

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE  
SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO  
EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO”

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**  
INGENIERO CIVIL

**PRESENTADO POR:**  
BACH. DELGADO ENCALADA YAN CARLOS

**ASESOR**  
DR. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS

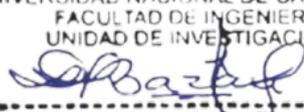
**CAJAMARCA – PERÚ**  
**2024**

## CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

### FACULTAD DE INGENIERÍA

- Investigador:** DELGADO ENCALADA YAN CARLOS  
**DNI:** 71965866  
**Escuela Profesional:** INGENIERÍA CIVIL
- Asesor:** Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas  
**Facultad:** Ingeniería
- Grado académico o título profesional**  
 Bachiller       Título profesional       Segunda especialidad  
 Maestro       Doctor
- Tipo de Investigación:**  
 Tesis       Trabajo de investigación       Trabajo de suficiencia profesional  
 Trabajo académico
- Título de Trabajo de Investigación:**  
"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"
- Fecha de evaluación:** 28/11/2024
- Software antiplagio:**       TURNITIN       URKUND (OURIGINAL) (\*)
- Porcentaje de Informe de Similitud:** 24 %
- Código Documento:** Oide:3117:410412726
- Resultado de la Evaluación de Similitud:**  
 APROBADO    PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: 28/11/2024

 <hr/> <p><b>Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas</b> <b>DNI: 26604421</b></p>	<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE INVESTIGACIÓN</p>  <hr/> <p><b>Dra. Ing. Laura Sofía Bazán Díaz</b> <b>DIRECTORA</b></p> <hr/> <p><b>UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FI</b></p>
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

\* En caso se realizó la evaluación hasta setiembre de 2023

## **AGRADECIMIENTO**

### **A DIOS**

Por haberme dado la vida, la salud y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

### **A MI MADRE**

Por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su cariño y apoyo incondicional.

## **DEDICATORIA**

A mi madre, por ser la persona que me ha acompañado durante todo mi trayecto estudiantil y de vida.

A mi padre, a pesar de nuestra distancia física siento que estás conmigo siempre y aunque nos faltaron muchas cosas por vivir juntos, sé que este momento hubiera sido tan especial para ti como lo es para mí.

A mi familia en general, porque me han brindado su apoyo incondicional y por compartir conmigo buenos y malos momentos.

## CONTENIDO

AGRADECIMIENTO .....	i
DEDICATORIA.....	ii
CONTENIDO .....	iii
ÍNDICE DE TABLAS .....	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMÉN .....	xi
ABSTRACT.....	xii
<b>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.2. Formulación del problema .....	2
1.3. Hipótesis .....	2
1.4. Justificación de la investigación .....	2
1.5. Alcances o delimitación de la investigación.....	3
1.6. Limitaciones.....	3
1.7. Objetivos .....	3
1.7.1. Objetivo general .....	3
1.7.2. Objetivos específicos.....	3
1.8. Estructura de la tesis .....	4
<b>CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>5</b>
2.1. Antecedentes teóricos .....	5
2.1.1. Antecedentes internacionales .....	5
2.1.2. Antecedentes nacionales .....	6
2.1.3. Antecedentes locales .....	8
2.2. Bases teóricas.....	9
2.2.1. Normatividad.....	9
2.2.1.1. Norma E.020 (Cargas).....	9
2.2.1.2. Norma E.030 (Diseño Sismorresistente) .....	10
2.2.1.3. Norma E.060 (Concreto Armado) .....	11
2.2.2. Análisis estático no lineal (pushover) .....	12
2.2.2.1. Demanda sísmica.....	13

2.2.2.2.	Curva de capacidad.....	14
2.2.2.3.	Espectro de capacidad .....	15
2.2.2.4.	Desempeño sísmico .....	16
2.2.2.5.	Punto de desempeño .....	17
2.2.3.	Análisis dinámico no lineal tiempo historia.....	21
2.2.3.1.	Evaluación de desempeño .....	22
2.2.4.	Estados límite de daño.....	22
2.2.4.1.	Niveles de desempeño sísmico .....	23
2.2.4.2.	Niveles de movimientos sísmicos.....	32
2.2.4.3.	Objetivos del desempeño estructural.....	33
2.2.5.	Ensayo a compresión de especímenes de concreto extraídos con broca de diamantina	35
2.2.6.	Estudio de mecánica de suelos .....	35
2.3.	Definición de términos básicos.....	35
2.3.1.	Análisis pushover .....	35
2.3.2.	Espectro de capacidad .....	35
2.3.3.	Espectro de demanda.....	36
2.3.4.	Curva de capacidad .....	36
2.3.5.	Punto de desempeño.....	36
2.3.6.	Aceleración espectral .....	36
CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS .....		37
3.1.	Ubicación geográfica .....	37
3.2.	Tiempo o época de investigación.....	37
3.3.	Metodología .....	37
3.3.1.	Tipo, nivel, diseño y método de investigación.....	37
3.3.2.	VARIABLES.....	38
3.3.3.	Población de estudio.....	38
3.3.4.	Muestra.....	38
3.3.5.	Unidad de análisis .....	38
3.3.6.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	39
3.3.6.1.	Técnicas .....	39
3.3.6.2.	Instrumentos .....	39

3.4.	Procedimiento .....	40
3.4.1.	Análisis documentario y bibliográfico .....	40
3.4.1.1.	Descripción Arquitectónica .....	40
3.4.1.2.	Descripción Estructural (pabellón 01 y 02).....	41
3.4.2.	Determinación de la resistencia del concreto.....	41
3.4.3.	Determinación del estudio de mecánica de suelos .....	44
3.4.4.	Modelamiento estructural.....	46
3.4.4.1.	Parámetros sísmicos .....	50
3.4.4.2.	Combinaciones de carga.....	52
3.4.4.3.	Análisis lineal .....	52
3.4.4.3.1.	Análisis sísmico estático .....	53
3.4.4.3.1.1.	Masa sísmica.....	53
3.4.4.3.2.	Análisis sísmico dinámico .....	54
3.4.4.3.3.	Verificación de irregularidades .....	55
3.4.4.3.4.	Irregularidades en planta.....	58
3.4.4.4.	Análisis no lineal estático .....	59
3.4.4.4.1.	Sismos de diseño.....	63
3.4.4.5.	Análisis no lineal tiempo historia .....	65
3.4.4.5.1.	Registros sísmicos y tratamiento de aceleraciones .....	68
3.5.	Tratamiento, análisis y presentación de resultados .....	75
3.5.1.	Análisis No Lineal Estático.....	75
3.5.2.	Análisis No Lineal Tiempo Historia.....	76
3.5.3.	Presentación de resultados .....	77
3.5.3.1.	Resultados del ensayo de diamantina .....	77
3.5.3.2.	Resultados del estudio de mecánica de suelos.....	78
3.5.3.3.	Resultados del análisis lineal.....	78
3.5.3.3.1.	Participación modal .....	78
3.5.3.3.2.	Derivas de entrepiso dinámicas .....	79
3.5.3.4.	Resultados del análisis no lineal estático (pushover) .....	82
3.5.3.5.	Resultados del análisis no lineal tiempo-historia .....	86
3.5.3.5.1.	Distorsiones de entrepiso ocasionados por el registro sísmico del 2021 .....	86

3.5.3.5.2.	Distorsiones de entrepiso ocasionados por el registro sísmico del 2023 .....	87
3.5.3.5.3.	Distorsiones de entrepiso ocasionados por el registro sísmico del 2024 .....	88
3.5.3.5.4.	Diagrama histerético de la aceleración por el registro sísmico del 2021 .....	92
3.5.3.5.5.	Diagrama histerético de la aceleración por el registro sísmico del 2023 .....	95
3.5.3.5.6.	Diagrama histerético de la aceleración por el registro sísmico del 2024.....	97
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....		99
4.1.	Análisis y discusiones de resultados del análisis lineal .....	99
4.2.	Análisis y discusiones de resultados del análisis no lineal estático (pushover).....	100
4.3.	Análisis y discusiones de resultados del análisis no lineal dinámico (tiempo historia)...	101
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....		102
5.1.	Conclusiones .....	102
5.2.	Recomendaciones .....	102
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		103
ANEXOS .....		105

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Estados de daño para estructuras de concreto según HAZUS 99 .....	22
Tabla 2 Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño .....	25
Tabla 3 Niveles de desempeño según ATC-40.....	31
Tabla 4 Movimiento sísmico de diseño .....	33
Tabla 5 Objetivos de desempeño sísmico de una estructura según comité Visión 2000 .....	34
Tabla 6 Características del concreto y acero.....	49
Tabla 7 Cargas vivas utilizadas en el pabellón 01 y 02 .....	50
Tabla 8 Cargas muertas utilizadas en el pabellón 01 y 02 .....	50
Tabla 9 Parámetros sísmicos.....	51
Tabla 10 Combinaciones de carga .....	52
Tabla 11 Cálculo del espectro de pseudoaceleraciones.....	54
Tabla 12 Irregularidad de rigidez – piso blando – pabellón 01.....	55
Tabla 13 Irregularidad extrema de rigidez – pabellón 01 .....	56
Tabla 14 Irregularidad de resistencia – piso débil – pabellón 01.....	56
Tabla 15 Irregularidad extrema de resistencia – pabellón 01.....	57
Tabla 16 Irregularidad de masa o peso – pabellón 01.....	57
Tabla 17 Irregularidad torsional– pabellón 01 .....	58
Tabla 18 Irregularidad torsional extrema - pabellón 01 .....	59
Tabla 19 Cálculo del espectro de los sismos de diseño para zona 3 .....	64
Tabla 20 Participación modal del pabellón 01 .....	78
Tabla 21 Participación Modal del Pabellón 02 .....	79
Tabla 22 Distorsión de entrepiso dinámicas en la dirección X-pabellón 01 .....	79
Tabla 23 Distorsión de entrepiso dinámicas en la dirección Y-pabellón 01 .....	80
Tabla 24 Distorsión de entrepiso dinámicas en la dirección X-pabellón 02.....	80
Tabla 25 Distorsión de entrepiso dinámicas en la dirección Y-pabellón 02 .....	81
Tabla 26 Nivel de desempeño dirección XX - pabellón 01 .....	82
Tabla 27 Nivel de desempeño sísmico dirección YY - pabellón 01 .....	83
Tabla 28 Nivel de desempeño sísmico dirección XX - pabellón 02.....	84
Tabla 29 Nivel de desempeño sísmico dirección YY - pabellón 02 .....	85
Tabla 30 Límites de deriva para estructuras de concreto armado según HAZUS .....	86

Tabla 31 Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección X-pabellón 01 .....	86
Tabla 32 Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección Y-pabellón 01 .....	86
Tabla 33 Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección X-pabellón 02 .....	87
Tabla 34 Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección Y-pabellón 02.....	87
Tabla 35 Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección X-pabellón 01 .....	87
Tabla 36 Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección Y-pabellón 01 .....	87
Tabla 37 Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección X-pabellón 02 .....	88
Tabla 38 Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección Y-pabellón 02.....	88
Tabla 39 Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección X-pabellón 01 .....	88
Tabla 40 Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección Y-pabellón 01 .....	89
Tabla 41 Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección X-pabellón 02 .....	89
Tabla 42 Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección Y-pabellón 02.....	89

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa de zonificación de la norma E.030 .....	10
Figura 2 Esquema del método pushover .....	12
Figura 3 Diagrama espectro de respuesta .....	13
Figura 4 Curva de capacidad cortante en la base vs desplazamiento nivel superior .....	14
Figura 5 Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad .....	15
Figura 6 Punto de desempeño .....	18
Figura 7 Espectro de capacidad y demanda.....	18
Figura 8 Espectro de demanda elástico, demanda reducido y capacidad .....	20
Figura 9 Espectro de capacidad, demanda y punto de desempeño .....	20
Figura 10 Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva capacidad... 31	31
Figura 11 Ubicación de la I.E. San Marcos .....	37
Figura 12 Ubicación de especímenes a extraer 1° nivel .....	43
Figura 13 Ubicación de especímenes a extraer 2° nivel .....	43
Figura 14 Ubicación de especímenes a extraer 3° nivel .....	44
Figura 15 Ubicación del punto de la calicata.....	46
Figura 16 Modelo estructural planta-pabellón 01 .....	46
Figura 17 Modelo estructural 3D-pabellón 01 .....	47
Figura 18 Modelo estructural planta-pabellón 02.....	47
Figura 19 Modelo estructural 3D-pabellón 02.....	48
Figura 20 Sección de los elementos estructurales.....	48
Figura 21 Consideraciones sísmicas en el sismo dinámico .....	52
Figura 22 Masa sísmica para pabellón 01 y 02.....	53
Figura 23 Espectro de pseudoaceleraciones .....	55
Figura 24 Carga gravedad no Lineal – pabellón 01 y 02.....	60
Figura 25 Pushover en la dirección X – pabellón 01 y 02.....	60
Figura 26 Pushover en la dirección Y – pabellón 01 y 02 .....	61
Figura 27 Asignación de rótulas plásticas o bisagras a vigas y columnas – pabellón 01 .....	62
Figura 28 Asignación de rótulas plásticas o bisagras a vigas y columnas – pabellón 02 .....	63
Figura 29 Espectros de los sismos de diseño para zona 3.....	65
Figura 30 Configuración del caso Modal: Ritz – pabellón 01 y 02.....	65

Figura 31 Definición de los 3 pares de registros de aceleraciones–pabellón 01 y 02 .....	66
Figura 32 Definición del caso tiempo historia en X sismo 2021 - Pabellón 01 y 02.....	67
Figura 33 Definición del caso tiempo historia en Y sismo 2021 - Pabellón 01 y 02.....	67
Figura 34 Ubicación de los sismos 21/07/2021, 01/06/2023 y 17/03/2024 y de la falla subandina (franja amarilla) .....	71
Figura 35 Distribución espacial de la sismicidad en la región Norte del Perú asociada con la sismicidad de Cajamarca.....	72
Figura 36 Corrección por línea base y ruido del registro X del Sismo 2021 .....	73
Figura 37 Corrección por línea base y ruido del registro Y del Sismo 2021 .....	74
Figura 38 Sismo 2021 compatibilizado al espectro elástico en X .....	74
Figura 39 Sismo 2021 compatibilizado al espectro elástico en Y .....	75
Figura 40 $f'c$ del concreto de las muestras extraídas con diamantina.....	77
Figura 41 Resumen del EMS .....	78
Figura 42 Desempeño sísmico dirección XX - pabellón 01 .....	82
Figura 43 Desempeño sísmico dirección YY - pabellón 01 .....	83
Figura 44 Desempeño sísmico dirección XX - pabellón 02 .....	84
Figura 45 Desempeño sísmico dirección YY - pabellón 02 .....	85
Figura 46 Distorsiones de entrepiso tiempo historia dirección X-pabellón 01 .....	90
Figura 47 Distorsiones de entrepiso tiempo historia dirección Y-pabellón 01 .....	90
Figura 48 Distorsiones de entrepiso tiempo historia dirección X-pabellón 02.....	91
Figura 49 Distorsiones de entrepiso tiempo historia dirección Y-pabellón 02 .....	91
Figura 50 Cortante, desplazamiento y diagrama histerético en la dirección x-pabellón 01 .....	92
Figura 51 Cortante, desplazamiento y diagrama histerético en la dirección Y-pabellón 01 .....	93
Figura 52 Cortante, desplazamiento y diagrama histerético en la dirección x-pabellón 02 .....	94
Figura 53 Cortante, desplazamiento y diagrama histerético en la dirección x-pabellón 01 .....	95
Figura 54 Cortante, desplazamiento y diagrama histerético en la dirección x-pabellón 02 .....	96
Figura 55 Cortante, desplazamiento y diagrama histerético en la dirección x-pabellón 01 .....	97
Figura 56 Cortante, desplazamiento y diagrama histerético en la dirección x-pabellón 02 .....	98

## RESUMÉN

Muchas edificaciones de concreto armado no cumplen con las normativas actuales y están diseñadas para un comportamiento elástico, sin evaluar su desempeño en el rango inelástico hasta el colapso. Es esencial diseñar estructuras considerando su comportamiento real, utilizando métodos avanzados de ingeniería y definiendo niveles óptimos de desempeño frente a sismos de distintas intensidades. En esta investigación se analizaron dos pabellones de tres niveles con plantas regulares, los cuales se caracterizan por tener un sistema de pórticos de concreto armado en ambas direcciones. Estos módulos fueron analizados aplicando los parámetros lineales de la Norma Técnica E.030 y metodologías no lineales como el estático y dinámico. Para el modelamiento se utilizó el software ETABS y siguiendo las pautas del ASCE/SEI 17-10 y FEMA 356. Las pruebas de laboratorio indicaron que la resistencia del concreto es  $114 \text{ kg/cm}^2$  valor promedio, significativamente inferior a los estándares requeridos. Los resultados del ANLE en ambos pabellones resultan para un sismo: (frecuente resguardo de vida), (ocasional cerca al colapso), (raro y muy raro en el colapso); así mismo los resultados del ANLTH, muestran en los primeros niveles daños moderados y extensivos, ligero en el último nivel. Concluyendo que la Institución Educativa San Marcos de Sillangate tiene un desempeño sísmico en el colapso.

**Palabras claves:** Desempeño sísmico, análisis no lineal estático, análisis no lineal dinámico, punto de desempeño, curva de capacidad.

## ABSTRACT

Many reinforced concrete buildings do not comply with current regulations and are designed for elastic behavior, without evaluating their performance in the inelastic range until collapse. It is essential to design structures considering their real behavior, using advanced engineering methods and defining optimal performance levels against earthquakes of different intensities. In this research, two three-level pavilions with regular floor plans were analyzed, which are characterized by having a system of reinforced concrete porches in both directions. These modules were analyzed applying the linear parameters of Technical Standard E.030 and non-linear methodologies such as static and dynamic. For the modeling, the ETABS software was used and following the guidelines of ASCE/SEI 17-10 and FEMA 356. Laboratory tests indicated that the strength of the concrete is 114 kg/cm<sup>2</sup> average value, significantly lower than the required standards. The results of the ANLE in both pavilions are for an earthquake: (frequent life safety), (occasional near collapse), (rare and very rare in collapse); Likewise, the ANLTH results show moderate and extensive damage in the first levels, slight in the last level. Concluding that the San Marcos de Sillangate Educational Institution has a seismic performance in the collapse.

**Keywords:** Seismic performance, static nonlinear analysis, dynamic nonlinear analysis, performance point, capacity curve.

## CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Planteamiento del problema

La mayoría de códigos de diseño sísmico, incluida la norma peruana, consideran un sólo nivel de amenaza sísmica para el cual la edificación no debería colapsar (sismo severo), pero no tienen una metodología de verificación del comportamiento sísmico de las edificaciones para sismos frecuentes y moderados (que son más frecuentes). Por ello es necesario desarrollar un diseño sismorresistente basado en el desempeño para diferentes niveles de amenaza sísmica y objetivos de desempeño establecidos (Choque y Luque, 2019).

Una gran cantidad de edificaciones actualmente se diseñan de concreto armado y no cumplen las normativas vigentes, así mismo las estructuras se diseñan para comportarse elásticamente y no se evalúan para predecir el comportamiento real de la edificación en el rango inelástico, es decir hasta el nivel del colapso, de manea que las estructuras en general se deben diseñar para predecir un comportamiento real, aplicando métodos avanzados de ingeniería, definiendo niveles óptimos de desempeño para eventos sísmicos de determinada intensidad (Huaman, 2016).

La región de Cajamarca, y en particular la provincia de Cutervo, donde se encuentra la I.E. San Marcos de Sillangate, está situada en una zona de alta actividad sísmica, zona 3, de acuerdo con la Norma Técnica E-030 del Perú. En este contexto, los pabellones 01 y 02 de dicha institución representan estructuras de gran importancia debido a su función educativa. La I.E. San Marcos de Sillangate, que ha estado en funcionamiento durante 12 años ha mostrado signos de deterioro, incluyendo asentamientos y grietas, estos problemas estructurales no solo afectan la funcionalidad de la institución, sino que también representan un riesgo potencial para la vida de sus ocupantes en caso de un evento sísmico, en este contexto, es crucial llevar a cabo una evaluación exhaustiva

del desempeño sísmico de la estructura para evaluar el nivel de desempeño y proponer medidas correctivas que garanticen la seguridad de la comunidad educativa.

Tradicionalmente, los análisis estructurales lineales han sido el enfoque predominante para evaluar el comportamiento de las edificaciones ante cargas sísmicas. Sin embargo, dichos análisis presentan limitaciones importantes, ya que suponen un comportamiento elástico de los materiales y pequeñas deformaciones, lo cual no es representativo de la realidad bajo eventos sísmicos severos.

Para superar estas limitaciones, el Análisis No Lineal Estático (ANLE) y el Análisis No Lineal Tiempo-Historia (ANLTH) ofrecen metodologías avanzadas que permiten una mejor comprensión del comportamiento de las estructuras bajo escenarios sísmicos reales. El ANLE es útil para evaluar de manera general la capacidad última de la estructura y su ductilidad, mientras que el ANLTH permite simular de manera precisa la respuesta estructural a lo largo del tiempo, considerando la historia de la carga sísmica y los efectos acumulativos.

## **1.2. Formulación del problema**

¿Cuál es el desempeño sísmico de la I.E. San Marcos de Sillangate-distrito de Querocotillo-Cutervo-Cajamarca, mediante la aplicación del análisis no lineal estático y dinámico?

## **1.3. Hipótesis**

El desempeño sísmico de la “I.E. San Marcos de Sillangate - distrito de Querocotillo - Cutervo - Cajamarca, empleando el análisis no lineal estático y dinámico” es cerca al colapso.

## **1.4. Justificación de la investigación**

La integridad estructural de las instituciones educativas es fundamental para garantizar la seguridad de los estudiantes y el personal, dado que la I.E. San Marcos de Sillangate presenta fallas como asentamientos y grietas, es esencial determinar su capacidad para resistir eventos sísmicos y

obtener la información necesaria para asegurar la seguridad de la población beneficiaria. Así mismo esta investigación proporcionará información valiosa sobre su desempeño estructural, los resultados obtenidos podrán ser utilizados por ingenieros y arquitectos para mejorar el diseño y la construcción de edificaciones similares en el futuro.

### **1.5. Alcances o delimitación de la investigación**

La investigación se limita a analizar los pabellones 01 y 02 debido a su relevancia estructural, excluyendo otros edificios o áreas de la I.E. San Marcos, esto significa que los hallazgos van hacer muy representativos de toda la institución.

Para el análisis estructural se utilizarán dos tipos de análisis no lineales: el Análisis no Lineal Estático (ANLE) y el Análisis no Lineal Tiempo-Historia (ANLTH), aplicados a modelos estructurales de los pabellones utilizando software especializado en simulación estructural.

### **1.6. Limitaciones**

No se realizó un análisis de interacción suelo-estructura, considerándose así todas las bases de las columnas empotradas.

### **1.7. Objetivos**

#### **1.7.1. Objetivo general**

Evaluar el desempeño sísmico de la I.E. San Marcos de Sillangate-districto de Querocotillo-Cutervo-Cajamarca, empleando análisis no lineal estático y dinámico.

#### **1.7.2. Objetivos específicos**

- Determinar la resistencia del concreto en los elementos estructurales (columna y viga), mediante ensayos de extracción de diamantina.
- Determinar el nivel de desempeño sísmico, debido a la ocurrencia de diferentes eventos sísmicos (frecuente, ocasional, raro y muy raro).

- Realizar un análisis no lineal dinámico (tiempo historia) de la edificación, utilizando registros sísmicos representativos de la zona, para evaluar la respuesta estructural y el desplazamiento de los elementos durante un evento sísmico.

### 1.8. Estructura de la tesis

Esta investigación consta de la siguiente estructura:

- ✓ **Capítulo I:** Describe lo referente a la introducción en la que se encuentran el planteamiento y formulación del problema, hipótesis, justificación, alcances, limitaciones y objetivos.
- ✓ **Capítulo II:** Este capítulo comprende al marco teórico, donde se consideran los antecedentes teóricos, las bases teóricas y la definición de términos básicos.
- ✓ **Capítulo III:** Corresponde a la descripción de los materiales, la metodología utilizada, el procedimiento de la investigación, así mismo se realiza el tratamiento, análisis y presentación de resultados.
- ✓ **Capítulo IV:** En este capítulo se realiza el análisis y discusión de resultados, describiendo y discutiendo la información hallada con los antecedentes teóricos.
- ✓ **Capítulo V:** Comprende a las conclusiones y recomendaciones, resultando una conclusión para cada objetivo planteado.
- ✓ **Referencias bibliográficas.**
- ✓ **Anexos.**

## CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes teóricos

#### 2.1.1. Antecedentes internacionales

Casiano (2019), "Evaluación de los métodos aproximados de análisis sísmico – estático no lineal para edificios de concreto". El estudio compara métodos simplificados de análisis sísmico estático no lineal, basados en los lineamientos de FEMA 440, con el análisis dinámico incremental, en edificios de concreto de mediana altura en Puebla. Busca evaluar la precisión de los métodos simplificados en relación con un método más exhaustivo, tomando como referencia tres modelos de edificios regulares. Se diseñaron tres edificios de concreto reforzado de cuatro, ocho y doce niveles, ubicados en Angelópolis, Puebla, con geometría y demanda sísmica definidas según las normas locales. Se realizaron análisis mediante el procedimiento del espectro de capacidad y el método de modificación de desplazamiento. Posteriormente, se aplicó el análisis dinámico incremental (IDA), utilizando diez simulaciones con variaciones de intensidad sísmica, y se compararon los desplazamientos y cortantes basales obtenidos de ambos enfoques. En edificios de baja altura, los desplazamientos elásticos e inelásticos son similares, lo que confirma la aplicabilidad de la regla de iguales desplazamientos. En edificios altos, esta regla no se cumple, indicando mayores diferencias entre ambos desplazamientos. La precisión de los métodos estáticos es aceptable, aunque se recomienda emplear el análisis dinámico en estudios más rigurosos. Además, el análisis dinámico incremental demuestra que los patrones de carga y parámetros iniciales son cruciales para obtener resultados confiables. Los métodos simplificados son herramientas útiles en estudios preliminares, pero requieren ajustes y validaciones adicionales para aplicaciones en estructuras con características complejas

Galarza (2019), "Evaluación del desempeño sísmico del edificio de la Oscus mediante comparación del análisis estático no lineal (pushover), análisis estático modal (pushover multimodal) y dinámico no-lineal (historia de respuesta)". La investigación busca determinar el desempeño sísmico del edificio OSCUS utilizando tres tipos de análisis sísmico no lineal: el análisis Pushover estático, el análisis Pushover multimodal y el análisis de Historia de Respuesta, con el fin de identificar vulnerabilidades y estimar el nivel de riesgo ante un evento sísmico. Se obtuvo el modelo estructural tridimensional del edificio mediante el software Etabs 2016, usando parámetros de no linealidad y especificaciones de resistencia del concreto derivadas de ensayos esclerométricos. Los resultados indicaron que el análisis multimodal (MPA) presenta menor error en las estimaciones de desplazamientos y derivas entre pisos en comparación con los otros métodos, siendo el análisis más confiable en estructuras como la evaluada. Los tres métodos mostraron que el edificio alcanza su desplazamiento máximo sin cumplir con el desplazamiento objetivo, lo que evidencia una vulnerabilidad significativa. Se concluye que el edificio presenta un alto riesgo sísmico y probabilidad de colapso, dado que no cumple con los desplazamientos esperados bajo condiciones sísmicas de diseño. Entre los métodos evaluados, el análisis MPA resulta ser el más adecuado para este tipo de edificaciones debido a su precisión en predicciones de desplazamientos.

### **2.1.2. Antecedentes nacionales**

Paredes (2022), "Evaluación del desempeño sísmico de una institución educativa empleando el análisis no lineal dinámico" Se llevaron a cabo análisis de dos módulos de dos pisos pertenecientes a una institución educativa construida en 1994. Estos módulos se caracterizan por contar con un sistema de pórticos de concreto armado en la dirección X y un sistema de albañilería confinada en la dirección Y. Se realizaron análisis utilizando tanto los parámetros lineales de la

normativa Norma Técnica E.030 como enfoques no lineales como el Análisis Dinámico No Lineal (ADNL). Estas estructuras se sometieron a tres eventos sísmicos que ocurrieron en el Perú, los cuales fueron ajustados, escalados y adaptados al espectro de respuesta utilizando los programas Seismosignal y Seismomatch. Para la modelización se utilizó el software ETABS y siguiendo las directrices de ASCE 41-17 y FEMA 356, se evaluó la respuesta de los registros sísmicos en las direcciones norte-sur y este-oeste. Se obtuvieron los valores de desplazamiento, cortante y derivas en función del tiempo. Basándonos en los resultados, se determinó el desempeño sísmico en ambas direcciones, considerando los niveles de desempeño definidos por el HAZUS99. Se concluyó que en la dirección X, la estructura muestra un "Daño Estructural Completo," mientras que en la dirección Y, se observaron "Daños Estructurales Leves." Por lo tanto, se llegó a la conclusión de que se necesita realizar un refuerzo estructural en la dirección X para mejorar el desempeño de este tipo de edificaciones.

Choque y Luque (2019), "Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030". En esta tesis, se explora la teoría y aplicación del diseño basado en el desempeño sísmico de un edificio de ocho niveles en Arequipa. Se plantean dos modelos estructurales que se basan en dos sistemas de concreto armado: uno de pórticos y otro de muros estructurales (muros de corte). El propósito es analizar cómo se comportan estos sistemas frente a diferentes niveles de amenaza sísmica. Los modelos estructurales se establecieron siguiendo los criterios y requisitos de las normativas vigentes. El análisis estructural para las cargas de gravedad y sismo se llevó a cabo utilizando el software ETABS. Además, se validaron los modelos mediante un cálculo manual utilizando el análisis sísmico modal-espectral y el método de rigideces. Una vez completado el análisis estructural, se procedió al diseño de todos los elementos estructurales, incluyendo vigas, columnas y muros de corte. Los resultados del

diseño se reflejaron en los planos de la estructura. Luego, se realizó un Análisis Estático No Lineal – Pushover siguiendo las recomendaciones del ASCE/SEI 41-13. Tanto los modelos como el análisis se llevaron a cabo en el programa ETABS, lo que permitió obtener las curvas de capacidad de los sistemas estructurales estudiados, así como identificar los mecanismos de formación de rótulas plásticas en los elementos. El punto de desempeño de las estructuras se determinó mediante la aplicación de dos métodos: el Método del Espectro de Capacidad (ATC-40, FEMA 440) y el Método de Coeficientes (FEMA 440, ASCE/SEI 41-13). La demanda sísmica se basó en el espectro de diseño de acuerdo con la normativa Norma Técnica E.030 (2018). Finalmente, se presenta la evaluación del desempeño sísmico de acuerdo con los objetivos de desempeño recomendados por el Comité Visión 2000 y el ATC-40.

### **2.1.3. Antecedentes locales**

Valdivia (2024), “NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS BLOQUES 2 Y 4 DEL MERCADO ZONAL SUR DE CAJAMARCA”. El objetivo principal de la investigación fue determinar el nivel de desempeño sísmico en los bloques 2 y 4 del Mercado Zonal Sur, haciendo uso de la metodología del ASCE 41-17, por el método de coeficientes que determina con precisión y facilidad cada punto de desempeño que alcance la edificación de acuerdo al movimiento sísmico y los objetivos de desempeño del comité VISION 2000. Se realizó el análisis estático no lineal, para determinar los niveles de desempeño, para el que elaboró el modelamiento numérico, en el software ETABS 20.03, donde fue necesario realizar una idealización de los muros de albañilería como columna ancha. Finalmente, en el programa se halla la curva de capacidad, y se realiza el análisis de datos en Excel. Concluyendo que el Bloque 2 y 4 en la dirección X e Y tiene un nivel de desempeño sísmico de colapso para un movimiento sísmico raro de 475 años de retorno, demostrando la baja ductilidad de la edificación en ambas direcciones.

Fustamante (2021), "Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del espectro capacidad-demanda". El propósito de esta investigación es analizar y determinar el nivel de desempeño sísmico de un edificio de 11 pisos ubicado en la ciudad de Chota. Se empleó la metodología del Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40), específicamente el método del Espectro de Capacidad-Demanda. Este edificio cuenta con un sistema estructural que combina muros estructurales y marcos, siendo los muros estructurales responsables de más del 70% de la resistencia a cortante en la base. La evaluación del desempeño se basó en los niveles establecidos por ATC, y tanto el análisis como el diseño del edificio se llevaron a cabo utilizando el programa Etabs. Se efectuó un análisis estático no lineal de empuje, que permitió determinar tanto las fuerzas cortantes como los desplazamientos asociados a ellas. Además, se generó la curva de capacidad de la estructura, lo que facilitó la identificación de los desplazamientos de fluencia y colapso, y se relacionaron con los niveles de desempeño correspondientes. Los resultados de la evaluación señalan que, en la dirección X, el edificio alcanza un nivel de seguridad de vida ante un terremoto de servicio, pero no logra cumplir su objetivo frente a un terremoto de diseño o un terremoto máximo, ya que colapsa. En cuanto a la dirección Y, la estructura cumple con su objetivo en caso de un terremoto de servicio y uno de diseño, pero no lo hace frente a un terremoto máximo, provocando el colapso de la estructura en este último caso.

## **2.2. Bases teóricas**

### **2.2.1. Normatividad**

#### **2.2.1.1. Norma E.020 (Cargas)**

La Norma E.020 "Cargas" del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú establece los criterios y procedimientos para determinar las cargas y fuerzas que actúan sobre las estructuras

en diversas condiciones. Su enfoque principal es garantizar que las edificaciones puedan resistir de forma segura y adecuada las cargas permanentes (como el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales) y las cargas variables (como la ocupación, viento y sismos), asegurando así la estabilidad y seguridad de las construcciones en el país (MVCS, 2006).

### 2.2.1.2. Norma E.030 (Diseño Sismorresistente)

La Norma E.030 de Diseño Sismorresistente en el Perú tiene como objetivo principal establecer los criterios de diseño para asegurar la seguridad de las edificaciones ante eventos sísmicos, minimizando daños estructurales y protegiendo la vida de los ocupantes. Esta norma regula el diseño, la construcción y la evaluación de estructuras, garantizando que puedan soportar movimientos sísmicos sin colapsar. La Norma E.030, además, clasifica las edificaciones según su importancia, definiendo niveles de seguridad diferentes para cada tipo de construcción. Las estructuras críticas, como hospitales, colegios y edificios de servicios esenciales, requieren un diseño que garantice su funcionalidad después de un sismo. La norma especifica los requisitos mínimos para elementos estructurales, materiales, conexiones y sistemas de disipación de energía, y también sugiere análisis dinámico (MVCS, 2018).

#### Figura 1

*Mapa de zonificación de la norma E.030*



Fuente. Norma Técnica E.030, 2018.

Para calcular la cortante basal, según la norma E0.30, se presenta la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P$$

Donde:

Z: Factor de zona

U: Factor de uso

C: Facto de amplificación sísmica

S: Factor del suelo

P: Peso sísmico total de la edificación (100%CM + 50%CV)

R: Coeficiente de reducción

### 2.2.1.3. Norma E.060 (Concreto Armado)

La Norma E.060 de Concreto Armado es parte del Reglamento Nacional de Edificaciones en Perú y establece los requisitos mínimos de diseño, construcción, y control de calidad para estructuras de concreto armado. Esta norma garantiza que las edificaciones y obras de ingeniería cumplan con estándares de seguridad, durabilidad y resistencia ante diferentes cargas, incluidas las sísmicas, que son particularmente relevantes en una zona sísmica como Perú (MVCS, 2009).

La resistencia necesaria para soportar cargas amplificadas se calcula mediante la siguiente expresión:

$$U1=1.4CM + 1.7CV$$

$$U2=1.25(CM + CV) \pm 1SDX$$

$$U3=1.25(CM + CV) \pm 1SDY$$

$$U4=0.9CM \pm SDX$$

$$U5=0.9CM \pm SDY$$

Donde:

U: Resistencia requerida para resistir las cargas amplificadas

CM: Cargas muertas

CV: Cargas vivas

SDX: Sismo de diseño en la dirección X

SDY: Sismo de diseño en la dirección Y

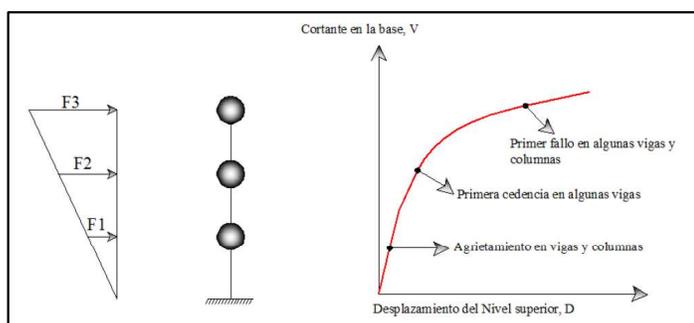
### 2.2.2. Análisis estático no lineal (pushover)

El análisis pushover involucra un análisis inelástico de la estructura considerada, bajo un incremento gradual de vectores de fuerza o desplazamientos, representando el patrón de fuerzas de inercia o desplazamientos de respuesta en la estructura. Tiene la habilidad de modelar la formación, y rotación plástica de rótulas plásticas en la estructura, y por lo tanto puede ser de gran valor en la verificación del diseño (Valencia, 2012).

El Análisis pushover tradicional tiene en cuenta el aporte del primer modo de vibración, considerado dominante por poseer, generalmente, el mayor factor de participación modal. Un aspecto importante en la aplicación de esta metodología es la construcción de la curva de capacidad de la edificación. Esta curva se obtiene empujando el edificio horizontalmente mediante una distribución de carga predefinida, la cual se incrementa paso a paso hasta alcanzar un valor máximo de desplazamiento en el último piso, o el colapso de la estructura (Valencia, 2012).

**Figura 2**

*Esquema del método pushover*



Fuente. Valencia, 2012.

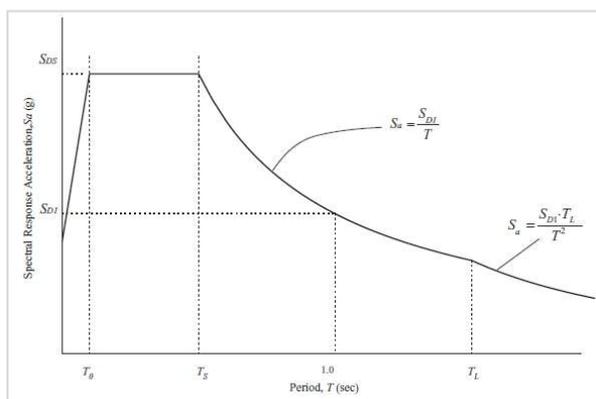
### 2.2.2.1. Demanda sísmica

Los movimientos terrestres durante un suceso sísmico generan patrones complejos de desplazamientos horizontales que cambian con el paso del tiempo. Seguir este procedimiento de forma gradual para establecer las necesidades del diseño estructural se percibe como poco práctico. Los enfoques lineales tradicionales emplean fuerzas laterales para ilustrar una de las condiciones de diseño, en cambio, para los enfoques no lineales resulta más sencillo y directo emplear un conjunto de desplazamientos laterales como condición de diseño. Para una estructura sugerida y un terremoto, la mejor reacción anticipada durante el terremoto es el desplazamiento de demanda (ATC-40, 1996).

La curva del espectro de respuesta, periodo ( $T$ ) versus pseudo-aceleraciones (ver figura 2), para el diseño de estructuras, consta de varios segmentos, el segmento de aceleración constante cubre hasta  $T_s$ , el segundo de velocidad constante cubre hasta  $T_1$  y las pseudo-aceleraciones son proporcionales a la inversa de  $T$ . El segmento de periodo largo se define sobre  $T_1$ , que indica el periodo que marca la transición del segmento de velocidad constante al segmento de desplazamiento constante. Las pseudo-aceleraciones en el segmento de desplazamiento constante mayores a  $T$  son proporcionales a la inversa del cuadrado de  $T$  (FEMA 356, 2000).

**Figura 3**

*Diagrama espectro de respuesta*



Fuente. ASCE/SEI 7-10, 2010.

