

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PARABOLOIDE HIPERBÓLICO FIG-
UNI”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

ANTONY CAMARENA CURI

ASESOR:

Dr. Miguel Augusto Díaz Figueroa

Lima- Perú

2023

© 2023, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”

Camarena Curi, Antony

antony.camarena.c@uni.pe

51-990893449

DEDICATORIA

A mis padres Víctor y Carmen por
brindarme toda su confianza en mí.
Así como a mis abuelas María y Aurelia
ya que son el pilar de toda mi familia.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi familia por el apoyo económico-moral Víctor y Carmen por haberme brindado la educación necesaria para poder desarrollarme en el mundo profesional. Además, a mis hermanos Johnatan, Cinthia, Jennifer y Paúl ya que supieron orientarme en la elección de mi carrera. Así como, a mi asesor Dr. Miguel Díaz Figueroa por la experiencia y consejos compartidos para realizar esta investigación y los amigos del laboratorio de estructuras del CISMID por haberme acompañado durante la realización de esta investigación.

ÍNDICE

RESUMEN.....	6
ABSTRACT	7
PRÓLOGO	8
LISTA DE TABLAS.....	9
LISTA DE FIGURAS	10
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.....	16
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	21
1.1 Generalidades.....	21
1.2 Descripción del problema de investigación	22
1.3 Objetivos del estudio.....	22
1.3.1 Objetivo general.....	22
1.3.2 Objetivos específicos	23
1.4 Antecedentes investigativos.....	23
CAPÍTULO II. MARCOS TEÓRICO Y CONCEPTUAL.....	24
2.1 Marco teórico	24
2.1.1 Sismo.....	24
2.1.2 Análisis dinámico	26
2.1.3 Vibración ambiental de las estructuras.....	32
2.1.4 Análisis dinámico no lineal	36
2.1.5 Comportamiento de techo en forma de paraboloides hiperbólicos.....	42
2.2 Marco conceptual.....	43
CAPÍTULO III. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	44
3.1 Estructura	44
3.1.1 Descripción de la estructura.....	44
3.2 Estudio de vibración ambiental.....	46
3.2.1 Ensayo de influencia del ángulo de inclinación en los sensores.....	46

3.2.2	Vibración ambiental paraboloide	48
3.3	Auscultación de cimentación	52
CAPÍTULO IV. DEMANDA SÍSMICA		55
4.1	Demanda sísmica para evaluación estructural	55
4.1.1	Determinación del espectro sísmico objetivo.....	55
4.1.2	Registros sísmicos para análisis de la estructura.....	57
CAPÍTULO V. ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DEL PARABOLOIDE HIPERBÓLICO FIC-UNI.....		67
5.1	Definición de las propiedades de los materiales.....	67
5.2	Disposición de las secciones	69
5.3	Definición Relación momento-curvatura.....	71
5.4	Análisis Sísmico del Paraboloide Hiperbólico FIC-UNI.....	75
5.5	Análisis Dinámico no Lineal	77
5.5.1	Análisis de derivas en las columnas inclinadas	77
5.5.2	Análisis de desplazamientos	81
5.5.3	Relación momento-curvatura	87
5.5.4	Cascarón del paraboloide hiperbólico	93
5.5.5	Nivel de daño de la estructura.....	95
5.5.6	Análisis de la cimentación	96
CONCLUSIONES.....		97
RECOMENDACIONES.....		98
BIBLIOGRAFÍA.....		99
ANEXO A. DETALLE DE LAS SECCIONES VARIABLES.....		102
ANEXO B. ENSAYO DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.....		104
ANEXO C. ENSAYO DE RESISTENCIA DEL CONCRETO		113
ANEXO D. AUSCULTACIÓN DE LA CIMENTACIÓN		115
ANEXO E. PANEL FOTOGRÁFICO		120

RESUMEN

La ciudad de Lima está ubicada en una zona altamente sísmica categorizada según la (NTE E.030-Diseño Sismorresistente, 2018) como Z4 por ubicarse entre las placas Nazca y Sudamericana. En adición, esta región atraviesa un silencio sísmico desde 1746 que conllevaría a grandes pérdidas humanas y materiales ante un evento sísmico de gran magnitud en orden de 8.6- 8.8 Mw. basado en el estudio de modelos para futuros mega terremotos en la ciudad de Lima (Pulido, Aguilar, & Tavera, 2015).

La presente investigación se desarrolló con la finalidad de conocer la respuesta dinámica de la estructura del paraboloide FIC-UNI ante vibraciones ambientales y fuerzas externas mediante la utilización del *Operation Modal Analysis* (OMA) que asume dicha respuesta como una combinación de modos de la estructura parametrizados por propiedades inherentes en estos, tales como: la frecuencia natural, amortiguamiento y formas modales. A su vez, dichos valores dependen de tipo de material, geometría y condiciones de borde (Rainieri & Fabbrocino, 2014).

El paraboloide FIC-UNI es una estructura antigua, construida en la década de 1960, de diseño considerado como categoría esencial según las normativas actuales (NTE E.030-Diseño Sismorresistente, 2018). Esto significa que servirá de refugio en caso de eventos sísmicos de gran magnitud salvaguardando la vida humana. Por lo cual, edificaciones antiguas de esta categoría deben evaluarse para ver cuál será el desempeño estructural ante grandes sollicitaciones sísmicas generadas en base a eventos ocurridos y registrados en la ciudad de Lima tales como: Lima 1966, Ancash 1970 y Lima 1974. Pudiendo tomar decisiones preventivas frente a sucesos que en definitiva sucederán.

Esto se llevó mediante procedimientos continuos tales como: Estudio experimental de la estructura (Respuesta dinámica de la estructura, auscultación de cimentación y extracción de diamantinas), modelamiento de la estructura calibrando con los parámetros obtenidos, generación de registros sísmicos, análisis computacional para obtener el desempeño de la estructura y su posterior análisis, así como la discusión de resultados.

ABSTRACT

The city of Lima is in a highly seismic zone categorized according to (NTE E.030-Diseño Sismorresistente, 2018) Z4 for being located between the Nazca and South American plates. In addition, since 1746 this region has gone a silence seismic, which would lead to great human and materials losses a seismic event of great magnitude in the order of 8.6-8.8 Mw. based on the study of (Pulido, Aguilar, & Tavera, 2015).

The present research was developed with the purpose of knowing the dynamic response of the paraboloid structure FIC-UNI due to environmental vibrations and external forces using Operation Modal Analysis (OMA), which assumes that response as a combination of modes of the structure parameterized by inherent properties, such as: The natural frequency, damping and modal shapes. At the same time, these values depend on the type of material, geometry, and boundary conditions (Rainieri & Fabbrocino, 2014).

The paraboloid FIC-UNI is a structure with almost 60 years of design and considered as an essential category according to (NTE E.030-Diseño Sismorresistente, 2018). This means it will serve as a refuge in cases of seismic events of great magnitude, safeguarding human life. Therefore, old buildings must be evaluated to know which structural performance will be in the face of large seismic solicitations generated based on recorded events in Lima City, such as: Lima 1966, Ancash 1970 and 1974. Being able to make preventive decisions against these events, which will ultimately happen.

This was accomplished through ongoing procedures, such as experimental study of the structure (Dynamic response of the structure, foundation auscultation and extraction of reinforced concrete samples), modeling of the structure calibrating with the parameters obtained previously, generation of synthetic seismic records, computational analysis to observe the performance of the structure and its subsequent analysis and discussion of results.

PRÓLOGO

En este trabajo el autor ha realizado el estudio de evaluación estructural del paraboloide FIC-UNI considerando diferentes demandas sísmicas en base a eventos históricos ocurridos en el Perú. Para dicha investigación se realizaron estudios de campo, tales como, extracción de muestras para la medición de resistencia a la compresión en núcleos de concreto, auscultación de la cimentación, estudio de vibración ambiental, Inspección visual, entre otros. Con el propósito de idealizar y modelar coherentemente a la estructura real.

La investigación fue realizada en la Facultad de Ingeniería Civil (FIC) de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) ubicada en el distrito de Rímac, Lima, Perú. La estructura es denominada paraboloide hiperbólico; está compuesto por 3 superficies curvas de doble curvatura y 3 columnas inclinadas.

La extracción de muestras de concreto tuvo por finalidad determinar la resistencia a compresión del material, la auscultación de la cimentación para verificar el estado de conservación de la subestructura, el estudio de vibración para conocer las frecuencias fundamentales, amortiguamiento y formas modales de la estructura. Así como, la medición de las secciones de los elementos estructurales.

Mediante la utilización de diferentes demandas sísmicas que reflejan el escenario sísmico más desfavorable para cada dirección de análisis se realizó simulaciones numéricas no lineales obteniendo resultados en la losa, columnas y vigas inclinadas.

Como resultado de los análisis computacionales se ha obtenido fuerzas, esfuerzos, cortantes, deformaciones, distorsiones, relaciones de momento curvatura, entre otros. Estos mediante el uso de normativas internacionales y nacionales para este tipo de estructuras, fueron comparadas pudiendo obtener niveles de desempeño.

Por lo expuesto, se considera que el autor proporciona conclusiones sumamente útiles para ser compartidas con la comunidad científica y profesionales relacionados con la evaluación de estructuras especiales y a la vez se puede identificar posibles temas para investigaciones futuras.

Miguel Augusto Díaz Figueroa
Asesor de la tesis

LISTA DE TABLAS

Tabla N° 3.1 Información de los sensores y ángulo colocado	49
Tabla N° 3.2 Frecuencias y periodos del ensayo de vibración	51
Tabla N° 3.3 Vectores asociados y participación modal asociado al 1er modo de vibración.	51
Tabla N° 3.4 Vectores asociados y participación modal asociado al 2do modo de vibración.	52
Tabla N° 3.5 Vectores asociados y participación modal asociado al 3er modo de vibración.	52
Tabla N° 3.6 Propiedades del torón encontrado en la viga de cimentación.....	54
Tabla N° 4.1 Relación probabilidad de excedencia y periodo de retorno.....	55
Tabla N° 4.2 Parámetros sísmicos para el paraboloides hiperbólico FIC-UNI.....	57
Tabla N° 4.3 Descripción de los sismos históricos Lima 1966, Ancash 1970 y Lima 1974.....	58
Tabla N° 5.1 Periodos y porcentaje de participación de masa	77
Tabla N° 5.2 Derivas máximas para cada registro sísmico en la dirección AD... 80	
Tabla N° 5.3 Derivas máximas para cada registro sísmico en la dirección BD... 80	
Tabla N° 5.4 Derivas máximas para cada registro sísmico en la dirección CD... 80	
Tabla N° 5.5 Cortantes basales máximos en cada dirección y registro sísmico	87
Tabla N° 5.6 Desempeño de los elementos inclinados.	93
Tabla N° 5.7 Desplazamiento máximo vertical en el cascarón de doble curvatura	94
Tabla N° 5.8 Esfuerzos máximos a compresión del cascarón.....	94
Tabla N° 5.9 Estado de daño alcanzado para la estructura Paraboloides.....	95
Tabla N° 5.10 Estado de daño alcanzado para la estructura Paraboloides FIC-UNI para cada registro sísmico sintético	95
Tabla N° 5.11 Fuerza axial máxima en la base de las columnas inclinadas en KN	96
Tabla N° B.1 Determinación de frecuencias predominantes en cada medición del paraboloides hiperbólico FIC-UNI.	111
Tabla N° C.1 Resultados obtenidos en el ensayo de resistencia a compresión en los puntos extraídos.....	113

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 2.1 Características del sismo	26
Figura N° 2.2 Clasificación según la profundidad local.....	26
Figura N° 2.3 Sistema combinado.....	33
Figura N° 2.4 Proceso para determinar la función PSD	36
Figura N° 2.5 Modelo de Mander para el concreto Confinado y no Confinado ...	38
Figura N° 2.6 Relación esfuerzo-deformación para concretos de baja resistencia	39
Figura N° 2.7 Modelo de esfuerzo-deformación para el acero propuesto por Park y Paulay	40
Figura N° 2.8 Relación Momento-Curvatura de una sección.....	41
Figura N° 2.9 Condición de equilibrio Shell- thin	42
Figura N° 3.1 Paraboloide hiperbólico FIC-UNI.....	44
Figura N° 3.2 Vista 3D del paraboloide FIC-UNI/ Vista perspectiva 0°	45
Figura N° 3.3 Sección A, B y C de la columna inclinada	45
Figura N° 3.4 Sección D, E y F de las vigas inclinadas	46
Figura N° 3.5 Detalle Losa Maciza con superficie curva $e=5$ cm.....	46
Figura N° 3.6 Ensayo del efecto del Angulo de inclinación sobre la horizontalidad en los sensores.....	47
Figura N° 3.7 Comparación entre sensor colocado horizontal e inclinado.....	47
Figura N° 3.8 Nomenclatura asignada a los vértices del Paraboloide hiperbólico FIC-UNI	48
Figura N° 3.9 Posicionamiento de sensores ITK.....	49
Figura N° 3.10 PSD Función- Golpe DAC/ Paraboloide FIC-UNI	50
Figura N° 3.11 PSD Función – golpe AD/ Paraboloide FIC-UNI.....	50
Figura N° 3.12 Auscultación de cimentación en el punto C de la subestructura del paraboloide hiperbólico FIC-UNI.	53
Figura N° 3.13 Geometría de la cimentación del paraboloide hiperbólico FIC- UNI	54
Figura N° 4.1 Espectros de respuestas en la estación DEA, EPU- Rimac, Espectro de diseño para tipo de suelo S1 para la selección del espectro objetivo.	57
Figura N° 4.2 Espectro objetivo (EPU) para cada periodo de retorno 75, 475, 975 y 2475 años.	58

Figura N° 4.3 Rotación de coordenadas para la obtención del caso más desfavorable.	59
Figura N° 4.4 Aceleración en los ejes X e Y rotados 77° asociado a un Tr=75 años para el registro sísmico de 1966- Dirección más desfavorable X.	59
Figura N° 4.5 Aceleración en los ejes X e Y rotados 27° asociado a un Tr= 75 años para el registro sísmico de 1970- Dirección más desfavorable X.	60
Figura N° 4.6 Aceleración en los ejes X e Y rotados 116° asociado a un Tr= 75 años para el registro sísmico de 1974- Dirección más desfavorable X.	60
Figura N° 4.7 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al Tr=75 años	61
Figura N° 4.8 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al Tr=475 años.	61
Figura N° 4.9 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociados al Tr=975 años	62
Figura N° 4.10 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al Tr=2475 años	62
Figura N° 4.11 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al Tr=475 años	63
Figura N° 4.12 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al Tr= 475 años	63
Figura N° 4.13 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al Tr= 975 años	64
Figura N° 4.14 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al Tr=2475 años	64
Figura N° 4.15 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al Tr= 75 años	65
Figura N° 4.16 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al Tr= 475 años	65
Figura N° 4.17 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al Tr= 975 años	66
Figura N° 4.18 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al Tr= 2475 años	66
Figura N° 5.1 Modelo esfuerzo-deformación propuesto por Mander del concreto $f'c = 20.5 \text{ Mpa}$ (210 kgf/cm ²).....	68

Figura N° 5.2 Modelo esfuerzo-deformación Mander y Popovics modificado del concreto $f'c= 16.7$ Mpa (164 kgf/cm ²).....	68
Figura N° 5.3 Modelo esfuerzo-deformación propuesto por Park y Paulay del acero de refuerzo $f'c=278$ Mpa (2800 kgf/cm ²).	69
Figura N° 5.4 Asignación de etiqueta a los elementos estructurales para su definición del paraboloides FIC-UNI.	69
Figura N° 5.5 Secciones en el elemento 01 columna inclinada desde la base hasta la intersección con las vigas inclinadas rectangular (B1) 1m x 1m y (B2) 0.8m x 0.8m.....	70
Figura N° 5.6 Secciones en el elemento 02 columna inclinada desde la intersección con las vigas inclinadas hasta la punta de la estructura rectangular y trapezoidal (A) 0.20m x 0.55m, (B) 0.20m x 0.36m x 0.53 m y (C) 0.20m x 0.19m x 0.44m.	71
Figura N° 5.7 Secciones en el elemento 03 viga inclinada desde la intersección con las columnas inclinadas hasta la unión entre vigas inclinadas (D) 0.20m x 0.23m x 0.4m, (E) 0.20m x 0.39m x 0.45 m y (F) 0.20m x 0.50m x 0.53m.	71
Figura N° 5.8 Relación Momento-curvatura elemento 1- Sección rectangular B1 (1m x 1m).	72
Figura N° 5.9 Relación Momento-curvatura idealizado del elemento 1- Sección rectangular B1 (1m x 1m) asociado a $M= 1764$ KN-m (180000 kg-m).....	73
Figura N° 5.10 Relación Momento-curvatura elemento 1- Sección rectangular B2 (0.8m x 0.8m).	73
Figura N° 5.11 Relación Momento-curvatura idealizado del elemento 1- Sección rectangular B2 (0.8m x 0.8m) asociado a $M= 1373$ KN-m (140000 kg-m)	74
Figura N° 5.12 Relación Momento-curvatura elemento 2- Sección rectangular A (0.2m x 0.55m).	74
Figura N° 5.13 Relación Momento-curvatura idealizado del elemento 2- Sección rectangular A (0.2m x 0.55m) asociado a $M= 245$ KN-m (25000 kg-m).	74
Figura N° 5.14 Relación Momento-curvatura elemento 3- Sección trapezoidal D (0.2m x 0.23m x 0.40)	75
Figura N° 5.15 Relación Momento-curvatura idealizado del elemento 3- Sección trapezoidal D(0.2m x 0.23m x 0.4 m) asociado a $M= 68.6$ KN-m (7000 kg-m)	75

Figura N° 5.16 Vista del modelo estructural - Plano XY con apertura o grados..	76
Figura N° 5.17 Vista tridimensional del modelo estructural Paraboloide hiperbólico FIC-UNI	76
Figura N° 5.18 Derivas horizontal en el elemento inclinado	78
Figura N° 5.19 Derivas máximas alcanzadas en la dirección AD de la estructura	78
Figura N° 5.20 Derivas máximas alcanzadas en la dirección BD en la estructura.....	79
Figura N° 5.21 Derivas máximas alcanzadas en la dirección CD en la estructura	79
Figura N° 5.22 Región de respuestas de derivas horizontales	81
Figura N° 5.23 Desplazamientos máximos generados en el punto 1 dirección X- S1966, debido a los registros asociados a los periodos de retornos de $Tr=75, 475, 975$ y 2475 años.	82
Figura N° 5.24 Desplazamientos máximos generados en el punto 1 dirección Y- S1966, debido a los registros asociados a los periodos de retornos de $Tr=75, 475, 975$ y 2475 años.	82
Figura N° 5.25 Desplazamientos máximos generados en el punto 1 dirección X- S1970, debido a los registros asociados a los periodos de retornos de $Tr=75, 475, 975$ y 2475 años.	83
Figura N° 5.26 Desplazamientos máximos generados en el punto 1 dirección Y- S1970, debido a los registros asociados a los periodos de retornos de $Tr=75, 475, 975$ y 2475 años.	83
Figura N° 5.27 Desplazamientos máximos generados en el punto 1 dirección X- S1974.	84
Figura N° 5.28 Desplazamientos máximos generados en el punto 1 dirección Y-S1974.	84
Figura N° 5.29 Análisis de desplazamiento P1 para el sismo 1966 - Lima	85
Figura N° 5.30 Análisis de desplazamiento P1 para el sismo S1970 - Ancash ..	86
Figura N° 5.31 Análisis de desplazamiento P1 para el sismo S1974 - Lima.....	86
Figura N° 5.32 Relación Momento-curvatura- Elemento 2- S1966X- $Tr=75$ años	87
Figura N° 5.33 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1966X- $Tr=475$ años.....	88

Figura Nº 5.34 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1966X-Tr=975 años.....	88
Figura Nº 5.35 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1966X-Tr=2475 años.....	89
Figura Nº 5.36 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1970X-Tr=75 años	89
Figura Nº 5.37 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1970X-Tr=475 años.....	90
Figura Nº 5.38 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1970X-Tr=975 años.....	90
Figura Nº 5.39 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1970X-Tr=2475 años.....	91
Figura Nº 5.40 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1974X-Tr=75 años	91
Figura Nº 5.41 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1974X-Tr=475 años.....	92
Figura Nº 5.42 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1974X-Tr=975 años.....	92
Figura Nº 5.43 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1974X-Tr=2475 años.....	93
Figura Nº A.1 Detalle 2 - Unión de columnas inclinadas	102
Figura Nº A.2 Detalle 3 - Intersección de columna y vigas inclinadas (A) intersección con las vigas (B) intersección de la columna en la base y la columna superior.	103
Figura Nº A.3 Detalle 4- Intersección de las vigas inclinadas.....	103
Figura Nº B.1 Descripción de vértices en estudio del paraboloides hiperbólico FIC-UNI	104
Figura Nº B.2 Ubicación de canales de medición para cada sensor en estudio del paraboloides hiperbólico FIC-UNI	106
Figura Nº B.3 Mediciones registrados en el ensayo de vibración ambiental del paraboloides hiperbólico FIC-UNI.....	106
Figura Nº B.4 Valores singulares versus frecuencia para la medición 01- Vibración en condiciones libres.....	107
Figura Nº B.5 Valores singulares versus frecuencia para la medición 02- Vibración golpe en el lado AD.....	107

Figura N° B.6 Valores singulares versus frecuencia para la medición 03- Vibración golpe en el lado BD.....	108
Figura N° B.7 Valores singulares versus frecuencia para la medición 04- Vibración golpe en el lado CD.....	108
Figura N° B.8 Valores singulares versus frecuencia para la medición 05- Vibración golpe en el paño DAB	109
Figura N° B.9 Valores singulares versus frecuencia para la medición 06- Vibración golpe en el paño DBC.....	109
Figura N° B.10 Valores singulares versus frecuencia para la medición 06- Vibración golpe en el paño DAC.....	110
Figura N° B.11 Valores singulares versus frecuencia para la medición 06- Vibración final en condiciones libres	110
Figura N° B.12 Valores singulares versus frecuencia para la medición 06- Vibración saltos aleatorios	111
Figura N° C.1 Ubicación de las muestras extraídas para el ensayo.....	114
Figura N° E.1 Habilitación de andamios para la colocación de los sensores en los puntos en estudio seleccionados.....	120
Figura N° E.2 Utilización de equipos de seguridad para la instalación de sensores.....	121
Figura N° E.3 Instalación del sensor P03.....	121
Figura N° E.4 Equipación de cable LAN y extensión para cada sensor.....	122
Figura N° E.5 Excitación forzada de la estructura para la medición de vibración ante fuerzas externas.	122
Figura N° E.6 Portátiles para el registro de las mediciones.....	123
Figura N° E.7 Equipo de trabajo asignado para el ensayo de vibraciones ambientales.....	123

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

SÍMBOLOS

α	: Coeficiente de degradación de rigidez.
α_i y β_i	: Coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh.
a_0	: Representa el valor medio de la función.
a_n , b_n	: Representan el grado de similitud que tienen con la función original mediante la integral en un periodo del producto de la función $g(t)$ con la función seno y coseno.
A	: Amplitud.
A_h	: Medición del sensor en superficie horizontal.
A_i	: Medición del sensor en superficie inclinada.
C	: Matriz de amortiguamiento viscoso.
ζ_n	: Relación entre amortiguamiento del modo n con el amortiguamiento.
dc	: Desplazamiento asociado al agrietamiento.
dy	: Desplazamiento asociado a la fluencia.
ϵ_c	: Deformación longitudinal de concreto a compresión.
ϵ_{co}	: Deformación longitudinal del concreto no confinado.
E_c	: Módulo de elasticidad del concreto.
E_{sec}	: Módulo secante del concreto.
ϵ_{sy}	: Deformación asociado a la fluencia del acero.
ϵ_{sh}	: Deformación de endurecimiento del acero.
ϵ_{su}	: Deformación asociado al estado ultimo del acero.
ϵ	: Deformación unitaria.
ϵ_μ	: Deformación asociado al esfuerzo máximo(μ).
f	: Frecuencia.

f_c	: Esfuerzo de compresión del concreto.
f'_{cc}	: Esfuerzo de compresión del concreto confinado.
f'_{co}	: Esfuerzo de compresión del concreto no confinado.
f_{sy}	: Esfuerzo de fluencia para el acero.
f_{su}	: Esfuerzo último para el acero.
$F(t)$: Representación de la carga externa.
$F(w)$: La transformada de Fourier de la respuesta del sistema excitado.
$g(t)_j$: Carga dependiente del tiempo.
$G_{pr\ pr}(\omega)$: Función de densidad espectral asociado al modo r.
$H(w)$: La transformada de Fourier de la estructura bajo la prueba.
l_i	: Vector que contiene uno en los grados de libertad en la dirección que corresponde y cero en las otras posiciones.
I	: Matriz identidad.
K	: Matriz de rigidez estática.
K_r	: Pendiente de la curva en estado de descarga.
M	: Matriz de masa.
MW	: Magnitud de momento.
n	: Número de modo.
n_i	: Constante experimental.
p_j	: Factor de participación modal asociado al modo j.
P_{nx}	: Factor de participación modal en la dirección X.
P_{ny}	: Factor de participación modal en la dirección Y.
P_{nz}	: Factor de participación modal en la dirección Z.
$\{p(t)\}$: El vector de coordenadas modales.
$p_r(t)$: Coordenada modal asociado al modo r.
Q_c	: Fuerza asociado al agrietamiento.

Q_y	: Fuerza asociado a la fluencia.
Q_u	: Fuerza asociado a la capacidad ultima.
T	: Periodo fundamental de la ecuación.
T_x	: Fuerza tangencial en la dirección X.
T_y	: Fuerza tangencial en la dirección Y.
T_{xy}	: Fuerza tangencial cortante al plano XY
$\ddot{u}(t)$: Aceleración relativa de la estructura.
$\ddot{u}(t)_a$: Vector aceleración absoluto nodal dependiente del tiempo.
$\dot{u}(t)_a$: Vector velocidad absoluto nodal dependiente del tiempo.
$u(t)_a$: Vector desplazamiento absoluto nodal dependiente de tiempo.
$\dot{u}(t)$: Velocidad relativa de la estructura.
$u(t)$: Desplazamiento relativo de la estructura.
$\ddot{u}_{ig}(t)$: Componente de la aceleración sísmico en la dirección que corresponde.
μ_ϕ	: Ductilidad de curvatura.
μ_θ	: Ductilidad de rotación.
μ_s	: Ductilidad del sistema.
$[U], [V]$: Matriz de vectores unitarios singulares de orden m.
ω	: Frecuencia natural.
$\omega y(\omega)_{m\acute{a}x}$: Espectro de respuesta de pseudo velocidad.
$\omega^2 y(\omega)_{m\acute{a}x}$: Espectro de respuesta de pseudo aceleración.
$x(t)$: Proceso aleatorio dependiente del tiempo.
$\dot{Y}(t)$: Vector de N funciones dependiente del tiempo.
$\dot{Y}(t)$: Velocidad de N funciones dependiente del tiempo.
$Y(t)$: Aceleración de N funciones dependiente del tiempo.

- $y(\omega)_{m\acute{a}x}$: Espectro de respuesta de desplazamiento.
- $Y(w)$: La transformada de Fourier de la respuesta del sistema.
- $[Z(\omega)]$: Respuesta de la estructura bajo prueba (Energía inercial, elástica y disipación).
- φ : Vector de modos de vibración.
- $[\varphi]$: Representa la matriz modal.
- $[\Sigma]$: Matriz diagonal de valores singulares ordenado en forma descendente.
- σ : Esfuerzo a compresión.
- σ_B : Esfuerzo máximo a compresión.
- θ : Ángulo de inclinación del sensor.

SIGLAS

ASCE	: Sociedad Americana para Ingenieros Civiles (The American Society for Civil Engineers).
DAE	: Departamento Académico de Estructuras.
FIC	: Facultad de Ingeniería Civil.
EPU	: Espectro de Peligro Uniforme.
FDD	: Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (Frequency Domain Decomposition).
HAZUS	: Metodología Multi-Amenaza de Programa HAZUS (Hazard United States).
MDOF	: Sistema de Varios Grados de Libertad (Multiple Degree of Freedom).
NTE	: Norma Técnica de Edificaciones.
OMA	: Análisis Modal Operacional (Operation Modal Analysis).
PGA	: Aceleración Máxima del Suelo (Peak Ground Acceleration).
PQR	: Estación Parque de la Reserva.
PSD	: Densidad Espectral de Potencia (Power Spectral Density).
SATREPS	: Sociedad de Investigación de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo Sostenible (Science and Technology Research Partnership for Sustainable Development).
SENCICO	: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción.
SDOF	: Sistema de un Grado de Libertad (Single Degree of Freedom).
TFT	: Transformada de Fourier (The Fourier Transformed).
UNI	: Universidad Nacional de Ingeniería.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

La invención del concreto armado se le atribuye al jardinero Jack Monier, quién en 1861 fabricó un jarrón de mortero de cemento reforzado con alambre. Con el pasar de los años este material se empezó a utilizar masivamente en la construcción ya que permitió generar estructuras con mayor luz. El concreto armado posee una mezcla de materiales que permite la resistencia a la tracción (acero) y compresión (concreto) (Niño, 2010).

La forma de conocer los parámetros modales en una estructura fue mediante la utilización de análisis modales experimentales, de esta forma poder expresar el comportamiento dinámico en función de los modos, frecuencias, amortiguamientos, entre otros. Esto se logra con la aplicación de carga a la estructura y su respectiva medición ante vibraciones ambientales y externas (Rainieri & Fabbrocino, 2014).

Las estructuras con forma de paraboloides hiperbólicos fueron conocidos a inicios de la década de 1950, ganando una aceptación rápida debido a su practicidad, arquitectura, estructura y construcción (Sprague, 2013).

Las estructuras como el paraboloides hiperbólicos poseen características en relación Arquitectura – Estructura tales como: la doble curvatura, paños generados por líneas rectas, pequeños espesores, entre otros. Los problemas asociados a estos son: deflexión, esfuerzo, estabilidad, rigidez. El estudio de estas características ayuda a comprender los efectos más importantes que se generan en las estructuras de este tipo (Gergely, Banavalkar, & Parker, 1971).

Además, la realización de procedimientos de diseño para estructuras con forma de paraboloides hiperbólicos debe considerar estas fuerzas: reacciones, fuerzas de compresión, fuerzas de corte, fuerzas de tensión. Determinada estas fuerzas se pueden aplicar procedimientos estándares de diseño ingenieril (West Coast Lumbermen's Association, 1961).

El estudio de eventos sísmicos de grandes magnitudes que han ocurrido alrededor del mundo en diferentes años y épocas, los cuales no fueron esperados, ocasionaron grandes pérdidas humanas y materiales. Más aun, en lugares donde las placas tectónicas convergen, divergen o transforman, lo que se considera una zona altamente sísmica. Razón por la cual se viene estudiando escenarios

sísmicos para un futuro mega terremoto en el Perú (Pulido, Aguilar, & Tavera, 2015).

Además, se ha realizado evaluaciones y diagnósticos en el paraboloides FIC-UNI mediante la utilización de ensayos no destructivos detectando problemas en la estructura tales como: corrosión, humedad, edad, deterioro de cimientos, defectos, entre otros con la finalidad de ver el estado de conservación de manera global (Magno, 2013).

1.2 Descripción del problema de investigación

La ciudad de Lima es considerada una zona altamente sísmica debido a que se encuentra ubicada entre las placas tectónicas Nazca y Sudamericana. Lo que provocaría que un evento sísmico de gran magnitud pueda afectar gravemente a la población y a los bienes materiales. Además, Lima atraviesa un silencio sísmico desde el año 1746, donde miles de personas fallecieron por dicho evento y posterior tsunami (SATREPS, 2010).

Por otro lado, existen estudios que describen sobre posibles eventos sísmicos debido a este silencio sísmico que atraviesa Lima, se esperaría un terremoto de magnitud 8.6- 8.8 Mw. que conllevaría a un posterior tsunami (Pulido, Aguilar, & Tavera, 2015).

En adición, las estructuras esenciales tales como: Hospitales, Colegios, Universidades, Centros Policiales, entre otros deben seguir en funcionamiento durante y después de un evento sísmico, ya que servirán de refugio o centro de atención a la población. Esto conlleva a que las edificaciones antiguas deban evaluarse estructuralmente para ver el estado de conservación en que se encuentran. Así poder tomar decisiones con la finalidad de salvaguardar la vida humana (NTE E.030-Diseño Sismorresistente, 2018).

1.3 Objetivos del estudio

1.3.1 Objetivo general

- Evaluar la vulnerabilidad estructural ante sollicitaciones sísmicas del paraboloides hiperbólico FIC-UNI.

1.3.2 Objetivos específicos

- Identificar parámetros modales de la estructura mediante la utilización de métodos del OMA (Operation Modal Analysis).
- Desarrollar un modelo estructural de la edificación en estudio, calibrando los parámetros modales obtenidos en base a los ensayos experimentales realizados.
- Realizar simulaciones numéricas para determinar la respuesta de la estructura frente a distintas demandas sísmicas, con el fin de determinar el comportamiento estructural del Paraboloides FIC-UNI.

1.4 Antecedentes investigativos

- En el año 1961 se desarrolló el libro “Douglas fir use book (Structural data and design tables)” que tuvo por finalidad comprender la matemática de diversas estructuras especiales, entre ellas el paraboloides hiperbólico para obtener la geometría deseada (West Coast Lumbermen's Association, 1961).
- En el año 2012 se desarrolló el tema “Structural analysis of reinforced concrete folded hyperbolic paraboloid: A case of study of the modern Miami Marine Stadium”, que tuvo por finalidad entender constructiva y estructuralmente la estructura del paraboloides hiperbólico y el estudio de elementos Shell(cáscara) en este tipo de estructura (Adriaenssens, 2012).
- En el año 2013 se desarrolló el tema “Evaluación de la durabilidad de estructuras de concreto armado utilizando equipos y métodos de ensayos no destructivos”, con la finalidad de evaluar el estado del paraboloides hiperbólico FIC-UNI aplicando técnicas no destructivas (Magno, 2013).
- En el año 2015 se realizó el estudio “Scenario Source Models and Strong Ground Motion for Future Mega-earthquakes: Application to Lima, Central Perú”, que tuvo por finalidad la estimación de futuros mega terremotos en base a modelos y registros pasados en la región de Lima (Pulido, Aguilar, & Tavera, 2015).

CAPÍTULO II. MARCOS TEÓRICO Y CONCEPTUAL

En este capítulo se describe la teoría, métodos y modelos que sirven de base para el análisis de la estructura en estudio.

2.1 Marco teórico

2.1.1 Sismo

Los sismos son vibraciones causadas por la liberación de energía que fue acumulada en la corteza y manto de la tierra. Como consecuencia de esto se aprecia la formación de montañas, volcanes, fallas, entre otros.

La explicación más aceptada para entender el origen de los sismos fue postulada por (Reid, 1911) con el modelo de rebote elástico, la cual explica su formación como la superación al proceso de deformación elástica y acumulación de esfuerzos en la corteza terrestre ocasionando la falla del material en el que está actuando.

Las fuentes principales que producen sismos son:

Tectónico:

Estos son los más frecuentes y de mayor recurrencia debido al movimiento de la corteza terrestre por el desplazamiento de las placas tectónicas que presenta el planeta.

Volcánico:

Esto debido a la actividad que se genera en la erupción de los volcanes, se presentan a menos de 20 km y representa aproximadamente el 7% de todos los sismos ocurridos. Por ser de origen volcánico el rango de acción es localizada.

Deslizamientos:

Se genera debido a grandes desplazamientos de masas de tierra debido al peso propio de las grandes montañas o parte de ellas generando leves movimientos.

Colapso:

Cavernas profundas que debido al paso del tiempo tienden a ceder ante la naturaleza generando vibraciones internas y movimientos en la corteza terrestre de poca magnitud.

Explosiones:

Estas son inducidos por el ser humano, se les conoce como agente externo a la naturaleza ya que en gran parte la energía se libera en la atmósfera por lo que la magnitud en general es poca.

