

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

**“Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación
de la aceleración sísmica por efectos topográficos en la I.E. Mariano
Melgar, Chimbote, Áncash - 2021”**

**INFORME FINAL DE TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO
PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

Autores:

Bach. Arteaga Huaman, Kevin Mijhaell

Código ORCID: 0009-0003-4298-0748

Bach. Meño Horna, Carlos Antonio

Código ORCID: 0009-0008-4729-2289

Asesor:

Ms. Álvarez Asto, Luz Esther

DNI:32968961

Código ORCID: 0000-0001-6491-6569

NUEVO CHIMBOTE - PERÚ

2024

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

**“Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación
de la aceleración sísmica por efectos topográficos en la I.E. Mariano
Melgar, Chimbote, Áncash - 2021”**

**INFORME FINAL DE TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO
PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

REVISADO Y APROBADO POR

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Luz', is positioned above a horizontal line.

Ms. Álvarez Asto, Luz Esther
Asesor
DNI:32968961
Código ORCID: 0000-0001-6491-6569

NUEVO CHIMBOTE - PERÚ

2024

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

**“Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación
de la aceleración sísmica por efectos topográficos en la I.E. Mariano
Melgar, Chimbote, Áncash - 2021”**

**INFORME FINAL DE TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO
PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

REVISADO Y APROBADO POR LOS SIGUIENTES JURADOS:

Dr. Abner Itamar León Bobadilla
Presidente
DNI:32942184
ORCID: 0000-0003-2949-6591

Ms. Saavedra Vera, Janet Verónica
Secretario
DNI:32964440
ORCID: 0000-0002-4195-982X

Ms. Álvarez Asto, Luz Esther
Integrante
DNI:32968961
ORCID: 0000-0001-6491-6569

NUEVO CHIMBOTE - PERÚ

2024



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil
- EPIC -

ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

A los 11 días del mes de noviembre del año dos mil veinticuatro, siendo las 10: 00 horas, en el Laboratorio de Topografía del edificio de Ingeniería Civil, se instaló el Jurado Evaluador designado mediante T. Resolución N° 462-2024-UNS-CFI, con fecha 01.08.2024, integrado por los siguientes docentes: Dr. Abner Itamar León Bobadilla (Presidente), Ms. Janet Verónica Saavedra Vera (Secretaria), Ms. Luz Esther Álvarez Asto (Integrante), Dr. Atilio Rubén López Carranza (Accesitario) en base a la Resolución Decanal N° 719-2024-UNS-FI se da inicio la sustentación de la Tesis titulada: "VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL CONSIDERANDO LA AMPLIFICACIÓN DE ACELERACIÓN SÍSMICA POR EFECTOS TOPOGRÁFICOS EN LA I.E. MARIANO MELGAR, CHIMBOTE, ANCASH - 2021", presentado por los Bachilleres: ARTEAGA HUAMÁN KEVIN MIJHAELL con cód. N° 0201513032 y MEOÑO HORNA CARLOS ANTONIO con cód. 0201513024, quienes fueron asesorados por la docente Ms. Luz Esther Álvarez Asto según lo establece la T. Resolución Decanal N° 470 -2024-UNS-FI, de fecha 30.07.2024.

El Jurado Evaluador, después de deliberar sobre aspectos relacionados con el trabajo, contenido y sustentación del mismo, y con las sugerencias pertinentes en concordancia con el Reglamento General para Obtener el Grado Académico de Bachiller y el Título Profesional en la Universidad Nacional del Santa, declaran:

BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
ARTEAGA HUAMÁN KEVIN MIJHAELL	18	BUENO

Siendo las 11.00 horas del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, firmando la presente acta en señal de conformidad.

Nuevo Chimbote, 11 de noviembre de 2024.

Dr. Abner Itamar León Bobadilla
Presidente

Ms. Janet Verónica Saavedra Vera
Secretaria

Ms. Luz Esther Álvarez Asto
Integrante



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil
- EPIC -

ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

A los 11 días del mes de noviembre del año dos mil veinticuatro, siendo las 10: 00 horas, en el Laboratorio de Topografía del edificio de Ingeniería Civil, se instaló el Jurado Evaluador designado mediante T. Resolución N° 462-2024-UNS-CFI, con fecha 01.08.2024, integrado por los siguientes docentes: Dr. Abner Itamar León Bobadilla (Presidente), Ms. Janet Verónica Saavedra Vera (Secretaria), Ms. Luz Esther Álvarez Asto (Integrante), Dr. Atilio Rubén López Carranza (Accesitario) en base a la Resolución Decanal N° 719-2024-UNS-FI se da inicio la sustentación de la Tesis titulada: "VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL CONSIDERANDO LA AMPLIFICACIÓN DE ACELERACIÓN SÍSMICA POR EFECTOS TOPOGRÁFICOS EN LA I.E. MARIANO MELGAR, CHIMBOTE, ANCASH - 2021", presentado por los Bachilleres: ARTEAGA HUAMÁN KEVIN MIJHAELL con cód. N° 0201513032 y MEOÑO HORNA CARLOS ANTONIO con cód. 0201513024, quienes fueron asesorados por la docente Ms. Luz Esther Álvarez Asto según lo establece la T. Resolución Decanal N° 470 -2024-UNS-FI, de fecha 30.07.2024.

El Jurado Evaluador, después de deliberar sobre aspectos relacionados con el trabajo, contenido y sustentación del mismo, y con las sugerencias pertinentes en concordancia con el Reglamento General para Obtener el Grado Académico de Bachiller y el Título Profesional en la Universidad Nacional del Santa, declaran:

BACHILLER	PROMEDIO VIGESIMAL	PONDERACIÓN
MEOÑO HORNA CARLOS ANTONIO	18	BUENO

Siendo las 11.00 horas del mismo día, se dio por terminado el acto de sustentación, firmando la presente acta en señal de conformidad.

Nuevo Chimbote, 11 de noviembre de 2024.

Dr. Abner Itamar León Bobadilla
Presidente

Ms. Janet Verónica Saavedra Vera
Secretaria

Ms. Luz Esther Álvarez Asto
Integrante



Recibo digital

Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por **Turnitin**. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega: Kevin Arteaga
Título del ejercicio: TESIS 1
Título de la entrega: Verificación del desempeño estructural considerando la am...
Nombre del archivo: INFORME_DE_TESIS_ARTEAGA_Y_MEO_O.rev2_1.docx
Tamaño del archivo: 3.91M
Total páginas: 88
Total de palabras: 15,275
Total de caracteres: 83,018
Fecha de entrega: 14-nov.-2024 01:04p. m. (UTC-0500)
Identificador de la entre... 2423226620

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

“Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos en la I.E. Mariano Melgar, Chimbote, Ancash - 2021”

INFORME FINAL DE TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO
PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Autores:

Bach. Arteaga Huaman, Kevin Mijhaell
Código ORCID: 0009-0003-4298-0748
Bach. Meoño Horna, Carlos Antonio
Código ORCID: 0009-0008-4729-2289

Asesor:

Ms. Álvarez Asto, Luz Esther
DNI:32968961
Código ORCID: 0000-0001-6491-6569

NUEVO CHIMBOTE - PERÚ
2024

Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos en la I.E. Mariano Melgar, Chimbote, Áncash - 2021

INFORME DE ORIGINALIDAD

24%

INDICE DE SIMILITUD

23%

FUENTES DE INTERNET

1%

PUBLICACIONES

11%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	9%
2	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	2%
3	Submitted to Universidad de Málaga - Tii Trabajo del estudiante	1%
4	Submitted to Universidad Nacional del Santa Trabajo del estudiante	1%
5	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	repositorio.uta.edu.ec Fuente de Internet	1%
8	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	1%

DEDICATORIA

A Dios por haberme guiado y dado la fortaleza para seguir adelante.