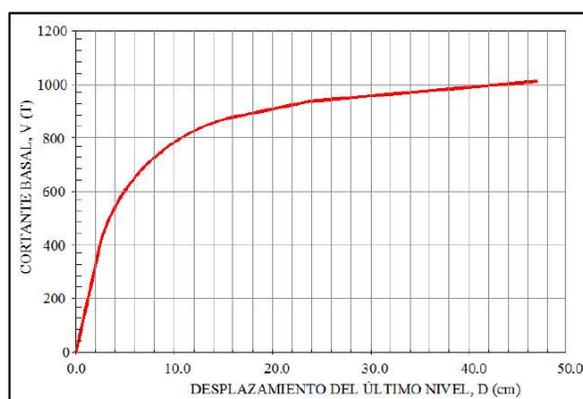
### 2.2.2.2. Curva de capacidad

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal como, por ejemplo, el análisis estático no lineal (Pushover). Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. Esta curva relaciona las fuerzas en la base (cortante basal,  $V$ ) y los desplazamientos ( $D$ ) en el nivel superior de la estructura (ver figura 3). El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima (Bonett, 2003).

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con periodos propios menores que 1 s punto. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos de vibración (Bonett, 2003).

#### Figura 4

*Curva de capacidad cortante en la base vs desplazamiento nivel superior*



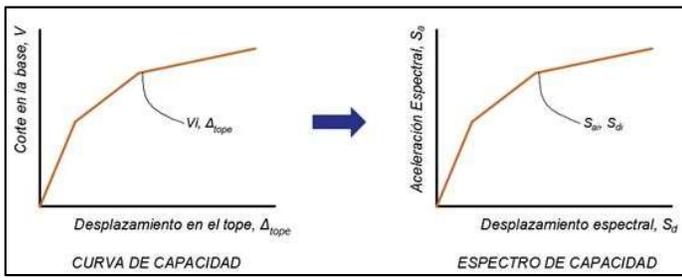
Fuente. Valencia, 2012.

### 2.2.2.3. Espectro de capacidad

Para facilitar una comparación directa con el espectro de demanda, la curva de capacidad se convierte a un espectro de capacidad mediante un cambio de variable, así, el cortante en la base  $V_{BASE}$ , se convierte en aceleración espectral  $S_a$ , y el desplazamiento del punto de control ubicado en el último piso  $\Delta_{TECHO}$ , a desplazamiento espectral  $S_d$ . lo cual se obtiene utilizando las propiedades dinámicas de la estructura (Chuquicahua, 2020).

**Figura 5**

*Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad*



Fuente. ATC-40, 1996.

El proceso general para convertir la Curva de Capacidad a Espectro de Capacidad, inicia con el cálculo del factor de participación modal  $PF_1$  y el coeficiente de masa efectiva  $\alpha_1$  para el modo fundamental de la estructura, luego se calcula para la totalidad de los puntos de la curva de capacidad ( $V_{BASE}$ ,  $\Delta_{TECHO}$ ), el asociado punto ( $S_a$ ,  $S_d$ ), utilizando las siguientes ecuaciones (Chuquicahua, 2020).

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{i1}^2} \quad (1)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{i1}\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{W_i}{g}\right)\right] \left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{i1}^2\right]} \quad (2)$$

$$S_{di} = \frac{V_i}{\alpha_i W} \quad (3)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo,i}}{PF_{R1}} = \frac{\Delta_{techo,i}}{PF_{R1}\phi_{techo,1}} \quad (4)$$

Donde:

$PF_{R1}$  = Factor de participación modal para el primer modo natural.

$\alpha_1$  = Coeficiente de masa efectiva para el primer modo natural.

$S_{ai}$  = Aceleración espectral.

$S_{di}$  = Desplazamiento espectral.

$T_i$  = Periodo modal de vibración.

$PF_{R1}$  = Factor de participación modal para el primer modo natural en el techo.

$W_1$  = Peso asignado al nivel  $i$

$\phi_{i1}$  = Amplitud del modo 1 en el nivel  $i$

$N$  = Nivel  $N$ , el nivel que es el más alto en la parte principal de la estructura.

$V_1$  = Cortante basal.

$W$  = Peso muerto del edificio más probable carga viva.

$\Delta_{techo,i}$  = Desplazamiento del techo.

#### 2.2.2.4. Desempeño sísmico

La ingeniería basada en el desempeño se originó en la necesidad de contar con estructuras capaces de resistir la acción sísmica sin colapsar o poner en peligro la seguridad de vida de sus ocupantes. En los últimos años, la tendencia de la ingeniería estructural ha sido promover el desarrollo y la aplicación de los conceptos básicos del diseño sísmico basado en el desempeño (Choque y Luque, 2019).

Los objetivos de desempeño inicialmente fueron cualitativos y no estandarizados, lo que dio lugar a introducir el concepto de Límite de Capacidad en el diseño sismorresistente, de manera que la metodológica de diseño sea capaz de cuantificar el desempeño (Choque y Luque, 2019).

Los objetivos de diseño de las normas actuales, apuntan a la seguridad de vida y control de daños para sismos frecuentes y moderados, y a la prevención del colapso en sismos severos. Sin embargo, la seguridad real de alcanzar estos objetivos es incierta debido a que los procedimientos de análisis estructural para el diseño exigido por las normas generalmente son elásticos, lo que no permite evaluar el daño producido por un comportamiento inelástico en las estructuras para diferentes niveles de sismo (Choque y Luque, 2019).

El desempeño sísmico de una estructura se fundamenta principalmente en tres conceptos: capacidad, demanda y desempeño.

- a) **Capacidad:** Es la resistencia final esperada (en flexión, corte o carga axial) de un elemento estructural. La capacidad de una estructura depende de la capacidad de resistencia y deformación de sus componentes individuales (Choque y Luque, 2019).
- b) **Demanda:** Es la representación del movimiento del suelo durante el sismo al que está sujeto una estructura, en términos de desplazamiento. Para una estructura y un sismo específico, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada (Choque y Luque, 2019).
- c) **Desempeño:** Es el comportamiento que tendrá una estructura en función de su capacidad estructural y una demanda sísmica específica. Para evaluar el desempeño sísmico se debe tener en cuenta el estado límite de daño, la seguridad de sus ocupantes debido a ese daño y la funcionalidad del edificio luego del sismo (Choque y Luque, 2019).

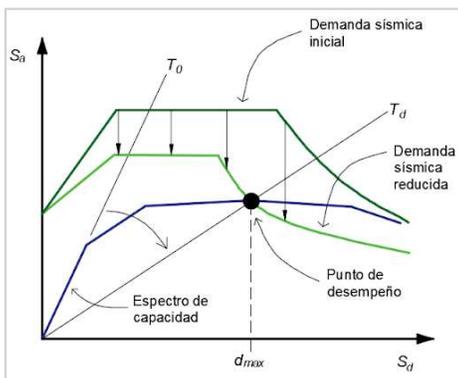
#### **2.2.2.5. Punto de desempeño**

Con la superposición del espectro de capacidad y el espectro de demanda se puede obtener la máxima respuesta de la estructura en el punto de donde ambos espectros se interceptan. Este

punto es conocido como punto de desempeño, dicha intersección indica la máxima magnitud de desplazamiento estructural esperado para el sismo de demanda (Chuquicahua, 2020).

**Figura 6**

*Punto de desempeño*



Fuente. ATC-40, 1996.

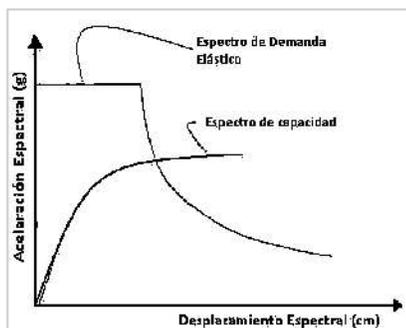
### A. Método de espectro de capacidad-demanda

Chuquicahua (2020), menciona los siguientes pasos para su desarrollo.

1. Desarrollar un espectro de respuesta de demanda elástico, tomando en cuenta los parámetros del sitio de estudio.
2. Transformar la curva de capacidad en un espectro de capacidad.
3. Superponer el espectro de capacidad y el espectro de respuesta de demanda elástico en el mismo formato ADRS ( $S_a - S_d$ ).

**Figura 7**

*Espectro de capacidad y demanda*



Fuente. ATC-40, 1996.

4. Definir ductilidad del sistema  $\mu$ , luego se calcula el factor de reducción  $R_\mu$ .

Donde:

$\mu$ : Factor de ductilidad definida como la relación entre el máximo desplazamiento y el desplazamiento de fluencia, en la curva de capacidad.

$$\mu = \frac{\Delta_\mu}{\Delta_y} \quad (5)$$

$R_\mu$ : Es diferente al R que aparece en las normativas sísmicas, debido a que R lleva implícitamente otros factores como el de sobre resistencia.

Newmark y Hall establecieron las siguientes fórmulas:

$$R_\mu = 1 \quad \text{si } T < T_a$$

$$R_\mu = (2\mu - 1)^{\beta/2} \quad \text{si } T_a < T < T_b$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{si } T_b < T < T_{c'}$$

$$R_\mu = \frac{T}{T_c} \mu \quad \text{si } T_{c'} < T < T_c$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{si } T < T_c$$

$$\beta = \frac{\log\left(\frac{T}{T_a}\right)}{2 \log\left(\frac{T_b}{T_a}\right)}$$

$$T_{c'} = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\mu} T_c$$

Donde:

$$T_a = 1/33 \text{ seg.}$$

$$T_b = 0.125 \text{ seg.}$$

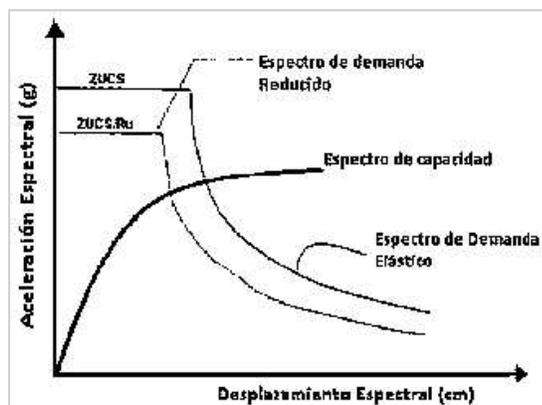
$T_c$  = Periodo final de la rama de aceleración constante e inicio de la rama descendente.

$T'_c$  = equivalente a  $T_c$  pero para el espectro inelástico.

5. Se encuentra el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico por  $R_\mu$

**Figura 8**

*Espectro de demanda elástico, demanda reducido y capacidad*

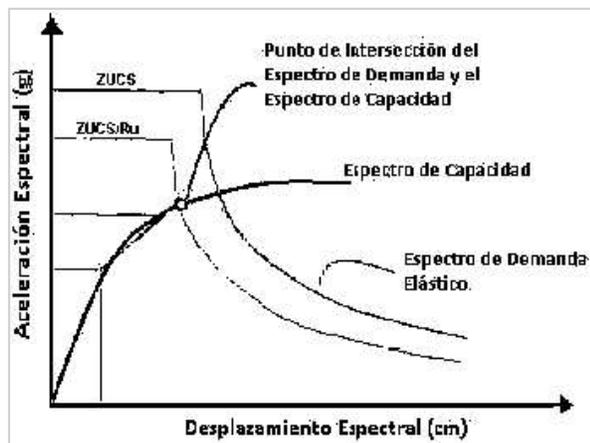


Fuente. ATC-40, 1996.

6. Determinar el punto de desempeño en la intersección del espectro de demanda inelástico con el espectro de capacidad, posteriormente calcular la ductilidad efectiva ( $\mu_{ef}$ ), la cual se obtiene de la división del desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia.

**Figura 9**

*Espectro de capacidad, demanda y punto de desempeño*



Fuente. ATC-40, 1996.

El método del espectro de capacidad-demanda es una metodología que nos permite obtener la respuesta estructural máxima de una edificación frente a movimientos sísmicos, a la vez catalogar en un rango predeterminado el desempeño sísmico que la estructura tendrá ante un evento sísmico, por otro lado, la variación de los periodos de vibración de la estructura a diferencia del obtenido en el análisis elástico para bajos niveles de deformación, finalmente es una herramienta gráfica muy útil para la evaluación de la eficiencia de un sistema estructural y el diseño de sus elementos estructurales propuesto en el diseño de una edificación nueva o en servicio (Chiquicahua, 2020).

### **2.2.3. Análisis dinámico no lineal tiempo historia**

El análisis dinámico no lineal es aquel que determina la respuesta dinámica de una estructura por medio de acelerogramas, obteniéndose la cortante en la base, las aceleraciones absolutas máximas y los desplazamientos máximos que se generan durante el evento sísmico de inicio a fin. Los resultados de este análisis suelen ser menos asertivos al inicio de un sismo, por lo cual los sismos a considerarse se deberán seleccionar de los registros sísmicos históricos de la zona de estudio, obteniendo así resultados más precisos de acuerdo con la realidad (Gonzales, 2014).

Según la Norma Técnica E.030-2018, para calcular el análisis dinámico se utiliza como mínimo tres registros de aceleraciones y, como segunda opción, registros sintéticos. Si se llegase a utilizar un número mínimo de siete registros en los resultados, la deformación en los elementos, las distorsiones de entrepiso y las fuerzas de diseño se determinarán como promedio de la respuesta de cada acelerograma; sin embargo, si el número de registros es menor que siete, las distorsiones y deformaciones de entrepiso se considerarán como la respuesta máxima.

El análisis no lineal dinámico para estados límites se basa en definir acelerogramas a partir de un valor probable de aceleración máxima asociado con el sitio de estudio en donde se ubica la

estructura, así, se define acelerogramas que produzcan determinados desplazamientos y en consecuencia niveles de daño preestablecidos, obteniendo así el desempeño de la edificación (Chuquicahua, 2020).

### 2.2.3.1. Evaluación de desempeño

Para determinar el desempeño se utiliza el Proyecto HAZUS, el cual propone cuatro estados de daño (ligero, moderado, extensivo y completo), asociado a la deriva máxima entre pisos y los propone en función del sistema estructural y del número de niveles de la edificación (Paredes, 2022).

**Tabla 1**

*Estados de daño para estructuras de concreto según HAZUS 99*

Propiedades de construcción			Deriva de entrepiso			
Tipo	Altura (m)		Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
	Techo	Modal				
CIL	6.10	4.57	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
CIM	15.24	11.43	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
CIH	36.58	21.95	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
C2L	6.10	4.57	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600
C2M	15.24	11.43	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400
C2H	36.58	21.95	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300

Fuente. Metodología HAZUS, 2020.

### 2.2.4. Estados límite de daño

Calcular el daño producido en las estructuras sometidas a movimientos sísmicos abarca diversos aspectos que van desde el comportamiento no lineal de los materiales, pérdida de rigidez y resistencia, capacidad de deformación y hasta el nivel de daño de la acción sísmica. Aun así, utilizar parámetros locales asociados con deformaciones, rotaciones y distorsiones de las zonas donde se prevé la formación de rótulas plásticas, se establece como una teoría eficaz para controlar,

evaluar y cuantificar el daño estructural de estructuras sometidas a movimientos sísmicos (Chuquicahua, 2020).

#### **2.2.4.1. Niveles de desempeño sísmico**

Choque y Luque (2019), definen el nivel de desempeño sísmico como un estado o condición límite de daño; usado en la definición de los objetivos de desempeño. Está en función de tres aspectos fundamentales:

- 1) El daño físico de los componentes estructurales y no estructurales dentro del edificio.
- 2) La amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio debido al daño.
- 3) La funcionalidad del edificio posterior al sismo.

Los códigos para la evaluación del desempeño sísmico establecen diferentes niveles de desempeño sísmico tanto para elementos estructurales y no estructurales; sin embargo, todos están basados en los mismos criterios (Choque y Luque, 2019).

##### **A. Propuesta del SEAOC Vision 2000 Committe**

El Comité Visión 2000 define cuatro niveles de desempeño:

- a. **Totalmente Operacional:** Es el nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995).
- b. **Operacional:** En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden

interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

**c. Seguridad de Vida:** Este nivel está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la edificación. Existe una reducción de la rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

**d. Prevención de colapso:** En este nivel la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

**Tabla 2***Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño*

Nivel de Desempeño	Estado de daño	Descripción
Totalmente Operacional	Despreciable	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan normalmente.
Operacional	Leve	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. El edificio puede ser utilizado normalmente luego de pequeños arreglos.
Seguridad de vida	Moderado	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente para realizar reparaciones y reforzamiento
Prevención de colapso	Severo	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colapso	Completo	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente. SEAOC Vision 2000 Committe, 1995.

**B. Propuesta del ATC-40 y FEMA-356**

La propuesta para los niveles de desempeño presentados en el informe ATC-40 fue luego tomada, con algunos cambios es los términos, en el informe FEMA 356, por lo que, los conceptos no son distintos. Los niveles de desempeño para una estructura, definidos por el ATC-40 y FEMA 356, están presentados por una combinación de los niveles de desempeño para los elementos

estructurales y los niveles de desempeño para los elementos no estructurales de forma intercalada, como se puede apreciar a continuación:

### **Niveles para los elementos o componentes estructurales**

Los niveles de desempeño estructural serán seleccionados de cuatro niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad vital, prevención hacia un colapso y el no considerado; estos niveles pueden ser utilizados para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicional a esto, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad vital limitada; estos rangos intermedios permiten discriminar, el nivel de desempeño de la estructura, para el caso de una evaluación o reforzamiento de una estructura existente en particular (FEMA 356, 2000).

En el informe del ATC-40 estos niveles se identifican por la abreviación **SP-n** (donde n es el número designado), mientras que en el informe del FEMA 356 se usa **S-n** (donde n es el número designado). A continuación, se describen estos 6 niveles de desempeño:

- **Ocupación inmediata, S-1:** Ocupación inmediata significa que luego de un posible evento sísmico, los estados de los daños son muy limitados; el sistema básico resistente para cargas laterales y verticales permanece en las mismas condiciones de capacidad, rigidez y resistencia de la estructura que antes de ocurrido el evento sísmico; el riesgo de lesiones mortales en mínimo y no se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad (FEMA 356, 2000).
- **Control de daño, SP-2:** llamado a veces daño limitado, está definido en un rango de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad vital; rango en el cual la vida de los ocupantes no está en peligro, y podría incluir una protección a los elementos arquitectónicos (ATC-40, 1996).

- **Seguridad de vida, S-3:** podría ser definido como el estado de daños después del sismo que incluye daño en los elementos no estructurales retiene un margen no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura, en esta zona se prevé que algunos elementos y componentes estructurales están severamente dañados por el cual podrían producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de lesiones para los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales que amenacen la vida es bajo; luego de un posible análisis estructural podría ser necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible, desde el punto de vista económico, con respecto a una demolición total (FEMA 356, 2000).
- **Seguridad limitada, SP-4:** corresponde a un rango de daño entre los niveles de seguridad de vida y estabilidad estructural, en el que luego de un análisis estructural se podría concluir que estas circunstancias incluyen casos en los que el nivel de seguridad vital no es rentable (ATC-40, 1996).
- **Prevención de colapso, S-5:** este nivel corresponde al estado de daño en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se han producido daños sustanciales en la estructura, pérdida en la rigidez y la resistencia en los elementos estructurales; a pesar de que el sistema de cargas de gravedad continúa soportando su demanda de cargas, hay un riesgo significativo de lesiones y la estructura puede no ser viable su reparación y no es segura para ocuparla (FEMA 356, 2000).
- **No considerado, SP-6:** éste no es un nivel de desempeño, pero es útil pues proporciona una marca de posición en las ocasiones que se requiera evaluar los posibles daños no estructurales o si se realiza un reforzamiento (ATC-40, 1996).

### **Niveles para los elementos o componentes no estructurales**

Los niveles para los elementos no estructurales son seleccionados de 5 niveles de estados discretos de daño para los componentes no estructurales tales como acabados en exteriores y techos, dispositivos electromecánicos incluidos sistemas de contraincendios e iluminación (FEMA 356, 2000).

Estos niveles se representan con la abreviación NP-n (donde n es la letra designada) en el informe ATC-40, mientras que en el informe FEMA 356 solo N-n (donde n es la letra designada) como se muestra:

- **Operacional NP-A:** los elementos no estructurales no han sufrido daños internos; los sistemas de distribución y el equipamiento crítico del edificio están estables y funcionando con total normalidad después del evento sísmico (ATC-40, 1996).
- **Ocupación inmediata N-B:** en el caso de que los elementos no estructurales permanezcan en su sitio, estos aún pueden presentar algunas interrupciones en el funcionamiento de los equipamientos y sistemas de distribución; algunos de los equipamientos en los servicios externos pueden no estar disponibles, pero eso no compromete la ocupación del edificio después del sismo (FEMA 356, 2000).
- **Seguridad de vida NP-C:** aunque no se llegase al colapso, se podría presentar daños graves en algunos componentes no estructurales ubicados en los diferentes lugares de la estructura, y aun así no se pone en peligro la seguridad de los ocupantes; los sistemas de distribución y equipamientos podrían verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados totalmente (ATC-40, 1996).

- **Amenaza reducida N-D:** aunque no se llegase al colapso o a la falla de los elementos estructurales, se presentan daños severos en todos los elementos no estructurales, equipamientos y sistemas de distribución, que podrían ocasionar heridas a los ocupantes de la estructura (FEMA 356, 2000).
- **No considerado NP-E:** el análisis de una estructura que no involucre componentes no estructurales se clasificará como desempeño no considerado (ATC-40, 1996).

### Niveles de desempeño para las estructuras

En la tabla 10, se muestran las combinaciones (propuestas en los informes ATC-40 y FEMA 356) de los niveles de desempeño de los componentes estructurales y los componentes no estructurales, en dicha tabla son posibles muchas combinaciones ya que el desempeño se puede seleccionar de cualquier nivel en los rangos de desempeño estructural y proporciona nombres para aquellos con mayor probabilidad de ser seleccionados (FEMA 356, 2000). Se distingue cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales se describen a continuación:

- **Operacional, 1-A:** en este nivel los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales son mínimos y no ponen en peligro que la estructura continúe funcionando sin interrupción después de un sismo; adicionalmente, las posibles reparaciones no pondrán en peligro los servicios de la estructura, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad (ATC-40, 1996).
- **Ocupación inmediata (1-B):** las estructuras que tienen este nivel de desempeño están caracterizados por esperar que sufran un daño mínimo o nulo en sus elementos estructurales y solo daños menores en sus componentes no estructurales, por eso es el nivel más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso de los centros de salud; aunque es posible la ocupación inmediata del edificio, puede ser necesario una limpieza y algunas reparaciones

para que el edificio pueda seguir funcionando de un modo normal; se mantiene la seguridad de los ocupantes pues el riesgo para la seguridad de la vida en este nivel es muy bajo (FEMA 356, 2000).

- **Seguridad de vida, 3-C:** en este nivel la probabilidad de daño es extremadamente baja de amenazas a la seguridad de vidas humanas, ya sea por daños estructurales por caídas de sus elementos; este nivel conlleva un daño algo mayor que el previsto para los edificios nuevos y corresponde al desempeño esperado en las estructuras con usos comunes y de los edificios nuevos diseñados con un código de diseño sismorresistente (ATC-40, 1996).
- **Prevención de colapso (5-E):** las estructuras que cumplen este nivel pueden suponer un peligro muy significativo para la seguridad de vida por la falla de los componentes no estructurales, teniendo en cuenta que el edificio ha sido afectado severamente, pero continúa soportando cargas de gravedad es muy probable que se eviten pérdidas de vidas; los daños en los componentes no estructurales no requieren ser evaluados pues el elevado nivel de daños en los elementos estructurales son apreciables debido a las deformaciones, lo vuelve innecesario; este nivel de desempeño ha sido tomado en cuenta, en algunas ocasiones, como base para ordenanzas obligatorias de rehabilitación sísmica por algunas gobernaciones, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura, teniendo así una pérdida económica completa, ya que el desempeño estructural es muy poco confiable (FEMA 356, 2000).

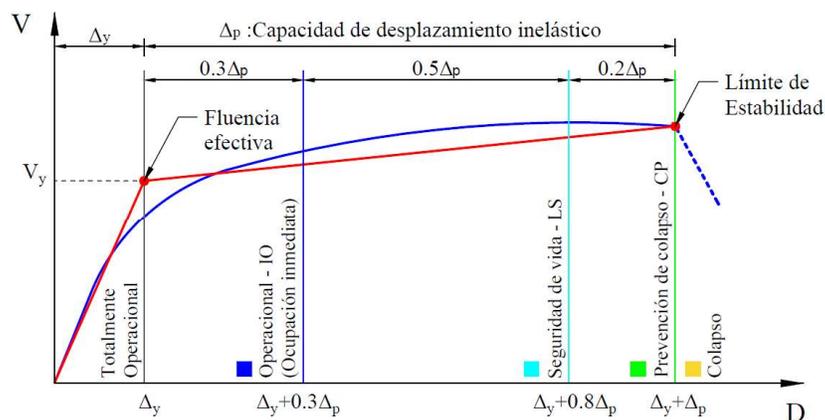
**Tabla 3***Niveles de desempeño según ATC-40*

Nivel de desempeño no estructural	Nivel de desempeño estructural					
	SP-1 Inmediata ocupación	SP-2 Daño controlado	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada (rango)	SP-4 Estabilidad estructural	SP-5 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata ocupación	1-B Inmediata ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	5-E	5-E Estabilidad estructural	No aplicable

	Niveles de desempeño comúnmente utilizados
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
NR	Combinaciones no recomendadas de SP-NP

Fuente. ATC-40, 1996.

El ATC-40 establece una sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad para calificar el nivel de desempeño (Choque y Luque, 2019).

**Figura 10***Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva capacidad*

Fuente. Choque y Luque, 2019.

#### **2.2.4.2. Niveles de movimientos sísmicos**

El desempeño sismorresistente de una estructura requiere seleccionar una serie posibles eventos sísmicos que representan el rango de la severidad sísmica para estimar su desempeño. Estos posibles eventos sísmicos son denominados "Movimientos sísmicos de diseño", denominación que varía en función de la sismicidad del lugar donde está ubicada la estructura analizada y de los niveles de aceptables de daño por parte de los habitantes o usuarios de las edificaciones (Bonett, 2003). Se presentan las propuestas para los movimientos sísmicos de diseño que deberían considerarse de acuerdo con los documentos del comité VISION 2000, del ATC-40 y del FEMA 356.

##### **A. Propuesta del comité VISION 2000**

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados en términos de un intervalo medio de recurrencia o de una probabilidad de excedencia. El intervalo medio de recurrencia, por ejemplo 475 años, es una expresión del período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo el cual produce efectos de la misma o mayor severidad. La probabilidad de excedencia, por ejemplo, el 10 % en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un movimiento sísmico exceda una cierta severidad, será experimentado en el sitio durante un período específico de tiempo expresado en años y el intervalo de recurrencia se puede relacionar directamente con una probabilidad de superación para un número específico de años (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995). La tabla 3 muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados.

**Tabla 4***Movimiento sísmico de diseño*

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Descripción de los daños
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

Fuente. SEAOC Vision 2000 Committe, 1995.

**2.2.4.3. Objetivos del desempeño estructural**

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurre dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura (Bonett, 2003).

La propuesta abordada para los objetivos del desempeño estructural de esta investigación es:

**A. Propuesta del SEAOC Vision 2000 Committe**

La recomendación se basa en los objetivos mínimos de desempeño de las estructuras de acuerdo con su uso, ocupación y grado de importancia durante y después de un sismo (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995). Las cuales son:

- Estructuras críticas, edificaciones en las cuales se encuentran materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza latente e inminente para un amplio sector de la

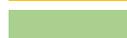
comunidad, los materiales que están dentro de esta clasificación pueden incluir explosivos, toxinas y materiales radiactivos (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995).

- Estructuras esenciales, las cuales son las encargadas de todas las operaciones críticas luego de un evento sísmico; tales como refugios de emergencia, hospitales, estaciones de bomberos, centros de control de emergencia (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995).
- Estructuras básicas, las cuales incluye a todas las demás estructuras que no estas incluidas en las estructuras críticas y esenciales (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995).

**Tabla 5**

*Objetivos de desempeño sísmico de una estructura según comité Visión 2000*

Nivel de desempeño	Movimiento sísmico			
	Muy raro (970 años)	Raro (475 años)	Ocasional (72 años)	Frecuente (43 años)
Totalmente operacional	-			
Funcional				DI
Resguardo de vida			DI	DI
Cerca al colapso		DI	DI	DI
Colapso				

	Estructuras críticas
	Estructuras esenciales
	Estructuras básicas
DI	Desempeño inaceptable

Fuente. SEAOC Vision 2000 Committe, 1995.

### **2.2.5. Ensayo a compresión de especímenes de concreto extraídos con broca de diamantina**

Esta prueba es un ensayo destructivo que permite la evaluación de la resistencia del concreto a partir de especímenes representativos obtenidos por extracción. Esta evaluación se realiza cuando se desea conocer la resistencia a la compresión del concreto de una estructura existente. (Norma Técnica 339.059, 2011)

Para este estudio, se pudieron obtener los planos a través del expediente técnico del pabellón 01 y 02 de la I.E. San Marcos de Sillangate, dentro de los cuales se especifica la resistencia de diseño del concreto usado para cada elemento estructural, de manera que, según la normativa mencionada, es necesario la extracción de 3 núcleos por edificación. En esta investigación se extrajeron 6 muestras del pabellón 01, realizadas en columna y viga.

### **2.2.6. Estudio de mecánica de suelos**

El objetivo del presente estudio de mecánica de suelos (EMS) es identificar el tipo de suelo en el terreno donde se ubica la Institución Educativa San Marcos, determinar el asentamiento del terreno, la presión admisible del mismo, así como definir los diversos parámetros sísmicos necesarias para la evaluación estructural.

## **2.3. Definición de términos básicos**

### **2.3.1. Análisis pushover**

Es un método no lineal estático utilizado en la ingeniería estructural para evaluar el desempeño sísmico de estructuras. Este procedimiento aplica incrementos progresivos de carga lateral en una estructura hasta alcanzar un estado límite, como el colapso o una condición de deformación específica (Valencia, 2012).

### **2.3.2. Espectro de capacidad**

Este método convierte la curva de capacidad de una estructura (relación entre fuerza cortante basal y desplazamiento del techo) en un formato compatible con el espectro de demanda

sísmica, facilitando la evaluación directa del comportamiento estructural bajo diferentes niveles de sismo (Chuquicahua, 2020).

### **2.3.3. Espectro de demanda**

Es una representación gráfica que describe las demandas sísmicas que un movimiento del suelo puede imponer a una estructura, considerando sus propiedades dinámicas, como el período de vibración y el amortiguamiento (Chuquicahua, 2020).

### **2.3.4. Curva de capacidad**

Es una representación gráfica que describe la relación entre la fuerza cortante basal de una estructura y su desplazamiento máximo (generalmente del techo) bajo cargas laterales crecientes aplicadas en un análisis pushover. Esta curva captura el comportamiento no lineal de la estructura, mostrando su capacidad de resistir cargas hasta alcanzar el colapso o una condición límite de desempeño (Bonett, 2003).

### **2.3.5. Punto de desempeño**

Representa el estado en el que la capacidad estructural de una edificación, descrita por su curva de capacidad, se equilibra con las demandas sísmicas impuestas por un terremoto, descritas mediante el espectro de demanda. Este punto indica el nivel de respuesta esperado de la estructura bajo un sismo específico, en términos de desplazamientos, fuerzas internas y posibles daños (Chuquicahua, 2020).

### **2.3.6. Aceleración espectral**

Es una medida de la respuesta máxima de aceleración de un sistema estructural de un grado de libertad con un período natural de vibración específico, cuando está sujeto a un registro sísmico. (Chuquicahua, 2020).

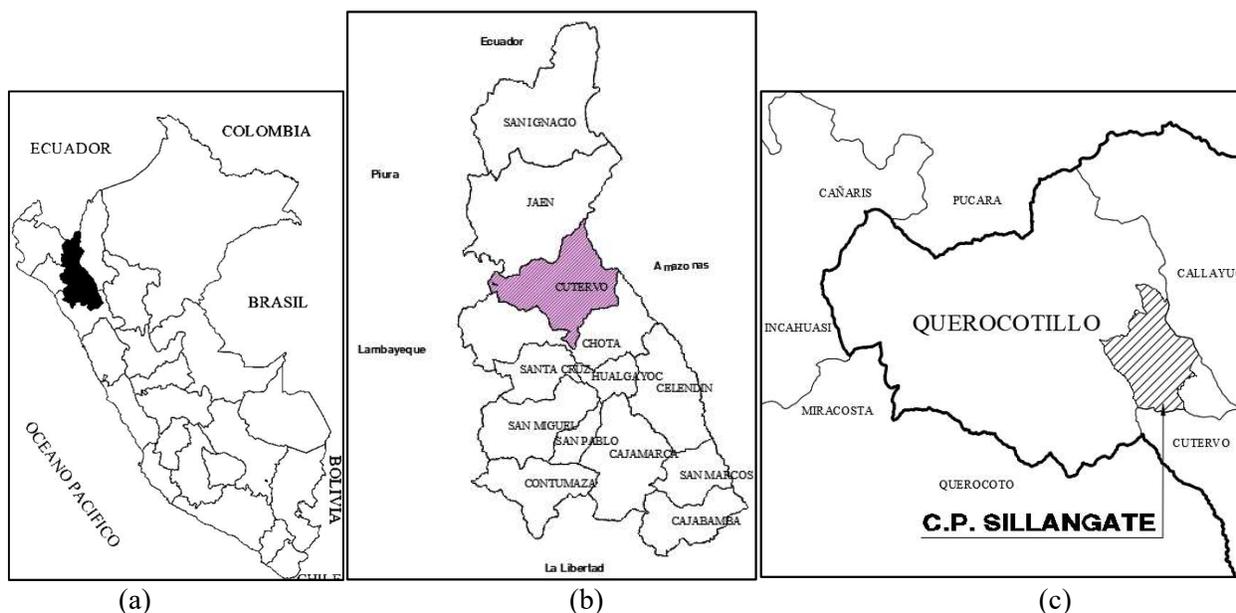
## CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

### 3.1. Ubicación geográfica

La presente investigación se realizó en Perú, en el departamento de Cajamarca, provincia de Cutervo, distrito de Querocotillo, centro poblado de Sillangate.

**Figura 11**

*Ubicación de la I.E. San Marcos*



Nota. Las figuras muestran la ubicación de: (a) límite departamental, (b) límite provincial y (c) límite distrital.

### 3.2. Tiempo o época de investigación

El presente estudio se desarrolló entre los meses de febrero y julio de 2024, con una duración total 6 meses.

### 3.3. Metodología

#### 3.3.1. Tipo, nivel, diseño y método de investigación

- Tipo de investigación: se aplicarán teorías relacionadas con el desempeño sísmico para analizar la estructura de la institución educativa San Marcos de Sillangate, con el

propósito de obtener resultados que puedan seguir siendo investigados en el futuro.

Según la explicación proporcionada, esta investigación se clasifica como Aplicada.

- ❑ Nivel de investigación: es una Investigación descriptiva, puesto que se observará y describirá las características de los problemas que presenta la unidad de estudio en este caso la Institución Educativa San Marcos de Sillangate.
- ❑ Diseño de investigación: la presente investigación tiene un enfoque No Experimental, ya que no se harán manipulaciones de las variables dependientes e independientes, ni se modificarán los resultados que se van a obtener de diversos ensayos de la Institución Educativa San Marcos de Sillangate.

### **3.3.2. Variables**

La presente investigación consta de una sola variable: evaluación del desempeño sísmico de la I.E. San Marcos de Sillangate.

### **3.3.3. Población de estudio**

En la presente investigación, la población estará conformada por el pabellón 01 y 02 de la Institución Educativa San Marcos de Sillangate.

### **3.3.4. Muestra**

Dicha muestra está integrada por el pabellón 01 y 02 de la I.E San Marcos de Sillangate. El tipo de muestreo es no probabilístico por conveniencia.

### **3.3.5. Unidad de análisis**

La unidad de análisis de la presente investigación son los elementos estructurales (columnas y vigas).

### 3.3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

#### 3.3.6.1. Técnicas

- **Observación directa:** A través de la observación en el lugar, se realizaron mediciones de los elementos estructurales para contrastar con el expediente técnico antiguo.
- **Análisis de Documentos:** Mediante esta técnica, se procedió a la interpretación de la información recopilada a partir de diversas fuentes bibliográficas, como tesis, artículos, libros, planos, informes y normativas relacionadas con el tema de investigación. Estos recursos proporcionaron criterios esenciales para llevar a cabo una investigación sólida.

#### 3.3.6.2. Instrumentos

Los instrumentos que se emplearán durante la investigación son:

- Equipo de extracción de núcleos con broca diamantina de 2”.
- Expediente Técnico de la institución educativa.
- Winche de 5m
- Lapto

Los programas que se emplearán son:

- AutoCad
- Microsoft Office, Excel, Word y PowerPoint
- ETABS V21
- Seismo Signal
- Seismo Match

### **3.4. Procedimiento**

#### **3.4.1. Análisis documentario y bibliográfico**

Se pidió una copia del expediente técnico de la obra: “MEJORAMIENTO DE LA OFERTA DEL SERVICIO EDUCATIVO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA SAN MARCOS–SILLANGATE, DISTRITO DE QUEROCOTILLO, PROVINCIA DE CUTERVO–CAJAMARCA”, con el objetivo de simplificar la recolección de datos relacionados con la distribución arquitectónica, geometría de los elementos estructurales, materiales y normas empleadas en el diseño de la estructura. El cual fue proporcionado por la Municipalidad distrital de Querocotillo, en forma digital, al revisar la información se notó un expediente incompleto sin estudio de suelos, memoria de cálculo y análisis sísmico.

A continuación, se presenta la información extraída del expediente técnico.

##### **3.4.1.1. Descripción Arquitectónica**

El Colegio San Marcos cuenta con dos pabellones principales, cada uno con características arquitectónicas distintivas y una distribución específica de sus ambientes.

- El pabellón 01 es una estructura de tres niveles, diseñada para albergar una variedad de espacios educativos y de apoyo. Los planos de distribución del pabellón 01 se aprecian en el anexo 04.
- El pabellón 02 también es una estructura de tres niveles, enfocada principalmente en el alojamiento de aulas. Los planos de distribución del pabellón 02 se aprecian en el anexo 04.

Ambos pabellones han sido diseñados para optimizar el uso del espacio y proporcionar un entorno educativo funcional y cómodo, apoyando así el proceso de enseñanza y aprendizaje en el Colegio San Marcos.

### 3.4.1.2. Descripción Estructural (pabellón 01 y 02)

#### Características de los elementos

Según los planos, el sistema estructural es aporticado en ambas direcciones, las columnas tienen forma de T (40x60), L (40x40) y rectangulares (25x60 y 25x40), las vigas principales de sección (25x50), las vigas secundarias de sección (25x30) y la losa aligerada en una dirección de 20cm de espesor.

#### Características de los materiales

Según el expediente técnico se consideró:

##### Concreto

- Resistencia de concreto  $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$  (según planos del E.T)

##### Acero

- Esfuerzo de fluencia  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Los planos estructurales del pabellón 01 y 02 se aprecian en el anexo 04

### 3.4.2. Determinación de la resistencia del concreto

Para determinar la resistencia del concreto, se realiza el ensayo a compresión de especímenes de concreto extraídos con broca diamantina, los especímenes de ensayo se obtuvieron de los elementos estructurales columna y viga del pabellón 01.

#### ○ Normativa

El presente ensayo se realiza siguiendo la normativa NTP 339.059

#### ○ Equipos y herramientas a utilizarse

Para la realización del trabajo se utilizó los siguientes equipos y herramientas:

- Equipo de extracción o saca bocados con una broca de punta diamantada de 2" de diámetro.