Las formas de liberación de energía:

Al producirse un sismo las fuentes principales liberan energía en forma de:

- Rotura de rocas
- Fricción
- Energía cinética
- Energía potencial
- Energía disipada

Características de los sismos:

- Hipocentro: Se le denomina al punto o región exacta donde se originó el sismo debajo de la superficie terrestre.
- Epicentro: Se le denomina a la proyección del hipocentro en la superficie terrestre donde el sismo alcanza su mayor intensidad.
- Distancia epicentral: La distancia que existe entre el epicentro y un punto en la superficie.
- Profundidad focal: La distancia que existe entre el foco(hipocentro) y el epicentro.
- Intensidad: Es una medida cualitativa en función del grado de daños ocasionados y es una medida subjetiva.
- Magnitud: Es una medida cuantitativa que corresponde a la liberación de energía que ocurre durante un sismo.

Estas características son apreciadas en la Figura N° 2.1, donde se resalta la intensidad, la cual es diferente en cada punto observado. Además, se resalta la ubicación del hipocentro (foco) y epicentro.

Los sismos a su vez según la profundidad local se clasifican en focos superficiales, intermedios y profundos, siendo su principal diferencia la distancia con respecto al epicentro de 0-70 km, 70-300 km y 300 a 600 km respectivamente. Esto se puede apreciar en la Figura N° 2.2.

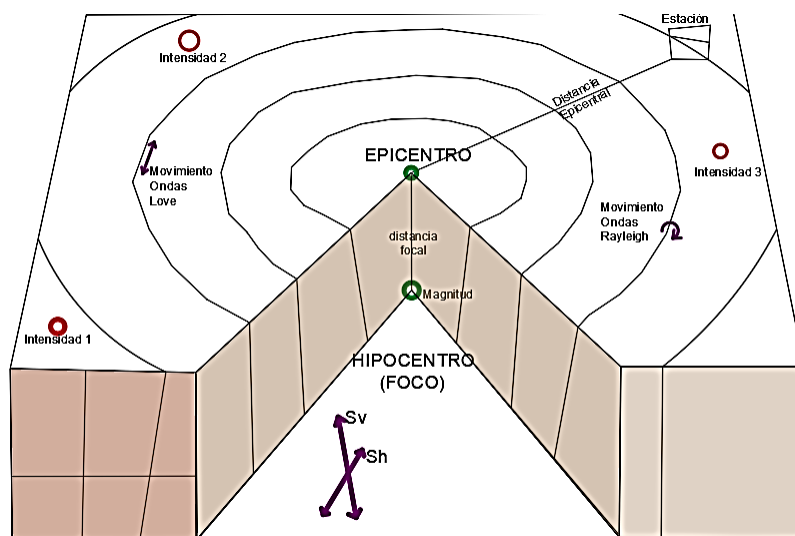


Figura N° 2.1 Características del sismo Fuente propia

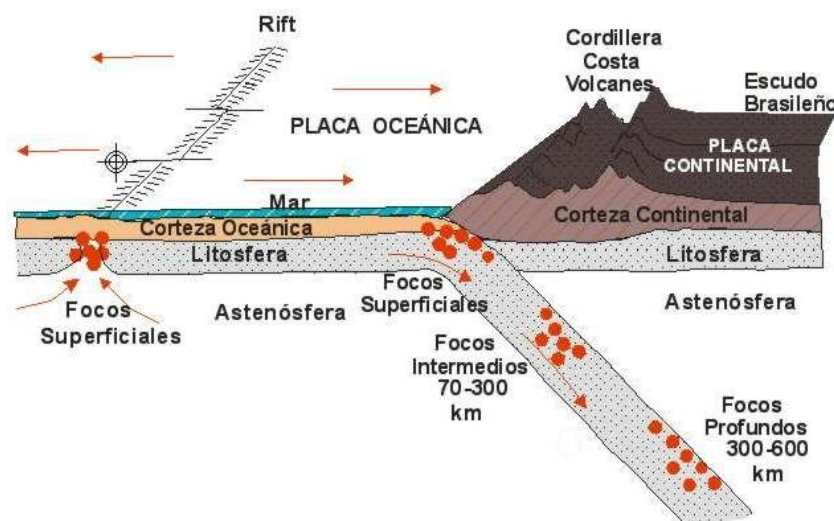


Figura N° 2.2 Clasificación según la profundidad local Fuente: J.P. Rhoté

2.1.2 Análisis dinámico

Una estructura se comporta dinámicamente debido a las fuerzas externas ya que cumplen la segunda ley de Newton. Sin embargo, una estructura tiene una infinidad de desplazamientos y elementos en todas las direcciones, por lo que es necesario elaborar modelos matemáticos que representen mejor a ésta, para así realizar diversos análisis matemáticos con un nivel de cómputo sencillo,

considerando de forma adecuada la carga dinámica, la disipación de energía y las condiciones de borde.

Para sistemas de varios grados de libertad el equilibrio dinámico se expresa como una ecuación diferencial de segundo orden:

$$M\ddot{u}(t)_a + C\dot{u}(t)_a + Ku(t)_a = F(t) \quad 2.1$$

Donde:

M: Matriz de masa

C: Matriz de amortiguamiento viscoso

K: Matriz de rigidez estática

$\ddot{u}(t)_a$: Vector aceleración absoluta nodal dependiente del tiempo

$\dot{u}(t)_a$: Vector velocidad absoluta nodal dependiente del tiempo

$u(t)_a$: Vector desplazamiento absoluto nodal dependiente del tiempo

F(t): Representación de la carga externa

La ecuación de segundo orden representa un equilibrio físico donde la suma del vector de las fuerzas actuantes sobre la masa, el vector de amortiguamiento y el vector de fuerzas internas son igualadas a la fuerza externa aplicada.

En el caso de sismos la fuerza externa es equivalente a cero debido a que estos son expresados en función del desplazamiento en la cimentación de la estructura. Por lo que la ecuación 2.1 se puede expresar en función de la suma de desplazamientos relativos de la base más los efectos de los componentes de desplazamiento sísmicos en campo libre.

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M_x * \ddot{u}_{xg}(t) - M_y * \ddot{u}_{yg}(t) - M_z * \ddot{u}_{zg}(t) \quad 2.2$$
$$M_i = M * I_i$$

Donde:

$\ddot{u}(t)$: Aceleración relativa de la estructura.

$\dot{u}(t)$: Velocidad relativa de la estructura.

$u(t)$: Desplazamiento relativo de la estructura.

l_i : Vector que contiene el valor de uno en los grados de libertad en la dirección que corresponde y cero en las otras posiciones.

$\ddot{u}_{ig}(t)$: Componente de la aceleración sísmica en la dirección que corresponde.

La solución de esta ecuación se presenta mediante diversos métodos que no generen un nivel de cómputo elevado:

2.1.2.1 Método de superposición modal

Las ecuaciones 2.1 y 2.2 son un sistema de ecuaciones diferenciales acopladas, por lo que este método permite desacoplar el sistema en base a la matriz modal utilizando los modos de vibración de la estructura.

$$\varphi = \{\varphi^1 \ \varphi^2 \ \varphi^3 \ \dots \ \varphi^n\} \quad 2.3$$

Lo descrito representa la matriz modal considerando que la primera columna es el primer modo de vibración, la segunda el segundo modo de vibración y la n-ésima el último modo de vibración. Además, la matriz de amortiguamiento se considera del tipo Rayleigh, la cual se describe como una combinación lineal de las matrices masa y rigidez.

$$C = \alpha M + \beta K \quad 2.4$$

Donde alfa y beta son los coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh. Por lo que el método plantea la solución a la ecuación 2.1, puede expresarse de la forma:

$$u(t) = \varphi * Y(t) \quad 2.5$$

Siendo la multiplicación de la matriz modal y un vector de N funciones dependientes del tiempo. Por consiguiente, la velocidad y aceleración son la derivada y segunda derivada de la ecuación 2.5.

Ahora se reemplaza las ecuaciones 2.3, 2.4 y 2.5 en la ecuación diferencial acoplada normalizando la matriz de masa y rigidez con respecto a la matriz modal, transformándose en matriz identidad I y matriz diagonal con valores de ω_n^2 , siendo ω la frecuencia natural debido a condiciones ambientales o agentes externos.

$$I\ddot{Y}(t) + (\alpha + \beta * \omega^2)\dot{Y}(t) + \omega^2 Y(t) = \sum_{j=1}^J p_j * g(t)_j \quad 2.6$$

$$p_j = \varphi^t \cdot f_j$$

Donde:

I: Matriz identidad

α y β : Coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh

ω : Frecuencia natural(rad/s)

$\ddot{Y}(t)$: Vector de N funciones dependiente del tiempo

$\dot{Y}(t)$: Velocidad de N funciones dependiente del tiempo

$Y(t)$: Aceleración de N funciones dependiente del tiempo

p_j : Factor de participación modal asociado al modo j.

$g(t)_j$: Carga dependiente del tiempo.

En (Aguiar, Análisis Matricial de Estructuras, 1995) para desacoplar la matriz es necesario considerar amortiguamiento de Rayleigh donde:

$$2\zeta_n \omega_n = (\alpha + \beta * \omega_n^2) \quad 2.7$$

ζ_n : Amortiguamiento viscoso.

n: Número de modo.

Por lo que la ecuación diferencial de segundo orden desacoplada y normalizado en forma general es de la forma:

$$\ddot{y}(t)_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{y}(t)_n + \omega_n^2 y(t)_n = \sum_{j=1}^J p_{nj} * g(t)_j \quad 2.8$$

$$\begin{aligned} \ddot{y}(t)_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{y}(t)_n + \omega_n^2 y(t)_n \\ = P_{nx} \ddot{u}(t)_{gx} + P_{ny} \ddot{u}(t)_{gy} + P_{nz} \ddot{u}(t)_{gz} \end{aligned} \quad 2.9$$

La ecuación 2.9 representa la ecuación de movimiento sísmico tridimensional donde: P_{nx} , P_{ny} y P_{nz} son los factores de participación modal.

2.1.2.2 Método de espectro de respuesta

Este método trabaja en función de valores máximos de desplazamientos y fuerzas en los elementos utilizando un espectro dado en comparación a la superposición modal donde se obtiene los valores en todo el tiempo.

Para la simplicidad de la ecuación se realiza la solución con movimientos del suelo en cada dirección de manera separada. Así como, un valor de amortiguamiento único y $P_n=1$ apreciado en la ecuación 2.10 obteniendo valores máximos de respuesta en el componente en análisis.

$$\ddot{y}(t)_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{y}(t)_n + \omega_n^2 y(t)_n = -\ddot{u}(t)_g \quad 2.10$$

Graficando con los criterios asumidos se obtienen los espectros de desplazamiento, pseudo-velocidad y pseudo-aceleración, estos son los siguientes:

$$y(\omega)_{m\acute{a}x}, \quad \omega y(\omega)_{m\acute{a}x}, \quad \omega^2 y(\omega)_{m\acute{a}x}$$

Por lo que la aceleración total se puede expresar en función de la ecuación 2.10 para un tiempo t y considerando el amortiguamiento cualquiera.

$$\ddot{u}(t)_T = \dot{y}(t) + \ddot{u}(t)_g \quad 2.11$$

$$\ddot{u}(t)_T = -2\zeta_n\omega_n\dot{y}(t)_n + \omega_n^2 y(t)_n \quad 2.12$$

Si se considera un amortiguamiento nulo entonces la ecuación 2.12 queda reducida a la pseudo-aceleración para las consideraciones dadas.

$$S(\omega)_a = \ddot{u}(\omega) = \omega^2 y(\omega)_{m\acute{a}x} \quad 2.13$$

Con esto se puede calcular fácilmente el máximo desplazamiento modal de la estructura para un valor específico de T (periodo) y reemplazando en la ecuación 2.5 se obtiene:

$$u_n = \varphi_n * y(Tn)_{max} \quad 2.14$$

2.1.2.3 Método en el dominio de las frecuencias

En algunas ocasiones trabajar en el dominio del tiempo se vuelve tedioso debido a la complejidad computacional. Es aquí donde trabajar en el dominio de las frecuencias mediante la transformada rápida de Fourier y su inversa resulta sencillo en comparación del otro. Principalmente se obtiene modos de vibración, amortiguamiento y frecuencias.

Representación de carga periódica:

Se considera una carga periódica cuando se satisface que la respuesta para un tiempo t es igual para un tiempo $t+T$, siendo este último el periodo. Además, si posee una cantidad finita de discontinuidades siendo la respuesta de este el término medio de los puntos extremos.

Una ecuación en el dominio de la frecuencia puede ser representada mediante funciones periódicas de senos y cosenos con frecuencias múltiplos de la función original, como se observa en la ecuación 2.15.

$$g(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos\left(2\pi n \frac{1}{T} t\right) + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \operatorname{sen}\left(2\pi n \frac{1}{T} t\right) \quad 2.15$$

$$g(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} C_n e^{-j2\pi n \frac{1}{T} t} \quad 2.16$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} g(t) * \cos\left(2\pi n \frac{1}{T} t\right) dt \quad 2.17$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} g(t) * \operatorname{sen}\left(2\pi n \frac{1}{T} t\right) dt \quad 2.18$$

$$c_n = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} g(t) * e^{-j2\pi n \frac{1}{T} t} dt \quad 2.19$$

$$e^{j\alpha} = \cos(\alpha) \pm j\operatorname{sen}(\alpha) \quad 2.20$$

a_n, b_n : Representan el grado de similitud que tienen con la función original mediante la integral en un periodo del producto de la función $g(t)$ con la función seno y coseno.

a_0 : Representa el valor medio de la función

T: Periodo fundamental de la ecuación

Es así como en el dominio de la frecuencia para sistemas amortiguados y no amortiguados se puede expresar como la serie de Fourier para cargas periódicas y no periódicas.

2.1.3 Vibración ambiental de las estructuras

El análisis dinámico de las estructuras que engloba la vibración ambiental es importante considerar debido a que se requiere para un buen diseño, evaluación y mantenimiento. Por lo que considerar las propiedades dinámicas de las estructuras ya construidas permiten caracterizarlas y representarlas en modelos numéricos con propiedades que se aproximen a la estructura real.

Con la finalidad de conocer las propiedades dinámicas, principalmente (amortiguamiento, forma modal, frecuencias, entre otros) se han desarrollado métodos para el cálculo de estos:

Operation Modal Analysis (OMA)

La Metodología Operation Modal Analysis (OMA¹) permite estimar los parámetros modales en una estructura en condiciones ambiental u operacionales asumiendo las siguientes condiciones:

Lineal

La respuesta de un sistema es igual a la combinación de los datos de entrada

Estacionaria

Las características dinámicas de las estructuras no cambian a través del tiempo. En otras palabras, para la solución de las ecuaciones diferenciales los coeficientes de estos son independientes del tiempo.

Observabilidad

La colocación de los sensores es de acuerdo con el criterio y a los modos de interés evitando puntos fijos de medición.

Esta metodología trabaja con cargas que no son controladas tales como: ambientales, vientos, microtremors, entre otros. Además, se asume que la

¹ Operation Modal Analysis (OMA) *Análisis Modal Operacional*

respuesta de salida del sistema se interpreta como la respuesta del sistema excitado y la estructura bajo la prueba.

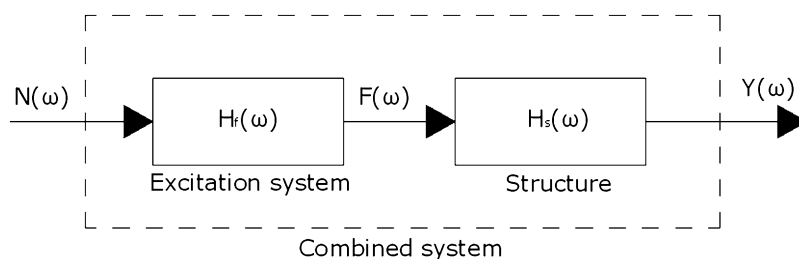


Figura N° 2.3 Sistema combinado
Fuente: Carlo Rainieri, 2014

$$Y(\omega) = H(\omega) * F(\omega) \quad 2.21$$

$H(\omega)$: La transformada de Fourier de la estructura bajo la prueba

$F(\omega)$: La transformada de Fourier de la respuesta del sistema excitado

$Y(\omega)$: La transformada de Fourier de la respuesta del sistema

Para la obtención de la respuesta frecuencial a partir de la ecuación 2.1 considerando invariables las matrices de masa, rigidez y amortiguamiento se aplica la transformada de Fourier a los términos desacoplados de la ecuación diferencial de segundo grado.

$$(-\omega^2[M] + i\omega[C] + [K]) * \{Y(\omega)\} = \{F(\omega)\} \quad 2.22$$

$$[Z(\omega)] = (-\omega^2[M] + i\omega[C] + [K]) \quad 2.23$$

La transformada de Fourier de la carga $f(t)$ se denota en el dominio de la frecuencia como $F(\omega)$, para $y(t)$ por $Y(\omega)$ y para $[z(\omega)]$ por $[H(\omega)]$ conteniendo esta última información de energía inercial, elástica y disipación.

Métodos usados en el dominio de la frecuencia:

Existe 2 principales métodos que pueden ser utilizados en el dominio de la frecuencia:

2.1.3.1 Método básico en el dominio de la frecuencia (Peak- Picking)

El método más usado en el pasado debido a que se toma los picos altos del gráfico de la función PSD ²(Power Spectral Density) y se clasifica como un método para un sistema de un grado de libertad (SDOF). Además, asume que solo hay un modo predominante en la resonancia por lo que la respuesta modal y la matriz de densidad espectral (Obtenido aplicando la transformada de Fourier) pueden expresarse en función de este modo, como se observa en las ecuaciones 2.24 y 2.25.

$$\{y(t)\} \approx \{\varphi_r\} * p_r(t) \quad 2.24$$

$$[G_{rr}(\omega)] = G_{pp}(\omega) * \{\varphi_r\} * \{\varphi_r\}^H \quad 2.25$$

$p_r(t)$: Coordenada modal asociado al modo r

$G_{pp}(\omega)$: Función de densidad espectral asociado al modo r

Una vez graficado la función PSD se elige los valores picos asociados a una frecuencia, con esto obtener las formas modales. Mientras, exista una mayor cantidad de sensores para las mediciones, más fácil será la identificación de los modos. En adición, se debe considerar la medición en diferentes direcciones ya que la respuesta modal será diferente con la variación del posicionamiento.

Para identificar los modos mediante este método, es importante la buena interpretación de la función PSD y la función de coherencia.

2.1.3.2 Método de descomposición en el dominio de la frecuencia (FDD³)

Este método fue introducido por (Brincker & Zhang, 2001) y tiene la posibilidad de encontrar varios modos con su respectiva frecuencia. La teoría está basada en la expansión modal como se aprecia en la ecuación 2.26. Además, se obtiene la matriz de densidad modal espectral (PSD) en la ecuación 2.27 aplicando la transformada de Fourier (TFT⁴).

$$\{y(t)\} = [\varphi] * \{p(t)\} \quad 2.26$$

$$[G_{YY}(\omega)] = [\varphi]\{G_{PP}(\omega)\}\{\varphi\}^H \quad 2.27$$

² Power Spectral Density (PSD) *Densidad Espectral de Potencia*

³ Frequency Domain Decomposition (FDD) *Descomposición en el Dominio de la Frecuencia*

⁴ The Fourier Transform (TFT) *La Transformada de Fourier*

$[\varphi]$: Representa la matriz modal

$\{p(t)\}$: El vector de coordenadas modales

Además, para un valor específico de frecuencia y tomando en consideración el SVD⁵ (Singular Value Decomposition) se puede expresar:

$$[G_{YY}(\omega)] = [U]\{\Sigma\}\{V\}^H \quad 2.28$$

$[U]$, $[V]$: Matriz de vectores unitarios singulares de orden m

$[\Sigma]$: Matriz diagonal de valores singulares ordenado en forma descendente

Esto quiere decir que al obtener los valores singulares en forma descendente se puede identificar los modos predominantes de la estructura para la frecuencia evaluada. Si se toma un solo valor, la cual sea del modo predominante significa que es un equivalente al método anterior SDOF que a su vez es caracterizado por un similar vector modal.

Los métodos descritos trabajan con la función PSD obtenido a partir de la transformada de Fourier de versiones truncadas de un proceso aleatorio, una función dependiente del tiempo $x(t)$ como se aprecia en la ecuación 2.29.

$$X_T(t, \lambda_1) = \begin{cases} X(t, \lambda_1); & |t| \leq T \\ 0 & \end{cases} \quad 2.29$$

$$PSD_X(f) = \lim_{T \rightarrow +\infty} \left\{ \frac{1}{T} |X_f(f, \lambda)|^2 \right\} \quad 2.30$$

⁵ Singular Value Decomposition (SVD) *Descomposición en valor singular*

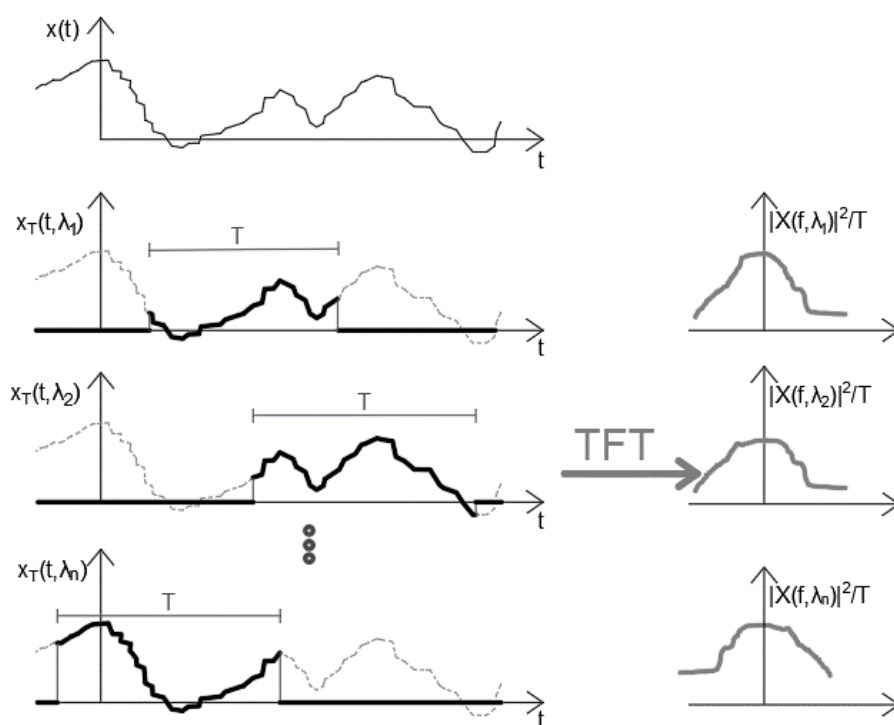


Figura N° 2.4 Proceso para determinar la función PSD

2.1.4 Análisis dinámico no lineal

Este tipo de análisis trata de representar lo mejor posible la respuesta sísmica, en consecuencia, la verificación del desempeño de las estructuras mediante un análisis paso a paso con el incremento del tiempo. El uso aumenta cuando se trata de estructuras irregulares ya que los parámetros asumidos para otros análisis no idealizan correctamente a la estructura real.

A pesar de una adecuada representación frente a otros métodos, este no es usado frecuentemente debido al alto procedimiento computacional, detalles adicionales en las propiedades de los materiales, una complicada lectura de las respuestas de salida (Outputs) (Chambers, 2004).

2.1.4.1 Rótula plástica

La condición que presenta un elemento en una estructura cuando este supera el rango elástico a inelástico y puede ser expresando mediante la relación momento-rotación o momento-curvatura donde se resalta los parámetros de agrietamiento, fluencia y último. Así como, la ductilidad de rotación o curvatura que se obtiene de la relación entre la condición última y la fluencia.

Para la idealización de la estructura se debe tener en cuenta que la ductilidad de curvatura es mayor que la de rotación y este a su vez mayor a la del sistema como se observa en la ecuación 2.31.

$$\mu_{\phi} > \mu_{\theta} > \mu_s \quad 2.31$$

μ_{ϕ} : Ductilidad de curvatura

μ_{θ} : Ductilidad de rotación

μ_s : Ductilidad del sistema

2.1.4.2 Relación Esfuerzo deformación para el concreto

Modelo propuesto por Mander:

En el diseño de elementos estructurales (Vigas, columnas, muros estructurales, etc.) es necesario proveer una buena ductilidad al material para que no ocurra un colapso repentino y que se pueda redistribuir los momentos generados. (Mander, Priestley, & R., 1988).

Por lo que la relación esfuerzo deformación del concreto debe ser cuidadosamente definido tanto para la parte confinada y no confinada esto conlleva a un análisis correcto en la ductilidad. Mediante las siguientes relaciones se construye la Figura N° 2.5 del modelo de Mander en base al modelo ya propuesto (Popovics, 1973).

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad 2.32$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad 2.33$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad 2.34$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad 2.35$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} (MPa) \quad 2.36$$

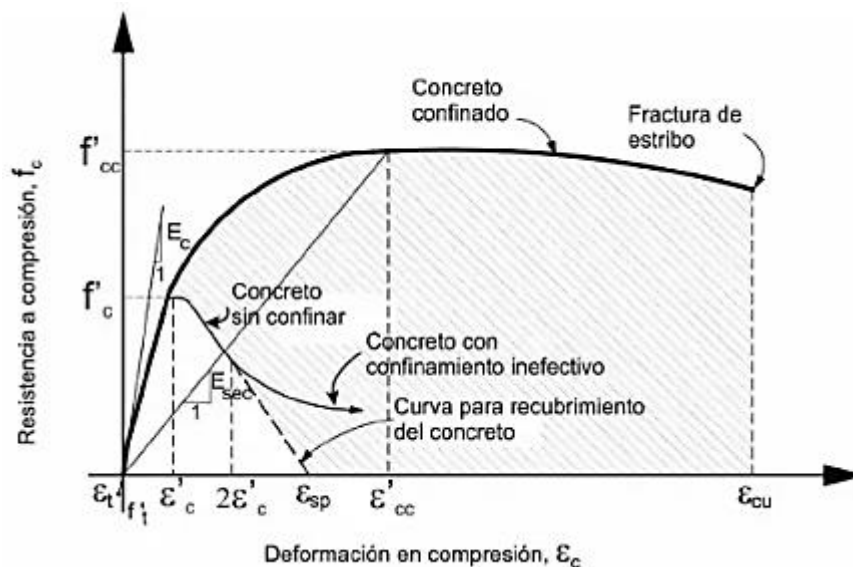


Figura N° 2.5 Modelo de Mander para el concreto Confinado y no Confinado
(Tomado de: Mander, 1988)

Donde:

f_c : Esfuerzo de compresión del concreto

f'_{cc} : Esfuerzo de compresión del concreto confinado

f'_{co} : Esfuerzo de compresión del concreto no confinado

ϵ_c : Deformación longitudinal de concreto a compresión

ϵ_{co} : Deformación longitudinal del concreto no confinado

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

E_{sec} : Módulo secante del concreto

Modelo para concretos de baja resistencia Popovics Modificado:

Si bien el Modelo de Mander fue realizado en base al modelo inicial de Popovics, para concretos considerados de baja resistencia según los estándares de evaluación de edificaciones existentes de concreto armado, tiene un valor de 16 MPa (aprox. 160kgf/cm²). Por lo que el modelo tradicional no representa adecuadamente la rigidez inicial del concreto, por lo que, mediante constantes experimentales n , $\xi(\epsilon/\epsilon_m)$ es modificado el modelo inicial para describir de una mejor manera la pendiente de la gráfica esfuerzo deformación.

A través de las siguientes ecuaciones se plantea la gráfica para concretos de baja resistencia:

$$\sigma = \sigma_B \frac{n\xi}{n-1 + \xi^n} \quad 2.37$$

$$n = 0.0582\sigma_n + 1 \quad 2.38$$

n por *Murakami* $n = \exp(0.0256\sigma_B)$

$$\varepsilon_m = 767\sqrt[4]{\sigma_B} \quad 2.39$$

$$\xi = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_m} \quad 2.40$$

Donde:

σ : Esfuerzo a compresión (MPa)

σ_B : Esfuerzo máximo a compresión (MPa)

n: Constante experimental

ε : Deformación

ε : Deformación asociado al esfuerzo máximo(μ)

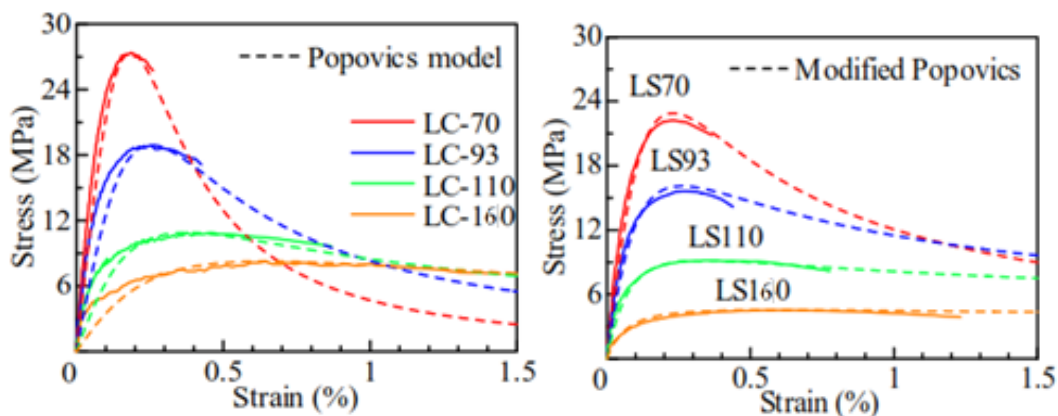


Figura N° 2.6 Relación esfuerzo-deformación para concretos de baja resistencia

Popovics Modificado

(Tomado de: Hiraoka, 2008)

2.1.4.3 Relación esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo

Modelo propuesto por Park y Paulay

El acero es representado por modelos, donde ésta trabaja a tracción pura donde alcanza la zona inelástica cuando llega a la fluencia y desde esta parte se considera perfectamente plástico. Esto se puede observar en la Figura N° 2.7 siendo la tangente en la zona elástica el módulo de elasticidad.

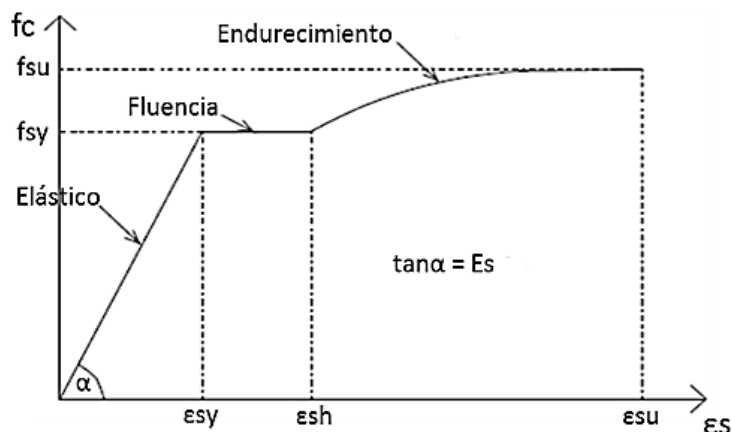


Figura N° 2.7 Modelo de esfuerzo-deformación para el acero propuesto por Park y Paulay (Tomado de: Park y Paulay, 1978)

Donde:

f_{sy} : Esfuerzo de fluencia para el acero

f_{su} : Esfuerzo último para el acero

ϵ_{sy} : Deformación asociado a la fluencia del acero

ϵ_{sh} : Deformación de endurecimiento del acero

ϵ_{su} : Deformación asociado al estado último del acero

2.1.4.4 Relación momento curvatura

Al definir las secciones en los elementos estructurales es necesario conocer esta relación que define el estado de daño local, ya que a partir de ello se puede obtener relaciones mucho más generales como relación momento-rotación e incluso el comportamiento global de la estructura.

La Figura N° 2.8 se alcanza considerando el acero de refuerzo y el concreto en lugares notables como: estado de cedencia, agrietamiento, condición última.

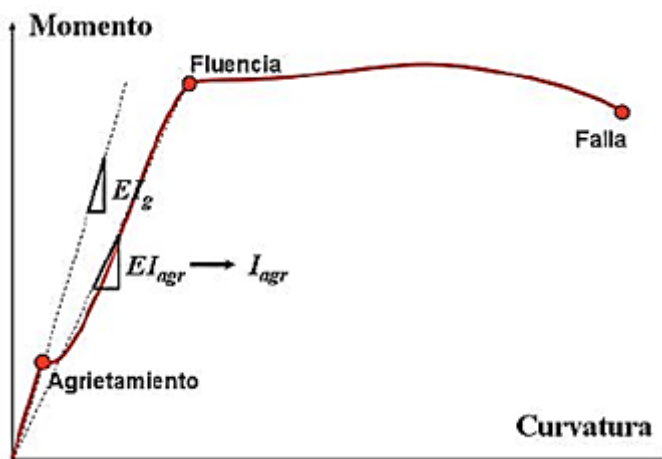


Figura N° 2.8 Relación Momento-Curvatura de una sección
(Tomado de: Torres ,2010)

Según el nivel de curvatura de una sección ante fuerzas externas se puede detallar 4 estados de daños locales: Leve, Moderado, Severo y Completo.

Estado de daño leve:

El estado de daño leve inicia en el rango de curvatura de fluencia hasta alcanzar un ancho de fisura alrededor de 1mm. La forma más usada de caracterizar esta parte es cuando el acero alcanza una deformación de plastificación de 0.0015.

Estado de daño Moderado:

El estado de daño moderado inicia con el término anterior (cuando se obtiene un ancho de fisuración de 1mm en la sección) y termina cuando se obtiene la curvatura, pero sin considerar el recubrimiento de la sección debido a su pérdida.

Estado de daño severo

El estado de daño severo inicia con el término anterior (una curvatura sin considerar el recubrimiento por su pérdida) y culmina cuando se alcanza una curvatura de prevención de colapso en la sección. Este valor puede variar según diversos autores.

Estado de daño completo

El estado de daño completo inicia con el término anterior (cuando alcanza una curvatura de prevención del colapso) y termina cuando alcanza la curvatura última en la sección.

2.1.5 Comportamiento de techo en forma de paraboloides hiperbólico

El paraboloides hiperbólico posee una característica peculiar, su doble curvatura que se forma a partir de una línea recta L que se mueve a lo largo de 2 líneas perpendiculares no paralelas y que no se intersectan en el espacio L1 y L2.

En un sistema tridimensional OXYZ queda definida como:

$$\frac{X^2}{a^2} - \frac{Y^2}{b^2} = 2Z \quad 2.41$$

$$Y^2 = -2b^2z, \quad X = 0 \quad 2.42$$

$$X^2 = 2a^2z, \quad Y = 0 \quad 2.43$$

Para la generación del paraboloides hiperbólico definida por la ecuación 2.41 se desplaza la parábola de la ecuación 2.42 sobre la parábola inmóvil con ecuación 2.43, así obteniendo la geometría requerida (Gergely, Banavalkar, & Parker, 1971).

Condición de equilibrio:

Considerando un sistema de coordenadas OXYZ, X e Y son ejes tangentes y Z eje normal en el centro. Cada cara con esfuerzo normal y cortante. Debido a que la carga en la cáscara es recibido principalmente por fuerzas normales y cortantes, se puede considerar a los momentos como despreciables con lo cual la ecuación de equilibrio queda en función a las fuerzas tangenciales Tx, Ty y al cortante Txy.

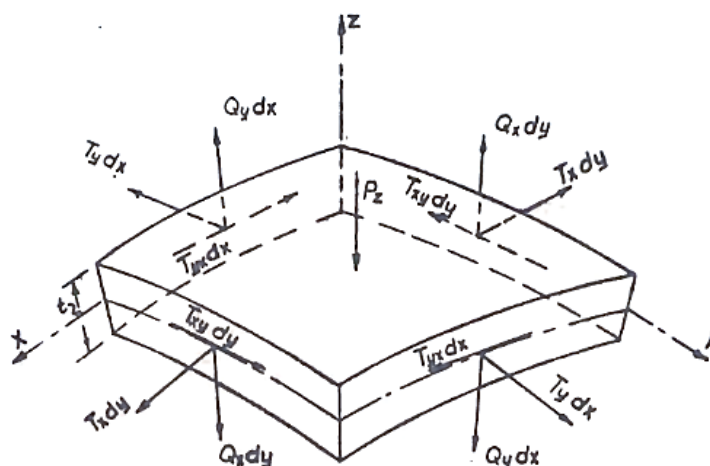


Figura N° 2.9 Condición de equilibrio Shell- thin
 (Tomado de: Burdof, 1963)

2.2 Marco conceptual

a) Operation Modal Analysis (OMA)

Método para estimar propiedades dinámicas (frecuencia, respuesta modal, amortiguamiento) mediante señales en el dominio de la frecuencia (Rainieri & Fabbrocino, 2014).

b) Rótula plástica

Es el punto en una sección en la cual éste no tiene la capacidad de seguir absorbiendo una mayor cantidad de momento flector. En consecuencia, empieza a rotar (Aguar, 2003).

c) Transformada de Fourier

Es un transforma de señales aleatorias en el dominio del tiempo al dominio de la frecuencia, que es representada por senos y cosenos (Tejada, 2011).

d) Power Spectral Density (PSD)

Muestra la variación de la energía como una función de la frecuencia. En otras palabras, muestra que frecuencias predominan en una señal y cuales son débiles en un rango determinado.

e) Rigidez

La oposición de un material, un elemento o una estructura presentan frente a la deformación.