A mi madre por haberme formado con buenos valores y hábitos, lo cual me ha ayudado a seguir adelante en los momentos difíciles.

A mis familiares y amigos quienes me han apoyado en el transcurso de los años, por sus consejos y enseñanzas brindadas.

Kevin Mijhaell Arteaga Huaman

A mis padres por darme la fortaleza suficiente a lo largo de mi vida, y enseñarme a nunca rendirme y superar todas las adversidades

A mi hija que es el motor de mi día a día, agradecerle por el cariño y apoyo mostrado todos estos años.

Carlos Antonio Meoño Horna

AGRADECIMIENTO

A Dios por guiarnos en el buen camino y darnos la oportunidad de contribuir al cuidado del ser humano y la investigación en este rubro.

A nuestra alma mater la UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA, ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA y toda su plana docente, por darnos una enseñanza de calidad

A todas las personas que fueron partícipes de este proceso tales como nuestros padres, docentes y nuestros familiares más cercanos, por acompañarnos en cada noche de estudio y por siempre desear y anhelar lo mejor para nuestra vida, por cada consejo y enseñanza brindada.

Kevin Mijhaell Arteaga Huaman

Carlos Antonio Meoño Horna

Índice general

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
RESUMEN	xv
ABSTRACT	xvi
I. INTRODUCCIÓN	17
1.1. Descripción y formulación del problema	18
1.2. Objetivos	19
1.2.1. Objetivo general	19
1.2.2. Objetivos específicos.....	19
1.3. Formulación de la Hipótesis	19
1.4. Justificación e importancia de la Investigación	19
1.5. Limitaciones del trabajo	20
II. MARCO TEÓRICO	21
2.1. Antecedentes de la investigación	22
2.1.1. Antecedentes internacionales	22
2.1.2. Antecedentes Nacionales.....	23
2.2. Marco Conceptual	24
2.2.1. Modelos de plasticidad	24
2.2.1.1. Modelos con Plasticidad Distribuida.....	27
2.2.2. Niveles de amenaza sísmica.....	29

2.2.2.1.	Propuesta del ASCE/SEI 41-17	29
2.2.2.2.	Propuesta del Comité VISION 2000	30
2.2.3.	Niveles de desempeño.....	31
2.2.3.1.	Propuesta del Comité VISION 2000	31
2.2.3.2.	CÓDIGO ASCE/SEI 41- 17	33
2.2.4.	Fundamentos de códigos internacionales de amplificación sísmica producida por efectos topográficos.....	35
2.2.4.1.	Normativa Chilena.....	35
2.2.4.2.	Normativa Colombiana.....	35
2.2.4.3.	Criterios establecidos por los códigos internacionales	35
2.2.4.4.	EN – 1998 - 2018 Eurocódigo 8	36
2.2.4.5.	Norma técnica para la construcción, NTC, 2008/2018 – Italia	37
2.2.4.6.	Norma técnica de Japón sociedad de construcción e ingeniería 1997– Japón	37
2.2.4.7.	Instrumentos para sistemas de observación sísmica	38
2.2.5.	Peligro sísmico	38
2.2.6.	Factores que intervienen en la respuesta sísmica del lugar.....	38
2.2.6.1.	Propiedades del material.....	38
2.2.6.2.	Análisis de respuesta en el terreno.....	41
2.2.6.3.	Topografía del terreno	41
2.2.6.4.	Características de los movimientos de entrada y salida.....	41

2.2.7.	Fundamentos de relacionados a los estudios de mecánica de suelos para fines de cimentaciones.....	42
2.2.7.1.	Descripción de la zona de estudio.....	42
2.2.7.2.	Selección de puntos de investigación	42
III.	METODOLOGÍA	50
3.1.	Enfoque de la investigación.....	51
3.2.	Alcance de la investigación.....	51
3.3.	Diseño de investigación.....	51
3.4.	Población y Muestra	52
3.4.1.	Población	52
3.4.2.	Muestra	52
3.5.	Operacionalización de variables de estudio.....	52
3.5.1.	Variables	52
3.5.2.	Definición conceptual.....	52
3.5.3.	Definición operacional	53
3.5.4.	Dimensiones	53
3.6.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	54
3.6.1.	Técnicas de recolección de datos.....	54
3.6.2.	Instrumentos de recolección de datos	54
3.7.	Técnicas de análisis de resultados	54
IV.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	56
4.1.	RESULTADOS	57

4.1.1.Determinar los parámetros de diseño y características estructurales del Pabellón “A” de la I.E. Mariano Melgar.....	57
4.1.1.1.Levantamiento topográfico para la evaluación del factor de amplificación sísmica por efectos topográficos en la I.E. Mariano Melgar.....	57
4.1.1.2.Estudio de mecánica de suelos en la I.E. Mariano Melgar, Chimbote, Áncash.....	59
4.1.1.2.1Comportamiento físico del suelo – Análisis Granulométrico ASTM D 422	59
4.1.1.2.2Comportamiento físico del suelo – Contenido de humedad ASTM D 2216	60
4.1.1.2.3.Comportamiento físico del suelo – límites de consistencia ASTM D 4318	60
4.1.1.3.Ensayo de penetración dinámica ligera (DPL) en la I.E. Mariano Melgar, Chimbote, Áncash.....	61
4.1.1.3.1.Cálculo de la capacidad portante del suelo	63
4.1.1.4.Estimación de la resistencia de los elementos estructurales de la Institución Educativa Mariano Melgar aplicando la prueba del esclerómetro.	64
4.2. DISCUSIONES	95
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	97
5.1. Conclusiones.....	98
5.2. Recomendaciones.....	99
VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	101
VII. ANEXOS	106