- Taladro Eléctrico con broca de N°12”
- Cortadora de concreto.
- Herramientas estándar o comunes (llaves, cincel, desarmador, espátulas etc.)
- Prensa de compresión de testigos de concreto.

o Procedimiento

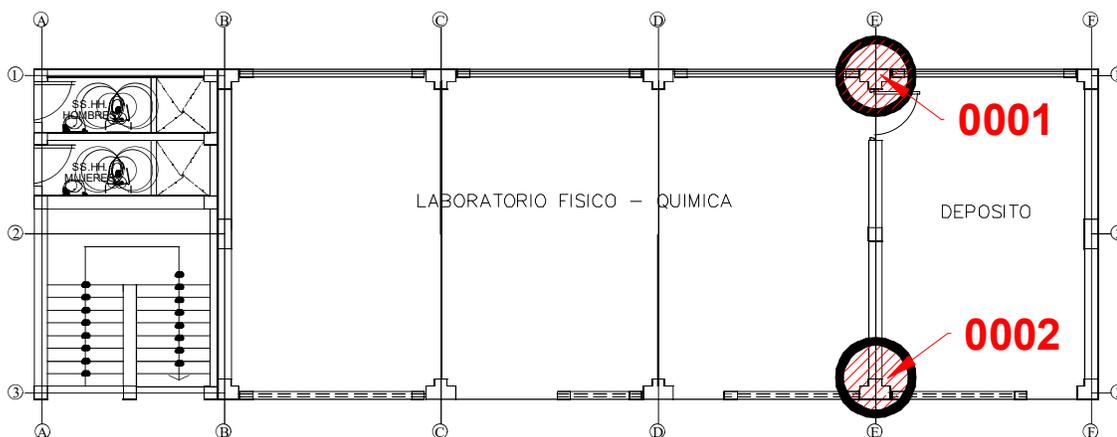
La ejecución del trabajo está referenciada a la Norma Técnica ASTM C39, la cual consta de diferentes fases las mismas que detallaremos a continuación, todos ellos

- 01.** Determinación de los lugares de extracción de los testigos, se consideró el eje E del pabellón 01 (ver figura 16, 17 y 18).
- 02.** Para la fijación del equipo de diamantina se utilizó pernos de anclaje o expansión de ½”.
- 03.** Una vez instalado o fijado el equipo, se procede a realizar el trabajo de extracción propiamente dicho, hasta alcanzar una profundidad aproximada a 15 cm.
- 04.** Una vez alcanzado la profundidad requerida, se retira el equipo y se extrae la muestra, contando con la ayuda de un cincel, una comba y desarmadores.
- 05.** Al sacar la muestra se la identifica detallando la estructura a la cual pertenece.
- 06.** Se coloca el testigo extraído en bolsas de tal manera que no sufra alteración o daño alguno que pueda alterar los resultados.
- 07.** Se procedió al perfilado de las muestras siendo necesario una cortadora de concreto con la cual se cortará los extremos del testigo de tal manera que tenga una dimensión a lo largo de 2 veces el diámetro y/o acuerdo con el profesional responsable y al tipo de muestra extraída.
- 08.** Se procede a reposo de las muestras con el fin de homogenizar humedad.

09. Se Procede a realizar el ensayo de compresión.

**Figura 12**

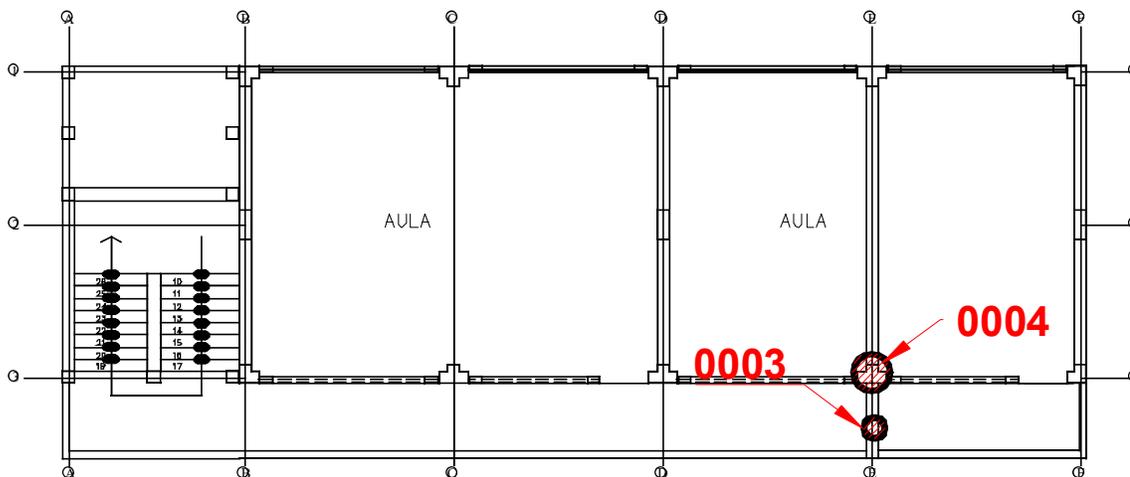
*Ubicación de especímenes a extraer 1° nivel*



Fuente. Expediente tecnico.

**Figura 13**

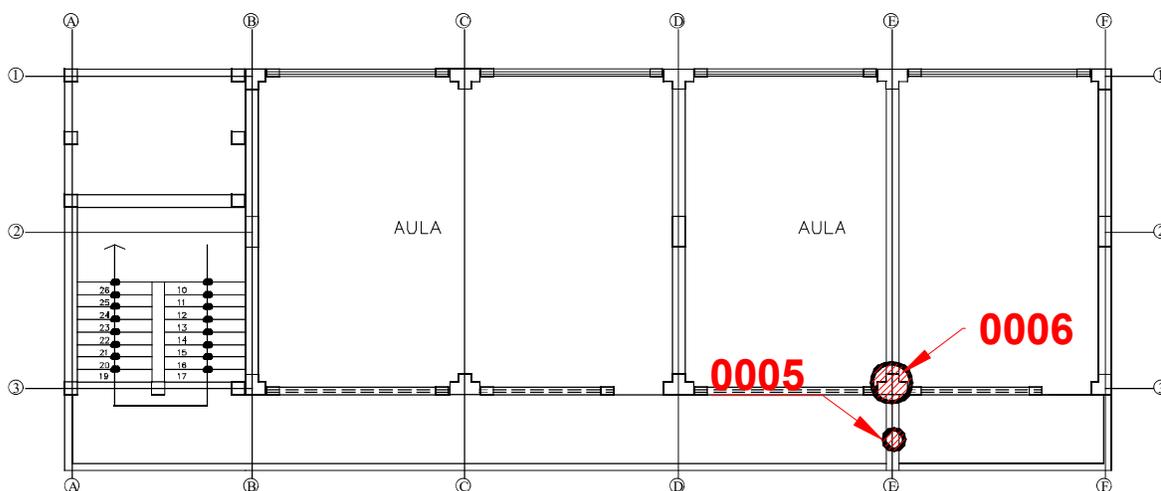
*Ubicación de especímenes a extraer 2° nivel*



Fuente. Expediente tecnico.

**Figura 14**

*Ubicación de especímenes a extraer 3° nivel*



Fuente. Expediente tecnico.

### 3.4.3. Determinación del estudio de mecánica de suelos

El presente estudio de mecánica de suelos se ha realizado con el fin de definir los diversos parámetros sísmicos necesarios para la evaluación estructural. Dicho estudio se ha efectuado mediante una investigación que involucra trabajos de campo y recolección de la muestra la cual será ensayada en el laboratorio CEIMSUP – CENTRO DE INVESTIGACION DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS, para evaluar las características físicas, mecánicas del suelo y labores de gabinete en base a los cuales se define que el material sea apto para el proyecto estudiado, las conclusiones y recomendaciones generales para la prevención de agentes extraños a la muestra recolectada, cumpliendo detalladamente con la Norma E.050 (Suelos y Cimentaciones).

El programa de trabajo realizado con este propósito ha consistido en:

- Reconocimiento del terreno.
- Ubicación de trinchera para el estudio de suelos del área en intervención.
- Registro de las excavaciones.

- Toma de Muestra de campo alteradas e inalteradas, preservación y transporte a Laboratorio.
- Ejecución de Ensayos de Laboratorio.
- Evaluación de los Trabajos de Campo y Laboratorio. Para definir los parámetros físicos y mecánicos del subsuelo.
- Análisis de la Capacidad Portante del Suelo, con fines de Cimentación.
- Análisis de la Capacidad Soporte del Terreno de Fundación.
- Análisis de Sales Agresivas al Concreto.
- Conclusiones y Recomendaciones.

## **Ensayos**

### Ensayos estándar

- ✓ Ensayos De Análisis Granulométrico. ASTM – D6913.
- ✓ Ensayos De Límite Líquido, Plástico E Índice De Plasticidad De Suelos. ASTM – D4318.
- ✓ Ensayos De Contenido De Humedad. ASTM – D2216.
- ✓ Ensayos De Densidad Natural. ASTM - D2937

### Ensayos especiales

- ✓ Con la Muestra extraída se realizó el Ensayo de Corte Directo en Suelos, (A.S.T.M. D 3080).

**Figura 15**

*Ubicación del punto de la calicata*



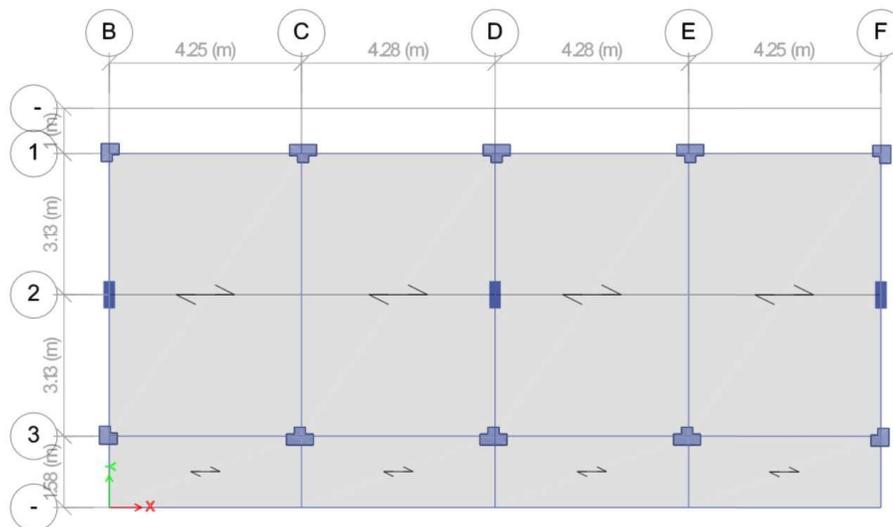
Fuente. Expediente tecnico.

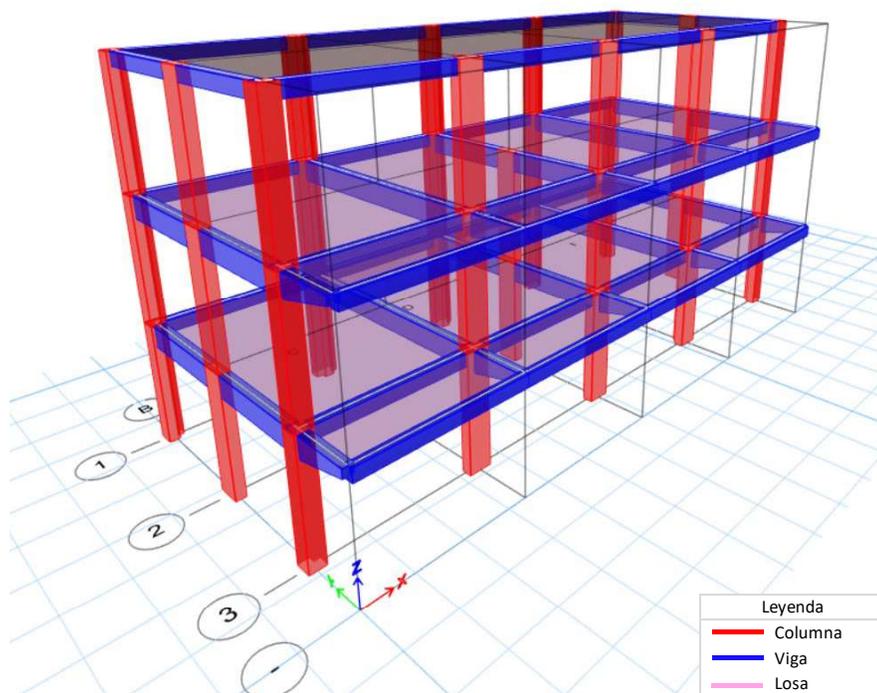
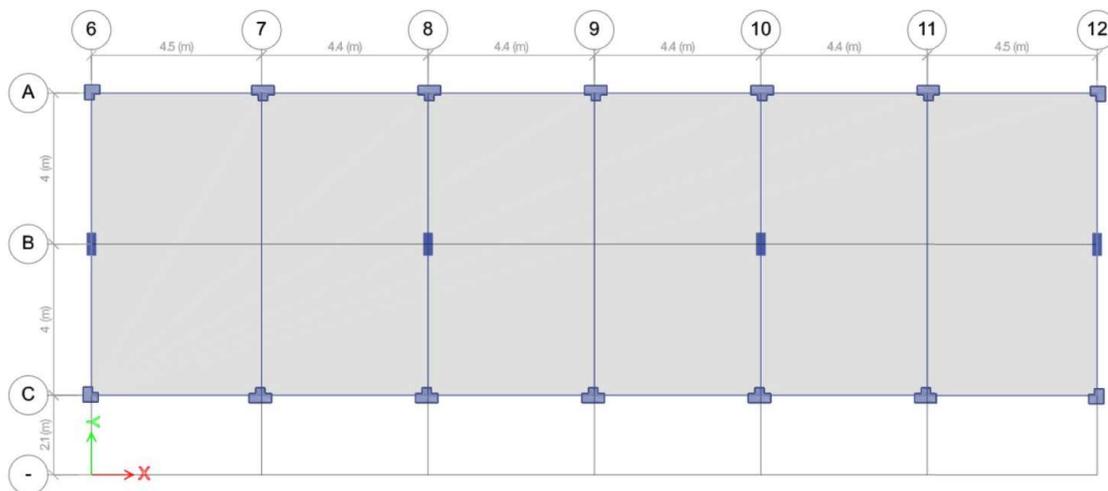
### 3.4.4. Modelamiento estructural

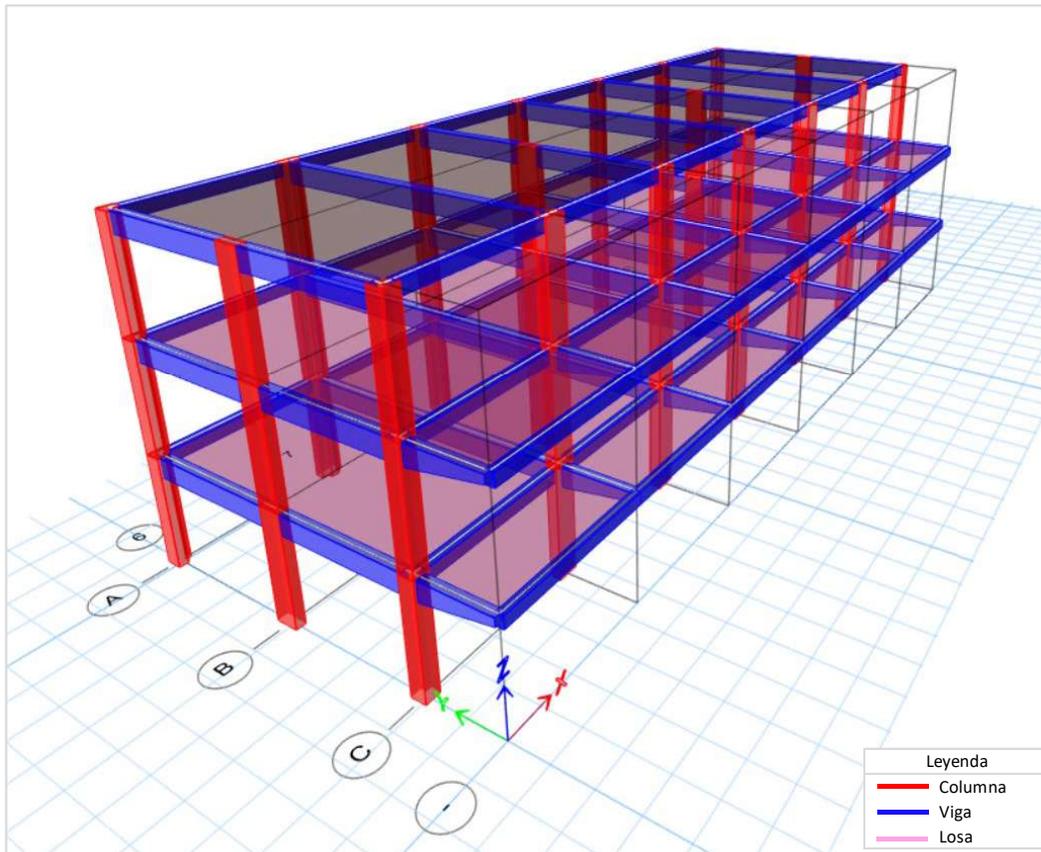
El modelamiento estructural tanto lineal y no lineal se realizó mediante el software ETABS v.21.

**Figura 16**

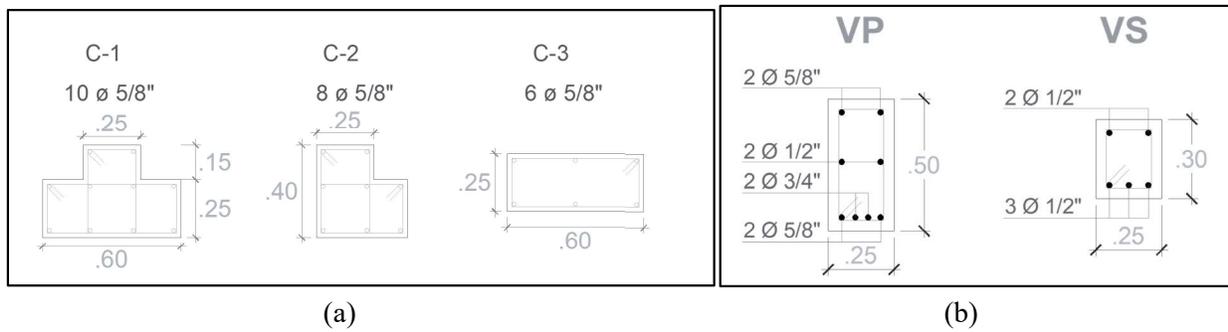
*Modelo estructural planta-pabellón 01*

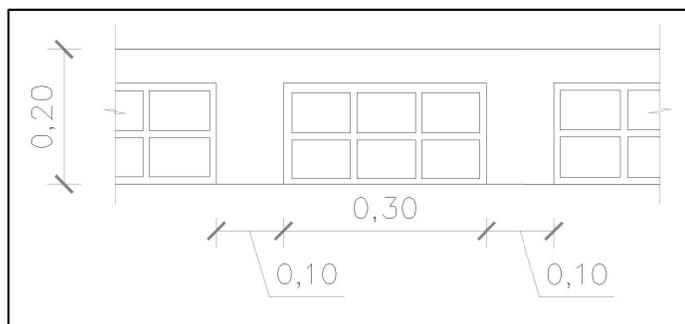


**Figura 17***Modelo estructural 3D-pabellón 01***Figura 18***Modelo estructural planta-pabellón 02*

**Figura 19***Modelo estructural 3D-pabellón 02*

- Características de los elementos estructurales

**Figura 20***Sección de los elementos estructurales*



(c)

*Nota.* Las figuras muestran las secciones de los elementos estructurales: (a) columnas, (b) vigas y (c) losa aligerada. Fuente: expediente técnico.

- **Propiedades de los materiales**

En la siguiente tabla se muestran las características del acero de refuerzo y concreto que se usan en el modelamiento:

**Tabla 6**

*Características del concreto y acero*

Material	Propiedades	
Concreto	Resistencia a la compresión $f'c$	114 kgf/cm <sup>2</sup>
	Peso unitario	2400 kgf/m <sup>3</sup>
Acero	Esfuerzo de fluencia $f_y$	4200 kgf/cm <sup>2</sup>
	Módulo de elasticidad	2000000 kgf/cm <sup>2</sup>

- **Cargas**

Las cargas de los propios elementos estructurales los asigna el propio programa Etabs V.21, adicionalmente se asignaron las siguientes cargas de acuerdo Norma E.020 Cargas, del RNE.

**Tabla 7***Cargas vivas utilizadas en el pabellón 01 y 02*

Parámetro	Carga viva
Aulas	250 kg/m <sup>2</sup>
Laboratorios	300 kg/m <sup>2</sup>
Sala de profesores (asientos fijos)	300 kg/m <sup>2</sup>
Pasadizos	400 kg/m <sup>2</sup>
Biblioteca (sala de lectura)	300 kg/m <sup>2</sup>
Sala de cómputo	250 kg/m <sup>2</sup>

Fuente. Norma Técnica E.020 Cargas

**Tabla 8***Cargas muertas utilizadas en el pabellón 01 y 02*

Parámetro	Carga muerta
Peso propio losa aligerada (e=0.20m)	300 kg/m <sup>2</sup>
Acabados con espesor de 5cm	100 kg/m <sup>2</sup>
Muros	1327.50 kg/m
Parapeto	270.00 kg/m
Alféizar (ventana atrás)	364.50 kg/m
Alféizar (ventana adelante)	526.50 kg/m

Fuente. Norma Técnica E.020 Cargas

**3.4.4.1. Parámetros sísmicos**

- Factor de zona “Z”: El presente estudio se encuentra ubicado en la localidad de Sillangate, distrito de Querocotillo, provincia de Cutervo, departamento de Cajamarca. Esta ubicación territorial según la zonificación sísmica que considera la Norma Técnica E.030, 2018, está en una zona tipo 3, con un valor de **Z=0.35**, de acuerdo a la tabla 1.

- Factor de uso “U”: La edificación es una infraestructura de educación por lo cual pertenece a la categoría A2, edificaciones esenciales con un valor de uso **U=1.50**
- Factor de amplificación sísmica “C”: Este factor depende del periodo (T), este valor varía entre los intervalos limitados según la norma E.030 por TP y TL. En el ítem 3.1.1. de esta tesis nos indica el procedimiento para calcular TP y TL, resultado que para un suelo S2, el valor de TP=0.6 y TL=2.0.
- Irregularidad en planta “Ip”: Al inicio de asume que no existe irregularidad, **Ip=1**
- Irregularidad en altura “Ia”: Al inicio de asume que no existe irregularidad, **Ia=1**
- Coeficiente básico de reducción (R<sub>0</sub>): De acuerdo a la Tabla 5 de la presente investigación, para un sistema estructural de pórticos **R<sub>0</sub>=8**.
- Coeficiente de reducción “R”: Esta determinado mediante la Ecuación 4, de la presente investigación:  $R=R_0 \times I_p \times I_a = 8 \times 1 \times 1 = 8$ .

**Tabla 9***Parámetros sísmicos*

Datos	Pabellón 01 (dirección X, Y)	Pabellón 02 (dirección X, Y)
Z	0.35	0.35
U	1.50	1.50
S	1.15	1.15
TP	0.6	0.6
TL	2.0	2.0
C	2.5	2.5
R <sub>0</sub>	8	8
Ip	1	1
Ia	1	1
R	8	8

### 3.4.4.2. Combinaciones de carga

Para determinar la carga última se utilizaron las combinaciones de carga muerta, carga viva, carga de sismo según lo estipulado por la Norma E.060 Art. 9.2 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

**Tabla 10**

*Combinaciones de carga*

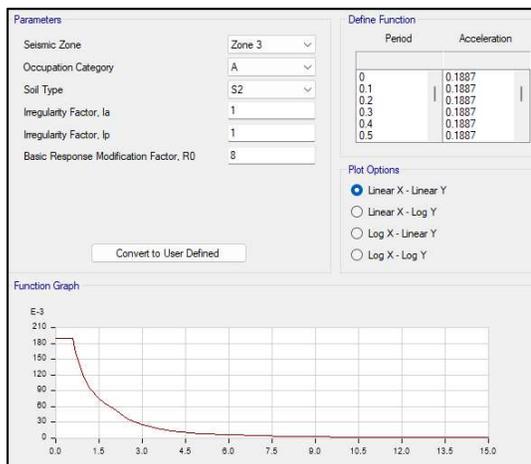
COMBINACIONES DE CARGA	
Combinación 1	$U1=1.4CM+1.7CV$
Combinación 2	$U2=1.25(CM+CV) +1SDX$
Combinación 3	$U3=1.25(CM+CV) -1SDX$
Combinación 4	$U4=1.25(CM+CV) +1SDY$
Combinación 5	$U5=1.25(CM+CV)-1SDY$
Combinación 6	$U6=0.9CM+1SDX$
Combinación 7	$U7=0.9CM-1SDX$
Combinación 8	$U8=0.9CM+1SDY$
Combinación 9	$U9=0.9CM-1SDY$

Fuente. Norma Técnica E.060 concreto armado

### 3.4.4.3. Análisis lineal

**Figura 21**

*Consideraciones sísmicas en el sismo dinámico*



### 3.4.4.3.1. Análisis sísmico estático

Los parámetros utilizados se muestran en a continuación:

#### Coefficiente sísmico en X e Y

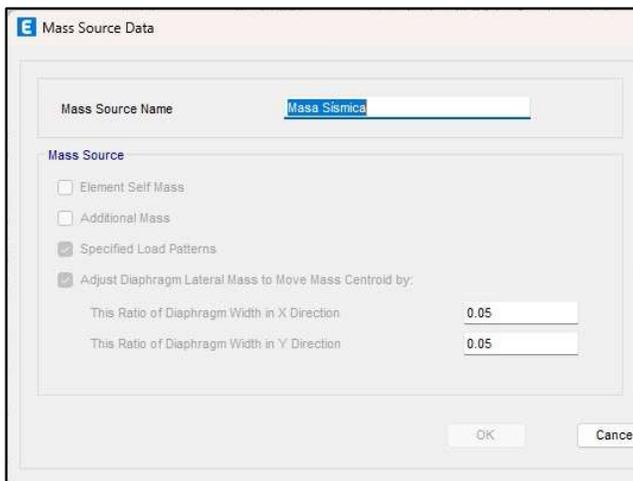
Z=0.35	Factor de zona
U=1.50	Uso
S=1.15	Factor del suelo
TP=0.60	Periodo (S)
TL= 2	Periodo (S)
CX=2.50	Factor de ampliación sísmica
R0=8	Coefficiente de reducción
Ia=1	Irregularidades de altura
Ip=1	Irregularidades de planta
Rx=8	Coefficiente de reducción
VEx=0.188	Coefficiente sísmico

#### 3.4.4.3.1.1. Masa sísmica

La masa sísmica se considera según Norma Técnica E.030, 2018. Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ) se considerará como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

#### Figura 22

*Masa sísmica para pabellón 01 y 02*



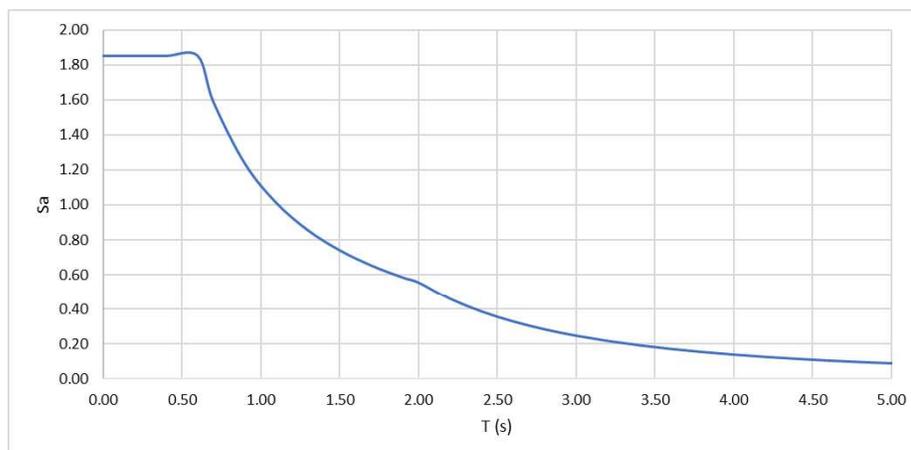
### 3.4.4.3.2. Análisis sísmico dinámico

**Tabla 11**

*Cálculo del espectro de pseudoaceleraciones*

	T	C	Sa
T < TP	0.00	2.50	1.85
	0.20	2.50	1.85
	0.40	2.50	1.85
	0.60	2.50	1.85
TP < T < TL	0.70	2.14	1.59
	0.90	1.67	1.23
	1.10	1.36	1.01
	1.30	1.15	0.85
	1.50	1.00	0.74
	1.70	0.88	0.65
	1.90	0.79	0.58
T > TL	2.00	0.75	0.56
	2.20	0.62	0.46
	2.40	0.52	0.39
	2.60	0.44	0.33
	2.80	0.38	0.28
	3.00	0.33	0.25
	3.20	0.29	0.22
	3.40	0.26	0.19
	3.60	0.23	0.17
	3.80	0.21	0.15
	4.00	0.19	0.14
	4.20	0.17	0.13
	4.40	0.15	0.11
4.60	0.14	0.10	
4.80	0.13	0.10	
5.00	0.12	0.09	

Fuente. Norma Técnica E.030, 2018

**Figura 23***Espectro de pseudoaceleraciones*

Fuente. Norma Técnica E.030, 2018

**3.4.4.3.3. Verificación de irregularidades****Irregularidades en altura: pabellón 01****Tabla 12***Irregularidad de rigidez – piso blando – pabellón 01*

Piso	Dirección	Rigidez X	0.70*Rigidez	Comprobación
PISO 3	X	1528.445	1069.9115	
PISO 2	X	4154.951	2908.4657	No Presenta
PISO 1	X	8680.926		No Presenta
PISO 3	Y	3285.13	2299.591	
PISO 2	Y	8990.53	6293.3717	No Presenta
PISO 1	Y	13905.05		No Presenta

De la tabla 12 se considera que hay **irregularidad de rigidez – piso blando**, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes (Norma Técnica E.030, 2018).

∴ Conclusión: No presenta irregularidad de rigidez – piso blando.

**Tabla 13***Irregularidad extrema de rigidez – pabellón 01*

Piso	Dirección	Rigidez	0.60*Rigidez	Comprobación
PISO 3	X	1528.445	917.067	
PISO 2	X	4154.951	2492.9706	No Presenta
PISO 1	X	8680.926		No Presenta
PISO 3	Y	3285.13	1971.078	
PISO 2	Y	8990.53	5394.3186	No Presenta
PISO 1	Y	13905.05		No Presenta

De la tabla 13 se considera que hay **irregularidad extrema de rigidez – piso blando**, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes (Norma Técnica E.030, 2018).

∴ Conclusión: No presenta irregularidad extrema de rigidez – piso blando.

**Tabla 14***Irregularidad de resistencia – piso débil – pabellón 01*

Piso	Load Case	V	0.8*Vx	Comprobación
PISO 3	SD-XX Max	8.3532	6.68256	
PISO 2	SD-XX Max	38.4707	30.77656	No Presenta
PISO 1	SD-XX Max	53.7775	43.022	No Presenta
PISO 3	SD-YY Max	6.6424	5.31392	
PISO 2	SD-YY Max	32.1573	25.72584	No Presenta
PISO 1	SD-YY Max	47.188	37.7504	No Presenta

De la tabla 14 se considera que hay **irregularidad de resistencia – piso débil**, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior (Norma Técnica E.030, 2018).

∴ Conclusión: No presenta irregularidad de resistencia – piso débil.

**Tabla 15**

*Irregularidad extrema de resistencia – pabellón 01*

Piso	Load Case	V	0.65*Vx	Comprobación
PISO 3	SD-XX Max	8.3532	5.42958	
PISO 2	SD-XX Max	38.4707	25.005955	No Presenta
PISO 1	SD-XX Max	53.7775	34.955375	No Presenta
PISO 3	SD-YY Max	6.6424	4.31756	
PISO 2	SD-YY Max	32.1573	20.902245	No Presenta
PISO 1	SD-YY Max	47.188	30.6722	No Presenta

De la tabla 15 se considera que hay **irregularidad extrema de resistencia**, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior (Norma Técnica E.030, 2018).

∴ Conclusión: No presenta irregularidad extrema de resistencia.

**Tabla 16**

*Irregularidad de masa o peso – pabellón 01*

Piso	Output Case	P	Peso por nivel	Comprobación
PISO 3	100%CM+50%CV	2.58527	25.3614987	
PISO 2	100%CM+50%CV	14.7504	144.701424	No Presenta
PISO 1	100%CM+50%CV	17.13909	168.1344729	No Presenta

De la tabla 16 se considera que hay **irregularidad de masa o peso**, cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 26, es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni un sótano (Norma Técnica E.030, 2018).

∴ Conclusión: No presenta irregularidad de masa o peso.

**Irregularidad geometría vertical:** en nuestro caso es uniforme.

**Discontinuidad de los sistemas resistentes:** en nuestro caso todos los elementos verticales son uniforme.

∴ **Conclusión:** El Pabellón 01 no presenta Irregularidad en altura

El mismo procedimiento para pabellón 02. No presenta Irregularidad en altura

#### 3.4.4.3.4. Irregularidades en planta

##### Irregularidades en Planta: Pabellón 01

**Tabla 17**

*Irregularidad torsional– pabellón 01*

Piso	Load Case/Combo	Ratio	Comprobación
PISO 3	SD-XX Max	1.008	No Presenta
PISO 2	SD-XX Max	1.011	No Presenta
PISO 1	SD-XX Max	1.015	No Presenta
PISO 3	SD-YY Max	1.227	No Presenta
PISO 2	SD-YY Max	1.233	No Presenta
PISO 1	SD-YY Max	1.234	No Presenta

De la tabla 17 se considera que hay **irregularidad torsional**, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio  $\Delta_{max}$  en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga  $\Delta_{prom}$  (Norma Técnica E.030, 2018).

∴ **Conclusión:** No presenta irregularidad torsional.

**Tabla 18***Irregularidad torsional extrema - pabellón 01*

Piso	Load Case/Combo	Ratio	Comprobación
PISO 3	SD-XX Max	1.008	No Presenta
PISO 2	SD-XX Max	1.011	No Presenta
PISO 1	SD-XX Max	1.015	No Presenta
PISO 3	SD-YY Max	1.227	No Presenta
PISO 2	SD-YY Max	1.233	No Presenta
PISO 1	SD-YY Max	1.234	No Presenta

De la tabla 18 se considera que hay **irregularidad torsional extrema**, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio  $\Delta_{max}$  en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga  $\Delta_{prom}$  (Norma Técnica E.030, 2018).

∴ Conclusión: No presenta irregularidad torsional extrema.

**Esquinas entrantes:** en nuestro caso no existe puesto que es uniforme.

**Discontinuidad del diafragma:** en nuestro caso no existe puesto que es uniforme.

**Sistemas no paralelos:** en nuestro caso no existe puesto que es uniforme.

∴ **Conclusión:** El Pabellón 01 no presenta irregularidades en planta.

El mismo procedimiento para pabellón 02. No presenta Irregularidad en planta

#### 3.4.4.4. Análisis no lineal estático

Modelado no lineal

- Consideraciones del modelado

Figura 24

*Carga gravedad no Lineal – pabellón 01 y 02*

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
  - Load Case Name: Gravedad No Lineal
  - Load Case Type: Nonlinear Static
  - Mass Source: Previous
  - Analysis Model: Default
- Initial Conditions:**
  - Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
  - Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.5
- Other Parameters:**
  - Modal Load Case: Modal
  - Geometric Nonlinearity Option: None
  - Load Application: Full Load
  - Results Saved: Final State Only
  - Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis
  - Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event

Figura 25

*Pushover en la dirección X – pabellón 01 y 02*

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
  - Load Case Name: ANLE XX+
  - Load Case Type: Nonlinear Static
  - Mass Source: Masa Sísmica
  - Analysis Model: Default
- Initial Conditions:**
  - Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
  - Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
  - Nonlinear Case: Gravedad No Lineal
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

Figura 26

*Pushover en la dirección Y – pabellón 01 y 02*

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: ANLE YY+ Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: Masa Sismica

Analysis Model: Default

**Initial Conditions**

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Gravedad No Lineal

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	1

Add

Delete

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

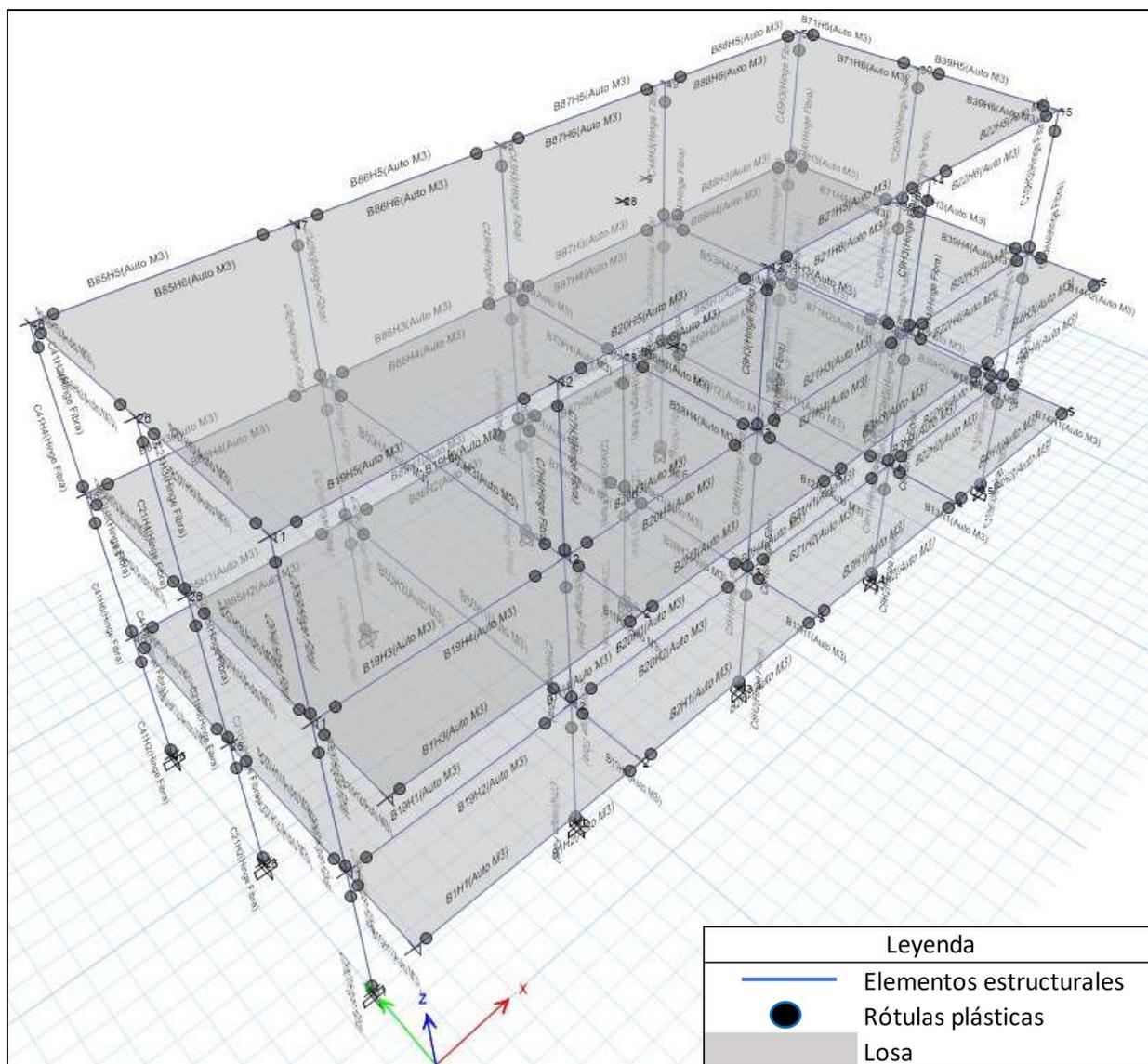
Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