CAPÍTULO III. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

En este capítulo se describe las características (geometría) de la estructura. Así como, el estudio de vibración ambiental con la finalidad de obtener las frecuencias y modos de vibración predominantes en el sistema.

3.1 Estructura

El paraboloides hiperbólico pertenece al Departamento Académico de Estructuras (DAE⁶) de la facultad de Ingeniería Civil (FIC⁷) - Universidad Nacional de Ingeniería (UNI⁸), Rímac, Lima.



Figura N° 3.1 Paraboloides hiperbólico FIC-UNI

3.1.1 Descripción de la estructura

El paraboloides es una estructura irregular con ambientes debajo de esta, destinados a aulas y oficinas. Además, cuenta con un sótano. Está conformado en la base por 3 columnas inclinadas de sección transversal variable y vigas de sección transversal variable.

El techo posee espesor de 5 cm, esta formado por rectas alabeadas con doble curvatura y el punto más alto medido desde la losa posee una altura de 11 m aproximadamente.

⁶ Departamento Académico de Estructuras (DAE)

⁷ Facultad de Ingeniería Civil (FIC)

⁸ Universidad Nacional de Ingeniería (UNI)

A continuación, se muestra el plano de la estructura en 3D vista desde el eje Z con una perspectiva de 0°. Así como, las secciones de los elementos estructurales.

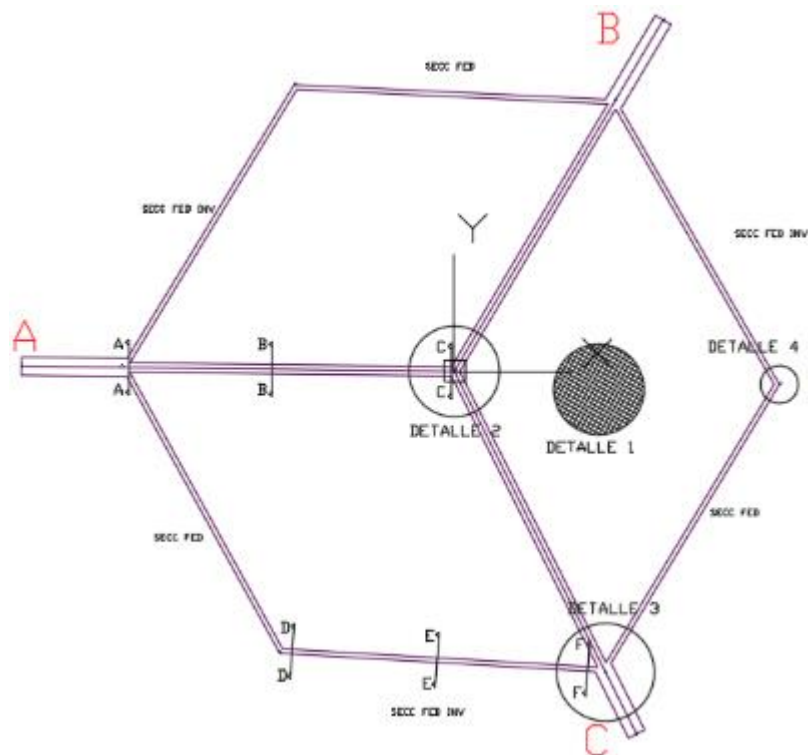


Figura N° 3.2 Vista 3D del paraboloide FIC-UNI/ Vista perspectiva 0°

Las secciones A, B y C corresponden a las columnas inclinadas, las cuales están conformadas por 2 columnas simétricas de sección variable como se observa en la Figura N° 3.3.

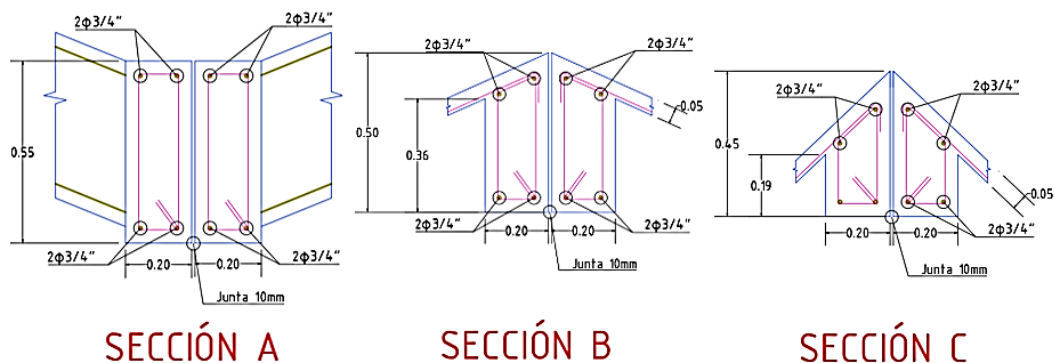


Figura N° 3.3 Sección A, B y C de la columna inclinada

Las secciones D, E y F corresponden a las vigas inclinadas, las cuales están conformadas por geometría trapezoidal variable como se observa en la Figura N° 3.4.

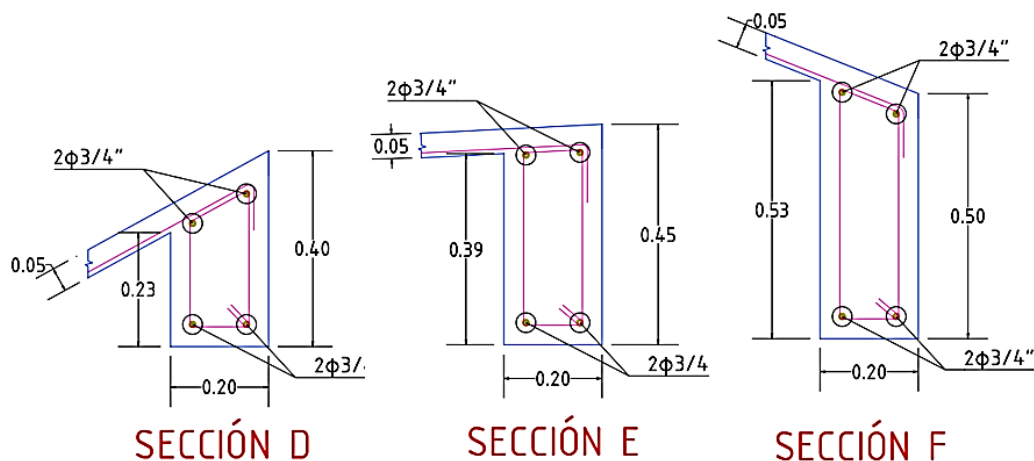
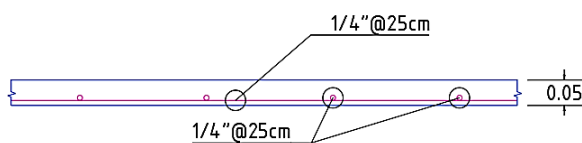


Figura N° 3.4 Sección D, E y F de las vigas inclinadas

La losa maciza posee un espesor de 5 cm con reforzamiento de una sola malla en ambos sentidos, tal como se aprecia en la Figura N° 3.5.



DETALLE 1

Figura N° 3.5 Detalle Losa Maciza con superficie curva e=5 cm

Los detalles de las intersecciones, desarrollo de los elementos estructurales en zonas específicas y otros datos secundarios se pueden apreciar en el ANEXO A.

3.2 Estudio de vibración ambiental

3.2.1 Ensayo de influencia del ángulo de inclinación en los sensores

Instrumentación utilizada:

Para el estudio de vibración ambiental se utilizó las instrumentaciones descritas a continuación:

- 5 sensores ITK
- Cables LAN
- 2 equipos portátiles

- Switch

El paraboloide FIC-UNI posee inclinación en su superficie debido a la doble curvatura, por lo que antes de la medición de vibraciones fue necesario evaluar la incidencia del ángulo sobre el que se coloca los sensores con respecto a la horizontalidad de esta. Esto se logró mediante el uso del sensor en una superficie inclinada y horizontal como se puede apreciar en la Figura N° 3.6.



Figura N° 3.6 Ensayo del efecto del Angulo de inclinación sobre la horizontalidad en los sensores. Mediante el uso de una maqueta de 5 niveles sobre un Hexápodo y colocación de sensor inclinado ($\Theta=30^\circ$) y horizontal en el 4to nivel se reprodujeron excitaciones y vibración libre.

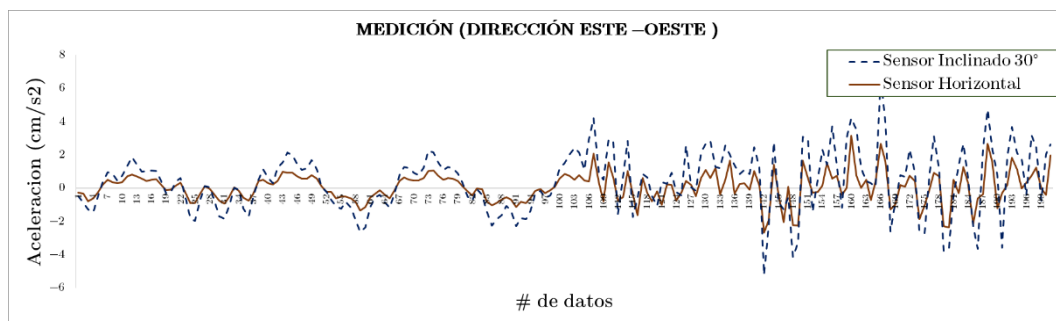


Figura N° 3.7 Comparación entre sensor colocado horizontal e inclinado

Los resultados de comparación mostrados en la Figura N° 3.7 describe una gran similitud en el registro de datos. Por lo cual según el ángulo posicionado en la

superficie inclinada se plantea la siguiente relación para obtener la respuesta en la dirección horizontal.

$$Ah = Ai / \cos(\theta)$$

Donde:

Ah: Medición del sensor en superficie horizontal.

Ai: Medición del sensor en superficie inclinada.

θ : Ángulo de inclinación del sensor.

3.2.2 Vibración ambiental paraboloide

La medición de vibraciones ambientales se realizó el 4 de marzo del 2020 entre las horas 10:00 am a 12:00 am. Se colocaron 4 sensores en la estructura, 3 de ellas en las puntas de las partes en volado y la otra en la parte más alta del paraboloide. La vista en tres dimensiones se obtuvo mediante el levantamiento con dron como se observa en la Figura N° 3.8 y la posición de los sensores se puede apreciar en la Figura N° 3.9.



Figura N° 3.8 Nomenclatura asignada a los vértices del Paraboloide hiperbólico FIC-UNI

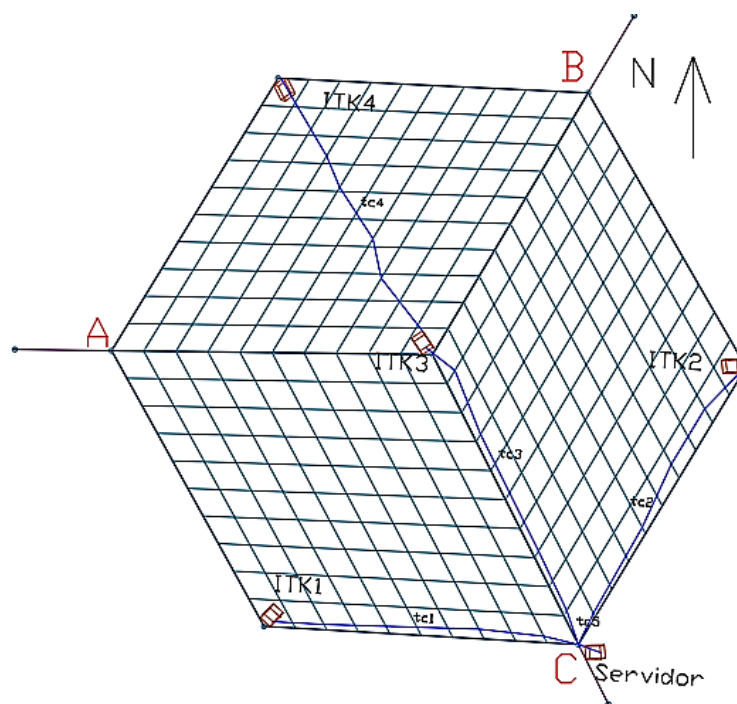


Figura N° 3.9 Posicionamiento de sensores ITK

El sensor 121 se colocó en el volado entre los vértices A y C, el sensor 70 entre los vértices A y B, el sensor 69 entre los vértices B y C, por último, el sensor 120 fue posicionado en la parte superior del paraboloides. Se presenta la Tabla N° 3.1 donde se muestra los ángulos de inclinación para cada sensor.

Tabla N° 3.1 Información de los sensores y ángulo colocado

ITK	Sensor	Ángulo(°)	Ángulo(rad)
1	121	17.1	0.298
2	69	3.7	0.065
3	120	35	0.611
4	70	21.9	0.382

Cada sensor registra la medición de aceleraciones en las 3 direcciones longitudinal, transversal y vertical. Los datos de los 4 puntos instalados son almacenados en un equipo portátil que mediante el uso de la transformada de Fourier se obtiene la función PSD (Power Espectral Density), donde se convierte la data que inicialmente se encuentra en el dominio del tiempo al de la frecuencia. A partir de esto se obtienen los periodos predominantes para cada registro ensayado, las cuales se pueden observar en la Tabla N° 3.2; siendo para la

dirección X un periodo de $T= 0.36$ s y para la dirección Y un periodo de $T= 0.34$ s. En las Figura N° 3.10 y Figura N° 3.11, se representan las mediciones correspondientes al golpe DAC (Golpe en el paño DAC) y al golpe AD (Golpe en el centro de la columna inclinada AD). Los periodos encontrados son considerados en los modelos matemáticos con la finalidad de calibrar estos parámetros así obtener respuestas del comportamiento real de la estructura.

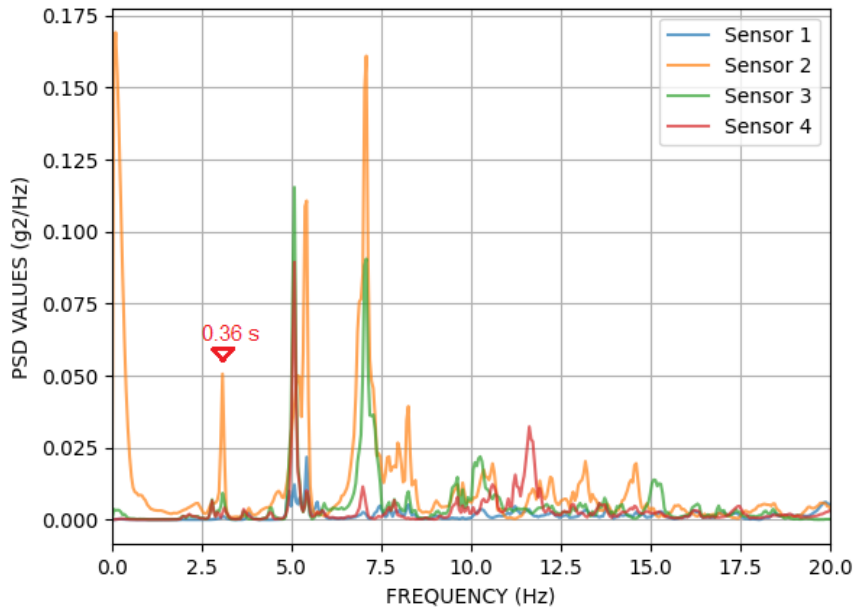


Figura N° 3.10 PSD Función- Golpe DAC/ Paraboloide FIC-UNI

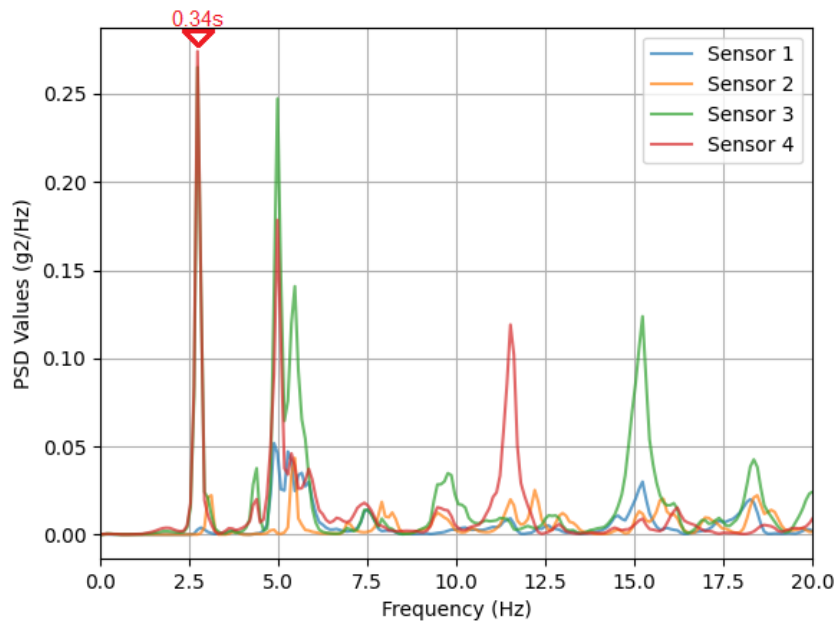


Figura N° 3.11 PSD Función – golpe AD/ Paraboloide FIC-UNI

Tabla N° 3.2 Frecuencias y periodos del ensayo de vibración

ESTUDIO DE VIBRACIÓN AMBIENTAL PARABOLOIDE					
<i>Medición</i>	<i>Descripción</i>	<i>FRECUENCIA</i>			
		<i>f1(Hz)</i>	<i>f2(Hz)</i>	<i>f3(Hz)</i>	<i>f4(Hz)</i>
1	LIBRE INICIAL	2.73	2.87	3.13	3.4
2	GOLPE AD	2.73	2.94	3.02	3.37
3	GOLPE BD	2.68	2.98	3.10	3.44
4	GOLPE CD	2.74	2.9	3.10	3.36
5	GOLPE DAB	2.74	2.93	3.10	3.25
6	GOLPE DBC	2.72	2.89	3.11	3.46
7	GOLPE DAC	2.77	2.94	3.07	3.46
8	LIBRE FINAL	2.74	2.84	3.08	3.38
9	ALEATORIO	2.71	2.84	3.03	3.57
	Promedio	2.73	2.90	3.08	3.41
<i>PERIODO</i>	<i>T(s)=</i>	0.366	0.344	0.324	0.293

Mediante el uso de SVD (Singular Value Decomposition), donde una señal en forma de matriz se puede descomponer en sus vectores y valores singulares, se obtiene las respuestas modales de cada data registrada. Las frecuencias obtenidas previamente ayudan a encontrar los vectores para cada punto en estudio, así como su vector singular asociado. Las Tabla N° 3.3,

Tabla N° 3.4 y Tabla N° 3.5 muestran los vectores y valores singulares obtenidos para el 1er, 2do y 3er modo de vibración respectivamente. El primer modo de vibración tiene una participación modal en promedio de 49.28%, el segundo de 39.85 % y el tercero de 18.7%.

Tabla N° 3.3 Vectores asociados y participación modal asociado al 1er modo de vibración.

1ER MODO DE VIBRACIÓN	VECTORES ASOCIADOS A f1=2.73 Hz								% PART. MODAL
	PUNTO A		PUNTO B		PUNTO C		PUNTO D		
	N	E	N	E	N	E	N	E	
ENSAYO									
GOLPE DA	-0.047	0.011	0.638	-0.088	-0.048	-0.426	0.637	-0.094	38
GOLPE DB	-0.107	-0.022	0.907	-0.112	0.092	-0.212	0.258	0.256	54
GOLPE DC	-0.032	-0.102	0.918	-0.193	-0.031	-0.217	0.233	-0.179	59
LIBRE INICIAL	0.239	0.088	0.579	-0.298	0.381	0.151	0.620	-0.072	41
GOLPE DAC	-0.075	-0.001	0.303	-0.422	-0.489	-0.438	0.430	-0.518	57
GOLPE DAB	-0.051	-0.033	0.526	-0.538	-0.004	-0.029	0.534	-0.562	65
GOLPE DBC	-0.056	-0.037	0.535	-0.541	-0.007	-0.037	0.529	-0.552	37
LIBRE FINAL	-0.070	-0.404	0.589	-0.298	0.306	-0.068	0.435	-0.465	43
SALTOS ALEATORIOS	-0.053	-0.034	0.532	-0.541	-0.005	-0.033	0.536	-0.549	56

PROMEDIO	-0.055	-0.031	0.615	-0.343	0.043	-0.146	0.478	-0.347	49.28
-----------------	---------------	---------------	--------------	---------------	--------------	---------------	--------------	---------------	--------------

Tabla N° 3.4 Vectores asociados y participación modal asociado al 2do modo de vibración.

2DO MODO DE VIBRACIÓN	VECTORES ASOCIADOS A $f_2=2.90$ Hz								% PART. MODAL
	PUNTO A		PUNTO B		PUNTO C		PUNTO D		
	N	E	N	E	N	E	N	E	
GOLPE DA	-0.002	0.048	0.660	-0.019	0.004	-0.370	0.659	-0.021	55
GOLPE DB	-0.096	0.015	0.913	-0.111	0.222	-0.074	0.247	0.245	36
GOLPE DC	-0.024	0.036	-0.879	0.190	-0.080	0.226	-0.304	0.287	43
LIBRE INICIAL	-0.086	-0.042	0.575	-0.656	0.148	0.021	0.498	-0.310	44
GOLPE DAC	-0.140	-0.074	-0.413	0.210	-0.647	-0.545	-0.280	0.214	42
GOLPE DAB	-0.031	-0.026	0.566	-0.501	0.111	0.083	0.507	-0.563	36
GOLPE DBC	-0.073	0.016	-0.524	0.473	-0.044	-0.002	-0.550	0.606	37
LIBRE FINAL	-0.182	0.244	-0.131	-0.922	0.016	-0.309	0.353	-0.203	35
SALTOS ALEATORIOS	-0.126	-0.129	-0.475	0.287	-0.566	-0.480	-0.336	0.294	41
PROMEDIO	-0.082	-0.004	0.037	-0.086	-0.059	-0.161	0.098	0.072	39.857

Tabla N° 3.5 Vectores asociados y participación modal asociado al 3er modo de vibración.

3ER MODO DE VIBRACIÓN	VECTORES ASOCIADOS A $f_3=3.08$ Hz								% PART. MODAL
	PUNTO A		PUNTO B		PUNTO C		PUNTO D		
	N	E	N	E	N	E	N	E	
GOLPE DA	-0.033	-0.028	0.085	0.141	-0.595	-0.812	0.085	0.151	28
GOLPE DB	-0.077	0.049	0.865	-0.023	0.371	0.077	0.172	0.359	13
GOLPE DC	-0.081	-0.153	0.736	0.114	-0.119	-0.645	-0.031	0.130	21
LIBRE INICIAL	-0.135	0.007	-0.43	0.268	-0.505	-0.718	-0.044	-0.167	22
GOLPE DAC	-0.063	0.076	0.139	-0.13	0.680	0.711	-0.089	0.261	15
GOLPE DAB	-0.026	0.058	0.246	-0.195	0.678	0.696	0.011	0.187	17
GOLPE DBC	-0.004	-0.064	-0.16	0.198	-0.699	-0.714	-0.015	-0.091	25
LIBRE FINAL	-0.140	0.017	-0.35	0.369	-0.628	-0.624	-0.039	-0.177	14
SALTOS ALEATORIOS	-0.048	0.073	0.218	-0.154	0.696	0.690	-0.022	0.208	17
PROMEDIO	-0.066	0.016	0.130	0.059	-0.017	-0.177	-0.008	0.097	18.714

3.3 Auscultación de cimentación

Con la finalidad de conocer el estado de conservación de la cimentación, las propiedades del suelo y la forma de conexión de la estructura con la subestructura se realizó la auscultación de la cimentación. Esto se llevó a cabo el día 29/04/2022.

Se puede apreciar en la Figura N° 3.12 la cimentación de sección rectangular que sobresale 3m desde el apoyo de la columna inclinada. Las dimensiones de esta sección se muestran en Figura N° 3.13 donde se observa un ancho y altura de 0.50m y 0.6m respectivamente. A su vez la viga de cimentación posee 3 torones de Φ 0.50" cada una. Las propiedades de este torón se muestran en la Tabla N° 3.6.

El estado de conservación de la viga de cimentación según la inspección ocular se encuentra considerado como buen estado. Debido a esto para la elaboración del modelo estructural se considera como apoyo empotrado la base de la columna inclinada a la subestructura.



Figura N° 3.12 Auscultación de cimentación en el punto C de la subestructura del paraboloide hiperbólico FIC-UNI.

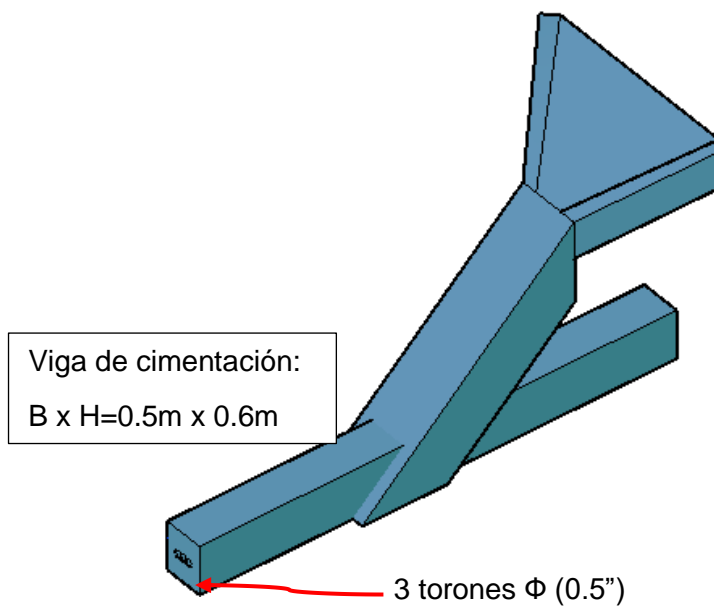


Figura N° 3.13 Geometría de la cimentación del paraboloide hiperbólico FIC-UNI

Tabla N° 3.6 Propiedades del torón encontrado en la viga de cimentación

PROPIEDADES DEL TORÓN	
GRADO:	270
DIÁMETRO:	0.5" (12.7mm)
ÁREA:	0.987 cm ²
RESISTENCIA A LA TRACCIÓN:	1853 MPa (18900 kgf/cm ²)
MÓDULO DE ELASTICIDAD:	196132 MPa (2000000 kgf/cm ²)
ROTURA:	183.4 KN (18.7 Ton)

CAPÍTULO IV. DEMANDA SÍSMICA

4.1 Demanda sísmica para evaluación estructural

Basado en el capítulo 2- Amenaza sísmica del ASCE 41-13 (American Society for Civil Engineers) se definen escenarios sísmicos para la evaluación y mejoramiento de estructuras existentes, considerando la probabilidad de excedencia y el periodo medio de retorno para un evento sísmico. La Tabla N° 4.1 muestra 4 relaciones considerados como moderado, severo, raro y muy raro (máximo) respectivamente.

Tabla N° 4.1 Relación probabilidad de excedencia y periodo de retorno.

PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	PERIODO DE RETORNO (Años)
50% en 50 Años	75
10% en 50 Años	475
5% en 50 Años	975
2% en 50 Años	2475

La institución SENCICO brinda información acerca del peligro sísmico a través de curvas de probabilidad de excedencia, espectros de peligro uniforme y espectro de diseño sísmico. Por lo que, para un valor de periodo de retorno (75, 475, 975 y 2475 años) y una ubicación se puede establecer su EPU. Esto facilita la relación con la amenaza sísmica considerada en el ASCE, pudiendo así escalar los registros sísmicos para cada valor de la Tabla N° 4.1.

La Norma técnica de Edificaciones E.030-2018 (Estructuras) considerando un factor de uso $U=1.5$ (Esencial) debido a que pertenece a una institución pública (Universidad), factor de suelo S1 (Roca o suelo muy rígido), factor de zonificación $Z4=0.45$ (Ubicado en la Ciudad de Lima), establece el valor de PGA, para la estructura del paraboloide de $0.67g$ que corresponde a un evento sísmico considerado como severo ($T_r= 475$ Años).

4.1.1 Determinación del espectro sísmico objetivo

En un análisis dinámico no lineal requiere un mínimo de 3 pares de registros sísmicos en la zona de estudio, ya sea considerando las 2 componentes horizontales y su componente vertical.

Para este análisis es necesario que estos registros deben cumplir requerimientos de amplitud y frecuencia que sean representativos a la región de estudio. Por lo cual se debe identificar la estación acelerográfica cercana a la estructura para la

selección de un espectro objetivo. En este caso se consideró la Estación Departamento Académico de Estructuras en la Facultad de Ingeniería Civil-UNI con una longitud y latitud de -12.020, -77.049 respectivamente (Actualmente en estado inactivo). Basado en esto, se obtuvieron los espectros de respuestas de registros sísmicos de mayor relevancia en la estación descrita y/o con una ocurrencia cercana a la ciudad de Lima.

En adición, la institución SENCICO⁹ determina la peligrosidad sísmica en todo el territorio para 475, 2475 años y otros periodos de retorno. Por lo que, para la selección del espectro objetivo este se considera. Obteniéndose así el espectro de peligro uniforme (EPU¹⁰) para el distrito de Rímac (UNI). Además, se debe tener en cuenta el espectro de diseño según la Norma NTE ¹¹E.030 para el periodo descrito en el capítulo III en el estudio de vibración ambiental de la estructura T (0.33s ~ 0.36s) y el tipo de suelo S1.

Todos los espectros de aceleraciones descritos anteriormente se muestran en la Figura N° 4.1. Para la comparación y elección del espectro objetivo es necesario escalar a un mismo PGA, así notar la similitud y/o diferencia en los registros, en este caso se considera 1g. Donde se nota para el rango de periodos en estudio, el espectro de peligro uniforme para el distrito del Rímac es representado coherentemente en comparación al espectro de diseño que suele ser conservador.

En la Tabla N° 4.2 se muestra los parámetros sísmicos considerados para el espectro de diseño (Zona sísmica 4, Suelo S1 y Factor de uso esencial).

⁹ Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO)

¹⁰ Espectro de Peligro Uniforme (EPU)

¹¹ Norma Técnica de Edificaciones (NTE)

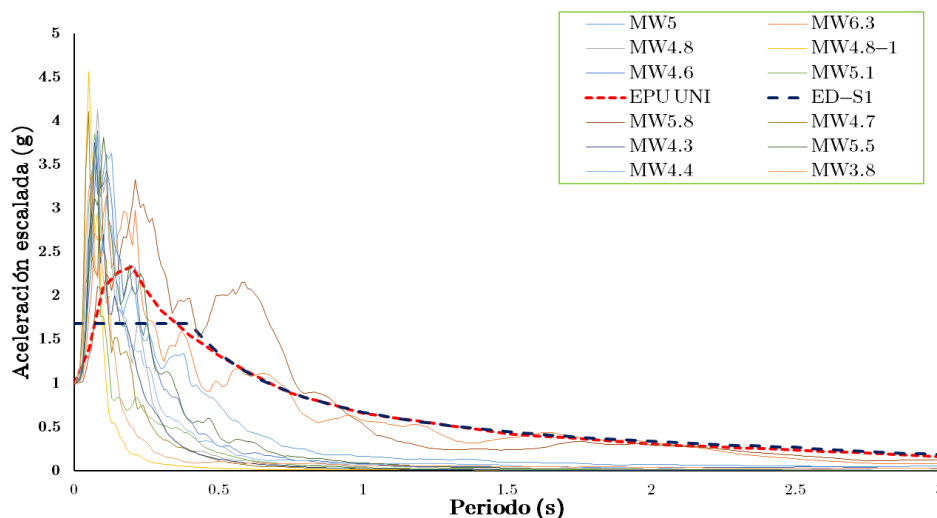


Figura N° 4.1 Espectros de respuestas en la estación DEA, EPU- Rimac, Espectro de diseño para tipo de suelo S1 para la selección del espectro objetivo.

Tabla N° 4.2 Parámetros sísmicos para el paraboloide hiperbólico FIC-UNI.

PARÁMETROS SÍSMICOS PARABOLOIDE FIC-UNI	
T(s)=	0.33
Z (Z4)=	0.45
S (S1)=	1
U=	1.5
Tp=	0.4
Tl=	2.5
ZUS(g)=	0.675

4.1.2 Registros sísmicos para análisis de la estructura

De acuerdo con la NTE-E.030 se requiere utilizar 3 pares de registros de aceleraciones con 2 componentes ortogonales y si fuera el caso su componente vertical para el análisis dinámico no lineal. Tomando en cuenta esto, se eligió espectros de respuesta de eventos significativos ocurridos a través del tiempo en la ciudad de Lima. Por lo que, el conocimiento de cuales estaciones acelerográficas estuvieron operativas en estos eventos es de gran relevancia. Es así como la Estación Parque de la Reserva (PQR¹²) contiene datos de sismos históricos tales como del año: Lima 1966, Ancash 1970, Lima 1974. Las

¹² Estación Parque de la Reserva (PQR)

características de estos registros son mostradas en la Tabla N° 4.3 donde se resalta la magnitud, año, estación y PGA.

De acuerdo con la Tabla N° 4.1 los eventos históricos se escalaron a cada valor de periodo de retorno 75, 475, 975 y 2475 años respectivamente. Previamente se realiza tratamientos de las señales tales como: correcciones (Línea base) y filtros (Pasa banda) a las señales.

Tabla N° 4.3 Descripción de los sismos históricos Lima 1966, Ancash 1970 y Lima 1974.

Sismo	Estación	País	Año	Magnitud(Mw)	PGA(cm/s ²)
Lima y Callao	PQR	Perú	1966	8.1	268
Ancash	PQR	Perú	1970	7.9	105
Lima	PQR	Perú	1974	8.0	69

Se realiza el escalamiento en el dominio del tiempo generando registros sintéticos que contengan la forma de la señal original mediante el programa SeismoMatch. Añade wavelets (una serie de ondículas) a las series de aceleraciones con amplitudes y fases adecuadas de modo que el pico de cada espectro de respuesta se adecua al del espectro objetivo (Andrade, 2018).

Estudio de Peligro Uniforme (EPU)

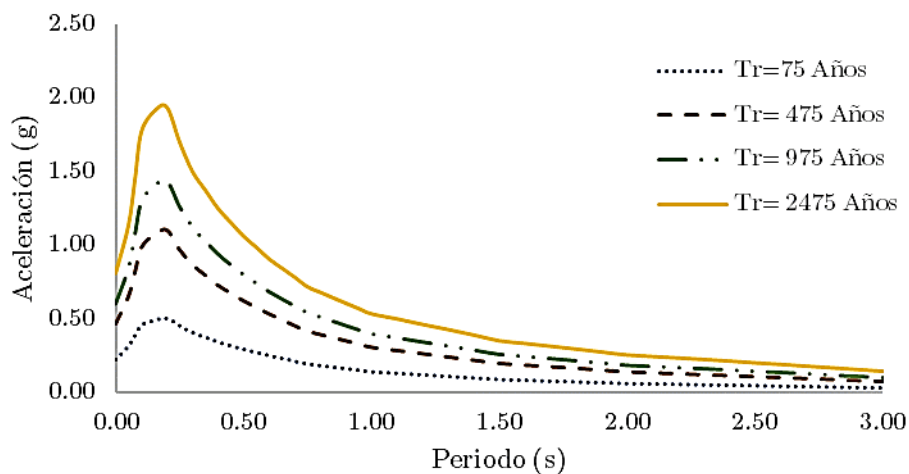


Figura N° 4.2 Espectro objetivo (EPU) para cada periodo de retorno 75, 475, 975 y 2475 años.