Índice de tablas

Tabla 1	Niveles de movimiento sísmico.....	30
Tabla 2	Niveles recomendados de desempeños esperado	31
Tabla 3	Estado de Daño y niveles de Desempeño	33
Tabla 4	Niveles de desempeño Estructural según ASCE/SEI 41-17.....	33
Tabla 5	Niveles de desempeño No Estructural según ASCE/SEI 41-17.....	34
Tabla 6	Ubicación geográfica del proyecto	42
Tabla 7	Ubicación geográfica del proyecto	57
Tabla 8	Puntos del levantamiento topográfico	58
Tabla 9	Cuadro de Pendientes	59
Tabla 10	Ensayo DPL.....	61
Tabla 11	Datos de la capacidad portante	62
Tabla 12	Capacidad portante	63
Tabla 13	Estimación de la resistencia a la comprensión	64
Tabla 14	Resumen de parámetros de sismo en “X” e “Y”	65
Tabla 15	Espectro Sísmico de Aceleraciones.....	65
Tabla 16	Espectro Sísmico de Aceleraciones considerando el factor de amplificación topográfica.....	67
Tabla 17	Distorsiones elásticas para un sismo frecuente.....	70
Tabla 18	Distorsiones elásticas para un sismo ocasional	70
Tabla 19	Distorsiones elásticas para un sismo raro	70
Tabla 20	Distorsiones elásticas para un sismo muy raro.....	71
Tabla 21	Distorsiones elásticas para un sismo frecuente considerando el factor de amplificación topográfica.....	71
Tabla 22	Distorsiones elásticas para un sismo ocasional considerando el factor de amplificación topográfica.....	72
Tabla 23	Distorsiones elásticas para un sismo raro considerando el factor de amplificación topográfica.....	72
Tabla 24	Distorsiones elásticas para un sismo muy raro considerando el factor de amplificación topográfica.....	72
Tabla 25	Valores límite de distorsión de entrepiso para niveles de desempeño	73
Tabla 26	Comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para	

cada nivel de desempeño en dirección “X”	73
Tabla 27 Comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”	75
Tabla 28 Comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”	76
Tabla 29 Comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”	77
Tabla 30 Comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”	78
Tabla 31 Comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”	79
Tabla 32 Comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”	80
Tabla 33 Comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”	81
Tabla 34 Comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica	82
Tabla 35 Comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica	84
Tabla 36 Comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica	85
Tabla 37 Comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica	86
Tabla 38 Comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica	88
Tabla 39 Comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica	89

Tabla 40 Comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica.....	90
Tabla 41 Comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección Y considerando el factor de amplificación topográfica.....	91
Tabla 42 Porcentaje % de influencia de las derivas al considerar el factor de amplificación topográfica para un sismo frecuente.....	93
Tabla 43 Porcentaje % de influencia de las derivas al considerar el factor de amplificación topográfica para un sismo ocasional.....	94
Tabla 44 Porcentaje % de influencia de las derivas al considerar el factor de amplificación topográfica para un sismo raro	94
Tabla 45 Porcentaje % de influencia de las derivas al considerar el factor de amplificación topográfica para un sismo muy raro	94

Índice de figuras

Figura 1 Modelos de rótulas para el Método de integración: (a) Midpoint y (b) Endpoint	26
Figura 2 Desarrollo de rótulas plásticas en estados últimos de un pórtico.....	27
Figura 3 Idealización de la plasticidad en elementos viga-columna: (a) concentrada en los extremos, (b) distribuida en los extremos y (c) distribuida en todo el elemento.....	28
Figura 4 Esquema de plasticidad para el análisis de elementos	29
Figura 5 Criterios para efectos topográficos según código francés.....	37
Figura 6 Criterios del código italiano	37
Figura 7 Criterios del rigidez máxima y deformaciones	39
Figura 8 Criterios del rigidez máxima y rigidez secante	40
Figura 9 Ensayos In situ de penetración estándar	40
Figura 10 Características de la frecuencia.....	41
Figura 11 Selección de puntos de investigación	42
Figura 12 Selección de acuerdo al área techada.....	43
Figura 13 Selección de tamices para el primer método.....	44
Figura 14 Materiales para el empleo del contenido de humedad	45
Figura 15 Materiales para el empleo del límite líquido.....	46
Figura 16 Carta de plasticidad (1)	47
Figura 17 Carta de plasticidad (2)	48
Figura 18 Caída libre del Yunque de 10kg para el ensayo de DPL insitu.....	49
Figura 19 Ubicación de los tramos.....	57
Figura 20 Representación de porcentajes granulométricos.....	59
Figura 21 Representación los porcentajes de humedad.....	60
Figura 22 Representación de DPL.....	62
Figura 23 Estimación de la resistencia del concreto con el esclerómetro	64
Figura 24 Espectros según Nivel de Sismo	67
Figura 25 Espectros según Nivel de Sismo considerando el factor de amplificación topográfica.....	69
Figura 26 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”	74
Figura 27 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas	

límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”	75
Figura 28 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”	76
Figura 29 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”	77
Figura 30 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”	78
Figura 31 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”	79
Figura 32 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”	80
Figura 33 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”	81
Figura 34 Matriz de riesgo entre los niveles de desempeño sísmico y niveles de movimiento sísmico.....	82
Figura 35 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica	83
Figura 36 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica	84
Figura 37 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica	86
Figura 38 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica	87
Figura 39 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica	88
Figura 40 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica	89

Figura 41 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica	91
Figura 42 Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección Y considerando el factor de amplificación topográfica	92
Figura 43 Matriz de riesgo entre los niveles de desempeño sísmico y niveles de movimiento sísmico considerando el factor de amplificación topográfica	93

Índice de Anexos

ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA Y OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES ..	107
ANEXO 2: PLANO DE UBICACIÓN	111
ANEXO 3: PLANO DE DISTRIBUCIÓN	113
ANEXO 4: MEMORIA DE CÁLCULO	115
ANEXO 5: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	132
ANEXO 6 : PANEL FOTOGRÁFICO	149

RESUMEN

Esta investigación fue realizada en el Pabellón “A” de la I.E. Mariano Melgar ubicada en el P.J. San Pedro, el cual tiene una antigüedad aproximada de 10 años y tuvo como objetivo verificar si el desempeño estructural de la edificación se ve afectado al considerar la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, ya que el lugar en donde se realizó la investigación se encuentra en zona de laderas.

En primer lugar, se realizó un levantamiento topográfico desde la Bahía el Ferrol hasta la I.E. Mariano Melgar, para determinar el ángulo de inclinación entre estos dos puntos con respecto a la horizontal. Posteriormente, se evaluó que dicha pendiente se debía a irregularidades topográficas bidimensionales, por lo que en el análisis estático – dinámico de la edificación se consideró el factor de amplificación sísmica (S_t), cuyos parámetros se encuentran establecidos en los códigos y estándares internacionales de diseño sísmico.

Finalmente, del análisis estático – dinámico de la edificación, se realizó una comparativa entre los niveles de amenaza sísmica, los niveles de desempeño estructural de la edificación y la inclusión del factor de amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, de tal manera que se pueda evidenciar qué tanto afecta dicho factor en el desempeño de la edificación.

De los resultados obtenidos, se determinó que para cada nivel de amenaza sísmica (Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro) señalados en el Comité Visión 2000, los valores de las derivas de entrepisos obtenidos al considerar el factor de aceleración de la amplificación sísmica por efectos topográficos (1.2) de la normativa internacional UNE-EN 1998-4:2021-Eurocódigo 8, aumentan respecto a los valores de deriva que se obtuvieron al realizar el mismo análisis de la edificación utilizando la Norma Técnica Peruana E.030 – Diseño Sismorresistente. En consecuencia, los efectos de la amplificación topográfica-sísmica son considerables y aumentan a mayor pendiente del terreno, pues esta amplificación topográfica se comprueba con la respuesta sísmica del terreno en zonas de laderas y/o cerros, evidenciando que tiene un efecto directo y significativo en el comportamiento sismorresistente de las edificaciones.

Palabras Clave: desempeño estructural, aceleración sísmica, efectos topográficos.

