



**BUAP**

**BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA**

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

**CONFIABILIDAD SÍSMICA DE UN EDIFICIO  
ESCOLAR CONSIDERANDO EL DAÑO  
OBSERVADO**

**TESIS**

Que para obtener el grado de:  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**  
**CON OPCIÓN TERMINAL EN ESTRUCTURAS**

Presenta:

**DULCE RAMÍREZ TECORRALCO**

Director de tesis:

**DR. EDUARDO ISMAEL HERNÁNDEZ**

Co-director de tesis:

**M. MARTIN CASTILLO FLORES**

Puebla, Pue.

Diciembre 2018



**ESTA TESIS ES PARTE DEL PROYECTO PDCPN2014-1 CON CLAVE 249071 “ESTUDIOS PARAMÉTRICOS PARA ESTABLECER LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE CONSTRUCCIONES ESCOLARES MEDIANTE UNA PLATAFORMA DE MONITORIZACIÓN BASADA EN SENSORES INALÁMBRICOS”.**



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado




Oficio No. 3879/2018

**C. Dulce Ramírez Tecorralco**  
Pasante de la Maestría en Ingeniería  
con opción terminal en Estructuras  
Facultad de Ingeniería, BUAP.  
Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **Confiabilidad sísmica de un edificio escolar considerando el daño observado**. Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras. Asignándose como Director al Dr. Eduardo Ismael Hernández y Co-director al M.I. Martín Castillo Flores.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente  
"Pensar bien, para vivir mejor"  
H. Puebla de Zaragoza, noviembre 30 de 2018

  
**M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández**  
Director

C.c.p. Dr. Eduardo Ismael Hernández y Martín Castillo Flores, Director y Co-director del tema de tesis.

C.c.p. Archivo

ABH/MCF/sco\*



Facultad  
de Ingeniería

Bld. Valsequillo y Av. San Claudio  
s/n, edif. ING - 4, Col. San Manuel,  
Ciudad Universitaria,  
Puebla, Pue. C.P. 72570  
01 (222) 229 55 00 Ext. 7610



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

H. Puebla de Zaragoza, a 3 de diciembre de 2018

**Asunto:** Autorización de impresión

**M.I. FERNANDO DANIEL LAZCANO HERNÁNDEZ  
DIRECTOR DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA  
BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA  
PRESENTE**

El que suscribe Dr. Eduardo Ismael Hernández, nombrado director del tema de tesis: "**Confiabilidad Sísmica de un edificio escolar considerando el daño observado**", informa a usted, por medio de la presente, que después de haber revisado el contenido del documento, la metodología, así como la redacción del mismo, no tengo el inconveniente en autorizar la impresión de dicha tesis, para que la estudiante de la **Maestría en Ingeniería con opción terminal en Estructuras, Ing. Dulce Ramírez Tecorralco, matrícula 215470350**, pueda continuar su proceso de titulación.

La presente se extiende para su conocimiento y los efectos legales a que haya lugar.

Sin otro particular, quedo de usted.

**Atentamente**

Ing. Eduardo Ismael Hernández

c.c.p. Exámenes profesionales  
c.c.p. Interesado  
c.c.p. Archivo



## **DEDICATORIA**

*A la memoria de mi hermano, Miguel Ángel Ramírez Martínez, por convertirse en mi motivo e inspiración, con todo mi amor para él.*

*A mis padres, Sra. Lucila Tecorralco Garrido y Sr. Miguel Ángel Ramírez Martínez, por ser mi fuerza y mi gran apoyo incondicional en este camino llamado vida.*

*A mi hermano, Diego Ramírez Tecorralco, por ser mi gran aliado, por su amor, confianza y apoyo.*

*“No pienses que lo que se te dificulta es humanamente imposible; y si es humanamente posible, considéralo a tu alcance”.*

*Marco Aurelio*



## **AGRADECIMIENTOS**

*Agradezco a Dios por permitirme culminar este camino y por todas las bendiciones que me concede.*

*A mi familia por alentarme y apoyarme siempre.*

*Al Dr. Eduardo Ismael Hernández, por brindarme su tiempo y transmitirme sus conocimientos para poder realizar el presente trabajo.*

*A mis amigos y compañero de maestría, con los cuales compartí buenos momentos, por su ayuda y su amistad.*

*A esas personas especiales que siempre están cuando necesito un apoyo, gracias.*



## **CONTENIDO**

RESUMEN .....	13
ABSTRACT .....	15
Capítulo 1. Introducción .....	17
1.1 Antecedentes .....	20
1.2 Planteamiento del Problema .....	22
1.3 Objetivo general .....	23
1.4 Objetivo Especifico .....	23
1.5 Alcances y limitaciones .....	24
1.6 Metodología .....	25
Capítulo 2. Descripción del Caso en estudio.....	26
2.1 Descripción de la estructura .....	26
2.2 Levantamiento del edificio. ....	27
2.3 Levantamiento de Daños .....	32
Capítulo 3. Respuesta Instrumental y Calibración de los modelos para el análisis no lineal.....	41
3.1 Instrumentación .....	44
3.1.1 Obtención de registros.....	54
3.1.2 Análisis de las señales .....	55
3.2 Obtención de periodos de vibrar .....	57
3.2.1 Cálculo del Modo de Traslación Longitudinal (L) .....	57
3.2.2 Cálculo del Modo de Traslación Transversal (T) .....	58
3.2.3 Cálculo del Modo de Rotación (R) .....	58
3.2.4 Obtención de Cocientes Espectrales.....	59
3.2.5 Cálculo de frecuencias y periodos de vibrar .....	61
3.3 Desarrollo y Calibración de los Modelos Estructurales .....	62
3.3.1 Propiedades de los materiales .....	62
3.3.2 Calibración de los modelos.....	63
3.3.2.1 Calibración del Modelo en condiciones actuales .....	63
3.3.2.2 Calibración del Modelo sin Daño .....	67
3.3.2.3 Calibración del Modelo con Daño .....	68



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

---

Capítulo 4. Generación de Modelos y Análisis No Lineal con el programa OpenSEES.....	69
4.1 Generación de Modelos y Obtención de Periodos de Vibrar .....	69
4.2 Análisis no Lineal Pushover con OpenSEES.....	73
4.2.1 Elementos de plasticidad distribuida.....	74
4.2.2 Teoría modificada de deterioro de IMK.....	75
Capítulo 5. Generación de Modelos y Análisis No Lineal con el programa Drain2D.....	80
5.1 Generación de Modelos para el análisis no lineal con Drain2D.....	80
5.1.1 Representación del Daño .....	83
5.1.2 Intensidad sísmica .....	84
5.1.3 Análisis de empuje lateral Pushover .....	86
5.1.4 Análisis Dinámico no Lineal Paso a Paso.....	90
5.2 Modelos Histeréticos .....	92
5.2.1 Modelo de Campos y Esteva .....	93
5.2.2 Simulación de Monte Carlo.....	94
5.2.3 Modelo de Mander.....	96
5.2.4 Resultados del análisis Paso a Paso.....	102
Capítulo 6. Análisis de Confiabilidad.....	108
6.1 Índice de reducción de rigidez secante <b>IRRS</b> .....	112
6.2 Intensidad sísmica normalizada.....	115
6.3 Funciones de confiabilidad utilizando el <b>IRRS</b> para sistemas de múltiples grados de libertad.....	118
Capítulo 7. Conclusiones y Recomendaciones.....	125
7.1 Conclusiones .....	125
7.2 Recomendaciones .....	126

## **ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura 1.1 Inmuebles por tipo de riesgo después del sismo del 19 de septiembre de 2017 emitidas por el ISC (Instituto para la Seguridad de las Construcciones) .....	19
Figura 1.2 Inmuebles por tipo de riesgo y edad.....	19



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

---

Figura 1.3 Escuela Secundaria Federal Dr. Gabino Barrera.....	21
Figura 1.4 Ubicación de la Escuela Secundaria Federal Dr. Gabino Barrera. ..	21
Figura 2.1 Estructura de uso estudiantil de concreto reforzado. ....	26
Figura 2.2 Levantamiento del edificio. Verificación del espesor de la losa. ....	27
Figura 2.3 Planos del Edificio tipo U-3C realizado por CAPFCE.....	28
Figura 2.4 Corte Transversal del Edificio U3C. ....	29
Figura 2.5 Columna tipo del Edificio U3C. ....	29
Figura 2.6 Corte Longitudinal del Edificio U3C.....	30
Figura 2.7 Planta de Cimentación y Entrepisos del Edificio U3C. ....	31
Figura 2.8 Daño por cortante observado en la columna del Eje 1 en sentido longitudinal, agrietamiento de 0.10 mm de espesor.....	33
Figura 2.9 Daño por cortante observado en la columna del Eje 4 en sentido longitudinal, agrietamiento de 0.50 mm de espesor.....	34
Figura 2.10 Daño por cortante observado en la columna del Eje 8 en sentido longitudinal, agrietamiento de 0.75 mm de espesor.....	34
Figura 2.11 Daño por cortante observado en la columna del Eje 8 en sentido longitudinal, agrietamiento de 0.75 mm de espesor.....	35
Figura 2.12 Daño por cortante observado en la columna del Eje 9 en sentido longitudinal, agrietamiento de 0.50 mm de espesor.....	36
Figura 2.13 Daño por cortante observado en la columna del Eje 11 en sentido longitudinal, agrietamiento de 1.00 mm de espesor.....	36
Figura 2.14 Daño por cortante observado en la columna del Eje 11 en sentido longitudinal, agrietamiento de 1.00 mm de espesor.....	37
Figura 2.15 Daño por cortante observado en la columna del Eje 12 en sentido longitudinal y transversal, agrietamiento de 0.75 mm de espesor.....	37
Figura 2.16 Daño por cortante observado en la columna del Eje 12 en sentido longitudinal y transversal, agrietamiento de 1.00 mm de espesor.....	38
Figura 2.17 Resumen de levantamiento de Daños en sentido transversal. ....	39
Figura 2.18 Resumen de levantamiento de Daños en sentido longitudinal.....	40
Figura 3.1 Localización de los puntos P01-CG-AZ, P02-ESQ-NE-AZ y P03-LE-AZ en la azotea. ....	42
Figura 3.2 Localización del punto P04-CG-PB en planta baja. ....	43
Figura 3.3 Acelerómetro triaxial BASALT.....	44
Figura 3.4 Localización del punto P01-CG-AZ y preparación del equipo.....	46
Figura 3.5 Obtención de los registros en el punto P01-CG-AZ. ....	47



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

---

Figura 3.6 Localización del punto P02-ESQ-NE-AZ y preparación del equipo.	48
Figura 3.7 Obtención de los registros en el punto P02-ESQ-NE-AZ.....	49
Figura 3.8 Localización del punto P03-LE-AZ y preparación del equipo.....	50
Figura 3.9 Obtención de los registros en el punto P03-LE-AZ. ....	51
Figura 3.10 Localización del punto P04-CG-PB y preparación del equipo.....	52
Figura 3.11 Obtención de los registros en el punto P04-CG-PB, se puede observar en el círculo la coda del sismo ocurrido que se presentó el día de la instrumentación.....	53
Figura 3.12 Obtención de registros. Interfaz de software (K2SAC) y archivos de salida extensión *.SAC para los canales 1, 2 y 3, respectivamente.....	54
Figura 3.13 a) Análisis de Señales. Software GEOPSY (Wathelet, 2005) .....	56
Figura 3.13 b) Análisis de Señales. Interfaz de software (GEOPSY).....	56
Figura 3.13 c) Análisis de Señales. Archivo de salida (EAF) de la señal en términos de amplitud y frecuencia.....	57
Figura 3.14 a) Cocientes espectrales para la estimación de los periodos de vibrar de los tres primeros modos del Edificio.....	59
Modo de Traslación Longitudinal .....	59
Figura 3.14 b) Cocientes espectrales para la estimación de los periodos de vibrar de los tres primeros modos del Edificio.....	60
Modo de Traslación Transversal .....	60
Figura 3.14 c) Cocientes espectrales para la estimación de los periodos de vibrar de los tres primeros modos del Edificio.....	60
Figura 3.15 Modelo tridimensional en ETABS 2016 representando las condiciones actuales del Edificio.....	64
Figura 3.16 Corte Longitudinal frontal modelado en ETABS 2016 representando las condiciones actuales del Edificio. ....	64
Figura 3.17 Corte Longitudinal Posterior modelado en ETABS 2016 representando las condiciones actuales del Edificio. ....	65
Figura 3.18 Planta de entrepiso modelada en ETABS 2016 representando las condiciones actuales del Edificio.....	65
Figura 3.19 Corte Transversal modelado en ETABS 2016 representando las condiciones actuales del Edificio.....	66
Figura 3.20 Modelo tridimensional en ETABS 2016 sin daño. ....	67
Figura 3.21 Modelo tridimensional en ETABS 2016 con daño.....	68
Figura 4.1 Modelo en sentido longitudinal generado con OpenSEES.....	72
Figura 4.2 Modelo en sentido transversal generado con OpenSEES. ....	72



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

Figura 4.3 Modelos idealizados de elementos viga-columna.....	73
Figura 4.4 Discretización transversal de una sección de concreto armado .....	74
Figura 4.5 Curva envolvente del modelo modificado de IMK .....	76
Figura 4.6 Curvas de Capacidad Desplazamiento vs Cortante en la base en dirección longitudinal sin daño y con Daño. ....	78
Figura 4.7 Curvas de Capacidad Desplazamiento vs Cortante en la base en dirección longitudinal sin daño y con Daño. ....	79
Figura 5.1 Modelos analíticos sin daño para el análisis de empuje lateral pseudo-estático y el análisis paso a paso (cotas en centímetros); a) Longitudinal, b) Transversal.....	81
Figura 5.2 Modelos analíticos con daño para el análisis de empuje lateral pseudo-estático y el análisis paso a paso (cotas en centímetros); a) Longitudinal, b) Transversal.....	82
Figura 5.3 Acelerograma registrado el 19 de septiembre de 2017 en la estación del Campus Central UPAEP. ....	84
Figura 5.4 Espectro de pseudo aceleraciones sentido longitudinal (CH3) E-O del sismo registrado el 19 de septiembre de 2017 en la estación del Campus Central UPAEP. ....	85
Figura 5.5 Espectro de pseudo aceleraciones sentido transversal (CH2) N-S del sismo registrado el 19 de septiembre de 2017 en la estación del Campus Central UPAEP. ....	85
Figura 5.6 Estructura bajo la acción de una carga lateral monotónica. Cruz, A. (2015).....	86
Figura 5.7 Curvas de Capacidad Desplazamiento vs Cortante en la base en dirección longitudinal sin daño y con Daño. ....	88
Figura 5.8 Curvas de Capacidad Desplazamiento vs Cortante en la base en dirección transversal sin daño y con Daño.....	89
Figura 5.9 Comportamiento histerético no lineal. ....	92
Figura 5.10 Modelo de comportamiento histerético para vigas de concreto reforzado (Campos y Esteva 1997).....	94
Figura 5.11 Comparación de curvas esfuerzo-deformación de un concreto simple y uno confinado. Adaptada de Mander (1983).....	97
Figura 5.12 Núcleo efectivo del concreto confinado para una sección rectangular. Adaptada de Mander (1988). ....	99
Figura 5.13 Factor de confinamiento $\lambda$ para elementos cuadrados y rectangulares. Adaptada de Mander (1988).....	101



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

---

Figura 5.14 Ejemplos representativos de los análisis paso a paso para el grupo de estructuras analizadas sin incluir daño en el sentido longitudinal .....	104
Figura 5.15 Ejemplos representativos de los análisis paso a paso para el grupo de estructuras analizadas sin incluir daño en el sentido transversal.....	105
Figura 5.16 Ejemplos representativos de los análisis paso a paso para el grupo de estructuras analizadas con daño en el sentido longitudinal .....	106
Figura 5.17 Ejemplos representativos de los análisis paso a paso para el grupo de estructuras analizadas con daño en el sentido transversal.....	107
Figura 6.1 Densidad de probabilidad de las variables aleatorias de resistencia y sollicitación.....	110
Figura 6.2 a) Esquema que demuestra la forma de estimar el valor de $K_{sec}$ , cuando el desplazamiento máximo es positivo. La KSEC es el ángulo respecto a la línea horizontal.....	114
Figura 6.2 b) Esquema que demuestra la forma de estimar el valor de $K_{sec}$ , cuando el desplazamiento máximo es negativo. La KSEC es el ángulo respecto a la línea horizontal.....	114
Figura 6.3 Valores del $IRRS$ obtenidos a partir de la ecuación 6.4, en términos de intensidad sísmica para el grupo de estructuras analizadas sin daño incluido en el sentido longitudinal.....	116
Figura 6.4 Valores del $IRRS$ obtenidos a partir de la ecuación 6.4, en términos de intensidad sísmica para el grupo de estructuras analizadas sin daño incluido en el sentido transversal .....	116
Figura 6.5 Valores del $IRRS$ obtenidos a partir de la ecuación 6.4, en términos de intensidad sísmica para el grupo de estructuras analizadas con daño incluido en el sentido longitudinal.....	117
Figura 6.6 Valores del $IRRS$ obtenidos a partir de la ecuación 6.4, en términos de intensidad sísmica para el grupo de estructuras analizadas con daño incluido en el sentido transversal .....	117
Figura 6.7 Valores de $EZ$ para el grupo de estructuras analizadas sin daño incluido en el sentido longitudinal.....	120
Figura 6.8 Valores de $EZ$ para el grupo de estructuras analizadas sin daño incluido en el sentido transversal.....	120
Figura 6.9 Valores de $EZ$ para el grupo de estructuras analizadas con daño incluido en el sentido longitudinal.....	121
Figura 6.10 Valores de $EZ$ para el grupo de estructuras analizadas con daño incluido en el sentido transversal.....	121
Figura 6.11 Valores de $var Z$ para el grupo de estructuras analizadas sin daño incluido en el sentido longitudinal.....	122



Figura 6.12 Valores de *var Z* para el grupo de estructuras analizadas sin daño incluido en el sentido transversal. .... 122

Figura 6.13 Valores de *var Z* para el grupo de estructuras analizadas con daño incluido en el sentido longitudinal..... 123

Figura 6.14 Valores de *var Z* para el grupo de estructuras analizadas con daño incluido en el sentido transversal. .... 123

Figura 6.15 Vulnerabilidad en términos de la intensidad sísmica normalizada ( $\eta$ ) para ambos casos de estudio en el sentido longitudinal. .... 124

Figura 6.16 Vulnerabilidad en términos de la intensidad sísmica normalizada ( $\eta$ ) para ambos casos de estudio en el sentido transversal..... 124

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Valores experimentales de las frecuencias y periodos de vibrar de los tres primeros modos del edificio estudiado. .... 61

Tabla 3.2 Valores de Periodos y Frecuencias obtenidos a partir de modelo realizado con ETABS 2016 representando las condiciones actuales del Edificio. .... 66

Tabla 3.3 Valores de Periodos y Frecuencias obtenidos a partir de modelo realizado con ETABS 2016 representando las condiciones sin daño. .... 67

Tabla 3.4 Valores de Periodos y Frecuencias obtenidos a partir de modelo realizado con ETABS 2016 representando las condiciones con daño ..... 68

Tabla 4.1 Valores de Periodos obtenidos a partir de modelo realizado con OpenSEES representando las condiciones sin daño y con daño. .... 73

Tabla 4.2 Valores de Cortante basal  $V_b$  y desplazamientos  $u$  obtenidos de la Curva de Capacidad de la Figura 4.6..... 78

Tabla 4.3 Valores de Cortante basal  $V_b$  y desplazamientos  $u$  obtenidos de la Curva de Capacidad de la Figura 4.7..... 79

Tabla 5.1 Valores de Rigidez efectiva FEMA 356 ..... 83

Tabla 5.2 Valores de Cortante basal  $V_b$  y desplazamientos  $u$  obtenidos de la Curva de Capacidad de la Figura 5.7..... 88

Tabla 5.3 Valores de Cortante basal  $V_b$  y desplazamientos  $u$  obtenidos de la Curva de Capacidad de la Figura 5.8..... 89



## **RESUMEN**

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo presentar un procedimiento para la estimación del nivel de confiabilidad estructural de un edificio escolar de tres niveles a base de marcos de concreto reforzado, considerado empotrado en su base, construido en el año de 1962 y ubicado en el Municipio de Atlixco, Puebla.

El edificio fue dañado por el reciente sismo del 19 de septiembre del 2017, además de que ha sido afectado por otros eventos sísmicos, por lo que es necesario un análisis integral de las condiciones que actualmente presenta. Se proponen criterios útiles y sencillos establecidos en el trabajo de Ismael (2010) para la estimación de la confiabilidad. El procedimiento en general incluye levantamiento de daños, instrumentación, caracterización de estimación sísmica, caracterización estructural del sistema, estimación de las respuestas sísmicas no lineales y análisis de confiabilidad.

Para el desarrollo de este trabajo se realizó un levantamiento de daños de forma detallada y precisa, se obtuvieron los periodos fundamentales de vibrar mediante técnicas de vibración ambiental con el uso de un acelerógrafo Basalt KINEMATRICS, los modelos estructurales empleados para la estimación de los periodos analíticos y las respuestas no lineales se desarrollan usando programas de cómputo ETABS 2016, OpenSEES y DRAIN-2D, respectivamente.



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

El análisis de confiabilidad toma en cuenta el criterio de la reducción de rigidez secante ( $I_{RRS}$ ) para sistemas de varios grados de libertad; cuando el  $I_{RRS} = 1.0$  se considera condición de colapso. El análisis no lineal nos permite estimar el  $I_{RRS}$ , con el análisis pseudo-estático (Pushover) determinaremos la rigidez inicial de la estructura, es decir, en su rango elástico lineal; y con el análisis dinámico no lineal (Paso a Paso) estimar la rigidez secante en el punto de colapso de la estructura. De manera implícita se obtendrán la capacidad de deformación y capacidad de demanda de las estructuras.

Se estimaron funciones de confiabilidad usando el índice  $\beta$  de Cornell (1969).

Finalmente, se comentan las principales observaciones de los resultados obtenidos y se enfatiza la importancia de seguir en esta línea de investigación.



## **ABSTRACT**

In this study the objective is to present a procedure for the estimation of the structural reliability level of a three-floor school building based on reinforced concrete frames, considered built-in its base, the building was built in 1962 and is located in the Atlixco City.

The building was damaged by the recent earthquake occurred on September 19, 2017, in addition to that it has been affected by other seismic events, so it is necessary a comprehensive analysis of the actual conditions. Useful and simple criteria established in the work of Ismael (2010) for the estimation of reliability are implemented. The procedure includes the damage evaluation, monitoring and instrumentation, seismic intensity characterization, structural modeling, non-linear seismic responses estimation and reliability structural analysis.

For the development of this work a detailed and precise damage evaluation was carried out, the fundamental periods of vibration were obtained by means of ambient vibration techniques using a Basalt KINEMATRICS accelerometer, the structural models for the analytical periods and non-linear analysis were developed using ETABS 2016, OpenSEES and DRAIN-2D software, respectively.

The reliability analysis considers secant stiffness reduction Index ( $I_{RRS}$ ) for multiple degree of freedom systems. The collapse condition is when the  $I_{RRS} = 1.0$ . The non-linear analysis allows us to estimate the  $I_{RRS}$ , using the pseudo-static analysis (Pushover) which we can define the initial stiffness of the structure, that is the elastic one. The nonlinear dynamic analysis (Step by Step) was used to estimate the secant stiffness at the point of collapse of the structure.



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

The deformation capacity and seismic demand of the structures were estimated.

Reliability functions were estimated using the Cornell's Index,  $\beta$ , (Cornell, 1969).

Finally, the main observations of the results obtained are discussed and the importance of following this line of research is emphasized.



## **Capítulo 1. Introducción**

La filosofía de diseño de una estructura es evitar la pérdida de vidas humanas y disminuir los daños que puedan sufrir las edificaciones ante desastres naturales. En el diseño estructural de edificaciones se encuentran involucradas un gran número de variables, cuyo valor no puede predecirse absolutamente, los reglamentos presentan lineamientos a seguir para determinar los valores a usar de las variables más importantes que están involucradas en el diseño de una estructura (cargas muertas, cargas vivas, resistencia de materiales, espectro de diseño sísmico, etc.), para la determinación de estas variables los reglamentos hacen uso de métodos probabilísticos para la estimación de los valores a ser utilizados.

De acuerdo con estos lineamientos se diseñan estructuras que presentan una confiabilidad la cual no es uniforme para todas las estructuras, ni para los estados límite a los que se refiere el reglamento (estos son los estados límites de servicio y de colapso). Dicha confiabilidad no es uniforme porque durante el proceso de diseño no se establece la condición de que cierto grupo de estructuras tengan la misma probabilidad de fallar; aun cuando se sometan a sismos de una misma intensidad. Es por todas las variables que se presentan en una estructura lo que hace que los trabajos y estudios para mitigar el riesgo por sismo aun sigan siendo insuficientes.

El Estado de Puebla se encuentra en una zona de actividad sísmica constante, como lo indica la historia, el día 15 de junio de 1999 a las 15:41:06 hora local, ocurrió un sismo de magnitud 7.0, con epicentro en el suroeste de la ciudad de Tehuacán. Los efectos



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

destructivos más relevantes se registraron en monumentos históricos, viviendas, escuelas y hospitales.

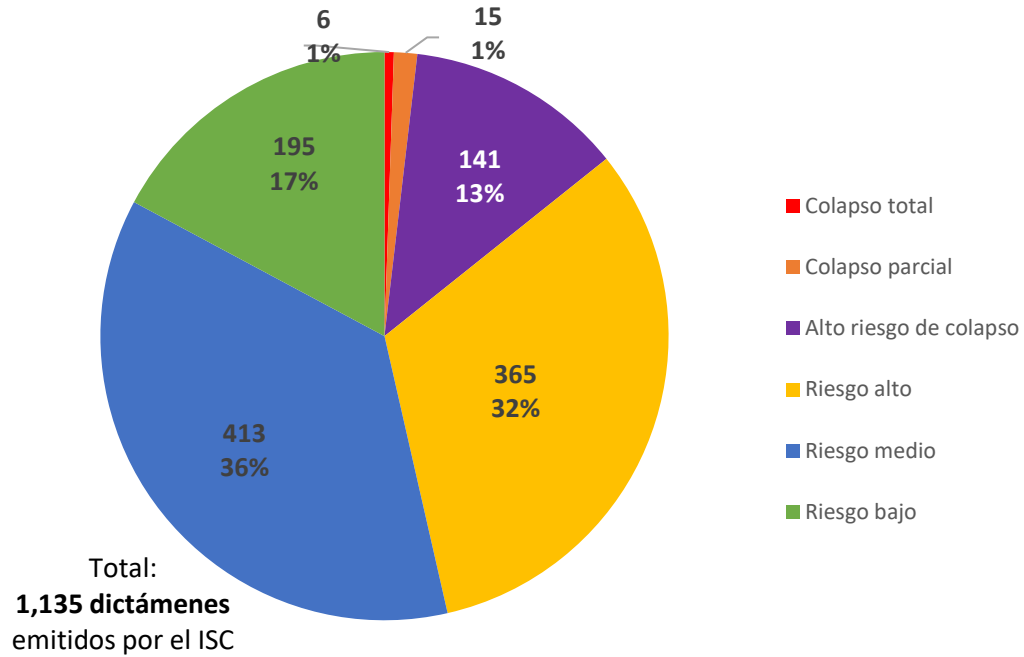
Recientemente el 19 de septiembre de 2017 a las 13:14:40, hora local, se presentó un sismo de magnitud 7.1, con epicentro en el límite entre los estados de Puebla y Morelos, 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México (CDMX). El sismo generó un fuerte impacto en la estabilidad de decenas de edificios que colapsaron de manera total o parcial, y de cientos que sufrieron daños graves y quedaron inhabitables.

Después de un sismo tan destructivo, el gobierno tiene la obligación de atender a la población afectada. Dicha atención tiene que ser masiva y rápida por lo que las revisiones de inmuebles se hicieron aplicando la Cédula de Evaluación Postsísmica Rápida. En el Anexo 1 se muestra las evaluaciones visuales realizadas al edificio en estudio.

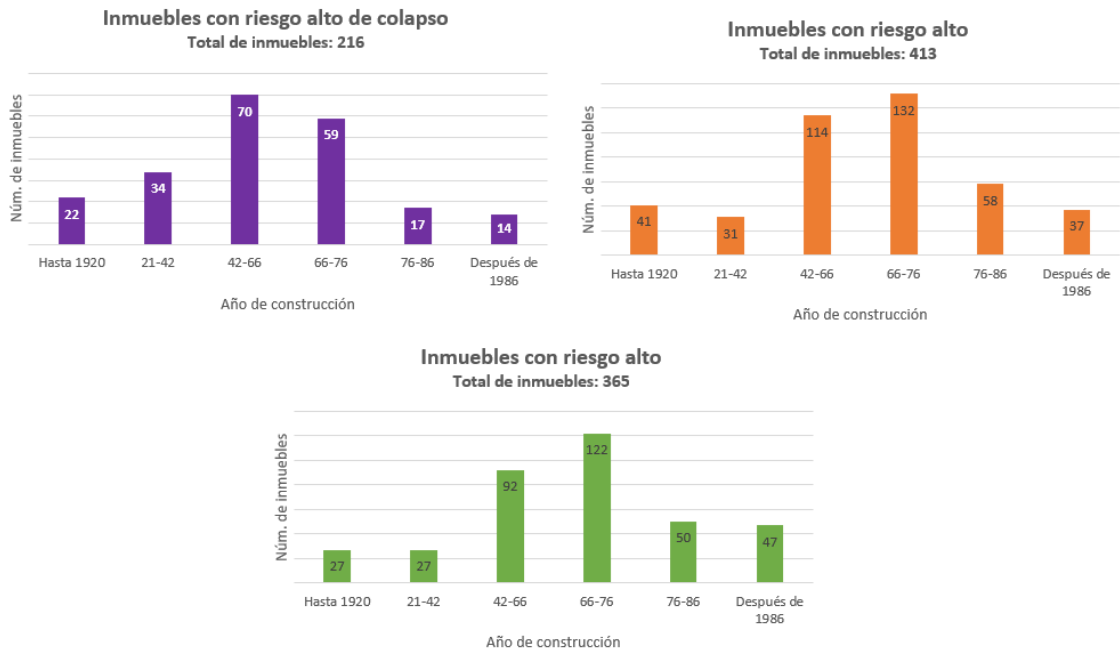
Se realizó un análisis estadístico con los dictámenes emitidos después del sismo. En la Figura 1.1 se muestran los resultados, en el análisis se detectó que los edificios diseñados y construidos en las décadas de 1960 y 1970 fueron los más afectados, como es el caso de estudio ya que fue construido en el año de 1962. Una explicación sería que los diseños arquitectónicos empezaron a ser más audaces y el diseño estructural no consideraba aun conceptos sísmicos bien sustentados (véase Figura 1.2).



**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**



**Figura 1.1 Inmuebles por tipo de riesgo después del sismo del 19 de septiembre de 2017 emitidas por el ISC (Instituto para la Seguridad de las Construcciones)**



**Figura 1.2 Inmuebles por tipo de riesgo y edad.**



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

En vista de lo descrito anteriormente y debido a la amenaza sísmica latente, es necesario profundizar en la investigación y el conocimiento de los sistemas estructurales.

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de toda estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño.

Por lo que a fin de evitar o reducir las consecuencias o el monto de los daños producidos por estos eventos, se debe contar con criterios, métodos y herramientas para el diseño estructural de edificaciones, así como sistemas tecnológicos e información científico-experimental para la evaluación, el mantenimiento y el refuerzo, en caso de ser necesario, de construcciones existentes (Ismael-Hernández, 2013). Los métodos presentados en este trabajo pueden ser empleados de forma útil para mitigar el riesgo sísmico de las estructuras.

### **1.1 Antecedentes**

El caso de estudio en este trabajo corresponde a un edificio escolar tipo U3C de concreto reforzado, construido en el año de 1962 perteneciente a la infraestructura física de la Escuela Secundaria Federal Dr. Gabino Barrera Clave: 21DES0045Z (véase Figura 1.3). El edificio se encuentra ubicado en el Municipio de Atlixco, Pue., en la calle Gardenias sin número, Col. Infonavit Xalpatlaco y con coordenadas geográficas de  $18.921384^{\circ}$  latitud,  $-98.426091^{\circ}$  longitud y a una elevación de 1878 msnm (véase Figura 1.4). Para fines de este trabajo el edificio se clasifica como una

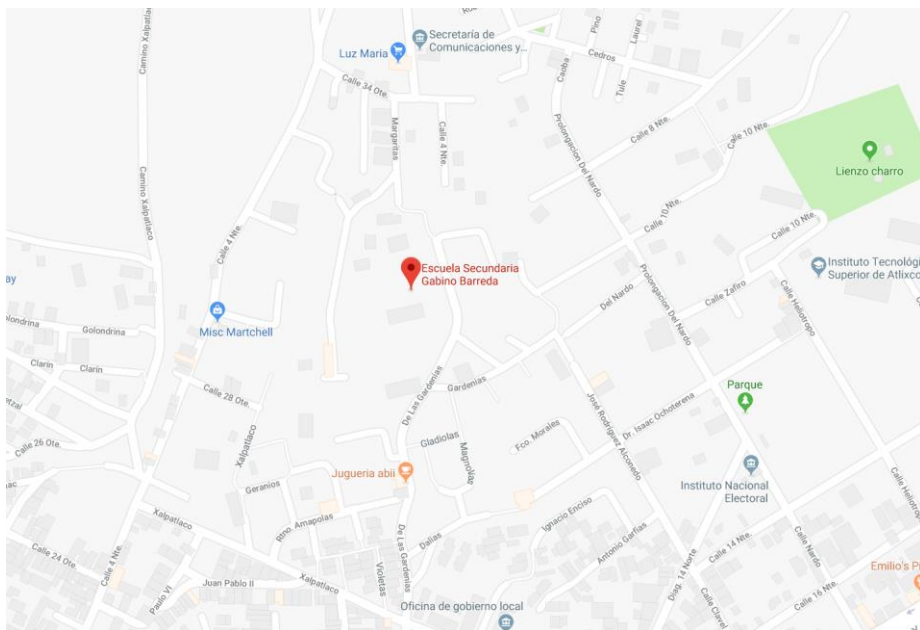


## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

estructura del grupo A; razón por la cual ante un evento sísmico representativo debe mantener los niveles de seguridad adecuados.



**Figura 1.3 Escuela Secundaria Federal Dr. Gabino Barrera.**



**Figura 1.4 Ubicación de la Escuela Secundaria Federal Dr. Gabino Barrera.**



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

Es importante señalar que los trabajos relacionados con la estimación y mitigación del riesgo por sismo en edificaciones escolares de este tipo alrededor del mundo es escasa. Ante esta situación, existen algunos que proponen criterios para estos casos de estudio, como lo son FEMA (2003) y OEDC (2004).