Las componentes de los registros usualmente no representan la condición más desfavorable del evento ocurrido, ya que estos corresponden a las direcciones del norte y este. Debido a esto, es necesario la rotación de coordenadas, tal que en cada dirección se obtenga las aceleraciones más altas y desfavorables. En el caso de rotación, las nuevas coordenadas (x',y') representan una combinación de

senos y cosenos de las coordenadas originales (x,y) , siendo éstas iguales a $(y\text{sen}\alpha+x\text{cos}\alpha, y\text{cos}\alpha-x\text{sen}\alpha)$. Esto se puede interpretar y observar fácilmente en la Figura N° 4.3, ya que todo el sistema de coordenadas rota en conjunto.

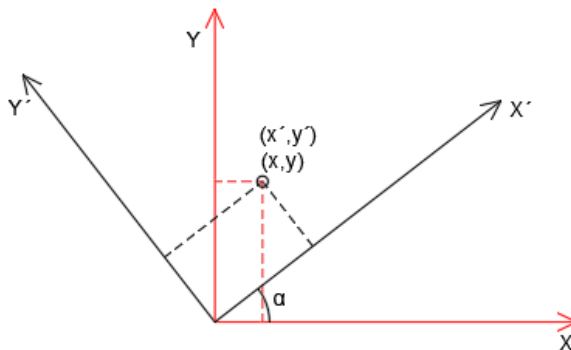


Figura N° 4.3 Rotación de coordenadas para la obtención del caso más desfavorable.

Al realizar varias iteraciones se definen los siguientes ángulos: 77° , 27° y 17° que corresponden a los registros sísmicos de 1966, 1970 y 1974 de la dirección X(Este) hacia la X' . De forma similar, se realizó el análisis para la componente transversal Y (Norte). Estas rotaciones se pueden observar en la Figura N° 4.4, Figura N° 4.5 y Figura N° 4.6 para las componentes X.

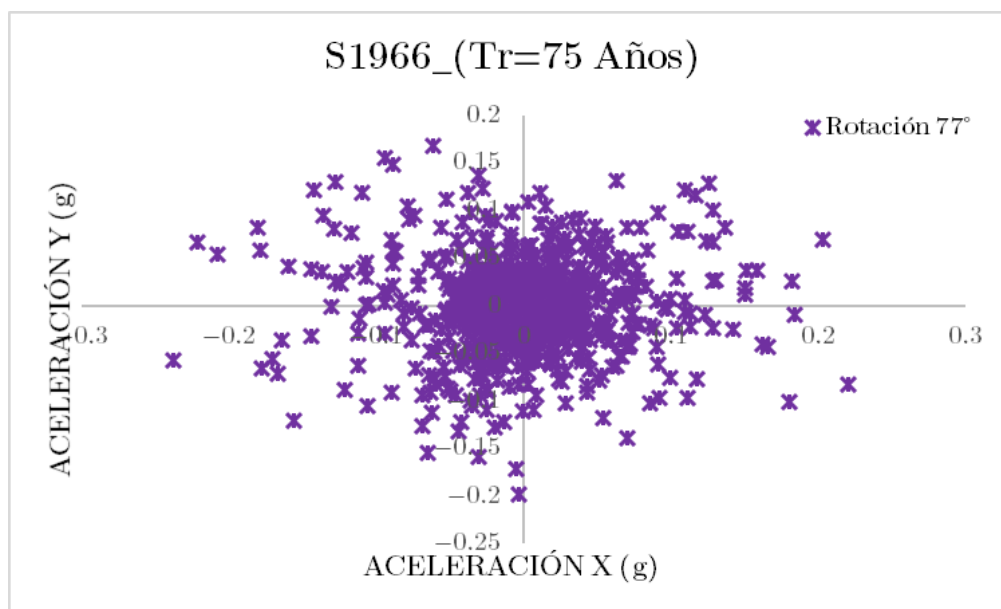


Figura N° 4.4 Aceleración en los ejes X e Y rotados 77° asociado a un $Tr=75$ años para el registro sísmico de 1966- Dirección más desfavorable X.

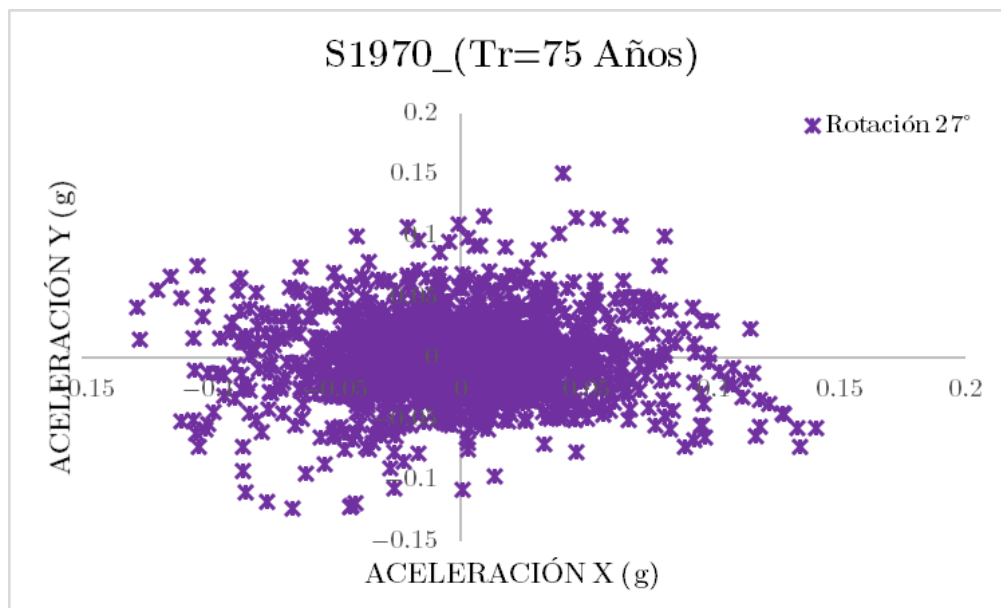


Figura N° 4.5 Aceleración en los ejes X e Y rotados 27° asociado a un Tr= 75 años para el registro sísmico de 1970- Dirección más desfavorable X.

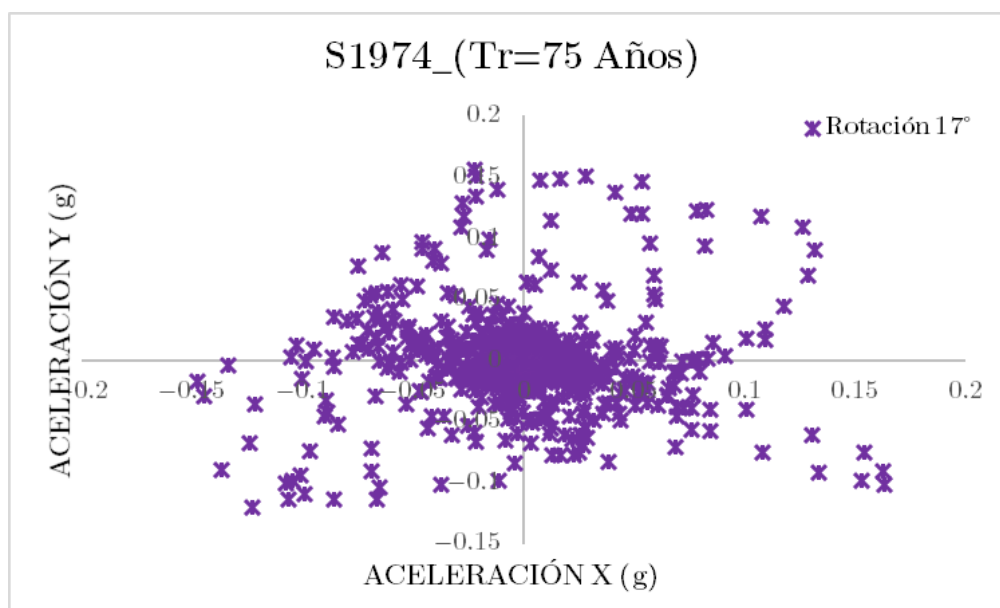


Figura N° 4.6 Aceleración en los ejes X e Y rotados 116° asociado a un Tr= 75 años para el registro sísmico de 1974- Dirección más desfavorable X.

Como procedimiento final para obtener los registros sísmicos escalados a un PGA definido con forma del Espectro de Peligro Uniforme, siendo el espectro objetivo, se definen a continuación 24 pares de registros escalados para la dirección más desfavorable y su componente vertical.

Las Figura N° 4.7, Figura N° 4.8, Figura N° 4.9 y Figura N° 4.10 representan los registros escalados del año 1966 a la forma de EPU RIMAC-UNI asociados a los $T_r = 75, 475, 975$ y 2475 años respectivamente en el sentido más desfavorable X y los componentes Y y Z.

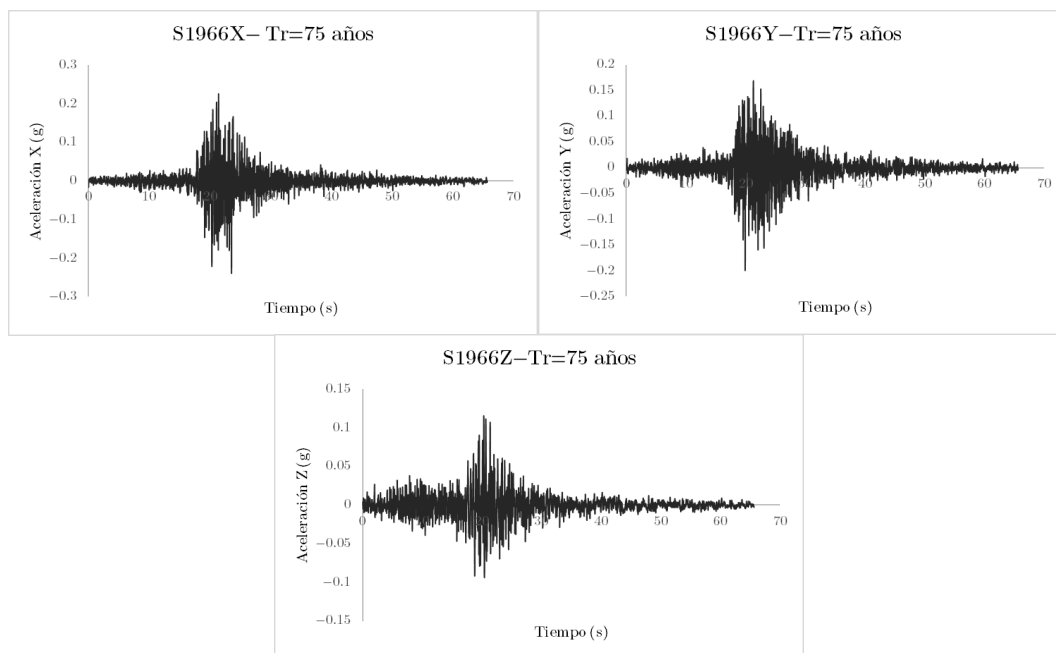


Figura N° 4.7 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al $T_r=75$ años en base al registro del año 1966/ Dirección más desfavorable X.

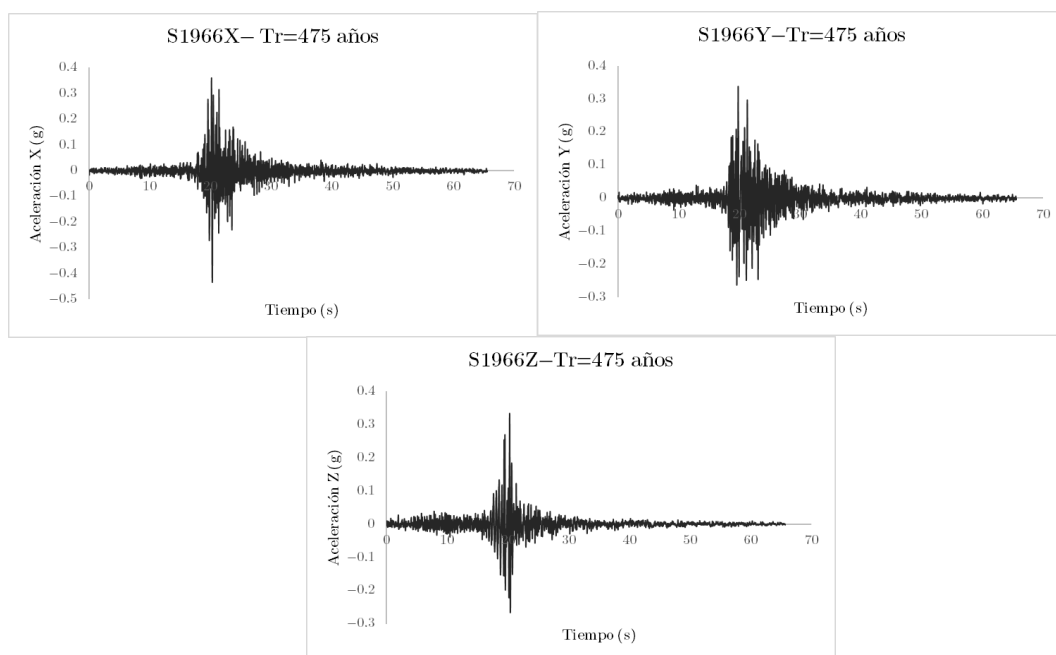


Figura N° 4.8 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al $T_r=475$ años.

en base al registro del año 1966/ Dirección más desfavorable X.

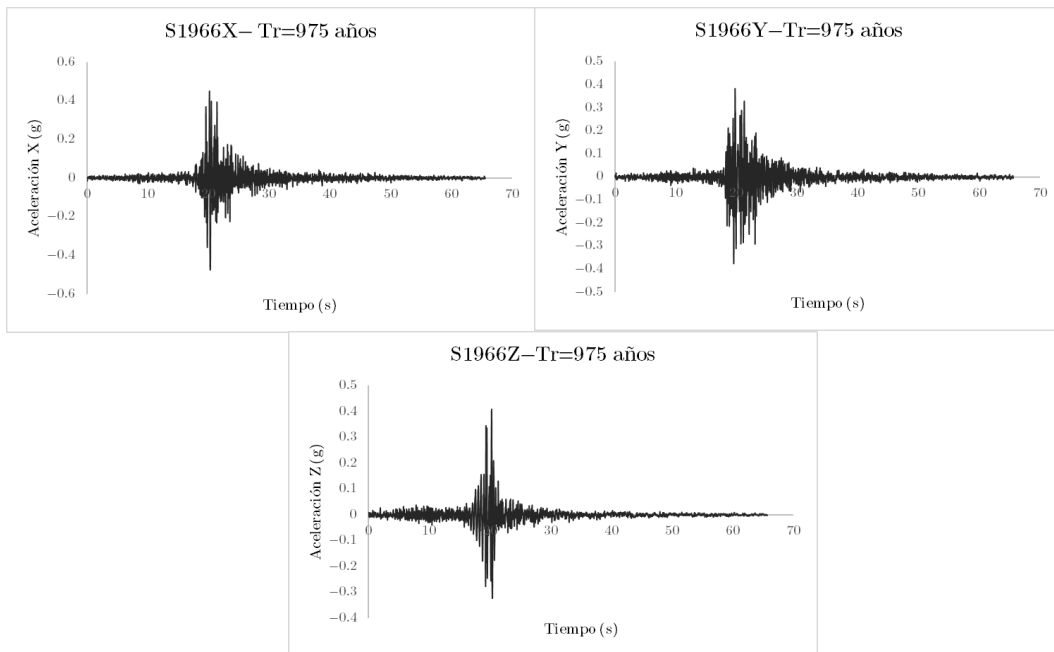


Figura N° 4.9 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociados al $Tr=975$ años

en base al registro del año 1966/ Dirección más desfavorable X.

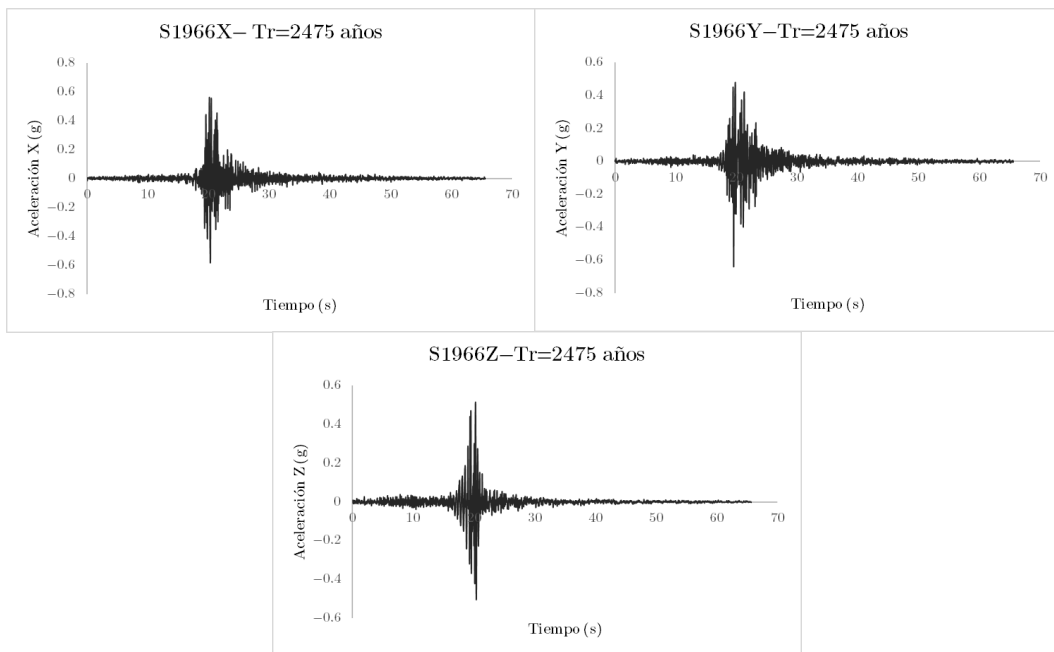


Figura N° 4.10 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al $Tr=2475$ años

en base al registro del año 1966/ Dirección más desfavorable X.

Las Figura N° 4.11, Figura N° 4.12, Figura N° 4.13 y Figura N° 4.14 representan los registros escalados del año 1970 a la forma de EPU RIMAC-UNI asociados a los $T_r = 75, 475, 975$ y 2475 años respectivamente en el sentido más desfavorable X y sus componentes Y y Z.

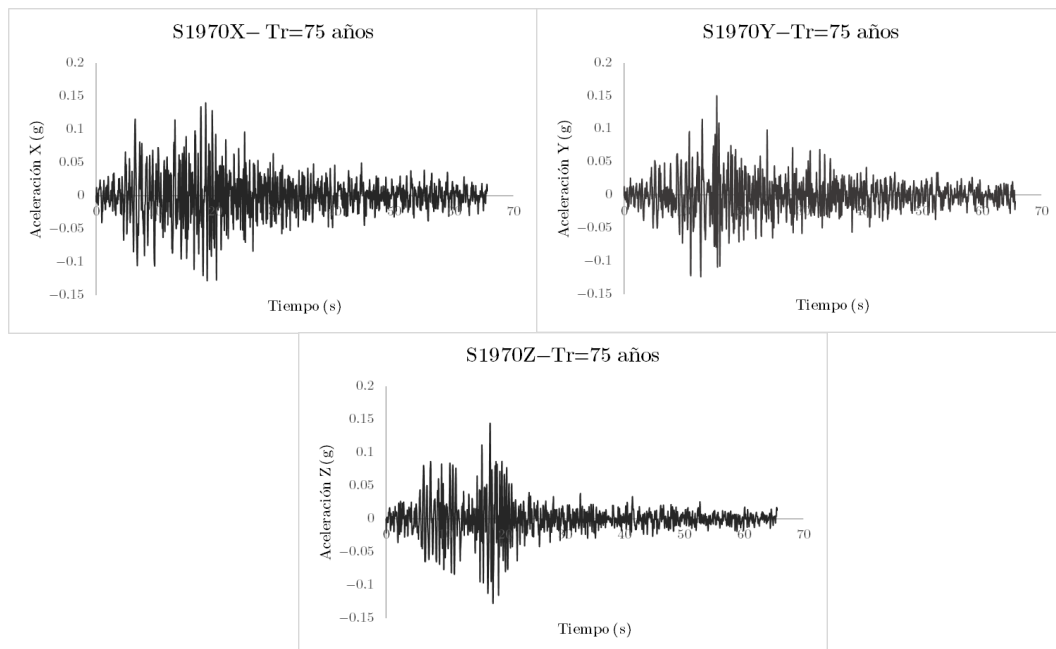


Figura N° 4.11 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al $T_r=75$ años en base al registro del año 1970/ Dirección más desfavorable X.

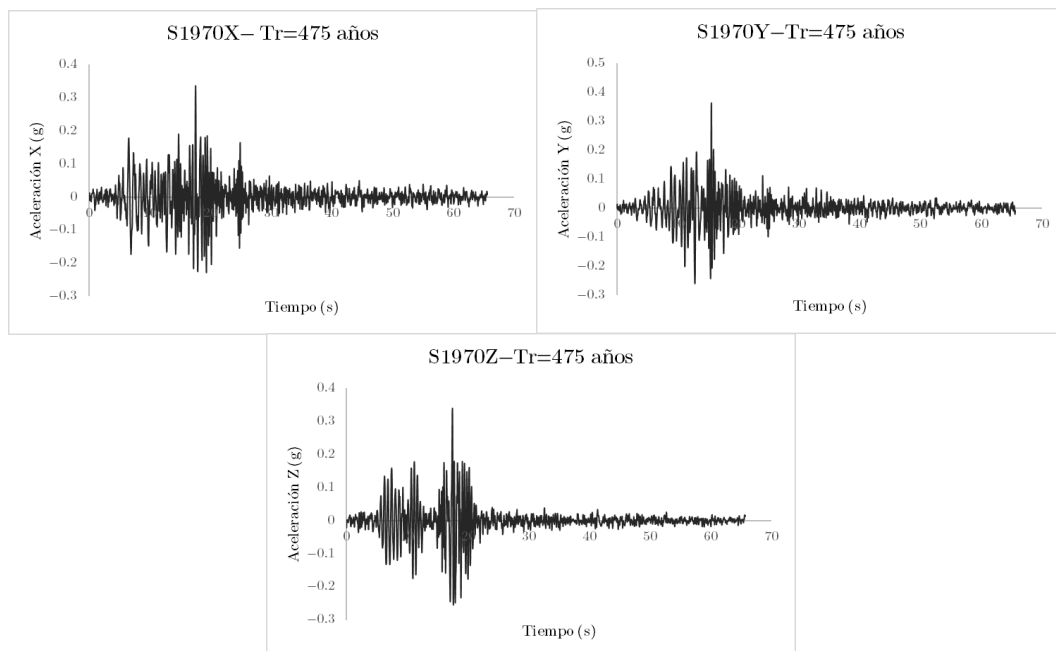


Figura N° 4.12 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al $T_r= 475$ años en base al registro del año 1970/ Dirección más desfavorable X.

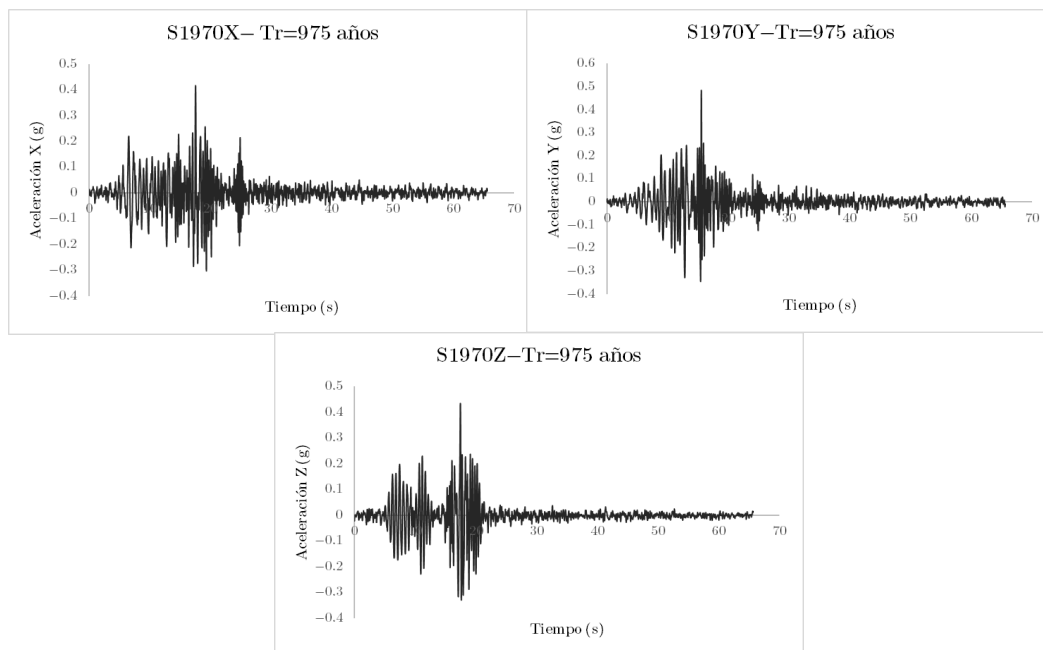


Figura N° 4.13 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al $Tr=975$ años en base al registro del año 1970/ Dirección más desfavorable X.

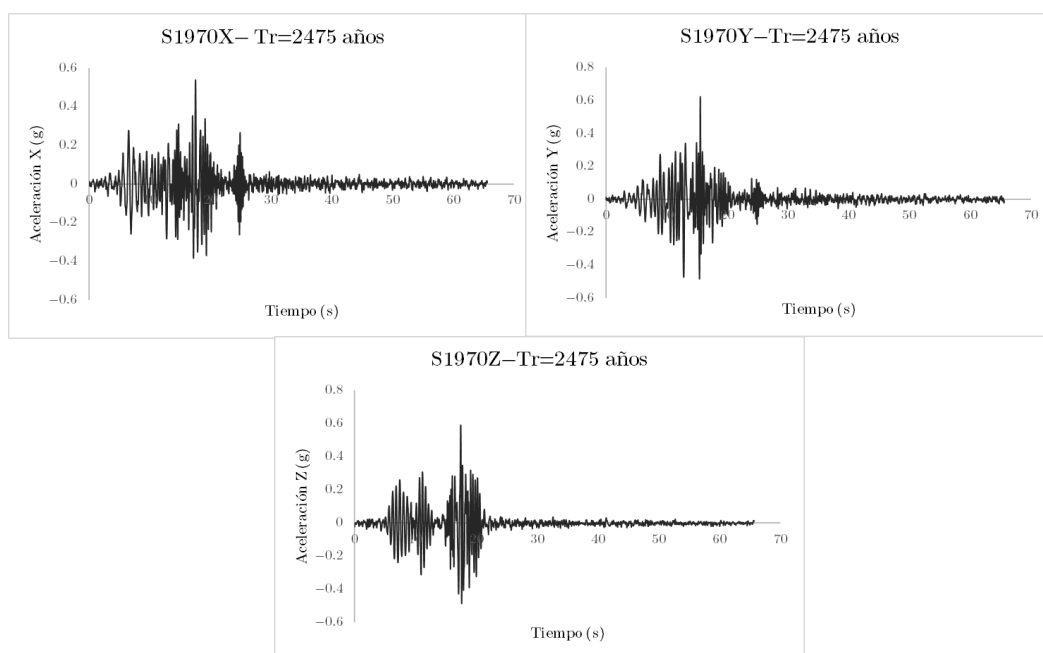


Figura N° 4.14 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al $Tr=2475$ años en base al registro del año 1970/ Dirección más desfavorable X.

Las Figura N° 4.15, Figura N° 4.16, Figura N° 4.17 y Figura N° 4.18 representan los registros escalados del año 1970 a la forma de EPU RIMAC-UNI asociados a los $Tr=75, 475, 975$ y 2475 años respectivamente en el sentido más desfavorable X y sus componentes Y y Z.

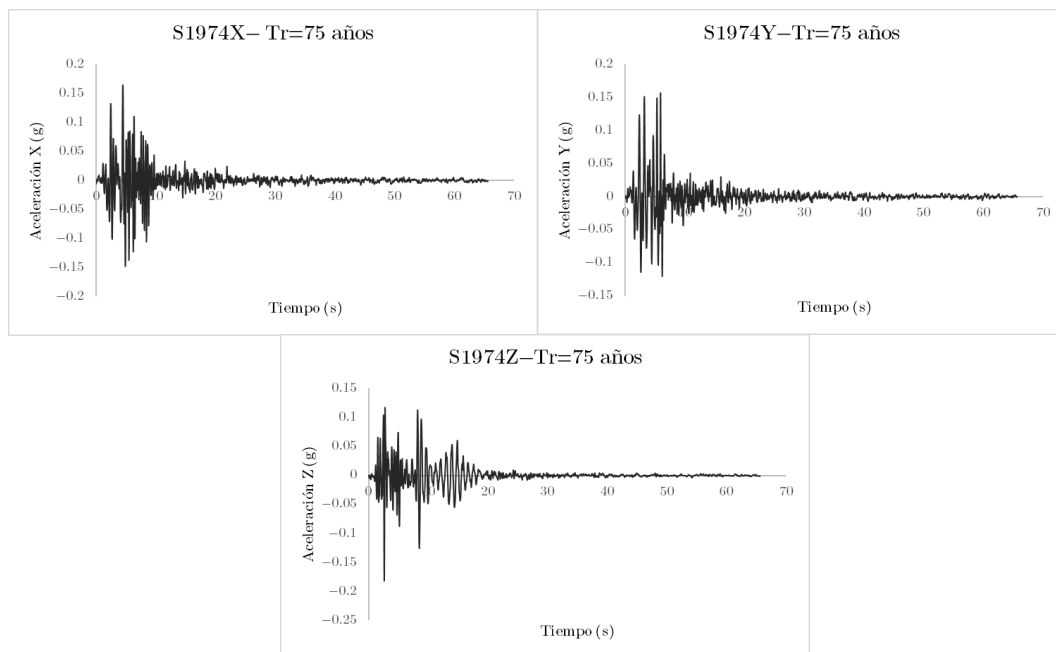


Figura N° 4.15 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al $T_r = 75$ años en base al registro del año 1974/ Dirección más desfavorable X.

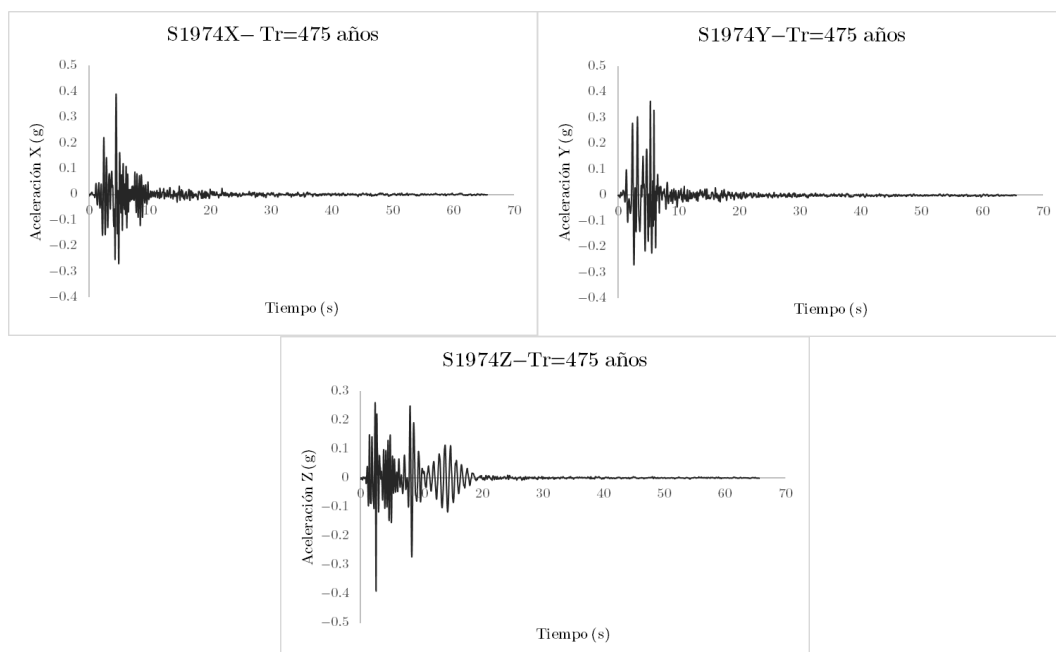


Figura N° 4.16 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al $T_r = 475$ años en base al registro del año 1974/ Dirección más desfavorable X.

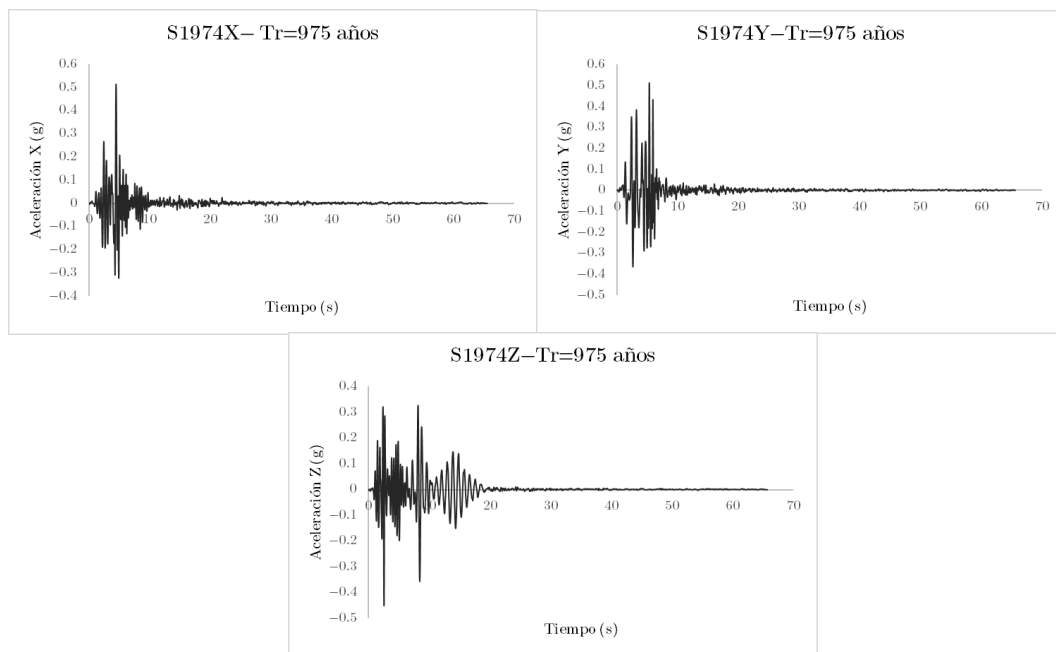


Figura N° 4.17 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al $Tr= 975$ años en base al registro del año 1974/ Dirección más desfavorable X.

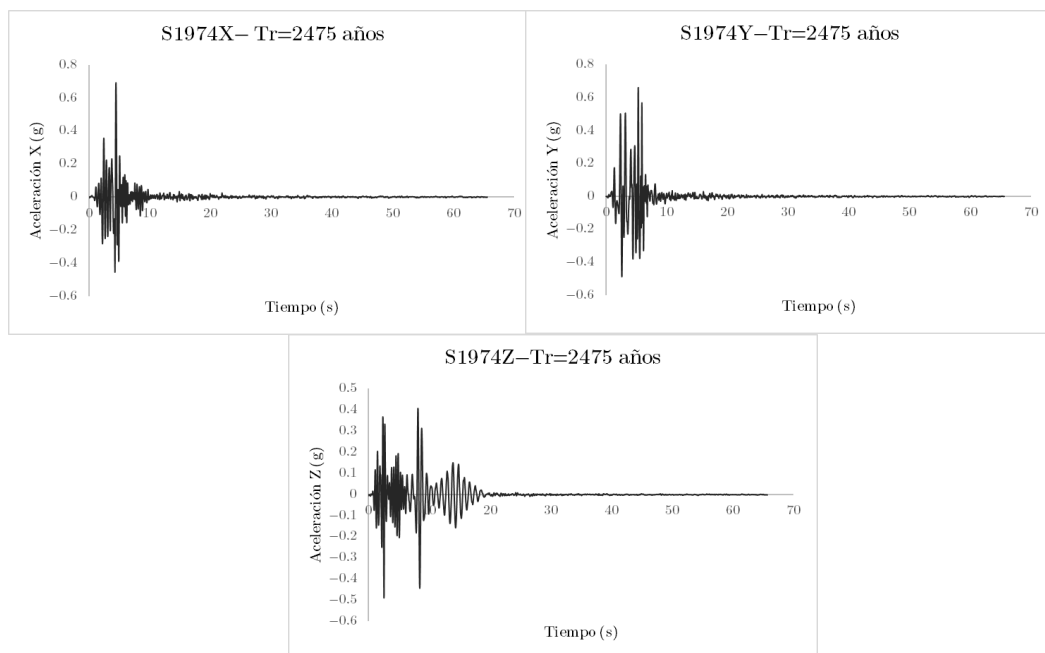


Figura N° 4.18 Registro de aceleraciones del EPU- UNI RIMAC asociado al $Tr= 2475$ años en base al registro del año 1974/ Dirección más desfavorable X.