OK Cancel

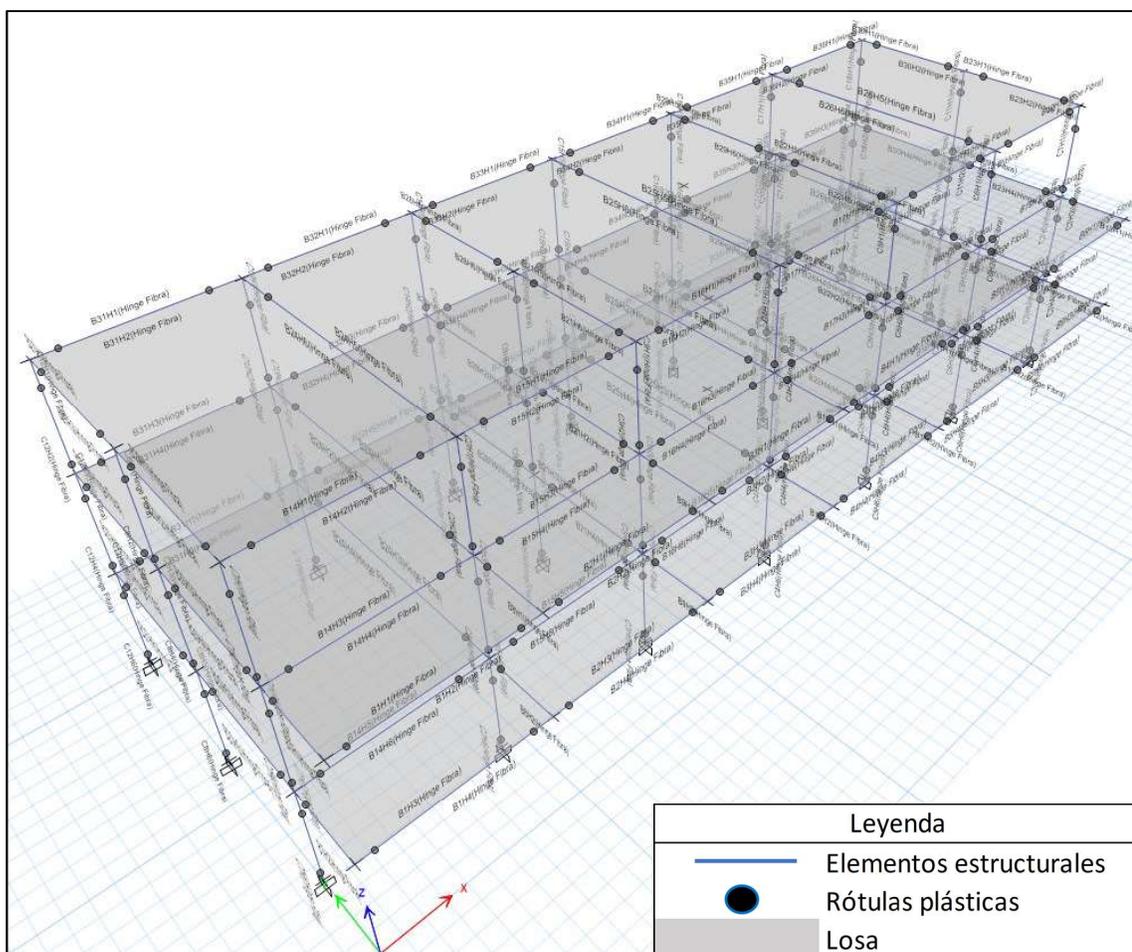
Figura 27

Asignación de rótulas plásticas o bisagras a vigas y columnas – pabellón 01



**Figura 28**

*Asignación de rótulas plásticas o bisagras a vigas y columnas – pabellón 02*



#### 3.4.4.4.1. Sismos de diseño

Las consideraciones para los sismos de Diseño son las siguientes:

- **Sismo frecuente** : Multiplicar el espectro elástico por 0.3
- **Sismo ocasional** : Multiplicar el espectro elástico por 0.5
- **Sismo raro** : Usar el espectro elástico
- **Sismo muy raro** : Multiplicar el espectro elástico por 1.3

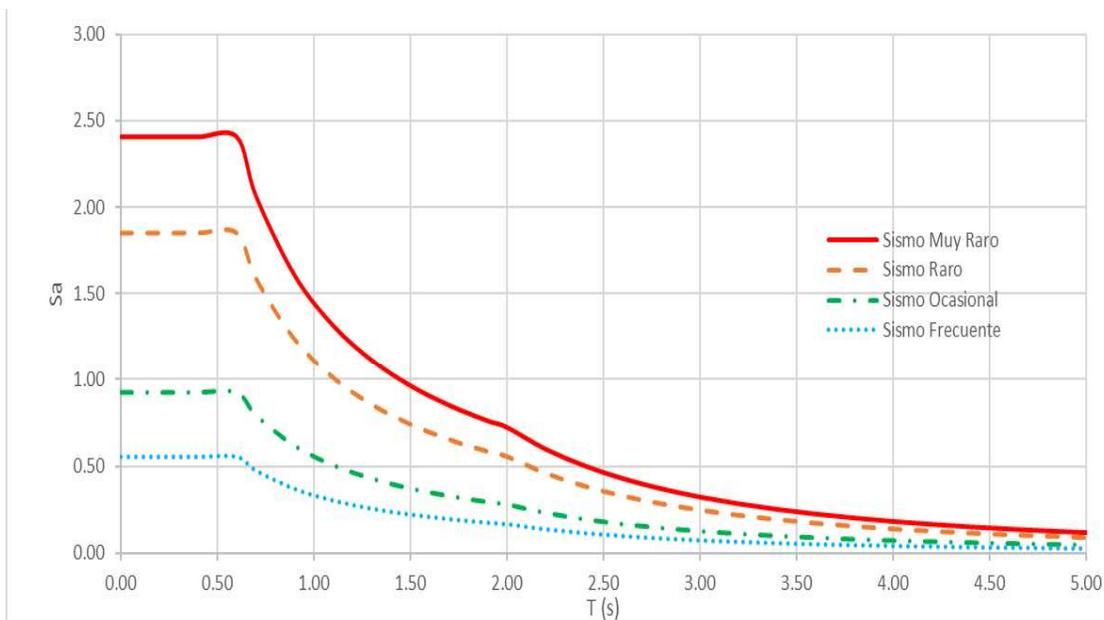
**Tabla 19***Cálculo del espectro de los sismos de diseño para zona 3*

	T	C	Sa	Sismo muy raro	Sismo raro	Sismo ocasional	Sismo frecuente
T<TP	0.00	2.50	1.85	2.41	1.85	0.93	0.56
	0.20	2.50	1.85	2.41	1.85	0.93	0.56
	0.40	2.50	1.85	2.41	1.85	0.93	0.56
	0.60	2.50	1.85	2.41	1.85	0.93	0.56
TP<T<TL	0.70	2.14	1.59	2.06	1.59	0.79	0.48
	0.90	1.67	1.23	1.60	1.23	0.62	0.37
	1.10	1.36	1.01	1.31	1.01	0.50	0.30
	1.30	1.15	0.85	1.11	0.85	0.43	0.26
	1.50	1.00	0.74	0.96	0.74	0.37	0.22
	1.70	0.88	0.65	0.85	0.65	0.33	0.20
	1.90	0.79	0.58	0.76	0.58	0.29	0.18
T>TL	2.00	0.75	0.56	0.72	0.56	0.28	0.17
	2.20	0.62	0.46	0.60	0.46	0.23	0.14
	2.40	0.52	0.39	0.50	0.39	0.19	0.12
	2.60	0.44	0.33	0.43	0.33	0.16	0.10
	2.80	0.38	0.28	0.37	0.28	0.14	0.08
	3.00	0.33	0.25	0.32	0.25	0.12	0.07
	3.20	0.29	0.22	0.28	0.22	0.11	0.07
	3.40	0.26	0.19	0.25	0.19	0.10	0.06
	3.60	0.23	0.17	0.22	0.17	0.09	0.05
	3.80	0.21	0.15	0.20	0.15	0.08	0.05
	4.00	0.19	0.14	0.18	0.14	0.07	0.04
	4.20	0.17	0.13	0.16	0.13	0.06	0.04
	4.40	0.15	0.11	0.15	0.11	0.06	0.03
	4.60	0.14	0.10	0.14	0.10	0.05	0.03
4.80	0.13	0.10	0.13	0.10	0.05	0.03	
5.00	0.12	0.09	0.12	0.09	0.04	0.03	

Fuente. Norma Técnica E.030, 2018.

**Figura 29**

*Espectros de los sismos de diseño para zona 3*



Fuente. Norma Técnica E.030, 2018.

### 3.4.4.5. Análisis no lineal tiempo historia

- Consideraciones del Modelado

**Figura 30**

*Configuración del caso Modal: Ritz – pabellón 01 y 02*

**E Load Case Data**

General

Load Case Name: Modal-RITZ [Design...]

Load Case Type/Subtype: Modal [Ritz] [Notes...]

Mass Source: Masa Sísmica

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings [None] [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: [ ]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	90
Acceleration	UY	0	90
Acceleration	UZ	0	90

[Add] [Delete]

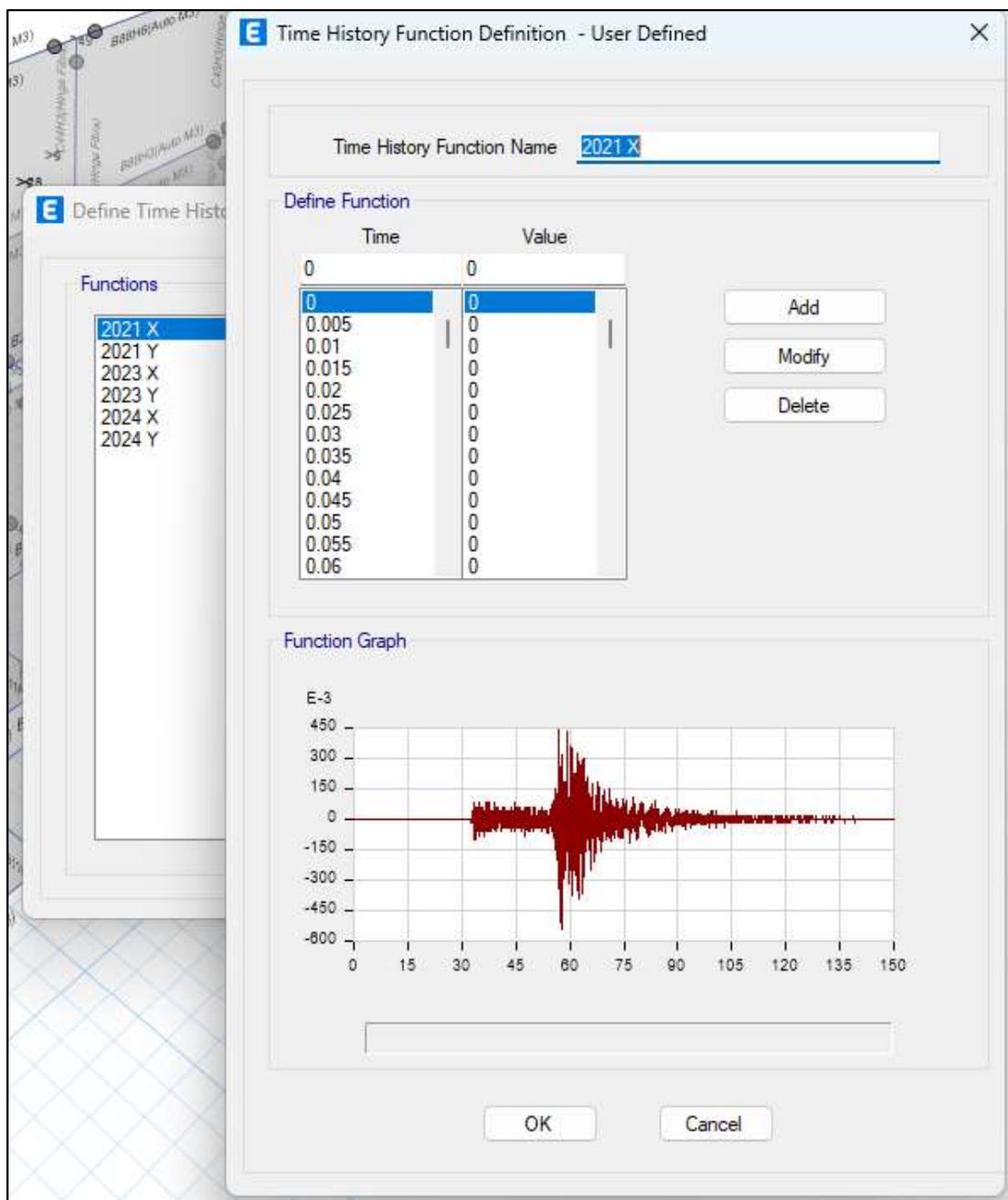
Other Parameters

Maximum Number of Modes: 9

Minimum Number of Modes: 1

Figura 31

*Definición de los 3 pares de registros de aceleraciones-pabellón 01 y 02*



**Figura 32**

*Definición del caso tiempo historia en X sismo 2021 - Pabellón 01 y 02*

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box for a case named 'ANLTH 2021 X'. The 'General' section includes fields for 'Load Case Name', 'Load Case Type/Subtype' (Time History), 'Nonlinear Modal (FNA)', 'Mass Source' (Previous (Masa Sísmica)), and 'Analysis Model' (Default). The 'Initial Conditions' section has 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' selected. The 'Loads Applied' section contains a table with one entry: Acceleration, Load Name U1, Function 2021 X, and Scale Factor 9.8067. The 'Other Parameters' section includes 'Modal Load Case' (Modal-RITZ), 'Number of Output Time Steps' (29999), 'Output Time Step Size' (0.005 sec), 'Modal Damping' (Constant at 0.05), and 'Nonlinear Parameters' (Default).

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	2021 X	9.8067

**Figura 33**

*Definición del caso tiempo historia en Y sismo 2021 - Pabellón 01 y 02*

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box for a case named 'ANLTH 2021 Y'. The 'General' section includes fields for 'Load Case Name', 'Load Case Type/Subtype' (Time History), 'Nonlinear Modal (FNA)', 'Mass Source' (Previous (Masa Sísmica)), and 'Analysis Model' (Default). The 'Initial Conditions' section has 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' selected. The 'Loads Applied' section contains a table with one entry: Acceleration, Load Name U2, Function 2021 Y, and Scale Factor 9.8067. The 'Other Parameters' section includes 'Modal Load Case' (Modal-RITZ), 'Number of Output Time Steps' (29999), 'Output Time Step Size' (0.005 sec), 'Modal Damping' (Constant at 0.05), and 'Nonlinear Parameters' (Default).

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	2021 Y	9.8067

Análogamente, se crean los casos tiempo historia para los sismos 2023 y 2024.

### **3.4.4.5.1. Registros sísmicos y tratamiento de aceleraciones**

#### **Los suelos en Querocotillo-Cutervo.**

En los terrenos donde se presentan variaciones significativas en las capacidades portantes, es indispensable considerar el valor más crítico, es decir, el más bajo. Esta decisión responde a la heterogeneidad que caracteriza las formaciones geológicas y geotécnicas, donde los tipos de suelo pueden variar desde arcillosos hasta gravosos o mixtos. En Querocotillo, Cutervo, las investigaciones geotécnicas realizadas por el investigador revelan que las capacidades portantes oscilan entre  $0.85 \text{ kgs/cm}^2$ , evidenciando la falta de uniformidad del subsuelo.

La aleatoriedad en la acumulación de materiales durante la formación geológica de Querocotillo ha generado una morfología irregular, con pronunciadas diferencias altimétricas que incluyen elevaciones y depresiones. Estas condiciones hacen que el diseño de cimentaciones en la zona sea particularmente complejo, requiriendo un enfoque técnico riguroso. De hecho, es frecuente observar fallas en edificaciones cercanas cuando se carece de un análisis geotécnico adecuado, lo que refuerza la importancia de basar los diseños estructurales en datos precisos que consideren las características del subsuelo local.

#### **Estudio del fenómeno sísmico.**

Los suelos tienden a desestabilizarse frente a los movimientos sísmicos, y un claro ejemplo es la zona de Querocotillo, Cutervo, caracterizada por una topografía accidentada con formaciones de suelos altamente irregulares y complejas (elevaciones y depresiones). Este tipo de morfología amplifica las ondas sísmicas, como se evidenció en los terremotos de 21 de julio de 2021, 01 de junio de 2023 y el 17 de marzo de 2024, en la región andina (Fig. 34).

La cuestión clave es por qué esta zona en particular sufrió mayores efectos del sismo. Existen dos factores determinantes:

a) Querocotillo se encuentra relativamente cerca del epicentro de los terremotos anteriormente mencionados, y su accidentada geografía actuó como un canal natural que favoreció la propagación y amplificación de las ondas sísmicas (Fig. 34).

b) En las proximidades de esta región pasa la falla de la cordillera subandina, que genera una red de microfallas cercanas. Estas características tectónicas incrementan la susceptibilidad a sismos de gran magnitud, como los observados en eventos anteriores.

Estas condiciones resaltan la importancia de implementar estudios geotécnicos detallados para mitigar riesgos sísmicos en áreas de expansión urbana como Querocotillo.

### **Generación de sismos de la zona este y oeste de Sudamérica (océano pacífico y falla sub-andina).**

El Perú, por su posición geográfica en Sudamérica, está expuesto a la ocurrencia de terremotos tanto provenientes del Este (Océano Pacífico), como el sismo del 31 de mayo de 1970 con una magnitud de 7.75 (Escala de Richter) en la región Áncash, como del Oeste, generados en la Falla Subandina, como el terremoto de Lagunas del 26 de mayo de 2019 con una magnitud de 8 (Escala de Richter) en la región Loreto.

Se prevé que un gran sismo impactará la parte occidental de Sudamérica, afectando significativamente la región de Cajamarca, incluyendo todas sus provincias, distritos y caseríos.

En este contexto, es importante destacar que el distrito de Querocotillo, ubicado en la provincia de Cutervo, se clasifica según la Norma E.030 en la ZONA 3 de moderada sismicidad.

Sin embargo, esta clasificación no resulta del todo fiable por las siguientes razones:

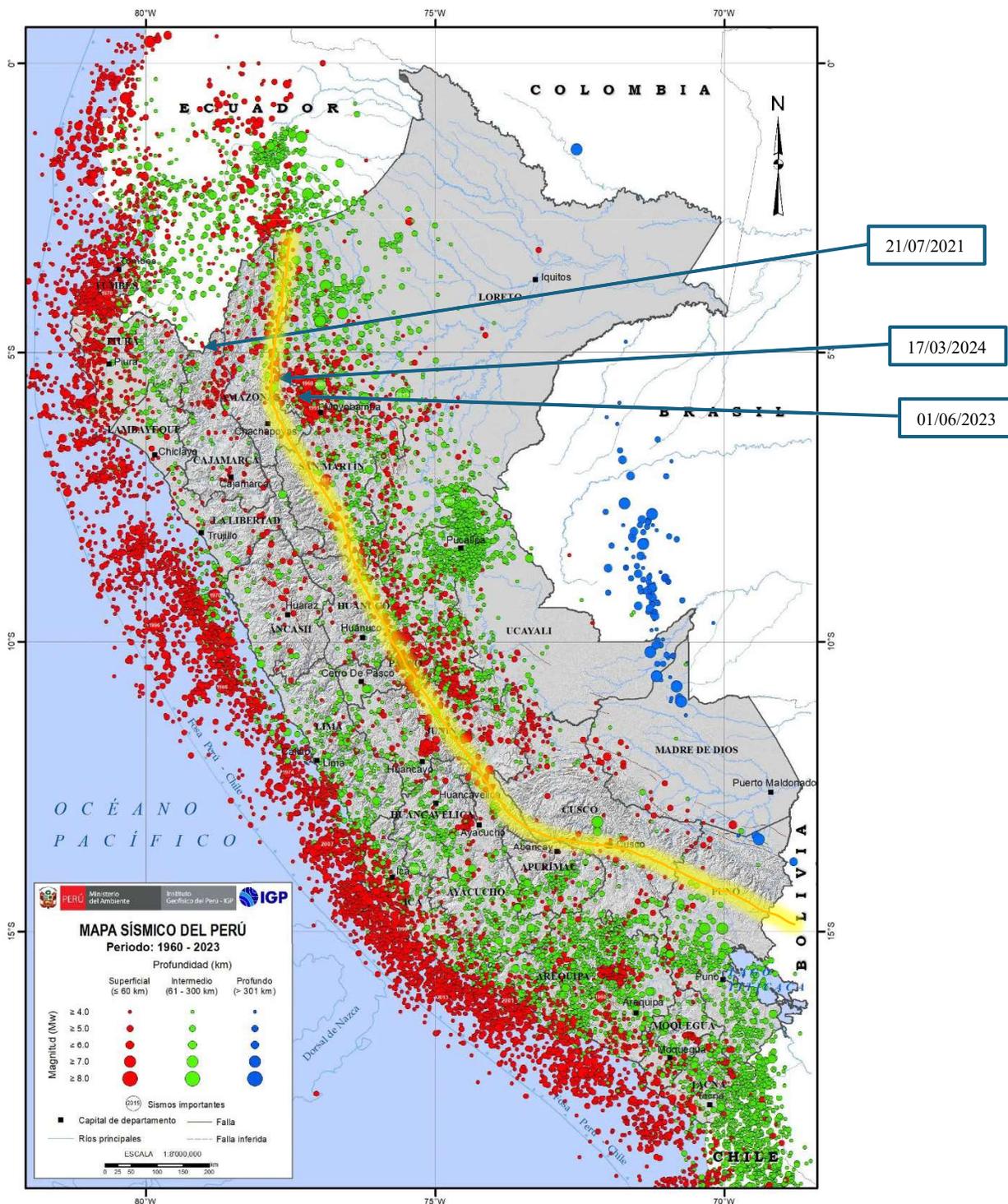
a) Querocotillo se encuentra en las proximidades de áreas de la región Cajamarca clasificadas en la zona 3 de alta sismicidad.

- b) Los terremotos son eventos impredecibles y pueden ocurrir en cualquier lugar, con efectos potencialmente devastadores.
- c) La ubicación de Querocotillo presenta condiciones geográficas particulares, asentándose en una región de topografía irregular con laderas susceptibles a inestabilidad y suelos compuestos por rellenos que amplifican las ondas sísmicas, lo que incrementa el riesgo de deslizamientos de materiales sueltos y sedimentarios.

Estas características refuerzan la necesidad de estudios geotécnicos exhaustivos y medidas preventivas en la planificación y diseño de construcciones en Querocotillo para mitigar los impactos de futuros eventos sísmicos.

Figura 34

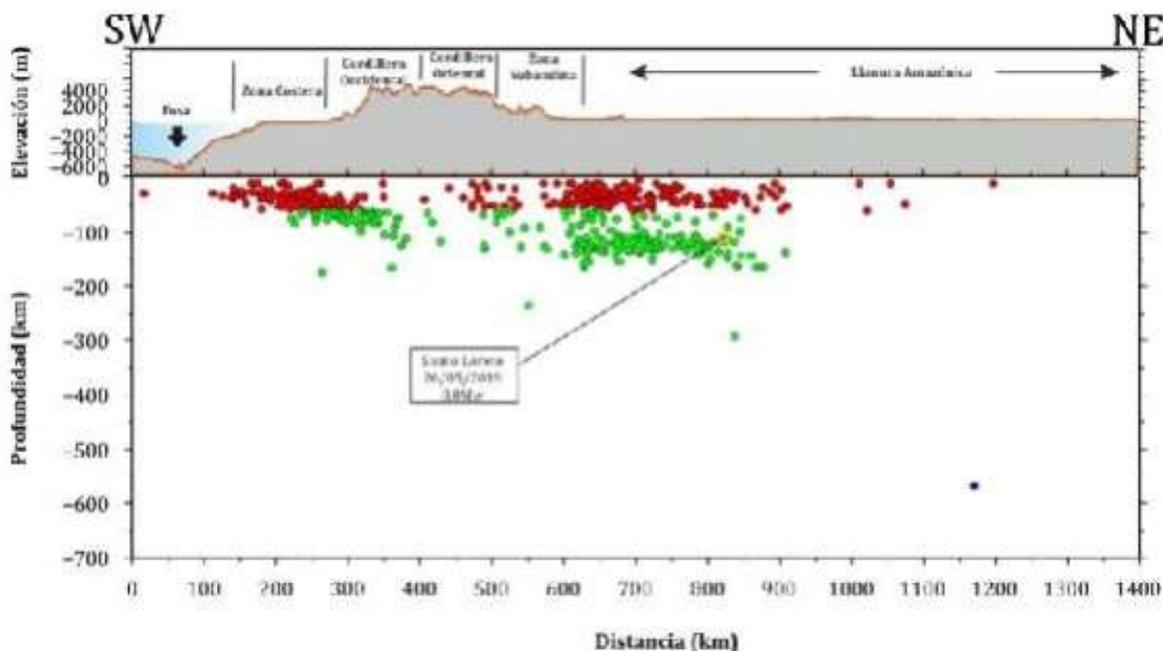
Ubicación de los sismos 21/07/2021, 01/06/2023 y 17/03/2024 y de la falla subandina (franja amarilla)



Fuente. Mapa Sísmico IGP

**Figura 35**

*Distribución espacial de la sismicidad en la región Norte del Perú asociada con la sismicidad de Cajamarca.*



Fuente. Mapa Sismico IGP

Los registros Sísmicos utilizados en el presente estudio fueron obtenidos de la plataforma CISMID, de los años 2021, 2023 y 2024, ubicados en la misma zona de estudio del presente estudio para tener una representación más real del comportamiento de la estructura frente a un evento sísmico de gran magnitud.

**Sismo del 2021-07-21:**

Latitude: -5.18

Longitude: -79.22

Depth (km): 25

Magnitude: m 5.2

Information source: IGP

**Sismo del 2023-06-01:**

Latitude : -5.66  
 Longitude : -77.07  
 Depth (km) : 19.0  
 Magnitude : m 4.4  
 Information source : IGP

### Sismo del 2024-03-17:

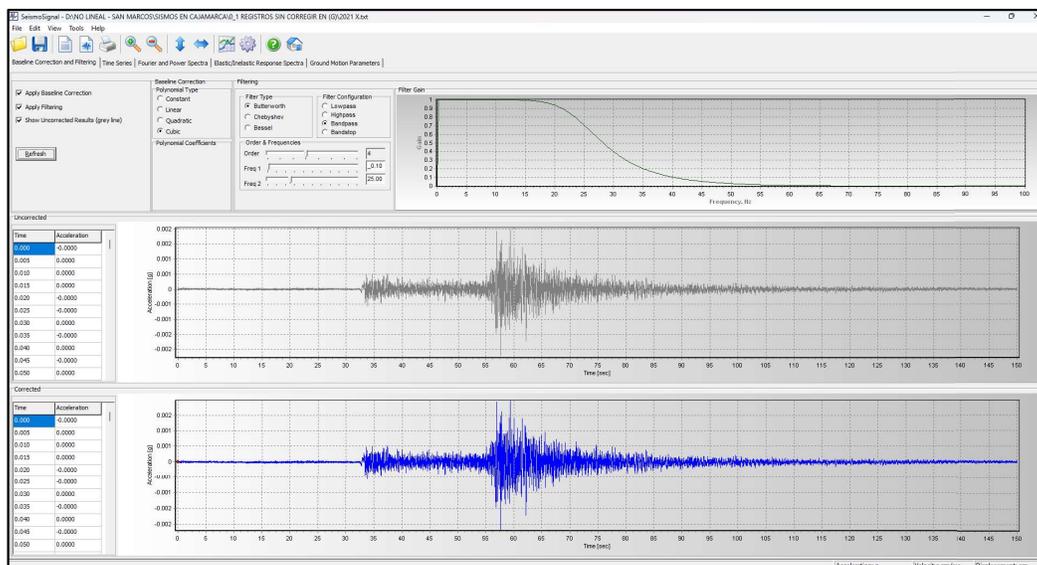
Latitude : -5.43  
 Longitude : -77.32  
 Depth (km) : 36.0  
 Magnitude : m 4.5  
 Information source : IGP

### - Corrección por Línea Base y reducción de ruido

Se utilizó el programa Seismo Signal para corregir el desfase de las señales sísmicas con respecto al nivel del suelo, asimismo para corregir aquellos ruidos que distorsionan la señal sísmica.

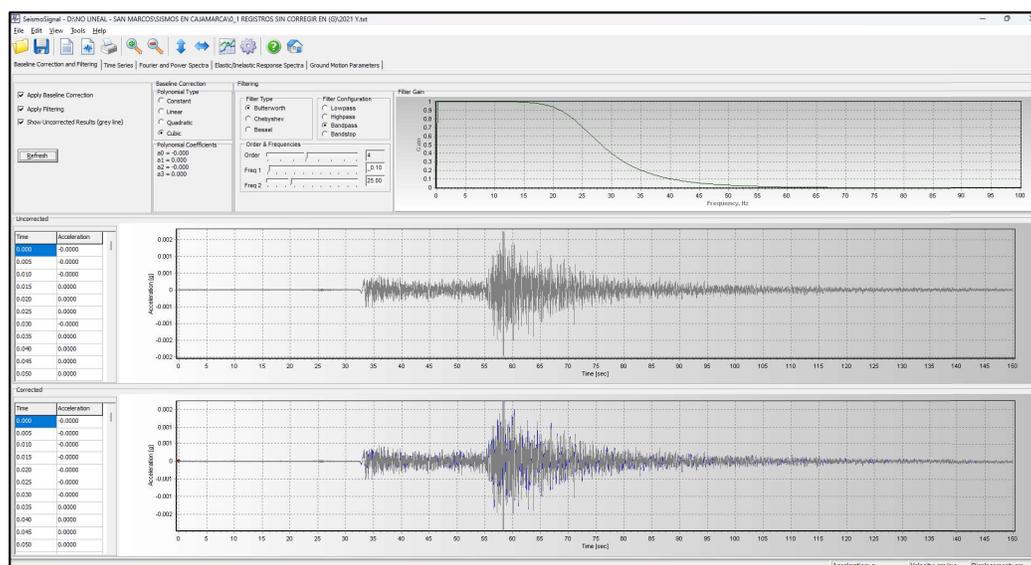
### Figura 36

*Corrección por línea base y ruido del registro X del Sismo 2021*



**Figura 37**

*Corrección por línea base y ruido del registro Y del Sismo 2021*



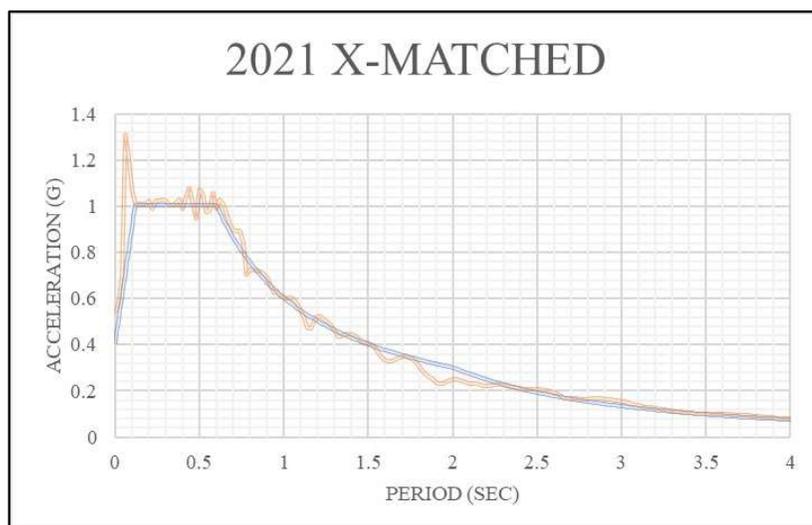
Análogamente se corrigen los 2 pares de registros de los 2 sismos restantes.

### - Compatibilización al Espectro Elástico

Se utilizó el programa Seismo Match para compatibilizar los 6 registros de aceleraciones correspondientes a los sismos 2021, 2023 y 2024 con el espectro elástico estipulado en la Norma E.030-2018. Finalmente, los Registros escalados se muestran a continuación:

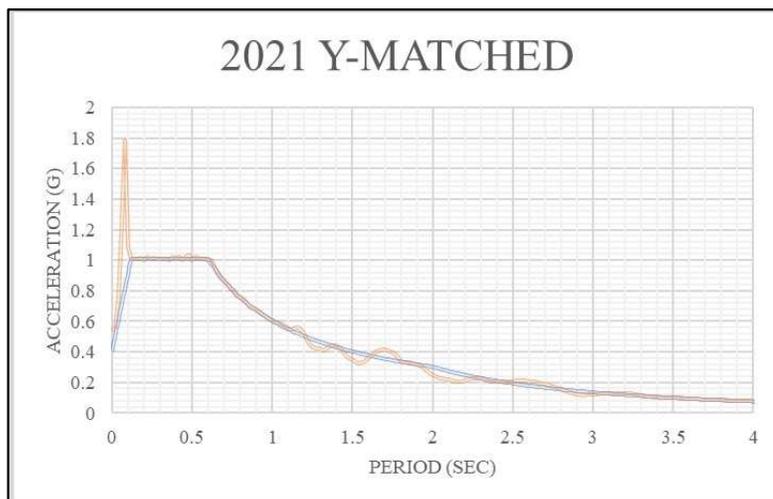
**Figura 38**

*Sismo 2021 compatibilizado al espectro elástico en X*



**Figura 39**

*Sismo 2021 compatibilizado al espectro elástico en Y*



Análogamente se compatibiliza para los sismos restantes.

Estos registros se insertaron como funciones en los modelados: pabellón 01 y pabellón 02 para posteriormente analizar ambas estructuras a nivel no lineal, específicamente del tipo: Tiempo Historia.

### **3.5. Tratamiento, análisis y presentación de resultados**

#### **3.5.1. Análisis No Lineal Estático**

##### **Tratamiento de Datos:**

Los datos utilizados para el Análisis No Lineal Estático provienen de los modelos estructurales de los pabellones 01 y 02, incluyendo las propiedades mecánicas de los materiales ( $f'_c$  del concreto y fluencia del acero), así como las dimensiones y geometría de los elementos estructurales. Se procesaron las características de rigidez y resistencia de cada componente, considerando la formación de rótulas plásticas y el comportamiento inelástico.

Las cargas sísmicas se aplicaron de manera incremental, siguiendo un patrón predefinido de carga lateral, hasta alcanzar el colapso de la estructura o la formación de mecanismos de falla.

##### **Tipo de Análisis**

Se realizó un Análisis No Lineal Estático o Pushover para evaluar la capacidad de deformación de los pabellones bajo cargas laterales. Este análisis permite identificar el punto en que las estructuras pierden su capacidad de soportar cargas adicionales.

El análisis es de tipo descriptivo, ya que se enfoca en la interpretación de las curvas de capacidad (relación entre desplazamiento y fuerza) y en la identificación de los puntos críticos donde se generan rótulas plásticas.

### **Presentación de Resultados**

Los resultados se presentan mediante gráficos de curvas de capacidad, que muestran la relación entre el desplazamiento máximo y la fuerza cortante en la base de las estructuras.

Se utilizarán tablas para mostrar los desplazamientos máximos obtenidos y las fuerzas laterales asociadas en cada nivel de carga.

Se utilizarán porcentajes para expresar la relación entre las demandas sísmicas y la capacidad estructural.

## **3.5.2. Análisis No Lineal Tiempo Historia**

### **Tratamiento de datos**

Para el Análisis No Lineal Tiempo-Historia, los datos se basaron en la selección de registros sísmicos reales de eventos que se ajustan a las características sísmicas del sitio. Estos registros fueron tomados de la plataforma CISMID. Se consideraron sismos con acelerogramas representativos, aplicados a los modelos estructurales de los pabellones.

Los parámetros de los registros se normalizaron para reflejar las condiciones locales de la zona según la Norma E030. Se definieron las propiedades dinámicas de la estructura, incluyendo periodos de vibración y amortiguamiento.

### **Tipo de Análisis**

Se aplicó un Análisis No Lineal Tiempo-Historia (ANLTH), que involucra la aplicación directa de registros sísmicos sobre el modelo estructural en el dominio del tiempo, permitiendo observar el comportamiento de la estructura bajo el historial de aceleraciones de un terremoto.

Este análisis tiene un carácter inferencial, ya que se enfoca en predecir el comportamiento dinámico y no lineal de las estructuras ante sismos específicos, lo que permite obtener conclusiones sobre su desempeño frente a sismos futuros de características similares.

### Presentación de Resultados

Los resultados se presentarán mediante gráficos de desplazamiento vs. tiempo para cada uno de los registros sísmicos aplicados, mostrando el comportamiento dinámico de la estructura a lo largo de la duración del sismo.

Se incluirán tablas comparativas que resuman los desplazamientos máximos, las deformaciones y las aceleraciones en cada nivel de la estructura.

### 3.5.3. Presentación de resultados

#### 3.5.3.1. Resultados del ensayo de diamantina

**Figura 40**

*f<sub>c</sub> del concreto de las muestras extraídas con diamantina*

N.º DE TESTIGO	ESTRUCTURA	RESIST. DE ESPECIF. f <sub>c</sub> = (kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA ALCANZADA (kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA ALCANZADA (%)
0001	COLUMNA C-1 / PRIMER NIVEL	210.0	140.8	67.1
0002	COLUMNA C-2 / PRIMER NIVEL	210.0	119.4	56.8
0003	VIGA / PRIMER NIVEL	210.0	130.1	62.0
0004	COLUMNA / SEGUNDO NIVEL	210.0	117.4	55.9
0005	VIGA / SEGUNDO NIVEL	210.0	89.9	42.8
0006	COLUMNA / TERCER NIVEL	210.0	77.8	37.0

Fuente. Informe de ensayo de diamantina desarrollado por el laboratorio CEIMSUP

### 3.5.3.2. Resultados del estudio de mecánica de suelos

**Figura 41**

*Resumen del EMS*

CIMENTACIÓN CORRIDA											
PARAMETROS							DIMENSIONES			RESISTENCIA (Kg/cm <sup>2</sup> )	
CALICATA	TIPO DE SUELOS	C.H. (%)	Es (Kg/cm <sup>2</sup> )	C (Kg/cm <sup>2</sup> )	FS	Ø (°)	L (m)	B (m)	DF (m)	Qu	Qadm
C - 1	ML	16.7	128	0.15	3	27.88	-	1.50	1.50	2.54	0.85

Fuente. Informe EMS desarrollado por el laboratorio CEIMSUP

### 3.5.3.3. Resultados del análisis lineal

#### 3.5.3.3.1. Participación modal

**Tabla 20**

*Participación modal del pabellón 01*

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
Modal	1	0.535	0.8278	0.0001	0.0005
Modal	2	0.415	0.0002	0.5429	0.3359
Modal	3	0.363	0.0001	0.3351	0.5372
Modal	4	0.153	0.1516	0.0012	0.0003
Modal	5	0.15	0.0023	0.0782	0.0277
Modal	6	0.128	0.0000	0.0234	0.0818
Modal	7	0.105	0.0000	0.0159	0.0011
Modal	8	0.09	0.0150	0.0005	0.0012
Modal	9	0.089	0.0029	0.0027	0.0144
% de masa acumulativa participativa			99.99%	100%	100.0%

En la tabla 20 del análisis del pabellón 01, se observa que existe una participación de masas aproximadas al 100% en ambas direcciones. El periodo fundamental de vibración de la estructura

en la dirección X es a 0.535 segundos, en la dirección Y es 0.415 segundos y en la dirección Z es 0.363 segundos.

**Tabla 21**

*Participación Modal del Pabellón 02*

Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
Modal	1	0.565	0.8361	0.0001	0.0005
Modal	2	0.46	0.0003	0.6748	0.2137
Modal	3	0.392	0.0001	0.2128	0.6710
Modal	4	0.155	0.1380	0.0001	0.0000
Modal	5	0.144	0.0002	0.0828	0.0243
Modal	6	0.122	0.0000	0.0236	0.0836
Modal	7	0.091	0.0229	0.0005	0.0001
Modal	8	0.091	0.0023	0.0040	0.0018
Modal	9	0.077	0.0000	0.0013	0.0050
% de masa acumulativa participativa			100%	100%	100%

En la tabla 21 del análisis del pabellón 02, se observa que existe una participación de masas aproximadas al 100% en ambas direcciones. El periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección X es a 0.565 segundos, en la dirección Y es 0.46 segundos y en la dirección Z es 0.392 segundos.

### 3.5.3.3.2. Derivas de entrepiso dinámicas

**Tabla 22**

*Distorsión de entrepiso dinámicas en la dirección X-pabellón 01*

Story	Drift	Factor*Rx	Deriva inelástica	Verificación
PISO 3	0.001646	6	0.009876	0.009876<=0.007... No cumple
PISO 2	0.002905	6	0.017430	0.017430<=0.007... No cumple
PISO 1	0.002058	6	0.012348	0.012348<=0.007... No cumple

Se observa en la tabla 22 los resultados obtenidos, según la norma E.030 diseño sismorresistente especifica que la máxima deriva es 0.007, por lo que se constata que del primer piso al tercer piso no cumple con los lineamientos establecidos en la mencionada norma. Significa que el pabellón 01 en la dirección X, es muy flexible porque las derivas calculadas están por encima de la máxima permitida.

**Tabla 23**

*Distorsión de entrepiso dinámicas en la dirección Y-pabellón 01*

Story	Drift	Factor*Rx	Deriva inelástica	Verificación
PISO 3	0.000915	6	0.005490	0.005490≤0.007... Cumple
PISO 2	0.001712	6	0.010272	0.010272≤0.007... No cumple
PISO 1	0.001661	6	0.009966	0.009966≤0.007... No cumple

Se observa en la tabla 23 los resultados obtenidos, según la norma E.030 diseño sismorresistente especifica que la máxima deriva es 0.007, por lo que se constata que del primer piso al segundo piso no cumple con los lineamientos establecidos en la mencionada norma, a diferencia del tercer piso. Significa que el pabellón 01 es muy flexible en la dirección Y, porque las derivas calculadas están por encima de la máxima permitida.