ABSTRACT

This investigation was carried out in Pavilion “A” of the Mariano Melgar School located in P.J. San Pedro, which is approximately 10 years old and its objective was to verify if the structural performance of the building is affected when considering the amplification of the seismic acceleration due to topographic effects, since the place where the investigation was carried out is located in a hillside area.

First, a topographic survey was carried out from the Bahía el Ferrol to the Mariano Melgar School, to determine the angle of inclination between these two points with respect to the horizontal. Subsequently, it was evaluated that this slope was due to two-dimensional topographic irregularities, so the static-dynamic analysis of the building considered the seismic amplification factor (S_t), whose parameters are established in the international seismic design codes and standards.

Finally, from the static-dynamic analysis of the building, a comparison was made between the seismic hazard levels, the structural performance levels of the building and the inclusion of the seismic acceleration amplification factor due to topographic effects, in order to show how much this factor affects the performance of the building.

From the results obtained, it was determined that for each level of seismic hazard (Frequent, Occasional, Rare and Very Rare) indicated in the Vision 2000 Committee, the values of the drifts of mezzanine floors obtained by considering the acceleration factor of the seismic amplification by topographic effects (1.2) of the international standard UNE-EN 1998-4:2021-Eurocode 8, increase with respect to the drift values obtained by performing the same analysis of the building using the Peruvian Technical Standard E.030 - Seismic Resistant Design. Consequently, the effects of topographic-seismic amplification are considerable and increase the steeper the slope of the terrain, since this topographic amplification is verified with the seismic response of the terrain in hillside and/or hillside areas, showing that it has a direct and significant effect on the seismic-resistant behavior of the buildings.

Keywords: structural performance, seismic acceleration, topographic effects.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Descripción y formulación del problema

En la actualidad si revisamos nuestra Normativa vigente se puede observar que no se considera la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos como algún factor de diseño, e incluso son los pocos los estudios realizados respecto a este tema en el país.

Por otro lado, en el ámbito internacional, existen ya algunos autores que han enfocado sus investigaciones en este tema en particular, tal y como describe Celebi (1991) en su artículo el cual concluye que bajo ciertas condiciones tal como la topografía la energía sísmica es amplificada.

Asimismo, haciendo revisión de la Normativa Europea utilizada para realizar el diseño de alguna edificación, se puede identificar que, si se considera como factor de diseño la ampliación por efectos topográficos.

Ante esta realidad mostrada, la investigación es conveniente debido a que servirá como antecedente para una futura investigación de mayor envergadura en la que se pueda ya considerar y porque no incluir ya el valor de coeficiente de amplificación por efectos topográficos dentro de nuestra normativa

Ahora, bien sabemos que la I.E. Mariano Melgar N°88036, se encuentra ubicado en una zona de laderas, por lo que a ser una edificación de suma importancia resulta primordial hacernos la siguiente pregunta: *¿Cuál es el resultado de la verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos en la I.E. Mariano Melgar, Chimbote, Áncash - 2021?*

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

- Evaluar el desempeño estructural del pabellón “A” de la I.E Mariano Melgar, Chimbote, Áncash considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos.

1.2.2. Objetivos específicos

- Determinar los parámetros de diseño y características estructurales del Pabellón “A” de la I.E. Mariano Melgar.
- Verificar el desempeño estructural para cada nivel de amenaza sísmica del Pabellón “A” de la I.E. Mariano Melgar según el Comité Visión 2000, considerando el factor de aceleración sísmica por efectos topográficos.
- Determinar la influencia del factor de aceleración sísmica por efectos topográficos en el Pabellón “A” de la I.E. Mariano Melgar.

1.3. Formulación de la Hipótesis

La amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos influye en el desempeño estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar.

1.4. Justificación e importancia de la Investigación

La necesidad del proyecto de investigación, nace debido a la importancia que tienen las Instituciones Educativas, con el desarrollo académico del alumnado, por lo que las construcciones de estas instituciones en su mayoría se ven afectadas por diferentes factores que escapan de la vista humana, por lo que se requiere una serie de análisis para medir el comportamiento de estas infraestructuras y cómo reaccionan ante las cargas sísmicas, si bien las condiciones topográficas donde se ubica cualquier proyecto no resultan ser

favorables, puede convertirse en un peligro a largo plazo, es por ello que el proyecto se justifica mediante estudios ya estandarizados según normativas internacionales ya reglamentadas como son el caso de las normas europeas, entre las cuales tenemos (**EN-1998-2004 Eurocódigo 8**)- donde alberga a la normativa Italiana (**NTC, 2008/2018 – Italia**) y también la normativa japonesa llamada (**Norma técnica de Japón sociedad de construcción e ingeniería 1997– Japón**), debido a la falta de información que hay en nuestra norma E-030 sismo-resistente, se optó por complementar este estudio con información del ámbito internacional.

Asimismo, la importancia de la presente investigación radica en identificar la necesidad de la inclusión del factor de amplificación topográfica dentro de los parámetros de nuestra norma E-030, además también de corroborar de qué manera y cómo influye este factor al ser incluidos dentro de un análisis estático - dinámico.

Esta investigación puede servir como punto de partida para investigaciones futuras y adicionales, las cuales permitirán el desarrollo y la expansión de nuevas ideas en este rubro.

1.5. Limitaciones del trabajo

En el desarrollo de la presente investigación se obtuvieron las siguientes limitaciones:

- En primera instancia, se tenía como alternativa para la estimación de la resistencia del concreto, la extracción de testigos de concreto con equipo de diamantina, pero al no tener la autorización de las autoridades de la institución, se optó por realizar el Ensayo de Esclerometría.
- No se contaba con referencias bibliográficas locales ni nacionales que se asemejen al tema de la investigación, por lo que fue necesario recurrir a investigaciones internacionales.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedentes internacionales

Según, (Solans & Campaña, 2014), en su artículo titulado “*Consideraciones para evaluar la amplificación topográfica en 3 dimensiones*”, en la cual se realizó el estudio y evaluación de la ampliación topográfica en un cerro de 500 m de altura, situado en la región costera del norte de Chile, al ser sometido a tres sismos de distinto origen. Se concluyó que los valores de aceleración máximos obtenidos mediante el análisis dinámico realizados fueron en torno a un 50% de amplificación lo cual se encuentra dentro de la tendencia promedio propuesta por el Eurocode 2004 que es de 40% de amplificación, teniendo así cubierto el análisis por las estimaciones de la norma. Así mismo, se hace hincapié que el efecto puede influir en el diseño de las estructuras dependiendo de la magnitud de las obras involucradas, por lo que un mayor análisis y selección de varios registros sísmicos proporcionará una mejor estimación de los resultados.