CAPÍTULO V. ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DEL PARABOLOIDE HIPERBÓLICO FIC-UNI

Una vez realizado el estudio de vibración ambiental y auscultación de la cimentación de la estructura se procede al modelamiento y aplicación de los parámetros obtenidos en éste. Además, mediante los diversos registros obtenidos para las demandas sísmicas se realiza el análisis dinámico no lineal.

Al ser un análisis complejo es necesario definir en detalle los materiales y elementos estructurales considerando propiedades no lineales debido a que en análisis tradicionales estos parámetros no son tomados en cuenta.

5.1 Definición de las propiedades de los materiales

Para la definición del concreto se considera un $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ (promedio) en la mayoría de los elementos estructurales, según el ensayo de resistencia a la compresión de muestras de diamantinas obtenidas en vigas y columnas inclinadas en el paraboloide FIC-UNI. Sin embargo, algunos elementos presentan esfuerzo de compresión que se encuentra en el límite de consideración entre concreto de baja y tradicional resistencia según (The Japan Building Disaster Prevention Association, 2001) en valor de 16 Mpa (160 kgf/cm^2).

Esto ocasiona que la relación del concreto esfuerzo-deformación no está correctamente definido para concretos de baja resistencia. En ese sentido, se presenta la curva de Popovics modificado siendo este una variante del modelo de Mander representando coherentemente la rigidez inicial del concreto. En la Figura Nº 5.1 se observa el modelo propuesto por Mander para el concreto con un $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ con consideración de un pequeño porcentaje de resistencia a tracción. Mientras, en la Figura Nº 5.2 se observa el modelo Popovics modificado para un $f'c = 160 \text{ kgf/cm}^2$ donde se resalta la pendiente inicial.

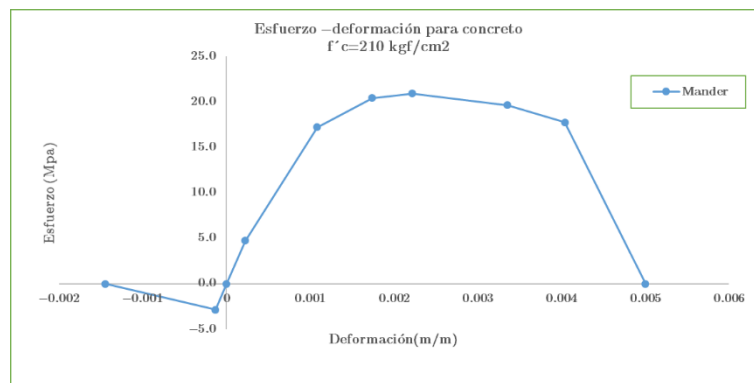


Figura N° 5.1 Modelo esfuerzo-deformación propuesto por Mander del concreto $f'_c = 20.5 \text{ Mpa}$ (210 kgf/cm^2).

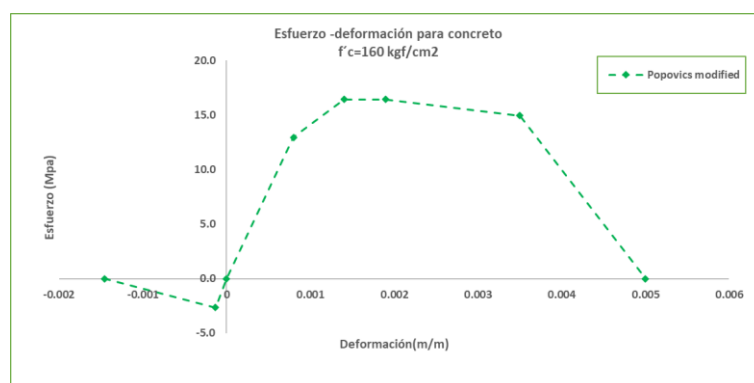


Figura N° 5.2 Modelo esfuerzo-deformación Mander y Popovics modificado del concreto $f'_c = 16.7 \text{ Mpa}$ (164 kgf/cm^2).

Para el caso del acero de refuerzo se consideró un esfuerzo de fluencia $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ y se plantea el modelo de esfuerzo-deformación propuesto por Park y Paulay debido a la inspección visual y estudios pasados de ensayos no destructivos. La Figura N° 5.3 muestra la relación esfuerzo deformación para el acero de refuerzo en estudio.

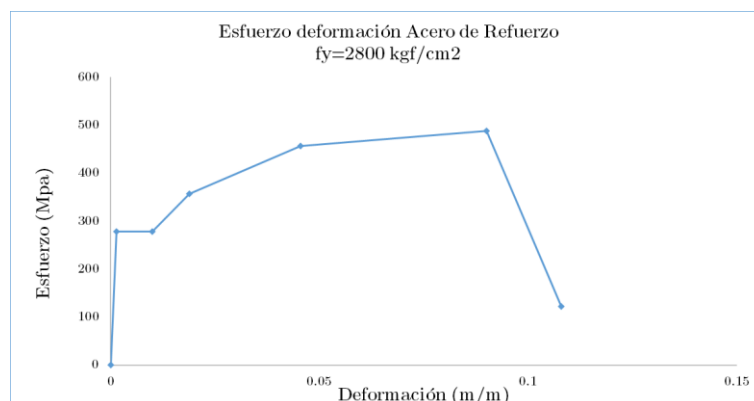


Figura N° 5.3 Modelo esfuerzo-deformación propuesto por Park y Paulay del acero de refuerzo
 $f'c=278$ Mpa (2800 kgf/cm²).

5.2 Disposición de las secciones

Las columnas inclinadas y vigas no tienen secciones continuas por lo que es necesario definir más de una sección para un tramo para poder modelar dicho elemento. Además, las propiedades varían a lo largo del elemento, tales como: Axial, corte, momento, torsional, masa, entre otros. La Figura N° 5.4 muestra las etiquetas asignadas a cada elemento estructural con la finalidad de definir su geometría de manera ordenada.

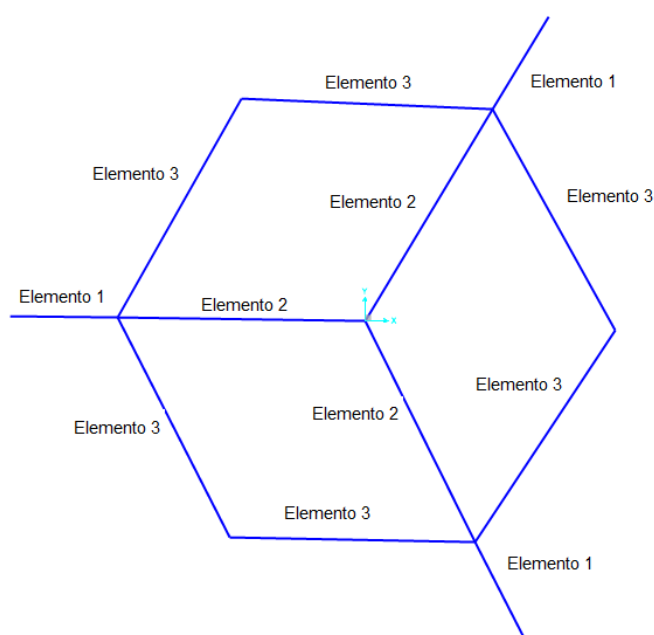


Figura N° 5.4 Asignación de etiqueta a los elementos estructurales para su definición del paraboloides FIC-UNI.

Para definir el elemento 1 de la columna inclinada, es necesario tener las secciones en tramos específicos. En la base, la sección transversal en el tramo inclinado es rectangular de dimensiones 1m x 1m, a partir de este punto la geometría va disminuyendo hasta la zona de intersección de la columna con las vigas inclinadas donde la sección es rectangular de 0.8m x 0.8m. La Figura N° 5.5 muestra las secciones, la disposición de los refuerzos y el tramo desde la base hasta la intersección del paraboloides hiperbólico. Las 3 columnas inclinadas de esta estructura tienen la misma geometría.

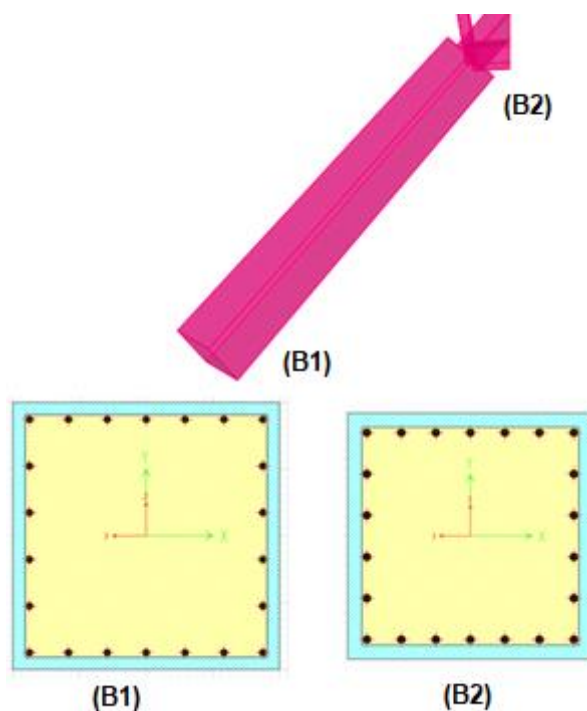


Figura N° 5.5 Secciones en el elemento 01 columna inclinada desde la base hasta la intersección con las vigas inclinadas rectangular (B1) 1m x 1m y (B2) 0.8m x 0.8m.

Para definir el elemento 2 de la columna inclinada se considera tres secciones transversales, 2 rectangulares simétricas en el inicio del tramo de dimensiones 0.2m x 0.55 m, 2 trapezoidales en el medio del tramo de 0.20m x 0.36m x 0.53m y en la parte más alta de la estructura posee 2 secciones trapezoidales de dimensiones 0.20m x 0.19m x 0.44m. La Figura N° 5.6 muestra la disposición de las secciones descritas.

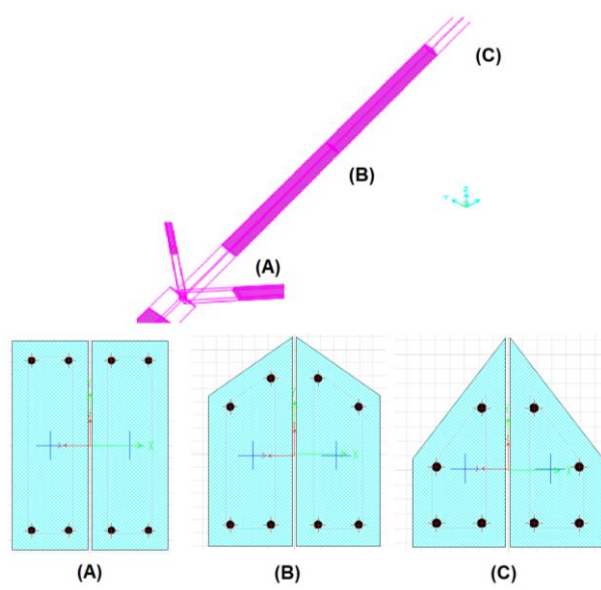


Figura N° 5.6 Secciones en el elemento 02 columna inclinada desde la intersección con las vigas inclinadas hasta la punta de la estructura rectangular y trapezoidal (A) 0.20m x 0.55m, (B) 0.20m x 0.36m x 0.53 m y (C) 0.20m x 0.19m x 0.44m.

Se define el elemento 3 de la estructura que está conformada por vigas inclinadas de sección variable. Las 06 vigas poseen la misma sección transversal compuesta por 3 secciones trapezoidales: La primera en la unión con la columna inclinada de dimensiones 0.20m x 0.50m x 0.53m, la segunda en la parte central del elemento con dimensión 0.20m x 0.39m x 0.45m y en la unión de viga a viga posee dimensiones de 0.20m x 0.23m x 0.40m juntos forman el elemento. La Figura N° 5.7 muestra la disposición de estas secciones a lo largo del elemento.

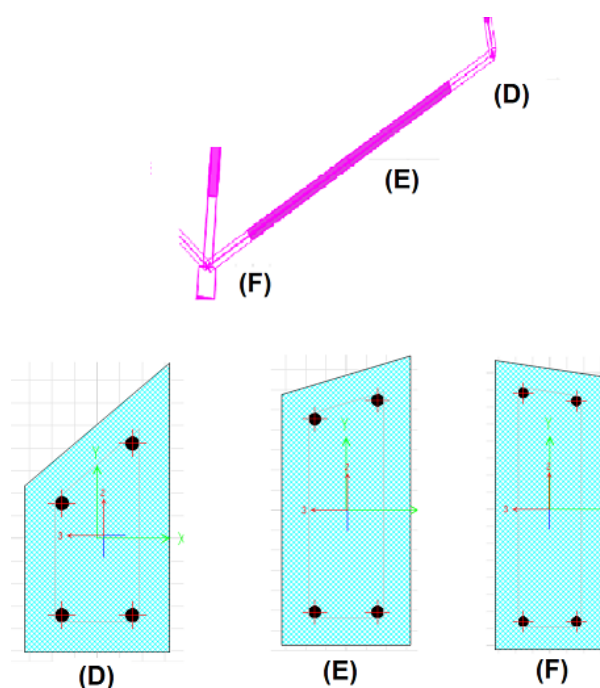


Figura N° 5.7 Secciones en el elemento 03 viga inclinada desde la intersección con las columnas inclinadas hasta la unión entre vigas inclinadas (D) 0.20m x 0.23m x 0.4m, (E) 0.20m x 0.39m x 0.45 m y (F) 0.20m x 0.50m x 0.53m.

5.3 Definición Relación momento-curvatura

Para la definición de las rótulas plásticas en los elementos estructurales es necesario conocer la relación momento-curvatura, para obtener el agrietamiento del concreto a tensión, la fluencia del acero, falla del concreto a compresión y por último falla de la sección y posterior elemento estructural.

La sección de la columna inclinada posee sección transversal variable y está sometida a flexo compresión. Para el elemento 1 de la estructura se define la relación en la sección B1 (Rectangular 1m x 1m) y B2 (Rectangular 0.8m x 0.8m) puesto que son los puntos de apoyo y puntos críticos de éste.

Se determina la fuerza de compresión y tensión para los materiales en la sección. A través del eje neutro se busca el equilibrio de fuerzas internas igual a cero. Con la obtención de esto, se determina el momento que producen éstas y la curvatura (la relación entre la deformación máxima a compresión y la posición del eje neutro) en el correspondiente diagrama de deformaciones.

Los softwares que realizan análisis no lineales requieren de gran capacidad de memoria y análisis computacional, por lo que es suficiente especificar la relación momento-curvatura con los puntos críticos de éste, como: Estado de agrietamiento, fluencia y último. Esto se conoce como relación idealizada. Además, se normaliza en el eje de momento flector con respecto al punto de fluencia y la curvatura asociada a este punto se traslada al origen.

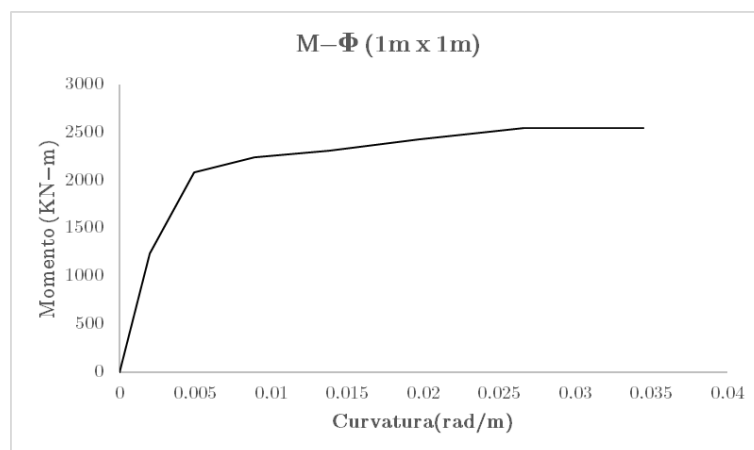


Figura N° 5.8 Relación Momento-curvatura elemento 1- Sección rectangular B1 (1m x 1m).

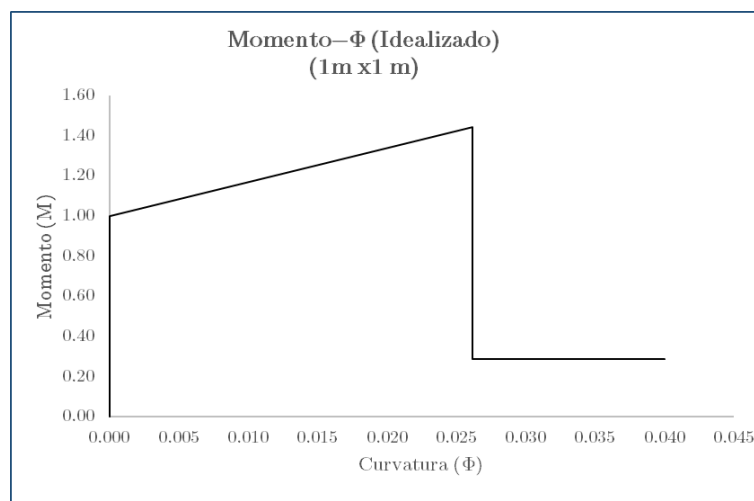


Figura N° 5.9 Relación Momento-curvatura idealizado del elemento 1- Sección rectangular B1 (1m x 1m) asociado a $M= 1764$ KN-m (180000 kg-m).

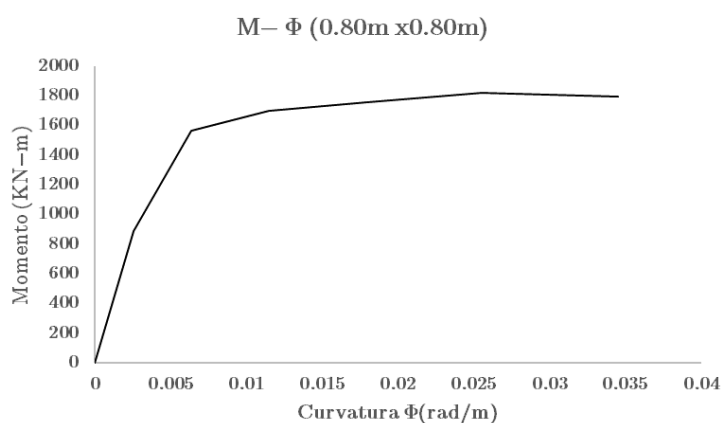


Figura N° 5.10 Relación Momento-curvatura elemento 1- Sección rectangular B2 (0.8m x 0.8m).

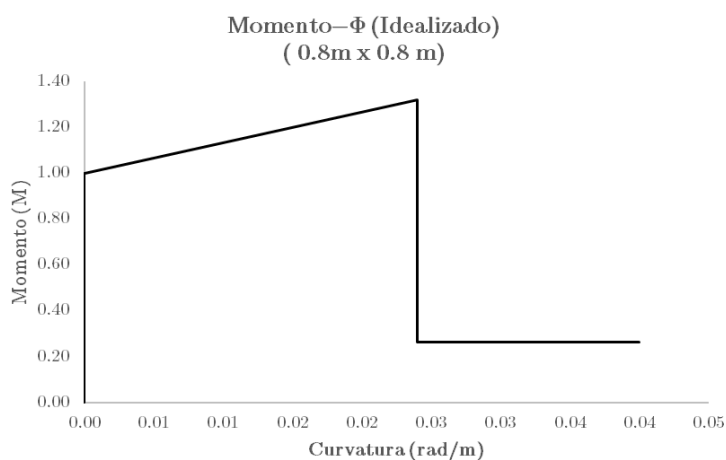


Figura N° 5.11 Relación Momento-curvatura idealizado del elemento 1- Sección rectangular B2 (0.8m x 0.8m) asociado a M= 1373 KN-m (140000 kg-m)

De igual forma se procede a definir las relaciones Momento-curvatura para las secciones A, B, D y F. De esta manera todos los elementos estructurales poseen sus definiciones de rótulas plásticas. A continuación, en la Figura N° 5.12 y Figura N° 5.13 se muestran la relación normal e idealizada de la sección perteneciente al elemento 3 de la estructura.

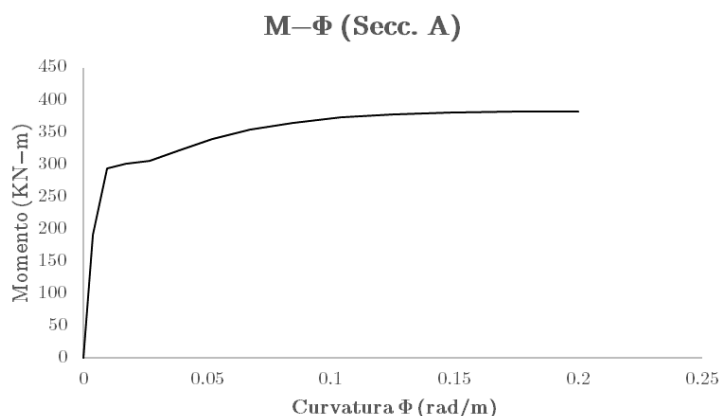


Figura N° 5.12 Relación Momento-curvatura elemento 2- Sección rectangular A (0.2m x 0.55m).

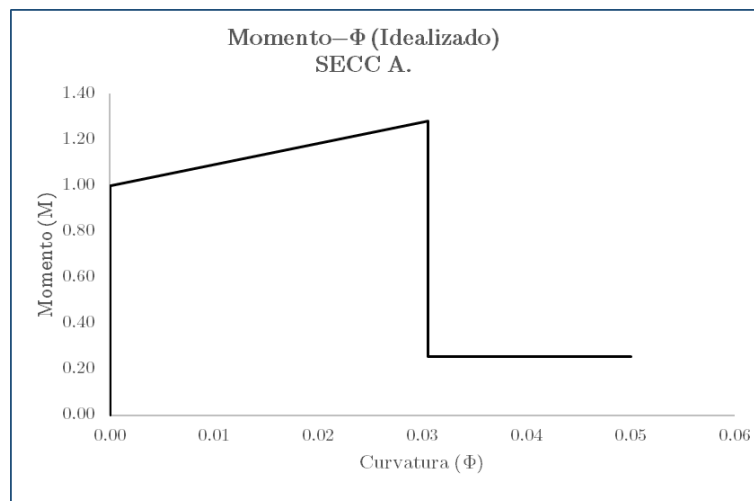


Figura N° 5.13 Relación Momento-curvatura idealizado del elemento 2- Sección rectangular A (0.2m x 0.55m) asociado a M= 245 KN-m (25000 kg-m).

En adición se muestra las Figura N° 5.14 y Figura N° 5.15 que representan la relación normal e idealizada de la sección trapezoidal D del elemento 3 de la estructura.

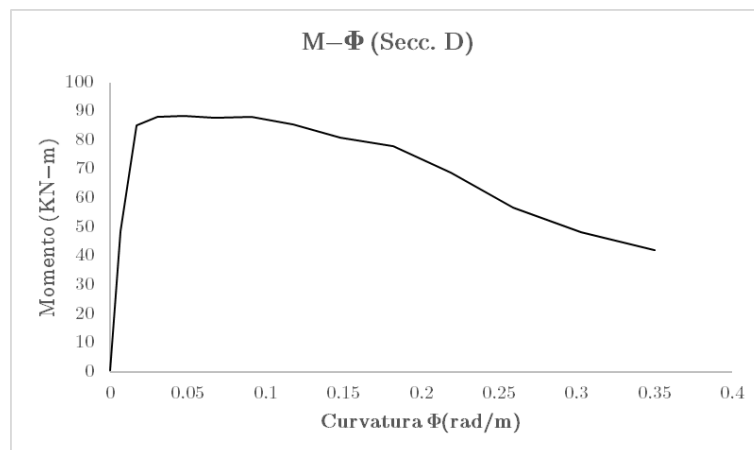


Figura N° 5.14 Relación Momento-curvatura elemento 3- Sección trapezoidal D (0.2m x0.23mx0.40 m)

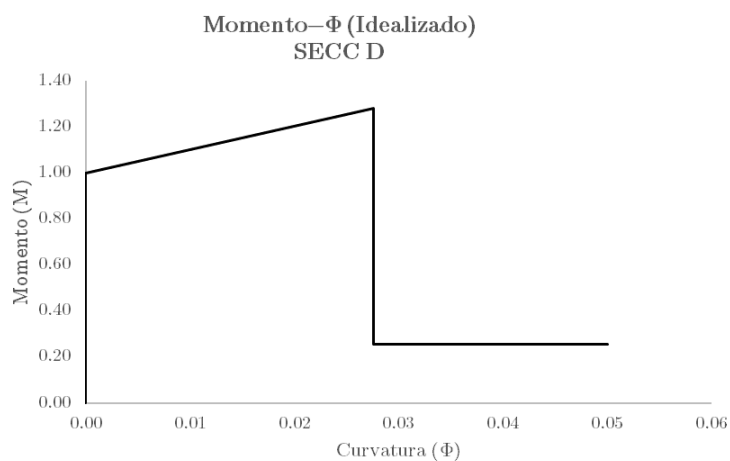


Figura N° 5.15 Relación Momento-curvatura idealizado del elemento 3- Sección trapezoidal D(0.2m x 0.23m x 0.4 m) asociado a M= 68.6 KN-m (7000 kg-m)

5.4 Análisis Sísmico del Paraboloide Hiperbólico FIC-UNI

Mediante el análisis modal a la estructura se obtiene los periodos predominantes, siendo estos similares a los obtenidos en el ensayo de vibración ambiental. Se considera el aporte de rigidez de las columnas y vigas inclinadas. En la Figura N° 5.16 y Figura N° 5.17 se observa al modelo estructural sobre un plano de 2 dimensiones y en 3 dimensiones.

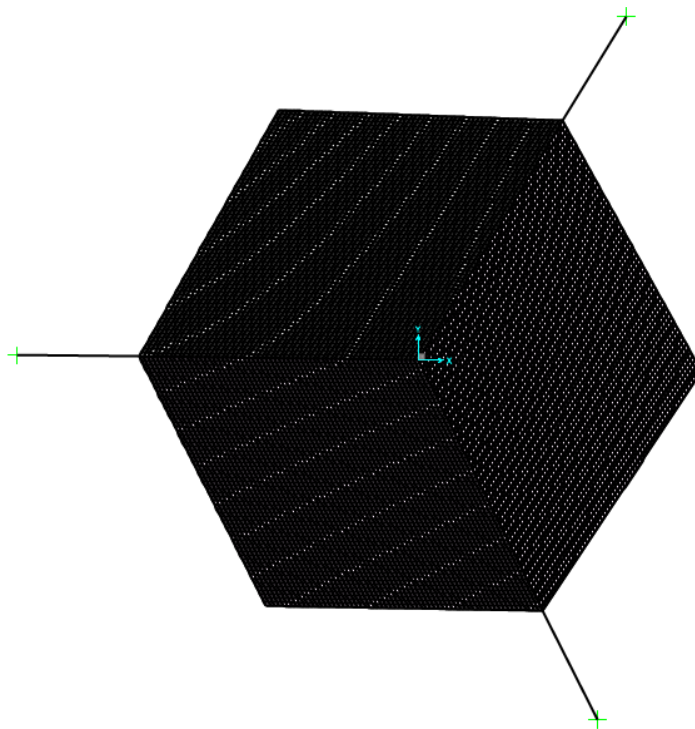


Figura N° 5.16 Vista del modelo estructural - Plano XY con apertura o grados



Figura N° 5.17 Vista tridimensional del modelo estructural Paraboloide hiperbólico FIC-UNI

Del análisis modal en la estructura se obtiene los periodos predominantes y los porcentajes de participación modal de masa. Estos sirven de base para los posteriores análisis considerando todos los modos cuya suma sean mayor al 90% de la masa modal.

Tabla N° 5.1 Periodos y porcentaje de participación de masa

MODOS DE VIBRACIÓN			
MODO	PERIODO	% PARTICIPACIÓN DE MASA X	% PARTICIPACIÓN DE MASA Y
#	T(s)	UX	UY
1	0.37	44.30%	10.43%
2	0.36	14.72%	39.36%
3	0.32	9.16%	12.02%
4	0.32	6.00%	5.00%
5	0.28	3.03%	5.03%
6	0.27	4.25%	6.31%
7	0.27	5.41%	4.17%
8	0.26	2.25%	4.12%
9	0.21	1.38%	3.35%
	SUMATORIA	90.50%	89.80%

Los principales valores mostrados en la Tabla N° 5.1 fueron calibraron con los datos obtenidos en el ensayo de vibración ambiental, específicamente los primeros modos de vibración que se muestran en la Tabla N° 3.2. Esto para lograr representar el modelo lo más cercano posible a la estructura real.

5.5 Análisis Dinámico no Lineal

5.5.1 Análisis de derivas en las columnas inclinadas

Definido la demanda sísmica en el capítulo 4, en la cual se crearon registros sísmicos en base a eventos históricos registrados en la Estación Parque de la Reserva de Lima 1966, Ancash 1970 y Lima 1974. Además, utilizando la relación probabilidad de excedencia y periodo de retorno en la demanda sísmica se definieron 24 pares de registros. Los primeros 6 pares de registros fueron escalados a un periodo de retorno $T_r = 75$ años (3 de ellos en la dirección X, a lo largo de las columnas inclinadas, y el resto en la dirección transversal), los 6 siguientes pares para un periodo de retorno $T_r = 475$ años, los 6 pares siguientes para un periodo de retorno $T_r = 975$ años y para los últimos 6 pares de registros para un periodo de retorno de $T_r = 2475$ años, para cada par se considera su componente vertical. Las aceleraciones aplicadas en sus respectivas direcciones son consideradas las más desfavorables debido a la rotación de los registros. Las respuestas obtenidas se graficaron mediante derivas horizontales máximas alcanzadas en el tiempo para dichos elementos. Estos pueden apreciarse en las Figura N° 5.19, donde para la dirección del elemento AD se obtiene derivas

horizontales máximas en promedio de 0.0074 para $Tr = 75$ años, 0.0089 para $Tr = 475$ años, 0.0103 para $Tr = 975$ años y 0.0159 para $Tr = 2475$ años. Se gráfica las derivas horizontales máximas como se observa en la Figura N° 5.18 para los elementos inclinados que se interpreta como la relación del desplazamiento la altura que existe entre los puntos de estudio.

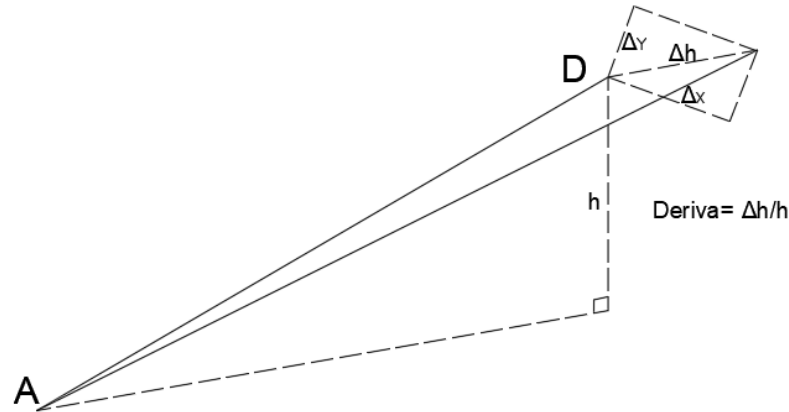


Figura N° 5.18 Derivas horizontal en el elemento inclinado

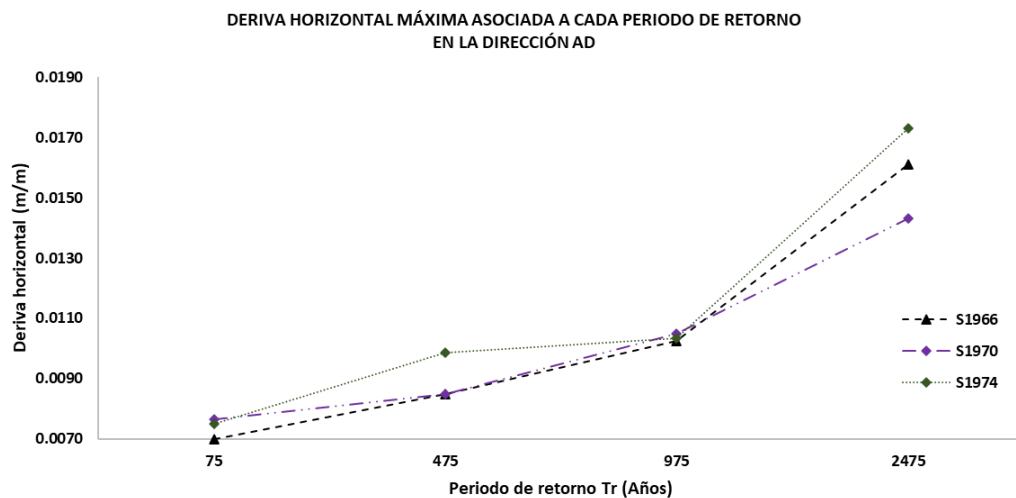


Figura N° 5.19 Derivas máximas alcanzadas en la dirección AD de la estructura

En la Figura N° 5.20 se muestra las derivas máximas alcanzadas para cada registro sísmico analizado en la dirección del elemento BD observando derivas horizontales máximas en promedio de: 0.0074 para un $Tr = 75$ años, 0.0089 para un $Tr = 475$ años, 0.0109 para un $Tr = 975$ años y 0.0166 para un $Tr = 2475$ años.

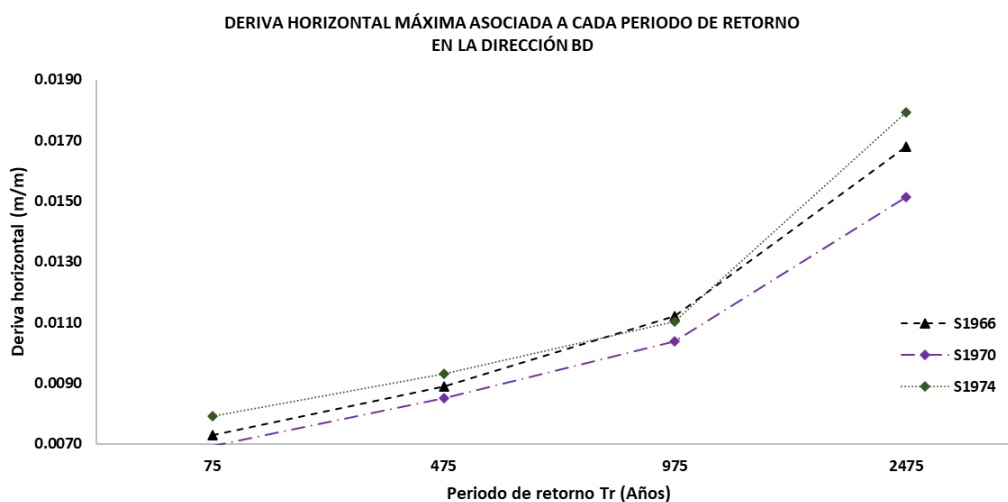


Figura N° 5.20 Derivas máximas alcanzadas en la dirección BD en la estructura.

En la Figura N° 5.21 se muestra las derivas máximas alcanzada para cada registro sísmico analizado en la dirección del elemento CD observando derivas máximas horizontal en promedio de: 0.0073 para un Tr= 75 años, 0.0093 para un Tr= 475 años, 0.0108 para un Tr= 975 años y 0.0161 para un Tr= 2475 años.