**Tabla 24**

*Distorsión de entrepiso dinámicas en la dirección X-pabellón 02*

Story	Drift	Factor*Rx	Deriva inelástica	Verificación
PISO 3	0.001840	6	0.011040	0.011040≤0.007... No cumple
PISO 2	0.003232	6	0.019392	0.019392≤0.007... No cumple
PISO 1	0.002275	6	0.013650	0.013650≤0.007... No cumple

Se observa en la tabla 24 los resultados obtenidos, según la norma E.030 diseño sismorresistente especifica que la máxima deriva es 0.007, por lo que se constata que del primer

piso al tercer piso no cumple con los lineamientos establecidos en la mencionada norma. Significa que el pabellón 02 en la dirección X, es muy flexible porque las derivas calculadas están por encima de la máxima permitida.

**Tabla 25**

*Distorsión de entrepiso dinámicas en la dirección Y-pabellón 02*

Story	Drift	Factor*Rx	Deriva inelástica	Verificación
PISO 3	0.001160	6	0.006960	0.006960<=0.007... Cumple
PISO 2	0.002392	6	0.014352	0.014352<=0.007... No cumple
PISO 1	0.002214	6	0.013284	0.013284<=0.007... No cumple

Se observa en la tabla 25 los resultados obtenidos, según la norma E.030 diseño sismorresistente especifica que la máxima deriva es 0.007, por lo que se constata que del primer piso al segundo piso no cumple con los lineamientos establecidos en la mencionada norma, a diferencia del tercer piso. Significa que el pabellón 02 es muy flexible en la dirección Y, porque las derivas calculadas están por encima de la máxima permitida.

### 3.5.3.4. Resultados del análisis no lineal estático (pushover)

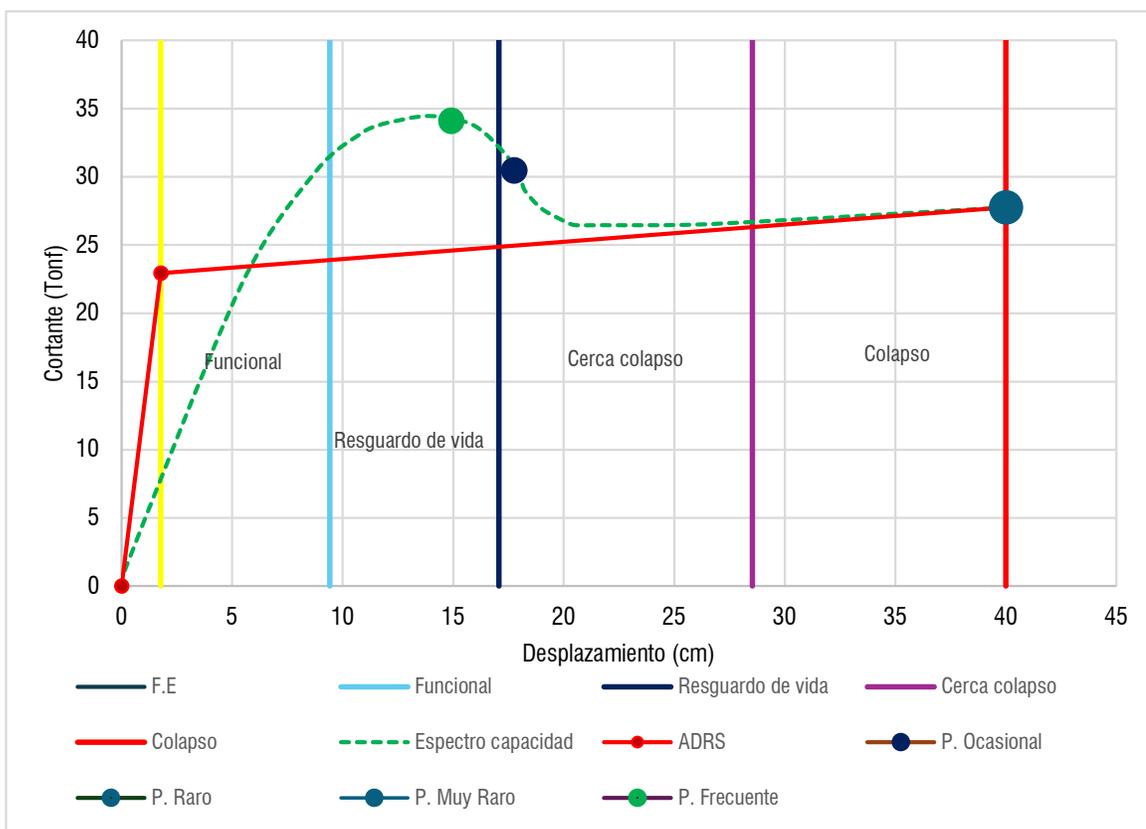
**Tabla 26**

*Nivel de desempeño dirección XX - pabellón 01*

Nivel	Punto inicial (cm)	Punto final (cm)
Funcional	1.77	9.42
Resguardo de vida	9.42	17.06
Cerca al colapso	17.06	28.53
Colapso	28.53	40

**Figura 42**

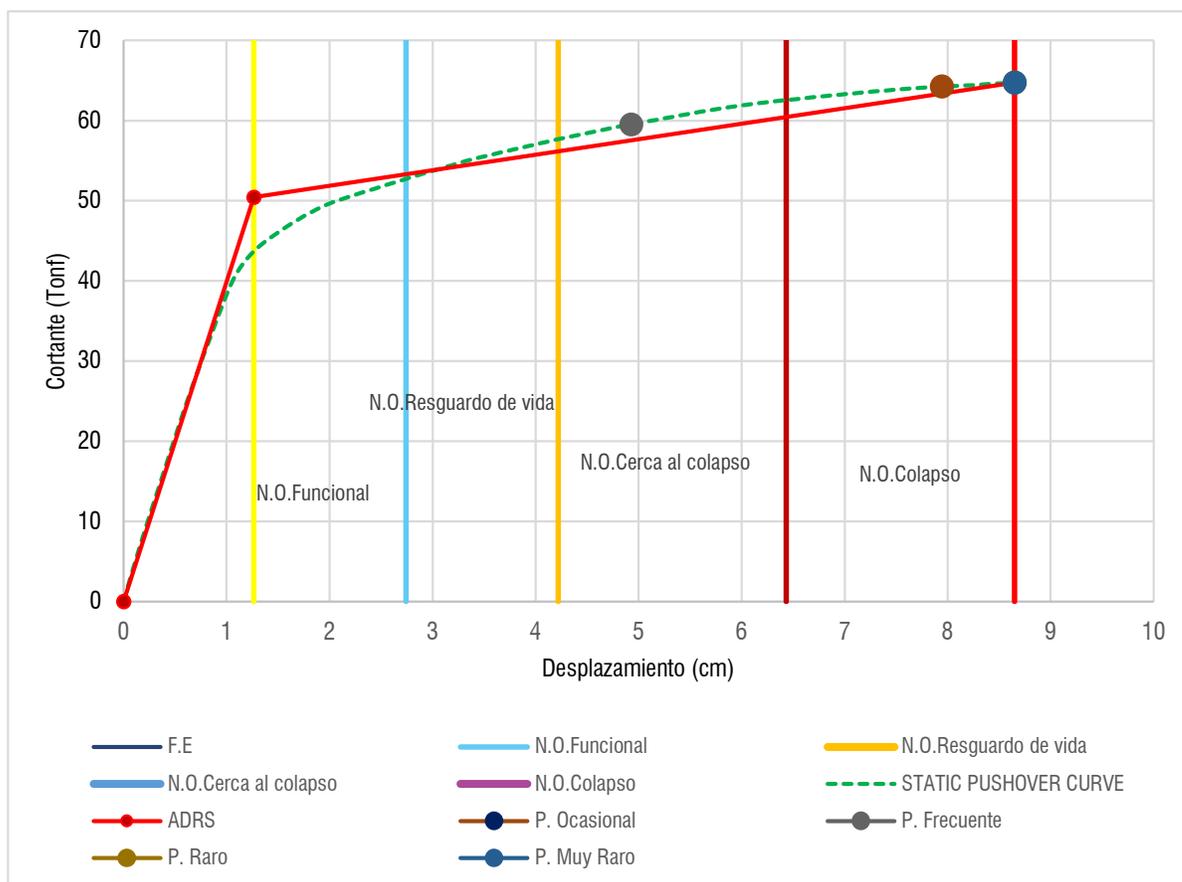
*Desempeño sísmico dirección XX - pabellón 01*



Según la figura 42 los puntos de desempeño para los 04 sismos se ubican en: sismo frecuente resguardo de vida, sismo ocasional cerca al colapso, sismo raro y muy raro en el colapso.

**Tabla 27***Nivel de desempeño sísmico dirección YY - pabellón 01*

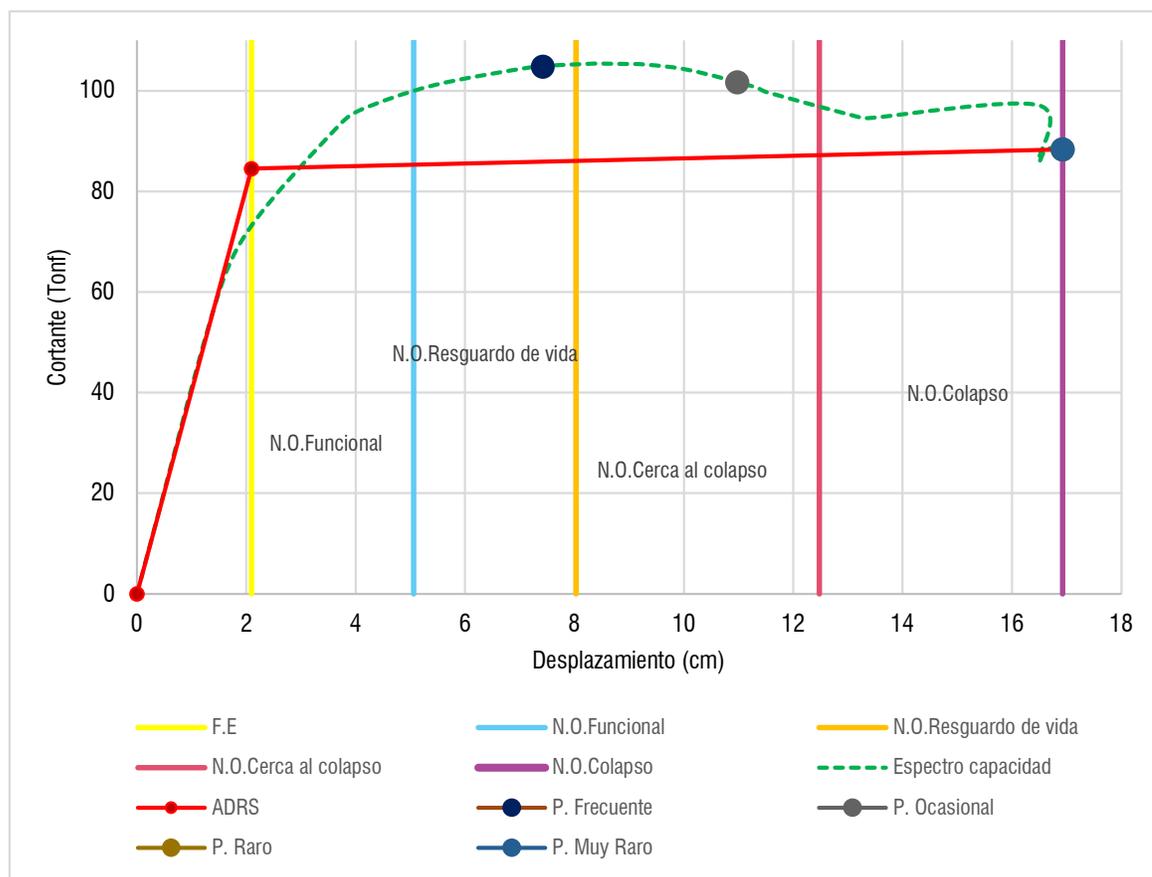
Nivel	Punto inicial (cm)	Punto final (cm)
Funcional	1.26	2.74
Resguardo de vida	2.74	4.22
Cerca al colapso	4.22	6.43
Colapso	6.43	8.65

**Figura 43***Desempeño sísmico dirección YY - pabellón 01*

Según la figura 43 los puntos de desempeño para los 04 sismos se ubican en: sismo frecuente cerca al colapso, sismo ocasional, raro y muy raro en el colapso.

**Tabla 28***Nivel de desempeño sísmico dirección XX - pabellón 02*

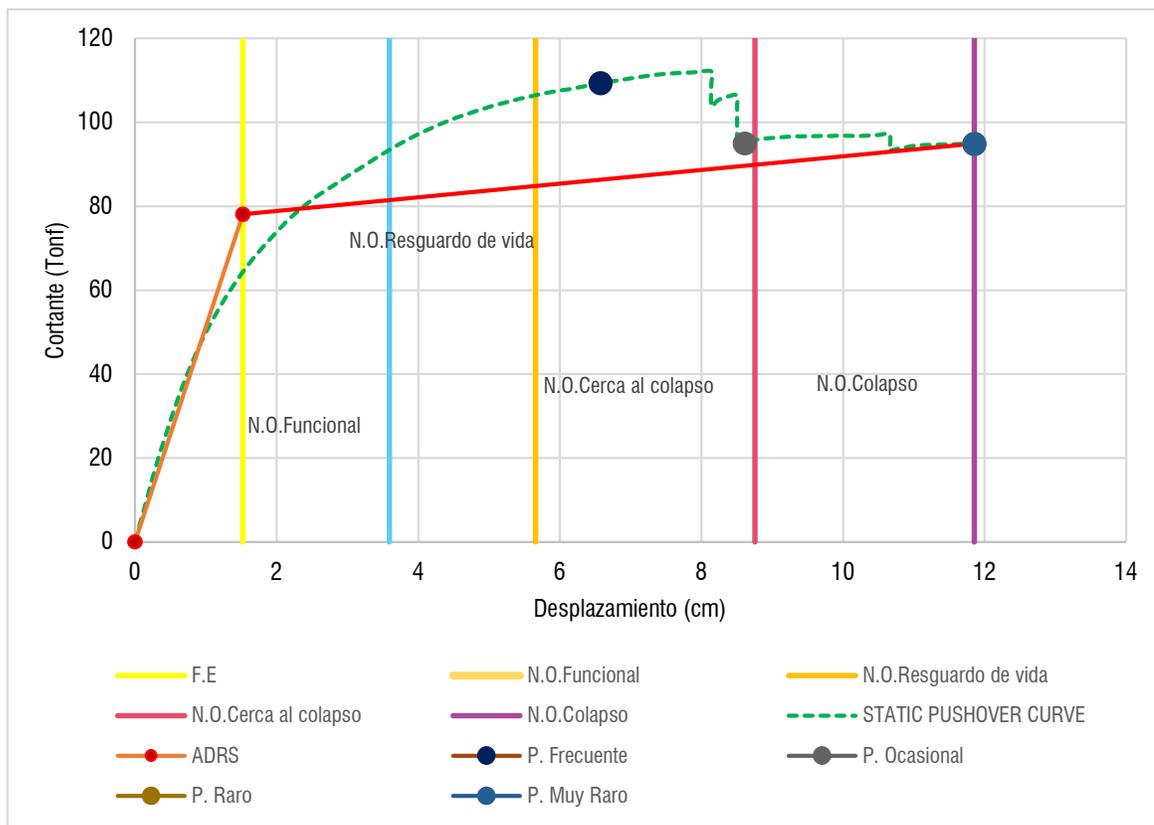
Nivel	Punto inicial (cm)	Punto final (cm)
Funcional	2.10	5.06
Resguardo de vida	5.06	8.03
Cerca al colapso	8.03	12.48
Colapso	12.48	16.93

**Figura 44***Desempeño sísmico dirección XX - pabellón 02*

Según la figura 44 los puntos de desempeño para los 04 sismos se ubican en: sismo frecuente resguardo de vida, sismo ocasional cerca al colapso, sismo raro y muy raro en el colapso.

**Tabla 29***Nivel de desempeño sísmico dirección YY - pabellón 02*

Nivel	Punto inicial (cm)	Punto final (cm)
Funcional	1.62	3.67
Resguardo de vida	3.67	5.72
Cerca al colapso	5.72	8.79
Colapso	8.79	11.85

**Figura 45***Desempeño sísmico dirección YY - pabellón 02*

Según la figura 45 los puntos de desempeño para los 04 sismos se ubican en: sismo frecuente y ocasional cerca al colapso, sismo raro y muy raro en el colapso.

### 3.5.3.5. Resultados del análisis no lineal tiempo-historia

**Tabla 30**

*Límites de deriva para estructuras de concreto armado según HAZUS*

Daño	Deriva máxima
Ligero	>0.0033
Moderado	>0.0058
Extensivo	> 0.0156
Completo	> 0.0400

Fuente. Metodología HAZUS, 2020.

#### 3.5.3.5.1. Distorsiones de entrepiso ocasionados por el registro sísmico del 2021

**Tabla 31**

*Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección X-pabellón 01*

Story	Output Case	Case Type	Drift	Desempeño
PISO 3	2021 X	NonModHist	0.009273	0.009273>0.0058...Moderado
PISO 2	2021 X	NonModHist	0.016958	0.016958>0.0156...Extensivo
PISO 1	2021 X	NonModHist	0.013605	0.013605>0.0058...Moderado

**Tabla 32**

*Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección Y-pabellón 01*

Story	Output Case	Case Type	Drift	Desempeño
PISO 3	2021 Y	NonModHist	0.004826	0.004826>0.0033...Ligero
PISO 2	2021 Y	NonModHist	0.0086	0.0086>0.0058...Moderado
PISO 1	2021 Y	NonModHist	0.00889	0.00889>0.0058...Moderado

**Tabla 33***Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección X-pabellón 02*

Story	Output Case	Case Type	Drift	Desempeño
PISO 3	2021 X	NonModHist	0.017741	0.017741>0.0156...Extensivo
PISO 2	2021 X	NonModHist	0.02853	0.02853>0.0156...Extensivo
PISO 1	2021 X	NonModHist	0.020633	0.020633>0.0156...Extensivo

**Tabla 34***Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección Y-pabellón 02*

Story	Output Case	Case Type	Drift	Desempeño
PISO 3	2021 Y	NonModHist	0.007705	0.007705>0.0058...Moderado
PISO 2	2021 Y	NonModHist	0.02147	0.02147>0.0156...Extensivo
PISO 1	2021 Y	NonModHist	0.021411	0.021411>0.0156...Extensivo

**3.5.3.5.2. Distorsiones de entrepiso ocasionados por el registro sísmico del 2023****Tabla 35***Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección X-pabellón 01*

Story	Output Case	Case Type	Drift	Desempeño
PISO 3	2023 X	NonModHist	0.009075	0.009075>0.0058...Moderado
PISO 2	2023 X	NonModHist	0.016177	0.016177>0.0156...Extensivo
PISO 1	2023 X	NonModHist	0.012399	0.012399>0.0058...Moderado

**Tabla 36***Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección Y-pabellón 01*

Story	Output Case	Case Type	Drift	Desempeño
PISO 3	2023 Y	NonModHist	0.004789	0.004789>0.0033...Ligero
PISO 2	2023 Y	NonModHist	0.009502	0.009502>0.0058...Moderado

PISO 1	2023 Y	NonModHist	0.009507	0.009507>0.0058...Moderado
--------	--------	------------	----------	----------------------------

**Tabla 37**

*Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección X-pabellón 02*

Story	Output Case	Case Type	Drift	Desempeño
PISO 3	2023 X	NonModHist	0.011223	0.011223>0.0058...Moderado
PISO 2	2023 X	NonModHist	0.018009	0.018009>0.0156...Extensivo
PISO 1	2023 X	NonModHist	0.01299	0.01299>0.0058...Moderado

**Tabla 38**

*Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección Y-pabellón 02*

Story	Output Case	Case Type	Drift	Desempeño
PISO 3	2023 Y	NonModHist	0.005152	0.005152>0.0033...Ligero
PISO 2	2023 Y	NonModHist	0.014523	0.014523>0.0058...Moderado
PISO 1	2023 Y	NonModHist	0.01407	0.01407>0.0058...Moderado

### 3.5.3.5.3. Distorsiones de entrepiso ocasionados por el registro sísmico del 2024

**Tabla 39**

*Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección X-pabellón 01*

Story	Output Case	Case Type	Drift	Desempeño
PISO 3	2024 X	NonModHist	0.009069	0.009069>0.0058...Moderado
PISO 2	2024 X	NonModHist	0.016066	0.016066>0.0156...Extensivo
PISO 1	2024 X	NonModHist	0.012173	0.012173>0.0058...Moderado

**Tabla 40***Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección Y-pabellón 01*

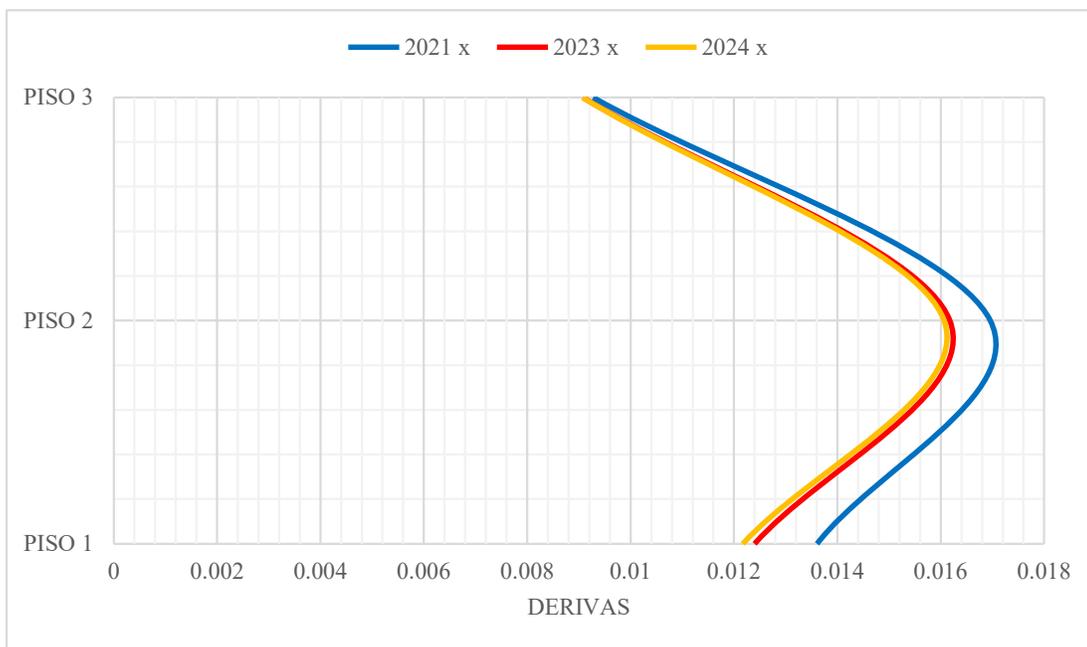
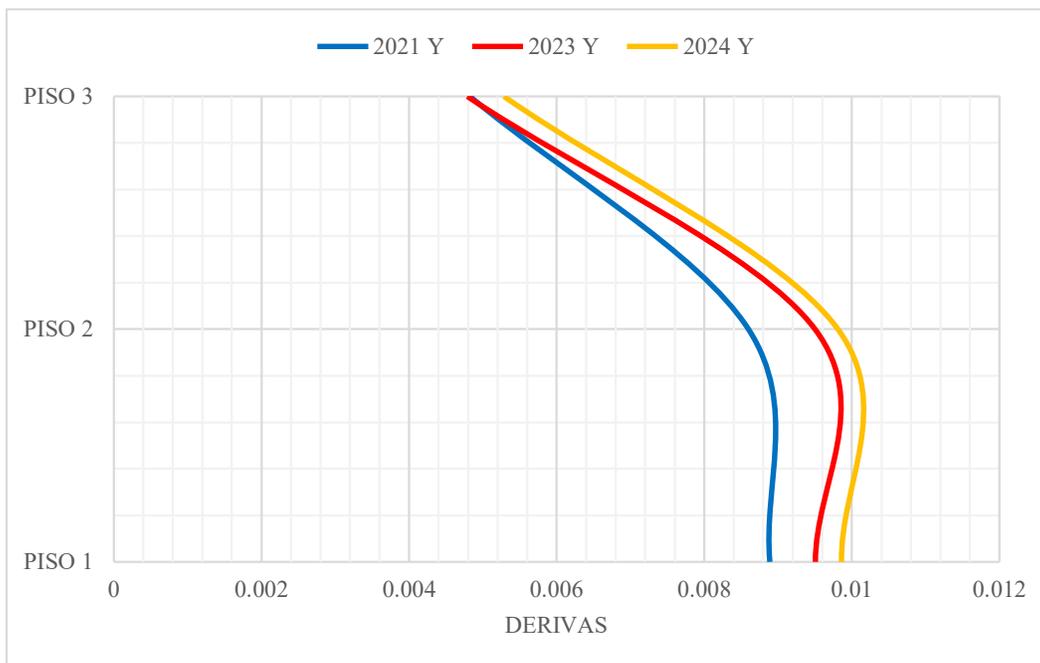
Story	Output Case	Case Type	Drift	Desempeño
PISO 3	2024 Y	NonModHist	0.005285	0.005285>0.0033...Ligero
PISO 2	2024 Y	NonModHist	0.009812	0.009812>0.0058...Moderado
PISO 1	2024 Y	NonModHist	0.009859	0.009859>0.0058...Moderado

**Tabla 41***Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección X-pabellón 02*

Story	Output Case	Case Type	Drift	Desempeño
PISO 3	2024 X	NonModHist	0.011202	0.011202>0.0058...Moderado
PISO 2	2024 X	NonModHist	0.018792	0.018792>0.0156...Extensivo
PISO 1	2024 X	NonModHist	0.014342	0.014342>0.0058...Moderado

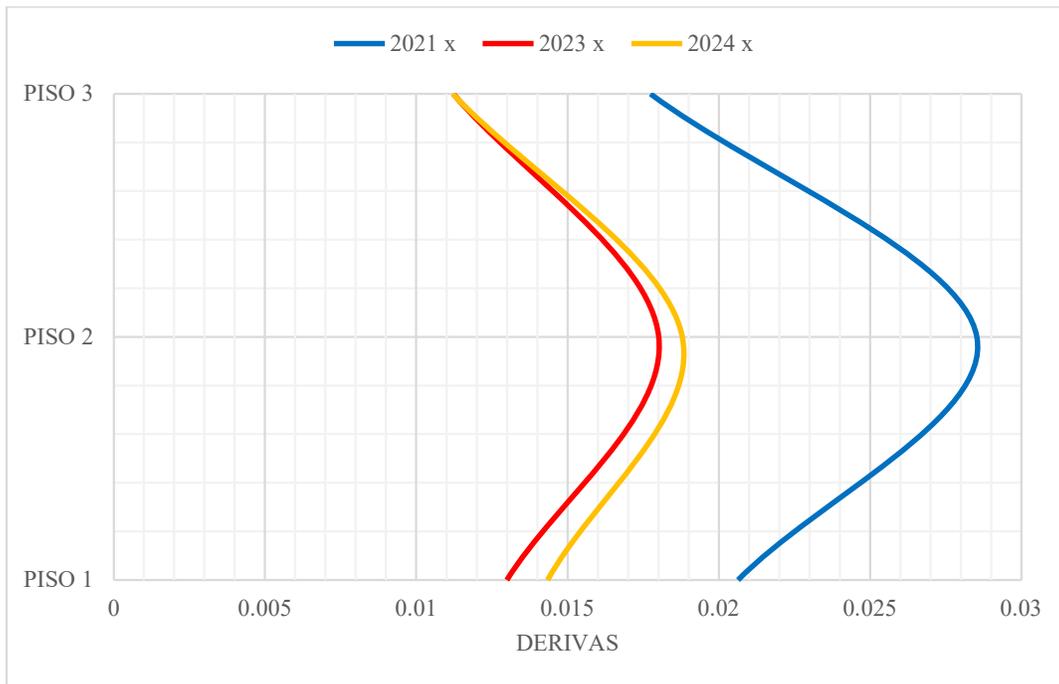
**Tabla 42***Desempeño sísmico del análisis tiempo historia en la dirección Y-pabellón 02*

Story	Output Case	Case Type	Drift	Desempeño
PISO 3	2024 Y	NonModHist	0.005051	0.005051>0.0033...Ligero
PISO 2	2024 Y	NonModHist	0.014391	0.014391>0.0058...Moderado
PISO 1	2024 Y	NonModHist	0.014299	0.014299>0.0058...Moderado

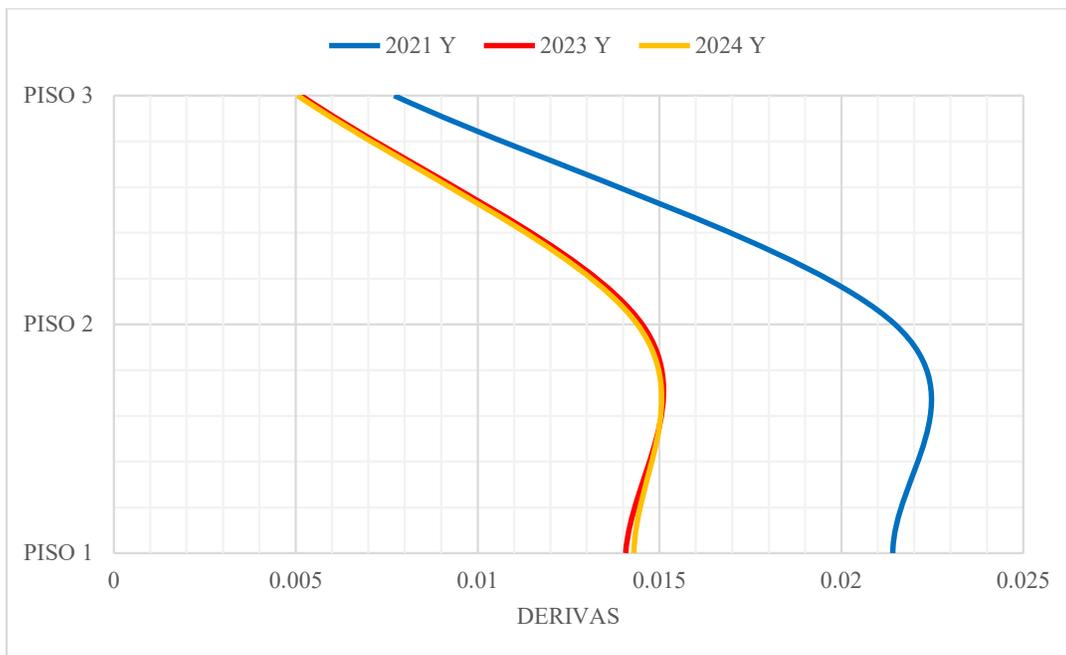
**Figura 46***Distorsiones de entrepiso tiempo historia dirección X-pabellón 01***Figura 47***Distorsiones de entrepiso tiempo historia dirección Y-pabellón 01*

**Figura 48**

*Distorsiones de entrepiso tiempo historia dirección X-pabellón 02*

**Figura 49**

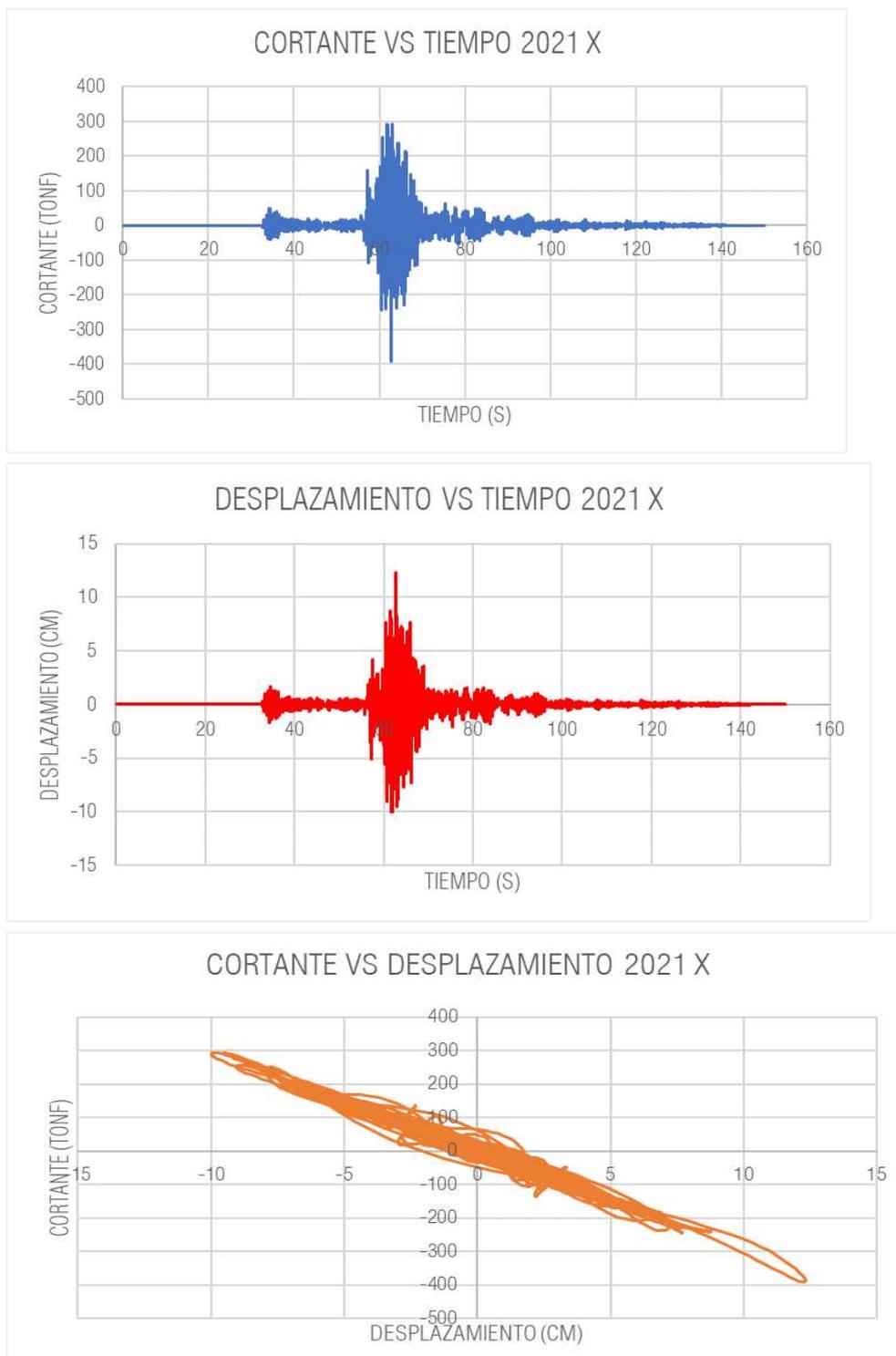
*Distorsiones de entrepiso tiempo historia dirección Y-pabellón 02*



### 3.5.3.5.4. Diagrama histerético de la aceleración por el registro sísmico del 2021

**Figura 50**

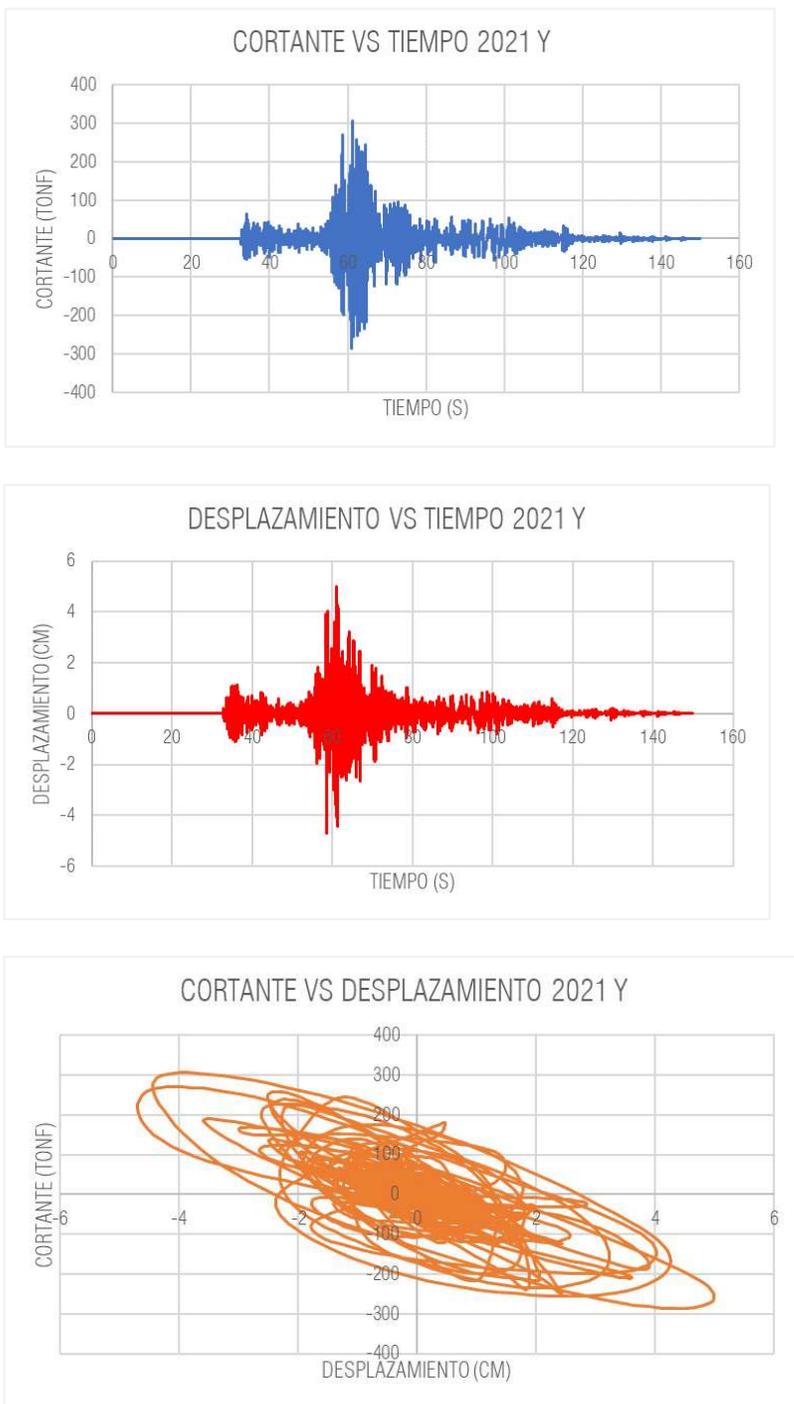
*Cortante, desplazamiento y diagrama histerético en la dirección x-pabellón 01*



Se encontraron desplazamientos mayores a 10 cm y cortantes cercanas a las 300 tonf. El diagrama histérico muestra una tendencia de movimiento lineal de la estructura frente al sismo.