Además, según (Silva, 2016) , en su tesis titulada “*Evaluación de efectos de ampliación topográfica debido a eventos sísmicos en las laderas de la Comuna 14 en la ciudad de Bucaramanga*”, en la cual se determinó la incidencia de los cambios topográficos en la respuesta sísmica de las laderas de la Comuna 14 en la ciudad de Bucaramanga mediante un comparativo de resultados obtenidos de modelos de respuesta bidimensional de propagación de ondas sísmicas con valores tipos de literatura internacional y a su vez se propuso una zonificación de respuesta, que se divide en 4 tipos: Zona 1, cerros, en la que se presentan los mayores efectos de amplificación topográfica debido a eventos sísmicos; Zona 2, laderas suelos residuales , en la que a pesar de poseer una alta pendiente los efectos de amplificación topografía serán moderados; Zona 3, quebrada, en donde se presentan efectos de atenuación de ondas sísmicas y por último Zona 4, contacto formación Bucaramanga, en donde los efectos de amplificación obedecen a efectos de sitio causados por el contraste de impedancia

entre los dos depósitos de suelo que conforman este sector, así mismo, los resultados obtenidos en el modelo Rayleigh para PLAXIS 2D trabaja bajo un factor de amortiguamiento constante, por lo que el trabajo de amortiguamiento es menor, lo que causa un mayor efecto de amplificación, eso suele ocurrir cuando las relaciones espectrales del sismo obtenido mediante PLAXIS 2D son valores mayores a los obtenidos por QUAD4M, por otro lado, para estimar los valores del periodo fundamental respecto a la magnitud de los efectos de amplificación, se obtuvieron en el programa QUAD4M, para Ts del perfil 1 fue de 1.23seg, mientras para el perfil 2 fue de 1.19seg, por lo que en relación a los perfiles estratigráficos se determinó que las capas de los datos de la velocidad de propagación de ondas de corte sea menor, por lo que se requiere que el periodo de vibración sea alto.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

Según, **(Reyes & Leyva, 2018)**, en su tesis titulada: **“Evaluación de efectos de amplificación topográfica del suelo debidos a la respuesta sísmica en laderas de las urbanizaciones Shancayán y Nueva Esperanza de la ciudad de Huaraz en el año 2018”** el estudio fue realizado en las laderas de las urbanizaciones Shancayán y Nueva Esperanza de la ciudad de Huaraz, donde se evaluó la respuesta sísmica del terreno en una zona de laderas, las cuales presentan condiciones desfavorables para la cimentación de los edificios, por lo que se realizó un análisis bidimensional por elementos finitos (2D), obteniendo una mayor amplificación topográfica en zonas con pendientes mayores a 25° y en zonas con pendientes entre 15° a 25 ° se obtuvo un grado medio de amplificación topográfica, llegando a la conclusión que los efectos de la amplificación topográficas son mayores mientras mayor sea la pendiente del terreno.

Según, **(Vergara & Giribaldi, 2015)**. En su artículo titulado: **“Amplificación topográfica y geológica: estudios de casos e implicaciones de ingeniería”** tuvo como base de estudio la cuantificación de la amplificación topográfica de sismos(terremotos) pasados, en la que

se concluyó que bajo ciertas condiciones tales como lugares sísmicos con alta densidad poblacional, la energía sísmica es amplificada por la topografía, pero para realizar la cuantificación de esta no se ha desarrollado aun algún método en específico. Sin embargo, hay pautas con las cuales se trata de obtener un valor aproximado, en donde se hace realiza una comparativa entre bandas de frecuencia de amplificación, aunque los datos muestran una gran varianza entre ellas, se demuestra que las variaciones más significativas en la amplificación son debidas a la estratificación de una cresta.

2.2. Marco Conceptual

2.2.1. Modelos de plasticidad

Resulta necesario el uso de un modelo para idealizar las estructuras y sus componentes para que puedan adaptarse a ciertos análisis y diseños. En decir, el modelo se basará en el tipo de respuestas o análisis que se desea llevar a cabo, y aunque el patrón sea simple, no se puede utilizar el mismo para varios casos porque, a medida que aumenta la complejidad del análisis, se obtienen mejores resultados en cada ocasión (Romero, 2020).

Modelos con plasticidad concentrada

Según (Martínez & Narváez, 2019) en estructuras sismo resistentes, se utilizan modelos de plasticidad concentrada que asumen un comportamiento no lineal en los extremos de los elementos donde se ubican las rótulas, asignándoles sus propiedades mecánicas obtenidas de un análisis estructural. Sin embargo, cuando se utiliza en el análisis de columnas, surgen algunos problemas debido a que estos elementos tienen un impacto significativo en la carga axial, además de los momentos flectores representados en el diagrama de interacción. Para resolver el problema, se pueden calibrar las cargas mediante ensayos experimentales; estos ensayos deben ser extremadamente precisos porque cualquier cambio significativo puede alterar el estado de la carga cambiando la curva de capacidad.

Asimismo, según Romero (2020), la aparición de rótulas plásticas es utilizada para evaluar la presencia de daños en la estructura en su rango inelástico durante la acción de cargas sísmicas. Este parámetro se define como la articulación producida en una sección de un elemento estructural cuando ya sobrepasa su rango elástico y puede girar libremente. Además, en esta situación, la parte ya no puede soportar más carga, lo que provoca un mecanismo de falla una vez que la parte más resistente llega al estado plástico. Por lo tanto, se podría decir que el tiempo que lleva alcanzar el mecanismo aumenta con el número de apoyos o secciones que tiene el elemento o estructura. El modelo presentado debe evaluar el rango límite de desarrollo de las etiquetas en función de su desempeño estructural. Por lo tanto, es fundamental definir sus características. Este modelo afirma que las regiones en los extremos de los elementos representan el comportamiento no lineal, que se expresa como una porción de su longitud total. De esta manera, en un elemento se establecen tres tramos, los correspondientes a las rótulas y el restante, en un rango lineal elástico.

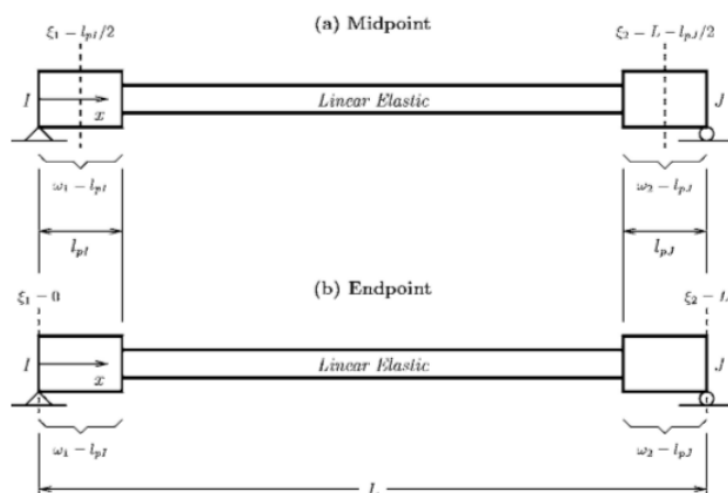
Los elementos basados en fuerzas y en desplazamientos son los dos tipos que se pueden utilizar para obtener esta respuesta:

- En el primer caso, no se consideran sólidos rígidos y sus fuerzas cumplen las ecuaciones de equilibrio incluso en el rango inelástico. Sus propiedades cambian a lo largo de su longitud y se relacionan con los desplazamientos a través de los puntos de integración.
- En el segundo caso, los desplazamientos se calculan a través de todo el elemento, lo que implica la necesidad de condiciones de contorno, lo que requeriría un análisis más complejo. Como resultado, se prefiere utilizar el primer tipo de elemento y existen varias formas de obtenerlo. El comportamiento de endurecimiento aumenta los puntos de integración y proporciona una sola solución, mientras que el comportamiento de ablandamiento proporciona múltiples soluciones para un solo punto de integración.