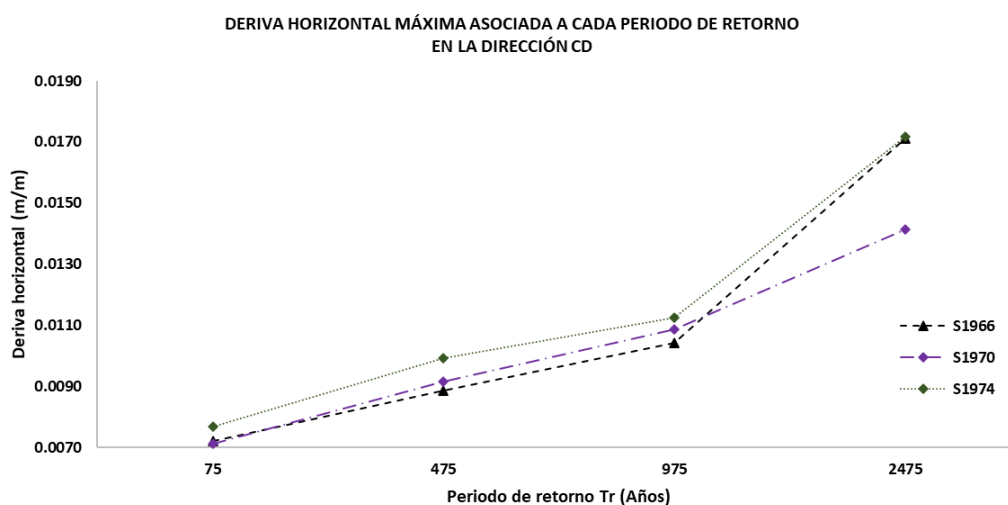


Figura N° 5.21 Derivas máximas alcanzadas en la dirección CD en la estructura

En general de los registros analizados se obtiene mayores derivas para el evento de Lima 1974 y las menores derivas para el evento de Ancash 1970 para las direcciones analizadas. Además, las vigas inclinadas son las que generan las mayores derivas debido a los volados que se encuentran, esto se refleja en las

gráficas anteriores debido a que son los valores más altos de cada registro sísmico.

Según la (NTE E.030-Diseño Sismorresistente, 2018) las derivas alcanzadas en la mayoría de estos eventos analizados sobrepasan lo establecido para elementos de concreto armado, esto se entiende por la antigüedad y geometría de la estructura con elementos en volado que conllevan con suma facilidad a la falla de la estructura para eventos de gran magnitud.

En La Tabla N° 5.2,

Tabla N° 5.3 y Tabla N° 5.4 muestran los resúmenes de las derivas máximas alcanzadas para cada periodo de retorno analizado.

Tabla N° 5.2 Derivas máximas para cada registro sísmico en la dirección AD

DERIVA HORIZONTAL MÁXIMA- DIRECCIÓN AD			
DEMANDA SÍSMICA	1966	1970	1974
Tr	Deriva AD	Deriva AD	Deriva AD
75 años	0.0070	0.0077	0.0075
475 años	0.0085	0.0085	0.0098
975 años	0.0103	0.0105	0.0103
2475 años	0.0161	0.0143	0.0173

Tabla N° 5.3 Derivas máximas para cada registro sísmico en la dirección BD

DERIVA HORIZONTAL- DIRECCIÓN BD			
DEMANDA SÍSMICA	1966	1970	1974
Tr	DERIVA BD	DERIVA BD	DERIVA BD
75 años	0.0073	0.0069	0.0079
475 años	0.0089	0.0085	0.0093
975 años	0.0112	0.0104	0.0110
2475 años	0.0168	0.0151	0.0179

Tabla N° 5.4 Derivas máximas para cada registro sísmico en la dirección CD

DERIVA HORIZONTAL- DIRECCIÓN CD			
DEMANDA SÍSMICA	1966	1970	1974
Tr	DERIVA CD	DERIVA CD	DERIVA CD
75 años	0.0072	0.0071	0.0077
475 años	0.0089	0.0091	0.0099
975 años	0.0104	0.0109	0.0112

2475 años	0.0171	0.0141	0.0172
------------------	--------	--------	--------

De las tablas anteriores se puede obtener una región de respuestas de derivas horizontales las cuales representan el rango de respuesta que alcanzan los diversos escenarios sísmicos que se plantea para registros asociados a los periodos de retorno definidos por el ASCE. Este se muestra en la Figura N° 5.22.

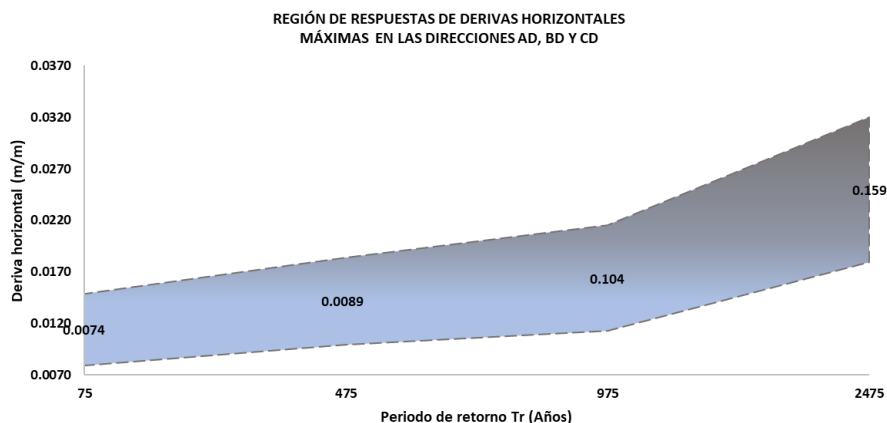


Figura N° 5.22 Región de respuestas de derivas horizontales

5.5.2 Análisis de desplazamientos

La estructura posee vigas inclinadas las cuales se encuentran en volados. Por lo que, los mayores desplazamientos generados por los registros sísmicos sintéticos se obtienen ahí. Debido a esto se muestra la variación del punto P1 (más desfavorable) en el tiempo para cada registro.

La Figura N° 5.23 muestra los desplazamientos generados en el punto 1 para los eventos asociados al sismo Lima 1966 en la dirección X, donde se observa para el registro ligado al periodo de retorno $T_r = 75$ años el valor máximo de desplazamiento es alcanzado en $t \approx 23.86s$, para $T_r = 475$ años en $t \approx 22.42s$, para $T_r = 975$ años en $t \approx 25.02s$ y para $T_r = 2475$ años en $t \approx 24.68s$. Mientras, la Figura N° 5.24 muestra los desplazamientos generados en el punto 1 para los eventos asociados al sismo Lima 1966 en la dirección Y, donde se observa para el registro ligado al periodo de retorno $T_r = 75$ años el valor máximo de desplazamiento es alcanzado en $t \approx 24.26s$, para los $T_r = 475, 975$ y 2475 años en $t \approx 20.64s$.

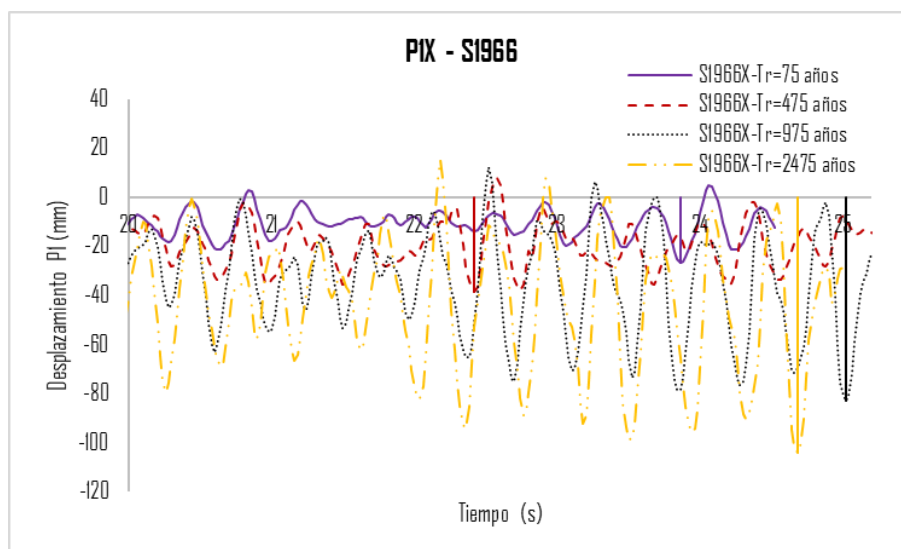


Figura N° 5.23 Desplazamientos máximos generados en el punto 1 dirección X- S1966, debido a los registros asociados a los periodos de retornos de $Tr= 75, 475, 975$ y 2475 años.

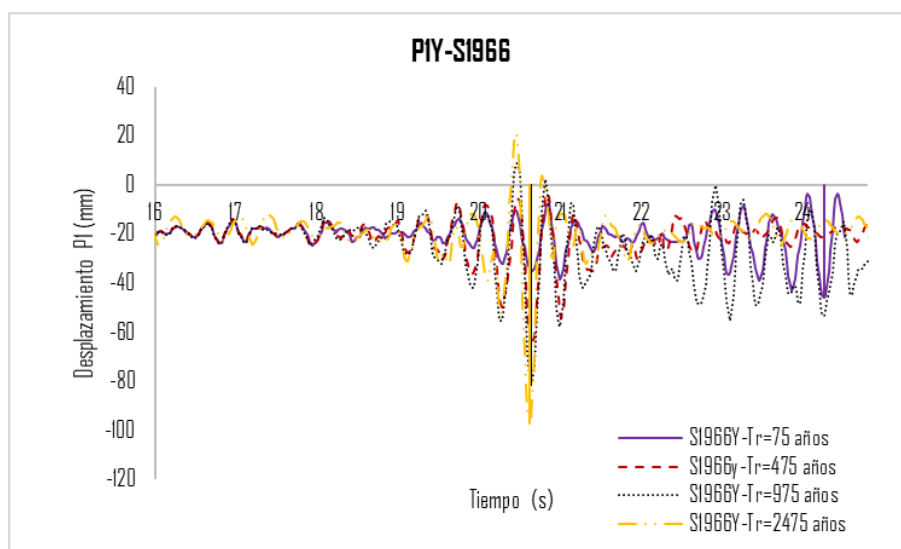


Figura N° 5.24 Desplazamientos máximos generados en el punto 1 dirección Y- S1966, debido a los registros asociados a los periodos de retornos de $Tr= 75, 475, 975$ y 2475 años.

La Figura N° 5.25 muestra los desplazamientos generados en el punto 1 para los eventos asociados al sismo de Ancash 1970 en la dirección X, donde se observa para los registros ligados a los periodos de retornos $Tr= 75, 475$ y 2475 años el valor máximo de desplazamiento es alcanzado en $t \approx 13.08s$ y para $Tr= 975$ años en $t \approx 12.72s$. Mientras, la Figura N° 5.26 muestra los desplazamientos generados en el punto 1 para los eventos asociados al de sismo Ancash en 1970 en la dirección Y, donde se observa para los registros ligados a los periodos de retorno

Tr= 75, 975 y 2475 años el valor máximo de desplazamiento es alcanzado en $t \approx 13.06s$ y para Tr= 475 años en $t \approx 16.68s$.

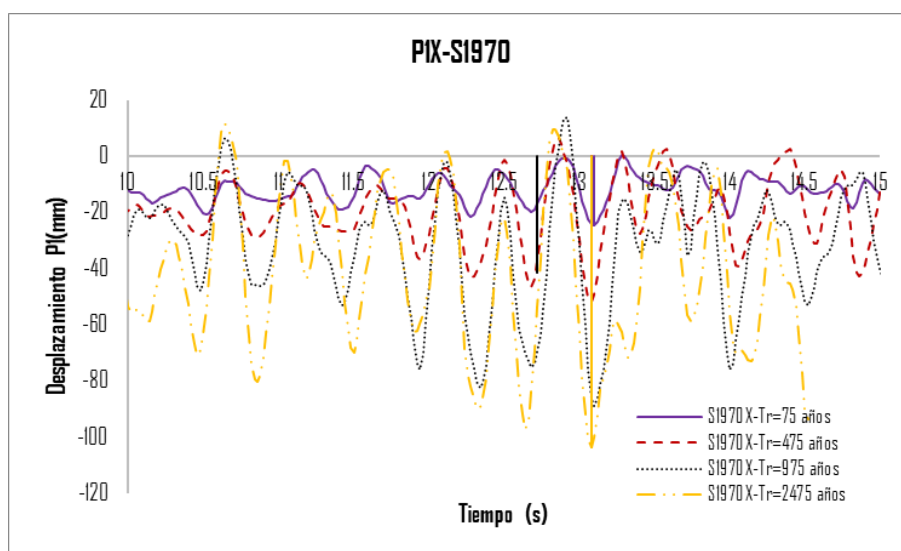


Figura N° 5.25 Desplazamientos máximos generados en el punto 1 dirección X- S1970, debido a los registros asociados a los periodos de retornos de Tr= 75, 475, 975 y 2475 años.

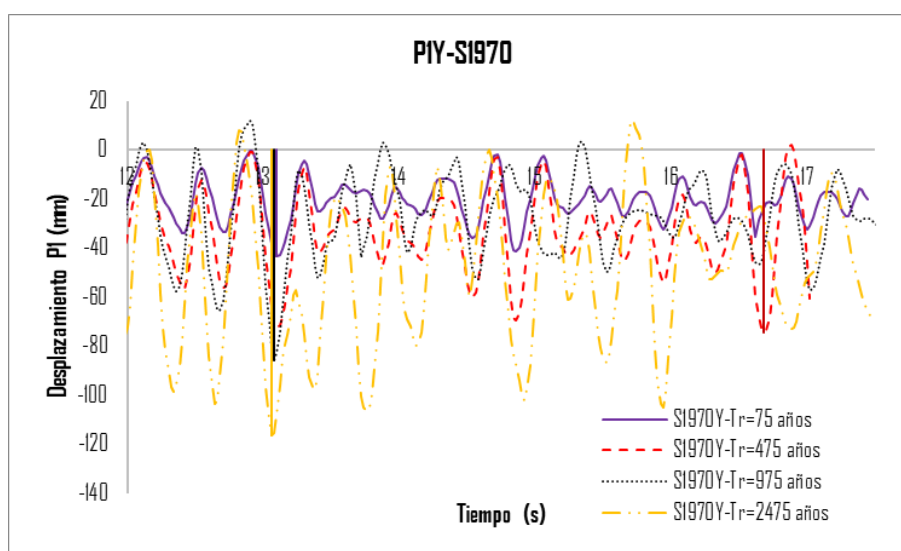


Figura N° 5.26 Desplazamientos máximos generados en el punto 1 dirección Y- S1970, debido a los registros asociados a los periodos de retornos de Tr= 75, 475, 975 y 2475 años.

La Figura N° 5.27 muestra los desplazamientos generados en el punto 1 para los eventos asociados al sismo Lima 1974 en la dirección X, donde se observa para el registro ligado al periodo de retorno Tr= 75 años el valor máximo de desplazamiento es alcanzado en $t \approx 5.16s$, para los Tr= 475, 975 años es alcanzado

en $t \approx 2.48s$ y para $T_r = 2475$ años en $t \approx 3.26s$. Mientras, La Figura N° 5.28 muestra los desplazamientos generados en el punto 1 para los eventos asociados al sismo Lima 1974 en la dirección Y, donde se observa para los registros ligados a los periodos de retorno $T_r = 75, 475$ y 975 años el valor máximo de desplazamiento es alcanzado en $t \approx 4.58s$ y para $T_r = 2475$ años es alcanzado en $t \approx 2.48s$.

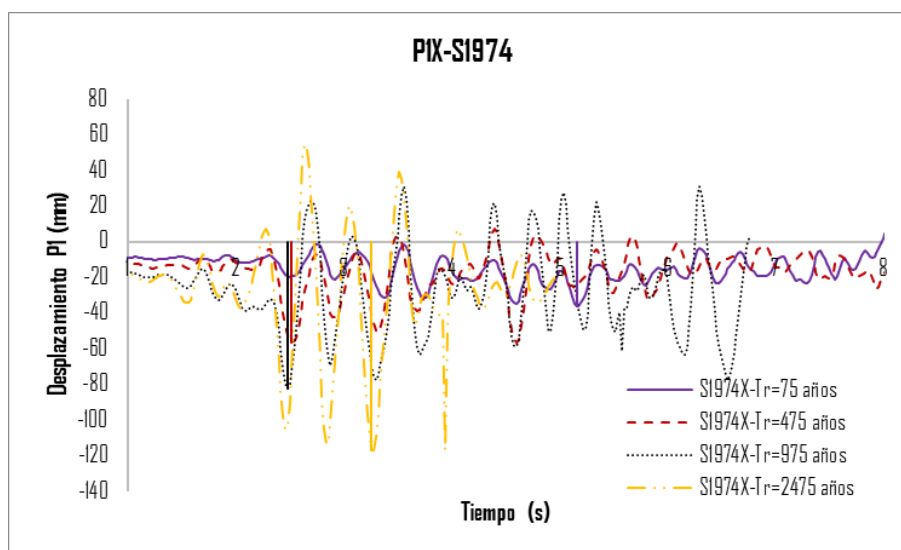


Figura N° 5.27 Desplazamientos máximos generados en el punto 1 dirección X- S1974.

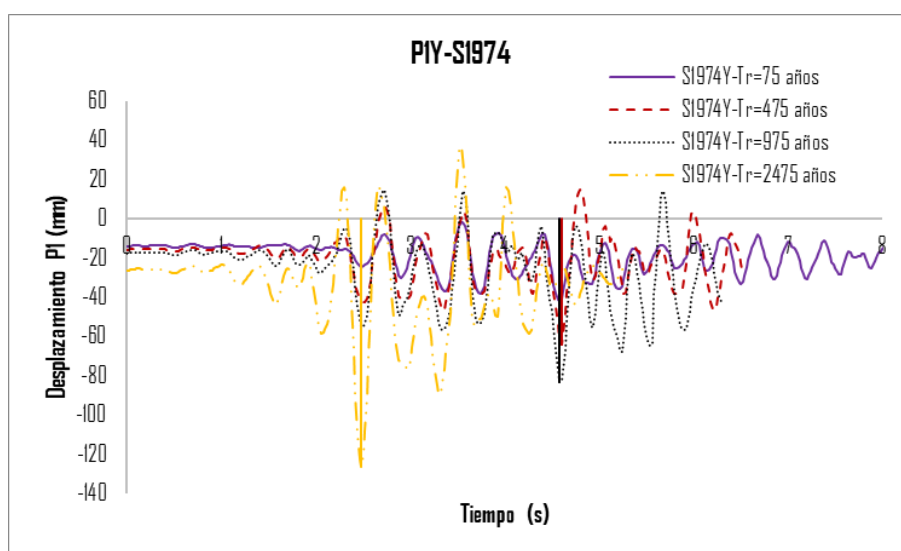


Figura N° 5.28 Desplazamientos máximos generados en el punto 1 dirección Y-S1974.

Se observa en las gráficas de desplazamientos a pesar de ser registros escalados de un mismo evento los valores máximos alcanzados se obtienen en lapsos diferentes debido a que la respuesta dinámica de la estructura es diferente en cada registro y por poseer forma de paraboloides hiperbólicos.

En adición, se obtuvieron los valores máximos de las cortantes basales del análisis dinámico no lineal. Estos datos de igual forma se alcanzaron considerando los casos más desfavorables para las direcciones X e Y, las cuales se pueden apreciar en la Tabla N° 5.5.

Se presentan gráficos de desplazamientos del punto P1 en su dirección principal y transversal de esta manera se observa la forma que obtiene la respuesta para cada nivel de periodo de retorno. La Figura N° 5.29, Figura N° 5.30 y Figura N° 5.31 muestran las respuestas para los sismos de 1966, 1970 y 1974 respectivamente.

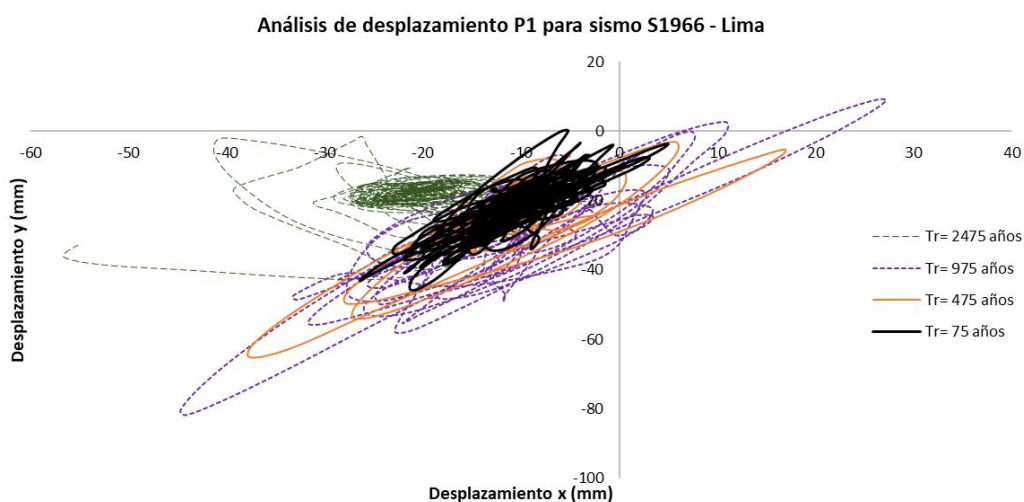


Figura N° 5.29 Análisis de desplazamiento P1 para el sismo 1966 - Lima

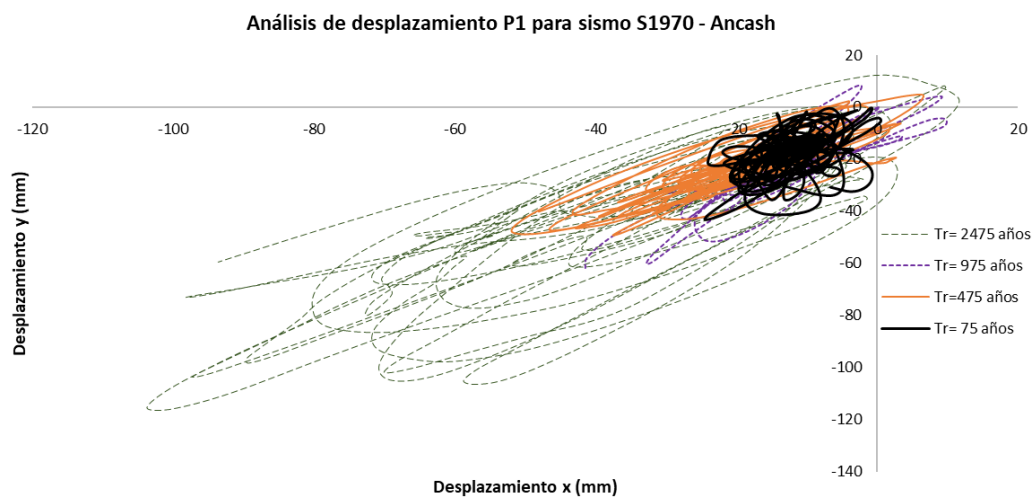


Figura N° 5.30 Análisis de desplazamiento P1 para el sismo S1970 - Ancash

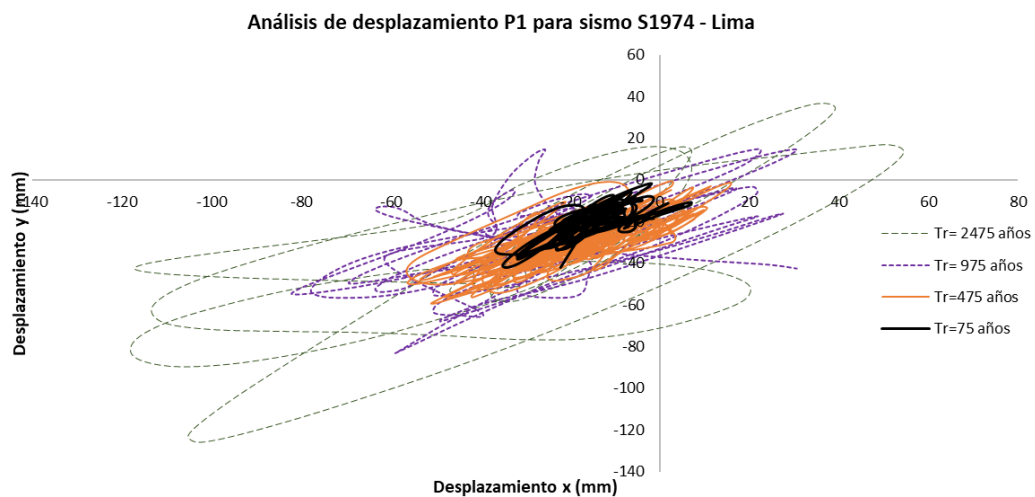


Figura N° 5.31 Análisis de desplazamiento P1 para el sismo S1974 - Lima

Tabla N° 5.5 Cortantes basales máximos en cada dirección y registro sísmico

Registros Sísmicos Sintéticos						
Periodo de retorno (Tr)	S1966		S1970		S1974	
	Vx(KN)	Vy(KN)	Vx(KN)	Vy(KN)	Vx(KN)	Vy(KN)
Tr=75 años	459.11	348.45	505.71	449.20	498.35	483.63
Tr=475 años	606.85	676.01	717.70	652.17	646.48	764.59
Tr=975 años	704.36	678.07	866.36	834.02	816.19	730.06
Tr=2475 años	922.41	883.50	1041.35	1080.37	878.29	969.62

5.5.3 Relación momento-curvatura

Para el elemento más crítico en la estructura (E2) se grafica la relación momento curvatura para todos los registros considerados. De esta manera, se observa como el elemento se comporta frente a diferentes solicitaciones sísmicas.

La Figura N° 5.32 muestra la relación momento-curvatura ($M3$ vs ϕ) para el elemento 2 de la estructura trazada por la línea morada asociado al registro de S1966X con $Tr=75$ años. Mientras, las líneas punteadas muestran la relación idealizada para la sección A. Según los criterios de aceptación para procedimientos no lineales definidos por la ASCE¹³ (American Society of Civil Engineers, 2014) esta sección del elemento 2 ha superado el nivel de desempeño inmediata ocupación (IO).

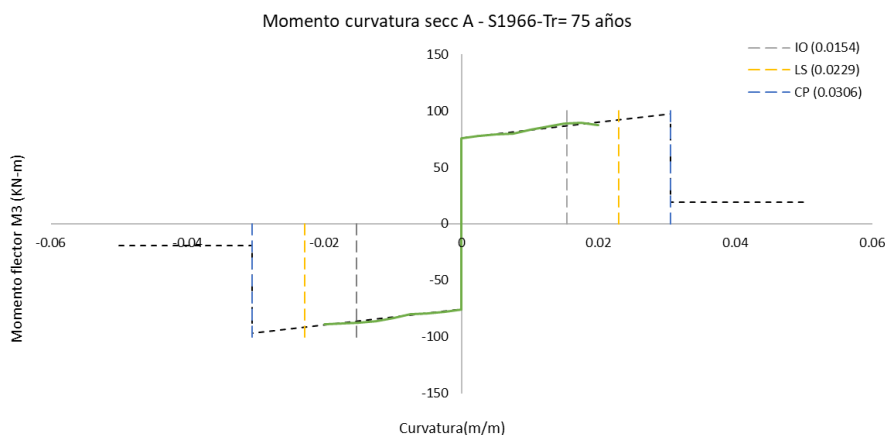


Figura N° 5.32 Relación Momento-curvatura- Elemento 2- S1966X-Tr=75 años

¹³ The American Society for Civil Engineers (ASCE) *Sociedad Americana para Ingenieros Civiles*.

La Figura N° 5.33 muestra la relación momento-curvatura (M_3 vs ϕ) para el elemento 2 de la estructura trazada por la línea morada asociado al registro de S1966X con $T_r= 475$ años. Mientras, las líneas punteadas muestran la relación idealizada para la sección A. Dicha relación supera los criterios de aceptación de inmediata ocupación (IO) y seguridad de vida (LS).

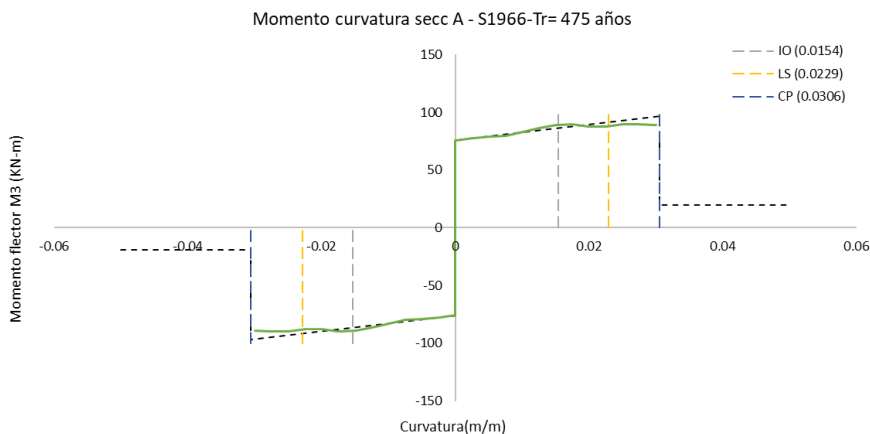


Figura N° 5.33 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1966X-Tr=475 años

La Figura N° 5.34 muestra la relación momento-curvatura (M_3 vs ϕ) para el elemento 2 de la estructura trazada por la línea morada asociado al registro de S1966X con $T_r= 975$ años. Mientras, las líneas punteadas muestran la relación idealizada para la sección A. Dicha relación supera los criterios de aceptación de inmediata ocupación (IO), seguridad de vida (LS) y prevención del colapso (CP).

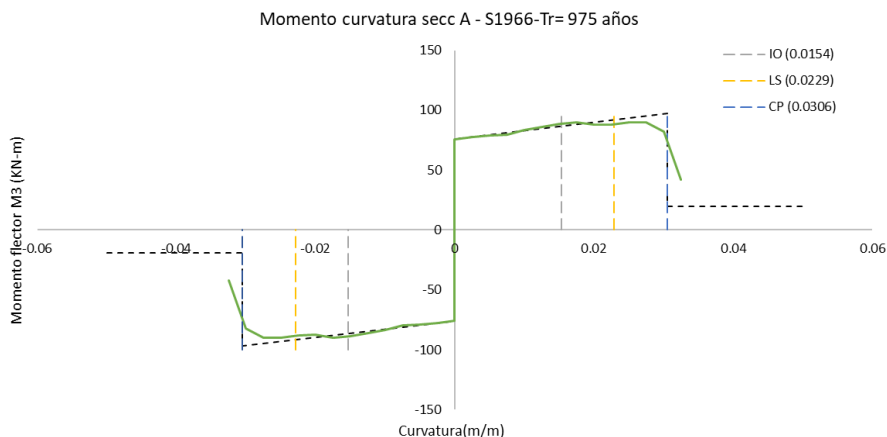


Figura N° 5.34 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1966X-Tr=975 años

La Figura N° 5.35 muestra la relación momento-curvatura (M_3 vs ϕ) para el elemento 2 de la estructura trazada por la línea morada asociado al registro de S1966X con $T_r= 2475$ años. Mientras, las líneas punteadas muestran la relación

idealizada para la sección A. Dicha relación supera los criterios de aceptación de inmediata ocupación (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP). Esto conlleva a la falla local de la sección.

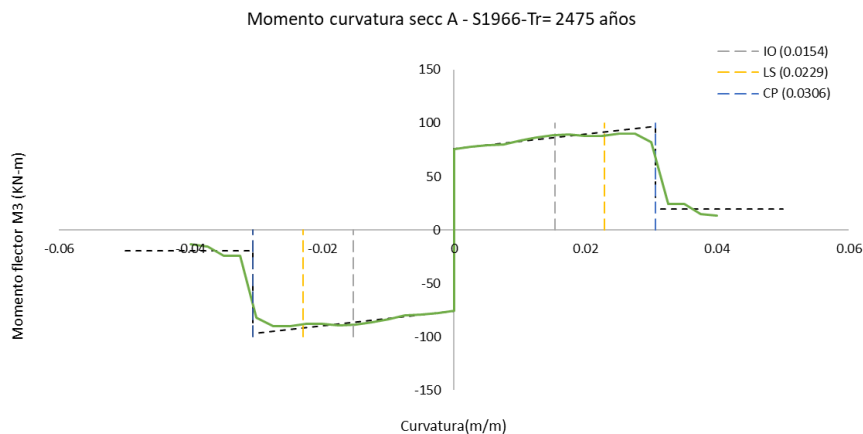


Figura N° 5.35 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1966X-Tr=2475 años

La Figura N° 5.36 muestra la relación momento-curvatura (M_3 vs ϕ) para el elemento 2 de la estructura trazada por la línea morada asociado al registro de S1970X con $Tr=75$ años. Mientras, las líneas punteadas muestran la relación idealizada para la sección A. Dicha relación no supera los criterios de aceptación de inmediata ocupación (IO).

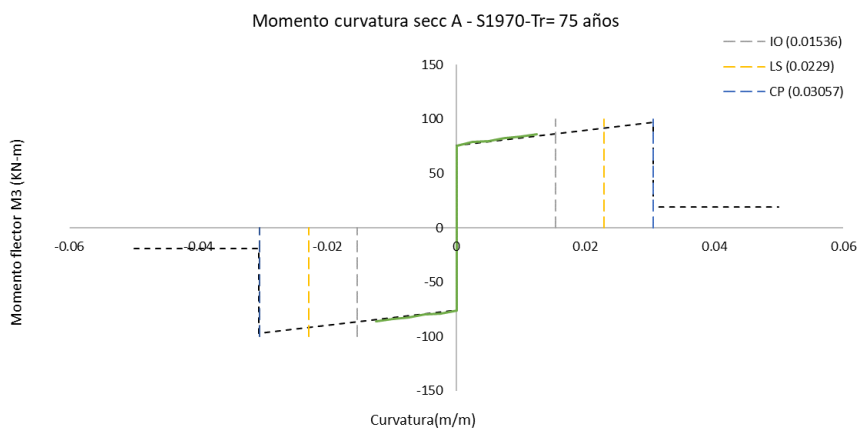


Figura N° 5.36 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1970X-Tr=75 años

La Figura N° 5.37 muestra la relación momento-curvatura (M_3 vs ϕ) para el elemento 2 de la estructura trazada por la línea morada asociado al registro de S1970X con $Tr=475$ años. Mientras, las líneas punteadas muestran la relación

idealizada para la sección A. Dicha relación supera los criterios de aceptación de inmediata ocupación (IO).

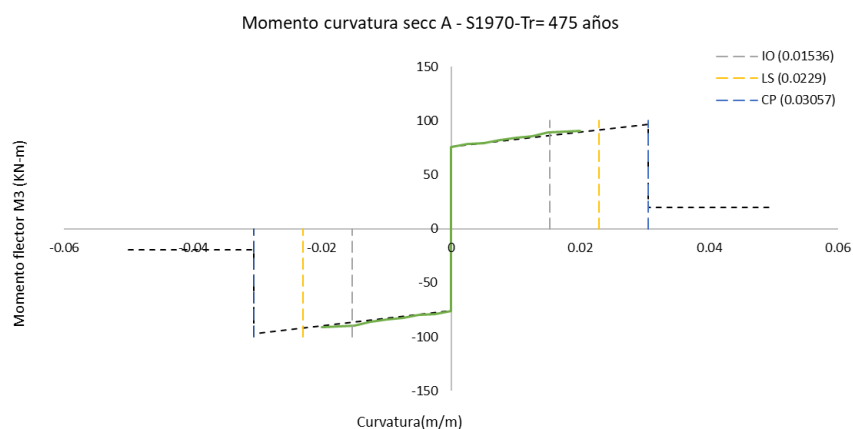


Figura Nº 5.37 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1970X-Tr=475 años

La Figura Nº 5.38 muestra la relación momento-curvatura (M_3 vs ϕ) para el elemento 2 de la estructura trazada por la línea morada asociado al registro de S1970X con $Tr= 975$ años. Mientras, las líneas punteadas muestran la relación idealizada para la sección A. dicha relación supera los criterios de aceptación de inmediata ocupación (IO) y seguridad de vida (LS).