Dado que el Estado de Puebla ha sido escenario de eventos sísmicos importantes a lo largo de las últimas décadas, los ingenieros tienen un compromiso con la sociedad que es el salvaguardar sus vidas y la integridad de las edificaciones ante futuros eventos sísmicos.

### **1.2 Planteamiento del Problema**

El edificio de interés fue diseñado bajo los criterios y normas de la época en que fue construido (año de 1962), el edificio presenta una estructuración a base de marcos de concreto reforzado, en la actualidad se encuentra fuera de funcionamiento por los daños que presento ante el sismo del 19 de septiembre del 2017.

Aunado a esto también ha soportado los estragos del uso y el tiempo y eventos sísmicos importantes que han tenido un impacto significativo en el Estado de Puebla, tal es el caso del ocurrido en Tehuacán en el año de 1999. Es frecuente que, después de la ocurrencia de sismos moderados e intensos, las escuelas e instituciones educativas sean empleadas como albergues temporales, centros de reunión y de información. Por la razón anterior y por la importancia intrínseca que tienen estas estructuras al alojar niños y jóvenes, se consideran en los reglamentos de construcción como edificaciones tipo A; que requieren condiciones



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

de seguridad adecuadas para tal uso. Dado lo anterior surge la importancia de profundizar en la investigación de la vulnerabilidad sísmica en construcciones escolares.

### **1.3 Objetivo general**

El presente trabajo tiene como finalidad el uso de la instrumentación y las técnicas de vibración ambiental, así como de modelado estructural, para determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica del cuerpo del Escuela Secundaria Federal Dr. Gabino Barrera para establecer su nivel de riesgo sísmico y, en su caso, proponer soluciones prácticas para reducir tal riesgo. Para lo anterior se hará uso de un criterio que toma en cuenta un índice de reducción de rigidez secante y un índice de confiabilidad.

### **1.4 Objetivo Especifico**

El objetivo específico de este trabajo es desarrollar la metodología que sustente el inicio y el alcance del objetivo general descrito anteriormente. Esta metodología debe incluir en su planteamiento la estimación de la respuesta no lineal del sistema estructural del edificio de interés usando modelos cuyas propiedades serán establecidas mediante un proceso de calibración que proviene de pruebas experimentales de vibración ambiental; así como la estimación de funciones de confiabilidad del edificio a partir del IRRS (Índice de Reducción de Rigidez Secante) para diferentes escenarios sísmicos,



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

para posteriormente realizar la estimación de un índice de confiabilidad. De esta manera se podrán obtener parámetros que describirán el estado actual de la estructura, así mismo se podrán identificar los tipos de daño y modos de falla en sistemas estructurales antiguos que guarden peculiaridades con el edificio en cuestión.

### **1.5 Alcances y limitaciones**

Se realiza el monitoreo y el análisis modal a partir de registros de vibración ambiental. Donde se estiman los valores de los periodos de vibrar en tres componentes del movimiento, longitudinal, transversal y rotación, estos valores se usan para calibrar los modelos empleados para el análisis no lineal.

En este trabajo se realiza el análisis estructural de confiabilidad considerando el propuesto por (Ismael, 2010); y se da en términos de índice de reducción de la rigidez secante ( $I_{RRS}$ ). La condición de falla corresponde a  $I_{RRS} = 1.0$ , mientras que la supervivencia dada estará dada para  $I_{RRS} \leq 1.0$ .

Se estimarán funciones de confiabilidad en términos de índice  $\beta$  de Cornell (1969) y del  $I_{RRS}$  en función de una intensidad sísmica  $\eta$ . En los modelos estructurales utilizados para el análisis no lineal no se considera la contribución que pueden tener los elementos no estructurales a la rigidez y resistencia del sistema.

No se toma en cuenta la interacción suelo-estructura y se desprecian los posibles efectos de torsión.



## **1.6 Metodología**

El procedimiento realizado para la definición de la confiabilidad sísmica en este trabajo se obtiene a partir de:

- Medición de historias de aceleración de un edificio con vibración ambiental.
- Levantamiento del Daño observado en el edificio.
- Análisis y procesamiento de datos para obtener las frecuencias y periodos de la estructura.
- Generación del modelo para el análisis.
- Análisis del Empuje Lateral (Pushover)
- Análisis Paso a Paso de los sistemas.
- Cálculo del  $I_{RRS}$  a partir de valores obtenidos del análisis paso a paso y de empuje lateral.
- Obtención de Funciones de Confiabilidad en términos del índice de Cornell.



## **Capítulo 2. Descripción del Caso en estudio**

### **2.1 Descripción de la estructura**

La estructura en estudio es de concreto reforzado de 3 niveles, los cuales sirven como aulas estudiantiles (véase Figura 2.1). Las dimensiones en planta son de 36.00 m de longitud por 12.00 m de ancho, el sistema de piso es losa maciza, también existen muros de mampostería. Todas las columnas son de una misma sección COL-1 de 30 x 45 cm, existen tres tipos de travesaños las cuales son:

- Trabe 1 - 60 x 20 cm que se localizan en el sentido longitudinal en los niveles 1 y 2.
- Trabe 2 - 60 x 20 cm que se localiza en el sentido longitudinal en el nivel 3.
- Trabe 3 - 55 x 30 cm que se localizan en el sentido transversal en todos los niveles.



***Figura 2.1 Estructura de uso estudiantil de concreto reforzado.***



## **2.2 Levantamiento del edificio.**

Se realizó la visita al sitio de interés con fines de obtener la información fidedigna para presentar este trabajo. Se hizo una inspección general del daño y se levantaron medidas de las secciones geométricas que conforman al edificio en cuestión (véase Figura 2.2), también se verificaron los espesores de losa y muros con la ayuda de los planos (véase Figura 2.3) que se recabaron para este trabajo y se observó que la geometría y características coinciden con las de los planos existentes.



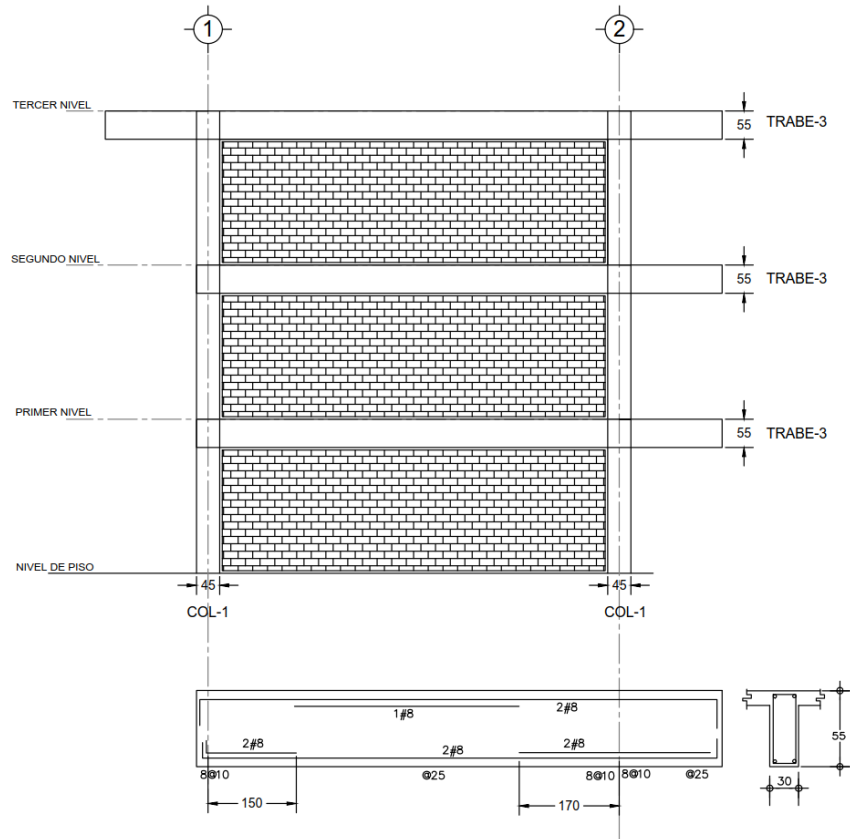
***Figura 2.2 Levantamiento del edificio. Verificación del espesor de la losa.***



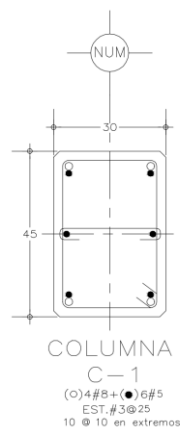


## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

Con la información recabada por el levantamiento realizado y los planos, se procedió a realizar los cortes y plantas para realizar el modelo estructural que se presenta en este documento, de la Figura 2.4 a 2.7 se presentan los dibujos.



**Figura 2.4 Corte Transversal del Edificio U3C.**



**Figura 2.5 Columna tipo del Edificio U3C.**



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

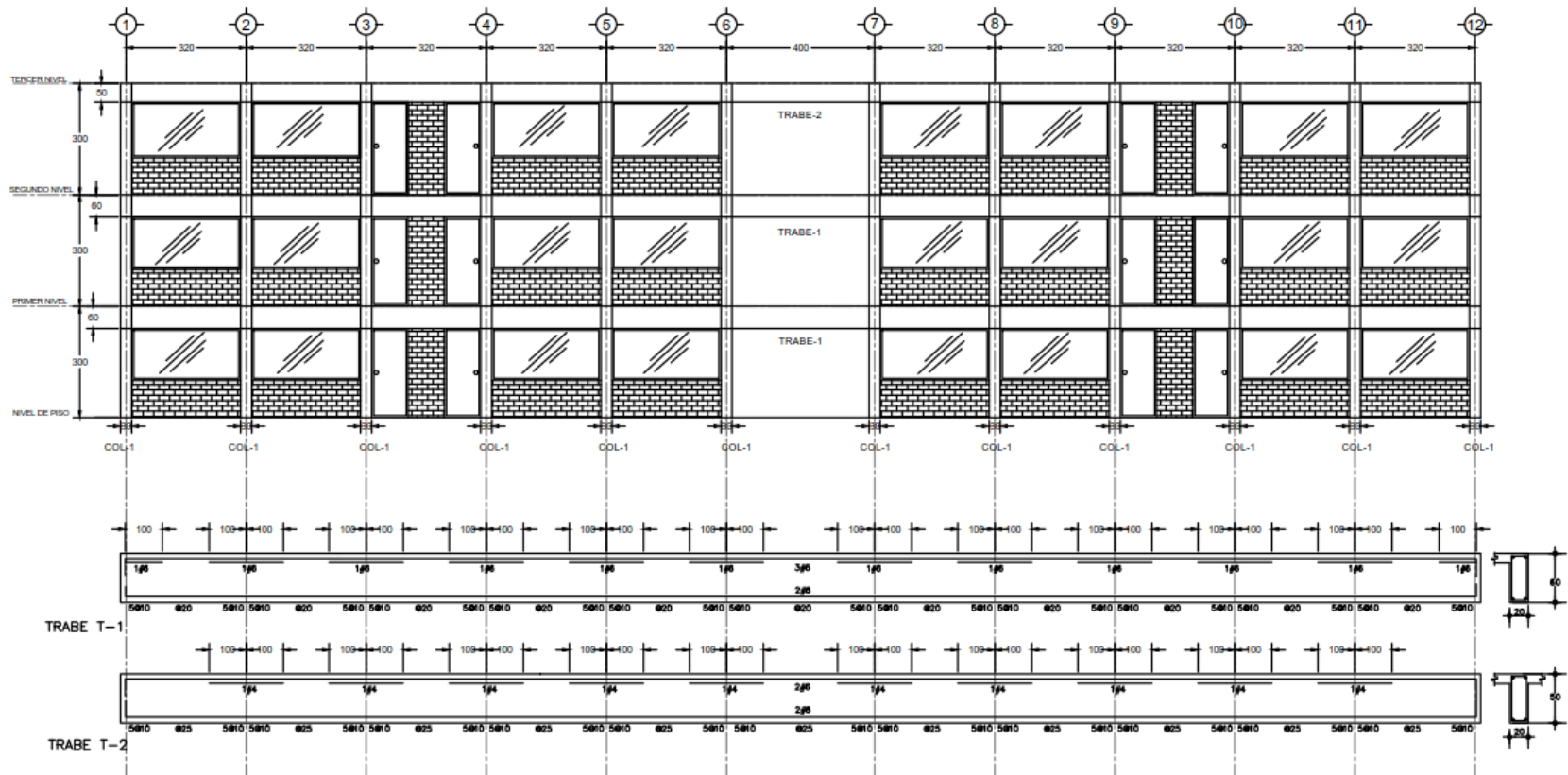
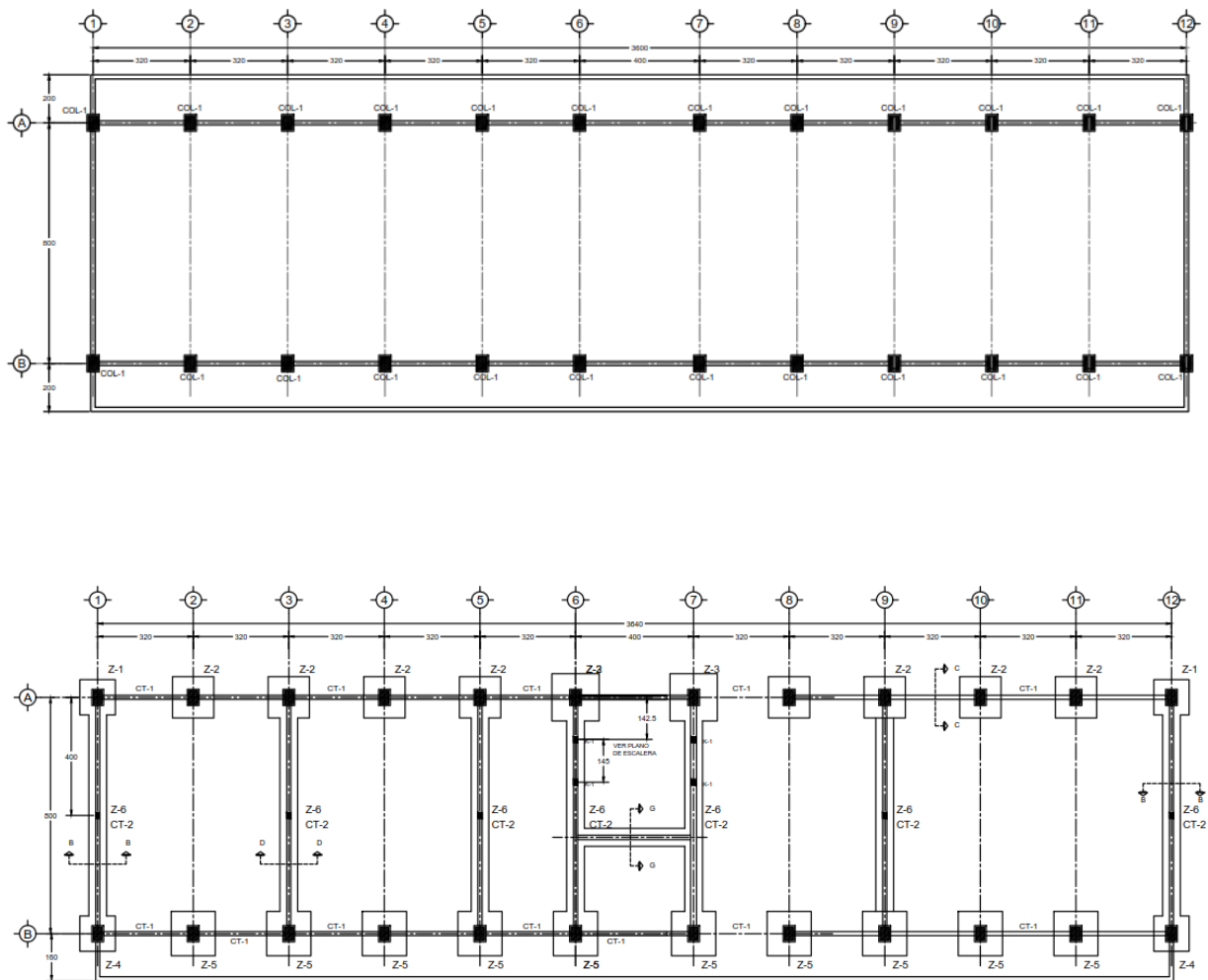


Figura 2.6 Corte Longitudinal del Edificio U3C.



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado



**Figura 2.7 Planta de Cimentación y Entrepisos del Edificio U3C.**



### **2.3 Levantamiento de Daños**

La existencia de algunos fenómenos como el comportamiento no lineal, están presentes durante la excitación del edificio y muchas veces no están asociados con un daño permanente a la estructura (Muria Vila, 2007). Sin embargo, es necesario saber cuáles son las características más importantes que reflejan el estado de daño que la estructura pudo haber experimentado. Esto se puede lograr por medio de una definición explícita entre los indicadores propuestos y su correlación con el estado de daño.

Para los indicadores propuestos se sugieren tres estados de daño, de acuerdo con los cuales se establece el posible estado físico de la estructura:

1. **Azul**, sin daño o daño ligero.
2. **Amarillo**, con daño moderado.
3. **Rojo**, con daño severo.

El daño ligero corresponde a la presencia de grietas, en su mayoría en los elementos no estructurales. Estos daños no representan riesgo alguno para los ocupantes y no requiere reparación. Puede haber ligeras disminuciones de frecuencias de vibración del edificio por pérdidas de rigidez atribuibles a reacomodo de los elementos no estructurales.

En el daño moderado es evidente la presencia de grietas, tanto en elementos no estructurales como en elementos estructurales, puede ocurrir desprendimiento de aplanados o muros no estructurales. Estos daños en general no representan riesgo para los ocupantes, aunque eventualmente puede ser necesario hacer las reparaciones



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

pertinentes. Este intervalo es particularmente amplio y además depende del sistema estructural del edificio. Las distorsiones de entrepiso pueden rebasar los valores tolerables en elementos no estructurales y puede ocurrir una disminución de las frecuencias de vibración del edificio por cierta pérdida de rigidez del sistema.

En el daño severo se debe desalojar el inmueble, ya que su integridad física puede estar comprometida. Se evidencia por que hay gran aparición de agrietamientos en elementos estructurales y no estructurales, hay una gran pérdida de rigidez.

De la Figura 2.8 a la 2.18 se muestra el levantamiento de daño realizado al Edificio.



**Figura 2.8 Daño por cortante observado en la columna del Eje 1 en sentido longitudinal, agrietamiento de 0.10 mm de espesor.**



**Figura 2.9** Daño por cortante observado en la columna del Eje 4 en sentido longitudinal, agrietamiento de 0.50 mm de espesor.



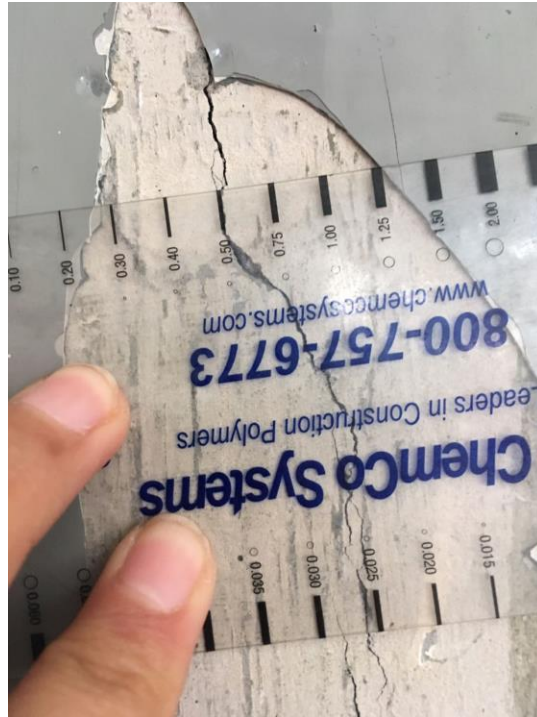
**Figura 2.10** Daño por cortante observado en la columna del Eje 8 en sentido longitudinal, agrietamiento de 0.75 mm de espesor.



**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**



***Figura 2.11 Daño por cortante observado en la columna del Eje 8 en sentido longitudinal, agrietamiento de 0.75 mm de espesor.***



**Figura 2.12** Daño por cortante observado en la columna del Eje 9 en sentido longitudinal, agrietamiento de 0.50 mm de espesor.



**Figura 2.13** Daño por cortante observado en la columna del Eje 11 en sentido longitudinal, agrietamiento de 1.00 mm de espesor.



**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**



**Figura 2.14** Daño por cortante observado en la columna del Eje 11 en sentido longitudinal, agrietamiento de 1.00 mm de espesor.



**Figura 2.15** Daño por cortante observado en la columna del Eje 12 en sentido longitudinal y transversal, agrietamiento de 0.75 mm de espesor.



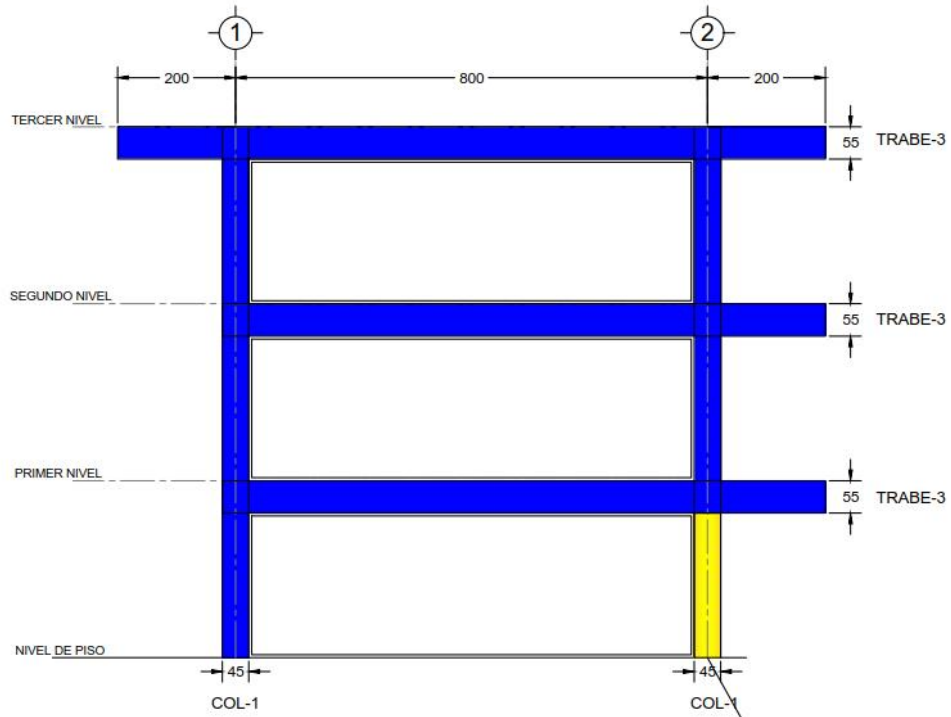
**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

---



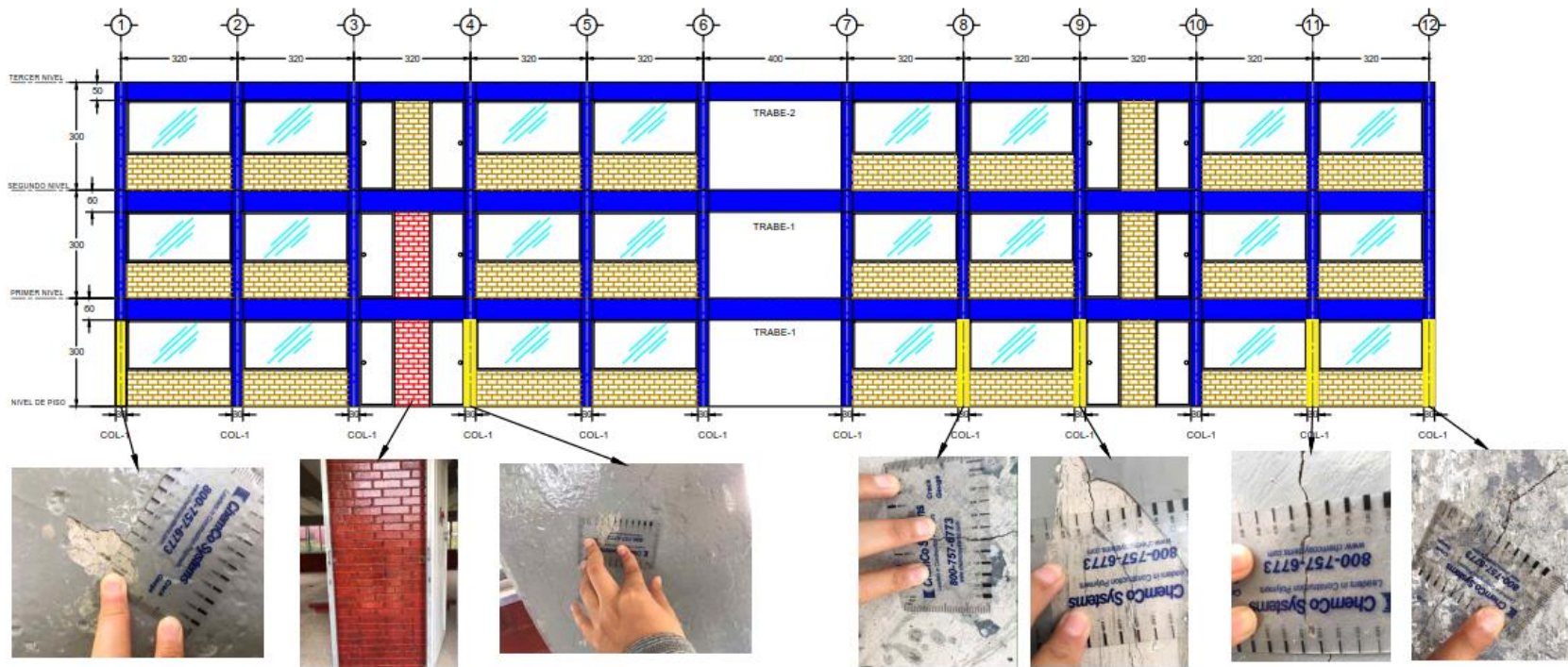
***Figura 2.16 Daño por cortante observado en la columna del Eje 12 en sentido longitudinal y transversal, agrietamiento de 1.00 mm de espesor.***

## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado



**Figura 2.17 Resumen de levantamiento de Daños en sentido transversal.**

## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado



**Figura 2.18** Resumen de levantamiento de Daños en sentido longitudinal.



### **Capítulo 3. Respuesta Instrumental y Calibración de los modelos para el análisis no lineal.**

En las últimas décadas se han empleado sistemas de monitoreo y registros de vibración ambiental para describir el comportamiento lineal de las estructuras, partiendo de que las amplitudes en la vibración son muy pequeñas. Dichos registros pueden ser usados para implementar técnicas encaminadas a la detección del daño en los elementos estructurales que componen el sistema y son de gran utilidad para desarrollar y calibrar los modelos estructurales, con la finalidad de llevar a cabo la evaluación de la salud estructural. Una de las principales ventajas de la vibración ambiental es que usualmente requiere del uso de menos equipamiento y un menor número de personas que lo operen. Las fuentes generadoras de la vibración ambiental pueden ser el viento, microtemores, microsismos y diversas fuentes locales aleatorias o periódicas. (Herrera, 2014)

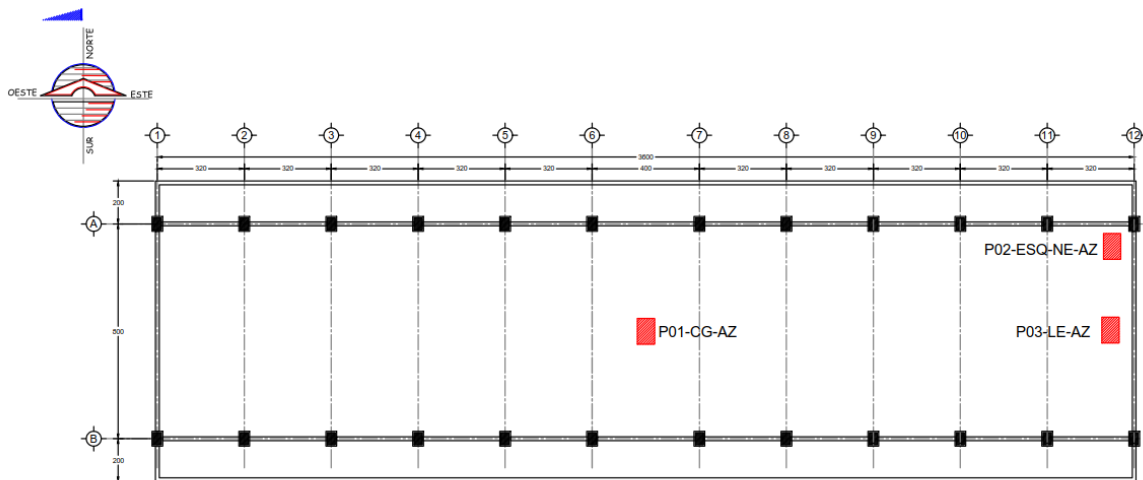
La información obtenida de los registros de vibración ambiental es de gran utilidad para la identificación de las propiedades dinámicas de la estructura, como las frecuencias naturales, formas modales y periodos de vibrar; para ello se emplea el análisis en el dominio de la frecuencia aplicando la transformada de Fourier y haciendo uso de un análisis espectral (Aldama, 2009).

Los registros de vibración ambiental consisten en señales de aceleración en diferentes puntos de la estructura. En el estudio realizado se tomaron lecturas en cuatro puntos de la estructura:



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

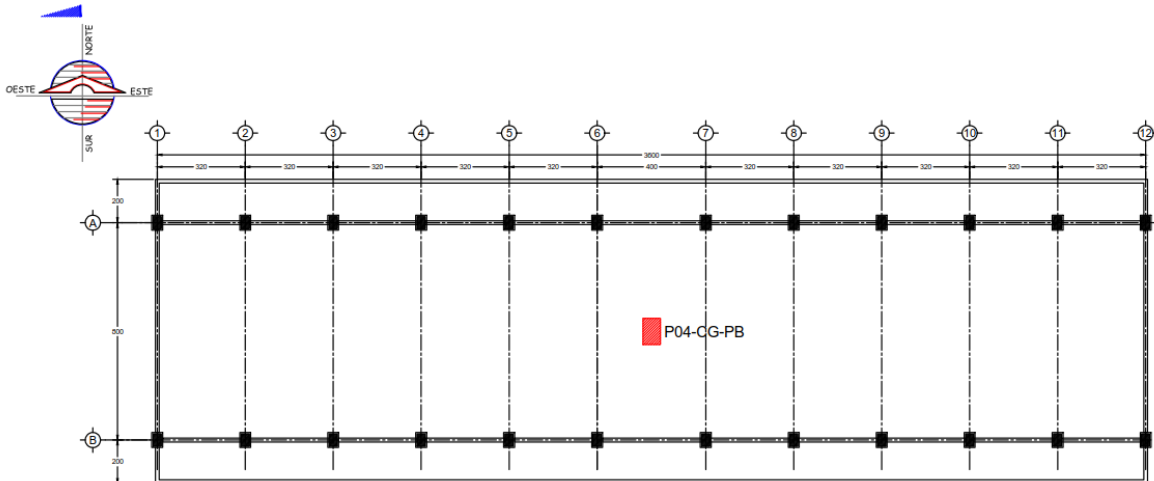
- **P01-CG-AZ**, se localizó en el centro geométrico de la azotea (véase Figura 3.1).
- **P02-ESQ-NE-AZ**, se localizó en la esquina Noreste del nivel de azotea (véase Figura 3.1).
- **P03-LE-AZ**, se localizó en una esquina lateral al centro geométrico del nivel de azotea lado Este (véase Figura 3.1).
- **P04-CG-PB**, se localizó en el centro geométrico del nivel de planta baja (véase Figura 3.2).



**Figura 3.1 Localización de los puntos P01-CG-AZ, P02-ESQ-NE-AZ y P03-LE-AZ en la azotea.**



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado



**Figura 3.2 Localización del punto P04-CG-PB en planta baja.**

Con los espectros de Fourier de señales en dos puntos del edificio, se puede calcular una función de transferencia o cociente espectral entre estas señales. Las funciones espectrales pueden ser afectadas por ruido instrumental o por el proceso numérico de pasar al dominio de la frecuencia. Por eso es necesario dar tratamiento a las señales y a los espectros como un filtrado o suavizado para disminuir dichas incertidumbres.

Para poder asignar y calibrar las propiedades de los modelos estructurales realizados con el programa de cómputo ETABS2016, se procedió a efectuar la vibración ambiental del edificio en interés, para ello se utilizó un acelerómetro triaxial marca BASALT de KINEMATRICS. En la Figura 3.3 se muestra el acelerómetro empleado para realizar la vibración ambiental.