La integración de rótulas plásticas se basa en tres principios fundamentales: ubicar secciones plásticas con el momento flector máximo, integrar ecuaciones polinómicas para encontrar soluciones precisas a distribuciones lineales e integrar las deformaciones de secciones simples en regiones plásticas. Para resumir, las técnicas de integración que cumplan con los requisitos expresan la deformación por ablandamiento solo hasta la longitud de las etiquetas. El método Midpoint estableció un punto de integración para las rótulas plásticas en el centro de las regiones plásticas; sin embargo, no podía expresar los momentos máximos en los extremos y solo podía expresar ecuaciones lineales para las deformaciones. Como resultado, ubicamos el método Endpoint en los extremos de las áreas, como se muestra en la Figura 1. Sin embargo, persistía el problema de la distribución de deformaciones. El método Gauss - Radau se introdujo porque ninguno de los dos métodos cumplía con los criterios mencionados anteriormente. Este método se modificó más tarde para satisfacer los criterios establecidos (Scott & Fenves, 2006). De esta manera, se puede representar un análisis en cualquier condición de carga. Se concluye que una longitud de $0.15L$ es una aproximación razonable para representar dicho análisis.

Figura 1

Modelos de rótulas para el Método de integración: (a) Midpoint y (b) Endpoint

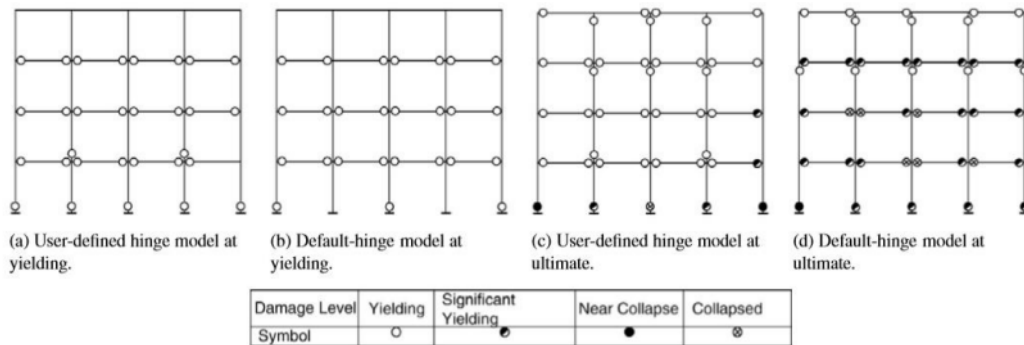


Nota: Tomado del libro Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements. Journal of Structural Engineering, Scott & Fenves, 2006.

La formación de rótulas comienza con su aparición en las vigas, luego en las columnas del primer nivel y continúa hasta el último nivel. Dado que una falla en las vigas solo causaría una falla local y no afectaría a toda la estructura, se sigue el concepto de columna fuerte y viga débil. La formación de rótulas en un pórtico para diferentes niveles de daño sometido a un análisis pushover se muestra en la Figura 2.

Figura 2

Desarrollo de rótulas plásticas en estados últimos de un pórtico



Nota: Tomado del libro *Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements. Journal of Structural Engineering*, Scott & Fenves, 2006.

2.2.1.1. Modelos con Plasticidad Distribuida

Para estudiar el comportamiento no lineal de los elementos componentes de una estructura a lo largo de toda su longitud, los modelos de plasticidad distribuida son muy útiles. Por lo tanto, es un modelo que mejor refleja la respuesta de un elemento al identificar la inelasticidad en toda su longitud. Como resultado, se introducen puntos de integración que pueden calcular la inelasticidad de sus secciones como una relación momento-curva.

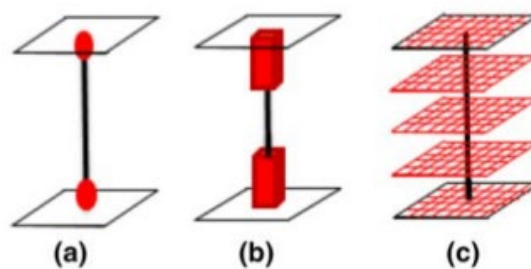
Lo ideal sería identificar algunos puntos efectivos en los elementos, pero no es un objetivo fácil; el aumento de estos puntos no implica que se puedan obtener mejores resultados, sino que se incrementan datos innecesariamente. Según los resultados de algunos ensayos experimentales, 4 o 5 puntos en elementos se asimilan más a los resultados numéricos (Fedak, 2012). Además, permiten la formación de rótulas en cualquier lugar a lo largo de un

elemento en lugar de solo en los extremos como en el modelo concentrado, aunque suele ocurrir de esta manera (Zendaoui et al 2016). La estructura se discretiza para que todos sus componentes tengan el comportamiento de un modelo concentrado, cada uno de los cuales debe estar formado por una sola sección inelástica (Flores, 2003). Esta sección puede ser representada mediante fibras o mediante flexión de una sección axial con otra. La discretización de fibras paralelas a la sección de un elemento o la teoría de la plasticidad pueden ayudar a desarrollar su comportamiento constitutivo (Narea, 2011).

La figura 3a muestra un elemento común de plasticidad concentrada con longitud cero en los extremos, asimismo, la figura 3b muestra el caso mencionado en el que la plasticidad distribuida ocurre en una longitud plástica específica. Sin embargo, a nivel del elemento, esta longitud no es suficiente para representar aproximadamente el 10% del total en ambos extremos, por lo que se considera concentrada. De manera similar, la Figura 3(c) muestra la plasticidad distribuida a través de secciones de fibra en los puntos de integración.

Figura 3

Idealización de la plasticidad en elementos viga-columna: (a) concentrada en los extremos, (b) distribuida en los extremos y (c) distribuida en todo el elemento

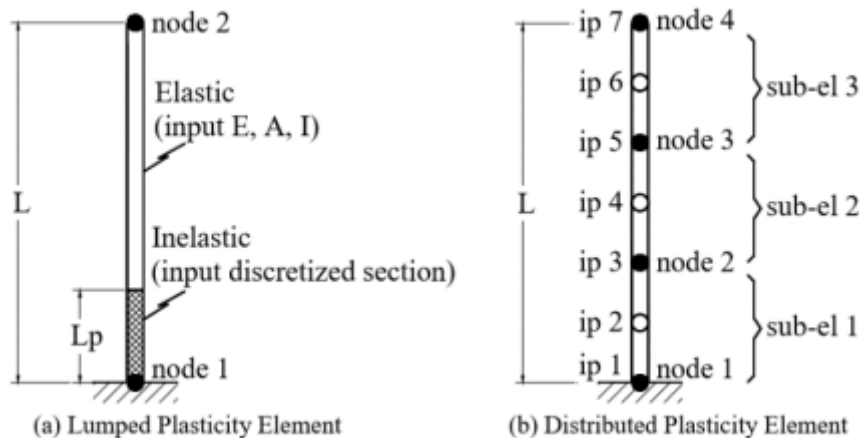


Nota: Tomado de la publicación Comparison of different numerical models of RC elements for predicting the seismic performance of structures, Zendaoui, 2016.