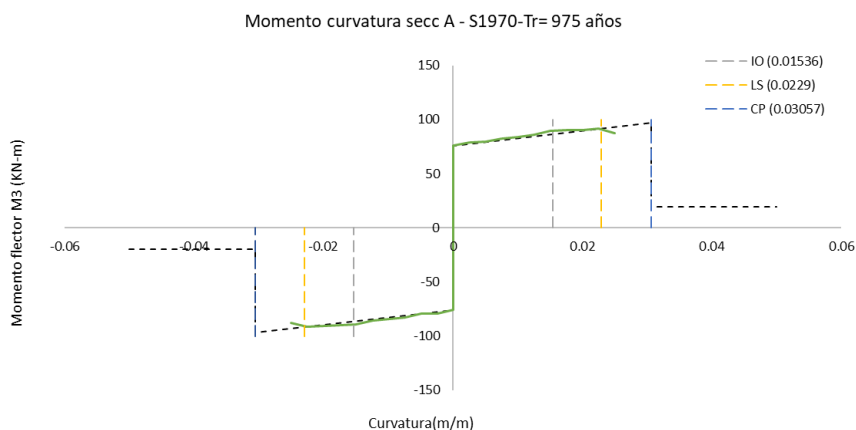


Figura Nº 5.38 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1970X-Tr=975 años

La Figura Nº 5.39 muestra la relación momento-curvatura (M_3 vs ϕ) para el elemento 2 de la estructura trazada por la línea morada asociado al registro de S1970X con $Tr= 2475$ años. Mientras, las líneas punteadas muestran la relación idealizada para la sección A. Dicha relación supera los criterios de aceptación de inmediata ocupación (IO, seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP). Esto conlleva a la falla local de la sección.

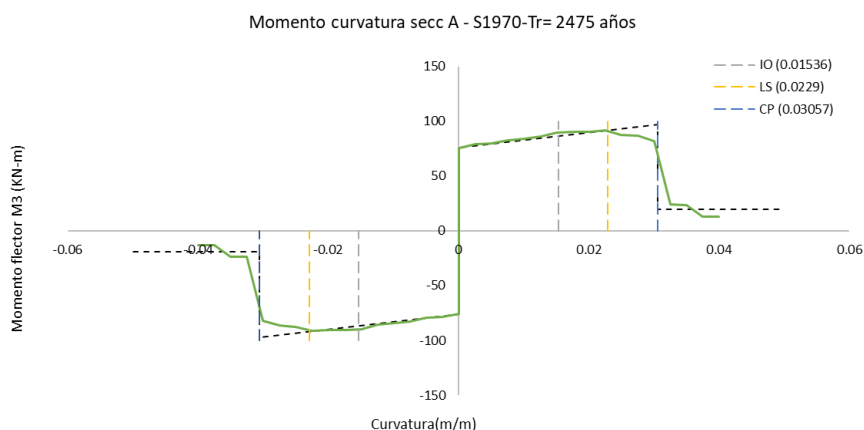


Figura N° 5.39 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1970X-Tr=2475 años

La Figura N° 5.40 muestra la relación momento-curvatura (M_3 vs ϕ) para el elemento 2 de la estructura trazada por la línea negra asociado al registro de S1974X- $Tr= 75$ años. Mientras, las líneas punteadas muestran la relación idealizada para la sección A. Dicha relación supera los criterios de aceptación de inmediata ocupación (IO).

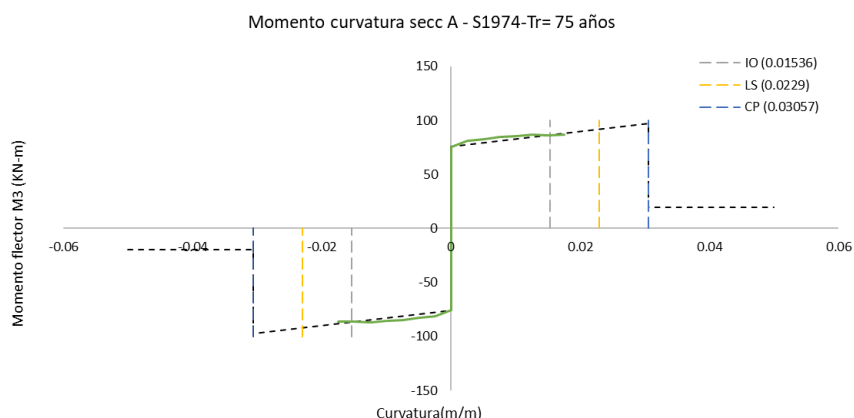


Figura N° 5.40 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1974X-Tr=75 años

La Figura N° 5.41 muestra la relación momento-curvatura (M_3 vs ϕ) para el elemento 2 de la estructura trazada por la línea negra asociado al registro de S1974X- $Tr= 475$ años. Mientras, las líneas punteadas muestran la relación idealizada para la sección A. Dicha relación supera los criterios de aceptación de inmediata ocupación (IO) y seguridad de vida (LS).

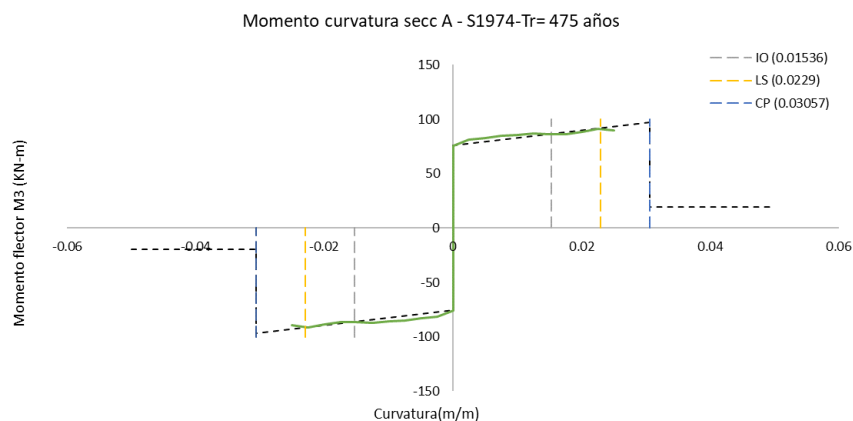


Figura N° 5.41 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1974X-Tr=475 años

La Figura N° 5.42 muestra la relación momento-curvatura (M_3 vs ϕ) para el elemento 2 de la estructura trazada por la línea negra asociado al registro de S1974X- $Tr= 975$ años. Mientras, las líneas punteadas muestran la relación idealizada para la sección A. Dicha relación supera los criterios de aceptación de inmediata ocupación (IO) y seguridad de vida (LS) y prevención del colapso (CP).

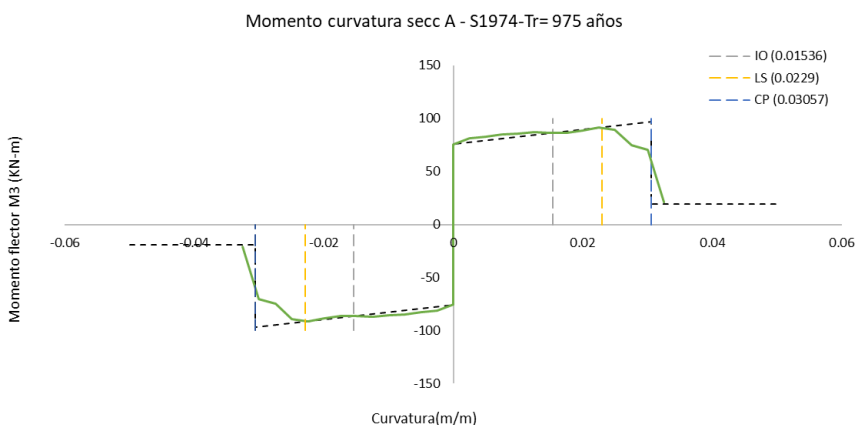


Figura N° 5.42 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1974X-Tr=975 años

La Figura N° 5.43 muestra la relación momento curvatura (M_3 vs ϕ) para el elemento 2 de la estructura trazada por la línea negra asociado al registro de S1974X- $Tr= 975$ años. Mientras, las líneas punteadas muestran la relación idealizada para la sección A. Dicha relación supera los criterios de aceptación de inmediata ocupación (IO), seguridad de vida (LS) y prevención del colapso (CP). Esto conlleva a la falla local de la sección.

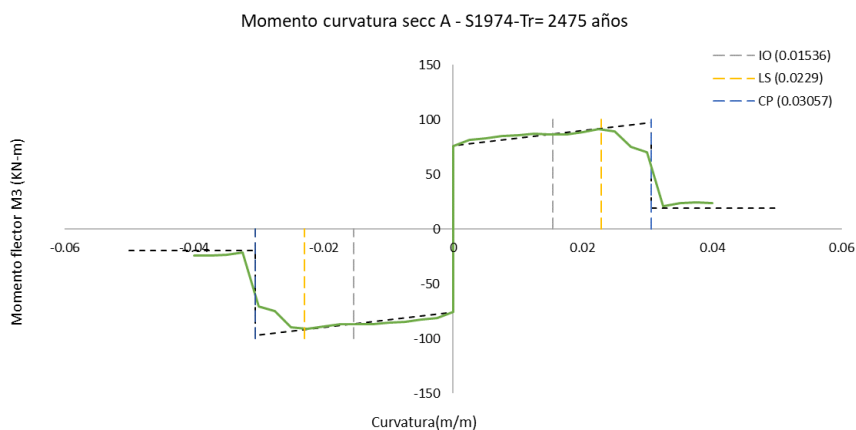


Figura N° 5.43 Relación Momento-curvatura/ Elemento 2- S1974X-Tr=2475 años.

La Tabla N° 5.6 muestra el desempeño de los elementos estructurales inclinados en base a los estados de límites definidos en ASCE¹³.

Tabla N° 5.6 Desempeño de los elementos inclinados.

DESEMPEÑO DE LOS ELEMENTOS INCLINADOS				
		Registro Sísmico		
		S1966	S1970	S1974
Escalamiento asociado al periodo de retorno (Años)	75	0.021 (LS)	0.0125 (IO)	0.0175 (LS)
	475	0.0301 (CP)	0.023 (CP)	0.025 (CP)
	975	0.0325 (COLAPSO)	0.025 (CP)	0.0325 (COLAPSO)
	2475	0.041 (COLAPSO)	0.0406 (COLAPSO)	0.041 (COLAPSO)

5.5.4 Cascarón del paraboloide hiperbólico

El espesor mínimo para losas de doble curvatura es de $e = 4\text{cm}$, siendo la dimensión del cascarón de la estructura de 5cm .

En la Tabla N° 5.7 se observa los desplazamientos verticales máximos obtenidos en los 3 cascarones de doble curvatura para los diferentes valores de los registros escalados a los periodos de retorno asociados a los eventos S1966, S1970 y S1974. La Norma Técnica E.060 (Concreto armado) específica para losas de una y dos direcciones la deflexión máxima debe ser menor que:

$$\Delta \leq \frac{l_t^2}{20000h}$$

l_t representa la longitud menor y h el espesor del cascarón del paraboloide hiperbólico, siendo esto valores de 12m y 0.05m respectivamente. Por lo cual la deflexión vertical en el cascarón debe ser menor que 141 mm.

Para demandas sísmicas S1966 y S1974 asociados a los $T_r=975$ años las deflexiones superan al establecido en la norma. Mientras, para demandas S1966, S1970 y S1974 asociados a los $T_r= 2475$ años las deflexiones superan las direcciones de análisis.

Tabla N° 5.7 Desplazamiento máximo vertical en el cascarón de doble curvatura

DESPLAZAMIENTO VERTICAL (mm)						
Periodo de retorno (T_r)	S1966		S1970		S1974	
	SX	SY	SX	SY	SX	SY
75 años	96.28	87.58	125.81	108.85	127.69	112.35
475 años	126.23	110.52	128.31	116.59	131.53	118.67
975 años	141.13	146.05	136.42	128.24	142.28	138.41
2475 años	169.82	149.33	148.98	142.67	156.33	153.07

Así mismo se presenta los esfuerzos máximos a compresión en el cascarón en la Tabla N° 5.8. Hasta el 40% de la resistencia de diseño (8.4 MPa) se puede considerar lineal al concreto, al 70% de la resistencia (14.7 MPa) para demandas asociados a periodos $T_r= 475, 975$ y 2475 años el cascarón supera los esfuerzos descritos conllevando al colapso del cascarón.

Tabla N° 5.8 Esfuerzos máximos a compresión del cascarón

ESFUERZOS MÁXIMOS A COMPRESIÓN (Mpa)						
PGA	S1966		S1970		S1974	
	SX	SY	SX	SY	SX	SY
75 años	10.70	9.94	10.35	10.70	10.27	10.94
475 años	12.80	13.25	12.11	12.68	13.34	12.98
975 años	16.01	16.30	14.40	14.31	14.97	15.56
2475 años	19.36	16.51	15.94	16.44	19.73	17.81

5.5.5 Nivel de daño de la estructura

Si bien existen una serie de formas de estimar el nivel de daño de la estructura según la metodología utilizada. Sin embargo, para el estudio se consideró el manual técnico HAZUS¹⁴ (Metodología para la estimación de daños), puesto que considera los niveles de daño para cada tipo de estructura (Sistema estructural) en específico, tales como: Madera, acero, concreto, albañilería, pretensado, postensado, entre otros. Así como, según la categoría de la estructura como: residencias, comercios, industrial, agricultura, religión, gobierno, educación. Además, considera el nivel de código sísmico la cual fue diseñado.

Por lo que, las columnas y vigas inclinadas son elementos de concreto armado y ubicándose la estructura dentro de una Institución educativa superior, el nivel de código sísmico que se considera para la evaluación se considera low code , ya que las normativas sismorresistentes para la fecha de construcción eran nulas/bajas. En adición, la forma de la estructura se cataloga como especial.

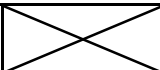
Considerando lo descrito se muestra la Tabla N° 5.9 donde se describe los niveles de daño alcanzado en la estructura en estudio basado en las derivas. Estos valores se comparan con la

Tabla N° 5.3 obteniendo el estado de daño para cada registro sísmico sintético y dirección utilizado (S1966, S1970, S1974).

Tabla N° 5.9 Estado de daño alcanzado para la estructura Paraboloide FIC-UNI según metodología HAZUS

ESTRUCTURA	
ESTADO DE DAÑO	DERIVA
LEVE	<0.0033
MODERADO	<0.0083
EXTENSIVO	<0.016
COLAPSO	MAYOR

Tabla N° 5.10 Estado de daño alcanzado para la estructura Paraboloide FIC-UNI para cada registro sísmico sintético

DAÑO PARABOLOIDE HIPERBOLICO FIC-UNI							
ESCALAMIENTO ASOCIADO AL PERIODO DE RETORNO		S1966		S1970		S1974	
		X	Y	X	Y	X	Y
		Tr= 75 años	MODERADO	MODERADO	MODERADO	MODERADO	MODERADO
Tr= 475 años	EXTENSIVO	MODERADO	EXTENSIVO	EXTENSIVO	EXTENSIVO	MODERADO	
Tr= 975 años	EXTENSIVO	EXTENSIVO	EXTENSIVO	EXTENSIVO	EXTENSIVO	EXTENSIVO	
Tr= 2475 años	COLAPSO	COLAPSO	EXTENSIVO	COLAPSO	COLAPSO	COLAPSO	

¹⁴ Hazard United States (HAZUS) (Metodología Multi- Amenaza de Programa HAZUS)

5.5.6 Análisis de la cimentación

Considerando las propiedades de los torones que se muestran en la Tabla N° 3.6 se obtiene la capacidad a tracción del conjunto de torones a un valor igual a 549 KN. Así mismo, de las simulaciones numéricas realizadas se obtienen las reacciones en la base. Obteniéndose así una comparación entre ambos valores demanda y capacidad.

Tabla N° 5.11 Fuerza axial máxima en la base de las columnas inclinadas en KN

FUERZA AXIAL DE ANÁLISIS EN DIRECCIÓN A LA VIGA DE CIMENTACIÓN (KN)							
Demanda sísmica	Tr	S1966X	S1966Y	S1970X	S1970Y	S1974X	S1974Y
	75 años	475.4	435.3	456.2	519.1	396.0	375.7
	475 años	522.2	557.7	546.9	551.7	520.1	513.3
	975 años	585.4	678.2	564.1	612.2	590.5	710.2
	2475 años	731.5	748.8	715.8	792.2	786.7	797.5

Se observa que la fuerza axial para demandas sísmicas asociadas a los Tr = 975 y 2475 años superan a la fuerza axial de análisis del conjunto de torones. Mientras, para valores menores, la relación demanda-capacidad es menor a la unidad.

CONCLUSIONES

- Del ensayo de vibración ambiental, se obtuvo los periodos predominantes utilizando la transformada de Fourier convirtiendo al dominio de la frecuencia de $T_1= 0.36$ s en la dirección X y $T_2= 0.44$ s en la dirección Y.
- Mediante el uso de SVD (Singular Value Decomposition) se obtuvo los vectores y valores singulares, donde se tiene los porcentajes de participación modal de la data en promedio de 49.28% en la dirección X y 39.85% en la dirección Y.
- Se relacionó las demandas sísmicas con los periodos establecidos por el ASCE definiendo registros sintéticos para $T_r= 75, 475, 975$ y 2475 años para la FIC-UNI de manera que permitió escalar los registros sísmicos.
- Los desplazamientos máximos para registros de un mismo evento sísmico son alcanzados en tiempos diferentes debido a que la respuesta dinámica de la estructura es diferente para cada demanda sísmica.
- Mediante las diversas simulaciones numéricas frente a eventos sísmicos se obtuvieron derivas en los elementos estructurales inclinadas de 0.0171 asociado al evento S1966, $T_r= 2475$ años, 0.0151 asociado al evento S1970, $T_r=2475$ años y 0.0179 asociado al evento S1974, $T_r=2475$ años.
- La estructura fue analizada para cuatro escenarios sísmicos en base a los periodos de retorno alcanzando daños moderados para $T_r=75$ años, extensivos para $T_r= 475$ y 975 años y colapso para $T_r= 2475$ años.
- El análisis de la relación momento curvatura para el elemento 2 (crítico) muestra que para un $T_r=75$ años la sección sobrepasa el límite de IO (Ocupación inmediata); para un $T_r= 475$ años alcanza el límite de LS (seguridad de vida); para un $T_r= 975$ años sobrepasan CP (Prevención de colapso) y para $T_r=2475$ años sobrepasan el límite CP.
- Los valores de esfuerzos y deflexiones en el cascarón superan a los establecidos en la norma E.060-2009 para los periodos de retornos $T_r= 475, 975$ y 2475 años.
- Para eventos escalados al periodo de retorno $T_r= 75$ años no ocurren daños considerables en la losa y columnas; Para eventos de periodo de retorno $T_r= 475$ años ocurren daños en la losa y colapsan de 1 a 2 columnas y para eventos con periodos de retornos de $T_r= 975$ y $T_r= 2475$ años la estructura falla en la losa y columnas conllevando al colapso total.

RECOMENDACIONES

1. Complementar el estudio de la vulnerabilidad estructural de la presente investigación con el reforzamiento y reparación de la edificación a nivel arquitectónico y estructural utilizando en base los resultados obtenidos con la finalidad de tener la continuidad de la estructura para el mismo u otro uso.
2. Debido a la forma irregular de la estructura, se recomienda asumir características similares en elementos de igual sección transversal. A menos que se observe presencia de grietas/fisuras en un lugar en específico.
3. Estudiar la vulnerabilidad de la estructura frente a otros registros sísmicos y diferentes formas de escalamiento, por ejemplo: relacionando la magnitud y el PGA requerido.
4. Estudio especializado de la subestructura. Si bien la estructura de manera global pueda resistir eventos sísmicos de gran magnitud, existe la posibilidad de fallo en la cimentación antes que la propia estructura, conllevando al colapso de la edificación.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R. (1995). *Análisis Matricial de Estructuras*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño* (Vol. I). Valle de los Chillos, Ecuador: Centro de investigaciones científicas.
- American Society of Civil Engineers. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia, EE.UU.: Structural Engineering Institute.
- Andrade, J. (2018). *Análisis Comparativo Entre los Diseños Sismorresistentes y el Diseño Basado en Desplazamiento*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Brincker, R., & Zhang, L. (2001). *Modal Identification of Output-Only Systems Using Frequency Domain Decomposition*. Aalborg, Dinamarca: Smart Materials and Structures.
- Burdof, M. (1963). *Analysis of a Hiperbolic Paraboloid Shell*. New York, EE.UU.: Kansas State University.
- Carreño, E. (1999). *Registro y Tratamiento de Acelerogramas*. Madrid, España: Instituto Geográfico Nacional.
- Chambers, J. (2004). *Non Linear Dynamic Analysis- The only option for irregular structures*. Vancouver, Canadá: 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency Mitigation Division. (2013). *HAZUS (Multi- Hazard Loss Estimation Methodology)*. Washington, EE.UU.
- Flores, T. (2003). *Estudio del Control de Rótulas Plásticas en Pórticos de Concreto Armado*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).
- Gergely, P., Banavalkar, p., & Parker, J. (1971). *The Analysis and Behavior of Thin-Steel Hyperbolic Paraboloid Shells*. New York, E.E.U.U.: American Iron and Steel Institute.

- Hiraoki, T., Akira, Y., & Hideo, A. (2008). *Seismic Performance of Reinforced Concrete Beams with Low Strength Concrete*. Beijing, China : The 14th World Conference on Earthquake Engineering.
- Magno, A. (2013). *Evaluación de la Durabilidad de Estructuras de Concreto Armado Utilizando Equipos y Métodos de Ensayos no Destructivos*. Lima, Perú: Facultad de Ingeniería Civil-UNI.
- Mander, J., Priestley, M., & R., P. (1988). *Theoretical Stress- Strain Model for Confined Concrete*. Londres, Inglaterra: The American Society of Civil Engineers.
- Marte, C. (2014). *Calibración de Umbrales de Daño Sísmico para el Análisis de Fragilidad Sísmica de Estructuras de Hormigón Armado Mediante el Análisis Estático no Lineal*. Barcelona, España: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona .
- Niño, H. J. (2010). *Tecnología del Concreto*. Bogotá, Colombia: Asocreto.
- NTE E.030. (24 de Enero de 2018). *Diseño sismorresistente*. Lima, Perú: El Peruano.
- Palacios, J. (2019). *Evaluación Estructural de un Edificio Existente como Refugio Vertical ante un Sismo y Tsunami en el Distrito de la Punta*. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Pulido, N., Aguilar, Z., & Tavera, H. (2015). *Scenario Source Models and Strong Motion for future Mega earthquakes: Application to Lima, Central Perú*. California, Estados Unidos: Bulletin of the Seismological Society of America.
- Rainieri, C., & Fabbrocino, G. (2014). *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures*. New York, E.E.U.U.: Springer.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2004). *Norma técnica de edificaciones 020 (Cargas)*. Lima, Perú.
- SATREPS. (2010). *Fortalecimiento de Tecnologías para la Prevención y Mitigación de Desastres por Terremoto y Tsunami en el Perú*. Lima, Perú: Cismid.

- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO). (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones NTE E.060 (Concreto Armado)*. Lima.
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción- SENCICO. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones -Norma Técnica E-030 Diseño Sismorresistente*. Lima , Perú.
- Sprague, T. (2013). *"Beauty, Versatility, Practicality": The Rise of Hyperbolic Paraboloids in Post- War América(1950-1962)*. Washington, E.E.U.U.: University of Washington.
- Takeda, T., Sozen, M., & Nielsen, N. (1970). *Reinforce Concrete Response to Simulate Earthquakes*. New York, EE.UU.: Journal of Structural Division.
- Tejada, A. (2011). *Análisis dinámico de estructuras en el dominio de las frecuencias*. Madrid, España: Universidad Politécnica de Madrid.
- The Japan Building Disaster Prevention Association. (2001). *The Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Building* . Tokio, Japan: The Japan Building Disaster Prevention Association.
- Vergara, V. (2014). *Análisis Sísmico por Desempeño de un Edificio de 6 Niveles en la Ciudad de Trujillo*. Trujillo, Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego.
- West Coast Lumbermen's Association. (1961). *Douglas Fir Use Book (Structural Data and Design Tables)*. Oregón, E.E.U.U.: Wester Wood Products.

ANEXO A. DETALLE DE LAS SECCIONES VARIABLES

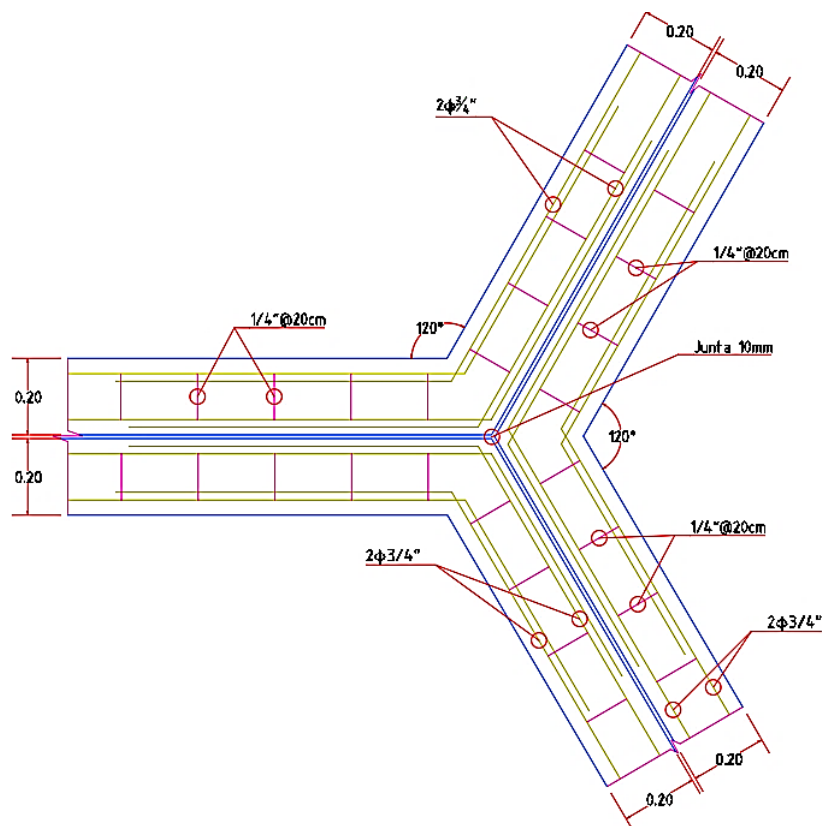
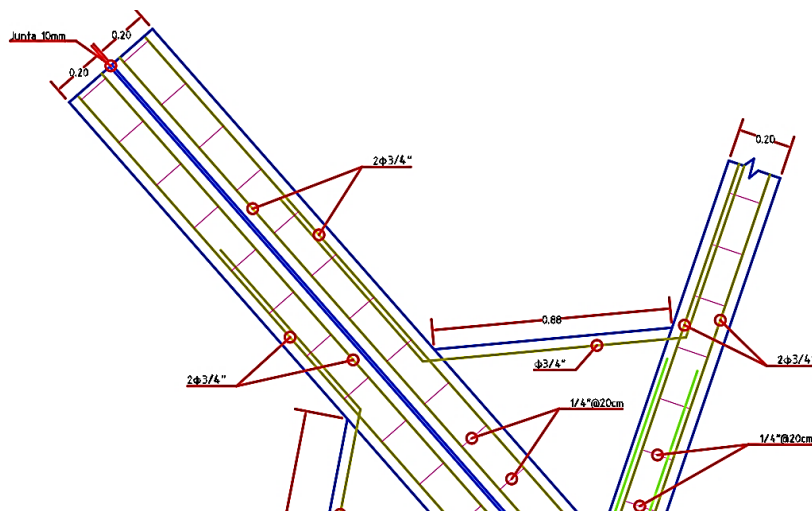
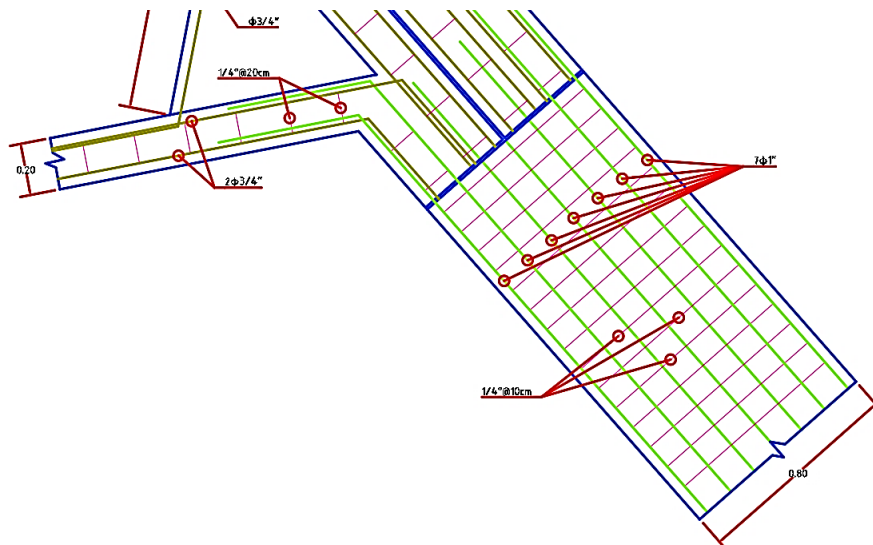


Figura N° A.1 Detalle 2 - Unión de columnas inclinadas



(A)



(B)

Figura N° A.2 Detalle 3 - Intersección de columna y vigas inclinadas (A) intersección con las vigas
(B) intersección de la columna en la base y la columna superior.

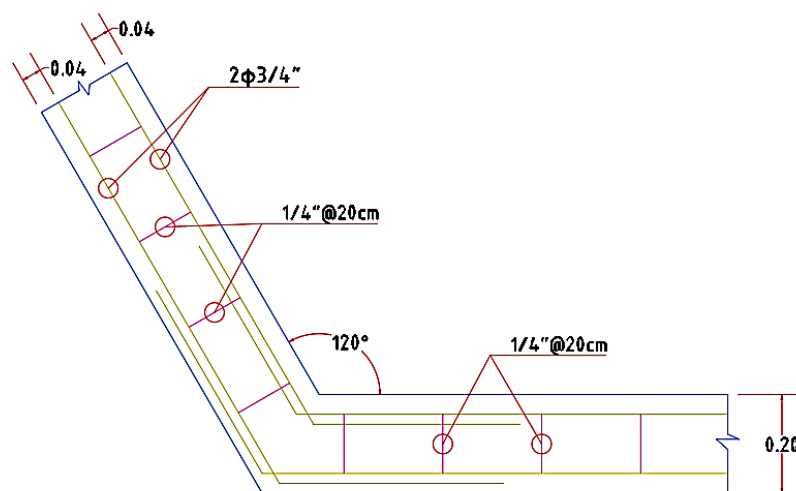


Figura N° A.3 Detalle 4- Intersección de las vigas inclinadas

ANEXO B. ENSAYO DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

INFORME DEL ESTUDIO DE VIBRACIONES AMBIENTALES EN EL PARABOLOIDE FIC-UNI



Figura N° B.1 Descripción de vértices en estudio del paraboloide hiperbólico FIC-UNI

Elaborado por:

Laboratorio de Estructuras y Centro de Cómputo del CISMID

INTRODUCCIÓN:

El análisis dinámico de las estructuras es de gran importancia para el diseño, evaluación y mantenimiento, por lo que conocer las propiedades dinámicas de una estructura ya construida nos permite caracterizarla y representarla en un modelo numérico cuyas propiedades dinámicas se aproximan al de la estructura real. Para ello, se realiza la medición de vibraciones mediante sensores suficientemente sensibles capaces de registrar dichas vibraciones en las dos direcciones horizontales X e Y, y en la dirección vertical Z. Estas señales analógicas en voltaje son convertidas mediante una tarjeta analógico-digital y enviadas al computador donde son almacenadas para su posterior procesamiento.

MEDICIÓN

El ensayo consistió en la medición las vibraciones ambientales mediante la utilización de sensores ITK en cuatro puntos diferentes del paraboloide FIC-UNI, estos sensores fueron colocados de tal forma que el canal 02 del sensor (CH-02) este en la dirección del norte magnético. Se realizaron 09 mediciones de vibración siendo la principal diferencia de estos las vibraciones forzadas aplicadas en diferentes partes del paraboloide. El objetivo principal de este trabajo es identificar las frecuencias y formas modales de la estructura utilizando métodos del OMA.

EQUIPO E INSTRUMENTACIÓN

- 05 sensores ITK, Tokyo Sokushin.
- 02 computadoras Portátiles
- 09 cables de red Ethernet
- 05 extensiones eléctricas
- 01 switch Industrial
- 02 cámaras fotográficas
- 05 cascos de seguridad
- 04 piezas de Andamios
- 03 arneses de seguridad
- Cinta doble faz
- Cintas de seguridad

LUGAR DE MEDICIÓN:

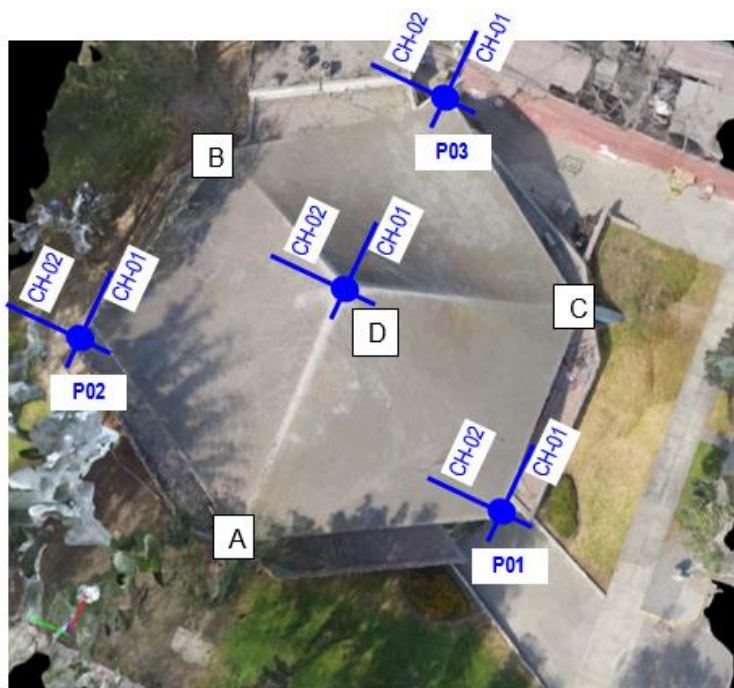


Figura N° B.2 Ubicación de canales de medición para cada sensor en estudio del paraboloide hiperbólico FIC-UNI

RESULTADOS:

1. Medición de vibración en condiciones libres (4 minutos) entre las 12:00 y 12:04 p.m.
2. Medición de vibración producto de una vibración forzada en la mitad del lado AD (1 minuto) entre las 12:20 y 12:21 p.m.
3. Medición de vibración producto de una vibración forzada en la mitad del lado BD (1 minuto) entre las 12:24 y 12:25 p.m.
4. Medición de vibración producto de una vibración forzada en la mitad del lado CD (2 minutos) entre 12:28 y 12:30 p.m.
5. Medición de vibración producto de una vibración forzada en el medio del paño (DAB) (1 minuto) entre las 12:34 y 12:35 p.m.
6. Medición de vibración producto de una vibración forzada en el medio del paño (DBC) (2 minutos) entre las 12:36 y 12:38 p.m.
7. Medición de vibración producto de una vibración forzada en el medio del paño (DAC) (3 minutos) entre las 12:31 y 12:34 p.m.
8. Medición de vibración final en condiciones libres (1 minuto) entre las 12:43 y 12:44 p.m.
9. Medición de vibración producto de vibraciones aleatorias (4 minutos) entre las 12:38 y 12:42 p.m.

PARABOLOIDE

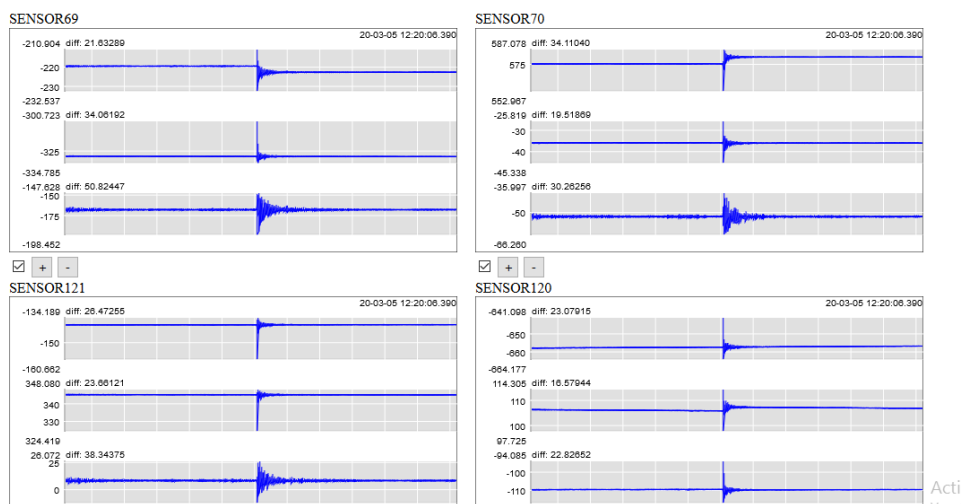


Figura N° B.3 Mediciones registradas en el ensayo de vibración ambiental del paraboloide hiperbólico FIC-UNI.