**Figura 51**

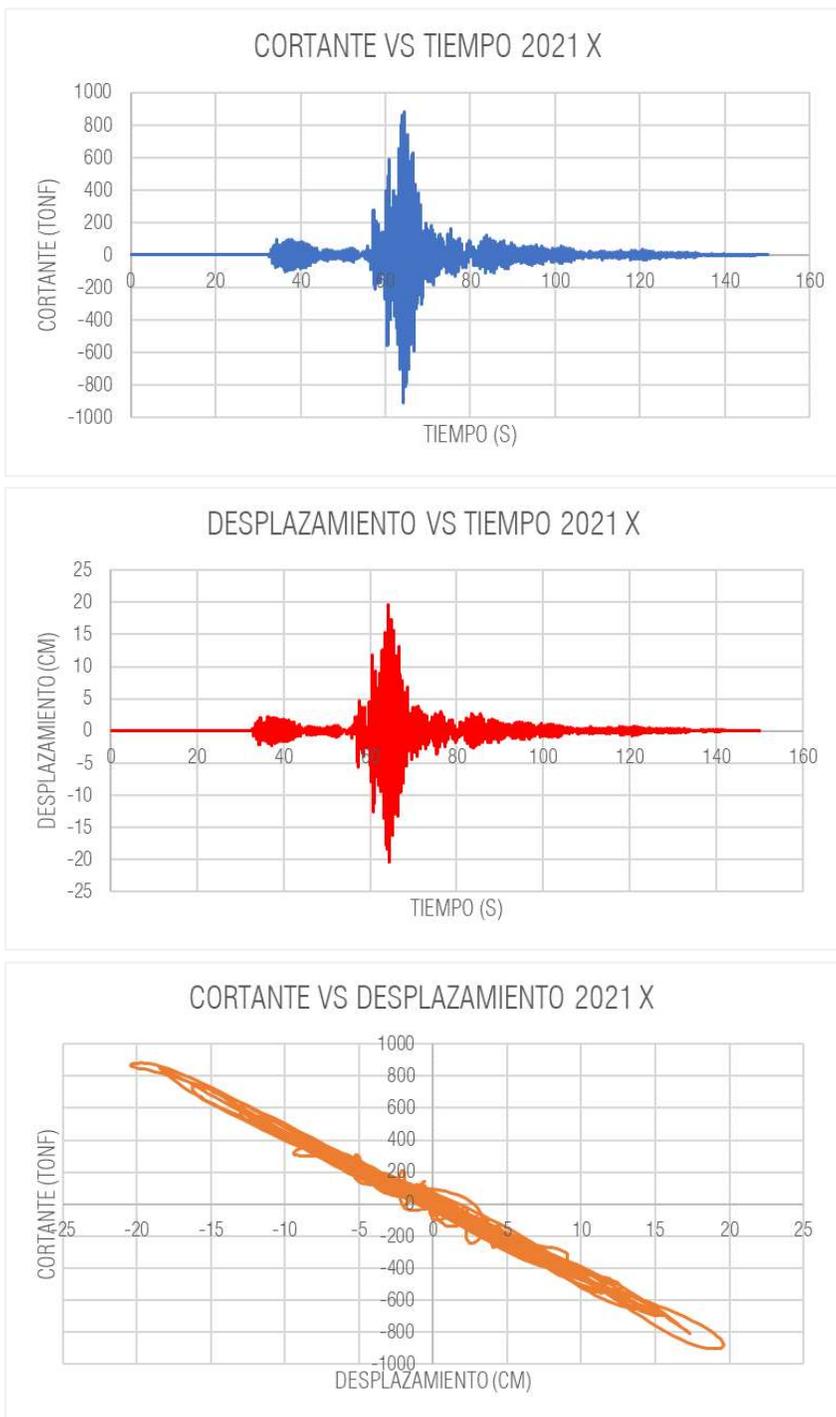
*Cortante, desplazamiento y diagrama histérico en la dirección Y-pabellón 01*



Se encontraron desplazamientos mayores a 4 cm y cortantes cercanas a las 300 tonf. El diagrama histérico muestra una tendencia de movimiento circular de la estructura frente al sismo.

**Figura 52**

*Cortante, desplazamiento y diagrama histérico en la dirección x-pabellón 02*

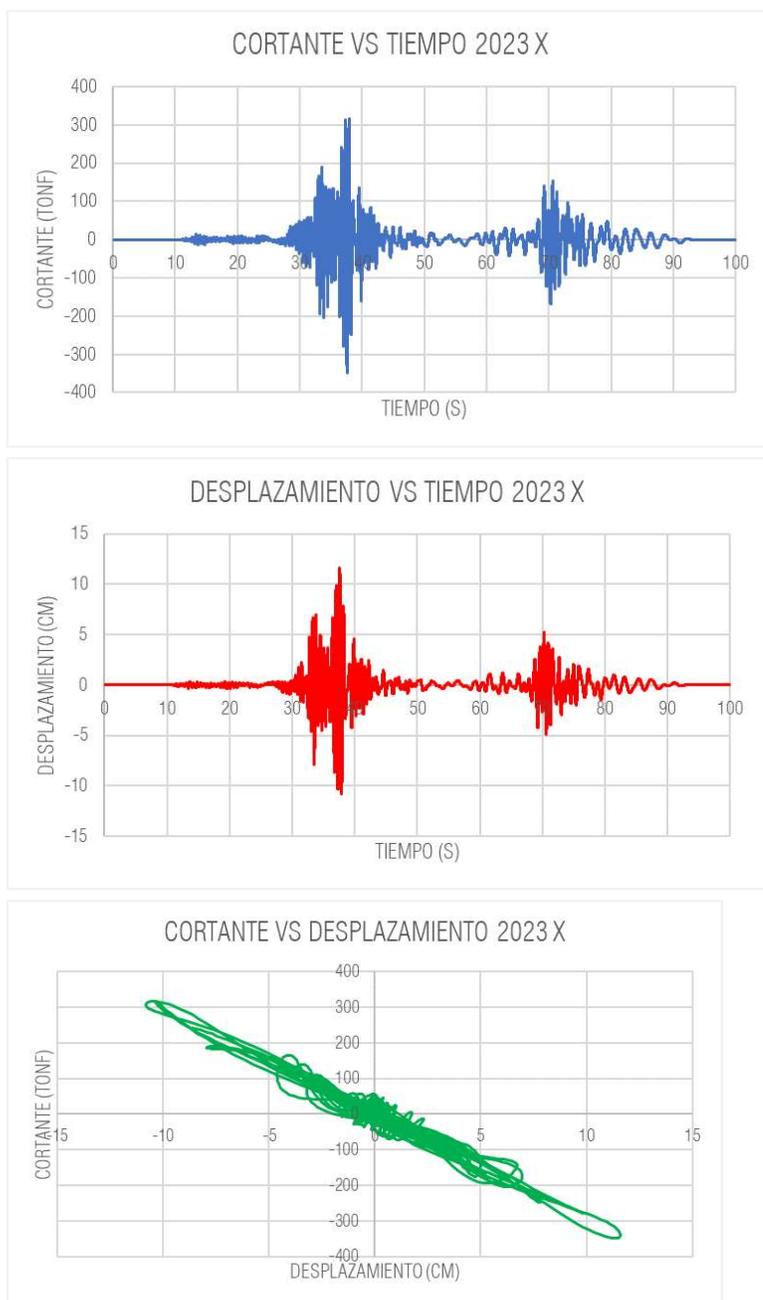


Se encontraron desplazamientos mayores a 15 cm y cortantes cercanas a las 800 tonf. El diagrama histerético muestra una tendencia de movimiento lineal de la estructura frente al sismo.

### 3.5.3.5.5. Diagrama histerético de la aceleración por el registro sísmico del 2023

**Figura 53**

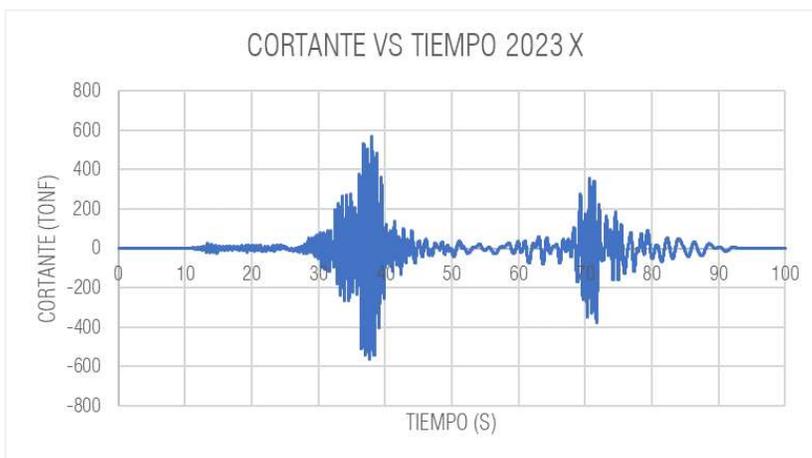
*Cortante, desplazamiento y diagrama histerético en la dirección x-pabellón 01*



Se encontraron desplazamientos mayores a 10 cm y cortantes cercanas a las 300 tonf. El diagrama histérico muestra una tendencia de movimiento lineal de la estructura frente al sismo

**Figura 54**

*Cortante, desplazamiento y diagrama histérico en la dirección x-pabellón 02*

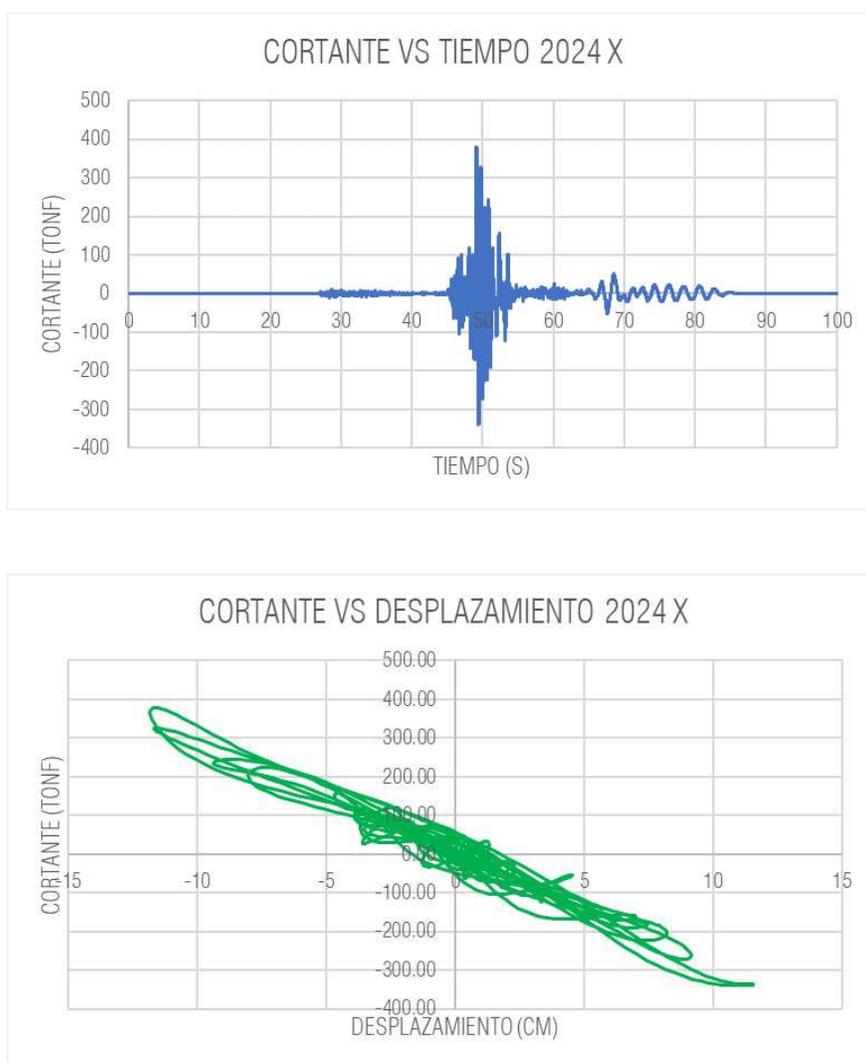


Se encontraron desplazamientos mayores a 10 cm y cortantes cercanas a las 300 tonf. El diagrama histérico muestra una tendencia de movimiento lineal de la estructura frente al sismo.

### 3.5.3.5.6. Diagrama histérico de la aceleración por el registro sísmico del 2024

**Figura 55**

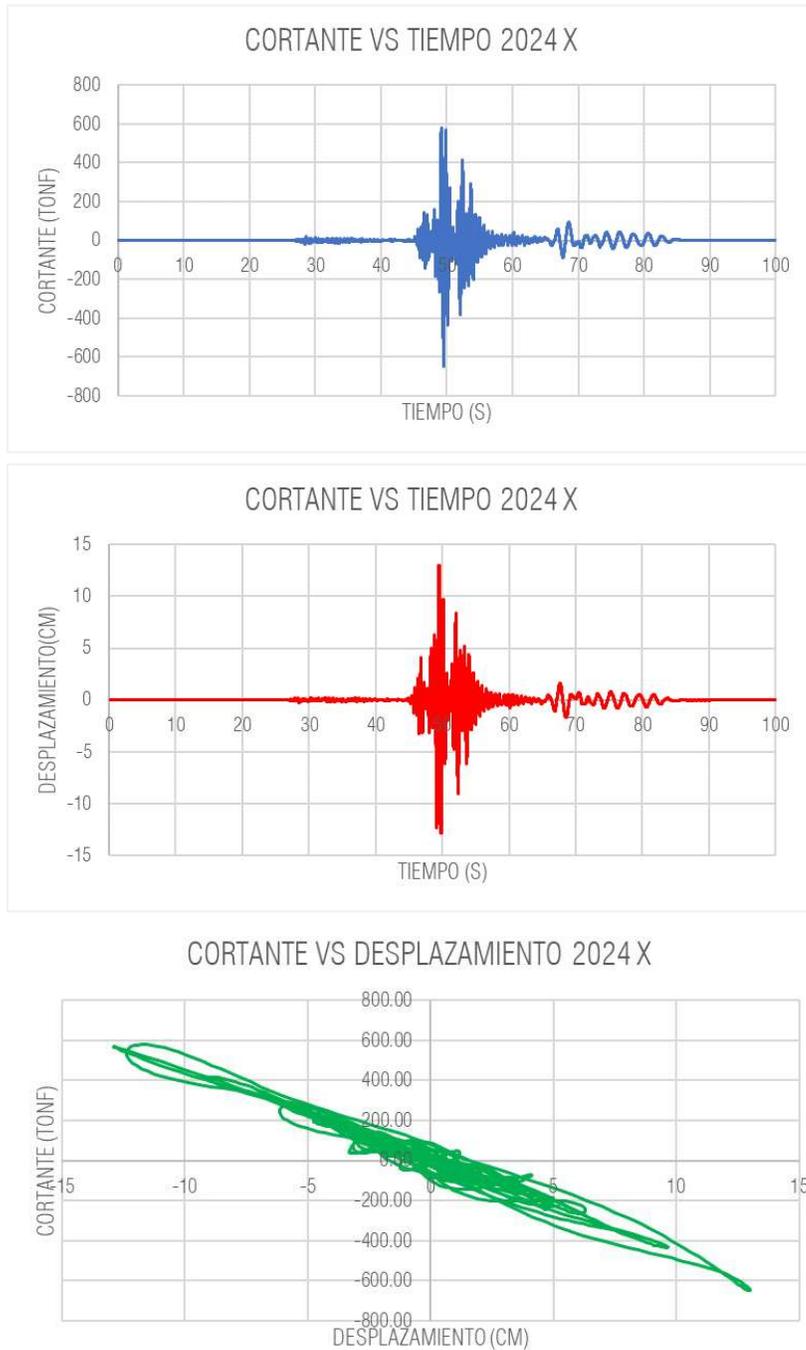
*Cortante, desplazamiento y diagrama histérico en la dirección x-pabellón 01*



Se encontraron desplazamientos mayores a 10 cm y cortantes cercanas a las 400 tonf. El diagrama histérico muestra una tendencia de movimiento lineal de la estructura frente al sismo.

**Figura 56**

*Cortante, desplazamiento y diagrama histerético en la dirección x-pabellón 02*



Se encontraron desplazamientos mayores a 10 cm y cortantes cercanas a las 600 tonf. El diagrama histerético muestra una tendencia de movimiento lineal de la estructura frente al sismo.

## CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 4.1. Análisis y discusiones de resultados del análisis lineal

A continuación, se presentan los resultados del análisis lineal de la estructura realizado en ETABS. Estos resultados incluyen la distribución de fuerzas internas, desplazamientos y modos de vibración obtenidos bajo las cargas aplicadas. La información proporcionada es esencial para evaluar la seguridad y el desempeño de la estructura, así como para identificar posibles áreas de mejora o refuerzo.

- **Modos de vibración**

Los resultados de la tabla 20 del análisis lineal del pabellón 01 revelan que los dos primeros modos de vibración son traslacionales. El primer modo, con un periodo de vibración de 0.535 segundos, que se produce en la dirección X, indicando una mayor flexibilidad en esta dirección. El segundo modo presenta un periodo de 0.415 segundos y corresponde a la dirección Y, mostrando una respuesta ligeramente más rígida en comparación con la dirección X. El tercer periodo de vibración, que es de 0.363 segundos, es rotacional en la dirección Z, reflejando la capacidad de la estructura para resistir movimientos de torsión.

Los resultados de la tabla 21 del análisis lineal del pabellón 02 revelan que los dos primeros modos de vibración son traslacionales. El primer modo, con un periodo de vibración de 0.565 segundos, que se produce en la dirección X, indicando una mayor flexibilidad en esta dirección. El segundo modo presenta un periodo de 0.46 segundos y corresponde a la dirección Y, mostrando una respuesta ligeramente más rígida en comparación con la dirección X. El tercer periodo de vibración, que es de 0.392 segundos, es rotacional en la dirección Z.

- **Distorsiones de entrepiso dinámicas**

Las Tabla 22, 23, 24 y 25 señalan que las distorsiones de entrepiso en X del Pabellón 01 y 02 no cumplen con lo estipulado en la norma técnica E.030 al ser mayores a 0.007, y en la dirección Y no cumplen el primer y segundo nivel, con lo cual no satisface las consideraciones mínimas de estructuras de concreto armado para el diseño.

#### **4.2. Análisis y discusiones de resultados del análisis no lineal estático (pushover)**

- **Pabellón 01**

La tabla 26, nos muestra los límites de los niveles de desempeño en la dirección XX, estos límites se aprecian en la figura 42, resultando los puntos de desempeño para los 04 sismos ubicándose en: sismo frecuente resguardo de vida, sismo ocasional cerca al colapso, sismo raro y muy raro en el colapso.

La tabla 27, nos muestra los límites de los niveles de desempeño en la dirección YY, estos límites se aprecian en la figura 43, resultando los puntos de desempeño para los 04 sismos ubicándose en: sismo frecuente cerca al colapso, sismo ocasional, raro y muy raro en el colapso.

- **Pabellón 02**

La tabla 28, nos muestra los límites de los niveles de desempeño en la dirección XX, estos límites se aprecian en la figura 44, resultando los puntos de desempeño para los 04 sismos ubicándose en: sismo frecuente resguardo de vida, sismo ocasional cerca al colapso, sismo raro y muy raro en el colapso.

La tabla 29, nos muestra los límites de los niveles de desempeño en la dirección YY, estos límites se aprecian en la figura 45, resultando los puntos de desempeño para los 04 sismos ubicándose en: sismo frecuente y ocasional cerca al colapso, sismo raro y muy raro en el colapso.

#### **4.3. Análisis y discusiones de resultados del análisis no lineal dinámico (tiempo historia)**

Para evaluar el desempeño de los pabellones 01 y 02 de Institución Educativa San Marcos de Sillangate, dentro del análisis no lineal dinámico (tiempo historia), se utilizó la metodología HAZUS, a través del daño-deriva.

La tabla 30 muestra los daños (ligero, moderado, extensivo y completo) y los límites de los niveles de desempeño para cada daño, según la metodología HAZUS, estas derivas se compararon con las derivas máximas ocasionadas por los registros sísmicos del año 2021, 2023 y 2024, mostrados en las tablas 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41 y 42, en la cual se obtuvo en los primeros niveles daños moderado, extensivo y ligero en ultimo nivel.

Los diagramas histeréticos muestran en la dirección X, muestran una clara tendencia al movimiento traslacional de la estructura frente a los registros de aceleraciones, al ser lineal denota la capacidad de la estructura en X para desplazarse linealmente en proporción a la reacción de la estructura frente al sismo.

Por otro lado, también se nota la tendencia al movimiento pendular circular de la estructura frente a los registros de aceleraciones en la componente Y, al ser circular denota la carencia de la estructura en Y para desplazarse linealmente en proporción a la reacción de la estructura frente al sismo, de esta manera tiende a moverse de manera contraria a la dirección del sismo, ocasionando lo mencionado anteriormente.

## CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. Conclusiones

- Se evaluó el desempeño sísmico de la institución educativa San Marcos de Sillangate mediante un análisis no lineal estático y dinámico concluyendo que tiene un desempeño que se ubica en el rango del colapso.
- Los resultados de las pruebas en laboratorio indicaron que la resistencia del concreto es de 114 kg/cm<sup>2</sup>, es inferior a lo que indica los planos estructurales del expediente antiguo, lo cual afecta negativamente el comportamiento global de la edificación bajo carga sísmica. Esta deficiencia es uno de los factores clave que contribuyen a la falta de seguridad estructural.
- Se alcanzó un nivel de desempeño de colapso en los sismos de diseño muy raro (periodo de retorno de 975 años) y raro (periodo de retorno de 475 años) y un nivel de desempeño cerca al colapso con el sismo de diseño Ocasional (periodo de retorno de 72 años).
- Según el análisis no lineal tiempo historia, ambos pabellones ante registros sísmicos de los años: 2021, 2023 y 2024, se determinó que existe una relación daño-deriva moderada y extensiva en la dirección X, en la dirección Y se alcanzó una relación daño-deriva moderada y ligera (ultimo nivel).

### 5.2. Recomendaciones

- Se recomienda realizar un análisis de interacción suelo-estructura para comprender los problemas de asentamientos y fisuras observados. Esto permitirá proponer soluciones adecuadas.
- Se recomienda realizar un estudio específico sobre el estado actual de las barras de refuerzo en el concreto, para obtener una respuesta no lineal lo más realista posible.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASCE/SEI 10-7. (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ATC-40. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Volume 1. California: Applied Technology Council.
- Bonett Diaz, R. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Barcelona, España.
- Casiano Calles, L. (2019). Evaluación de los Métodos Aproximados de Análisis Sísmico – Estático No Lineal para edificios de concreto. Puebla, México.
- Choque Sucasaca, J. y Luque Solis, E. (2019). “Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030”. Arequipa, Perú.
- Chuquichua Zelada, D. (2020). Análisis no lineal estático y dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB en la ciudad de Chiclayo. Lambayeque, Perú.
- FEMA 356. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, D.C.: American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency.
- Fustamante Huamán, D. (2021). Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del espectro Capacidad-Demanda. Cajamarca, Perú.
- Galarza Altamirano, D. (2019). Evaluación del Desempeño Sísmico del edificio de la Oscus mediante comparación del Análisis Estático No Lineal (Pushover), Análisis Estático Modal (Pushover Multimodal) Y Dinámico No-Lineal (Historia De Respuesta). Ambato, Ecuador.

Gonzales, H. (2014). Aplicación de análisis no lineal para la evaluación sísmica de edificios”, en  
Diseño Estructural Sismorresistente. Lima, ICG.

HAZUS 4.2 SP3. (2020). HAZUS Earthquake Model Technical Manual.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). Norma Técnica E.020 Cargas.  
Reglamento Nacional de Edificaciones. Sencico.  
<https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). Norma Técnica E.030 Diseño  
Sismorresistente. Reglamento Nacional de Edificaciones. Sencico.  
<https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). Norma Técnica E.060 Concreto  
Armado. Reglamento Nacional de Edificaciones. Sencico.  
<https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>.

Paredes Cruz, A. (2022). Evaluación del desempeño sísmico de una institución educativa  
empleando el análisis no lineal dinámico. Lambayeque, Perú.

SEAOC Vision 2000 Committe. (1995). Performance Based Seismic Engineering of Buildings.  
California: Structural Engineers Association of California.

Valencia Vasconez, J. (2012). Análisis del método “modal pushover” y su incidencia en el cálculo  
de pórticos de hormigón armado en el Cantón de Ambato. Ambato, Ecuador.

Valdivia Vargas, L. (2024). “Nivel de desempeño sísmico de los bloques 2 y 4 del Mercado Zonal  
sur de Cajamarca”. Cajamarca, Perú.

## **ANEXOS**

### **ANEXO 01**

#### **Estudio de mecánica de suelos**

- Análisis granulométrico de suelos por tamizado
- Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad.
- Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo.
- Densidad natural húmeda.

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS**



TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS

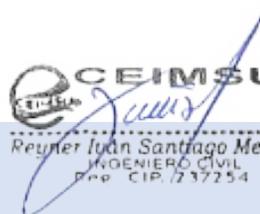
EMS-TP-2024-004

FECHA: MARZO- 2024

# ENSAYOS ESTANDAR

- ANALISIS GRANULOMÉTRICO
- LÍMITES DE CONSISTENCIA
- CONTENIDO DE HUMEDAD
- DENSIDAD NATURAL
- PERFIL ESTRATIGRÁFICO

CEIMSUP

  
Reyner Iván Santiago Mendoza  
INGENIERO CIVIL  
D.P. CIP. 737254

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS – INFORME  
NUMERO DE REGISTRO: EMS-TP-2024-004  
RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192  
SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA  
CEL:941633428 / 962567094



CENTRO DE INVESTIGACION DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

LOCALIDAD: SILLANGATE, DISTRITO: QUEROCOTILLO, PROVINCIA: CUTERVO, DEPARTAMENTO: CAJAMARCA

Nº REGISTRO: EMS-TP-2024-004

FECHA: MARZO - 2024

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

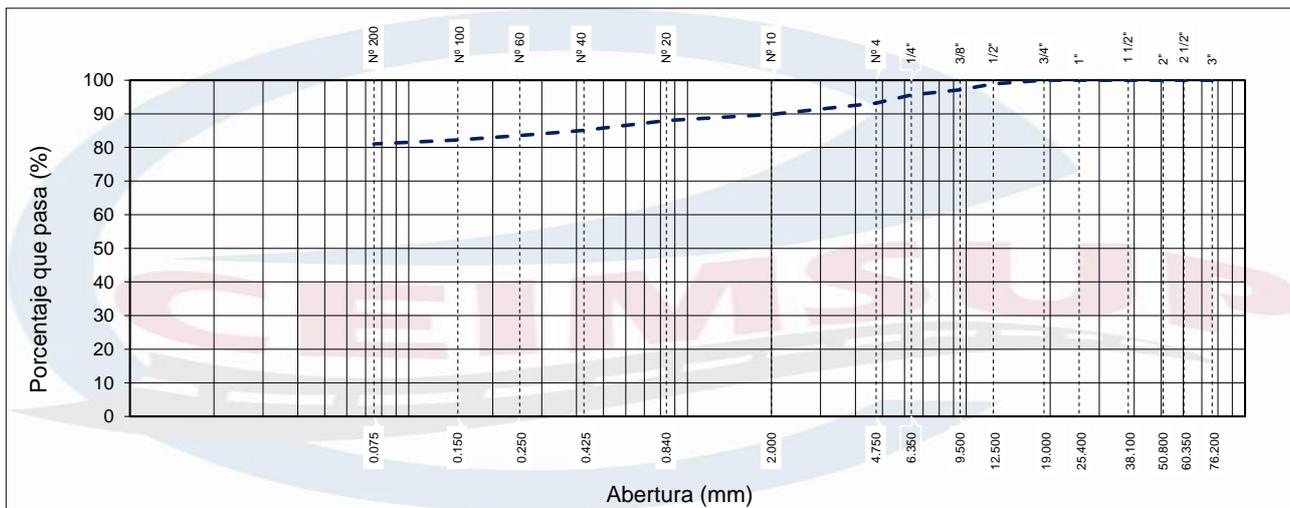
(ASTM D422 - MTC E107 - MTC E204 - ASTM C136)

I. Datos Generales

PROCEDENCIA	: Terreno Natural	TAMANO MÁXIMO	: 3/4"
CALICATA	: C-1 / M-1	DESCRIPCION	: ESTRUCTURA
PROFUND.	: 2.10 - 3.00 m.	NIVEL FREÁTICO	: -

TAMIZ	AASHTO T-27 (mm)	PESO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
10"	254.000						
6"	152.400						Peso inicial seco : 1500.0 gr.
5"	127.000						Peso fracción : 1215.6 gr.
4"	101.600						
3"	76.200						Contenido de Humedad (%) : 16.7
2 1/2"	60.350						Límite Líquido (LL): 32.0
2"	50.800						Límite Plástico (LP): 25.0
1 1/2"	38.100						Índice Plástico (IP): 8.0
1"	25.400						Clasificación (SUCS) : ML
3/4"	19.000				100.0		Clasificación (AASHTO) : A-4 (9)
1/2"	12.500	16.2	1.1	1.1	98.9		Descripción ( AASHTO): REG-MALO
3/8"	9.500	26.4	1.8	2.8	97.2		Descripción ( SUCS): Limo de baja plasticidad con arena
1/4"	6.350	23.5	1.6	4.4	95.6		
Nº 4	4.750	35.6	2.4	6.8	93.2		Índice de Consistencia : 2.18
Nº 10	2.000	50.4	3.4	10.1	89.9		CU : 0.000 CC : 0.000
Nº 20	0.840	27.5	1.8	12.0	88.0		OBSERVACIONES :
Nº 40	0.425	44.6	3.0	14.9	85.1		Grava > 2" : 0.0
Nº 60	0.250	23.1	1.5	16.5	83.5		Grava 2" - Nº 4 : 6.8
Nº 100	0.150	19.1	1.3	17.8	82.2		Arena Nº4 - Nº 200 : 12.2
Nº 200	0.075	18.0	1.2	19.0	81.0		Finos < Nº 200 : 81.0
< Nº 200	FONDO	1215.6	81.0	100.0			%>3" 0.0%

CURVA GRANULOMETRICA



LABORATORIO	TECNICO DE LABORATORIO	PROFESIONAL
	 Edin Delgado Chingo TECNICO DE LABORATORIO	 Reiner Juan Santiago Mendoza INGENIERO CIVIL D.P. CIP. 237254

OBSERVACIONES:  
LA MUESTRA HA SIDO ALCANZADA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE.



CENTRO DE INVESTIGACION DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

LOCALIDAD: SILLANGATE, DISTRITO: QUEROCOTILLO, PROVINCIA: CUTERVO, DEPARTAMENTO: CAJAMARCA

Nº REGISTRO:	EMS-TP-2024-004
FECHA:	MARZO - 2024

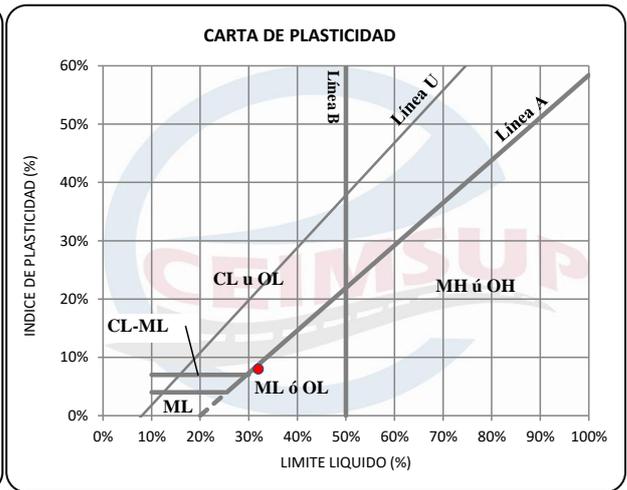
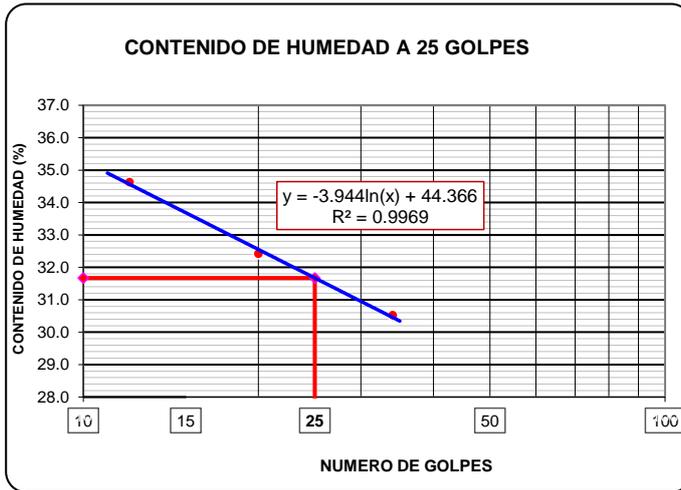
**METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL LIMITE LIQUIDO, LIMITE PLASTICO E INDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS MTC E 110 Y E 111 - A.S.T.M. D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90**

**I. Datos Generales**

<b>PROCEDENCIA</b> : Terreno Natural	<b>TAMAÑO MAXIMO</b> : 3/4"
<b>CALICATA</b> : C-1 / M-1	<b>DESCRIPCION</b> : ESTRUCTURA
<b>PROFUND.</b> : 2.10 - 3.00 m.	

LIMITE LIQUIDO (MTC E 110)				
Nº TARRO		71	18	55
PESO TARRO + SUELO HUMEDO (g)		36.84	32.85	37.20
PESO TARRO + SUELO SECO (g)		32.31	28.95	33.00
PESO DE AGUA (g)		4.53	3.90	4.20
PESO DEL TARRO (g)		19.23	16.92	19.24
PESO DEL SUELO SECO (g)		13.08	12.03	13.76
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)		34.63	32.42	30.52
NUMERO DE GOLPES		12	20	34

LIMITE PLASTICO (MTC E 111)				
Nº TARRO		8	17	
PESO TARRO + SUELO HUMEDO (g)		10.28	10.08	
PESO TARRO + SUELO SECO (g)		9.49	9.35	
PESO DE AGUA (g)		0.79	0.73	
PESO DEL TARRO (g)		6.25	6.38	
PESO DEL SUELO SECO (g)		3.24	2.97	
CONTENIDO DE DE HUMEDAD (%)		24.38	24.58	



CONSTANTES FISICAS DE LA MUESTRA	
LIMITE LIQUIDO	32%
LIMITE PLASTICO	25%
INDICE DE PLASTICIDAD	8%

OBSERVACIONES

LABORATORIO	TECNICO DE LABORATORIO	PROFESIONAL
	 Edin Delgado Chingo TECNICO DE LABORATORIO	 Reyner Juan Santiago Mendoza INGENIERO CIVIL RPP: CIP: 737254



CENTRO DE INVESTIGACION DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

LOCALIDAD: SILLANGATE, DISTRITO: QUEROCOTILLO, PROVINCIA: CUTERVO, DEPARTAMENTO: CAJAMARCA

Nº REGISTRO: EMS-TP-2024-004  
FECHA: MARZO - 2024

**METODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD DE UN SUELO**  
MTC E 108 - A.S.T.M. D 2216

**I. Datos Generales**

<b>PROCEDENCIA</b> : Terreno Natural	<b>TAMAÑO MAXIMO</b> : 3/4"
<b>CALICATA</b> : C-1 / M-1	<b>DESCRIPCION</b> : ESTRUCTURA
<b>PROFUND.</b> : 2.10 - 3.00	

Nº DE ENSAYOS	1	2	3
Nº Tara			
Peso Tara + Suelo Humedo (gr.)	2800.0	2000.0	
Peso Tara + Suelo Seco (gr.)	2406.0	1708.0	
Peso Tara (gr.)			
Peso Agua (gr.)	394.0	292.0	
Peso Suelo Seco (gr.)	2406.0	1708.0	
Contenido de Humedad (gr.)	16.4	17.1	
<b>Promedio (%)</b>	<b>16.7</b>		

**Observaciones:**

-----  
-----  
-----  
-----

LABORATORIO	TECNICO DE LABORATORIO	PROFESIONAL
	 Edin Delgado Chingo TECNICO DE LABORATORIO	 Reiner Juan Santiago Mendoza INGENIERO CIVIL Dpto. CIP. 737254



CENTRO DE INVESTIGACION DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

LOCALIDAD: SILLANGATE, DISTRITO: QUEROCOTILLO, PROVINCIA: CUTERVO, DEPARTAMENTO: CAJAMARCA

Nº REGISTRO: EMS-TP-2024-004  
FECHA: MARZO - 2024

**DENSIDAD NATURAL HUMEDA**  
**A.S.T.M. D 2937**

<b>PROCEDENCIA</b> : Terreno Natural	<b>TAMAÑO MAXIMO</b> : 3/4"
<b>CALICATA</b> : C-1 / M-1	<b>DESCRIPCION</b> : ESTRUCTURA
<b>PROFUND.</b> : 2.10 - 3.00	

ENSAYE :	1	2	3		
W Muestreador + M.Humeda Inicial (gr)	428.00	427.50			
W Muestreador (gr)	248.00	248.00			
W M. Humeda (gr)	180.00	179.50			
Volumen Muestreador (cm <sup>3</sup> )	103.80	103.80			
Densidad Humeda (gr/cm <sup>3</sup> )	1.73	1.73			
<b>Densidad Humeda Promedio (gr/cm<sup>3</sup>)</b>	1.73				

**DENSIDAD SECA**  
**A.S.T.M. D 2937**

ENSAYE :	1	2			
Densidad Humeda (gr/cm <sup>3</sup> )	1.73				
Densidad Agua (gr/cm <sup>3</sup> )	1.00				
Humedad Natural (%)	16.74				
Densidad Seca (%)	1.48				
<b>Densidad Seca Promedio (gr/cm<sup>3</sup>)</b>	1.48				

**OBSERVACIONES:**

LA MUESTRA HA SIDO ALCANZADA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE.

LABORATORIO	TECNICO DE LABORATORIO	PROFESIONAL
	 Edin Delgado Chingo TECNICO DE LABORATORIO	 Reyner Iyan Santiago Mendoza INGENIERO CIVIL D.P.P. CIP. 737254



CENTRO DE INVESTIGACION DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

LOCALIDAD: SILLANGATE, DISTRITO: QUEROCOTILLO, PROVINCIA: CUTERVO, DEPARTAMENTO: CAJAMARCA

Nº REGISTRO: EMS-TP-2024-004  
FECHA: MARZO - 2024

DATOS DE CAMPO								
PROFUNDIDAD (m)	SIMBOLO GRAFICO	CALICATA: C-1 / M-1		ESTRATO	W (%)	LIMITES		DESCRIPCION DEL MATERIAL
		CLASIFICACION (S.U.C.S.)				LL (%)	IP (%)	
		SUCS	AASHTO					
0.50		-	-	S/M	-	-	-	MATERIAL DE RELLENO NO CONTROLADO HASTA UNA PROF. DE 2.00 M Y MATERIAL ORGANICO CON PRESENCIA DE BASURAS DE 2.00 M A 2.10 M.
1.00		-	-	-	-	-	-	
1.50								
2.00								
2.10								
2.50		ML	A-4 (9)	E-1	16.7	32%	8%	LIMO DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA, MEZCLA DE MATERIAL FINO=81.04%, ARENA GRUESA A FINA=12.18%, Y GRAVA=6.78%, CONSOLIDADA, NO PRESENTA NIVEL FREÁTICO EN SU PROFUNDIDAD EXPLORADA Y PRESENTA BAJO CONTENIDO DE SALES SULFATADAS
3.00								
3.50								
4.00								
4.50								
5.00								
5.50								

OBSERVACIONES:

---

---

---

CEIMSUP  
  
Edin Delgado Chingo  
TECNICO DE LABORATORIO

CEIMSUP  
  
Reynier Juan Santiago Mendoza  
INGENIERO CIVIL  
D.P. CIP. 737254

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS**



TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS

EMS-TP-2024-004

FECHA: MARZO- 2024

# ENSAYOS ESPECIALES Y ANALISIS

- ENSAYO DE CORTE DIRECTO
- ANALISIS DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE
- CALCULO DE ASENTAMIENTOS

CEIMSUP

 **CEIMSUP**  
*Yan Carlos Delgado Encalada*  
Reynier Irujo Santiago Mendoza  
INGENIERO CIVIL  
Nº CIP. 737254



CENTRO DE INVESTIGACION DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

LOCALIDAD: SILLANGATE, DISTRITO: QUEROCOTILLO, PROVINCIA: CUTERVO, DEPARTAMENTO: CAJAMARCA

Table with 2 columns: N° REGISTRO (EMS-TP-2024-004) and FECHA (MARZO - 2024)

ENSAYO DE CORTE DIRECTO BAJO CONDICIONES CONSOLIDADAS DRENADAS A.S.T.M. D 3080

Table with 2 columns: CALICATA (C - 1), ESTRUCTURA (AULAS), CLSIFICACIÓN (ML), CONDICION (INALTERADA)

DENSIDAD HUMEDA INICIAL (A.S.T.M. D 2937)

Table with 6 columns: PESO MUESTRADOR + M HUMEDA INICIAL, PESO MUESTRADOR, PESO MUESTRA HUMEDA, VOLUMEN MUESTRADOR, DENSIDAD HUMEDA

CONTENIDO DE HUMEDAD INICIAL (A.S.T.M. D 2216)

Table with 3 main columns: MUESTRA 01, MUESTRA 02, MUESTRA 03. Sub-headers include NUMERO DE TARA, PESO MUESTRA HUMEDA + TARA, PESO MUESTRA SECA + TARA, PESO TARA, PESO MUESTRA SECA, CONTENIDO DE HUMEDAD

VELOCIDAD DE CORTE : 0.25 mm/min

Table with 3 main columns: ESPECIMEN 1, ESPECIMEN 2, ESPECIMEN 3. Sub-headers include ALTURA INICIAL, DIAMETRO, AREA INICIAL, DENSIDAD HUMEDA, HUMEDAD INICIAL, W PESAS, ESFUERZO NORMAL, ESFUERZO DE CORTE

Large table with 12 columns: DEFORMACION LATERAL, CARGA, ESFUERZO DE CORTE, ESFUERZO NORMALIZADO, DEFORMACION LATERAL, CARGA, ESFUERZO DE CORTE, ESFUERZO NORMALIZADO, DEFORMACION LATERAL, CARGA, ESFUERZO DE CORTE, ESFUERZO NORMALIZADO

OBSERVACIONES :

Table with 3 columns: LABORATORIO (CEIMSUP logo), TECNICO DE LABORATORIO (Edin Delgado Chingo), PROFESIONAL (Reyner Ivan Santiago Mendoza)



CENTRO DE INVESTIGACION DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

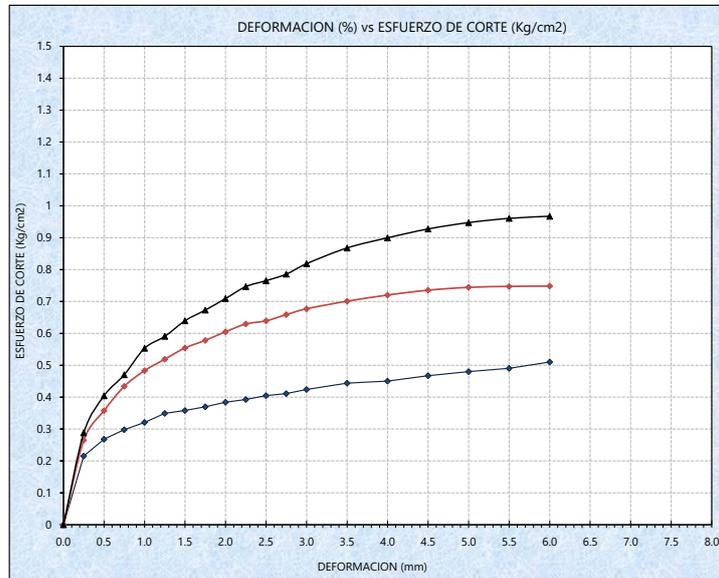
TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

LOCALIDAD: SILLANGATE, DISTRITO: QUEROCOTILLO, PROVINCIA: CUTERVO, DEPARTAMENTO: CAJAMARCA

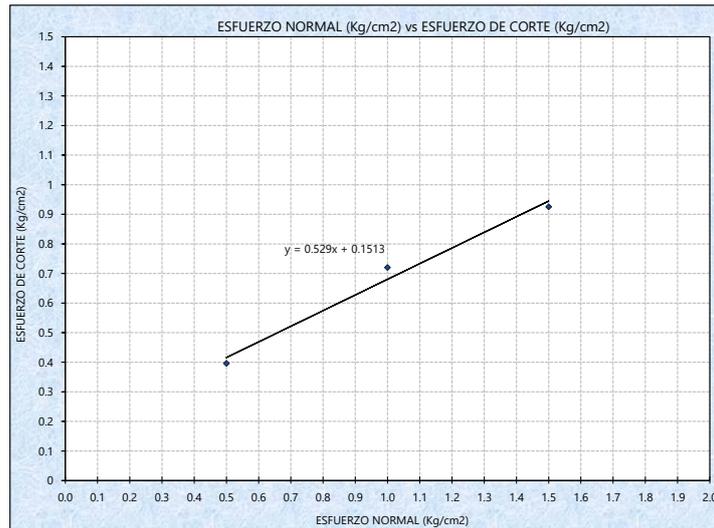
N° REGISTRO:	EMS-OE-2024-093
FECHA:	MARZO - 2024

GRAFICOS:

DEFORMACION VS ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL VS ESFUERZO DE CORTE



RESULTADOS : COHESIÓN (C) : 0.15  
 ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA (ø) : 27.88

OBSERVACIONES:

LA MUESTRA HA SIDO ALCANZADA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE.