La plasticidad concentrada, como ya se había mencionado, se divide en dos partes distintas: una elástica con sus características físicas y otra inelástica discretizada en fibras o en una relación momento-rotación. En otras palabras, se puede utilizar una porción de fibra en un

modelo concentrado, pero solo para su parte inelástica, como se muestra en la figura 4a. Por el contrario, la plasticidad distribuida se representa dividiendo el elemento en subelementos y puntos de integración para que se pueda observar el comportamiento de cada parte individual. La Figura 4b muestra un ejemplo en el que hay tres subelementos con tres puntos de integración cada uno (Fedak, 2012).

Figura 4
Esquema de plasticidad para el análisis de elementos



Nota: Tomado de la publicación *Evaluation of plastic hinge models and inelastic analysis tools for performancebased seismic design of RC bridge columns*, Fedak, 2012

2.2.2. Niveles de amenaza sísmica

Para Lloclle (2021), la ubicación de la estructura en relación con las fallas geológicas existentes, las características geológicas regionales y del sitio deben tenerse en cuenta para evaluar los niveles de amenaza sísmica. La magnitud del sismo, la distancia del epicentro hacia la edificación y la dirección de la transmisión hacia la falla son factores que pueden afectar el desempeño esperado de la estructura. Los movimientos en el terreno dependerán de los parámetros mencionados. Al procesar nuevos proyectos o evaluar una estructura existente, se deben considerar todos estos elementos.

2.2.2.1. Propuesta del ASCE/SEI 41-17

Los diversos tipos de objetivos de desempeño se basan en cinco niveles de amenaza sísmica

establecidos por ASCE/SEI 41-17.

- Evento sísmico con 50% de probabilidad de ocurrir en 50 años y un período de retorno de 72 años. Es decir, equivale al sismo ocasional sugerido por el Comité Visión 2000.
- BSE-1E: Evento sísmico con una probabilidad del 20% de ocurrir en 50 años y un periodo de retorno de 225 años.
- BSE-2E: Evento sísmico con una probabilidad del 5 % de ocurrir en 50 años y un periodo de retorno de 975 años.
- BSE-1N: Corresponde a 2/3 del BSE-2N. Representa el sismo de diseño que se especifica en ASCE 7. Es un sismo con una probabilidad del 10 % de ocurrir en 50 años y un periodo de retorno de 475 años. Es el equivalente al sismo raro propuesto por el Comité Visión 2000.
- BSE-2N: Corresponde al sismo de mayor riesgo (MCER), que es 1.5 veces el sismo de diseño descrito en la sección 11.4 del estándar ASCE 7-16. Se puede considerar que corresponde a un sismo con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años y un periodo de retorno promedio de 2475 años.

2.2.2.2. Propuesta del Comité VISION 2000

El Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) estableció cuatro niveles diferentes de amenaza sísmica. La siguiente tabla muestra los cuatro niveles de movimiento sísmico clasificados según los siguientes criterios:

Tabla 1
Niveles de movimiento sísmico

Nivel del Movimiento Sísmico	Periodo medio de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia (p,t)
Frecuente	43 años	50% en 30 años de vida
Ocasional	72 años	50% en 50 años de vida
Raro	475 años	10% en 50 años de vida

– **OPERATIVIDAD COMPLETA**

Para Cahuana & Quispe (2015), se refiere al nivel de desempeño en el que la edificación no sufrió daños. La edificación sigue siendo completamente segura para la ocupación. Todo el contenido y los servicios de la edificación siguen siendo útiles y accesibles. La reparación generalmente no es necesaria.

– **OPERATIVIDAD**

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en elementos estructurales. Aunque los daños en elementos no estructurales y contenido pueden afectar parcialmente algunas funciones, el daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación, que debe permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del sismo. En general, se requieren algunas reparaciones menores (Cahuana & Quispe, 2015).

– **PROTECCIÓN DE VIDA**

Nivel de desempeño en el que los elementos estructurales, no estructurales y el contenido de la edificación sufren daños moderados, disminuyendo la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema, las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente necesita reparaciones significativas (Cahuana & Quispe, 2015).

– **CERCA AL COLPADO**

Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema está comprometiendo la estabilidad de la estructura y se acerca el colapso estructural. Interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones pueden no ser técnicamente

o financieramente viables (Lloclle, 2021).

Tabla 3
Estado de Daño y niveles de Desempeño

Estado de daño	Nivel de desempeño	Características principales
Insignificante	Operatividad Completa	Daño nulo o despreciable tanto estructural como no estructural. Después del sismo, las instalaciones continúan brindando servicios y funciones.
Ligero	Operatividad	Daños mínimos. Las instalaciones esenciales permanecen en funcionamiento, mientras que las no esenciales pueden experimentar interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Protección de Vida	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero sigue siendo estable. Seguridad del personal. Algunos componentes no estructurales pueden sufrir daños.
Severo	Cerca al Colapso	Daño estructural severo, se encuentra cerca del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes en peligro.
Total	Colapso	Colapso estructural

Nota: Tomado de *Comité Visión 2000*, SEAOC, 1995.

2.2.3.2. CÓDIGO ASCE/SEI 41- 17

Los seis niveles de desempeño estructural y cinco niveles de desempeño no estructural se enumeran en el Código ASCE/SEI 41-17.

Tabla 4
Niveles de desempeño Estructural según ASCE/SEI 41-17

Nivel de desempeño estructural	Descripción de los daños
Ocupación Inmediata (S-1)	Se conoce como el estado de daño posterior al terremoto en el que una estructura mantiene su resistencia y rigidez previas al terremoto y es segura para ser ocupada.

Control de Daños (S-2)	Se define como un estado de daño posterior al terremoto que se encuentra entre el Nivel de Desempeño Estructural de Ocupación Inmediata (S-1) y el Nivel de Desempeño Estructural de Seguridad Humana (S-3).
Seguridad de vida (S-3)	Se conoce como el estado de daño posterior al terremoto en el que una estructura tiene partes dañados, pero sigue siendo resistente al colapso parcial o total.
Seguridad Limitada (S-4)	El rango continuo de estados de daño entre los niveles de desempeño estructural de seguridad humana (S-3) y prevención de colapsos (S-5).
Prevención de colapso (S-5)	Se conoce como el estado de daño posterior al terremoto en el que una estructura sufre daños y continúa soportando cargas de gravedad, pero no está protegida del colapso.
No considerado ((S-6)	El Nivel de Desempeño Estructural No Considerado (S-6) se aplica cuando una evaluación o modernización no aborde la estructura.

Nota: Tomado de ASCE/SEI 41-17, 2017.