MEDICIÓN 01:

Procesamiento de la medición de vibración en condiciones libres (4 minutos) entre las 12:00 y 12:04 p.m.

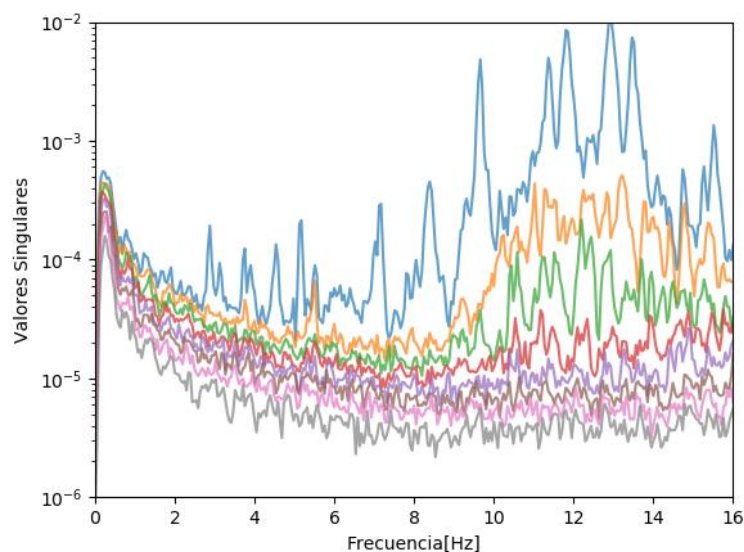


Figura Nº B.4 Valores singulares versus frecuencia para la medición 01- Vibración en condiciones libres

MEDICIÓN 02:

Procesamiento de la medición de vibración producto del golpe con la comba en la mitad del lado AD (1 minuto) entre las 12:20 y 12:21 p.m.

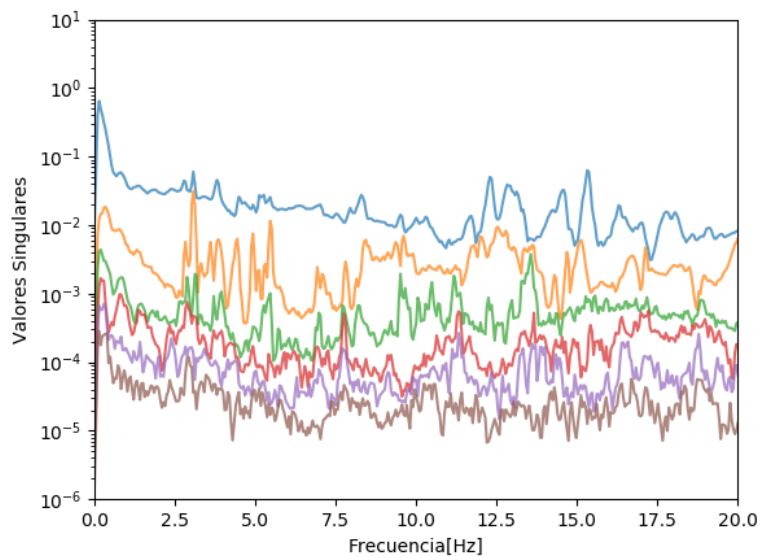


Figura Nº B.5 Valores singulares versus frecuencia para la medición 02- Vibración golpe en el lado AD

MEDICIÓN 03:

Procesamiento de la medición de vibración producto del golpe con la comba en la mitad del lado BD (1 minuto) entre las 12:24 y 12:25 p.m.

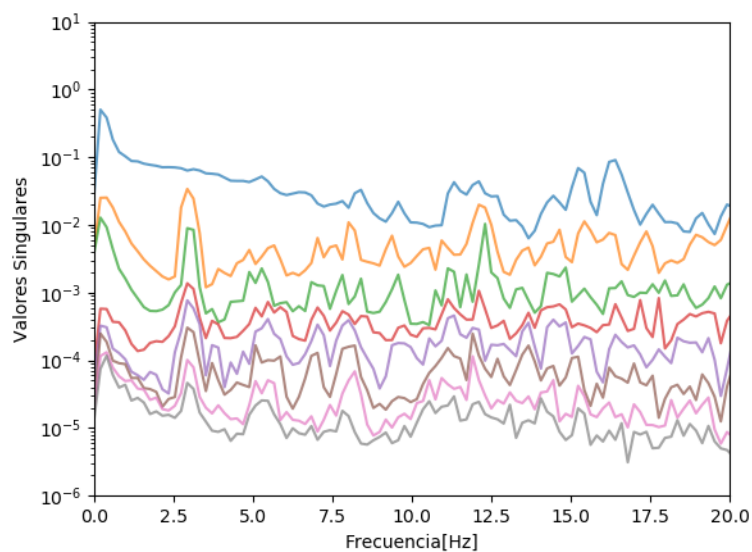


Figura N° B.6 Valores singulares versus frecuencia para la medición 03- Vibración golpe en el lado BD

MEDICIÓN 04:

Procesamiento de la medición de vibración producto del golpe con la comba en la mitad del lado CD (2 minutos) entre 12:28 y 12:30 p.m

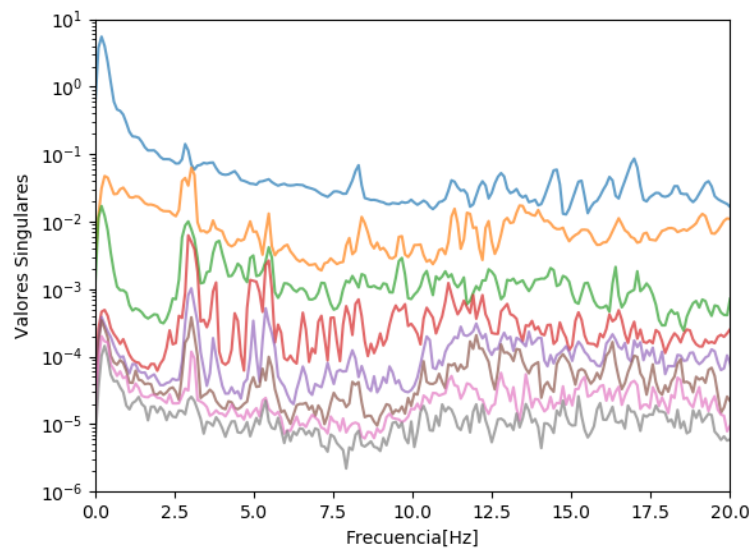


Figura N° B.7 Valores singulares versus frecuencia para la medición 04- Vibración golpe en el lado CD

MEDICIÓN 05:

Procesamiento de la medición de vibración producto del golpe con la comba en el medio del paño (DAB) (1 minuto) entre las 12:34 y 12:35 p.m.

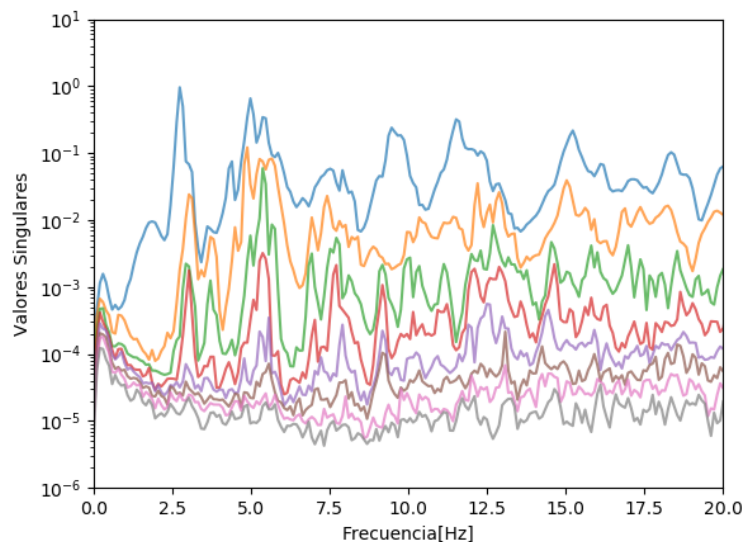


Figura N° B.8 Valores singulares versus frecuencia para la medición 05- Vibración golpe en el paño DAB

MEDICIÓN 06:

Procesamiento de la medición de vibración producto del golpe con la comba en el medio del paño (DBC) (2 minutos) entre las 12:36 y 12:38 p.m.

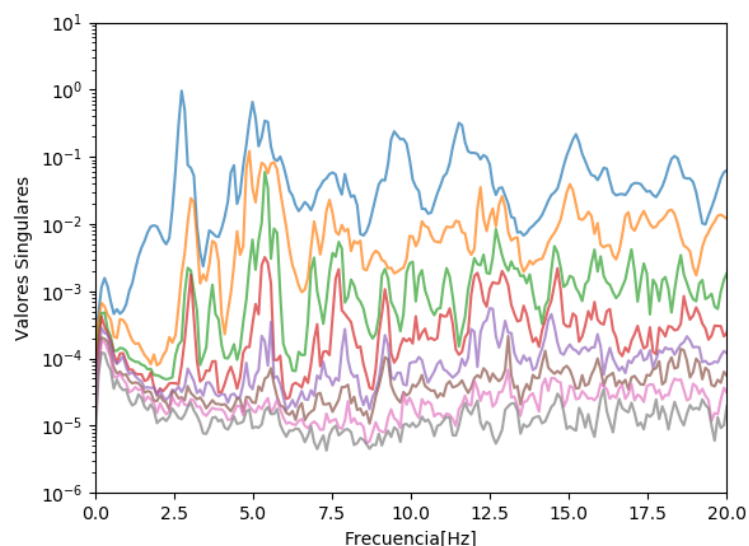


Figura N° B.9 Valores singulares versus frecuencia para la medición 06- Vibración golpe en el paño DBC.

MEDICIÓN 07:

Procesamiento de la medición de vibración producto del golpe con la comba en el medio del paño (DAC) (3 minutos) entre las 12:31 y 12:34 p.m.

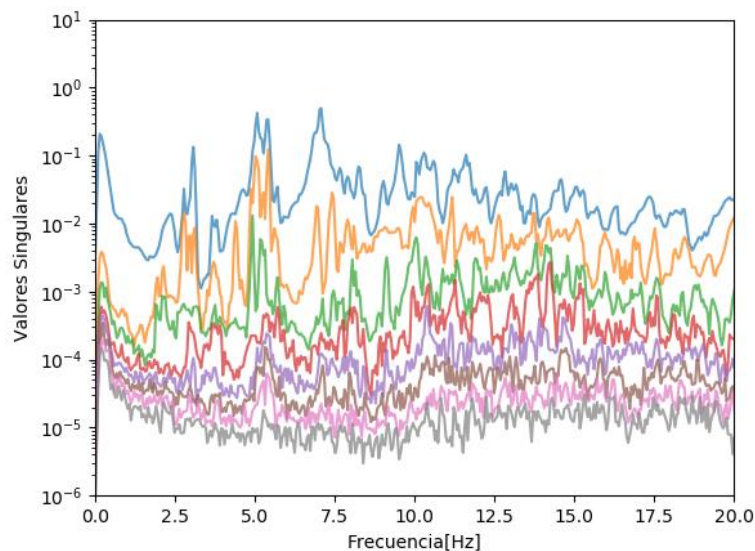


Figura N° B.10 Valores singulares versus frecuencia para la medición 06- Vibración golpe en el paño DAC.

MEDICIÓN 08:

Procesamiento de la medición de vibración final en condiciones libres (1 minuto) entre las 12:43 y 12:44 p.m.

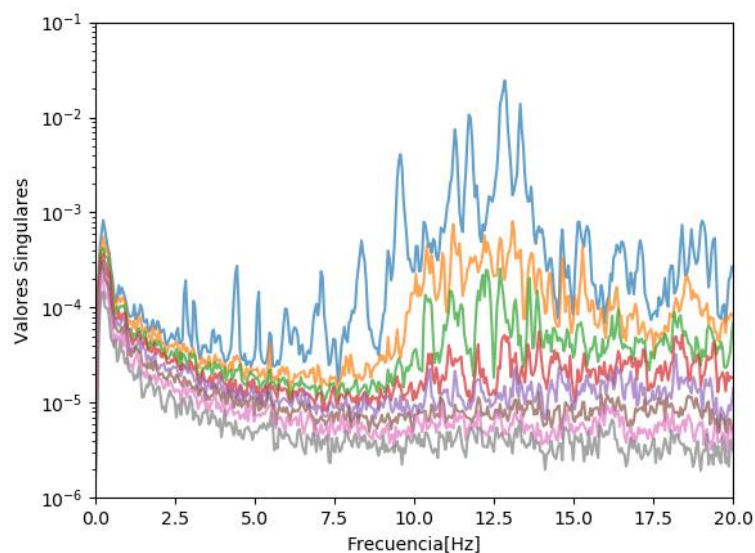


Figura N° B.11 Valores singulares versus frecuencia para la medición 06- Vibración final en condiciones libres

MEDICIÓN 09:

Procesamiento de la medición de vibración producto de saltos aleatorios (4 minutos) entre las 12:38 y 12:42 p.m.

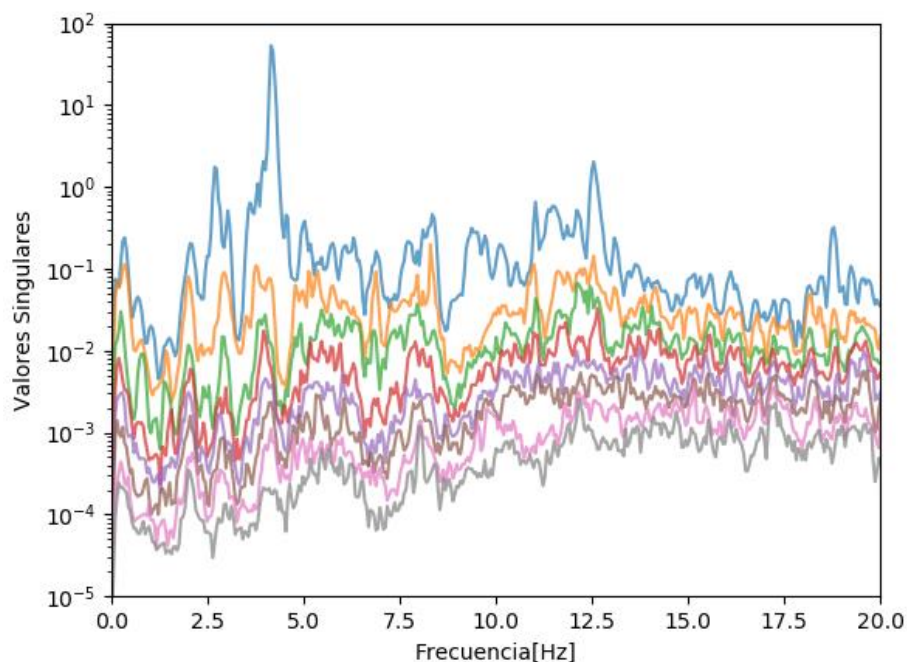


Figura N° B.12 Valores singulares versus frecuencia para la medición 06- Vibración saltos aleatorios

Tabla N° B.1 Determinación de frecuencias predominantes en cada medición del paraboloide hiperbólico FIC-UNI.

Medición	Frecuencia (Hz)					
	f_1	f_2	f_3	f_4	f_5	f_6
1	2.89	3.12	4.65	4.98	5.15	8.01
2	2.80	3.19	4.67	4.98	5.11	8.03
3	2.81	3.18	4.66	4.96	5.12	8.01
4	2.97	3.16	4.79	4.98	5.22	8.02
5	2.76	3.13	4.64	4.97	5.12	7.91
6	2.71	3.15	4.54	4.97	5.05	8.01
7	2.80	3.07	4.64	5	5.08	7.92
8	2.84	3.07	4.59	4.98	5.11	8.01

9	2.72	3.07	4.55	4.99	5.12	8.16
Promedio	2.81	3.13	4.64	4.98	5.12	8.01

CONCLUSIONES

La medición de vibraciones ambientales en el paraboloides FIC-UNI permitió identificar hasta 6 frecuencias predominantes en la estructura.

$$f_1 = 2.81 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 3.13 \text{ Hz}$$

ANEXO C. ENSAYO DE RESISTENCIA DEL CONCRETO

Obra: Paraboloides DAE FIC UNI
 Tipo de probeta: Cilíndrica
 Material: Núcleos de concreto
 Fecha de extracción: 27 de enero 2020
 Fecha de ensayo: 29 de enero 2020

Tabla N° C.1 Resultados obtenidos en el ensayo de resistencia a compresión en los puntos extraídos.

IDENTIFICACIÓN	M-01	M-02	M-03	M-04
Elemento	Columna	Columna	Viga	Viga
Ubicación	Paraboloides	Paraboloides	Paraboloides	Paraboloides
Altura (cm)	13.60	13.60	12.00	12.00
Diámetro (cm)	6.80	6.80	6.80	6.80
Área (cm²)	36.32	36.32	36.32	36.32
Carga (Kgf)	7560	8820	6420	5984
Resistencia (Kg/cm²)	208.15	242.84	176.76	164.76
Relación altura/diámetro	2.000	2.000	1.765	1.765
Factor de corrección	1.000	1.000	0.981	0.981
Resistencia para una	208.1	242.8	173.4	161.6

Norma de referencia ASTM C 39 NTP 339.034 - ASTM C 42 NTP 339.059

Equipo de ensayo: Maquina de compresión ELE, Cap. Max. 100 ton.

Informe N° 01


Extracción- Ensayos: EAC-ESA

Informe: LMLD




Figura N° C.1 Ubicación de las muestras extraídas para el ensayo.

ANEXO D. AUSCULTACIÓN DE LA CIMENTACIÓN



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS
 (ASTM - D2216; D6913; D4318; D4943; D2487; D-3282)

Informe : LG22-031
 Solicitante : LABORATORIO DE ESTRUCTURAS DEL CISMID
 Proyecto : Auscultación del Paraboloides FIC-UNI

Ubicación : Av. Túpac Amaru 210 - Rímac, FIC - UNI

Sondaje : C - 5A
 Muestra : M - 1
 Profundidad (m) : 1.45

Fecha : Junio, 2022

Hoja : 1 de 1

Tamiz	Abertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	77.5
1½"	38.100	68.0
1"	25.400	64.1
¾"	19.050	58.4
3/8"	9.525	53.0
Nº 4	4.750	49.9
Nº 10	2.000	46.9
Nº 20	0.850	37.8
Nº 40	0.425	24.4
Nº 60	0.250	16.0
Nº 100	0.150	10.9
Nº 140	0.106	8.8
Nº 200	0.075	7.8


Ítem	Unidad	Valor
Límite Líquido	(%)	2.2
Límite Plástico	(%)	NP
Índice de Plasticidad	(%)	NP
Límite de Contracción - D4943	(%)	---
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		159.7
Coefficiente de Curvatura (Cc)		0.1
Grava [Nº 4 < φ < 3"]	(%)	50.1
Arena [Nº 200 < φ < Nº 4]	(%)	42.2
Finos [φ < Nº 200]	(%)	7.8

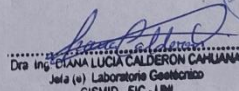
Clasificación - D3282 / D2487

AASHTO : SUCS

A-1a (0) GP - GM Grava mal gradada con limo y arena


CURVA GRANULOMETRICA






Dra. Ing. DIANA LUCÍA CALDERÓN CAMUANA
 Jefa (e) Laboratorio Geotécnico
 CISMID - FIC - UNI

Av. Túpac Amaru 1150, Rímac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
 Teléfonos: (1) 4811070 Anexo 7314 / Celular: 960153589.
 Correo-e: labgeoc@uni.edu.pe / URL: <http://www.cismid-uni.org>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
**Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
 y Mitigación de Desastres**
Laboratorio Geotécnico



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
 Consolidado - Drenado (CD) // ASTM - D7181

Informe : LG22-031
 Solicitante : LABORATORIO DE ESTRUCTURAS DEL CISMID
 Proyecto : Auscultación del Paraboloides FIC-UNI

Fecha : Junio, 2022

Ubicación : Av. Túpac Amaru 210 - Rímac, FIC - UNI

Sondaje : C - 5A
 Muestra : M - 1
 Profundidad (m) : 1.45
 Estado : Remoldeado

Hoja : 1 de 4
 Clasificación - SUCS : GP - GM
 Velocidad (mm/min) : 0.50

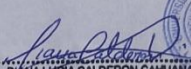
ESPECIMEN 01

Condiciones	Inicial	Final
Altura (cm)	20.00	19.92
Diámetro (cm)	10.10	10.09
Humedad (%)	3.0	16.8
Densidad seca (g/cm ³)	1.90	1.91

Datos del ensayo	
Parámetro de saturación B (%)	94
Presión de celda (σ_3) (kg/cm ²)	2.0
Contrapresión (kg/cm ²)	1.0
Esfuerzo Efectivo ($\bar{\sigma}_3$) (kg/cm ²)	1.0

Deformación (%)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Volumen (cm ³)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm ²)	p (kg/cm ²)	q (kg/cm ²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)	Δ_v / V_o (%)
0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.05	0.42	0.50	1.42	1.21	0.21	0.17	1.42	0.03
0.10	0.64	1.00	1.64	1.32	0.32	0.24	1.64	0.06
0.25	1.08	1.80	2.08	1.54	0.54	0.35	2.08	0.11
0.35	1.63	2.60	2.63	1.81	0.81	0.45	2.63	0.16
0.50	2.14	3.10	3.14	2.07	1.07	0.52	3.14	0.19
0.75	2.74	3.65	3.74	2.37	1.37	0.58	3.74	0.23
1.00	3.05	3.82	4.05	2.53	1.53	0.60	4.05	0.24
1.25	3.17	3.77	4.17	2.59	1.59	0.61	4.17	0.24
1.50	3.21	3.60	4.21	2.61	1.61	0.62	4.21	0.23
1.75	3.27	3.47	4.27	2.63	1.63	0.62	4.27	0.22
2.00	3.30	3.33	4.30	2.65	1.65	0.62	4.30	0.21
2.50	3.33	2.92	4.33	2.66	1.66	0.62	4.33	0.18
3.00	3.35	2.50	4.35	2.67	1.67	0.63	4.35	0.16
3.50	3.37	2.02	4.37	2.68	1.68	0.63	4.37	0.13
4.00	3.40	1.48	4.40	2.70	1.70	0.63	4.40	0.09
4.50	3.40	1.00	4.40	2.70	1.70	0.63	4.40	0.06
5.00	3.40	0.66	4.40	2.70	1.70	0.63	4.40	0.04
6.00	3.29	-0.64	4.29	2.65	1.65	0.62	4.29	-0.04
7.00	3.27	-1.67	4.27	2.64	1.64	0.62	4.27	-0.10
8.00	3.24	-2.74	4.24	2.62	1.62	0.62	4.24	-0.17
9.00	3.24	-3.56	4.24	2.62	1.62	0.62	4.24	-0.22
11.00	3.20	-4.80	4.20	2.60	1.60	0.62	4.20	-0.30
13.00	3.17	-5.78	4.17	2.59	1.59	0.61	4.17	-0.36
15.00	3.14	-6.54	4.14	2.57	1.57	0.61	4.14	-0.41

Observaciones : Material menor de 3/4", humedad remoldeable = 3.0%, densidad seca remoldeable = 1.90g/cm³.



Dra. Ing. DIANA LUCÍA CALDERÓN CAMUANA
 Jefa (a) Laboratorio Geotécnico
 CISMID - FIC - UNI

Av. Túpac Amaru 1150, Rímac, Lima 25, Código Postal 15333 – Perú
 Teléfonos: (1) 481 1070 Anexo 7314 / Celular: 960153589.
 Correo-e: labgeoc@uni.edu.pe / URL: <http://www.cismid-uni.org>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas
y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - Drenado (CD) // ASTM - D7181

Informe : LG22-031
Solicitante : LABORATORIO DE ESTRUCTURAS DEL CISMID
Proyecto : Auscultación del Paraboloides FIC-UNI

Fecha : Junio, 2022

Ubicación : Av. Túpac Amaru 210 - Rímac, FIC - UNI

Sondaje : C - 5A
Muestra : M - 1
Profundidad (m) : 1.45
Estado : Remoldeado

Hoja : 2 de 4

Clasificación - SUCS : GP - GM
Velocidad (mm/min) : 0.50

ESPECIMEN 02

Condiciones	Inicial	Final
Altura (cm)	20.00	19.89
Diámetro (cm)	10.10	10.08
Humedad (%)	3.0	15.81
Densidad seca (g/cm ³)	1.9	1.92


Datos del ensayo	
Parámetro de saturación B	(%) 91
Presión de celda (σ_3)	(kg/cm ²) 3.0
Contrapresión	(kg/cm ²) 1.0
Esfuerzo Efectivo (σ_3')	(kg/cm ²) 2.0

Deformación (%)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Volumen (cm ³)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm ²)	p (kg/cm ²)	q (kg/cm ²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)	Δ_v / V_o (%)
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.05	0.61	0.38	2.61	2.31	0.31	0.13	1.31	0.02
0.10	0.90	0.66	2.90	2.45	0.45	0.18	1.45	0.04
0.25	1.55	1.36	3.55	2.78	0.78	0.28	1.78	0.09
0.35	2.43	2.34	4.43	3.21	1.21	0.38	2.21	0.15
0.50	3.18	3.16	5.18	3.59	1.59	0.44	2.59	0.20
0.75	4.19	4.66	6.19	4.09	2.09	0.51	3.09	0.29
1.00	4.73	5.60	6.73	4.37	2.37	0.54	3.37	0.35
1.25	5.10	6.44	7.10	4.55	2.55	0.56	3.55	0.41
1.50	5.35	7.10	7.35	4.67	2.67	0.57	3.67	0.45
1.75	5.53	7.64	7.53	4.77	2.77	0.58	3.77	0.48
2.00	5.68	8.10	7.68	4.84	2.84	0.59	3.84	0.51
2.50	5.93	8.84	7.93	4.96	2.96	0.60	3.96	0.56
3.00	6.12	9.34	8.12	5.06	3.06	0.60	4.06	0.59
3.50	6.27	9.70	8.27	5.14	3.14	0.61	4.14	0.61
4.00	6.39	9.88	8.39	5.19	3.19	0.61	4.19	0.62
4.50	6.49	9.97	8.49	5.24	3.24	0.62	4.24	0.63
5.00	6.56	10.01	8.56	5.28	3.28	0.62	4.28	0.63
6.00	6.66	9.06	8.66	5.33	3.33	0.62	4.33	0.57
7.00	6.73	9.46	8.73	5.37	3.37	0.63	4.37	0.60
8.00	6.75	8.98	8.75	5.38	3.38	0.63	4.38	0.57
9.00	6.76	8.46	8.76	5.38	3.38	0.63	4.38	0.53
11.00	6.75	7.36	8.75	5.37	3.37	0.63	4.37	0.46
13.00	6.70	6.32	8.70	5.35	3.35	0.63	4.35	0.40
15.00	6.59	5.38	8.59	5.29	3.29	0.62	4.29	0.34


Observaciones : Material menor de 3/4", humedad remoldeable = 3.0%, densidad seca remoldeable = 1.90g/cm³.

Dra. Ing. DIANA LUCÍA CALDERÓN CAMUANA
Jefa (a) Laboratorio Geotécnico
CISMID - FIC - UNI

Av. Túpac Amaru 1150, Rímac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
Teléfonos: (1) 4811070 Anexo 7314 / Celular: 960153589.
Correo-e: labgeoc@uni.edu.pe / URL: <http://www.cismid-uni.org>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil
Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres
Laboratorio Geotécnico



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL
 Consolidado - Drenado (CD) // ASTM - D7181

Informe : LG22-031
 Solicitante : LABORATORIO DE ESTRUCTURAS DEL CISMID
 Proyecto : Auscultación del Paraboloides FIC-UNI

Fecha : Junio, 2022

Ubicación : Av. Túpac Amaru 210 - Rímac, FIC - UNI

Sondaje : C - 5A
 Muestra : M - 1
 Profundidad (m) : 1.45
 Estado : Remoldeado

Hoja : 3 de 4
 Clasificación - SUCS : GP - GM
 Velocidad (mm/min) : 0.50

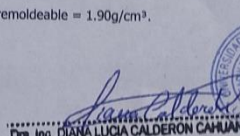
ESPECIMEN 03

Condiciones	Inicial	Final
Altura (cm)	20.00	19.87
Diámetro (cm)	10.10	10.07
Humedad (%)	3.0	14.43
Densidad seca (g/cm ³)	1.9	1.92

Datos del ensayo	
Parámetro de saturación B (%)	94
Presión de celda (σ_3) (kg/cm ²)	5.0
Contrapresión (kg/cm ²)	1.0
Esfuerzo Efectivo (σ_3') (kg/cm ²)	4.0

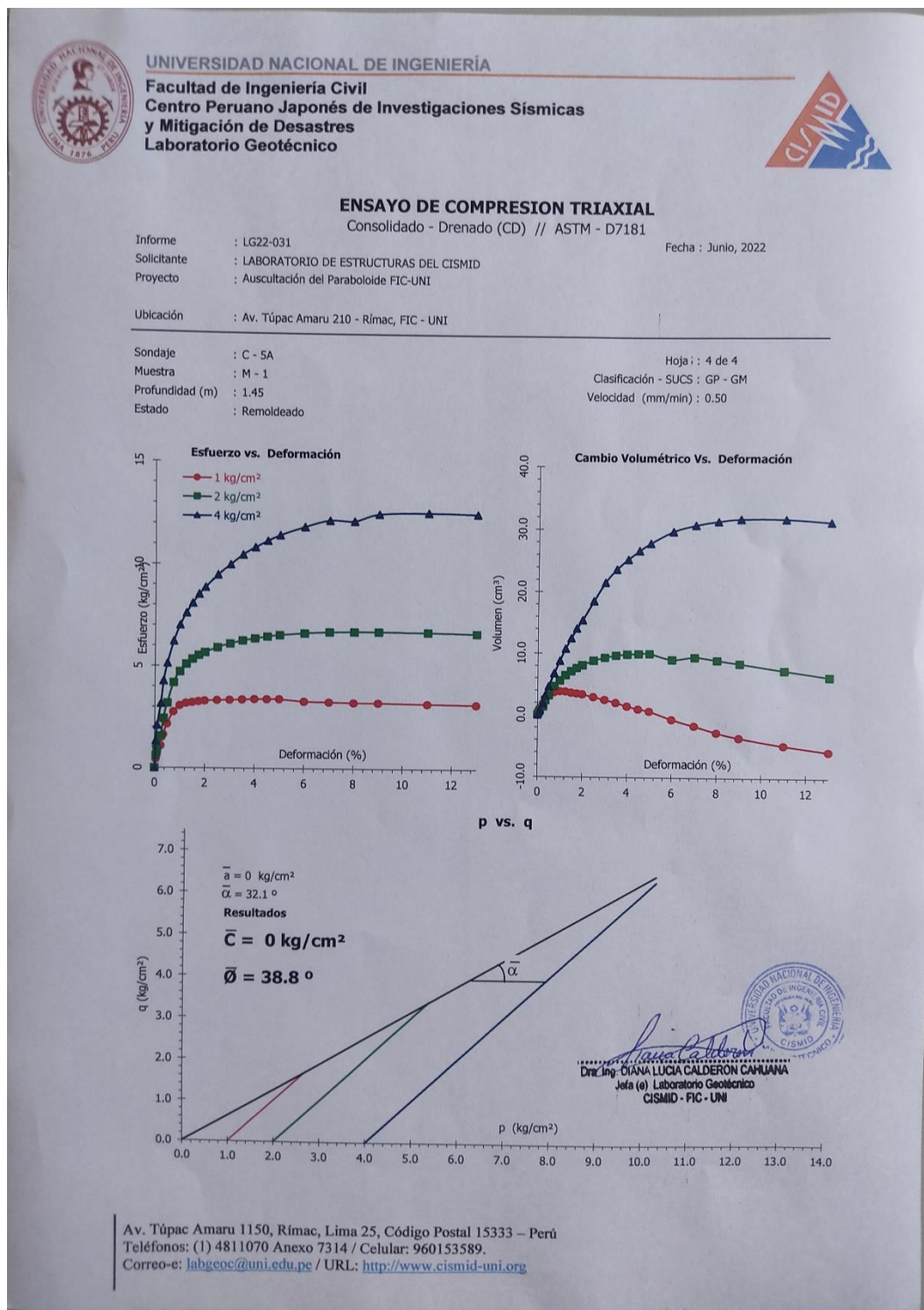
Deformación (%)	Esfuerzo (kg/cm ²)	Volumen (cm ³)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm ²)	p (kg/cm ²)	q (kg/cm ²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)	Δ_v / V_0 (%)
0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	0.00	0.00	1.00	0.00
0.05	1.31	0.45	5.31	4.66	0.66	0.14	1.33	0.03
0.10	2.09	0.75	6.09	5.04	1.04	0.21	1.52	0.05
0.25	3.17	1.85	7.17	5.58	1.58	0.28	1.79	0.12
0.35	4.27	3.15	8.27	6.13	2.13	0.35	2.07	0.20
0.50	5.14	4.60	9.14	6.57	2.57	0.39	2.28	0.29
0.75	6.22	6.75	10.22	7.11	3.11	0.44	2.56	0.43
1.00	7.01	8.80	11.01	7.51	3.51	0.47	2.75	0.56
1.25	7.61	10.75	11.61	7.81	3.81	0.49	2.90	0.68
1.50	8.10	12.45	12.10	8.05	4.05	0.50	3.02	0.79
1.75	8.54	14.05	12.54	8.27	4.27	0.52	3.13	0.89
2.00	8.88	15.40	12.88	8.44	4.44	0.53	3.22	0.97
2.50	9.49	18.50	13.49	8.75	4.75	0.54	3.37	1.17
3.00	10.00	21.50	14.00	9.00	5.00	0.56	3.50	1.36
3.50	10.49	23.60	14.49	9.24	5.24	0.57	3.62	1.49
4.00	10.85	25.20	14.85	9.43	5.43	0.58	3.71	1.59
4.50	11.17	26.60	15.17	9.59	5.59	0.58	3.79	1.68
5.00	11.45	27.80	15.45	9.73	5.73	0.59	3.86	1.76
6.00	11.87	29.70	15.87	9.94	5.94	0.60	3.97	1.88
7.00	12.20	30.72	16.20	10.10	6.10	0.60	4.05	1.94
8.00	12.17	31.35	16.17	10.08	6.08	0.60	4.04	1.98
9.00	12.52	31.74	16.52	10.26	6.26	0.61	4.13	2.00
11.00	12.61	31.72	16.61	10.31	6.31	0.61	4.15	2.00
13.00	12.56	31.22	16.56	10.28	6.28	0.61	4.14	1.97
15.00	12.42	30.70	16.42	10.21	6.21	0.61	4.11	1.94

Observaciones : Material menor de 3/4", humedad remoldeable = 3.0%, densidad seca remoldeable = 1.90g/cm³.



Dra Ing. DIANA LUCIA CALDERON CAHLIANA
 Jefa (e) Laboratorio Geotécnico
 CISMID - FIC - UNI

Av. Túpac Amaru 1150, Rímac, Lima 25, Código Postal 15333 - Perú
 Teléfonos: (1) 4811070 Anexo 7314 / Celular: 960153589.
 Correo-e: labgeoc@uni.edu.pe / URL: <http://www.cismid-uni.org>



ANEXO E. PANEL FOTOGRÁFICO



Figura N° E.1 Habilitación de andamios para la colocación de los sensores en los puntos en estudio seleccionados.



Figura N° E.2 Utilización de equipos de seguridad para la instalación de sensores.



Figura N° E.3 Instalación del sensor P03.



Figura Nº E.4 Equipación de cable LAN y extensión para cada sensor.



Figura Nº E.5 Excitación forzada de la estructura para la medición de vibración ante fuerzas externas.



Figura N° E.6 Portátiles para el registro de las mediciones.



Figura N° E.7 Equipo de trabajo asignado para el ensayo de vibraciones ambientales.