**Figura 3.3 Acelerómetro triaxial BASALT.**

### **3.1 Instrumentación**

Se procedió al proceso de instrumentación después de obtener la localización de los puntos en donde se tomaron las lecturas de los registros de vibración ambiental, para ello como se mencionó anteriormente, se utilizó un acelerómetro triaxial marca BASALT de KINEMATRICS con el cual se obtuvieron registros de vibración ambiental con duración de 10 minutos cada uno. Dicho acelerómetro posee tres canales de entrada, siendo el Canal 1 el correspondiente a la componente Vertical del movimiento; Canal 2 componente Norte - Sur y Canal 3 correspondiente a la componente Este - Oeste del



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

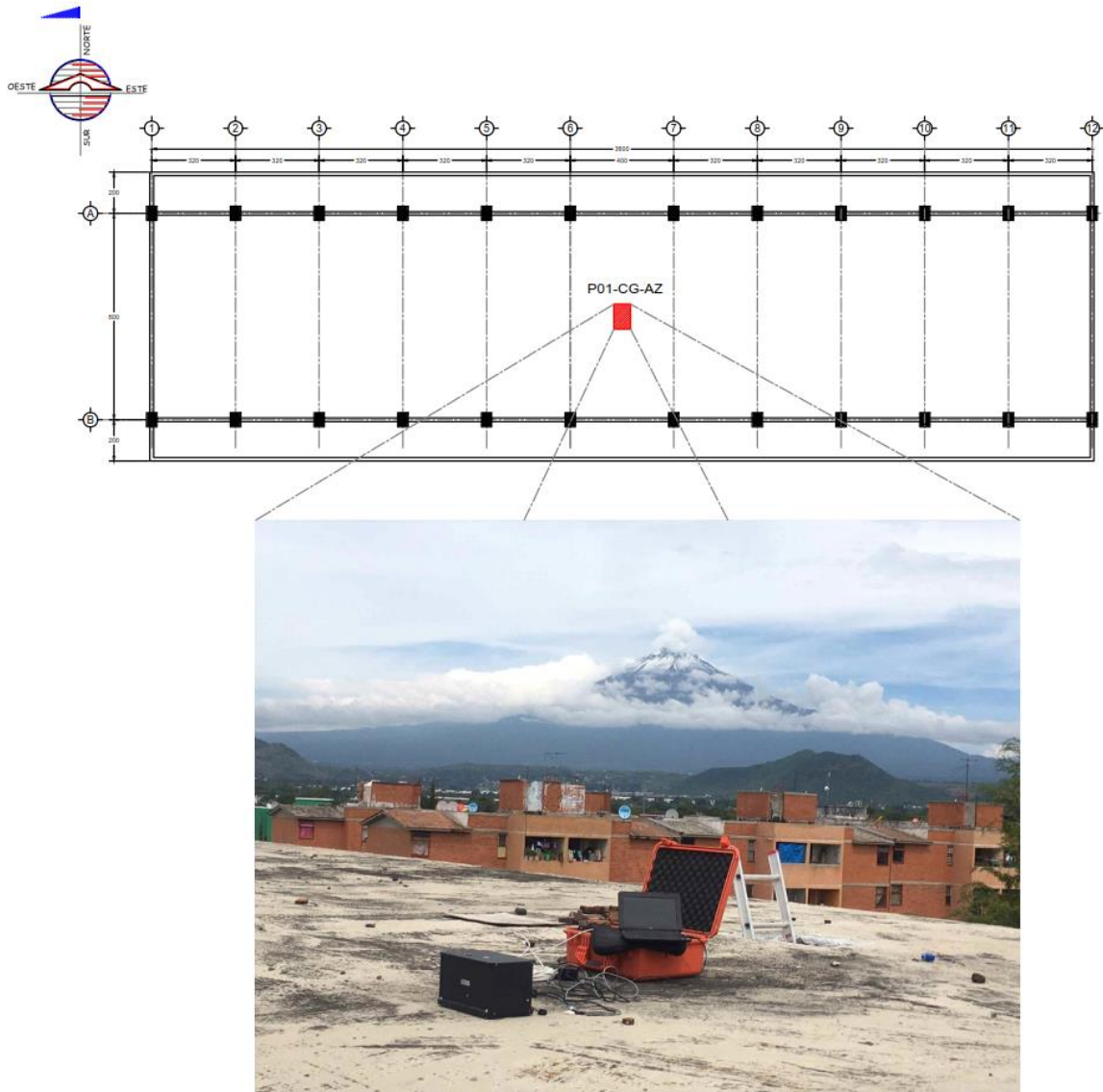
movimiento. La orientación del acelerómetro respecto al edificio fue en el sentido transversal correspondiente al Canal 2 (componente Norte – Sur) y en el sentido correspondiente al Canal 3 (componente Este – Oeste).

El proceso de instrumentación para cada uno de estos puntos se describe a continuación:

1. Orientar el equipo de acuerdo con las direcciones de análisis del edificio longitudinal y transversal.
2. Realizar los ajustes de nivelación sobre la superficie en la que se encuentre desplantado el equipo ya sea azotea, esquina de azotea o planta baja.
3. Conectarlo para generar una red local entre el acelerómetro y la computadora portátil.
4. Obtener registros de aceleración con duración de 10 minutos para cada uno, lo suficiente para obtener una muestra significativa para los fines del estudio.
5. Por ultimo guardar cada uno de los registros de cada punto.

En las siguientes figuras se muestra el proceso de la instrumentación en cada punto.


- **P01-CG-AZ**



**Figura 3.4 Localización del punto P01-CG-AZ y preparación del equipo.**



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado



**Kinometrics Basalt**  
**Station KMI**

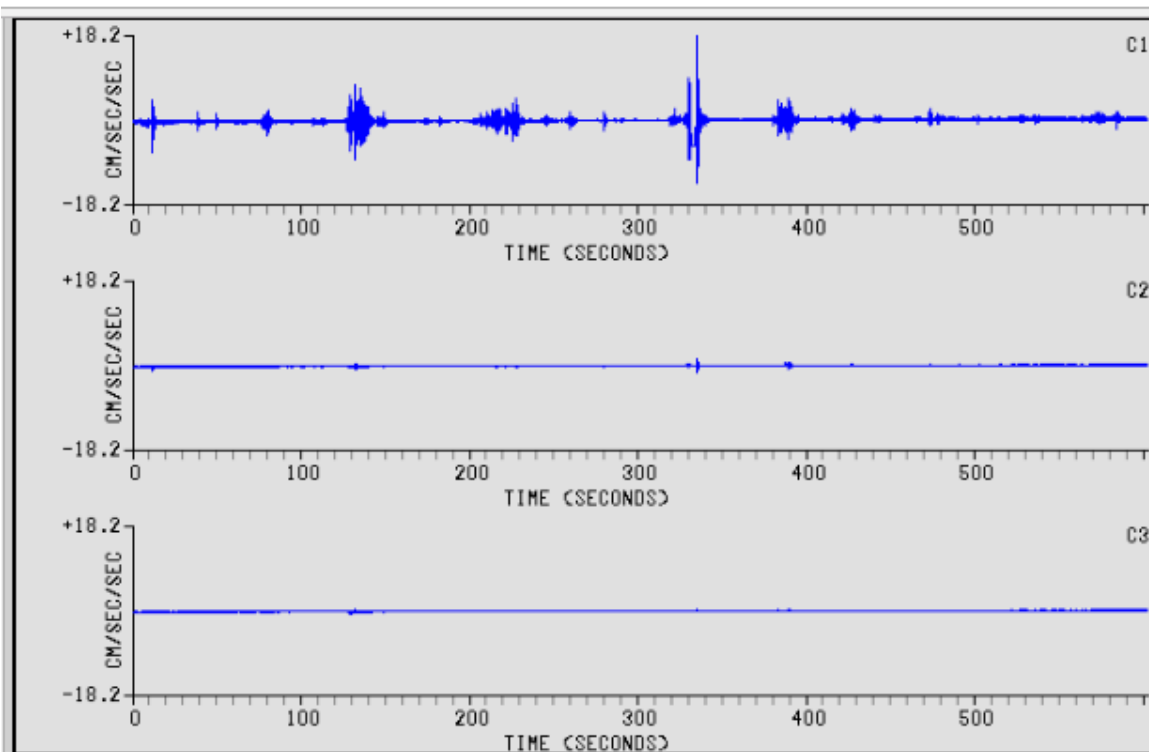
[Overview](#)  
[Log out](#)  
[State-of-health](#)  
[Waveform viewer](#)  
[Tripping & sensors](#)  
[Recorded files](#)  
[Interactive file viewer](#)

Parameters:  
[Hardware](#)  
[System operation](#)  
[Layout display](#)  
[Channel summary](#)  
[Site summary](#)  
[Apply changes now](#)  
[Advanced features](#)

Tools:  
[Runtime-log](#)  
[Error-log](#)

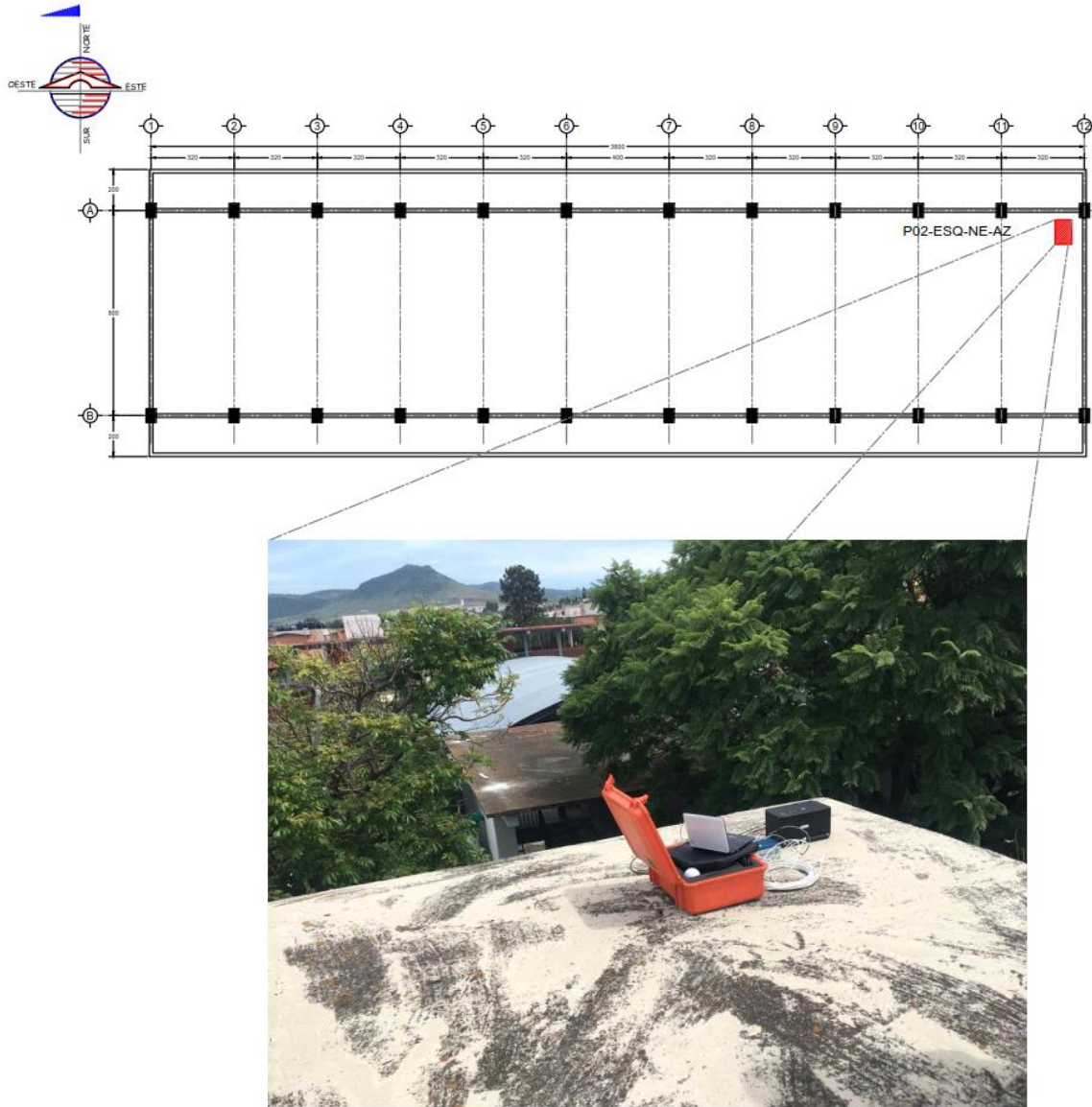
Status	
Triggered:	No
Events count:	108
Total events:	775
Last trigger data time:	2018/08/22 16:37:09.000 GMT
Last event RTC:	2018/08/22 16:37:13 GMT
Alarm:	Off
Timing system type:	GPS
Time quality:	100.0
Last timing lock:	2018/08/22 16:48:17 GMT
Timing locked since:	2018/08/22 16:44:47 GMT
GPS Position:	18.920557N -98.426120E 1864m
Temperature:	31.2c
Humidity:	45.5%
Battery:	12.2 (LOST AC)
Storage:	5.0 GB FREE

Data Flow Stats	System Info
Packet arrivals: 11085	Serial number: 2178
Incomplete groups: 0	System started on: 2018/08/22 16:32:35 GMT
Missing groups: 3	Restart count: 523
Last data gap: 2018/08/22 16:45:42 GMT	Number of streams (incl SOH): 12
Last gap Ch Id: dig1.ch12	IP Address: 192.168.1.178
Groups queued: 195	Software version: 3.10
	KMI Rock1 Arm EABI filesystem 1.1
	KMI Rock1EABI Update 5



**Figura 3.5 Obtención de los registros en el punto P01-CG-AZ.**


- **P02-ESQ-NE-AZ**



**Figura 3.6 Localización del punto P02-ESQ-NE-AZ y preparación del equipo.**



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado



**Kinemetrics Basalt**  
**Station KMI**

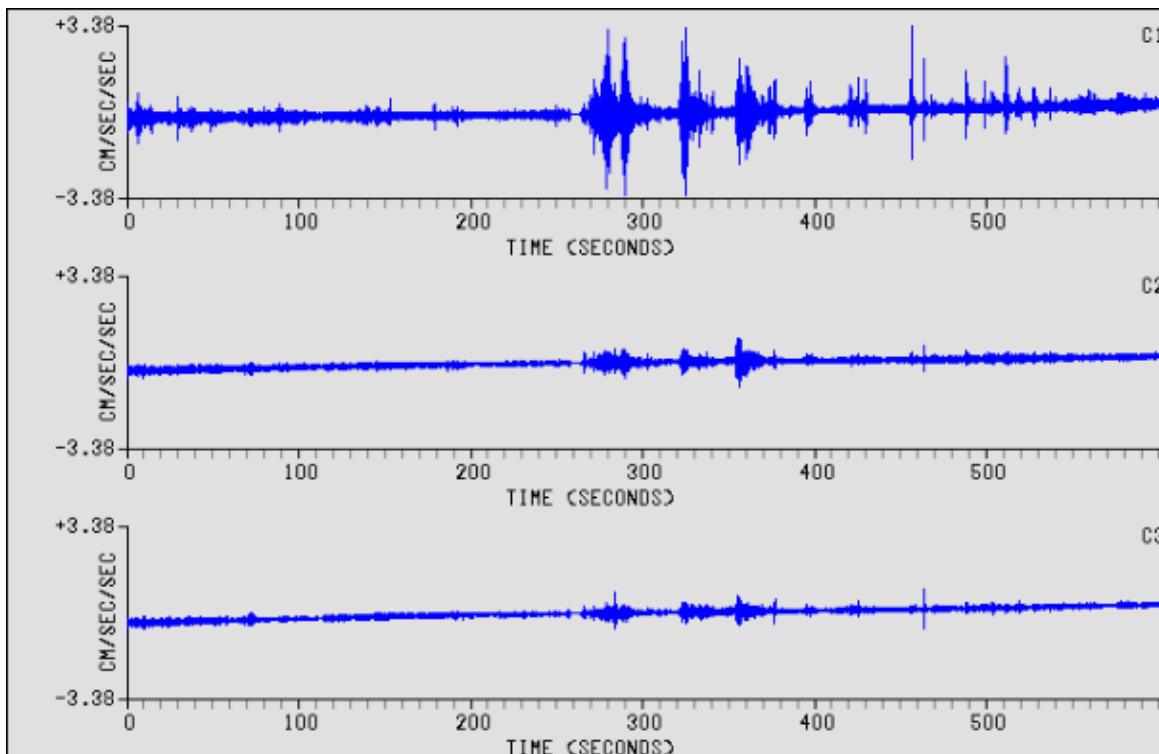
[Overview](#)  
[Log out](#)  
[State-of-health](#)  
[Waveform viewer](#)  
[Triggering & sensors](#)  
[Recorded files](#)  
[Interactive file viewer](#)

Parameters:  
[Hardware](#)  
[System operation](#)  
[Layout display](#)  
[Channel summary](#)  
[Site summary](#)  
[Apply changes now](#)  
[Advanced features](#)

Tools:  
[Runtime-log](#)

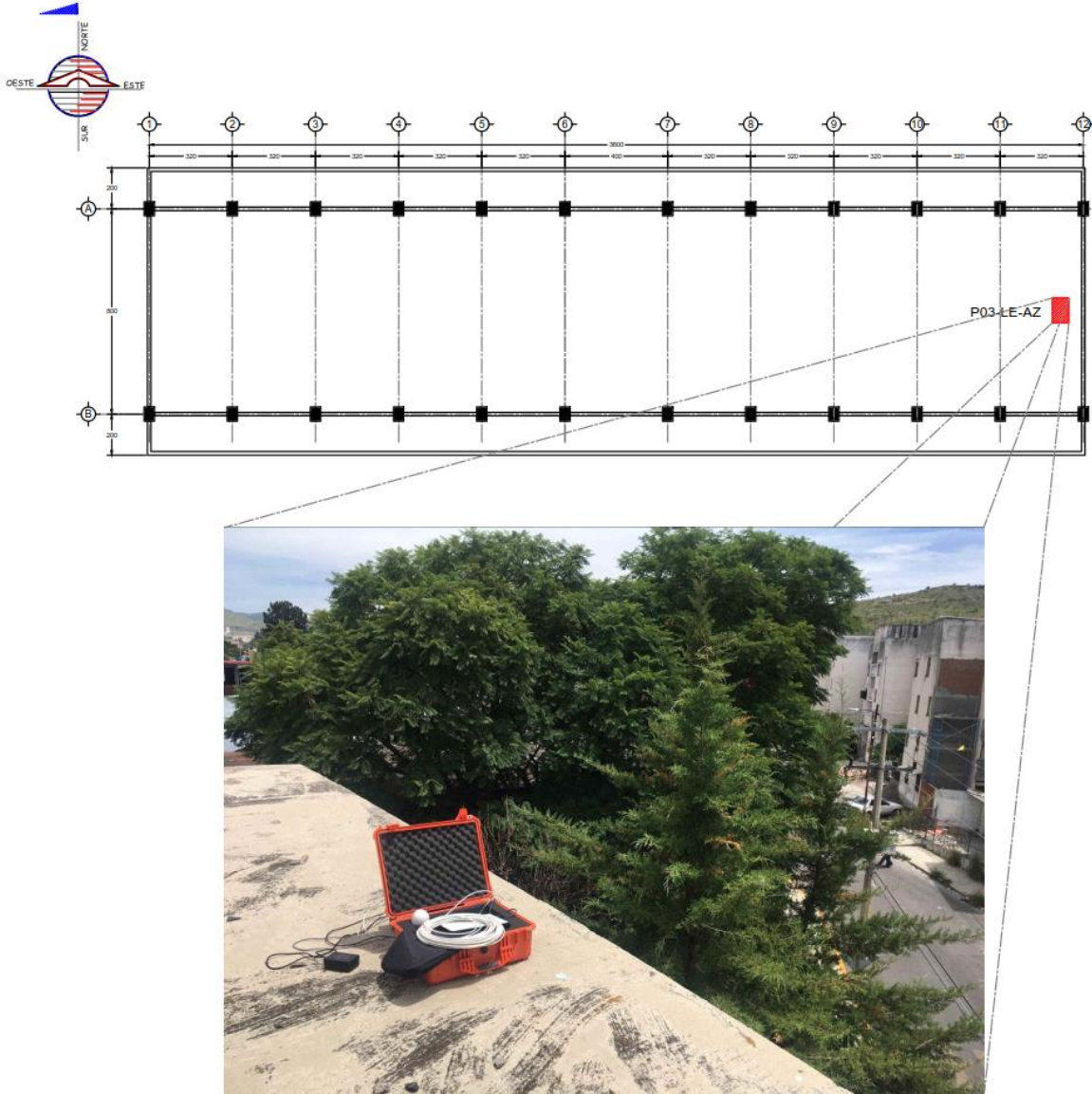
Status	
Triggered:	Yes
Events count:	109
Total events:	776
Last trigger data time:	2018/08/22 17:03:23.000 GMT
Last event RTC:	2018/08/22 17:03:27 GMT
Alarm:	Off
Timing system type:	GPS
Time quality:	100
Last timing lock:	2018/08/22 17:10:40 GMT
Timing locked since:	2018/08/22 17:09:00 GMT
GPS Position:	18.920630N -98.425950E 1868m
Temperature:	36.0c
Humidity:	43.9%
Battery:	12.3 (LOST AC)
Storage:	5.0 GB FREE

Data Flow Stats	System Info
Packet arrivals: 8328	Serial number: 2178
Incomplete groups: 0	System started on: 2018/08/22 16:58:32 GMT
Missing groups: 2	Restart count: 524
Last data gap: 2018/08/22 17:10:40 GMT	Number of streams (incl SOH): 12
Last gap Ch Id: dig1.ch12	IP Address: 192.168.1.178
Groups queued: 390	Software version: 3.10
	KMI Rock1 Arm EABI filesystem 1.1
	KMI Rock1EABI Update 5



**Figura 3.7** Obtención de los registros en el punto P02-ESQ-NE-AZ.

- **P03-LE-AZ**



**Figura 3.8 Localización del punto P03-LE-AZ y preparación del equipo.**

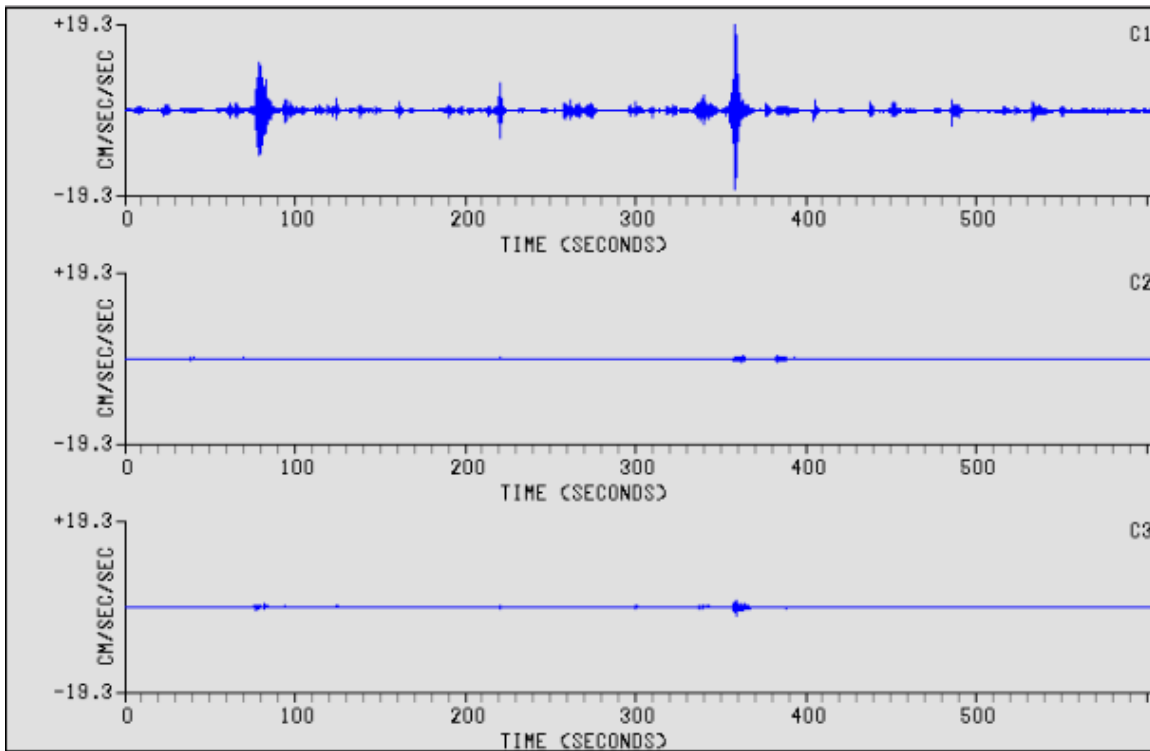
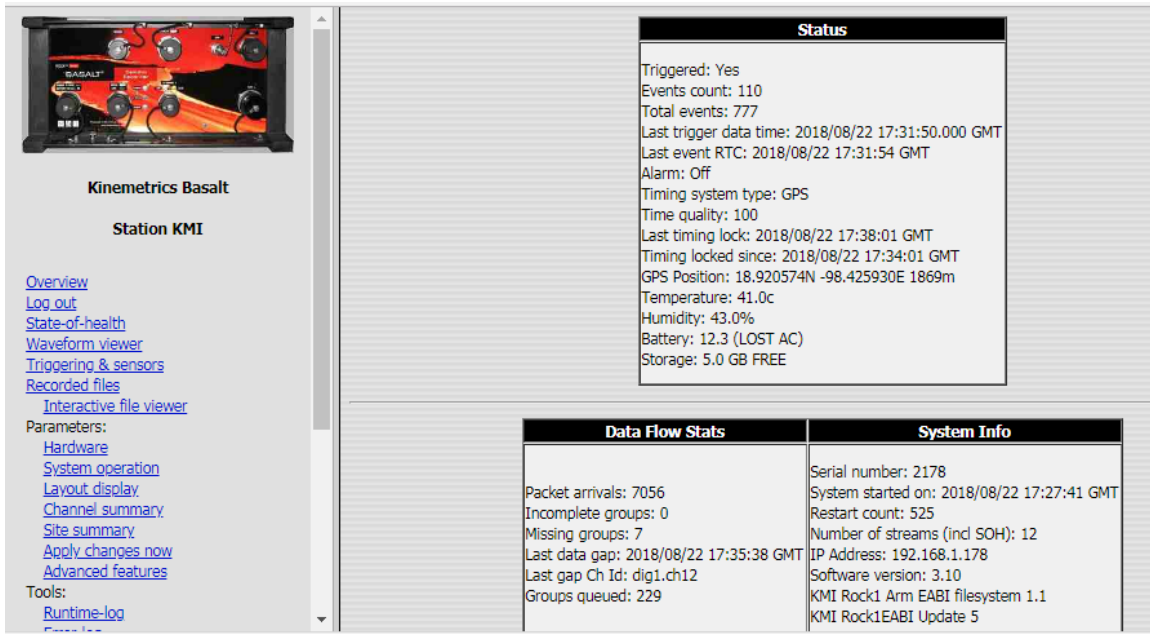
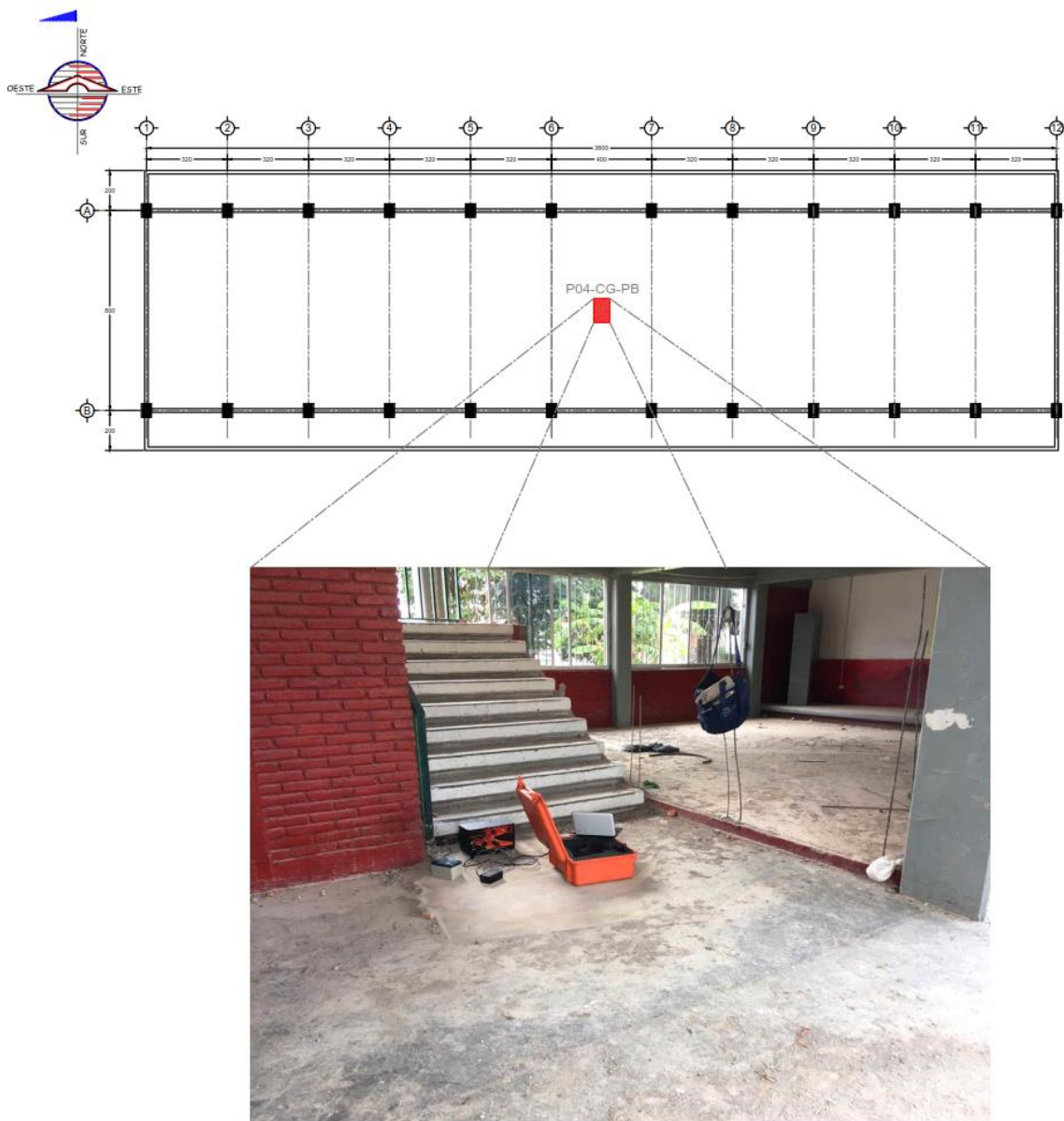


Figura 3.9 Obtención de los registros en el punto P03-LE-AZ.

• **P04-CG-PB**



**Figura 3.10 Localización del punto P04-CG-PB y preparación del equipo.**



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

**Kinometrics Basalt**  
**Station KMI**

[Overview](#)  
[Log out](#)  
[State-of-health](#)  
[Waveform viewer](#)  
[Triggering & sensors](#)  
[Recorded files](#)  
[Interactive file viewer](#)

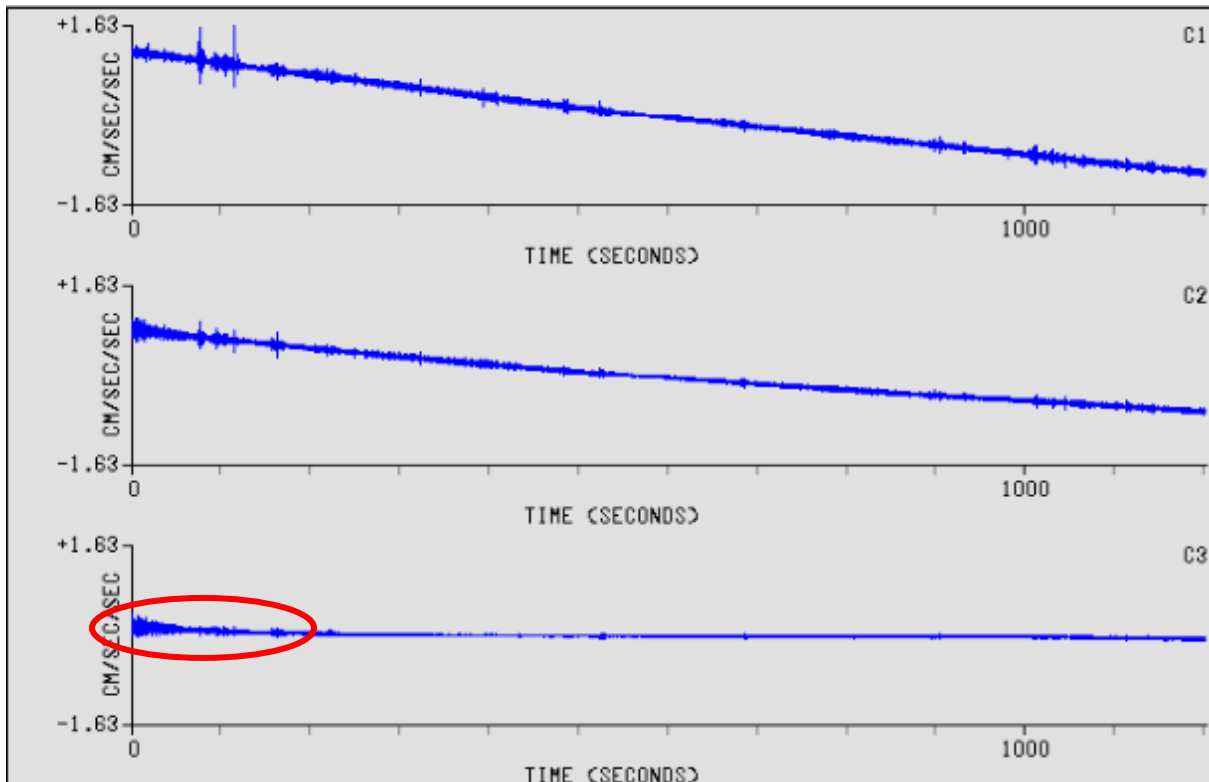
Parameters:  
[Hardware](#)  
[System operation](#)  
[Layout display](#)  
[Channel summary](#)  
[Site summary](#)  
[Apply changes now](#)  
[Advanced features](#)

Tools:  
[Runtime-log](#)

Status	
Triggered:	Yes
Events count:	111
Total events:	778
Last trigger data time:	2018/08/22 18:04:50.000 GMT
Last event RTC:	2018/08/22 18:04:54 GMT
Alarm:	Off
Timing system type:	RTC
Time quality:	0
Temperature:	38.0c
Humidity:	47.5%
Battery:	12.3 (LOST AC)
Storage:	5.0 GB FREE

Data Flow Stats	System Info
Packet arrivals: 1281	Serial number: 2178
Incomplete groups: 0	System started on: 2018/08/22 18:03:14 GMT
Missing groups: 0	Restart count: 526
Last data gap: None	Number of streams (ind SOH): 12
Last gap Ch Id: None	IP Address: 192.168.1.178
Groups queued: 110	Software version: 3.10
	KMI Rock1 Arm EABI filesystem 1.1
	KMI Rock1EABI Update 5

**Data Flow** **Clock Quality** **Clock Drift** **Alarm**



**Figura 3.11** Obtención de los registros en el punto P04-CG-PB, se puede observar en el circulo la coda del sismo ocurrido que se presentó el día de la instrumentación.

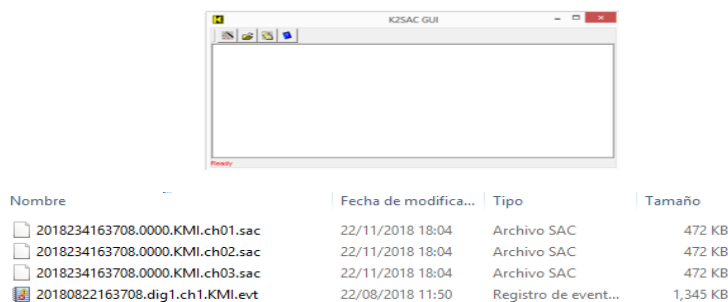


## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

Una vez obtenidos los registros de aceleración en cada uno de los puntos descritos con anterioridad, se procede a determinar las frecuencias y periodos para los tres primeros modos de vibrar del edificio en estudio; traslación longitudinal (L), traslación transversal (T) y rotación. Para esta parte se utilizó el programa de computo GEOPSY (Wathelet, 2005). Se efectuó un análisis de las señales considerando un filtrado del tipo casual con pasa-banda de 0.1 Hz a 20 Hz; para el cálculo de los cocientes espectrales se trabaja con las componentes horizontales del movimiento longitudinal y transversal.