LABORATORIO	TECNICO DE LABORATORIO	PROFESIONAL
	 Edin Delgado Chingo TECNICO DE LABORATORIO	 Reyner Ivan Santiago Mendoza INGENIERO CIVIL No. CIP. 737254



**CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO**

**ECUACIONES PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA**

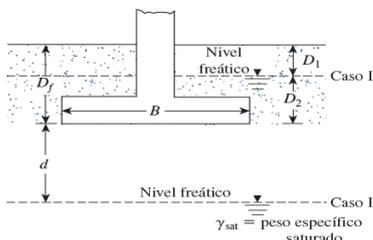
MÉTODO	CIMENTACIÓN CORRIDA	CIMENTACIÓN CUADRADA	CIMENTACIÓN CIRCULAR
<b>E. GENERAL</b>	$Q_{ult} = c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.3\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$		
<b>TERZAGHI</b>	$Q_{ult} = \frac{2}{3} c' N_c + \gamma D_f N'_q + 0.5\gamma B N'_\gamma$	$Q_{ult} = 1.3 \left(\frac{2}{3}\right) c' N_c + \gamma D_f N'_q + 0.4\gamma B N'_\gamma$	$Q_{ult} = 1.3 \left(\frac{2}{3}\right) c' N_c + \gamma D_f N'_q + 0.3\gamma B N'_\gamma$
<b>MEYERHOF</b>	$Q_{ult} = c N_c S_c d_c i_c g_c b_c + \gamma D_f N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$		
<b>HANSEN</b>			
<b>VESIC</b>			

- $c'$  = cohesión
- $q$  = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
- $\gamma$  = peso específico del suelo
- $B$  = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular)
- $F_{cs} F_{qs} F_{\gamma s}$  = factores de forma
- $F_{cd} F_{qd} F_{\gamma d}$  = factores de profundidad
- $F_{ci} F_{qi} F_{\gamma i}$  = factores de inclinación de la carga
- $N_c N_q N_\gamma$  = factores de capacidad de carga

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	
GENERAL	$N_c = \cot\theta' \left[ \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\theta'}{2}\right)\tan\theta'}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta'}{2}\right)} - 1 \right] = (N_q - 1) \cot\theta'$ $N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\theta'}{2}\right)\tan\theta'}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta'}{2}\right)}$ $N_\gamma = \frac{1}{2} \left( \frac{K_{py}}{\cos^2\theta'} - 1 \right) \tan\theta'$
MEYERHOF	$N_c = (N_q - 1) \cot\theta'$ $N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\theta')$ $N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\theta'}{2}\right) e^{\pi \tan\theta'}$
HANSEN	$N_c = N_q = \text{igual al factor para la ecuación de Meyerhof}$ $N_\gamma = 1.50(N_q - 1) \tan(\theta)$
VESIC	$N_c = N_q = \text{igual al factor para la ecuación de Meyerhof}$ $N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan(\theta)$

FACTORES DE FORMA	
GENERAL	$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ $F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan\theta'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$
MEYERHOF	$S_c = 1 + 0.2 K_p \left(\frac{B}{L}\right)$ $S_q = S_\gamma = 1$ , para $\theta = 0$ $S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 K_p \left(\frac{B}{L}\right)$ , para $\theta > 10^\circ$
HANSEN	$S_c = 1 + \left(\frac{N_q B}{N_c L}\right)$ $S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan\theta$ $S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ $S_c = S_q = S_\gamma = 1$ , para zapatas continuas
FACTORES DE PROFUNDIDAD	
GENERAL	$F_{qd} = 1 + 2 \tan\theta' (1 - \sin\theta)^2 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$ , para $\frac{D_f}{B} > 1$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan\theta' (1 - \sin\theta)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ , para $\frac{D_f}{B} \leq 1$ $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\theta'}$ $F_{\gamma d} = 1$
MEYERHOF	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $d_q = d_\gamma = 1$ , para $\theta = 0$ $d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \left(\frac{D_f}{B}\right)$ , para $\theta > 10^\circ$
HANSEN	$d_c = 1 + 0.4 K$ $d_q = 1 + 2 \tan\theta \cdot (1 - \sin\theta)^2 \cdot K$ $d_\gamma = 1$ , para cualquier valor de $\theta$ $k = \frac{D_f}{B}$ , para $\frac{D_f}{B} \leq 1$ $k = \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$ , para $\frac{D_f}{B} > 1$
FACTORES DE INCLINACIÓN DE CARGA	
GENERAL	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\theta'}\right)$
MEYERHOF, HANSEN, VESIC	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\theta'}\right)^2$ , para $\theta > 10^\circ$ $i_\gamma = 0$ , para $\theta = 0$

**MODIFICACIÓN DE LAS ECUACIONES DE CAPACIDAD DE CARGA POR NIVEL FREÁTICO**



$$\gamma_{sat} = \frac{G_s \gamma_w (1 + w)}{1 + w G_s}$$

CASO I	CASO II	CASO III
$NF \Rightarrow 0 \leq D_1 \leq D_f$ $q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma \leq D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$	$NF \Rightarrow 0 \leq d \leq B$ $q = \gamma D_f$ $\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma')$	$NF \Rightarrow d \geq B$ El agua no tiene efecto sobre la capacidad de carga ultima
$\gamma_{sat}$ = peso específico saturado del suelo $\gamma_w$ = peso específico del agua Además, el valor de $\gamma$ en el último término de las ecuaciones se tiene que reemplazar por		$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

LABORATORIO	TECNICO DE LABORATORIO	PROFESIONAL
	 Edin Delgado Chingo TECNICO DE LABORATORIO	 Reiner Juan Santiago Mendoza INGENIERO CIVIL Reg. CIP. 737254



CENTRO DE INVESTIGACION DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

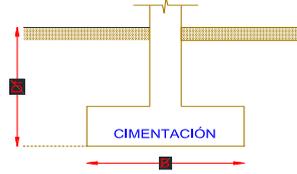
TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

LOCALIDAD: SILLANGATE, DISTRITO: QUEROCOTILLO, PROVINCIA: CUTERVO, DEPARTAMENTO: CAJAMARCA

**CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO**

**DATOS**

Estrato de apoyo: C - 01 / M - 1  
 Angulo de fricción interna ( $\phi$ ): 27.88°  
 Cohesion (c): 0.15 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Ángulo de fricción interna corregida ( $\phi'$ ): 19.43 °  
 Cohesion corregida (c'): 0.10 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Peso Específico del Suelo Natural ( $\gamma$ ): 17.30 KN/m<sup>3</sup>  
 Correccion por N.F. ( $\gamma'$ ): - KN/m<sup>3</sup>  
 Factor de seguridad (FS): 3  
 Módulo de Elasticidad (Es): 128 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Asentamiento permisible (S<sub>i</sub> max): 2.54 cm  
 Nivel Freatico: - m



**CAPACIDAD DE CARGA  
 CIMENTACION CONTINUA O CORRIDA**

B (m)	L (m)	Df (m)	TERZAGHI			MEYERHOF			HANSEN			VESIC		
			Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	K winkler (kg/cm3)	Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	K winkler (kg/cm3)	Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	K winkler (kg/cm3)	Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	K winkler (kg/cm3)
1.50	-	0.80	1.68	0.56	1.41	-	-	-	1.23	0.41	1.14	1.35	0.45	1.21
1.50	-	1.00	1.92	0.64	1.55	-	-	-	1.44	0.48	1.27	1.56	0.52	1.34
1.50	-	1.20	2.17	0.72	1.70	-	-	-	1.66	0.55	1.39	1.77	0.59	1.46
<b>1.50</b>	-	<b>1.50</b>	<b>2.54</b>	<b>0.85</b>	<b>1.93</b>	-	-	-	1.98	0.66	1.59	2.09	0.70	1.66
1.50	-	1.80	2.91	0.97	2.15	-	-	-	2.30	0.77	1.78	2.41	0.80	1.85
1.50	-	2.00	3.16	1.05	2.30	-	-	-	2.51	0.84	1.91	2.63	0.88	1.98
1.50	-	3.00	4.40	1.47	3.04	-	-	-	3.58	1.19	2.55	3.69	1.23	2.62

**CIMENTACION CUADRADA**

B (m)	L (m)	Df (m)	TERZAGHI			MEYERHOF			HANSEN			VESIC		
			Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	K winkler (kg/cm3)	Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	K winkler (kg/cm3)	Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	K winkler (kg/cm3)	Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	K winkler (kg/cm3)
0.80	0.80	0.80	1.29	0.43	1.18	1.67	0.56	1.40	1.60	0.53	1.36	1.64	0.55	1.38
1.00	1.00	1.00	1.61	0.54	1.37	2.04	0.68	1.62	1.93	0.64	1.56	1.97	0.66	1.58
1.50	1.50	1.20	2.04	0.68	1.62	2.56	0.85	1.93	2.31	0.77	1.79	2.38	0.79	1.83
2.00	2.00	1.50	2.59	0.86	1.95	3.25	1.08	2.35	2.89	0.96	2.14	2.99	1.00	2.19
2.50	2.50	1.80	3.14	1.05	2.29	3.94	1.31	2.76	3.48	1.16	2.49	3.60	1.20	2.56
3.00	3.00	2.00	3.57	1.19	2.54	4.46	1.49	3.07	3.87	1.29	2.72	4.01	1.34	2.80
4.00	4.00	3.00	5.17	1.72	3.50	6.60	2.20	4.36	5.95	1.98	3.97	6.14	2.05	4.09

**CIMENTACION RECTANGULAR**

B (m)	L (m)	Df (m)	TERZAGHI			MEYERHOF			HANSEN			VESIC		
			Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	K winkler (kg/cm3)	Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	K winkler (kg/cm3)	Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	K winkler (kg/cm3)	Qult (kg/cm2)	Qadm (kg/cm2)	K winkler (kg/cm3)
1.00	1.50	0.80	-	-	-	1.64	0.55	1.39	1.53	0.51	1.32	1.59	0.53	1.35
1.50	2.00	1.00	-	-	-	2.16	0.72	1.69	1.92	0.64	1.55	2.00	0.67	1.60
2.00	2.50	1.20	-	-	-	2.68	0.89	2.01	2.31	0.77	1.78	2.41	0.80	1.85
2.50	3.00	1.50	-	-	-	3.36	1.12	2.42	2.89	0.96	2.13	3.02	1.01	2.21
3.00	3.50	1.80	-	-	-	4.05	1.35	2.83	3.47	1.16	2.48	3.63	1.21	2.58
3.50	4.00	2.00	-	-	-	4.57	1.52	3.14	3.87	1.29	2.72	4.04	1.35	2.83
4.00	4.50	3.00	-	-	-	6.44	2.15	4.27	5.84	1.95	3.90	6.04	2.01	4.03

OBSERVACIONES:

LABORATORIO	TECNICO DE LABORATORIO	PROFESIONAL
	 Edin Delgado Chingo TECNICO DE LABORATORIO	 Reyner Ivan Santiago Mendoza INGENIERO CIVIL D.P. CIP. 733254



CENTRO DE INVESTIGACION DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

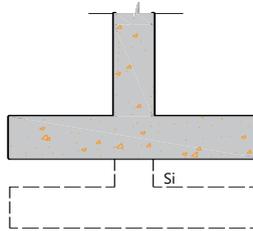
TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

LOCALIDAD: SILLANGATE, DISTRITO: QUEROCOTILLO, PROVINCIA: CUTERVO, DEPARTAMENTO: CAJAMARCA

**CÁLCULO DE ASENTAMIENTO**

Estrato de apoyo C-1/M-1  
 Módulo de Elasticidad (Es): 128 Kg/cm<sup>2</sup>  
 Relación de Poisson (μ): 0.3  
 Esf. Prom. Transmitido: 0.80 Kg/cm<sup>2</sup>



$$S_e = qB \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_f$$

$$S_{e(rigida)} = 0.93S_e$$

Se= asentamiento elástico  
 Es= Modulo de elasticidad del suelo  
 B= Ancho de la cimentacion  
 u= relacion de Poisson del suelo  
 If= factor de profundidad  
 q= presión neta aplicada sobre la cimentacion

**CIMENTACION CONTINUA O CORRIDA**

B (m)	L (m)	Df (m)	TERZAGHI			MEYERHOF			HANSEN			VESIC		
			Qadm (kg/cm2)	Se (cm)	Se rigida(cm)	Qadm (kg/cm2)	Se (cm)	Se rigida(cm)	Qadm (kg/cm2)	Se (cm)	Se rigida(cm)	Qadm (kg/cm2)	Se (cm)	Se rigida(cm)
1.50	-	0.80	0.56	0.85	0.79	-	-	-	0.41	0.85	0.79	0.45	0.85	0.79
1.50	-	1.00	0.64	0.85	0.79	-	-	-	0.48	0.85	0.79	0.52	0.85	0.79
1.50	-	1.20	0.72	0.85	0.79	-	-	-	0.55	0.85	0.79	0.59	0.85	0.79
<b>1.50</b>	-	<b>1.50</b>	<b>0.85</b>	<b>0.85</b>	<b>0.79</b>	-	-	-	0.66	0.85	0.79	0.70	0.85	0.79
1.50	-	1.80	0.97	0.85	0.79	-	-	-	0.77	0.85	0.79	0.80	0.85	0.79
1.50	-	2.00	1.05	0.85	0.79	-	-	-	0.84	0.85	0.79	0.88	0.85	0.79
1.50	-	3.00	1.47	0.85	0.79	-	-	-	1.19	0.85	0.79	1.23	0.85	0.79

**CIMENTACION CUADRADA**

B (m)	L (m)	Df (m)	TERZAGHI			MEYERHOF			HANSEN			VESIC		
			Qadm (kg/cm2)	Se (cm)	Se rigida(cm)	Qadm (kg/cm2)	Se (cm)	Se rigida(cm)	Qadm (kg/cm2)	Se (cm)	Se rigida(cm)	Qadm (kg/cm2)	Se (cm)	Se rigida(cm)
0.80	0.80	0.80	0.43	0.32	0.29	0.56	0.32	0.29	0.53	0.32	0.29	0.55	0.32	0.29
1.00	1.00	1.00	0.54	0.37	0.34	0.68	0.37	0.34	0.64	0.37	0.34	0.66	0.37	0.34
1.50	1.50	1.20	0.68	0.52	0.48	0.85	0.52	0.48	0.77	0.52	0.48	0.79	0.52	0.48
2.00	2.00	1.50	0.86	0.61	0.57	1.08	0.61	0.57	0.96	0.61	0.57	1.00	0.61	0.57
2.50	2.50	1.80	1.05	0.67	0.62	1.31	0.67	0.62	1.16	0.67	0.62	1.20	0.67	0.62
3.00	3.00	2.00	1.19	0.73	0.67	1.49	0.73	0.67	1.29	0.73	0.67	1.34	0.73	0.67
4.00	4.00	3.00	1.72	0.46	0.42	2.20	0.46	0.42	1.98	0.46	0.42	2.05	0.46	0.42

**CIMENTACION RECTANGULAR**

B (m)	L (m)	Df (m)	TERZAGHI			MEYERHOF			HANSEN			VESIC		
			Qadm (kg/cm2)	Se (cm)	Se rigida(cm)	Qadm (kg/cm2)	Se (cm)	Se rigida(cm)	Qadm (kg/cm2)	Se (cm)	Se rigida(cm)	Qadm (kg/cm2)	Se (cm)	Se rigida(cm)
1.00	1.50	0.80	-	-	-	0.55	0.42	0.39	0.51	0.42	0.39	0.53	0.42	0.39
1.50	2.00	1.00	-	-	-	0.72	0.58	0.54	0.64	0.58	0.54	0.67	0.58	0.54
2.00	2.50	1.20	-	-	-	0.89	0.72	0.67	0.77	0.72	0.67	0.80	0.72	0.67
2.50	3.00	1.50	-	-	-	1.12	0.79	0.74	0.96	0.79	0.74	1.01	0.79	0.74
3.00	3.50	1.80	-	-	-	1.35	0.83	0.77	1.16	0.83	0.77	1.21	0.83	0.77
3.50	4.00	2.00	-	-	-	1.52	0.87	0.81	1.29	0.87	0.81	1.35	0.87	0.81
4.00	4.50	3.00	-	-	-	2.15	0.49	0.45	1.95	0.49	0.45	2.01	0.49	0.45

LABORATORIO	TECNICO DE LABORATORIO	PROFESIONAL
	 Edin Delgado Chingo TECNICO DE LABORATORIO	 Reyner Ivan Santiago Mendoza INGENIERO CIVIL D.P.P. CIP. 737254

<b>CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS</b>		
	TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"	
	TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA	
	INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS	EMS-TP-2024-004 FECHA: MARZO- 2024

# CERTIFICADOS INDECOPI Y CALIBRACION DE EQUIPOS

 **CEIMSUP**  
  
 Reiner Iván Santiago Mendoza  
 INGENIERO CIVIL  
 Dep. CIP. 737254



PERÚ

Presidencia  
del Consejo de Ministros

INDECOPI

# Registro de la Propiedad Industrial

## Dirección de Signos Distintivos

### CERTIFICADO N° 00128427

La Dirección de Signos Distintivos del Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual – INDECOPI, certifica que por mandato de la Resolución N° 005424-2021/DSD - INDECOPI de fecha 23 de febrero de 2021, ha quedado inscrito en el Registro de Marcas de Servicio, el siguiente signo:

Signo : La denominación CEIMSUP y logotipo (se reivindica colores), conforme al modelo

Distingue : Servicios de estudios geotécnicos, geológicos, geofísicos, de mecánica de suelos, de tecnología del concreto y asfalto, hidrológicos, hidráulicos, de impacto ambiental y control de calidad en obras de ingeniería

Clase : 42 de la Clasificación Internacional.

Solicitud : 0877194-2020

Titular : GRUPO EDICAM S.A.C.

País : Perú

Vigencia : 23 de febrero de 2031

Tomo : 0643

Folio : 041

\_\_\_\_\_  
Director  
Dirección de Signos Distintivos  
INDECOPI



*Esta es una copia auténtica imprimible de un documento electrónico archivado por Indecopi, aplicando lo dispuesto por el Art. 25 de D.S. 070-2013-PCM y la Tercera Disposición Complementaria Final del D.S. 026-2016-PCM. Su autenticidad e integridad pueden ser contrastadas a través de la siguiente dirección web.*

<https://enlinea.indecopi.gob.pe/verificador>

Id Documento: **b20w2a0ha5**

# CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

CERTIFICATE CALIBRATION



N° LMS - 4173 - 2024

Expediente : TLPS-00220223-100039

Fecha de Emisión : 29/01/2024

1. Solicitante : GRUPO EDICAM S.A.C - CEIMSUP

RUC : 20606920751

2. Instrumento de medición : BALANZA

Marca : WEIGHING SCALE

Modelo : NO INDICA

Número de serie : NO INDICA

Alcance de Indicación : 30000 g

Division de Escala de Verificación ( e ) : 1 g

Division de Escala Real (d) : 1 g

Clase de Exactitud : NO INDICA

Capacidad mínima : 200 g

Procedencia : CHINA

Identificación : NO INDICA

Tipo : ELECTRÓNICA

### 3. Método de Calibración

El estudio se realizó mediante el método de comparación según el PC-011, 4ta Edición, 2010; procedimiento para la calibración de Balanzas de Funcionamiento no Automático Clase I Y II de INACAL-DMI.

### 4. Lugar y fecha de Calibración

Lugar : Pje. Las Begonias 192 - Nuevo Horizonte JAEN

Fecha : 26/01/2024

TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L.

Gerzo Renato Rodríguez Bazalar  
Auxiliar de Metrología

TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L.

Ing. Diana S. Montenegro Carhuas  
Jefe de Metrología



La incertidumbre reportada en el presente certificado es la incertidumbre expandida de medición que resulta de multiplicar la incertidumbre estándar por el factor de cobertura  $k=2$ . La incertidumbre fue determinada según la "Guía para Expresión de la incertidumbre en la medición". Generalmente, el valor de la magnitud está dentro del intervalo de los valores de terminados con la incertidumbre expandida con una probabilidad de aproximadamente 95%.

Los resultados son válidos en el momento y en las condiciones en que se realizaron las mediciones y no debe ser utilizado como certificado de conformidad con normas de productos o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce.

Al solicitante le corresponde disponer en su momento la ejecución de una recalibración, la cual está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición o a reglamentaciones vigentes.

TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L no se responsabiliza de los prejuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración aquí declarados.

**5. Trazabilidad**

Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a los patrones nacionales, que realizan unidades de medida de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).

Nombre del patrón	Serie del Patrón	Certificado N°	Trazabilidad
Juego de pesas 100mg a 5kg	P356	0185 - LM - 2023	C - INACAL
Pesa 5kg	501-M2	TC - 09117 - 2023	TC - INACAL
Pesa 10kg	101-M2	TC - 09118 - 2023	TC - INACAL
Pesa 20kg	201-M2	TC - 09119 - 2023	TC - INACAL

**6. Observaciones**

Los errores máximos permitidos (e.m.p) para esta balanza corresponden a los e.m.p para balanzas en uso de funcionamiento no automático de clase de exactitud II, según la Norma Metrológica Peruana 003 - 2009. Instrumentos de Pesaje de Funcionamiento no Automático.

Se colocó una etiqueta autoadhesiva de color verde con la indicación de "CALIBRADO".

**7. Resultados de Medición**

INSPECCIÓN VISUAL			
AJUSTE DE CERO	TIENE	ESCALA	NO TIENE
OSCILACIÓN LIBRE	TIENE	CURSOR	NO TIENE
PLATAFORMA	TIENE	SIST. DE TRABA	NO TIENE
NIVELACIÓN	TIENE		

**ENSAYO DE REPETIBILIDAD**

Magnitud	Inicial	Final
Temperatura	29.5	29.6
Humedad Relativa	50%	52%

Medición N°	Carga L1 = 15000,0 g			Carga L2 = 30000,0 g			
	I (g)	ΔL (g)	E (g)	I (g)	ΔL (g)	E (g)	
1	15000	0.7	-0.2	30000	0.6	-0.1	
2	15000	0.7	-0.2	30000	0.6	-0.1	
3	15000	0.6	-0.1	30000	0.6	-0.1	
4	15000	0.6	-0.1	30000	0.7	-0.2	
5	15000	0.6	-0.1	30000	0.7	-0.2	
6	15000	0.7	-0.2	30000	0.7	-0.2	
7	15000	0.7	-0.2	30000	0.6	-0.1	
8	15000	0.7	-0.2	30000	0.7	-0.2	
9	15000	0.7	-0.2	30000	0.6	-0.1	
10	15000	0.7	-0.2	30000	0.7	-0.2	
Emáx - Emín   (g)			0.1	Emáx - Emín   (g)			0.1
Error máximo permitido (±g)			2,0	Error máximo permitido (±g)			3,0

# CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

CERTIFICATE CALIBRATION



N° LMS - 2120 - 2024

Expediente : TLPS-00220223-100039  
Fecha de Emisión : 29/01/2024

1. Solicitante : GRUPO EDICAM S.A.C - CEIMSUP

RUC : 20606920751

2. Instrumento de medición : BALANZA

Marca : OHAUS

Modelo : NVT6201

Número de serie : 8341246225

Alcance de Indicación : 6200 g

Division de Escala de Verificación ( e ) : 0.1 g

Division de Escala Real (d) : 0.1 g

Procedencia : USA

Identificación : NO INDICA

Tipo : ELECTRÓNICA

### 3. Método de Calibración

El estudio se realizó mediante el método de comparación según el PC-011, 4ta Edición, 2010; procedimiento para la calibración de Balanzas de Funcionamiento no Automático Clase I Y II de INACAL-DMI.

### 4. Lugar y fecha de Calibración

Lugar : Pje. Las Begonias 192 - Nuevo Horizonte JAEN

Fecha : 26/01/2024

TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L.

Gerzo Renato Rodríguez Bazalar  
Auxiliar de Metrología

TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L.

Ing. Diana S. Montenegro Carhuas  
Jefe de Metrología



La incertidumbre reportada en el presente certificado es la incertidumbre expandida de medición que resulta de multiplicar la incertidumbre estándar por el factor de cobertura  $k=2$ . La incertidumbre fue determinada según la "Guía para Expresión de la incertidumbre en la medición". Generalmente, el valor de la magnitud está dentro del intervalo de los valores de terminados con la incertidumbre expandida con una probabilidad de aproximadamente 95%.

Los resultados son válidos en el momento y en las condiciones en que se realizaron las mediciones y no debe ser utilizado como certificado de conformidad con normas de productos o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce.

Al solicitante le corresponde disponer en su momento la ejecución de una recalibración, la cual está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición o a reglamentaciones vigentes.

TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L. no se responsabiliza de los prejuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración aquí declarados.

## **ANEXO 02**

### **Resultados del ensayo a compresión de especímenes de concreto extraídos con broca de diamantina**

- ✚ Ensayos a compresión de testigos cilíndricos de concreto (ASTM, MTC E 704)

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS**



TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

INFORME: RESISTENCIA DEL CONCRETO CON NUCLEOS  
DIAMANTINOS

FECHA: MARZO - 2024

TP-2024-004

# ENSAYOS A COMPRESIÓN DE NUCLEOS DE CONCRETO

INFORME  
NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP-TP-2024-004  
RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

  
CEIMSUP  
Reyner Ivan Santiago Mendoza  
INGENIERO CIVIL  
Dpto. CIP. 237254

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192  
SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA  
CEL:941633428 / 962567094



**CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS**



TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

INFORME: RESISTENCIA DEL CONCRETO CON NUCLEOS  
DIAMANTINOS

FECHA: MARZO - 2024

TP-2024-004

# PANEL FOTOGRÁFICO EXTRACCIÓN DIAMANTINA

INFORME  
NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP-TP-2024-004  
RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

  
CEIMSUP  
Reyner Ivan Santiago Mendoza  
INGENIERO CIVIL  
Dpto. CIP. 737254

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192  
SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA  
CEL:941633428 / 962567094

# CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS



TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

INFORME: RESISTENCIA DEL CONCRETO CON NUCLEOS  
DIAMANTINOS

FECHA: MARZO - 2024

TP-2024-004



FOTOGRAFIA 02:

DESCRIPCIÓN	:	ENSAYO A COMPRESION DE NUCLEO EXTRAIDO CON BROCA DIAMANTINA
PUNTO	:	P-1
ELEMENTO ESTRUCTURAL	:	COLUMNA C-1 / PRIMER NIVEL
TESIS:	:	"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

## CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS



TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

INFORME: RESISTENCIA DEL CONCRETO CON NUCLEOS  
DIAMANTINOS

FECHA: MARZO - 2024

TP-2024-004



**FOTOGRAFIA 06:**

<b>DESCRIPCIÓN</b>	:	ENSAYO A COMPRESION DE NUCLEO EXTRAIDO CON BROCA DIAMANTINA
<b>PUNTO</b>	:	P-3
<b>ELEMENTO ESTRUCTURAL</b>	:	VIGA / PRIMER NIVEL
<b>TESIS:</b>	:	"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS**



TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

INFORME: RESISTENCIA DEL CONCRETO CON NUCLEOS  
DIAMANTINOS

FECHA: MARZO - 2024

TP-2024-004



TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO EN LA I. E. SAN MARCOS - SILLANGATE DISTRITO DE QUEROCOTILLO - CUTERVO - CAJAMARCA"  
 TESISTA: YAN CARLOS DELGADO E  
 EXTRACCIÓN DE NUCLEOS DIAMANTINOS DE CONCRETO  
 T.E. ESTRUCTURAL  
 COLUMNA P-6  
 TERCER NIVEL

**FOTOGRAFIA 11:**

<b>DESCRIPCIÓN</b>	:	EQUIPO TECNICO REALIZANDO LA EXTRACCIÓN DE NUCLEOS DIAMANTINOS
<b>PUNTO</b>	:	P-6
<b>ELEMENTO ESTRUCTURAL</b>	:	COLUMNA / TERCER NIVEL
<b>TESIS:</b>	:	"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS**



TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA: BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

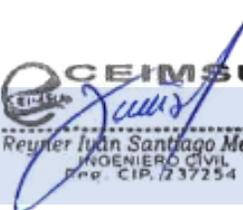
INFORME: RESISTENCIA DEL CONCRETO CON NUCLEOS  
DIAMANTINOS

FECHA: MARZO - 2024

TP-2024-004

# CERTIFICADOS DE LABORATORIO E INDECOPI

INFORME  
NUMERO DE REGISTRO: CEIMSUP-TP-2024-004  
RAZON SOCIAL: GRUPO EDICAM SAC RUC: 20606920751

  
CEIMSUP  
Reyner Ivan Santiago Mendoza  
INGENIERO CIVIL  
Dpto. CIP. 237254

DIRECCION: PJE. LAS BEGONIAS N° 192  
SECTOR NUEVO HORIZONTE - JAEN - CAJAMARCA  
CEL:941633428 / 962567094



PERÚ

Presidencia  
del Consejo de Ministros

INDECOPI

# Registro de la Propiedad Industrial

## Dirección de Signos Distintivos

### CERTIFICADO N° 00128427

La Dirección de Signos Distintivos del Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual – INDECOPI, certifica que por mandato de la Resolución N° 005424-2021/DSD - INDECOPI de fecha 23 de febrero de 2021, ha quedado inscrito en el Registro de Marcas de Servicio, el siguiente signo:

Signo : La denominación CEIMSUP y logotipo (se reivindica colores), conforme al modelo

Distingue : Servicios de estudios geotécnicos, geológicos, geofísicos, de mecánica de suelos, de tecnología del concreto y asfalto, hidrológicos, hidráulicos, de impacto ambiental y control de calidad en obras de ingeniería

Clase : 42 de la Clasificación Internacional.

Solicitud : 0877194-2020

Titular : GRUPO EDICAM S.A.C.

País : Perú

Vigencia : 23 de febrero de 2031

Tomo : 0643

Folio : 041

Director  
Dirección de Signos Distintivos  
INDECOPI



Esta es una copia auténtica imprimible de un documento electrónico archivado por Indecopi, aplicando lo dispuesto por el Art. 25 de D.S. 070-2013-PCM y la Tercera Disposición Complementaria Final del D.S. 026-2016-PCM. Su autenticidad e integridad pueden ser contrastadas a través de la siguiente dirección web.

<https://enlinea.indecopi.gob.pe/verificador>

Id Documento: **b20w2a0ha5**

# CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

## CALIBRATION CERTIFICATE



**N° PDLS - 1030 - 2024**

Expediente : TLPS-00220223-100039

Fecha de emisión : 29/01/2024

**1.Solicitante : GRUPO EDICAM S.A.C - CEIMSUP**

**RUC : 20606920751**

**2.Descripción del equipo : MÁQUINA DE COMPRESIÓN**

Marca : G&L

Modelo : GLC-180

Número de serie : 5721

Capacidad de Transductor : 50 Mpa

Modelo de Indicador : PC-180

Procedencia : China

### 3.Lugar y fecha

Lugar : Pje. Las Begonias 192 - Nuevo Horizonte JAEN

Fecha : 25/01/2024

### 4.Método de Calibración

La calibración se realizó de acuerdo a la norma ASTM E4.

### 5.Trazabilidad

INSTRUMENTO	NÚMERO DE SERIE	CERTIFICADO N°	TRAZABILIDAD
CELDA DE CARGA	20211101	INF-LE 068-23A	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
INDICADOR	V136007		

TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L.

Gerzo Renato Rodríguez Bazalar  
Auxiliar de Metrología

TERRASERVICE LABORATORIO PERÚ S.R.L.

Ing. Diana S. Montenegro Carhuas  
Jefe de Metrología

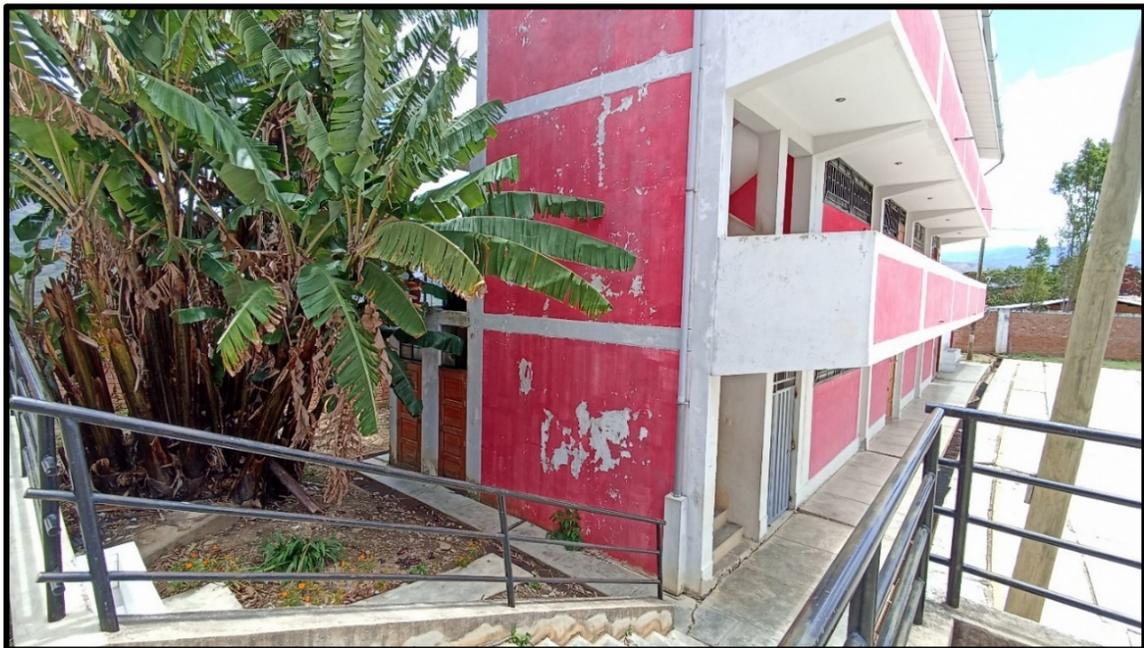


## ANEXO 03

### PANEL FOTOGRÁFICO



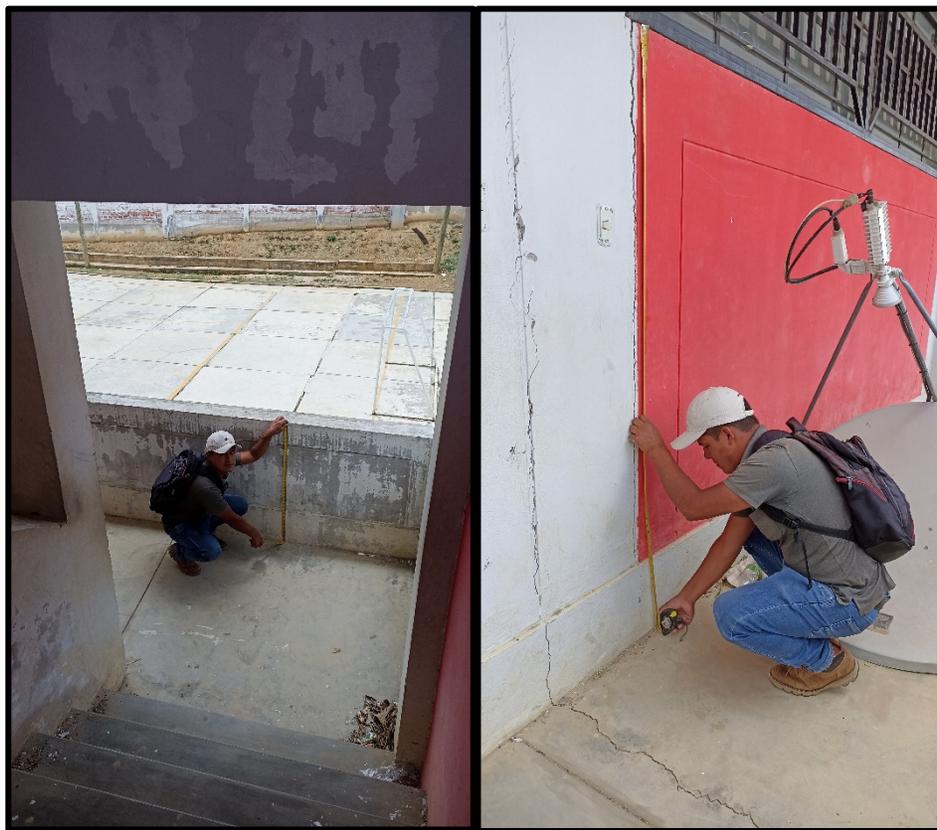
**Imagen 01:** Se aprecia los dos pabellones de la I.E. “San Marcos”.



**Imagen 02:** Se muestra la parte lateral del pabellón 01, estructura que fue materia de la presente investigación.



**Imagen 03:** Se aprecia la toma de medidas del alféizar de las ventanas en el 1° piso, para contrastar con el expediente técnico.



(a)

(b)

**Imagen 04:** En la imagen (a) se aprecia la toma de medidas del muro de protección del pasadizo, en la (b) el alféizar de las ventanas del 2° nivel, para contrastar con los planos del expediente técnico.



**Imagen 05:** Se muestra una grieta de separación entre el pabellón y la vereda, parte frontal, se puede deducir que ha sucedido por problemas en la fundación de la estructura.



**Imagen 06:** Se muestra un asentamiento diferencial del pabellón 01, puede ser que algunas partes de la cimentación se este asentando de manera desigual.



