransf PDelta 2
```

```
#Aplicar efectos P-Deltas? (1-no / 2-si)
set primaryGeomTransT 1
```

```
# rotSpring2D.tcl
# SETS A MULTIPOINT CONSTRAINT ON THE TRANSLATIONAL DEGREES OF FREEDOM,
# SO DO NOT USE THIS PROCEDURE IF THERE ARE TRANSLATIONAL ZEROLENGTH
# ELEMENTS ALSO BEING USED BETWEEN THESE TWO NODES
#
# Written: MHS
# Date: Jan 2000
#
# Formal arguments
#     eleID - unique element ID for this zero length rotational spring
#     nodeR - node ID which will be retained by the multi-point constraint
#     nodeC - node ID which will be constrained by the multi-point constraint
#     matID - material ID which represents the moment-rotation relationship for the spring
proc rotSpring2D {eleID nodeR nodeC matID} {
# Create the zero length element
element zeroLength $eleID $nodeR $nodeC -mat $matID -dir 6
# Constrain the translational DOF with a multi-point constraint
# retained constrained DOF_1 DOF_2 ... DOF_n
equalDOF $nodeR $nodeC 1 2
}
```

```
# Define the joint elements
```

```
#      tag n1  n2  n3  n4  n5  Mat1 Mat2 Mat3 Mat4 shearPanel largeDisp
element Joint2D 6012 10121 10122 10123 10124 10125 30007 20000 30006 7000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6013 10131 10132 10133 10134 10135 30006 20000 30005 7000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6014 10141 10142 10143 10144 10145 30005 20000 30004 7000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6015 10151 10152 10153 10154 10155 30004 20000 30003 7000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6016 10161 10162 10163 10164 10165 30003 20000 30002 7000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6017 10171 10172 10173 10174 10175 30002 20000 30001 7000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6018 10181 10182 10183 10184 10185 30001 20000 7000 7000 8000 $lrgDsp

element Joint2D 6022 10221 10222 10223 10224 10225 40007 20000 40006 20000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6023 10231 10232 10233 10234 10235 40006 20000 40005 20000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6024 10241 10242 10243 10244 10245 40005 20000 40004 20000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6025 10251 10252 10253 10254 10255 40004 20000 40003 20000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6026 10261 10262 10263 10264 10265 40003 20000 40002 20000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6027 10271 10272 10273 10274 10275 40002 20000 40001 20000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6028 10281 10282 10283 10284 10285 40001 20000 7000 20000 8000 $lrgDsp

element Joint2D 6032 10321 10322 10323 10324 10325 30007 7000 30006 20000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6033 10331 10332 10333 10334 10335 30006 7000 30005 20000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6034 10341 10342 10343 10344 10345 30005 7000 30004 20000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6035 10351 10352 10353 10354 10355 30004 7000 30003 20000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6036 10361 10362 10363 10364 10365 30003 7000 30002 20000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6037 10371 10372 10373 10374 10375 30002 7000 30001 20000 8000 $lrgDsp
element Joint2D 6038 10381 10382 10383 10384 10385 30001 7000 7000 20000 8000 $lrgDsp
```