### **3.1.1 Obtención de registros**

Ya que los registros de vibración obtenidos deben ser analizados por componentes definidas para cada uno de los tres canales del acelerómetro es necesario llevar a cabo la conversión de formato de cada uno de los registros obtenidos hacia el formato \*.SAC mediante el uso del software K2SAC. De esta manera es posible obtener por separado cada una de las componentes que conforman al registro, de tal forma: Canal 1- Componente Vertical, Canal 2- Componente Longitudinal N-S y Canal 3- Componente Transversal EW (véase Figura 3.12).



**Figura 3.12 Obtención de registros. Interfaz de software (K2SAC) y archivos de salida extensión \*.SAC para los canales 1, 2 y 3, respectivamente.**

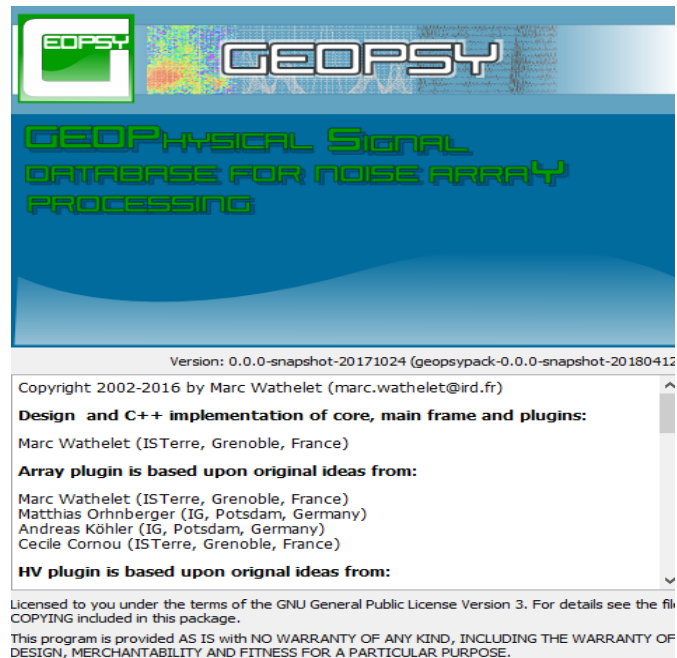


### **3.1.2 Análisis de las señales**

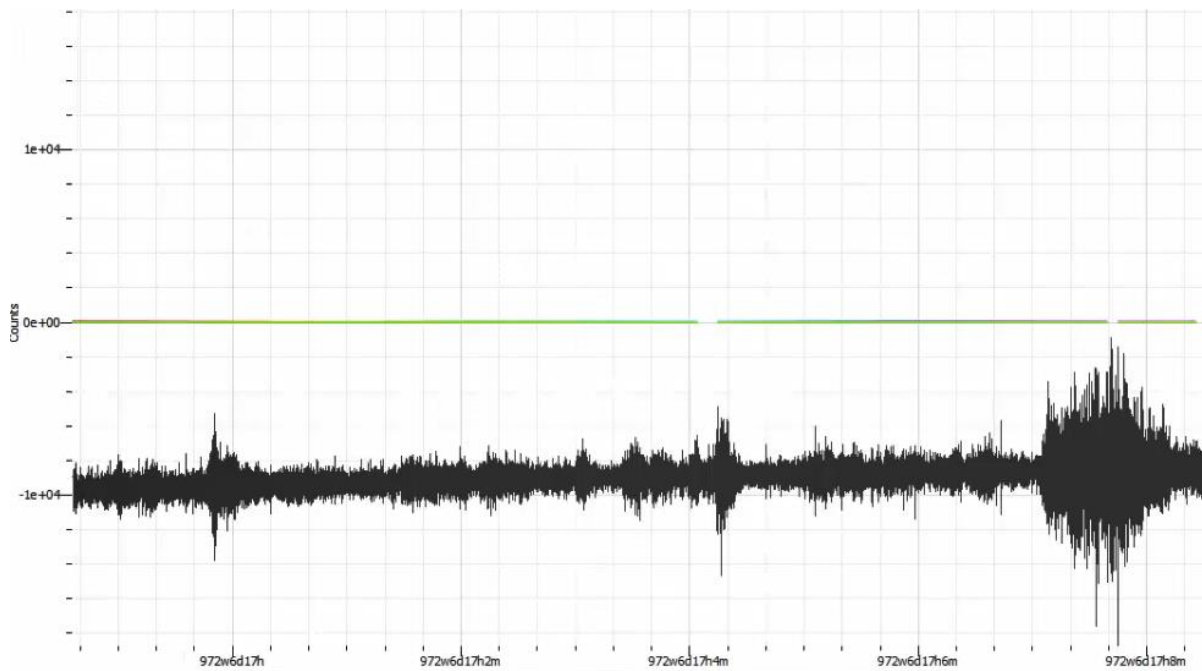
El proceso del análisis de las señales se lleva a cabo con la finalidad de obtener los espectros de amplitudes de Fourier, a partir de los registros de aceleración obtenidos de cada una de las componentes. En la figura 3.13 se muestra el esquema para la obtención de los EAF correspondientes. En el presente estudio se utilizó el programa GEOPSY (Wathelet, 2005).

El procedimiento consiste en lo siguiente:

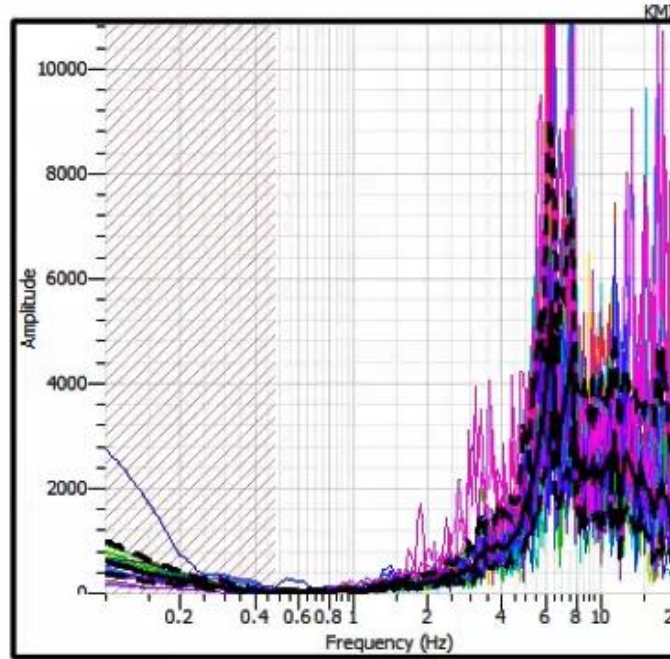
1. Se considero un filtrado del tipo causal con pasa-banda de 0.1 Hz a 20 Hz. Así, fueron seleccionadas ventanas de 30 segundos, considerando aquellos segmentos de registro libres de transitorios de corta duración que pudiesen afectar la estacionariedad de las señales, causados principalmente por vehículos o acciones procedentes del uso común que pudiesen presentarse en el edificio y causara alguna alteración por la posible proximidad al instrumento.
2. El programa aplica la Transformada Rápida de Fourier para obtener el espectro de amplitudes de Fourier (EAF) de cada componente del movimiento: Longitudinal (L), Transversal (T) y Vertical (V), esta última no es tomada en cuenta para los fines de este estudio. Para lograr una estimación precisa de las frecuencias dominantes no se consideró ningún proceso de suavizado.
3. Una vez generado el EAF de la señal se procede a realizar la operación de exportación de datos como un archivo de texto en el cual se visualizan las frecuencias y Amplitudes correspondientes a cada caso de estudio.



**Figura 3.13 a) Análisis de Señales. Software GEOPSY (Wathelet, 2005)**



**Figura 3.13 b) Análisis de Señales. Interfaz de software (GEOPSY)**



**Figura 3.13 c) Análisis de Señales. Archivo de salida (EAF) de la señal en términos de amplitud y frecuencia.**

### **3.2 Obtención de periodos de vibrar**

#### **3.2.1 Cálculo del Modo de Traslación Longitudinal (L)**

Para estimar el cociente espectral  $FT_L$  se usa la ecuación (3.1), donde el numerador  $EAF_{LCGA}$  de dicha ecuación corresponde al Espectro de Amplitudes de Fourier (EAF) de la componente longitudinal para el registro obtenido en el centro geométrico del nivel de azotea; el denominador  $EAF_{LCGPB}$  corresponde al EAF de la componente longitudinal para el registro obtenido en el centro geométrico de la planta baja.



$$FT_L = \frac{EAF_{LCGA}}{EAF_{LCGPB}} \quad (3.1)$$

### **3.2.2 Cálculo del Modo de Traslación Transversal (T)**

Para el caso del modo transversal se procede usando la ecuación (3.2) en donde  $FT_T$  se define como el cociente espectral transversal, el cual puede ser considerado como una función de transferencia,  $EAF_{TCGA}$  es el EAF de la componente transversal del centro geométrico en planta baja.

$$FT_T = \frac{EAF_{TCGA}}{EAF_{TCGPB}} \quad (3.2)$$

### **3.2.3 Cálculo del Modo de Rotación (R)**

De la misma forma y usando la ecuación (3.3), se determina  $FT_R$  que se define como el cociente espectral de rotación, el cual puede ser considerado como una función de transferencia,  $EAF_{TEA}$  es el EAF de la componente transversal de la esquina de azotea y  $EAF_{TCGA}$  es el EAF de la componente transversal del centro geométrico en azotea.

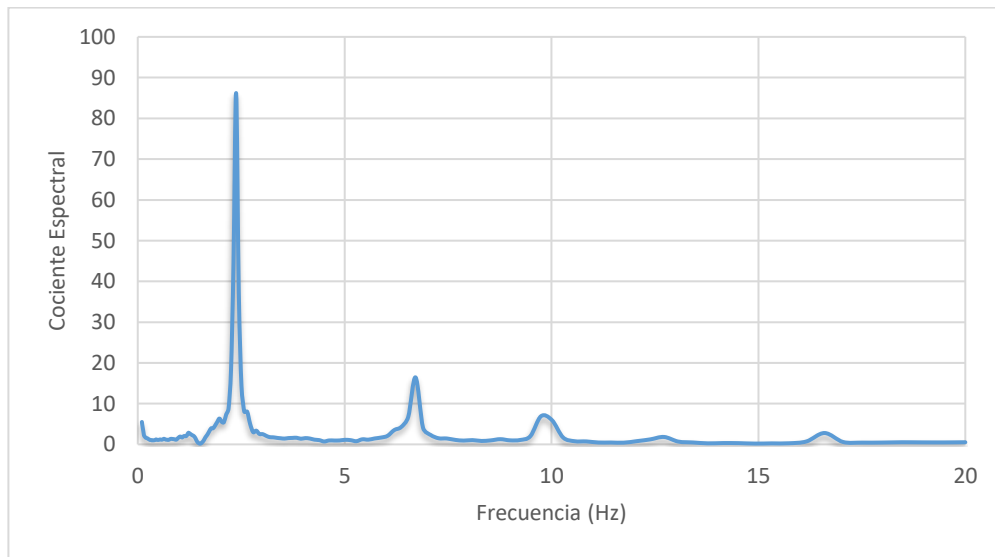
$$FT_R = \frac{EAF_{TEA}}{EAF_{TCGA}} \quad (3.3)$$



### **3.2.4 Obtención de Cocientes Espectrales**

Una vez obtenidos los EAF para cada componente se procede a realizar los cocientes Espectrales o funciones de transferencia Empíricas FTE, según lo estipulado anteriormente y para cada uno de los modos de vibrar.

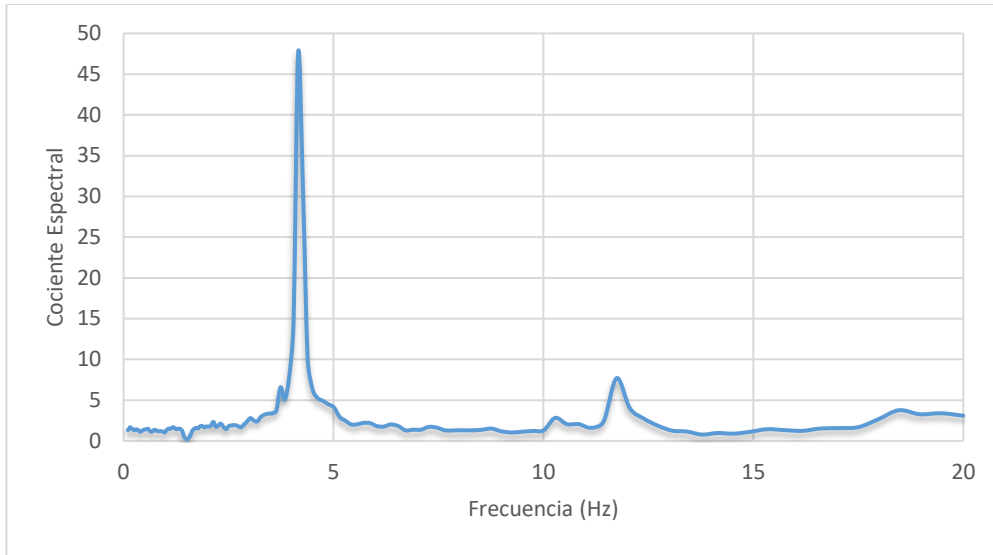
En la Figura 3.14 se presentan los cocientes espectrales que permitieron estimar el periodo vibrar para los tres primeros modos del edificio. Las gráficas relacionan al cociente espectral en términos de la frecuencia.



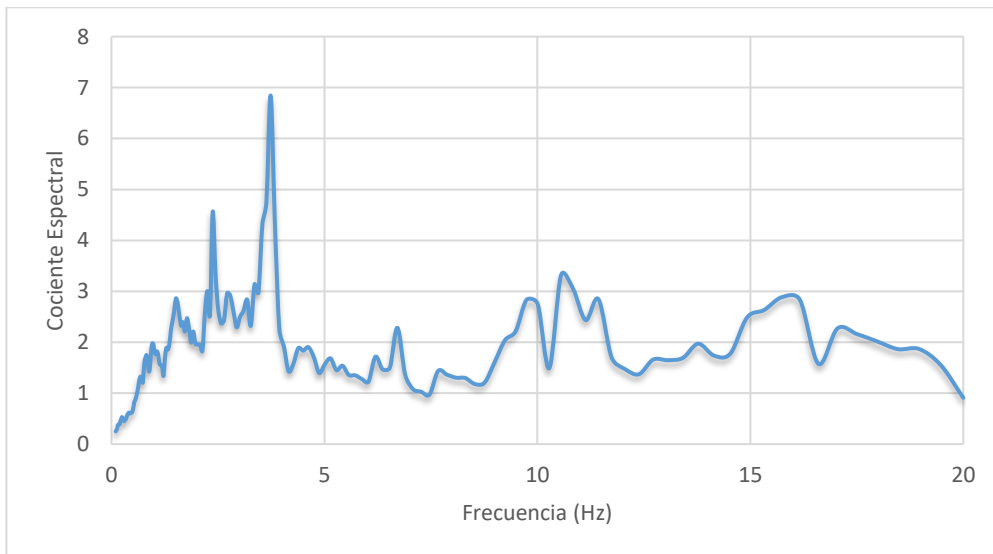
**Figura 3.14 a) Cocientes espectrales para la estimación de los periodos de vibrar de los tres primeros modos del Edificio  
Modo de Traslación Longitudinal**



**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**



**Figura 3.14 b) Cocientes espectrales para la estimación de los periodos de vibrar de los tres primeros modos del Edificio  
Modo de Traslación Transversal**



**Figura 3.14 c) Cocientes espectrales para la estimación de los periodos de vibrar de los tres primeros modos del Edificio**



### **3.2.5 Cálculo de frecuencias y periodos de vibrar**

Una vez que son obtenidas las razones espectrales para cada uno de los tres modos de vibración, puede iniciarse el proceso de identificación de las frecuencias dominantes. Es este proceso se determina el máximo valor de la frecuencia con respecto al valor de la razón espectral máxima. Lo anterior, conlleva encontrar el valor de la frecuencia dominante que rige al sistema es esa dirección de interés, y a su vez, el valor inverso de dicha frecuencia proporciona el valor del periodo de vibrar en cuestión.

En la Tabla 3.1 se muestran los resultados obtenidos para las frecuencias y periodos de los tres primeros modos de vibrar del edificio en estudio.

***Tabla 3.1 Valores experimentales de las frecuencias y periodos de vibrar de los tres primeros modos del edificio estudiado.***

<b>Modo</b>	<b>Valores de Frecuencias y Periodos</b>	
	<b>f(Hz)</b>	<b>T(s)</b>
Longitudinal	2.38	0.42
Transversal	4.16	0.24
Rotación	3.74	0.27



### **3.3 Desarrollo y Calibración de los Modelos Estructurales**

Derivado del levantamiento realizado y con la ayuda de los planos estructurales se generó el modelo analítico, de tal manera que las condiciones de estructuración y de carga representaran fielmente lo observado en campo.

El modelo se realizó en el software ETABS 2016 en el cual se consideraron las propiedades de los materiales, las secciones geométricas de traveses y columnas. El modelo se empotro en su base y los sistemas de piso se consideraron como diafragmas rígidos, esto para obtener las propiedades dinámicas del edificio en estudio, las cuales son importantes para el desarrollo de este trabajo. El modelo se calibro con los resultados obtenidos de la instrumentación de vibración ambiental realizada previamente.

#### **3.3.1 Propiedades de los materiales**

El sistema de piso se modeló como un diafragma rígido, para el cual la carga muerta utilizada fue de 250 kg/cm<sup>2</sup> y se distribuyó hacia las traveses. Para caracterizar los materiales empleados en la estructura se usó un concreto  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ , con un módulo de Elasticidad de  $E = 11,000 \sqrt{200 \text{ kg/cm}^2} = 155563.50 \text{ kg/cm}^2$  para las traveses, losa y columnas. El espesor de la losa se consideró de 10.0 cm. El módulo de elasticidad de la mampostería modelada se consideró de 20,907 kg/cm<sup>2</sup> y el peso volumétrico igual a 1,700 kg/m<sup>3</sup>, el espesor de los muros se tomó de 15 cm.



### **3.3.2 Calibración de los modelos**

En este caso específico se partió del edificio con daño ya que de esta manera fue en la que se realizó la instrumentación, por lo que se generaron 3 modelos los cuales se describen a continuación:

1. Modelo analítico de tal manera que las condiciones de estructuración y de carga representan fielmente lo observado en campo.
2. Modelo analítico sin daño, respetando la contribución de peso de muros, pero retirando la contribución de rigidez de estos.
3. Modelo analítico respetando el daño observado, respetando la contribución de peso de muros, pero retirando la contribución de rigidez de estos.

Se generaron los modelos y se obtuvieron resultados de los periodos y frecuencias de la estructura de acuerdo a la instrumentación de vibración ambiental realizada previamente.

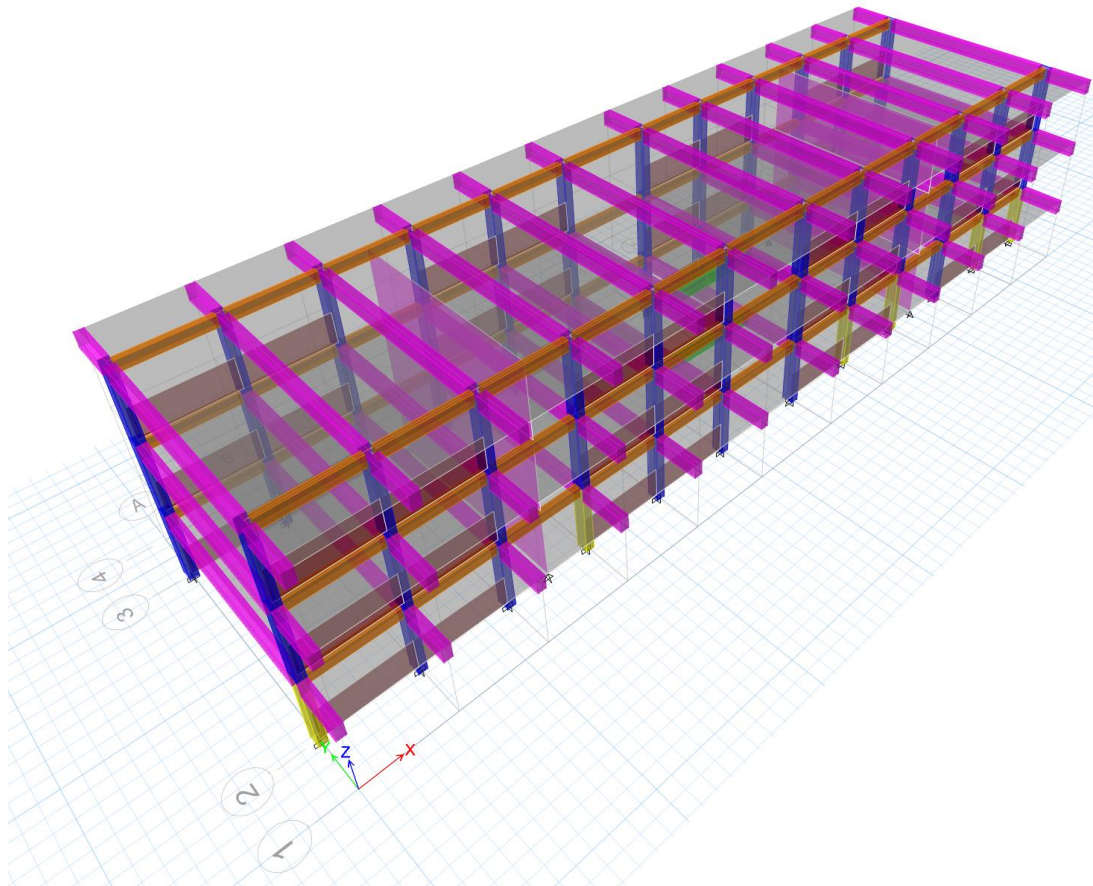
#### **3.3.2.1 Calibración del Modelo en condiciones actuales**

Se generó el modelo con las condiciones actuales, representando fielmente la geometría y el daño observado en el levantamiento realizado, en las Figuras 3.15 a la 3.19 se muestra el modelo realizado

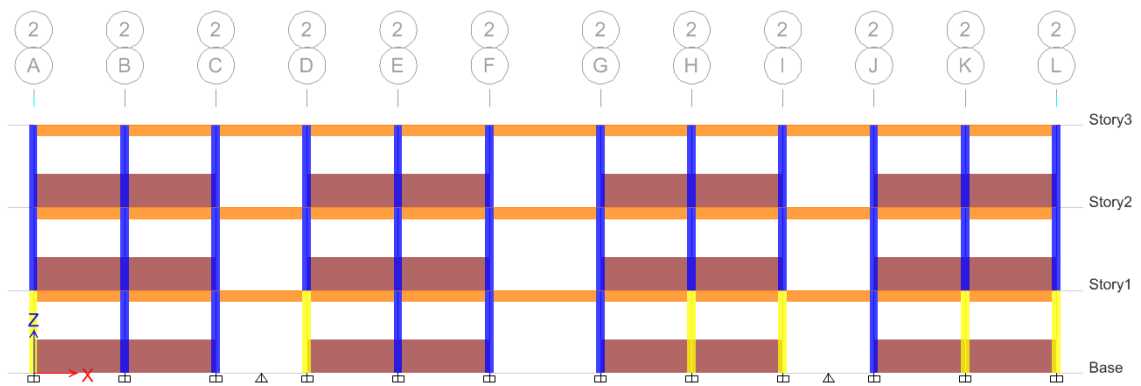


**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

con ayuda del programa ETABS 2016, y en la Tabla 3.2 se muestran los resultados obtenidos de los periodos y frecuencias.



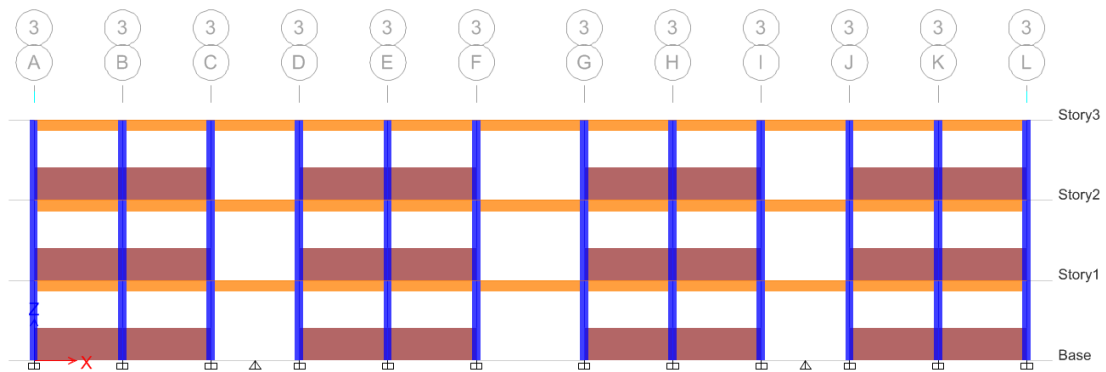
**Figura 3.15 Modelo tridimensional en ETABS 2016 representando las condiciones actuales del Edificio.**



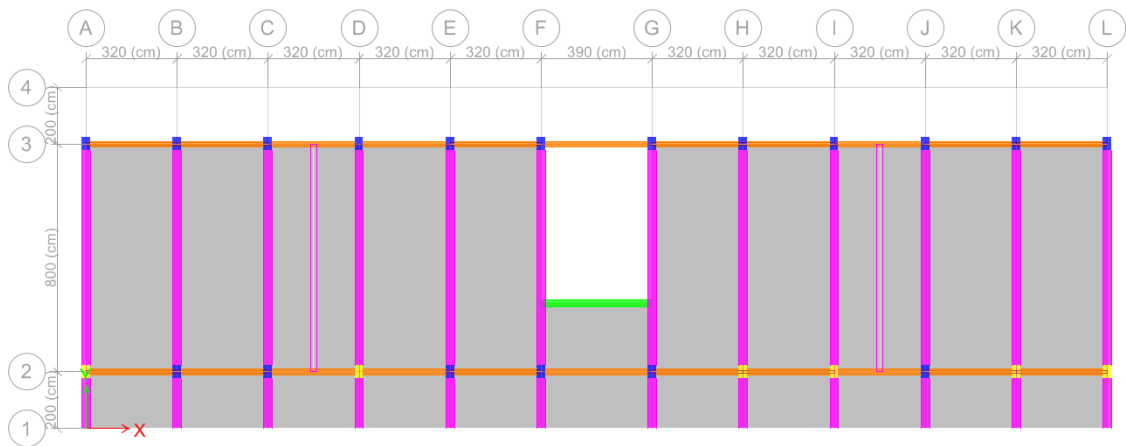
**Figura 3.16 Corte Longitudinal frontal modelado en ETABS 2016 representando las condiciones actuales del Edificio.**



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado



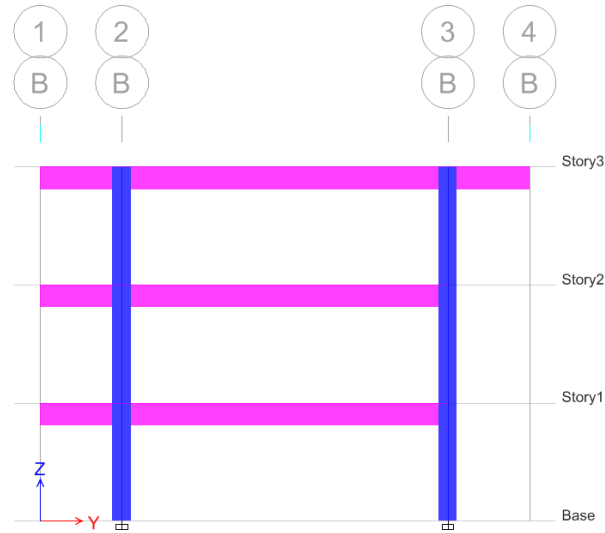
**Figura 3.17 Corte Longitudinal Posterior modelado en ETABS 2016 representando las condiciones actuales del Edificio.**



**Figura 3.18 Planta de entrepiso modelada en ETABS 2016 representando las condiciones actuales del Edificio.**



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado



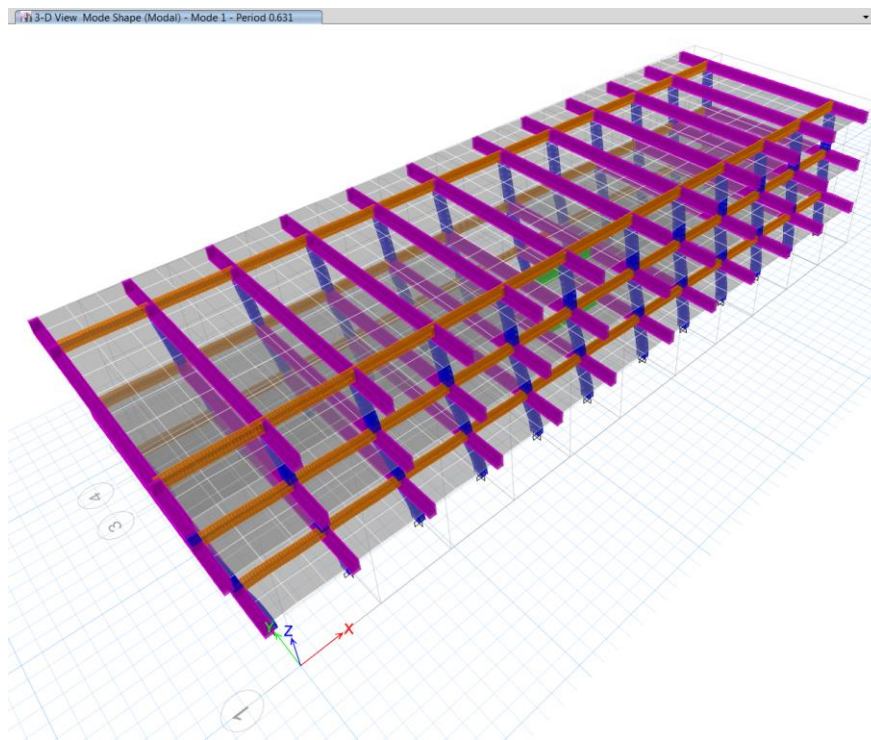
**Figura 3.19 Corte Transversal modelado en ETABS 2016 representando las condiciones actuales del Edificio.**

**Tabla 3.2 Valores de Periodos y Frecuencias obtenidos a partir de modelo realizado con ETABS 2016 representando las condiciones actuales del Edificio.**

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.42	2.38	14.957	223.7133
Modal	2	0.275	3.63	22.8105	520.3211
Modal	3	0.256	3.9	24.5022	600.3577

### 3.3.2.2 Calibración del Modelo sin Daño

El modelo se representó retirando la rigidez de los muros, pero conservando el peso y sin el daño observado, en las Figura 3.20 se muestra el modelo realizado con ayuda del programa ETABS 2016, y en la Tabla 3.3 se muestran los resultados obtenidos de los periodos y frecuencias.



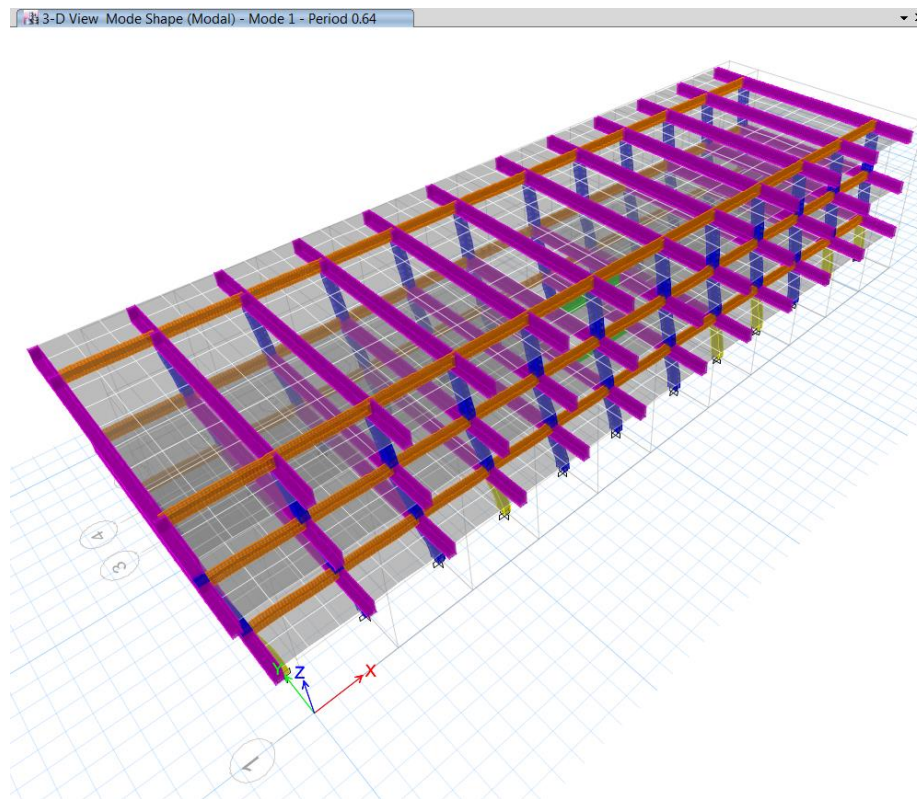
**Figura 3.20 Modelo tridimensional en ETABS 2016 sin daño.**

**Tabla 3.3 Valores de Periodos y Frecuencias obtenidos a partir de modelo realizado con ETABS 2016 representando las condiciones sin daño.**

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.631	1.586	9.9629	99.2593
Modal	2	0.553	1.809	11.3636	129.1318
Modal	3	0.525	1.906	11.9786	143.4873

### 3.3.2.3 Calibración del Modelo con Daño

El modelo se representó retirando la rigidez de los muros, pero conservando el peso y con el daño observado, en las Figura 3.21 se muestra el modelo realizado con ayuda del programa ETABS 2016, y en la Tabla 3.4 se muestran los resultados obtenidos de los periodos y frecuencias.



**Figura 3.21 Modelo tridimensional en ETABS 2016 con daño.**

**Tabla 3.4 Valores de Periodos y Frecuencias obtenidos a partir de modelo realizado con ETABS 2016 representando las condiciones con daño**

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.64	1.561	9.8103	96.2413
Modal	2	0.559	1.788	11.2318	126.1524
Modal	3	0.532	1.878	11.8027	139.3037



## **Capítulo 4. Generación de Modelos y Análisis No Lineal con el programa OpenSEES.**

### **4.1 Generación de Modelos y Obtención de Periodos de Vibrar**

Se generó el modelo en el programa de cómputo Opensees (Mazzoni 2006), el cual es un Sistema Abierto de Simulación de Ingeniería Sísmica, orientado a objetos. Fue creado en la National Science Foundation patrocinado por el centro de Ingeniería Sísmica Pacífico (PEER).