(a)

(b)

(c)

**Imagen 07:** En la imagen (a) se aprecia el alfeizar de la ventana posterior agrietado, en la (b) el concreto de mala calidad, en la (c) parte de la vereda hundida, estas fallas estructurales han sido ocasionadas por algún error en la construcción o que la estructura este sometido a cargas que exceden su capacidad de diseño.



**Imagen 08:** Se observan una serie de fallas estructurales como: elementos estructurales agrietados, asentamientos, mala calidad de materiales entre otros, estos problemas son tan notorios que habido fallas en el diseño o construcción.



**Imagen 09:** Inspección a la excavación de la calicata para el EMS.

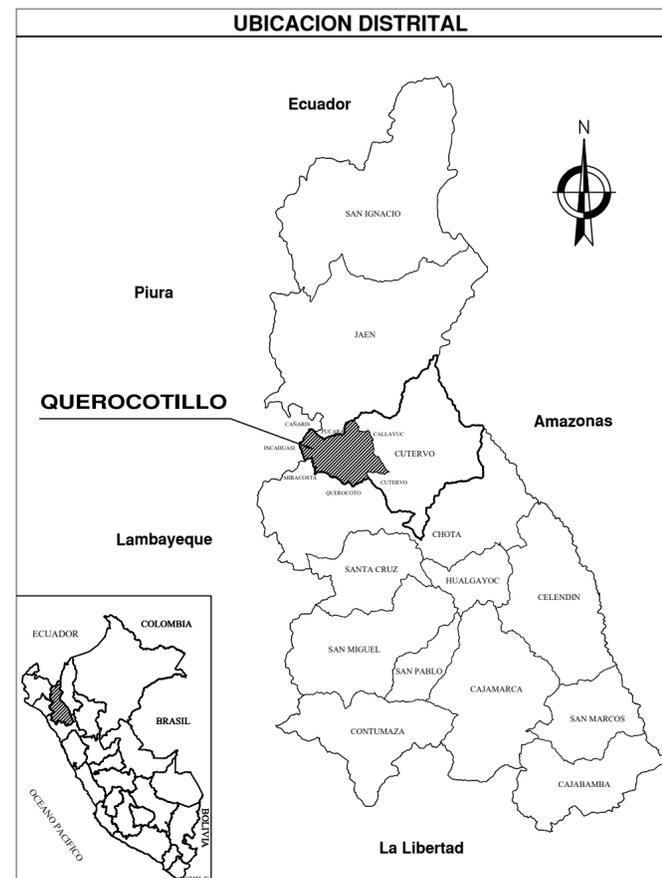
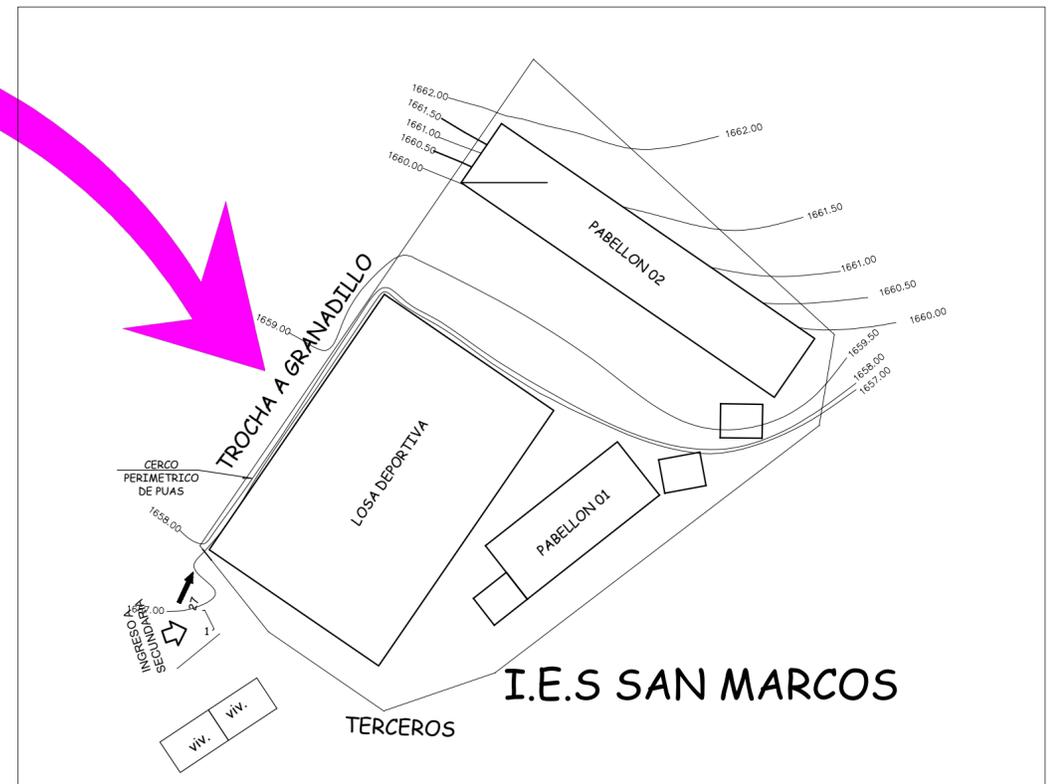
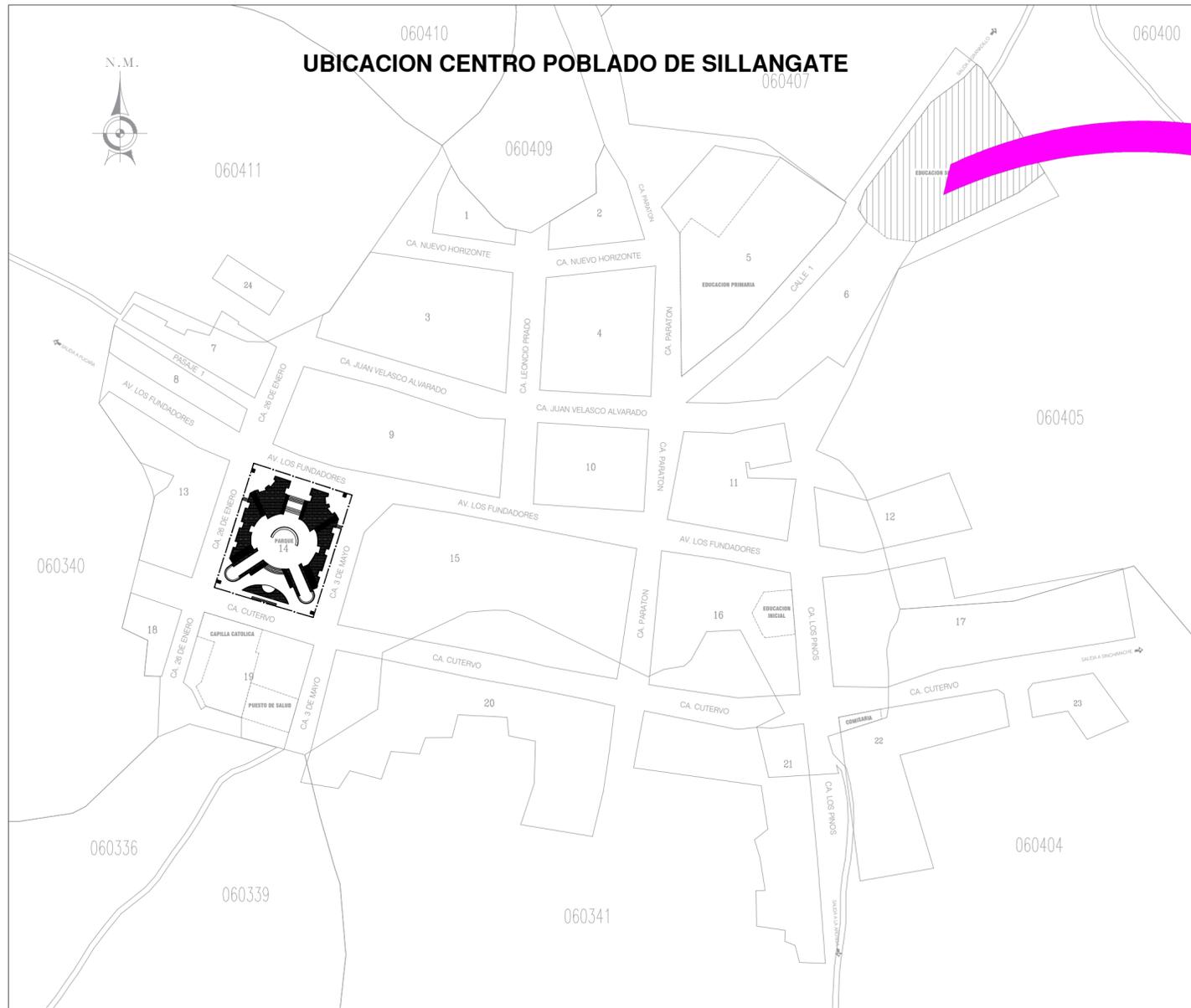


**Imagen 10:** Inspección a la extracción de diamantina

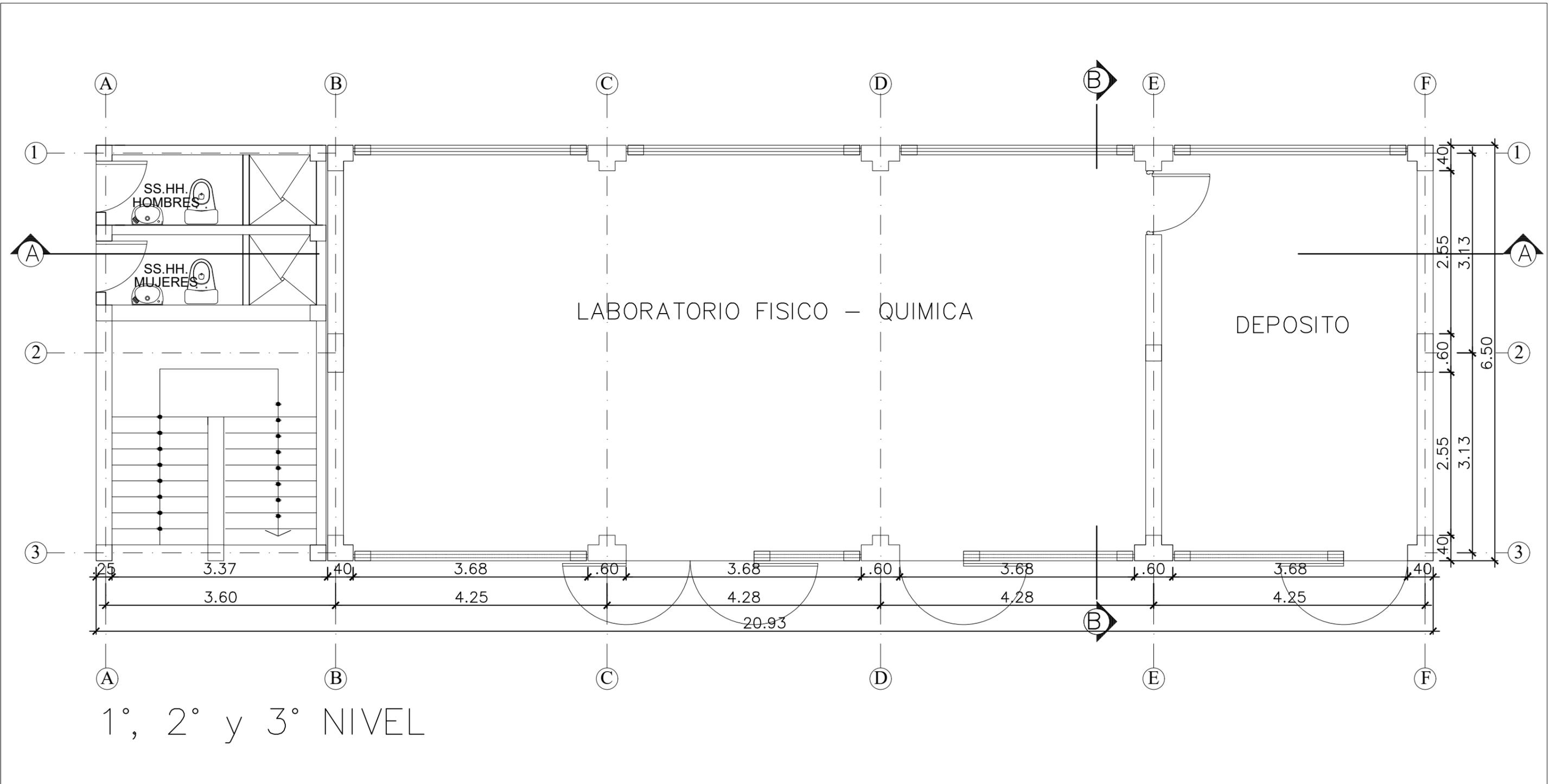
## **ANEXO IV:**

### **Planos existentes del pabellón 01 y 02 de I.E. San Marcos de Sillangate**

- ✚ Plano de ubicación y localización
- ✚ Plano existente de distribución – pabellón 01
- ✚ Plano existente de distribución – pabellón 02
- ✚ Plano existente de cimentación – pabellón 01
- ✚ Plano existente de cimentación – pabellón 02
- ✚ Plano existente de detalle de vigas – pabellón 01
- ✚ Plano existente de detalle de vigas – pabellón 02



		<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA</b> <b>FACULTAD DE INGENIERIA</b> <b>ESCUELA ACADEMICA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL SEDE JAEN</b>	
PLANO :	UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN		
TESIS :	"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUERCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"		
TESISTA :	BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA		
ASESOR :	DR. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS		<b>UL-01</b>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE  
 INGENIERÍA CIVIL SEDE JAEN

TESIS : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN  
 MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE  
 QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL  
 ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA :  
 BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

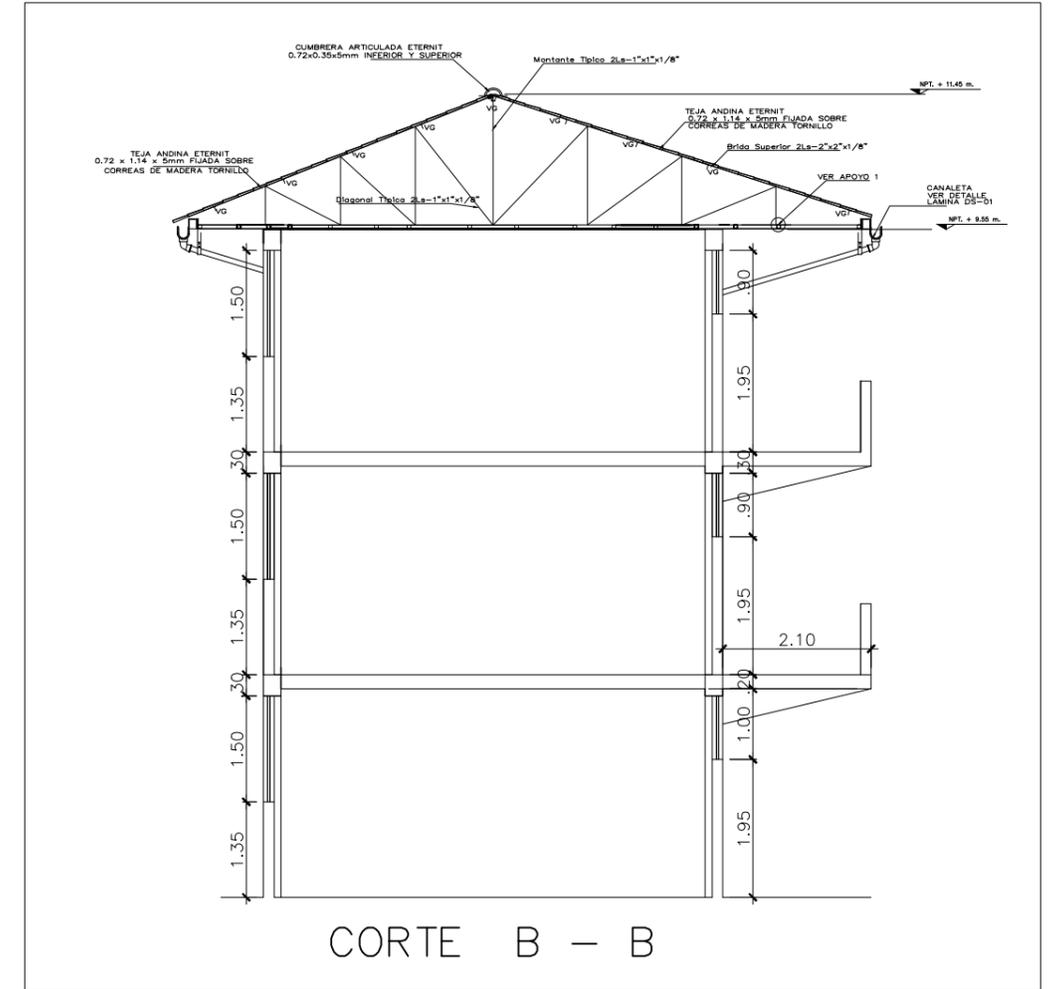
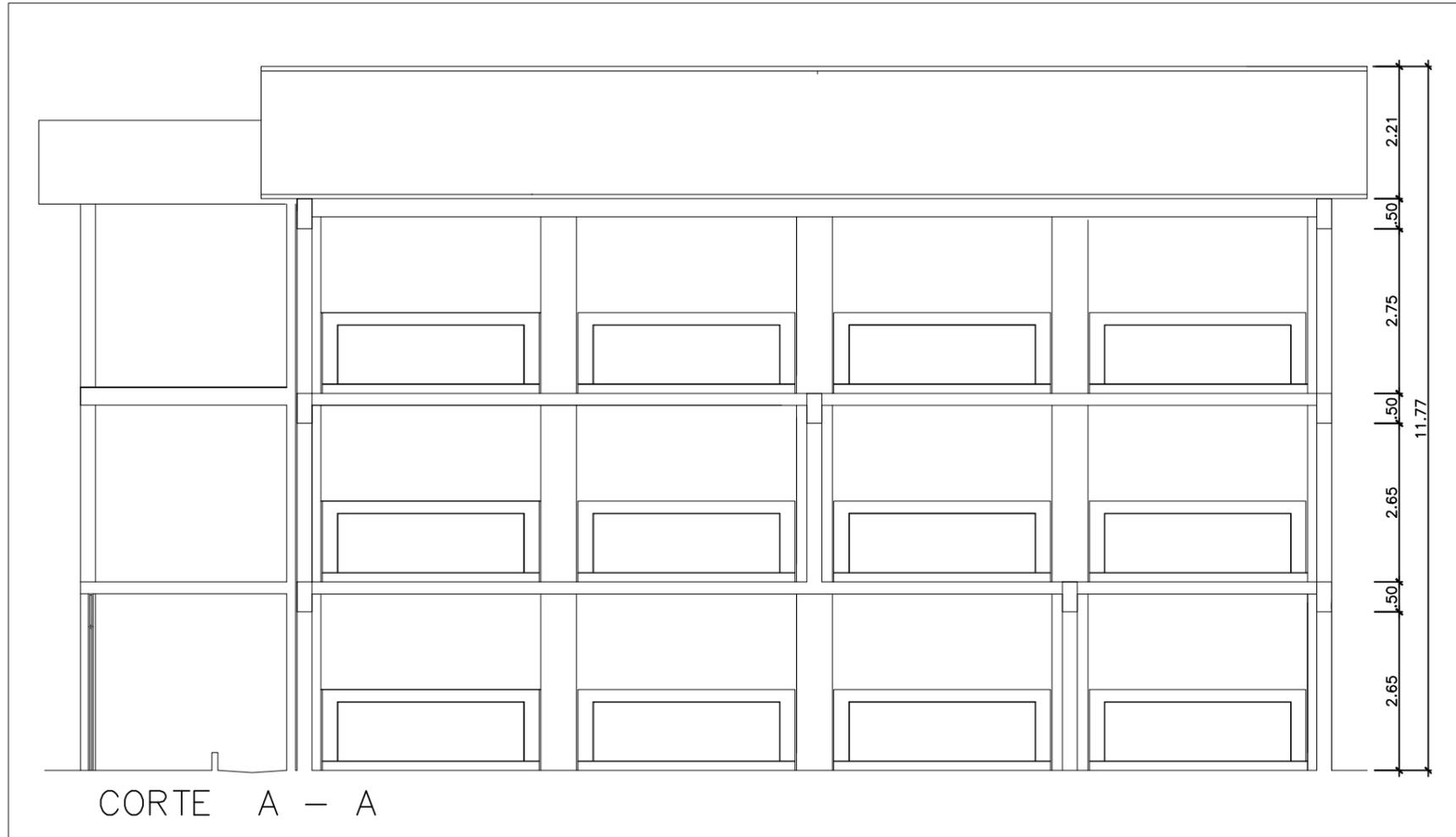
ASESOR :  
 DR. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS

PLANO:  
 DISTRIBUCION PABELLÓN 01

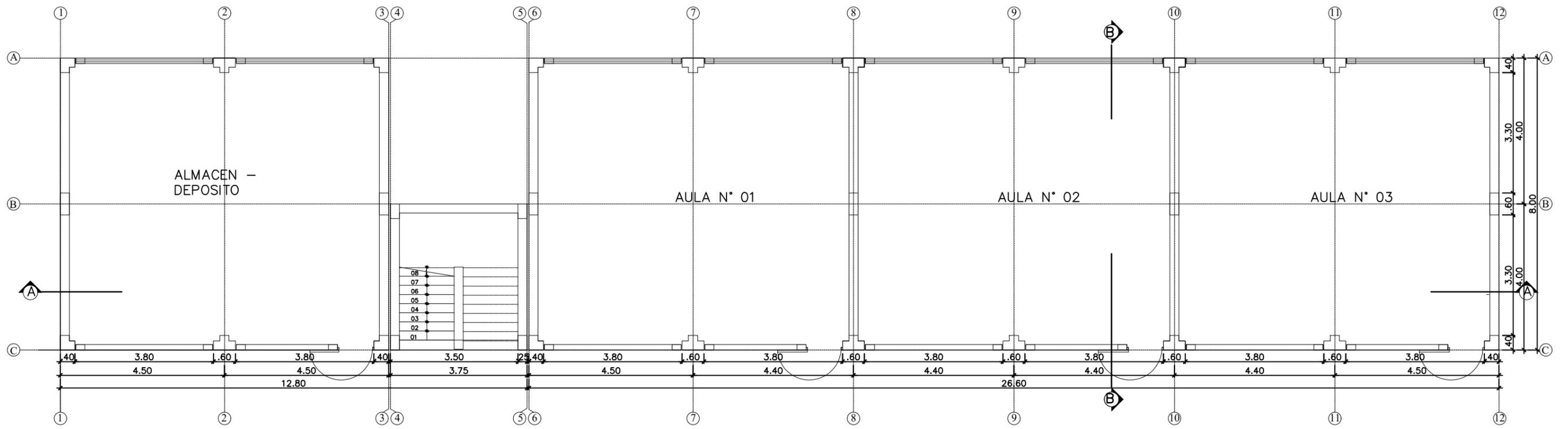
ESCALA:  
 1/50

FECHA:  
 SEPTIEMBRE 2024

P-01



 <p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL SEDE JAEN</p>	<p>TESIS : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"</p>	<p>TESISTA :</p> <p>BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA</p>	<p>PLANO:</p> <p>CORTE Y ELEVACIONES - PABELLÓN 01</p>		<p>P-02</p>
		<p>ASESOR :</p> <p>DR. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS</p>	<p>ESCALA:</p> <p>1/100</p>	<p>FECHA:</p> <p>SEPTIEMBRE 2024</p>	



1°, 2° y 3° NIVEL



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE  
INGENIERÍA CIVIL SEDE JAEN

TESIS : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA :  
BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

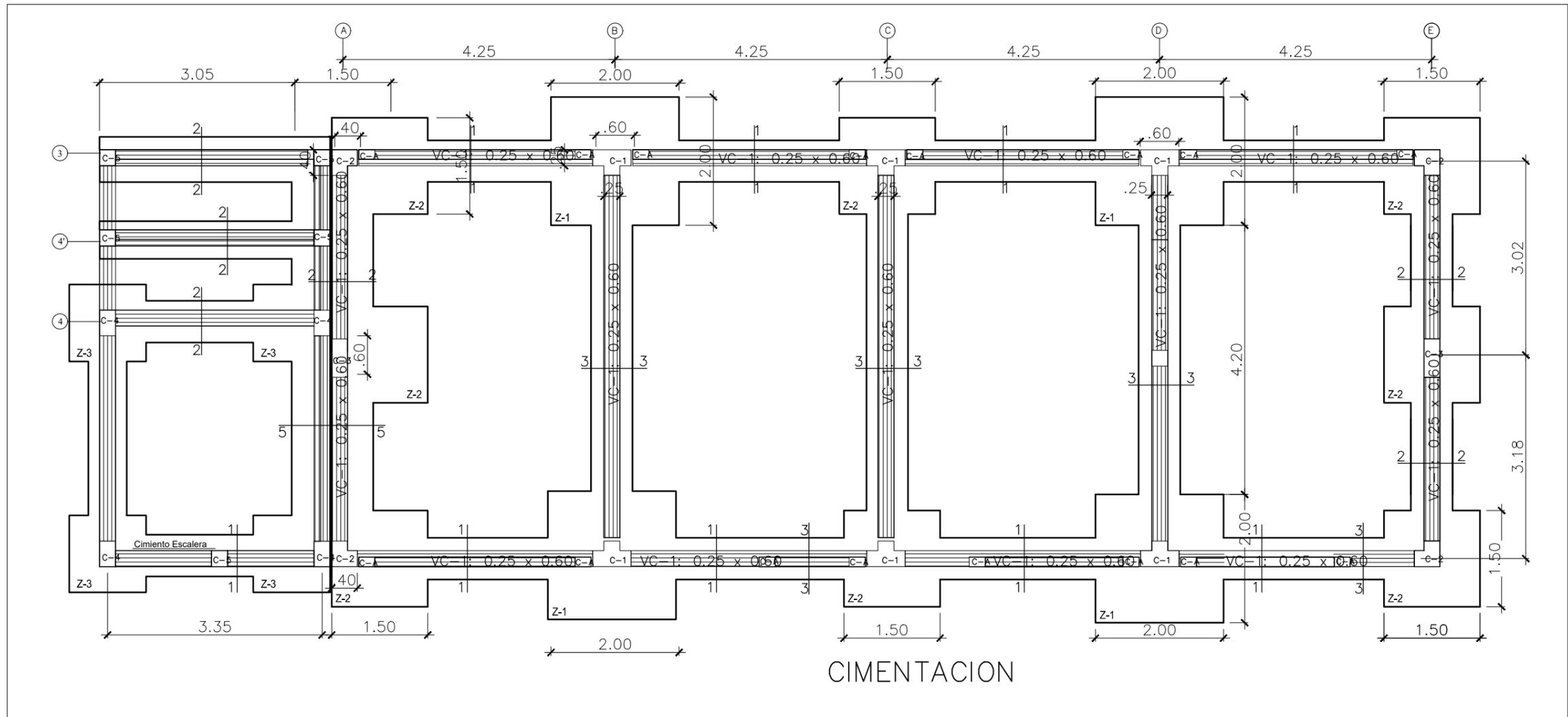
ASESOR :  
DR. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS

PLANO:  
DISTRIBUCION PABELLÓN 02

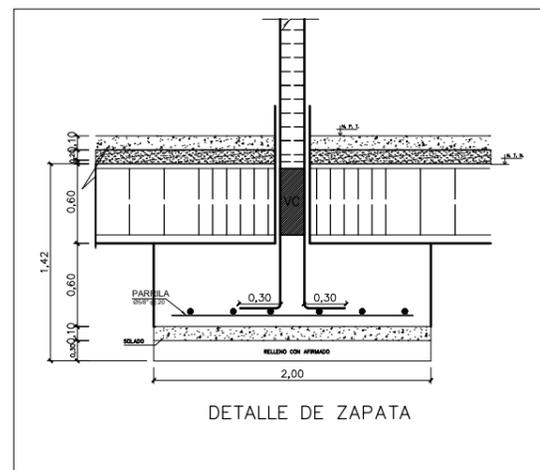
ESCALA:  
1/100

FECHA:  
SEPTIEMBRE 2024

P-03



CUADRO DE COLUMNAS			
TIPO	SECCION	As PRINC.	ESTRIBOS
C-1		10 # 5/8"	3/8" 30 0.0L, 60 0.1L, 30 0.15 #0 0.20
C-2		8 # 5/8"	3/8" 30 0.0L, 60 0.1L, 30 0.15 #0 0.20
C-3		6 # 5/8"	3/8" 30 0.0L, 60 0.1L, 30 0.15 #0 0.20
C-4		4 # 5/8"	3/8" 30 0.0L, 60 0.1L, 30 0.15 #0 0.20
C-5		4 # 1/2"	1/4" 10 0.0L, #0 0.20
C-A		4 # 3/8"	1/4" 10 0.0L, #0 0.20



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE**  
**INGENIERÍA CIVIL SEDE JAEN**

**TESIS :** "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

**TESISTA :**  
 BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

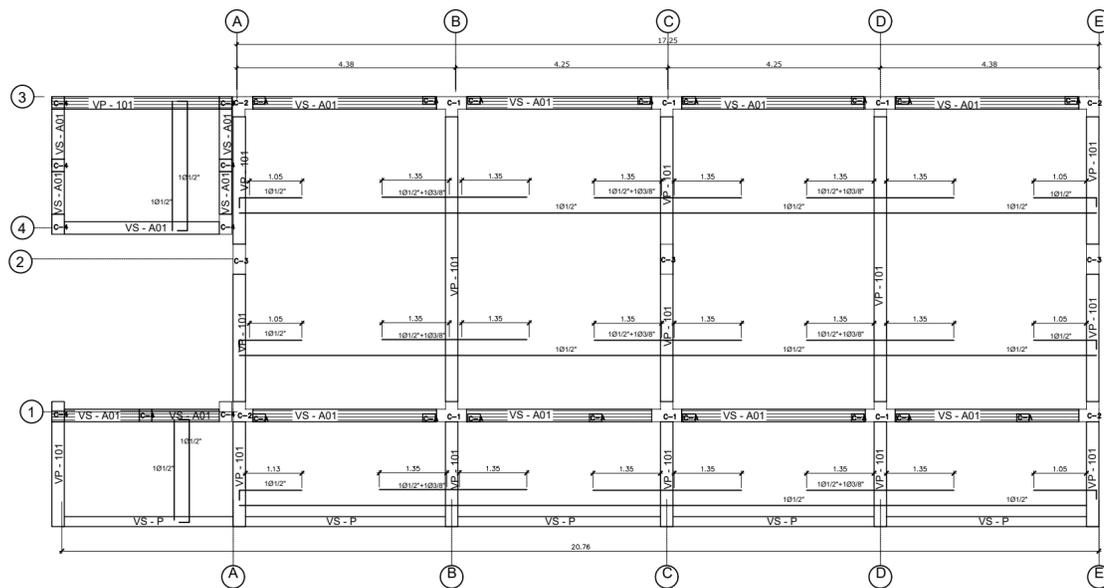
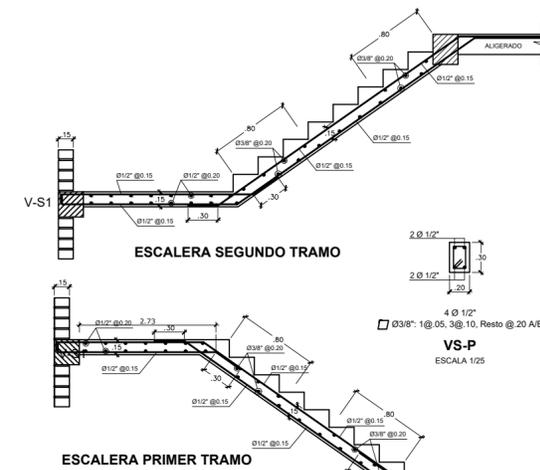
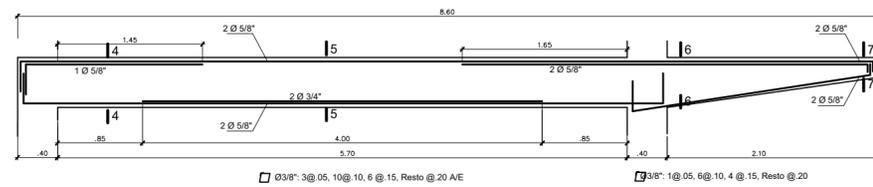
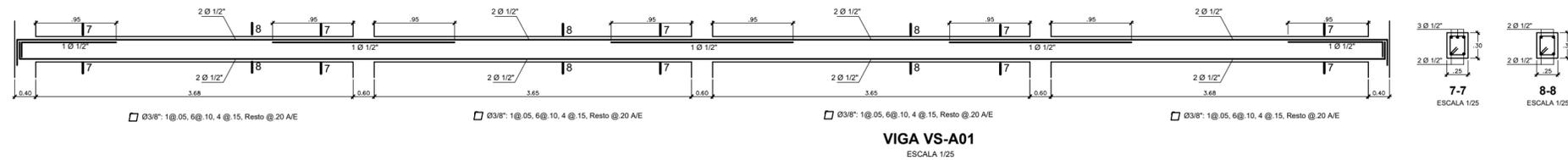
**ASESOR :**  
 DR. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS

**PLANO:**  
 CIMENTACIÓN PABELLÓN 01

**ESCALA:**  
 1/50

**FECHA:**  
 SEPTIEMBRE 2024

**E-01**



LOSAS Y VIGAS		COLUMNAS	
Ø	CM	Ø	CM
6 mm	30	Ø12"	30
8 mm	40	Ø12"	40
1/2"	50	Ø12"	50
5/8"	60	Ø12"	60
3/4"	70	Ø12"	70
1"	80	Ø12"	80



ESPECIFICACIONES TECNICAS	
ACERO	: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
CONCRETO	: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTOS:	
-ALIGERADOS	: 2.5 cm
-VIGAS PERALTADAS	: 4.0 cm
-VIGAS CHATAS	: 2.5 cm



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL SEDE JAEN

TESIS : "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA I.E. SAN MARCOS DE SILLANGATE-DISTRITO DE QUEROCOTILLO-CUTERVO-CAJAMARCA EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO"

TESISTA :  
BACH. YAN CARLOS DELGADO ENCALADA

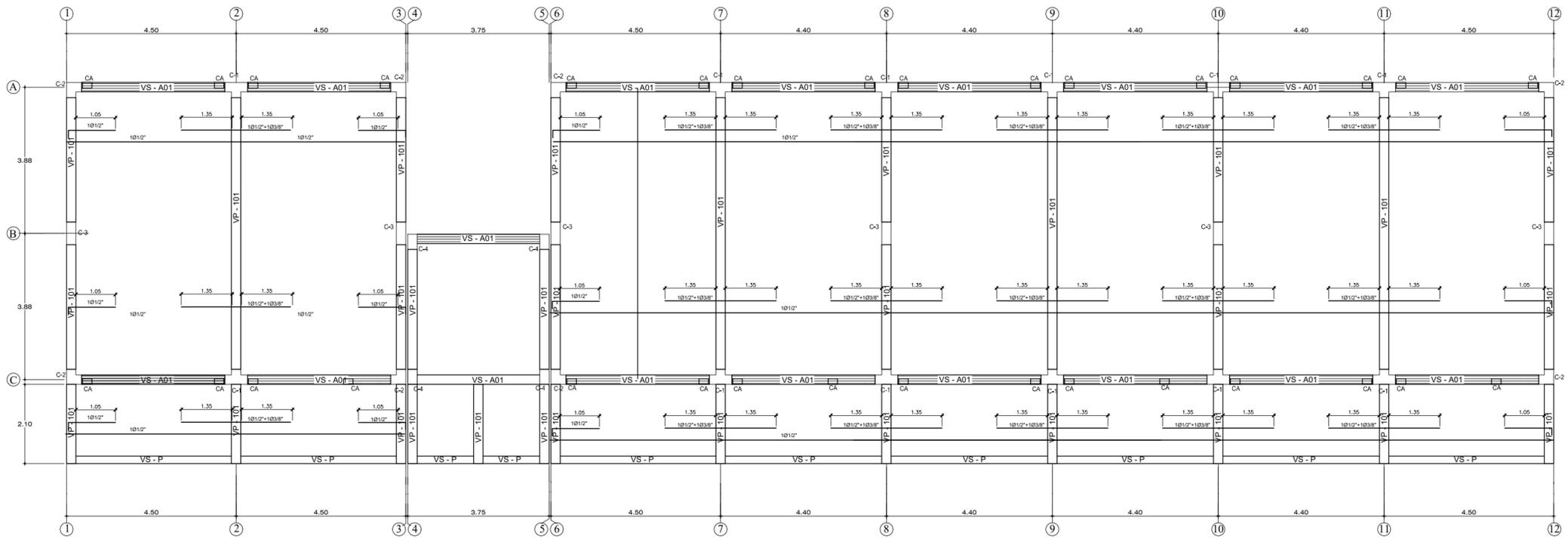
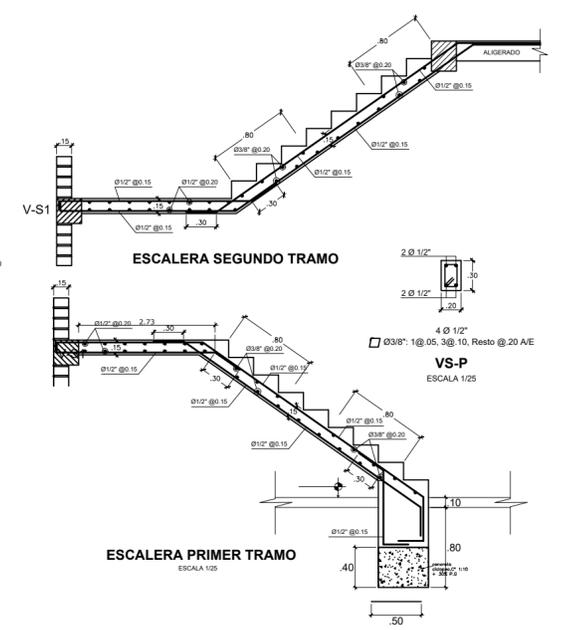
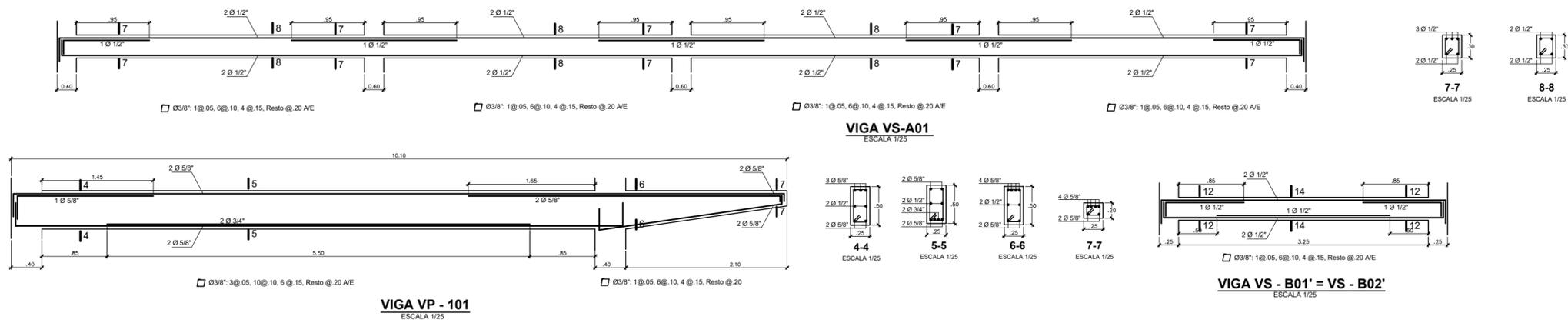
ASESOR :  
DR. ING. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS

PLANO:  
DETALLE DE VIGAS: PABELLÓN 01

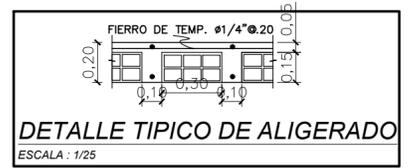
ESCALA:  
1/100

FECHA:  
SEPTIEMBRE 2024

E-03



TRASLAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS
Ø LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)	LOSAS Y VIGAS	
8 mm	30	-	
8 mm	40	30	
1/2"	50	40	
5/8"	60	50	
3/4"	70	60	
1"	120	90	



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
ACERO	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
CONCRETO	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTOS:	
-ALIGERADOS	: 2.5 cm
-VIGAS PERALTADAS	: 4.0 cm
-VIGAS CHATAS	: 2.5 cm

COBERTURA ALIGERADO 1º - 2º - NIVEL