El software permite a los usuarios crear aplicaciones para simular la respuesta de sistemas estructurales y geotécnicos sometidos a sismos, incluyendo análisis de elementos finitos. Fue desarrollado por Franck McKenna (tesis doctoral) y Gregory L. Fenves con contribuciones de Michael H. Scott, Haukaas Terje, Amen Der Kiureghian, Remo M. de Souza, Filip C. Filippou, Mazzoni Silva, Jeremic y Boris.

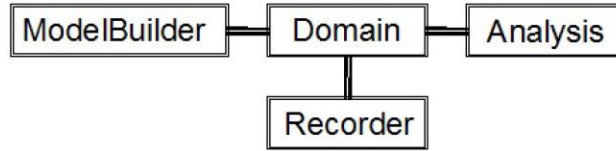
Opensees está principalmente escrito en C++ y Fortran, utiliza varias bibliotecas numéricas para resolver ecuaciones lineales. Los usuarios de OpenSEES pueden crear aplicaciones mediante scripts en el lenguaje de programación Tcl.

Para este trabajo se utilizó el programa Cypress Editor para generar lenguajes TCL el cual nos permitió diseñar nuestros propios lenguajes para incorporarlos en aplicaciones. Este editor utiliza para la creación rápida de prototipos, aplicaciones de secuencias de comandos, interfaces gráficas de usuario y pruebas.



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

Para la generación de nuestro lenguaje debemos conocer el ambiente OpenSEES el cual necesita de cuatro pasos esenciales, los cuales son:



**ModelBuilder** construye los objetos del modelo (nodos, masas, materiales, secciones, elementos, patrones de carga, transformaciones, bloques, restricciones, etc) que se adicionan al “Domain”.

**Domain** es el responsable de proveer los objetos creados en “Modelbuilder” a los objetos “Analysis” y “Recorder”.

**Analysis** representa el análisis desde el estado en el tiempo  $t$  al estado en el tiempo  $t + \Delta t$  y varía de un análisis estático lineal simple a un análisis dinámico no lineal. Cada objeto “Analysis” está compuesto por varios objetos que definen el comportamiento del proceso de análisis.

**Recorder** es el objeto definido por el usuario que es responsable del monitoreo del estado del componente “Domain” durante los análisis, grabando su estado en un archivo seleccionado en intervalos durante los análisis.

Para obtener los resultados se procedió a realizar el modelo en lenguaje tcl de la siguiente forma:



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

- Geometría Sentido Longitudinal

La geometría del edificio se define mediante variables de entrada, el ancho de las bahías y la altura del primer nivel. Estos valores se establecen como  $L_{Beam} = 320$  cm,  $L_{BeamDos} = 390$  cm,  $L_{Col} = 300$  cm. Esto hace que para el modelo se tenga un total de 48 nodos en la estructura.

- Geometría Sentido Transversal

La geometría del edificio se define mediante variables de entrada, el ancho de las bahías y la altura del primer nivel. Estos valores se establecen como  $L_{Beam} = 800$  cm,  $L_{BeamDos} = 200$  cm,  $L_{Col} = 300$  cm. Esto hace que para el modelo se tenga un total de 12 nodos en la estructura.

- Columnas y vigas

Las columnas y vigas están modeladas como elementos elásticos de viga-columna. Estas columnas tienen momentos de inercia y áreas definidas mediante variables.

- Masas

La masa se concentra en las juntas viga-columna del marco, y cada masa del piso se distribuye equitativamente entre los nodos del marco. La masa se asigna mediante el comando de masa, pero también se puede asignar con el comando de nodo.

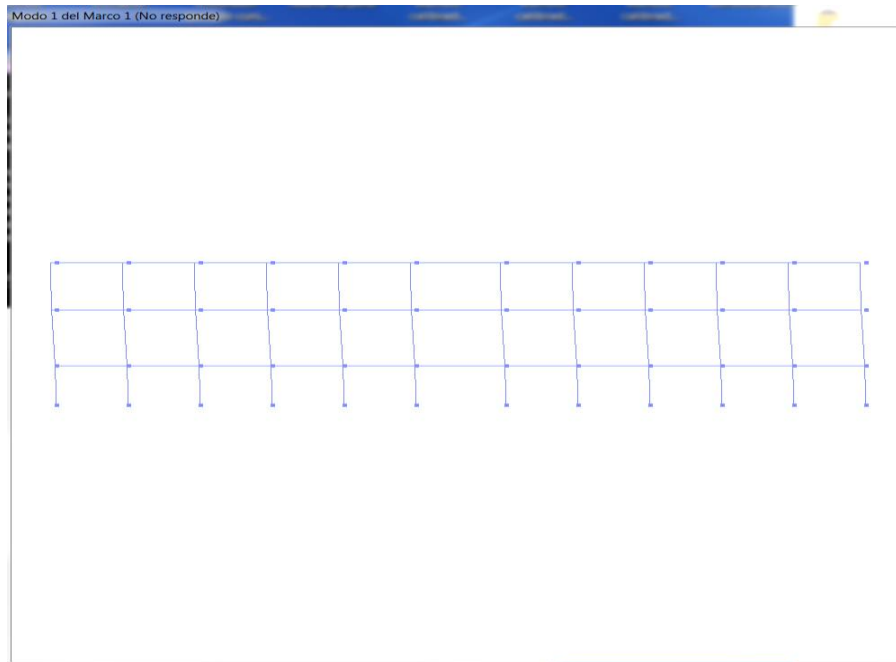
Realizando lo anterior, se obtienen los valores de los periodos en los sentidos longitudinal y transversal, sin incluir el daño y con daño incluido.

En las Figuras 4.1 y 4.2 se muestran los modelos longitudinal y transversal generados en OpenSEES y en la Tabla 4.1 los valores

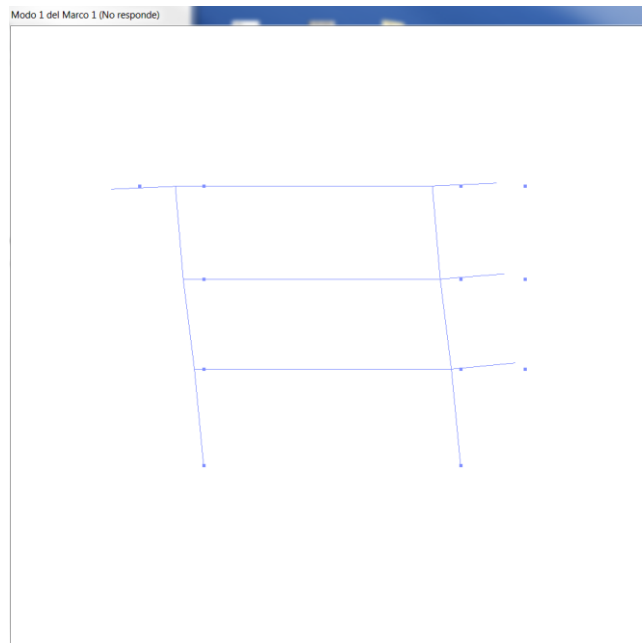


## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

obtenidos de los periodos en los dos sentidos con daño y sin daño incluido.



**Figura 4.1 Modelo en sentido longitudinal generado con OpenSEES.**



**Figura 4.2 Modelo en sentido transversal generado con OpenSEES.**

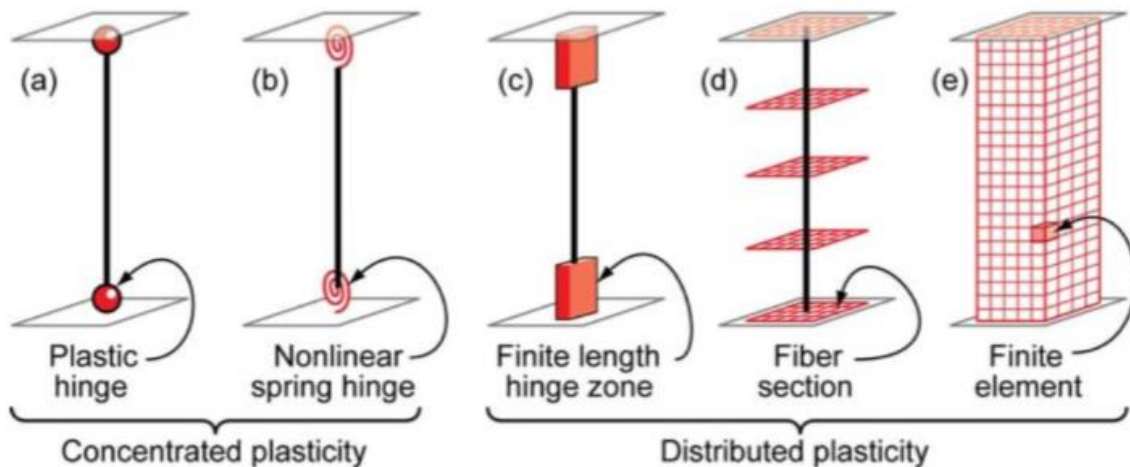
**Tabla 4.1 Valores de Periodos obtenidos a partir de modelo realizado con OpenSEES representando las condiciones sin daño y con daño.**

Sentido	Periodos	
	sin daño	con daño
Longitudinal	0.64	0.62
Transversal	0.53	0.55

### 4.2 Análisis no Lineal Pushover con OpenSEES

El análisis no lineal se puede representar utilizando el concepto de plasticidad concentrada y distribuida, la Figura 4.2 resume los modelos idealizados de elementos viga-columna ya expuestos. El comportamiento de rotación de las regiones plásticas en ambos modelos sigue una respuesta histerética bilineal basada en el Modelo de deterioro modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler.

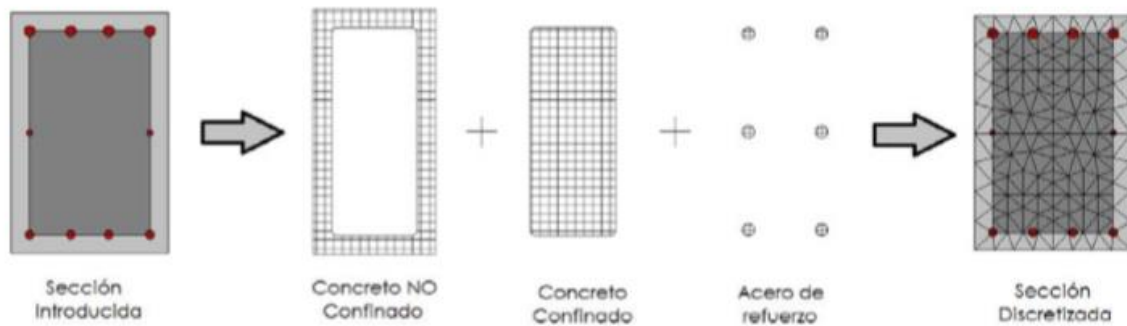
El modelo que se utiliza en este trabajo es el de plasticidad distribuida con fibras.



**Figura 4.3 Modelos idealizados de elementos viga-columna**

### 4.2.1 Elementos de plasticidad distribuida

El procedimiento es dividir la sección en fibras y asociarles una ley constitutiva uniaxial en función del material que representen. El estado seccional se obtiene mediante la integración de la respuesta de todo el conjunto de fibras individuales, que deben estar en equilibrio. Debe destacarse que este tipo de modelado transversal depende fuertemente del nivel de discretización escogido. El número ideal de fibras varía según la forma de la sección, las características del material, el grado de plasticidad alcanzado, etc. (véase Figura 4.4)



**Figura 4.4 Discretización transversal de una sección de concreto armado**

La principal ventaja de utilizar estos elementos es que la respuesta de la rótula plástica queda totalmente definida mediante los modelos constitutivos de los materiales, permitiendo una transición gradual a nivel seccional entre el intervalo elástico, plástico y la rotura. Además, este tipo de modelado permite la interacción directa entre esfuerzos normales, lo que ofrece excelentes resultados y permite evaluar directamente las tensiones en las fibras.

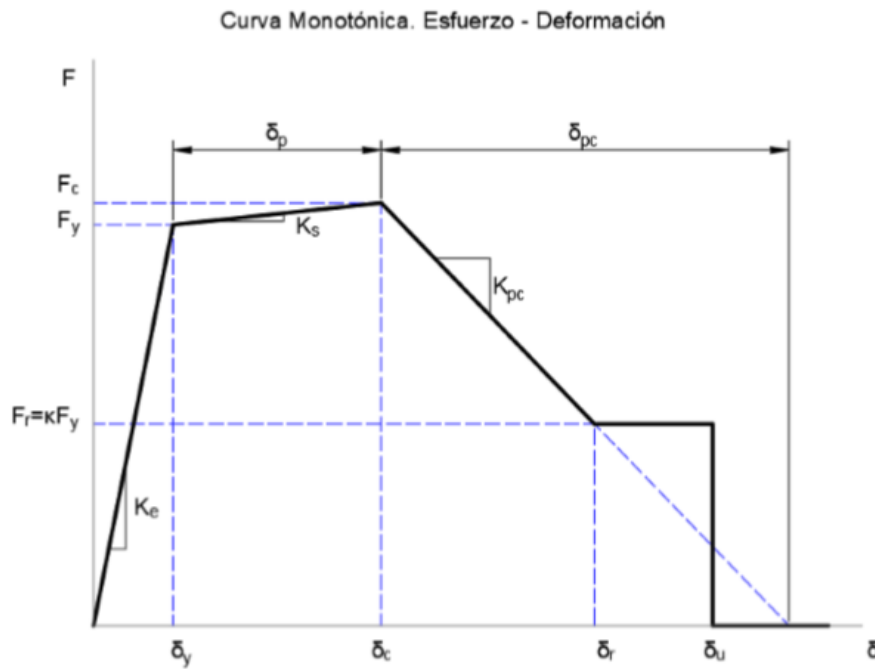


## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

Por otro lado, las desventajas más significativas es el ajuste óptimo de la discretización seccional y su mayor coste computacional. Además, los efectos ocasionados por las tensiones de cortante y torsión no están acoplados a la respuesta normal (modelo uniaxial)

### 4.2.2 Teoría modificada de deterioro de IMK

La teoría modificada de Ibarra-Medina-Krawinkler busca mejorar ciertas definiciones y conceptos, y también perfeccionar la simulación del deterioro. En la Figura 4.5 se muestra la curva envolvente del nuevo modelo en la cual incluye un nuevo límite de deformación  $\delta_u$  donde se pierde la capacidad. Esto puede ayudar a simular el desgarramiento dúctil que se produce en componentes de acero o también la falla frágil de alguna conexión, dependiendo si esa deformación se da antes o después de llegar al esfuerzo residual.





**Figura 4.5 Curva envolvente del modelo modificado de IMK**

Donde:

$F_y, \delta y$  Momento y rotación efectivos de fluencia

$K_e$  Rigidez elástica efectiva.  $K_e = F_y / \delta y$

$F_c, \delta c$  Fuerza de endurecimiento y deformación asociada

$\delta p$  Deformación plástica de endurecimiento para carga monotónica.

$K_p$  Rigidez efectiva post-fluencia.  $K_p = (F_c - F_y) / \delta p$

$\delta p_c$  Rango de deformación post endurecimiento

$K_{pc}$  Rigidez efectiva post endurecimiento.  $K_{pc} = F_c / \delta p_c$

$F_r$  Esfuerzo residual.  $F_r = k \cdot F_y$

$\delta u$  Deformación última.

Para lograr el deterioro asimétrico mencionado, se incluye el factor D que permite disminuir la tasa de deterioro en una cierta dirección.

$$\beta_i = \left( \frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^{i-1} E_j} \right)^c * D, D \leq 1 \quad (4.1)$$

Respecto a los conceptos que definen el comportamiento, el valor de referencia para la capacidad de deformación es cambiado de la relación de ductilidad  $\delta c / \delta y$  a la deformación plástica  $\delta p$  argumentando que es un valor más estable ante los cambios de los patrones de



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

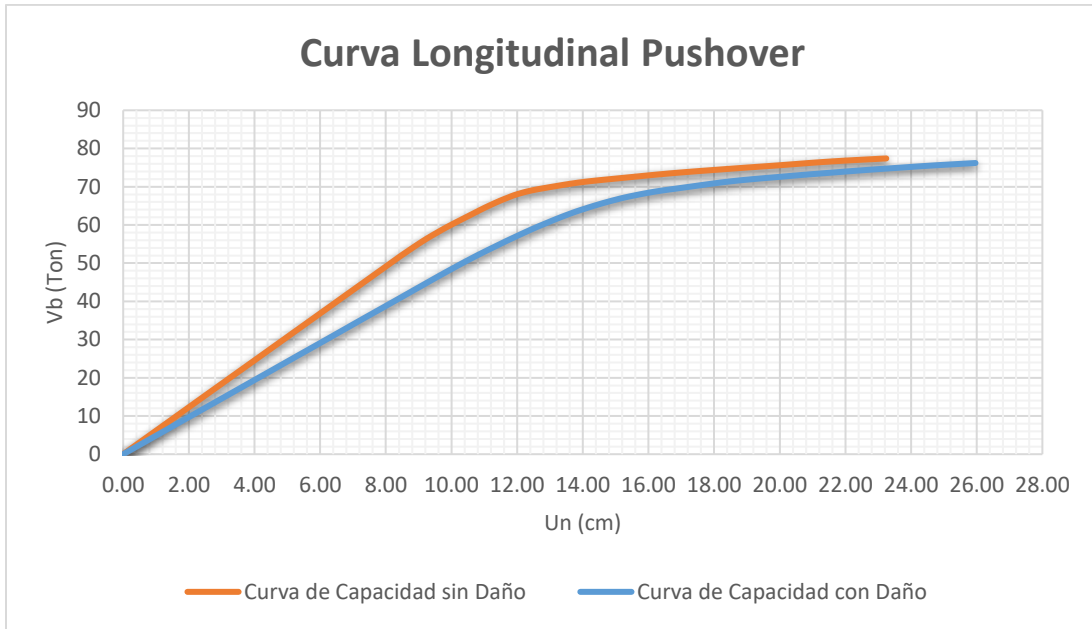
carga. Otro cambio es que el parámetro de endurecimiento  $\alpha_s = K_s/K_e$  pasa a ser función de la relación  $F_c/F_y$  para evitar la subjetividad de este valor. Igualmente, se plantea el uso de  $\delta p_c$  para definir el comportamiento post endurecimiento en lugar del parámetro que definía la rigidez en esa zona  $\alpha_c$ .

La definición de capacidad de disipación de energía de referencia ahora es función de  $\delta p$  en lugar de  $\delta c$ , obteniéndose  $E_t = \lambda F_y \delta p = \Lambda F_y$ , donde  $\Lambda$  es la capacidad de deformación acumulativa de referencia.

Dada la característica de capacidad residual  $F_R = \kappa \cdot F_y$  en la curva histerética, también se modificó el comportamiento de la rigidez post endurecimiento para que pueda pasar gradualmente de rigidez negativa a rigidez cero. Para ello, el parámetro  $\alpha_c = \frac{K_{pc}}{k_e} = \frac{F_c}{\theta_{pc} * k_e}$  se degrada cada paso  $i$  con la siguiente expresión:

$$\alpha_{c,i} = \alpha_{c, inicial} * \left(1 - \frac{F_R}{F_{y,i}}\right) \quad (4.2)$$

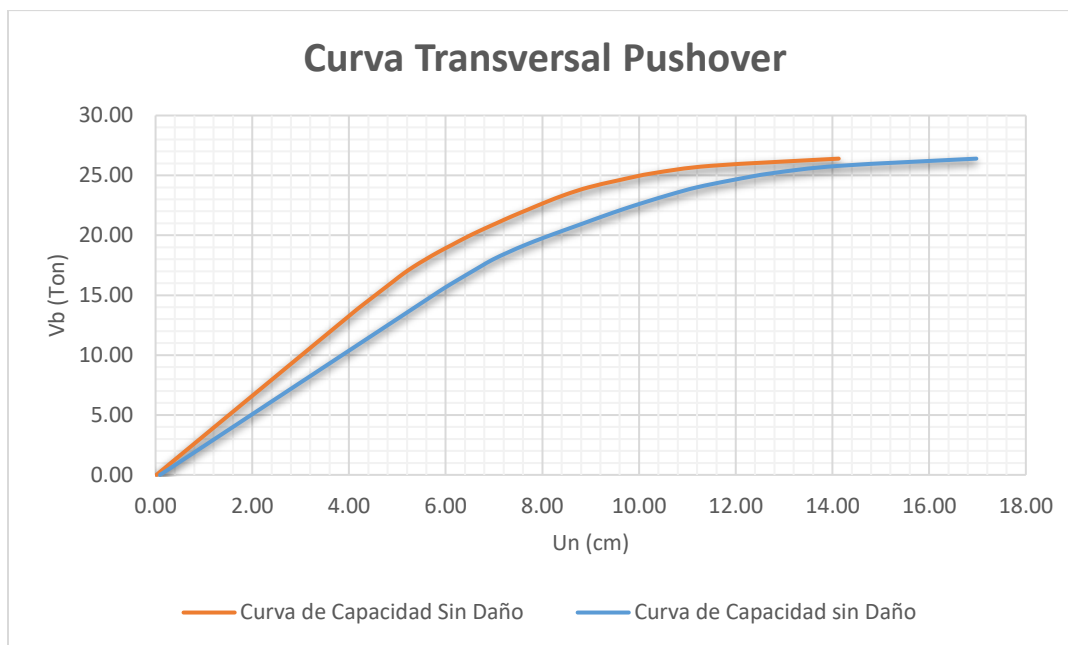
Derivado de este proceso se obtuvieron las gráficas Pushover que se muestran en las Figuras 4.6 y 4.7 para el sentido longitudinal y transversal, respectivamente.



**Figura 4.6 Curvas de Capacidad Desplazamiento vs Cortante en la base en dirección longitudinal sin daño y con Daño.**

**Tabla 4.2 Valores de Cortante basal  $V_b$  y desplazamientos  $u$  obtenidos de la Curva de Capacidad de la Figura 4.6.**

CASO	$V_b$ max (Ton)	$u$ (cm)
Sin Daño	<b>77.39</b>	<b>23.25</b>
Con Daño	<b>76.20</b>	<b>25.96</b>



**Figura 4.7 Curvas de Capacidad Desplazamiento vs Cortante en la base en dirección longitudinal sin daño y con Daño.**

**Tabla 4.3 Valores de Cortante basal  $V_b$  y desplazamientos  $u$  obtenidos de la Curva de Capacidad de la Figura 4.7.**

CASO	$V_b$ max (Ton)	$u$ (cm)
Sin Daño	<b>26.40</b>	<b>14.14</b>
Con Daño	<b>26.40</b>	<b>16.97</b>



## **Capítulo 5. Generación de Modelos y Análisis No Lineal con el programa Drain2D**

### **5.1 Generación de Modelos para el análisis no lineal con Drain2D**

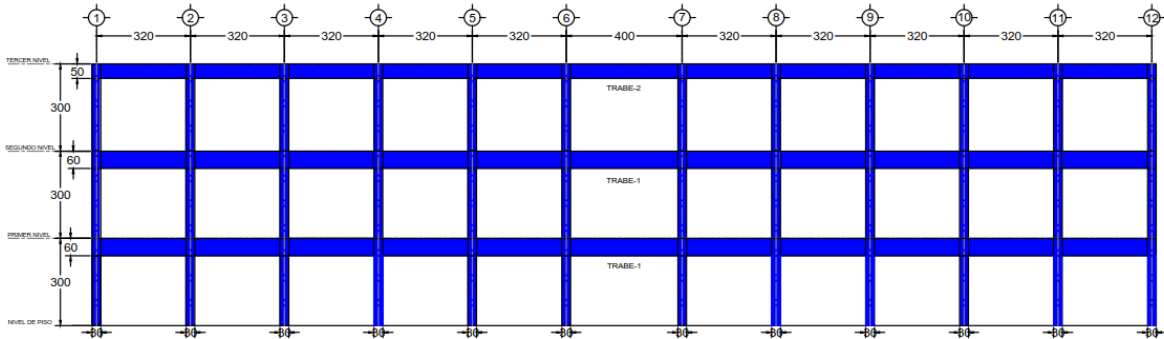
Para estimar la confiabilidad estructural se llevó a cabo la implementación de modelos en marcos planos, el cual contempla las incertidumbres existentes en las acciones generadas por las cargas gravitacionales en conjunto con las propiedades mecánicas del sistema. La respuesta de un sistema como este fue generada a través de una simulación de Monte Carlo descrita por Esteva et al (2002), y a su vez este modelo usa propiedades estadísticas reportadas por Meli (1976) y Mirza con McGregor (1979). El modelo propuesto por Wang y Shah (1987) fue contemplado para representar las funciones constitutivas describiendo el comportamiento a flexión de las secciones críticas a los extremos de las vigas y columnas.

Con la finalidad de generar los modelos planos descritos anteriormente se utilizó el programa de cómputo SIMESTRUEIH.EXE (Alamilla, 2001). La resistencia de los elementos como trabes, vigas y losas fue  $f'c$  de 200 kg/cm<sup>2</sup> con módulo de elasticidad igual a 221, 359.50 kg/cm<sup>2</sup>; las cuantías de acero de refuerzo longitudinal y transversal de trabes y columnas se obtuvieron a partir de los planos estructurales.

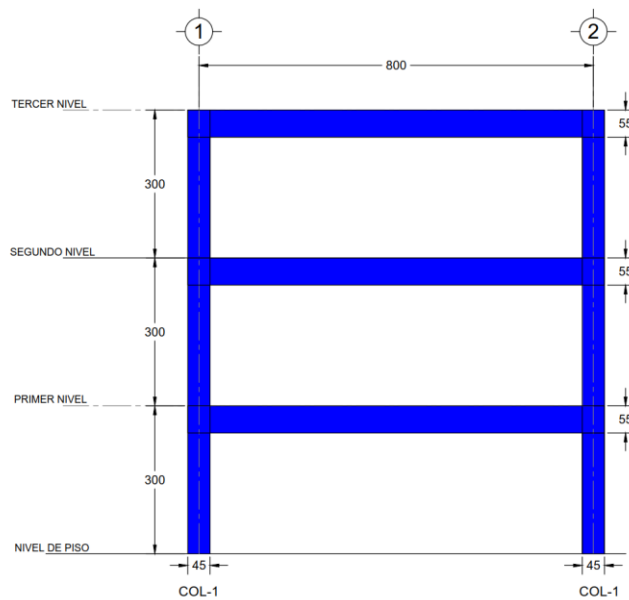
El análisis no lineal se realizó en dos direcciones, longitudinal y transversal con y sin daño en la Figura 5.1 y 5.2 se muestran los modelos en 2-D considerados en el análisis sin daño y con daño respectivamente. Con la finalidad de simplificar el análisis se asumió

## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

que los efectos de torsión debidos a irregularidades no eran significativos y que el modelo plano representaba con precisión el comportamiento general del edificio para cada dirección de estudio.



a)

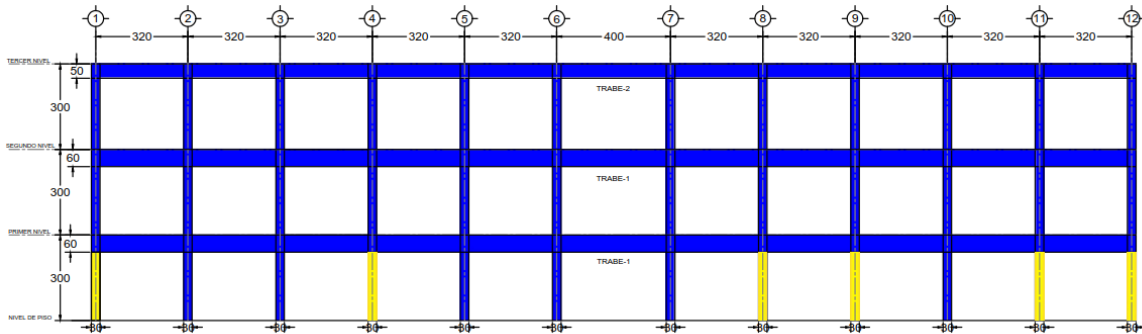


b)

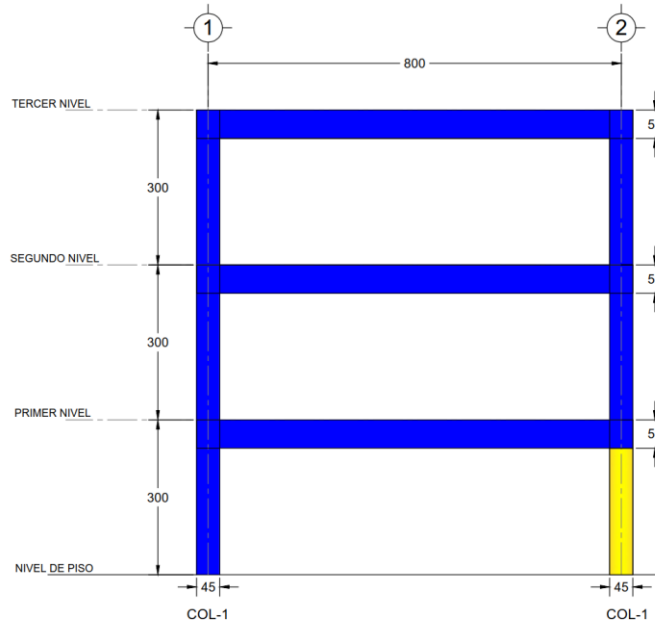
**Figura 5.1 Modelos analíticos sin daño para el análisis de empuje lateral pseudo-estático y el análisis paso a paso (cotas en centímetros); a) Longitudinal, b) Transversal**



**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**



a)



b)

**Figura 5.2 Modelos analíticos con daño para el análisis de empuje lateral pseudo-estático y el análisis paso a paso (cotas en centímetros); a) Longitudinal, b) Transversal**



### 5.1.1 Representación del Daño

El daño se represento haciendo la reducción de las secciones agrietadas de acuerdo a lo especificado en FEMA 356, en la Tabla 5.1 se muestran los factores utilizados, los cuales son 0.7 para flexión y 0.4 para cortante.

**Tabla 5.1 Valores de Rigidez efectiva FEMA 356**

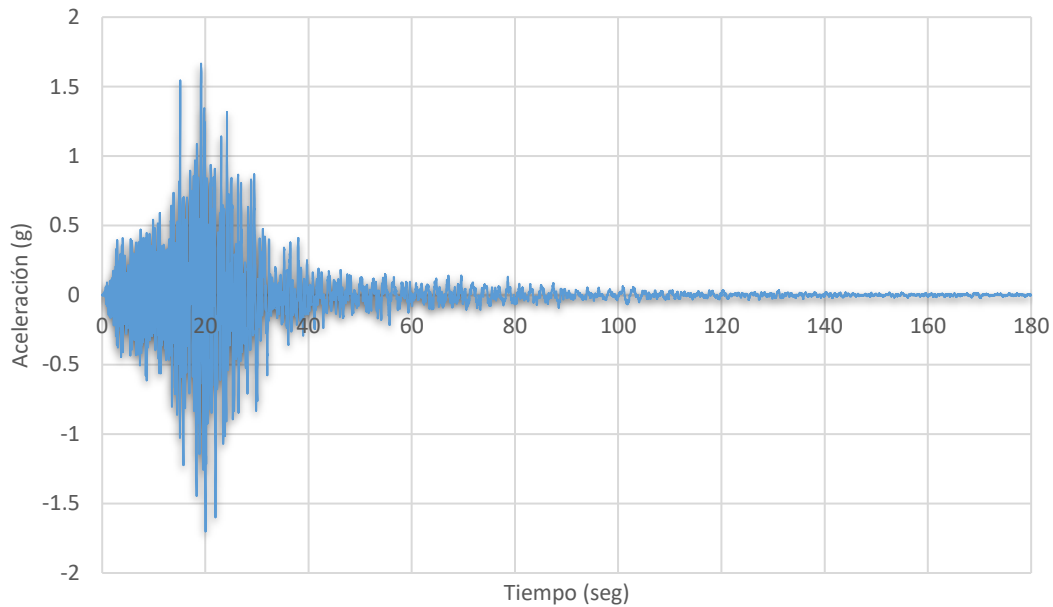
Valores de Rigidez Efectiva			
Componente	Rigidez a Flexión	Rigidez a Cortante	Rigidez a Axial
Vigas - no pretensadas	0.5 Ec Ig	0.4 Ec Aw	-----
Vigas - pretensadas	Ec Ig	0.4 Ec Aw	-----
Columnas a compresion por cargas gravitacionales $\geq 0.5*Ag*f'c$	0.7 Ec Ig	0.4 Ec Aw	Ec Ag
Columnas a compresion por cargas gravitacionales $\leq 0.3*Ag*f'c$	0.5 Ec Ig	0.4 Ec Aw	Ec As
Muros - sin agriteamiento (inspección)	0.8 Ec Ig	0.4 Ec Aw	Ec Ag
Muros - agrietados	0.5 Ec Ig	0.4 Ec Aw	Ec Ag
Losas planas - sin pretensado	Ver Sección 6.5.4.2	0.4 Ec Ag	-----
Losas planas - pretensadas	Ver Sección 6.5.4.2	0.4 Ec Ag	-----

Una vez determinados todos los parámetros se procedió a ejecutar el programa, el primero con las propiedades nominales y 50 modelos con propiedades simuladas, los cuales posteriormente se someten a un análisis de empuje lateral no lineal pseudo-estático (Pushover) y paso a paso, respectivamente.



### 5.1.2 Intensidad sísmica

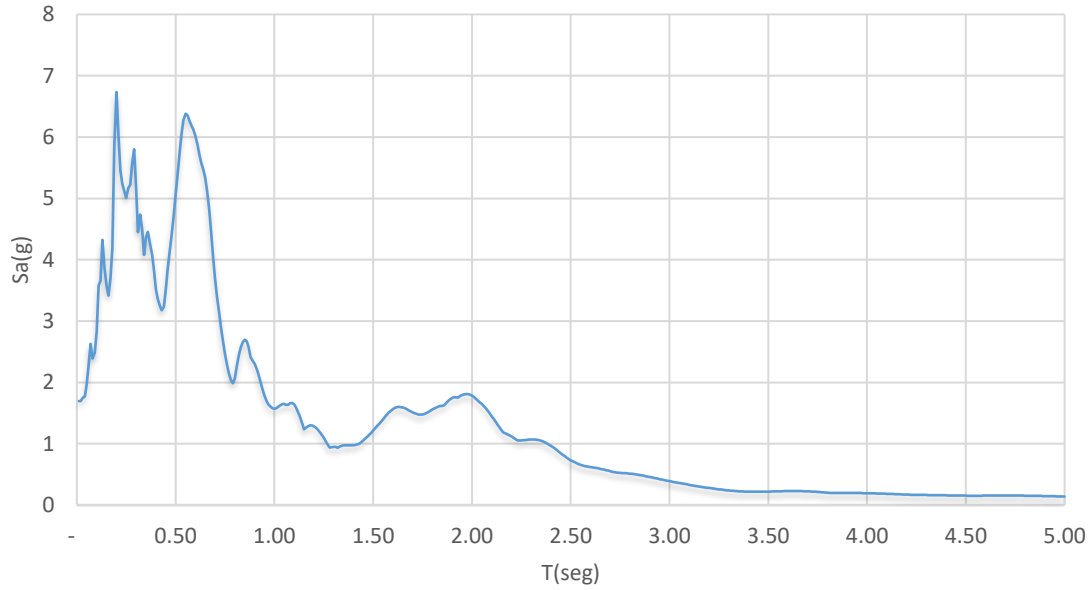
Para este estudio se usa el Acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 2017 obtenidos de la estación sísmica del Campus Central de la UPAEP, en la figura 5.3 se muestra dicho Acelerograma y en la Figura 5.4 y 5.5 su espectro de pseudo aceleraciones para el 5% de amortiguamiento para el lado longitudinal y transversal, respectivamente.



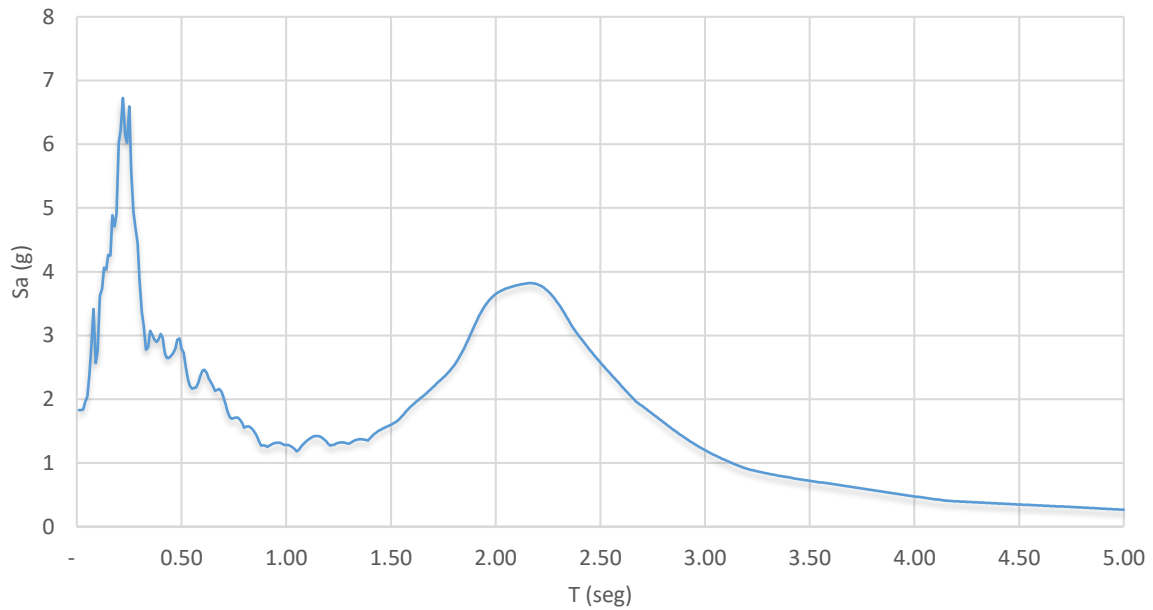
**Figura 5.3 Acelerograma registrado el 19 de septiembre de 2017 en la estación del Campus Central UPAEP.**



**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**



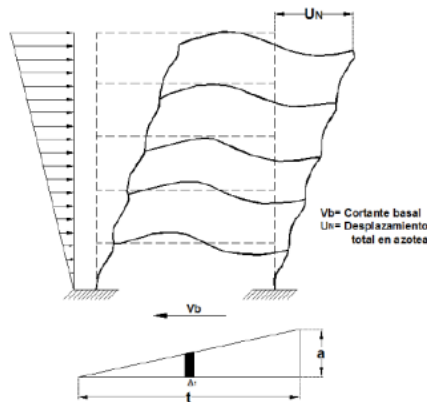
**Figura 5.4 Espectro de pseudo aceleraciones sentido longitudinal (CH3) E-O del sismo registrado el 19 de septiembre de 2017 en la estación del Campus Central UPAEP.**



**Figura 5.5 Espectro de pseudo aceleraciones sentido transversal (CH2) N-S del sismo registrado el 19 de septiembre de 2017 en la estación del Campus Central UPAEP.**

### 5.1.3 Análisis de empuje lateral Pushover

El análisis no lineal de empuje lateral se llevó a cabo con el archivo de propiedades medias para los marcos planos en los sentidos longitudinal y transversal obtenidos del programa SIMESTRU.EXE y ejecutados en el software DRAIN-2D. Para el análisis se usó una aceleración monotónica en la base que se incrementa linealmente con respecto al tiempo, logrando que la estructura alcance su capacidad máxima de deformación debido a las fuerzas inerciales que se generan en el sistema hasta que alcanza un estado de falla (colapso). La carga lateral representa el cortante en la base inducida por un sismo. (véase Figura 5.6)



**Figura 5.6 Estructura bajo la acción de una carga lateral monotónica. Cruz, A. (2015)**

De los resultados del análisis de empuje lateral se obtiene la curva de capacidad que relaciona el desplazamiento global del sistema ( $U_N$ ) referido a un punto en la azotea y el cortante basal ( $V_b$ ) en la base del edificio, los resultados proporcionan una idea de la capacidad dúctil del sistema estructural, e indican el mecanismo, nivel de carga, y la deformación en que se produce la falla.

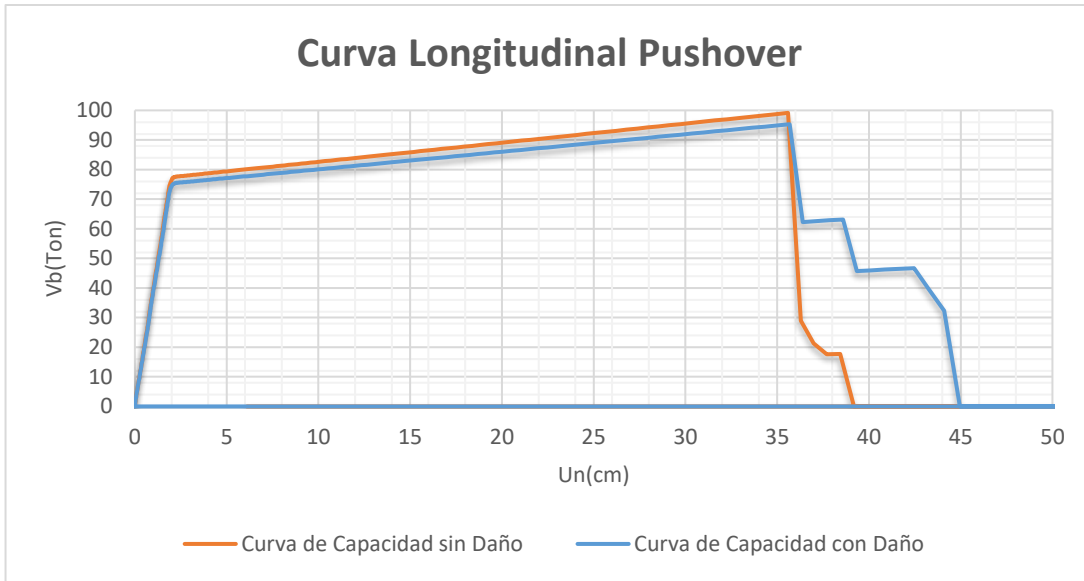


## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

La determinación de la rigidez elástica inicial ( $k_0$ ) se usa para el cálculo del índice de reducción de rigidez secante ( $I_{RRS}$ ). En este caso el criterio para la estimación de la capacidad de deformación corresponde a una asociada con 80% del valor máximo del cortante basal.

En las figuras 5.7 y 5.8 se muestra los resultados del análisis y se observa gráficamente la capacidad de la estructura con daño y sin daño en dirección longitudinal y transversal, alcanzando un desplazamiento máximo y cayendo repentinamente al llegar a la falla.

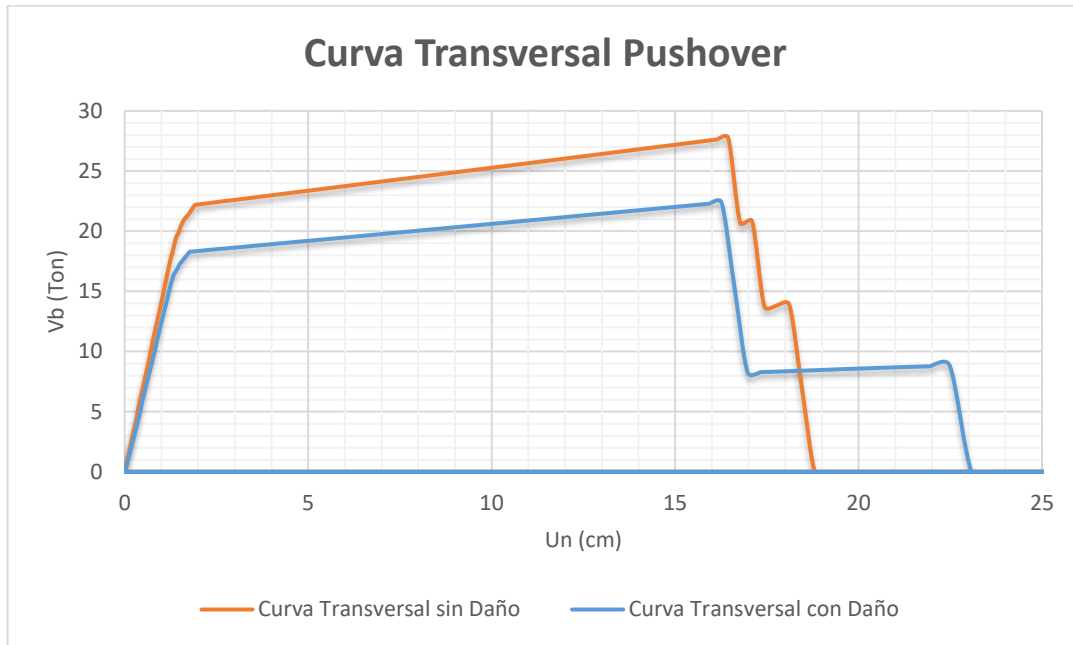
En las tablas 5.2 y 5.3 se muestran los desplazamientos  $u_F$ , correspondiendo este valor al desplazamiento asociado al 80% del cortante basal máximo.



**Figura 5.7 Curvas de Capacidad Desplazamiento vs Cortante en la base en dirección longitudinal sin daño y con Daño.**

**Tabla 5.2 Valores de Cortante basal  $V_b$  y desplazamientos  $u$  obtenidos de la Curva de Capacidad de la Figura 5.7.**

CASO	$V_b$ max (Ton)	$u$ (cm)	$0.8 V_b$ max (Ton)	$u_F$ (cm)
Sin Daño	<b>99.16</b>	<b>35.58</b>	<b>79.33</b>	<b>36.00</b>
Con Daño	<b>95.32</b>	<b>35.68</b>	<b>76.25</b>	<b>37.00</b>



**Figura 5.8 Curvas de Capacidad Desplazamiento vs Cortante en la base en dirección transversal sin daño y con Daño.**

**Tabla 5.3 Valores de Cortante basal  $V_b$  y desplazamientos  $u$  obtenidos de la Curva de Capacidad de la Figura 5.8.**

CASO	$V_b$ max (Ton)	$U$ (cm)	$0.8 V_b$ max (Ton)	$u_F$ (cm)
Sin Daño	<b>27.74</b>	<b>16.45</b>	<b>22.19</b>	<b>17.00</b>
Con Daño	<b>22.38</b>	<b>16.27</b>	<b>17.90</b>	<b>16.00</b>



#### **5.1.4 Análisis Dinámico no Lineal Paso a Paso**

El análisis no lineal paso a paso es un método donde la acción es variable con el tiempo y los elementos de la estructura están modelados con características no lineales. En cualquier instante de tiempo, la ecuación diferencial de movimiento es la siguiente:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P\} \quad (5.1)$$

En donde  $\{\ddot{x}\}$ ,  $\{\dot{x}\}$ ,  $\{x\}$ , es el vector de incrementos de aceleración, velocidad y desplazamiento nodal, respectivamente;  $\{P\}$  es el incremento de las cargas aplicadas, es decir, representa las fuerzas externas a las que se somete la edificación generalmente representado por un registro sísmico  $[M]$ ,  $[K]$ ,  $[C]$  es la matriz de masa, matriz de masa, matriz de rigidez tangente y matriz de amortiguamiento, respectivamente.

Para un intervalo de tiempo  $\Delta t$ , la ecuación (5.1) queda como:

$$[M]\{\Delta\ddot{x}\} + [C]\{\Delta\dot{x}\} + [K]\{\Delta x\} = \{\Delta P\} \quad (5.2)$$

En donde la matriz de rigidez y amortiguamiento corresponde al estado de la estructura al inicio del paso de integración. La solución de la ecuación diferencial (5.2), es compleja ya que las matrices de amortiguamiento  $C$  y rigidez  $K$  son variables cuando la estructura



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

incursiona en el intervalo de comportamiento no lineal, es decir, se tiene una ecuación de equilibrio dinámico diferente para cada instante en el que fluye una sección y cada instante en el que las fuerzas externas son diferentes. Existen varios procedimientos numéricos para resolver o realizar la integración numérica de la ecuación de movimiento (5.1), por ejemplo, el conocido como Beta de Newmark, y sus modificaciones posteriores, entre las que se encuentra el método de Wilson, (Chopra, 1995).

Para conocer la demanda de deformación de una estructura de una manera más precisa es necesario realizar un análisis dinámico no lineal, es decir, un análisis paso a paso; ya que la capacidad de deformación (obtenido en el análisis Pushover), depende de las propiedades mecánicas inherentes a cada estructura y de la demanda de deformación de la estructura (obtenido mediante el análisis paso a paso), es decir; del sismo inducido en la base de la estructura. Por tanto, el Pushover por sí solo, no es suficiente para tener una mayor certeza de la demanda de deformación del sistema estructural.

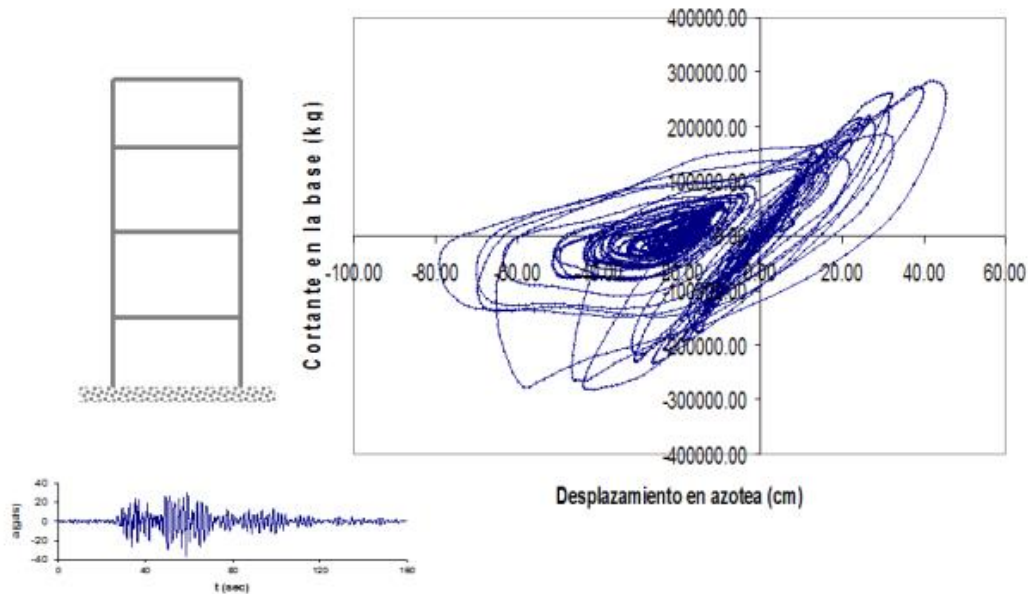
Actualmente es posible determinar la respuesta no lineal de un modelo matemático de un sistema estructural sujeto a acciones dinámicas, debido al desarrollo de diferentes procedimientos de análisis estructural. La concordancia de la respuesta calculada de esta manera con el verdadero comportamiento de la estructura durante un sismo, dependerá básicamente de la calidad de la idealización estructural o modelo matemático elegido y del procedimiento de análisis utilizado.

Como consecuencia de la acción sísmica en la base de la estructura, esta oscila alternadamente alrededor de su eje de equilibrio estático, con desplazamientos máximos en la azotea y

## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

fuerzas cortantes en la base que varían dependiendo de las aceleraciones en el terreno (Díaz Alcántara, 2008).

La finalidad del análisis paso a paso es la generación de una gráfica que representa la demanda de deformación (desplazamiento vs fuerza cortante en la base); esto mediante ciclos históricos que van causando el deterioro de la rigidez y resistencia de la estructura, Figura 5.9.



**Figura 5.9 Comportamiento histerético no lineal.**

### **5.2 Modelos Hiteréticos**

Para estudiar la respuesta inelástica de un sistema discreto de masas, se debe establecer un modelo matemático de las características de la fuerza de restitución y de aquí definir la relación entre la fuerza cortante en el entrepiso y la deformación lateral del mismo. Para una secuencia progresiva de cargas y descargas, la línea



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

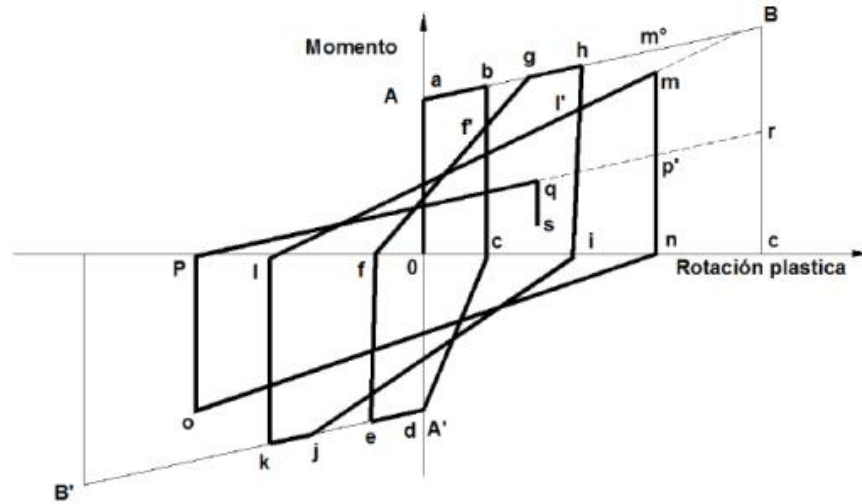
que une a los puntos pico en la curva carga-deflexión de cada secuencia de carga se llama *curva esquelética*. En muchos casos, la curva esquelética coincide con la curva de carga monótona. La curva que se obtuvo bajo las inversiones de signos de la fuerza se llama *curva de histéresis*.

La curva de histéresis se afecta significativamente por los materiales y el tipo de sistema estructural. La mayoría de los modelos matemáticos se simplifican de acuerdo con el nivel requerido de análisis. Estos modelos deben proporcionar la rigidez y resistencia del miembro, los cuales varían en cada instante de tiempo con la historia de cargas y deformaciones producidas por el movimiento sísmico.

### **5.2.1 Modelo de Campos y Esteva**

Campos y Esteva (1997) desarrollaron un modelo para vigas de concreto reforzado, considerando que el deterioro se concentra en secciones extremas del elemento y que el máximo daño corresponde a la pérdida total de rigidez y resistencia de la sección, dando lugar a la formación de la articulación completa. Los autores proponen una curva envolvente bi-lineal y reglas de comportamiento histerético para los ciclos de carga y descarga.

En la figura 5.10, se presenta de manera esquemática el modelo para las secciones en los extremos de las vigas; se observa a degradación de rigidez y la forma en que el momento puede alcanzar a la curva bi-lineal (si fuese el caso) para cada ciclo de carga-descarga. (Campos-Arias & Esteva L, 1997).



*Figura 5.10 Modelo de comportamiento histerético para vigas de concreto reforzado (Campos y Esteva 1997)*

### 5.2.2 Simulación de Monte Carlo

La simulación de Monte Carlo es un método de simulación estadística, lo que implica la utilización de una secuencia de números aleatorios para realizar la simulación, emulando numéricamente un sistema real mediante un modelo matemático.

El proceso físico se simula directamente y no se requiere escribir las ecuaciones diferenciales que describen el comportamiento del sistema. El requisito único es que el sistema físico o matemático sea descrito por funciones de densidad de probabilidad.

La clave de la simulación de Monte Carlo consiste en crear un modelo matemático del sistema estructural que se quiere analizar, identificando aquellas variables del modelo cuyo comportamiento aleatorio determina el comportamiento global del sistema. Una vez



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

identificadas dichas variables aleatorias, se lleva a cabo un experimento consistente en generar con ayuda del ordenador muestras aleatorias (valores concretos) para analizar el comportamiento del sistema ante los valores generados. Tras repetir  $n$  veces este experimento, dispondremos de  $n$  observaciones sobre el comportamiento del sistema, lo cual nos será de utilidad para entender el funcionamiento del mismo, por lo tanto, nuestro análisis será más preciso en cuanto mayor sea el número  $n$  de experimentos que llevemos a cabo.

Una vez que es conocida la función de probabilidad, la simulación Monte Carlo puede efectuarse mediante un muestreo aleatorio a partir de la función de densidad de probabilidad. Luego se efectúan varias simulaciones. En muchas aplicaciones prácticas se puede predecir el error estadístico (la varianza) en este resultado promedio; por tanto, estimar el número de intentos Monte Carlo que son necesarios para proporcionar un error dado.

De ahí que sea un proceso computacional que utiliza números aleatorios para derivar una salida, por lo que, en vez de tener entradas con puntos dados, se asigna distribuciones de probabilidad a alguna o a todas las variables de entrada; esto generara una distribución de probabilidad para una salida, después de una corrida de la simulación.

Los principales componentes de la simulación Monte Carlo son:

- Funciones de distribución de probabilidad. El sistema físico debe describirse mediante un conjunto de funciones de densidad de probabilidad.
- Generador de números aleatorios. Debe contar con una fuente generadora de números aleatorios, uniformemente distribuidos en el intervalo unitario.

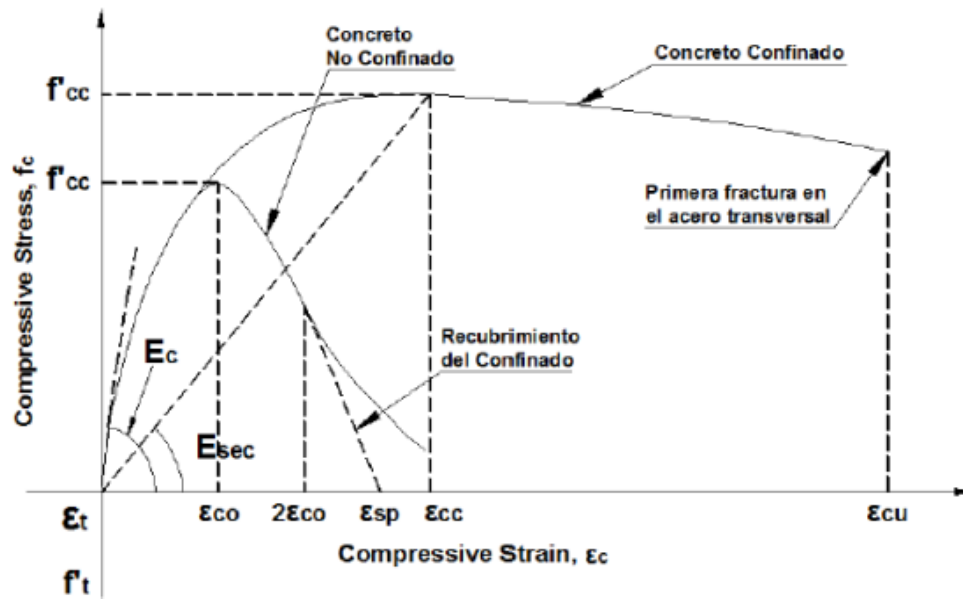


## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

- Regla de muestreo. Debe darse una prescripción para el muestreo a partir de la función de densidad de probabilidad, asumiendo la disponibilidad de números aleatorios en el intervalo unitario.
- Registro. Los resultados deben de ser acumulados y registrados para las cantidades de interés.
- Estimación del error. Debe determinarse el error estadístico (varianza), como una función de los números de pruebas o intentos.

### **5.2.3 Modelo de Mander**

El modelo de Mander et al. (1988) es aplicable a concreto no confinado y confinado. El modelo considera que el efecto del confinamiento incrementa la capacidad de deformación y la resistencia a la compresión del concreto. En este modelo, la deformación unitaria última o de falla del concreto se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y, por tanto, este refuerzo ya no es capaz de confinar al núcleo de concreto, por lo que las deformaciones transversales del núcleo de concreto tenderán a ser muy grandes. En la figura 5 se comparan las curvas esfuerzo-deformación para un concreto no confinado y uno confinado, según el modelo propuesto por Mander et al. (1988). La curva esfuerzo-deformación propuesta se basa en las ecuaciones propuestas por Popovics (1973).



**Figura 5.11 Comparación de curvas esfuerzo-deformación de un concreto simple y uno confinado. Adaptada de Mander (1983)**

Donde  $\varepsilon_{sp}$  es la deformación unitaria última asociada al recubrimiento del concreto. La curva esfuerzo-deformación se define mediante la ecuación (5.3). La pendiente de esta curva se encuentra controlada por el factor  $r$ , el cual se calcula mediante la ecuación (5.4).

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad (5.3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5.4)$$

Donde  $f_{cc}$  es la resistencia máxima del concreto confinado,  $x$  se calcula mediante la ecuación (5.5),  $E_c$  es el módulo de elasticidad inicial tangente del concreto y  $E_{sec}$  se calcula mediante la ecuación (5.6)

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.5)$$



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.6)$$

Donde  $\varepsilon_{cc}$  es la deformación unitaria del concreto confinado y se calcula mediante la ecuación (5.7).

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_o \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (5.7)$$

$f'_c$  es la resistencia máxima del concreto no confinado. La resistencia del concreto confinado ( $f_{cc}$ ) se define por medio de un procedimiento de análisis numérico de seis pasos. El primer paso es determinar los esfuerzos laterales del núcleo del concreto en cada sentido ( $flx$  y  $fly$ ), los cuales se calculan mediante las ecuaciones (5.8) y (5.9). Estas dos ecuaciones tienen en cuenta el coeficiente de eficiencia del confinamiento ( $k_e$ ), la cuantía volumétrica en el sentido  $y$ ,  $x$  ( $\rho_y$  y  $\rho_x$ , respectivamente) y el esfuerzo de fluencia del acero ( $fyh$ ).

$$flx = \rho_x k_e f_y h; \rho_x = \frac{Asx}{sd_c} \quad (5.8)$$

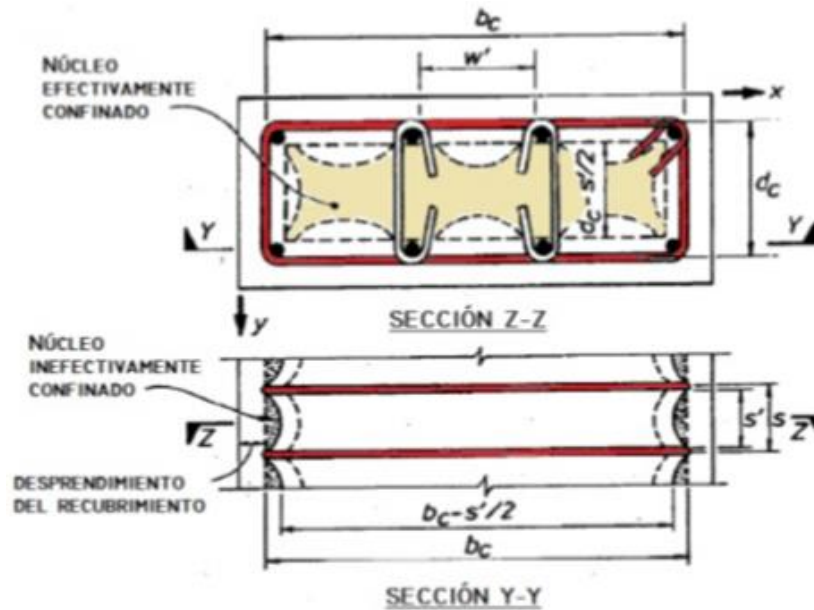
$$fly = \rho_y k_e f_y h; \rho_y = \frac{Asy}{sb_c} \quad (5.9)$$

Aquí  $fyh$  es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal. La ecuación (5.10) se utiliza para calcular el coeficiente de eficiencia del confinamiento ( $k_e$ ) para secciones rectangulares o cuadradas.

$$k_e = \frac{\left( 1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (5.10)$$

Donde  $w_i$  es la distancia entre cada barra del refuerzo longitudinal,  $b_c$  y  $d_c$  son las dimensiones del núcleo de la sección  $\rho_{cc}$ , es la relación entre el área del refuerzo longitudinal con el área del

núcleo de la sección y  $s'$  es la separación libre entre estribos, tal como se muestran en la figura 5.12.



**Figura 5.12 Núcleo efectivo del concreto confinado para una sección rectangular. Adaptada de Mander (1988).**

Los esfuerzos laterales del núcleo del concreto calculados mediante las ecuaciones (5.11) y (5.12) son positivos. Estos esfuerzos se convierten en el esfuerzo principal menor e intermedio ( $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ ), los cuales se definen mediante las ecuaciones (5.8) y (5.9).

$$\sigma_1 = -f_l x \text{ o } -f_l y \quad (5.11)$$

$$\sigma_2 = -f_l y \text{ o } -f_l x \quad (5.12)$$

Donde  $\sigma_1 > \sigma_2$ . El segundo paso es determinar el esfuerzo normal y cortante octaédrico ( $\sigma_{oct}$  y  $\tau_{oct}$ ), y el ángulo  $\theta$ . En este paso se debe suponer la resistencia confinada ( $\sigma_3$ ); por ejemplo, se puede tomar como valor inicial la resistencia máxima del núcleo. En la ecuación



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

(5.13) se presenta la fórmula para determinar el esfuerzo normal octaédrico.

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (5.13)$$

En las ecuaciones (5.14) y (5.15) se presentan las fórmulas para determinar el esfuerzo cortante octaédrico y el coseno del ángulo  $\theta$ .

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2} \quad (5.14)$$

$$\cos \theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_{oct}}{\sqrt{2}\tau_{oct}} \quad (5.15)$$

El tercer paso es determinar las dos superficies de resistencia última ( $T$  y  $C$ ). Las ecuaciones (5.16) y (5.17) describen la fórmula para determinar las dos superficies de resistencia última.

$$T = 0.069232 - 0.661091\bar{\sigma}_{oct} - 0.049350\bar{\sigma}_{oct}^2 \quad (5.16)$$

$$C = 0.122965 - 1.150502\bar{\sigma}_{oct} - 0.315545\bar{\sigma}_{oct}^2 \quad (5.17)$$

donde  $\bar{\sigma}_{oct}$  se calcula mediante la ecuación (5.18)

$$\bar{\sigma}_{oct} = \frac{\sigma_{oct}}{f'c} \quad (5.18)$$

El cuarto paso es determinar el esfuerzo cortante octaédrico en la superficie de resistencia última por medio de la ecuación (5.19).

$$\bar{\tau}_{oct} = C \frac{\frac{0.5P}{\cos \theta} + (2T - C)[P + 5T^2 - 4TC]^{1/2}}{P + (2T - C)^2} \quad (5.19)$$

donde  $P$  se calcula mediante la ecuación (5.20)



**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

$$P = 4(C^2 - T^2)\cos^2\theta \tag{5.20}$$

El quinto paso es determinar el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_3$ ), el cual se calcula mediante la ecuación (5.21)

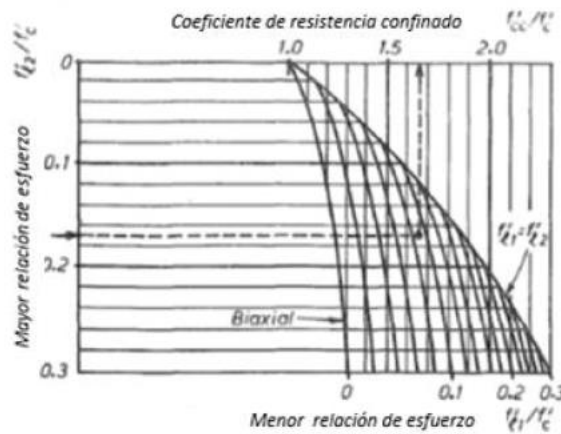
$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \sqrt{4.5\sigma_{oct}^2 - 0.75(\sigma_1 - \sigma_2)^2} \tag{5.21}$$

donde  $\tau_{oct}$  se calcula con la ecuación (5.22).

$$\tau_{oct} = f'c \bar{\tau}_{oct} \tag{5.22}$$

El sexto paso es comparar el valor calculado de  $\sigma_3$  en el quinto paso con el valor estimado en el segundo paso. Si el valor encontrado en el quinto paso converge a un 0.1% del valor estimado en el segundo paso, entonces el esfuerzo mayor ( $\sigma_3$ ) es la resistencia del concreto confinado ( $f_{cc}$ ). Si no converge, entonces el valor encontrado en el quinto paso se utiliza en el segundo paso y se repiten del segundo al sexto paso. En la ecuación (5.23) se encuentra la forma simplificada para el cálculo de  $f_{cc}$ . En esta ecuación es necesario el factor de esfuerzo confinado ( $\lambda$ ) el cual se obtiene a partir de la figura 5.13.

$$f_{cc} = \lambda f'c \tag{5.23}$$



**Figura 5.13 Factor de confinamiento  $\lambda$  para elementos cuadrados y rectangulares. Adaptada de Mander (1988)**



#### **5.2.4 Resultados del análisis Paso a Paso**

Del modelo histerético se realizó para el sentido longitudinal y transversal con el software DEIH, que es una versión adaptada de DRAIN 2D (Ismael, 2010). Este software tiene incorporado el modelo de comportamiento histérico y de daño para vigas de concreto reforzado de Campos y Esteva (1997).

Se realizó el análisis a una muestra de 50 edificios con propiedades simuladas sin considerar el daño, posterior a ello se tomaron los mismos 50 edificios para modificar los correspondientes coeficientes de rigidez. Cabe mencionar que este procedimiento considera que el porcentaje de daño se toma como un valor determinista. Esto es válido debido a que el criterio que se usó para detectar el daño considera datos reales observados en el sistema analizado.

Del análisis paso a paso se obtuvo una historia en el tiempo de los desplazamientos laterales en la azotea  $x_n$  y su correspondiente  $V_b$ .

A partir de este análisis los datos obtenidos nos permiten graficar curvas de histéresis, relacionando el cortante basal y el desplazamiento en la azotea.

Con la finalidad de tener una mejor dispersión de valores para el análisis no lineal paso a paso de las 50 simulaciones, se hizo necesario introducir un factor de escala al sismo antes mencionado. En las tablas se presentan los valores de escala, estos factores solo afectan las amplitudes de los acelerogramas manteniendo el mismo



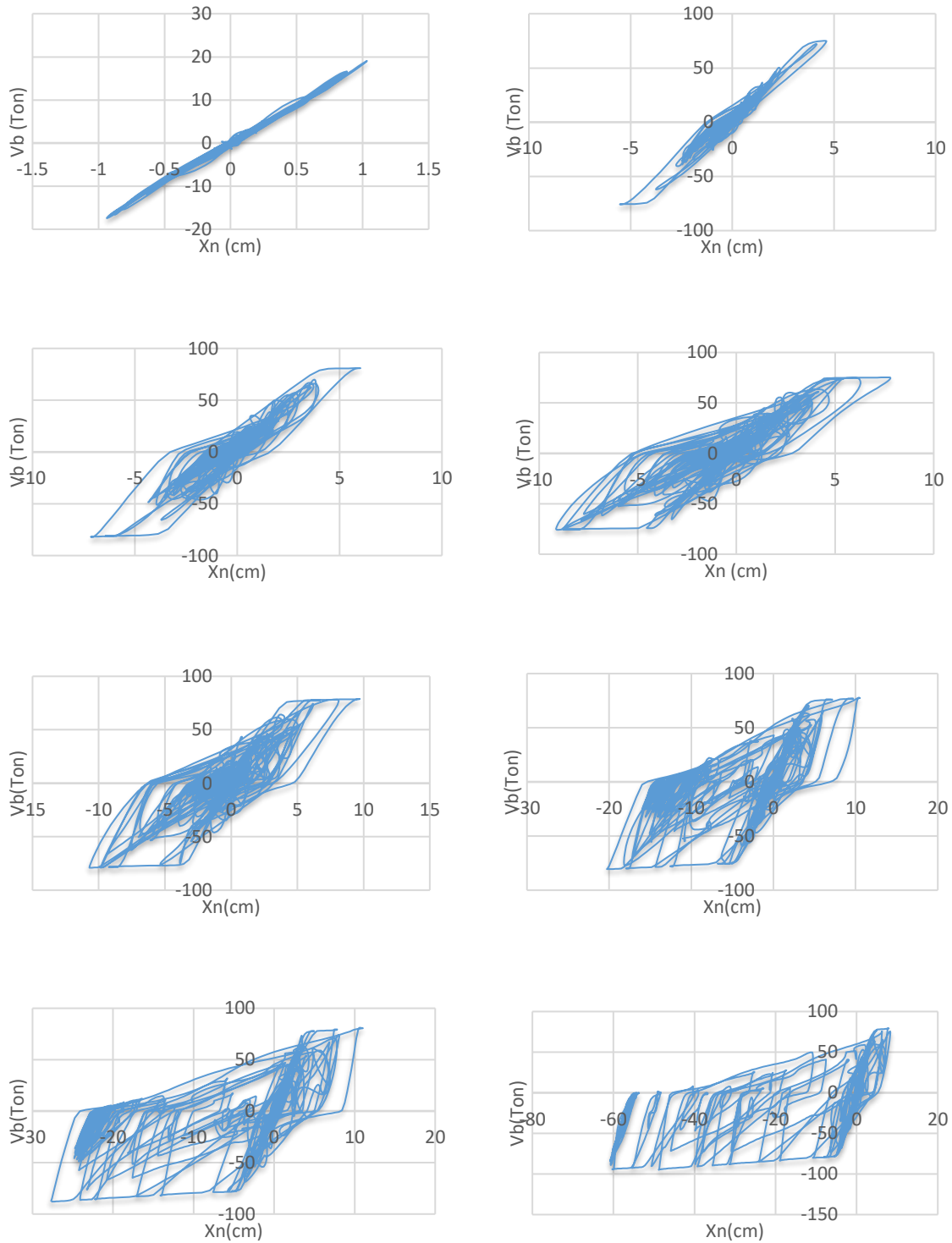
## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

contenido de frecuencias, pero este tema queda fuera del alcance de este trabajo.

En las Figuras 5.14 y 5.15 se muestran las gráficas de algunos resultados del análisis paso a paso, para el grupo de estructuras analizadas sin incluir daño en el sentido longitudinal y para el grupo de estructuras analizadas sin incluir daño en el sentido transversal, respectivamente y en la Figuras 5.16 y 5.17 se muestran las gráficas para el grupo de estructuras analizadas con daño en el sentido longitudinal y para el grupo de estructuras analizadas con daño en el sentido transversal, respectivamente.



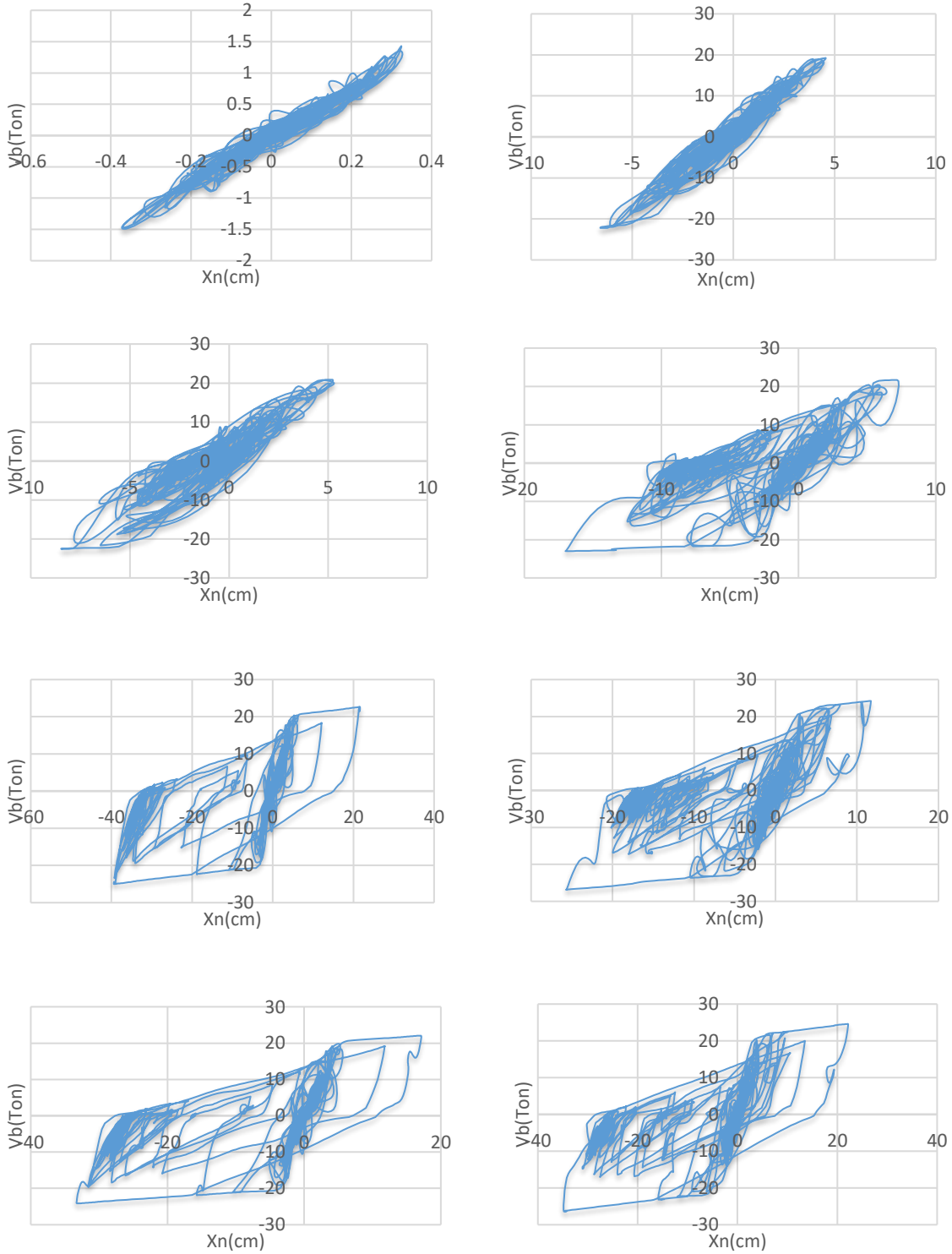
## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado



**Figura 5.14 Ejemplos representativos de los análisis paso a paso para el grupo de estructuras analizadas sin incluir daño en el sentido longitudinal**



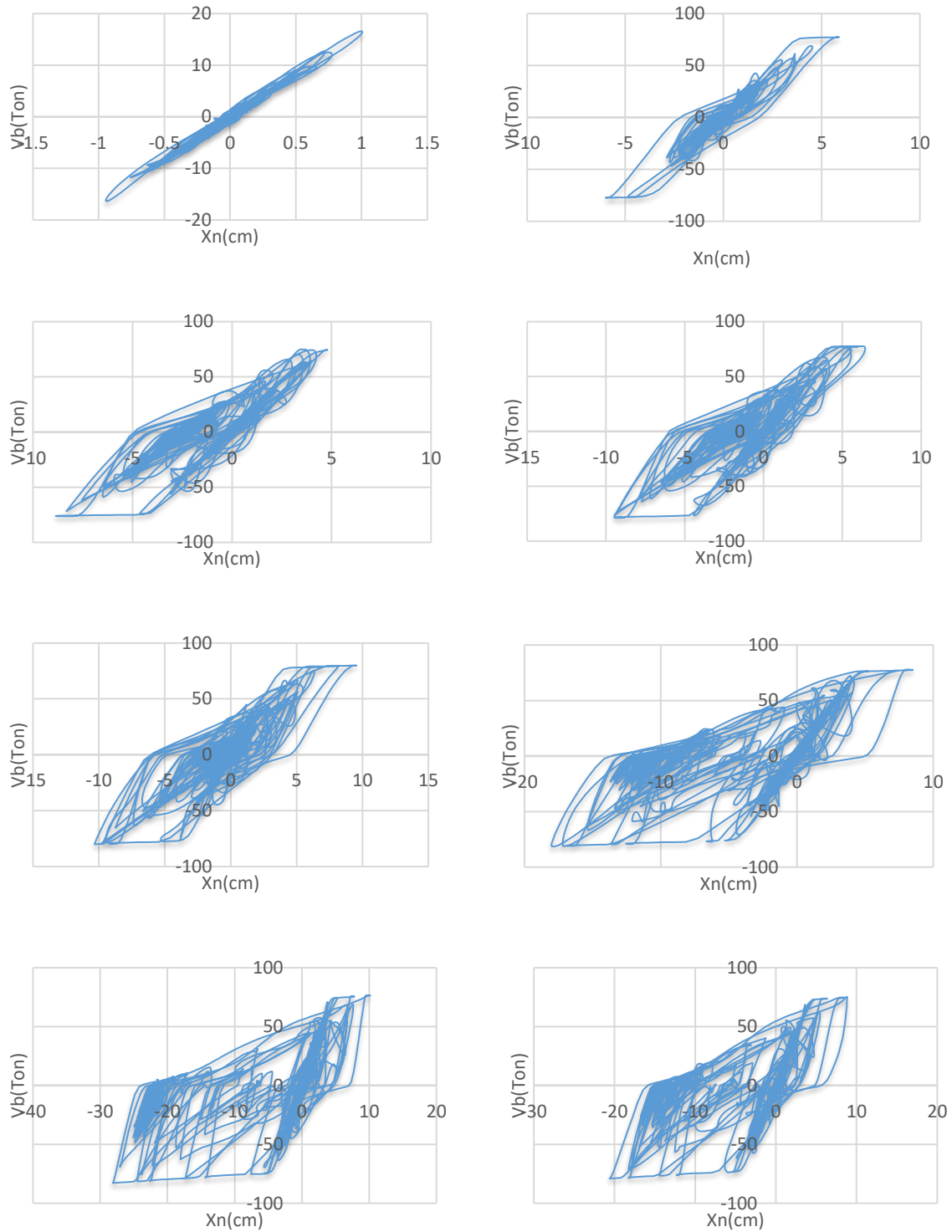
**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**



**Figura 5.15 Ejemplos representativos de los análisis paso a paso para el grupo de estructuras analizadas sin incluir daño en el sentido transversal**



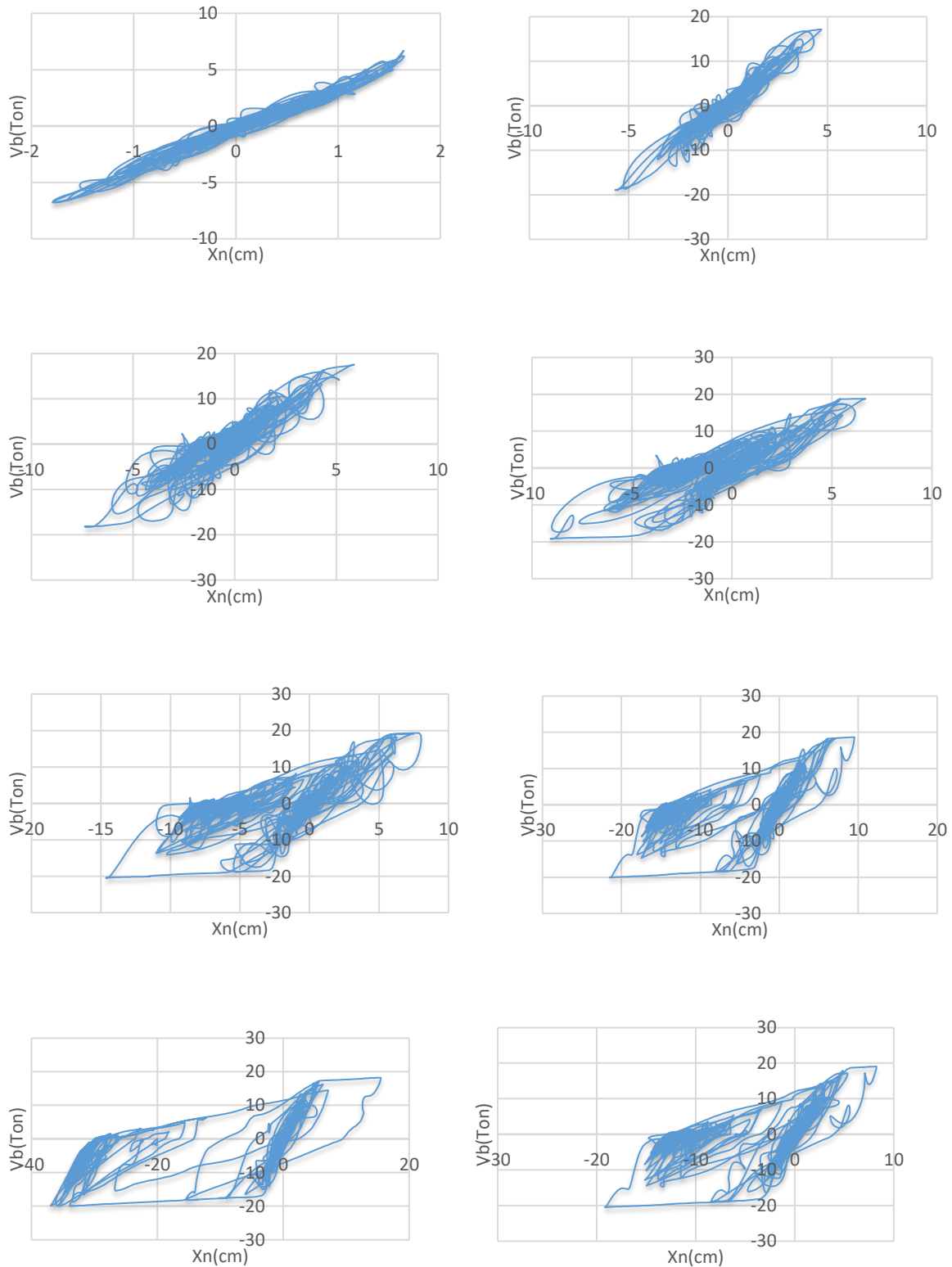
## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado



**Figura 5.16 Ejemplos representativos de los análisis paso a paso para el grupo de estructuras analizadas con daño en el sentido longitudinal**



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado



**Figura 5.17 Ejemplos representativos de los análisis paso a paso para el grupo de estructuras analizadas con daño en el sentido transversal**



## Capítulo 6. Análisis de Confiabilidad

La palabra confiabilidad designa la probabilidad de que un sistema cumpla satisfactoriamente con la función para la que fue diseñado, durante determinado periodo y en condiciones especificadas de operación. Así, un evento que interrumpa ese funcionamiento se denomina falla. Se entiende por confiabilidad de una estructura a la probabilidad de que esta no sufra falla alguna, es decir, que la estructura no sobrepase un estado límite preestablecido bajo sollicitaciones externas. Los problemas de confiabilidad en sistemas ingenieriles pueden ser tratados esencialmente como problemas de demandas contra capacidades (Cruz-Maliachi, 2015).

El objetivo fundamental de la ingeniería estructural es lograr niveles de seguridad que correspondan con las probabilidades bajas de ocurrencia de eventos sísmicos. La respuesta de la estructura ante estos eventos dependerá de las sollicitaciones y de las propiedades de rigidez y resistencia de la estructura; si no se supera los requerimientos “estados límites” asociados a una condición de colapso, de operación o de servicio se considera satisfactorio.

En términos generales la cuantificación de la seguridad estructural resulta tan sencillo como el cálculo de un factor de seguridad:

$$F = \frac{R}{S} \quad (6.1)$$

Donde:

F = Factor de seguridad de la estructura.

(Para  $F > 1$  se consideraría segura)



R = Respuesta estructural (geometría, materiales, etc.)

S = Solicitación. Efecto de las acciones exteriores.

Pero en la práctica tal precisión resulta imposible de obtener, ya que existen muchas incertidumbres asociadas con las variables básicas que intervienen en la determinación de *S* y *R*. Las más importantes son las asociadas a las acciones (viento, sismo, etc.), a la resistencia de los materiales, a los modelos teóricos utilizados, a la correcta ejecución de la obra, etc. La existencia de estas incertidumbres hace que estas variables que determinan *R* y *S* deban considerarse variables aleatorias. De esta manera, un problema que en la teoría debería ser sencillo, se complica considerablemente.

Por consecuencia surgen dos grandes grupos para la evaluación de la seguridad estructural:

- 1) Los Métodos Deterministas
- 2) Los Métodos Probabilistas

De esta manera es probable que, en evaluación de estructuras existentes, que se hayan proyectado con normas que no están en vigencia, los métodos deterministas indiquen que la estructura falla. A partir de aquí no se puede aceptar este único diagnóstico como definitivo, ya que el resultado de la evaluación tiene una repercusión económica; por ello, es necesario acudir a métodos más ajustados a la realidad y más precisos (métodos probabilistas).



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

De manera general, la probabilidad de falla es igual a la probabilidad de que la capacidad sea menor o igual a la demanda, esto es:

$$P_F = P[C \leq D] \quad (6.2)$$

$P_F$  = Probabilidad de Falla

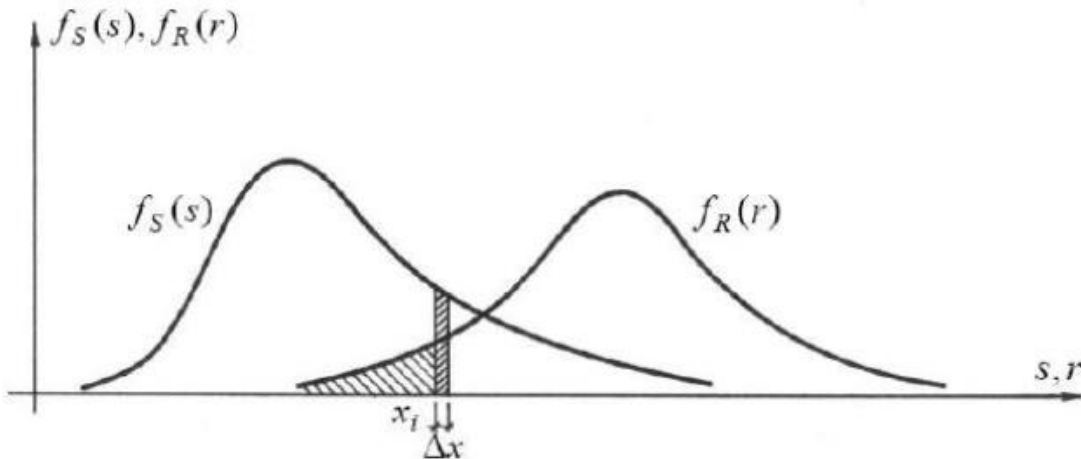
C = Capacidad

D = Demanda

De forma matemática:

$$P_F = P[C \leq D] = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \sum_i f_S(x_i) \Delta x \int_{-\infty}^{x_i} f_R(r) dr = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx \quad (6.3)$$

De forma gráfica:



**Figura 6.1** Densidad de probabilidad de las variables aleatorias de resistencia y sollicitación.



De lo anterior podemos decir que, para establecer criterios de evaluación sísmica congruentes con niveles de seguridad explícitos, y que tales criterios puedan utilizarse en la práctica ingenieril, primero se debe evaluar la tasa esperada de falla por unidad de tiempo para el sistema que se desee y posteriormente determinar la intensidad sísmica de diseño y los correspondientes criterios de aceptación que conduzcan a tasas de falla aproximadamente iguales a las que propongan como meta. (Ismael, 2010).

Para determinar la probabilidad de falla asociada con el estado límite último, se puede considerar que la capacidad última que tiene la estructura para soportar las deformaciones no lineales está asociada con intensidades sísmicas para periodos de retorno grandes. Por otro lado, la probabilidad de falla se puede establecer, en términos generales, dado que se conocen estimaciones de las funciones de distribución de probabilidades tanto de la capacidad última como de la demanda de deformación máxima del sistema de interés. Pero dichas estimaciones representan cálculos excesivos, más si se trata de la estimación de la capacidad última. Es importante mencionar que la capacidad de deformación depende de la configuración lateral que se presente en el instante de la falla, pero tal configuración no se conoce; así también, la condición de seguridad depende tanto de su deformación máxima como del nivel de daño acumulado. En ese sentido y para evitar la estimación explícita de la capacidad última, en este trabajo se propone utilizar un índice de rigidez secante ( $I_{RRS}$ ) para la estimación de la probabilidad de falla. Este índice está referido al colapso del sistema, y la probabilidad de falla se puede determinar en forma sencilla, si se tienen descritas las correspondientes funciones



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

de distribución de probabilidades del índice de daño o su logaritmo natural. Podemos mencionar que el criterio tiene la característica de poder evaluar la probabilidad de falla sin tener una descripción explícita de la función de distribución de probabilidades de la capacidad última de deformación del sistema (Ismael, 2010).

La estimación de las funciones de confiabilidad de los sistemas de interés se llevara a cabo utilizando el índice  $\beta$  de Cornell (1969).

El criterio utilizado para estimar las funciones de confiabilidad estructural es el propuesto por (Ismael, 2010), que se basa en adoptar una condición de falla en términos de un índice de daño  $I_{RRS}$ , mismo que considera que la confiabilidad del sistema está referida al colapso del mismo.

### **6.1 Índice de reducción de rigidez secante $I_{RRS}$**

El criterio utilizado para estimar las funciones de confiabilidad estructural es el propuesto por (Ismael, 2010), que se basa en adoptar una condición de falla en términos de un índice de daño  $I_{RRS}$ , mismo que considera que la confiabilidad del sistema está referida al colapso del mismo. El valor de  $I_{RRS}$  se puede determinar si se aplica las ecuaciones 6.4 y 6.5, aquí mostradas:

$$I_{RRS} = \frac{(K_0 - K_{sec})}{K_0} \quad (6.4)$$

$$K_{sec} = \frac{V_b}{\psi H} \quad (6.5)$$

En donde:



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

$K_0$  = es la rigidez lateral inicial del sistema.  $K_0 = K$  cuando la respuesta es lineal.

$K_{sec}$  = es el valor de la rigidez secante correspondiente en el instante en que se presenta la máxima amplitud de la distorsión lateral ( $\psi$ ).

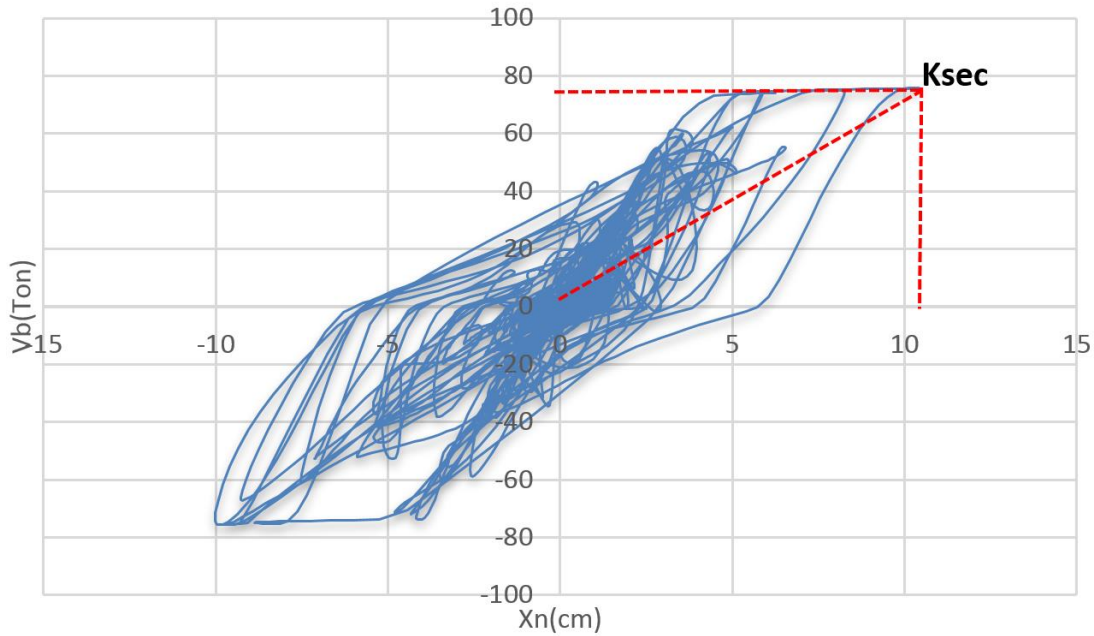
$V_b$  = es el cortante en la base en el mismo instante que ocurre la máxima respuesta.

$H$  = altura total del sistema respecto a la base.

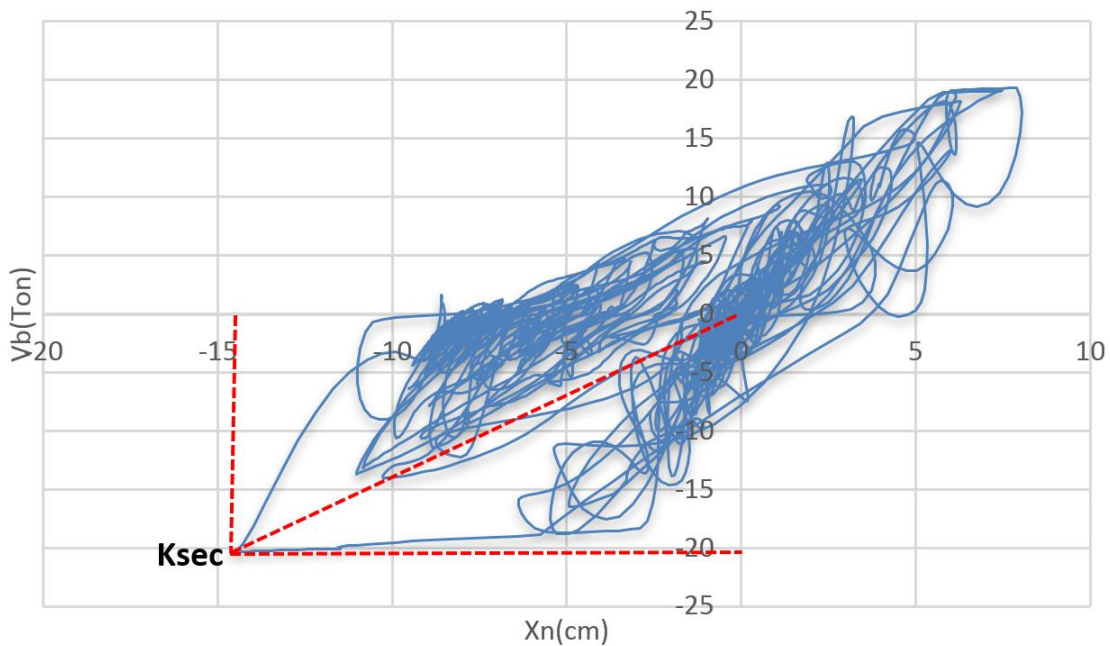
$K_0$  = es la rigidez lateral inicial del sistema.  $K_0 = K$  cuando la respuesta es lineal.

La condición de falla corresponde a  $I_{RRS} = 1$ . El valor de la rigidez secante se obtiene de la curva de cortante en la base contra el desplazamiento en el extremo superior del SMGDL.

A partir de las curvas de histéresis obtenidas anteriormente del análisis paso a paso se obtiene para cada caso el valor de  $K_{sec}$  necesario para calcular el  $I_{RRS}$  en la figura 6.2 se muestra gráficamente el valor de  $K_{sec}$  a) cuando el desplazamiento máximo es positivo, y b) cuando el desplazamiento máximo es negativo. Los valores de  $K_{sec}$  siempre se toman como valores absolutos.



**Figura 6.2 a) Esquema que demuestra la forma de estimar el valor de  $K_{sec}$ , cuando el desplazamiento máximo es positivo. La  $K_{SEC}$  es el ángulo respecto a la línea horizontal.**



**Figura 6.2 b) Esquema que demuestra la forma de estimar el valor de  $K_{sec}$ , cuando el desplazamiento máximo es negativo. La  $K_{SEC}$  es el ángulo respecto a la línea horizontal.**



## **6.2 Intensidad sísmica normalizada**

Para fines de establecer funciones de confiabilidad las cuales puedan ser aplicadas en el establecimiento de criterios prácticos para la evaluación estructural, suele ser conveniente expresar la confiabilidad sísmica de un sistema como función de un indicador de la intensidad normalizada con respecto a la capacidad del sistema. Entre tales indicadores se encuentran, por ejemplo (Ismael, 2010):

$$\eta = \frac{s_{dl}(T)}{u_F} \quad (6.6)$$

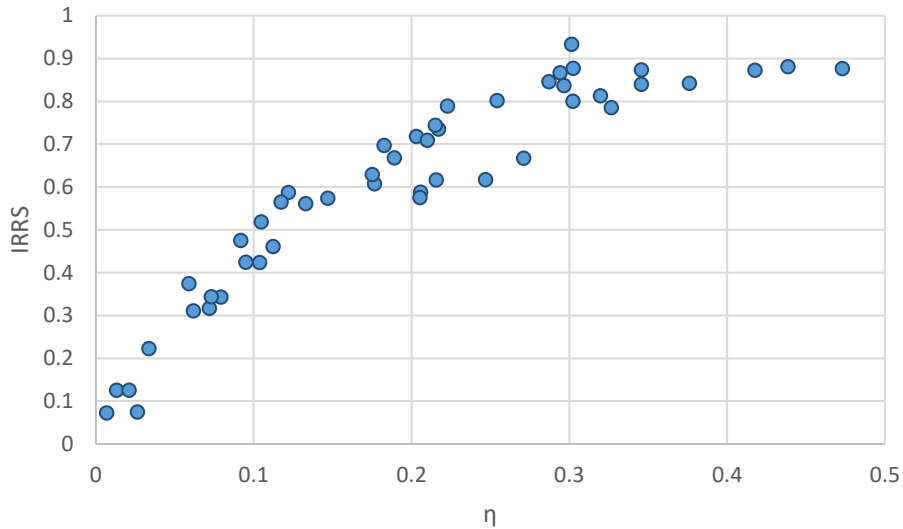
Donde  $u_F$  es la capacidad de deformación del sistema obtenida mediante un análisis de empuje lateral pseudo-estático sobre un modelo detallado del sistema de interés y  $s_{dl}(T)$  es la ordenada lineal del espectro de respuestas para el periodo natural fundamental de vibración del sistema de interés. Según se convenga al desarrollar las funciones de confiabilidad, o relaciones entre índices de confiabilidad e intensidades, o intensidades normalizadas, el periodo de vibración citado puede calcularse en términos de los valores nominales o de los valores esperados de las cargas gravitacionales que actúen sobre el sistema y de las propiedades mecánicas (rigidez, resistencia) de los miembros que lo componen, (Ismael, 2010).

Como se ha mencionado anteriormente se puede representar el daño global de la estructura calculando el  $I_{RRS}$  el cual se calcula a partir de la ecuación 6.4 para cada modelo estructural analizado. En las Figuras 6.3 a la 6.6 se muestran los valores de  $I_{RRS}$  en términos de la intensidad normalizada,  $\eta$  calculada con la ecuación 6.6. Es importante mencionar que las gráficas mostradas en las figuras mencionadas corresponden a una estimación gruesa del nivel de

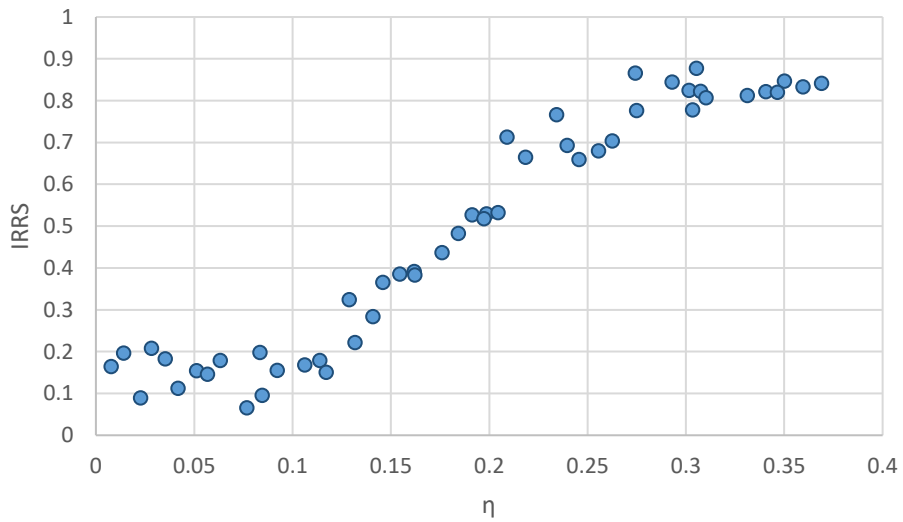


**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

vulnerabilidad de los sistemas, ya que relacionan niveles de daño con respecto a la intensidad sísmica (Ismael-Hernández 2013).



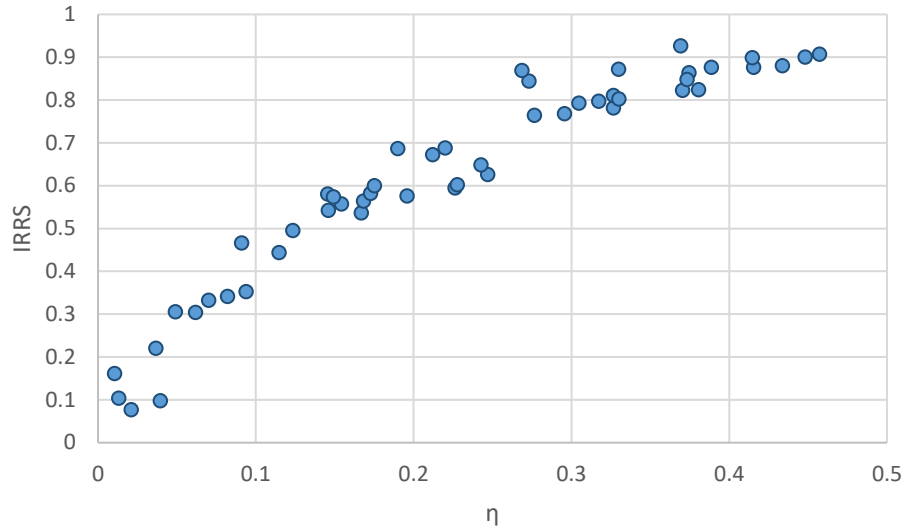
**Figura 6.3** Valores del  $I_{RRS}$  obtenidos a partir de la ecuación 6.4, en términos de intensidad sísmica para el grupo de estructuras analizadas sin daño incluido en el sentido longitudinal



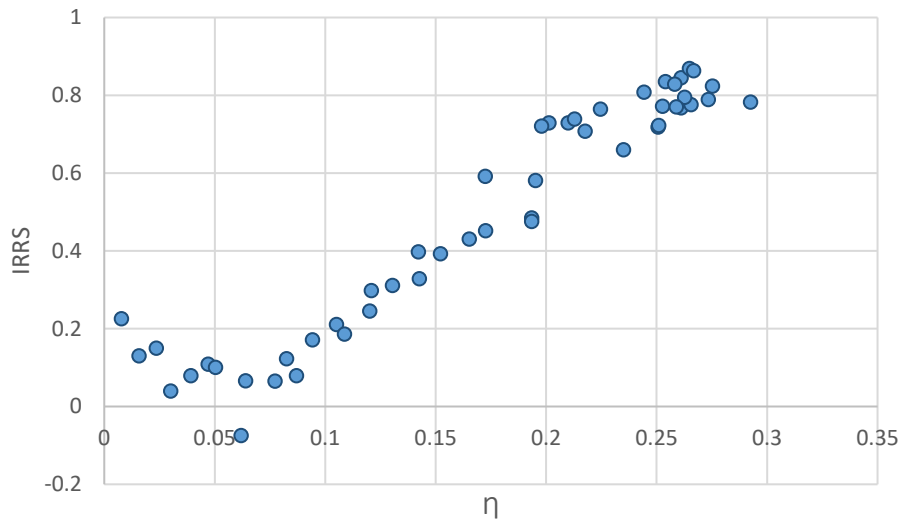
**Figura 6.4** Valores del  $I_{RRS}$  obtenidos a partir de la ecuación 6.4, en términos de intensidad sísmica para el grupo de estructuras analizadas sin daño incluido en el sentido transversal



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado



**Figura 6.5** Valores del  $I_{RRS}$  obtenidos a partir de la ecuación 6.4, en términos de intensidad sísmica para el grupo de estructuras analizadas con daño incluido en el sentido longitudinal



**Figura 6.6** Valores del  $I_{RRS}$  obtenidos a partir de la ecuación 6.4, en términos de intensidad sísmica para el grupo de estructuras analizadas con daño incluido en el sentido transversal



### **6.3 Funciones de confiabilidad utilizando el $I_{RRS}$ para sistemas de múltiples grados de libertad**

El criterio con el que será evaluada la estructura es propuesto por (Ismael, 2010). Este criterio toma a la intensidad de falla como variable aleatoria para describir las probabilidades. El criterio utiliza el  $I_{RRS}$  y para valores de este índice menores que 1.0 se considera una condición de supervivencia del sistema estructural; para valores del  $I_{RRS} = 1$ , se considera la condición de colapso. Ahora bien, se puede definir la variable  $Z_F = \ln Y_F$ , donde  $Y_F$  es el valor mínimo de la intensidad sísmica que produce la condición de colapso. Si  $Y_F$  es una variable aleatoria, se pueden establecer la función de densidad de probabilidades, la función de distribución acumulada y sus momentos estadísticos.

Por otro lado, si para una intensidad dada y se define un margen de seguridad  $M_Z = \ln(\Psi_c / \Psi(y))$ , donde  $\Psi_c$  es capacidad de deformación lateral del sistema y  $\Psi(y)$  es la demanda de deformación para la intensidad  $y$ , en forma similar se puede definir al margen de seguridad como  $M_Z = \ln(Y_F / y)$ .

De esta manera se puede hacer una definición del índice de seguridad de acuerdo con lo propuesta en Esteva y Díaz (2006); dicha definición es la siguiente:

$$\beta(y) = \frac{(E[Z_F] - \ln y)}{\sigma[Z_F]} \quad (6.7)$$



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

De esta manera forma, si se cuenta con una muestra de pares de valores aleatorios de  $Z$  y del  $I_{RRS}$ , se pueden estimar los momentos estadísticos, media  $E$  y desviación estándar  $\sigma$  de  $Zu = \ln(Y)$ , en donde  $Y$  corresponde al valor de  $I_{RRS} = u$ . Si todos los valores que pueden adquirir  $u$  son menores que 1.0, las funciones y parámetros que describen a los dos primeros momentos estadísticos de  $Z$  como función de  $I_{RRS}$ , se determinan con un análisis de regresión convencional; por ejemplo, mínimos cuadrados. En este trabajo se proponen las siguientes funciones para la media  $E[Z]$  y la varianza  $var [Z]$  de  $Z$ , respectivamente:

$$E[Z] = a + b(1 - u) + (1 - u)^2 \quad (6.8)$$

Y

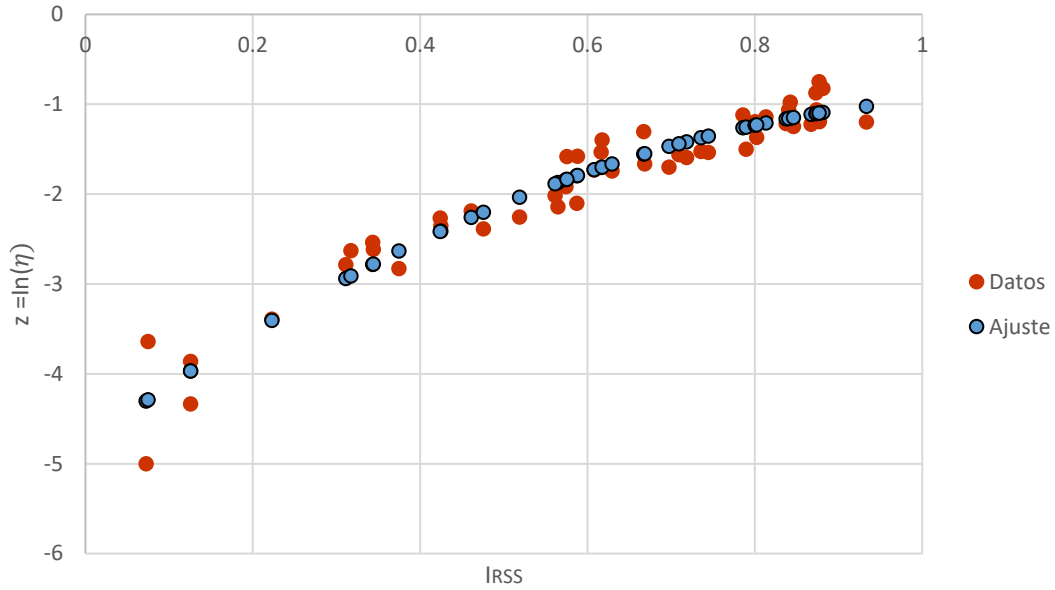
$$var [Z] = a_1 + b_1(u) \quad (6.9)$$

Donde  $b \leq 0$ ,  $c \leq 0$  y  $b_1 \geq 0$ .

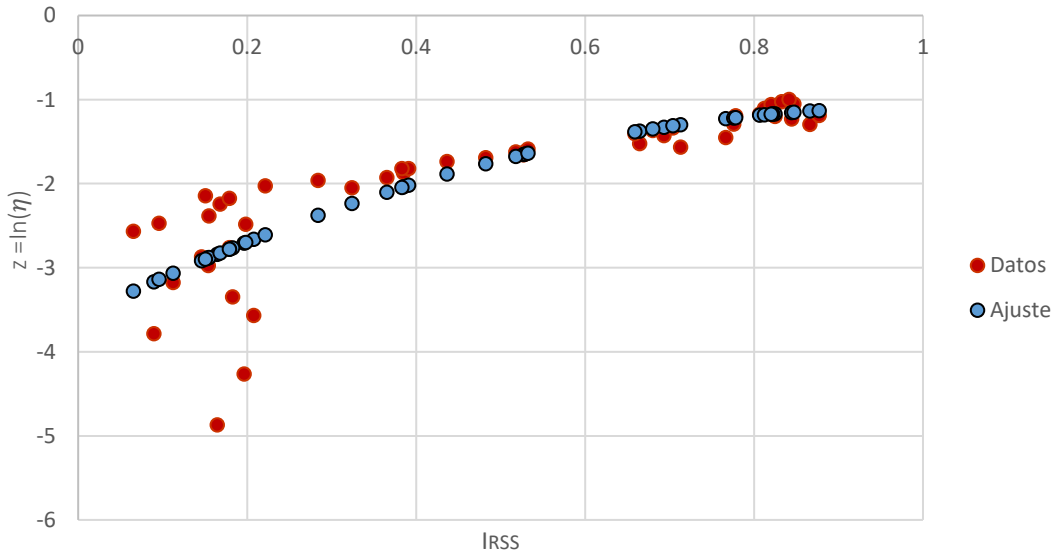
En las Figuras 6.7 a la 6.10 se presentan los valores de  $E[Z]$ , en términos de  $I_{RRS} = u$ , obtenidos con la ecuación 6.8, se procedió a determinar los parámetros de dicha ecuación usando un método de regresión por mínimos cuadrados. De las Figuras 6.11 a la 6.14 se presentan los valores de varianza de  $Z$ ,  $var [Z]$  para los cuales se utilizó la ecuación 6.9; de la misma manera se usó un método de regresión por mínimos cuadrados para determinar los valores de los parámetros correspondientes.



**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**



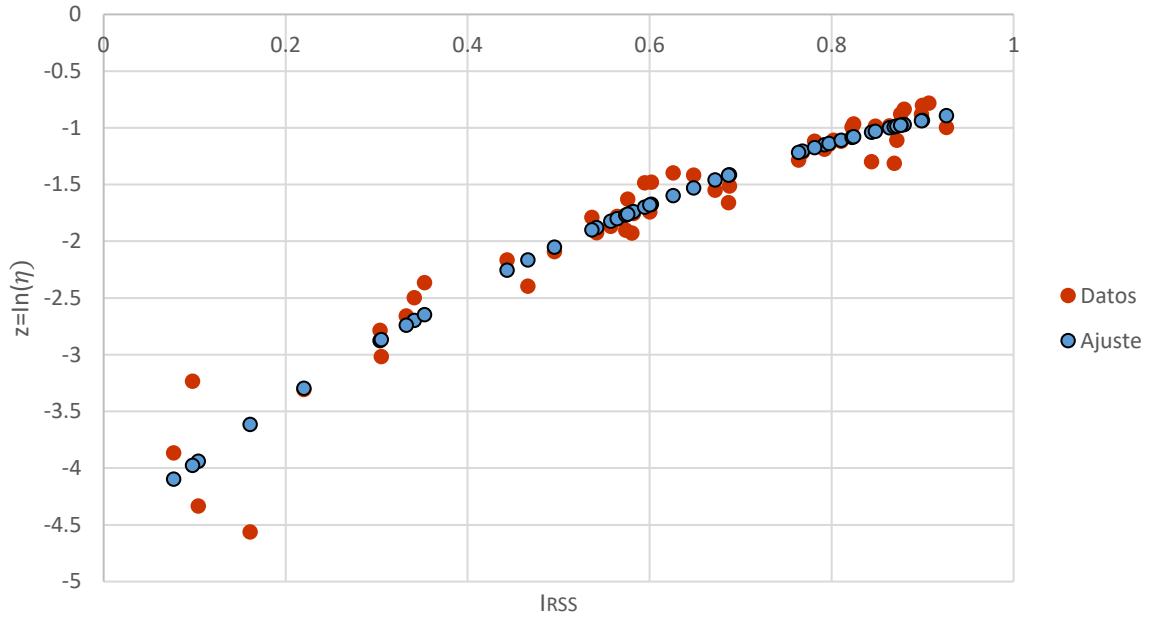
**Figura 6.7 Valores de  $E[Z]$  para el grupo de estructuras analizadas sin daño incluido en el sentido longitudinal.**



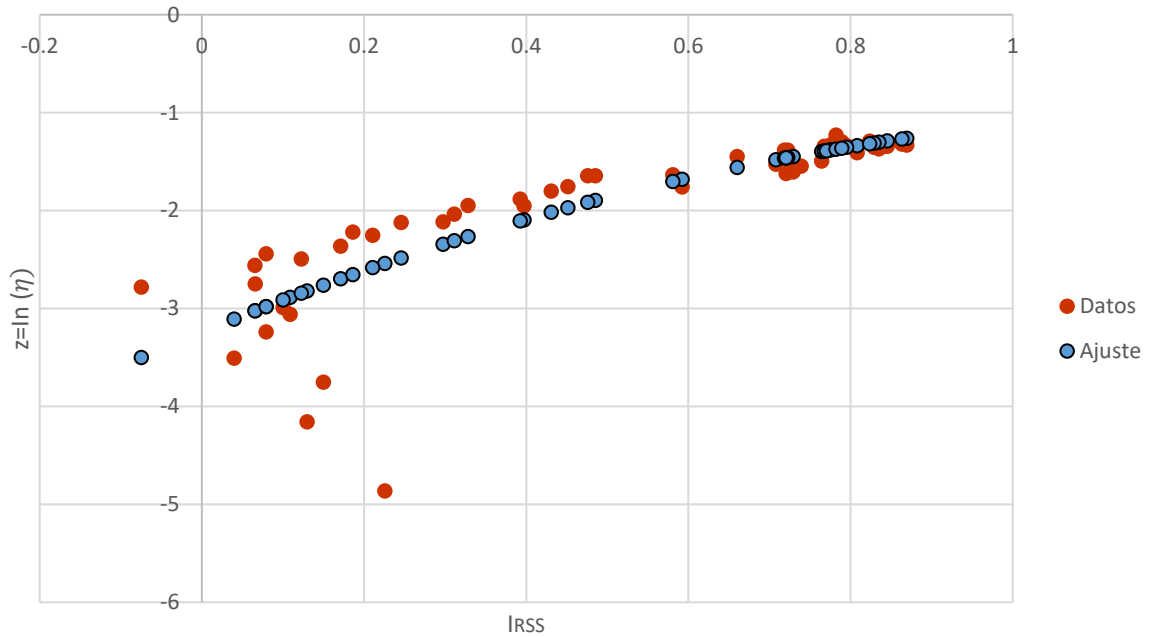
**Figura 6.8 Valores de  $E[Z]$  para el grupo de estructuras analizadas sin daño incluido en el sentido transversal.**



**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**



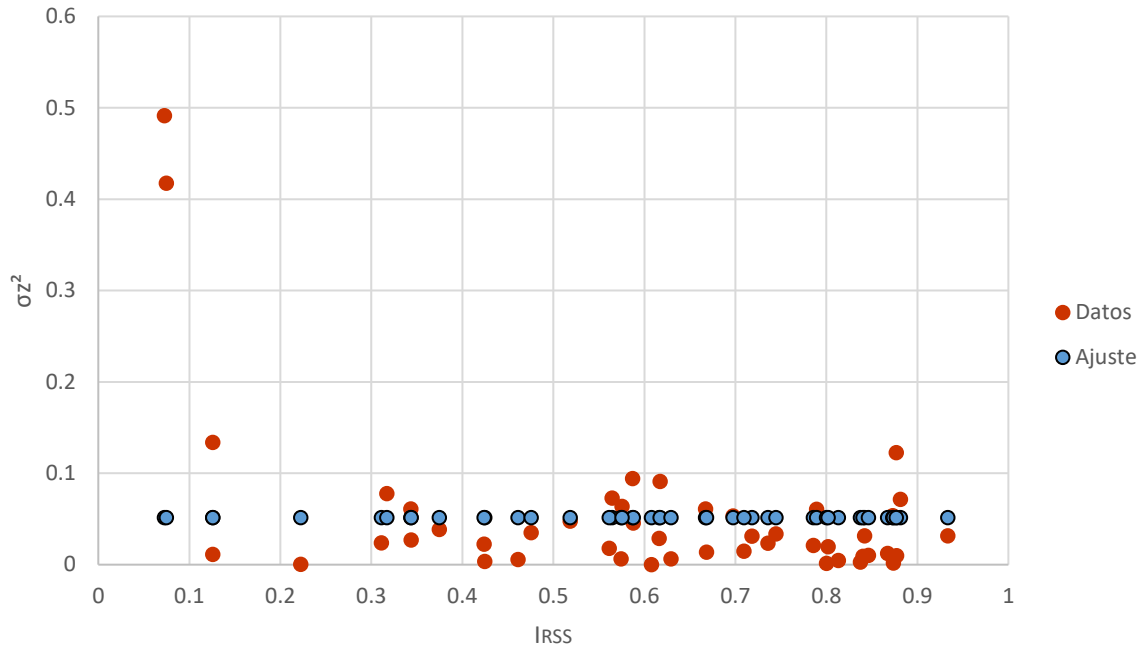
**Figura 6.9 Valores de  $E[Z]$  para el grupo de estructuras analizadas con daño incluido en el sentido longitudinal.**



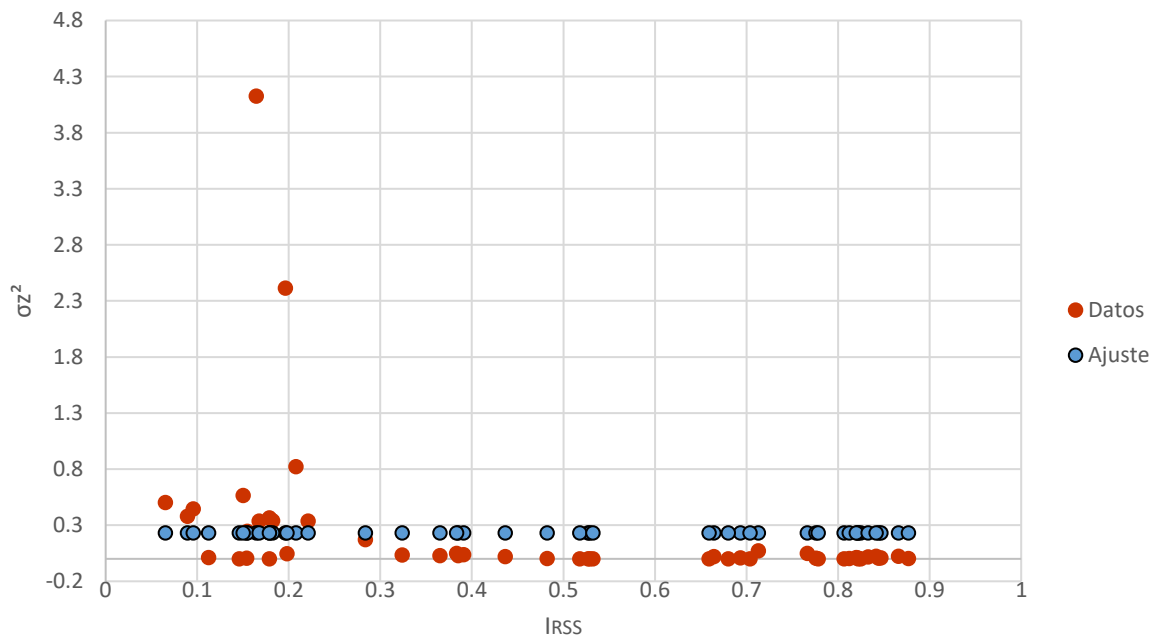
**Figura 6.10 Valores de  $E[Z]$  para el grupo de estructuras analizadas con daño incluido en el sentido transversal.**



## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado



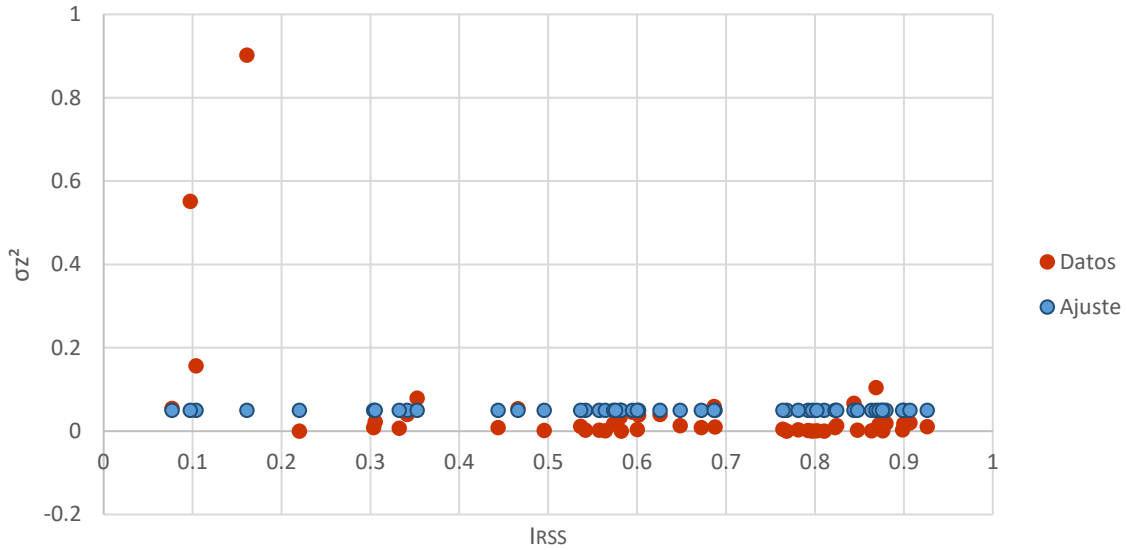
**Figura 6.11** Valores de  $\text{var}[Z]$  para el grupo de estructuras analizadas sin daño incluido en el sentido longitudinal.



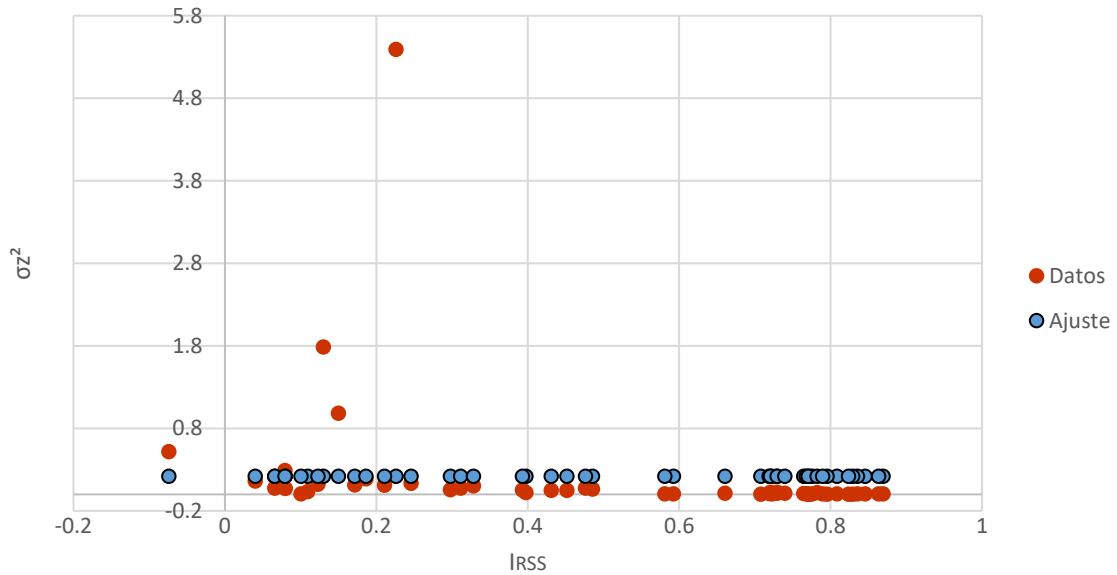
**Figura 6.12** Valores de  $\text{var}[Z]$  para el grupo de estructuras analizadas sin daño incluido en el sentido transversal.



**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**



**Figura 6.13** Valores de  $\text{var}[Z]$  para el grupo de estructuras analizadas con daño incluido en el sentido longitudinal.

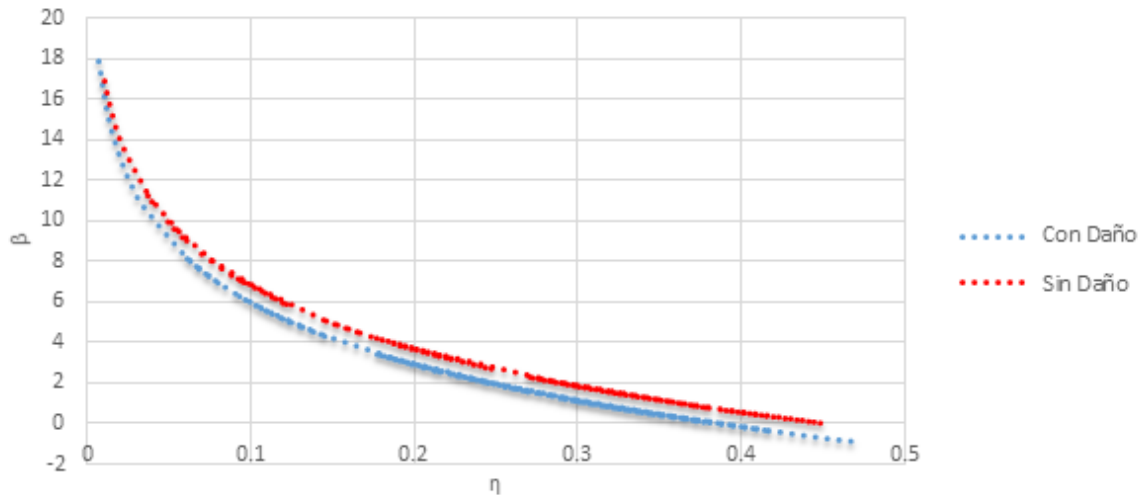


**Figura 6.14** Valores de  $\text{var}[Z]$  para el grupo de estructuras analizadas con daño incluido en el sentido transversal.

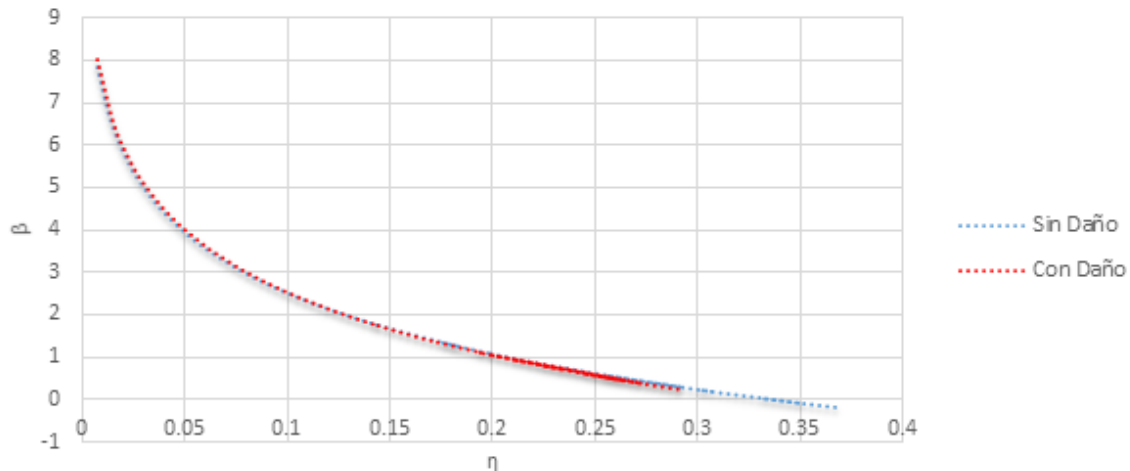


## Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado

Para estimar las funciones de confiabilidad se utilizó la ecuación 6.7 a fin de calcular  $\beta(y)$  asociado a cada nivel de intensidad sísmica normalizada. Las Figuras 6.15 y 6.16 hacen referencia a los valores del índice de confiabilidad superponiendo el grafico para ambos casos abordados en este trabajo, el análisis sin daño y con daño incluido.



**Figura 6.15 Vulnerabilidad en términos de la intensidad sísmica normalizada ( $\eta$ ) para ambos casos de estudio en el sentido longitudinal.**



**Figura 6.16 Vulnerabilidad en términos de la intensidad sísmica normalizada ( $\eta$ ) para ambos casos de estudio en el sentido transversal.**



## Capítulo 7. Conclusiones y Recomendaciones

### 7.1 Conclusiones

En este trabajo se estimó un índice de confiabilidad aplicando el criterio propuesto por Ismael (2010), y se consideró el daño en la estructura reduciendo la rigidez de las secciones dañadas observadas en sitio. La metodología se aplicó a un edificio escolar existente, de concreto reforzado de tres niveles, ubicado en el Municipio de Atlixco del Estado de Puebla, que sufrió daños debido al sismo del 19 de septiembre de 2017.

Se estableció que la condición de falla es cuando el índice de reducción de la rigidez secante  $I_{RRS} = 1.0$ , la cual se da cuando la rigidez del sistema al momento de la falla es  $K_{sec} = 0$ , por lo tanto  $I_{RRS} = 1.0$ .

Se estimaron funciones de confiabilidad, expresadas como valores del índice  $\beta$  de Cornell (1969) en términos de la intensidad del sismo que se aplicó en este estudio que corresponde al 19 de septiembre del 2017.

Analizando los resultados se observó que las medidas de intensidad que permite el edificio son muy pequeñas, por lo que a un sismo de mayor magnitud la estructura es insegura y vulnerable. Se concluye que la probabilidad de falla para escenarios sísmicos como el analizado es alta para el edificio estudiado.

Se hace necesario hacer un estudio de peligro sísmico mas detallado en el sitio en donde se encuentra la estructura, para tener mayor precisión de los escenarios que se puedan presentar.



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

Se observó que los modelos con daño incluido tienen un nivel de confiabilidad menor que aquellos donde no se consideró el daño. Esto es congruente con lo esperado para el edificio estudiado.

Se puede decir que los resultados del análisis usando OpenSEES son comparables con aquellos obtenidos con DRAIN2D, sin embargo, se debe verificar el modelado para representar adecuadamente la degradación de las propiedades mecánicas del sistema.

### **7.2 Recomendaciones**

Se recomienda hacer énfasis en edificios dañados a causa de un sismo y de los resultados obtenidos realizar acciones para la prevención de los daños ante un sismo y mejorar la resiliencia de las edificaciones.

Cada edificio tiene una vulnerabilidad distinta ante un sismo, la cual depende de su edad, el número de niveles, el tipo de estructuración, los daños, etc. por lo que es indispensable iniciar un estudio amplio sobre la vulnerabilidad de las edificaciones ante un sismo, esto significa estudiar miles de edificios, lo cual llevaría varios años, pero sin duda sería de gran utilidad para disminuir las pérdidas de vidas humanas y los daños en las edificaciones.

Se hace necesario incluir en estudios futuros el nivel de degradación de la resistencia, considerando lo establecido en la NTC-2017 Normas para la Rehabilitación sísmica de edificios de concreto dañados por el sismo del 19 de septiembre de 2017 de la Ciudad de México.



## **Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

Para futuros estudios se propone tomar en cuenta la interacción suelo-estructura y los efectos de torsión en los sistemas, ya que esta limitante produce muchas incertidumbres.



## **Referencias**

**Chopra, A K (1995).** *“Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering”*, Ed. Prentice Hall, pp. 409-428.

**Cornell, C. A. (1969).** *“A probability-based structural code”*. Journal of American Concrete Institute.

**Herrera, J.A. (2014).** *“Estimación de la vulnerabilidad estructural de un edificio de concreto reforzado usando registros de vibración ambiental”*, Tesis de licenciatura, UPAEP.

**Ismael et al (2012).** *“Evaluación de la Confiabilidad Estructural de Construcciones Escolares”*. XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.

**Ismael et al. (2013).** *“Estimación de la Vulnerabilidad Estructural de un índice preliminar de riesgo sísmico en construcciones escolares”*. XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

**Ismael et al. (2015).** *“Uso de sistemas simplificados de referencia para el análisis de vulnerabilidad de construcciones escolares”*. XX Mexican Congress of Earthquake Engineering.

**Wathelet M. (2005).** *“Gypsy Project. European project NERIES”*.

**Park, R., & Paulay, T. (1983).** *“Estructuras de concreto reforzado”*. México; Limusa.

**Popovics, S. (1973).** *“A Numerical Approach to the Complete Stress - Strain Curves for Concrete”*. Cement and Concrete.



---

**Confiabilidad Sísmica de un Edificio Escolar considerando el daño observado**

---

**Powel, G. H. (1973).** *“Drain-2D user’s guide”*. Report No. 73-22. Earthquake Engineering Research Center. California University, Berkeley.

**Wilson, E. (2002).** *“ETABS 2016, Non Linear Structural Analysis Program: Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures”*. Berkeley: Computers and Structures Inc.

**Mazzoni (2006).** *“OpenSEES, Open System for Earthquake Engineering Simulation”*. Computational platform for research in performance-based earthquake engineering at the Pacific Earthquake Engineering Research Center.

**NTC-Concreto (2004).** Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo. Gaceta oficial del Distrito Federal, 29 de Enero.

**NTC-Sismo (2004).** Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo. Gaceta oficial del Distrito Federal, 29 de Enero.

**FEMA 356 (2000).** Prestandard and Comentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, November 2000.