Tabla 5

Niveles de desempeño No Estructural según ASCE/SEI 41-17

Nivel de desempeño no estructural	Descripción de los daños
Operacional (N-A)	Es el estado de daño posterior al terremoto en el que los componentes no estructurales pueden realizar las funciones que realizaban antes del terremoto.
Retención de posición (N-B)	Es el estado de daño posterior al terremoto en el que los componentes no estructurales pueden dañarse hasta el punto de que no pueden funcionar de inmediato. Si la energía y los servicios públicos están disponibles, los sistemas de acceso al edificio y de seguridad humana, como puertas, escaleras, ascensores, iluminación de emergencia, alarmas contra incendios y sistemas de extinción de incendios, generalmente permanecerán operativos.
Seguridad de vida (N-C)	Es el estado de daño posterior al terremoto en el que los componentes no estructurales pueden

	dañarse, pero el daño resultante no representa una amenaza para la seguridad de vida.
Riesgo Reducido (N-D)	Se definirá como el estado de daño posterior al terremoto en el que los componentes no estructurales están dañados y pueden crear peligros de caída que podrían poner en peligro la vida de muchas personas.
No Considerados (N-E)	El nivel de desempeño no estructural no considerado (N-E) se utiliza cuando una evaluación o modernización no aborda todos los componentes no estructurales a uno de los niveles de las secciones anteriores.

Nota: Tomado de *ASCE/SEI 41-17*, 2017.

2.2.4. Fundamentos de códigos internacionales de amplificación sísmica producida por efectos topográficos

2.2.4.1. Normativa Chilena

Con respecto al código chileno basado en él (DS61-Chile, NCH 433, 2012), tampoco muestra mucha evidencia en cuanto a los problemas de amplificación producida por los efectos topográficos, más si menciona unos pequeños detalles topográficos y de estratigrafía horizontal, la cual es un indicio de que los terrenos que llegan a presentar problemas de amplificación quedan fuera de la clasificación dinámica.

2.2.4.2. Normativa Colombiana

Según lo establecido por el código (NSR-10 Colombia, 2010), hace mención que aquellos terrenos que muestren un perfil geotécnico con pendientes menores al 10%, no presentan efectos topográficos determinantes según la exploración en la zona de estudio, además estos pueden representarse mediante modelos de respuesta dinámica mediante ensayos y configuraciones 2D y 3D.

2.2.4.3. Criterios establecidos por los códigos internacionales

Respecto a algunos códigos y normativas mencionadas anteriormente, se pudo evidenciar la falta de información respecto a los terrenos que sufren estos efectos topográficos por lo que

queda como gran interrogante de este estudio, desde cuanto de pendiente y altura se podría considerar estos efectos de amplificación topográfica en el terreno, ante la poca información que se tiene respecto al tema, se pudo ver que solo algunos países cuentan con criterios de amplificación ante efectos topográficos entre los cuales tenemos los siguientes códigos:

2.2.4.4.EN – 1998 - 2018 Eurocódigo 8

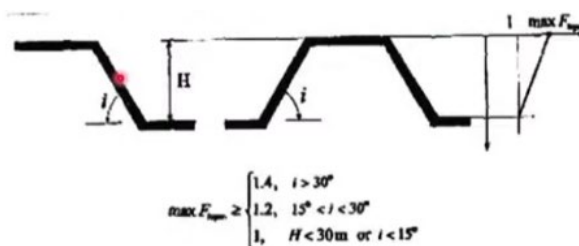
El Eurocódigo proporciona algunos factores de amplificación sísmica utilizada en la verificación de la estabilidad de los taludes del terreno. Estos denominados factores ST (Factor de Amplificación topográfica), se consideran en primera instancia independientes del periodo fundamental de vibración y, se multiplica como un factor de escala constante de las ordenadas del espectro de respuesta de diseño elástico.

Dichos factores de amplificación deberían aplicarse preferentemente cuando las pendientes pertenezcan a irregularidades topográficas bidimensionales, tales como crestas y acantilados de una altura superior a unos 30m.

Para ángulos de inclinación menores a 15° , los efectos de la topografía se pueden despreciar, mientras que se recomienda un estudio específico en el caso de una topografía local fuertemente irregular. Para ángulos de inclinación mayores, se aplica las siguientes pautas:

- a) Acantilados y taludes aislados: Se debe usar un valor de $St \geq 1.2$ para sitios cerca del borde superior.
- b) Crestas con un ancho de cresta significate menor que el ancho de la base: Se debe usar un valor $St \geq 1.4$ cerca de la superior de las pendientes para ángulos de inclinación superiores a 30° y un valor de $St \geq 1.2$, para ángulos de inclinación más pequeños.
- c) Presencia de una capa superficial suelta: En presencia de una capa superficial suelta, el valor de St más pequeño dado en los dos ítems anteriores.

Figura 5
Criterios para efectos topográficos según código francés



an extra 20% increase is anticipated when a surface "soft" layer with thickness more than 5m is present

Nota. Tomado de *EN-1998*, 2004.

2.2.4.5. Norma técnica para la construcción, NTC, 2008/2018 – Italia

Por lo tanto, según la norma técnica italiana toma los mismos criterios del código francés, considerando que los efectos topográficos de la amplificación se originan cuando el ángulo de inclinación es mayor a 15°, tomando como efectos de la amplificación topográficas los coeficientes de 1.2 y 1.4.

Figura 6
Criterios del código italiano

Category	Features of topography	Location of buildings	S_T
T1	plane surface, slope or isolated relief with $i \leq 15^\circ$	/	1.0
T2	slope with $i > 15^\circ$	top of the relief	1.2
T3	width of the crest < width of the base, $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	crest of the relief	1.2
T4	width of the crest < width of the base, $i > 30^\circ$	crest of the relief	1.4

Nota. Tomado de *Norma Técnica para la construcción NTC*, 2008, 2018.

2.2.4.6. Norma técnica de Japón sociedad de construcción e ingeniería 1997– Japón

La normativa técnica japonesa define que no se requiere un estudio por efectos topográficos cuando:

- La pendiente del terreno es menor a 15°
- Cuando la altura es menor a 4m respecto al escalón de la ladera
- La estructura debe ser 6 veces la altura

2.2.4.7. Instrumentos para sistemas de observación sísmica

– Instrumentos para campo lejano y cercano

Son aquellos que están encargados de registrar los movimientos sísmicos, producidos por las ondas de choques, en efecto estos pueden llegar a ocasionar daños debido a efectos sísmicos, además a través de la ingeniería sísmica se conocerán los espectros de respuesta de acuerdo al sismo-historia registrado en la zona de estudio.

2.2.5. Peligro sísmico

– Fuentes sismogénicas

Según (Curasma, 2015) en el Perú se han identificado 20 fuentes sismogénicas, por lo que presentan ciertas características tectónicas debido a la actividad sísmica, los volúmenes geográficos de los territorios de nuestro país tienen similitudes geológicas, geofísicas y sísmicas, por lo tanto la evaluación de la fuente sismogénicas es fundamental para determinar el peligro sísmico del lugar o la zona donde se requiera construir.

– Sismicidad

(Montani, 1994). El Perú es uno de los países que años anteriores sufrió eventos sísmicos de considerable magnitud, desde los primeros registros tomados en el año 1960 hasta el 2012, se originaron mortales pérdidas en cuanto a materiales como de vidas humanas, debido al comportamiento que presenta el suelo este puede generar el desplome completo de la estructura.

2.2.6. Factores que intervienen en la respuesta sísmica del lugar

2.2.6.1. Propiedades del material

Por otro lado (Perez, 2017) menciona que los factores de las propiedades del material influyen en la respuesta sísmica de la edificación, considerando la geometría y los espesores del material, para ello se debe evaluar el comportamiento de esfuerzo y deformaciones del material cargado cíclicamente, en los cuales se podría utilizar los

siguientes modelos:

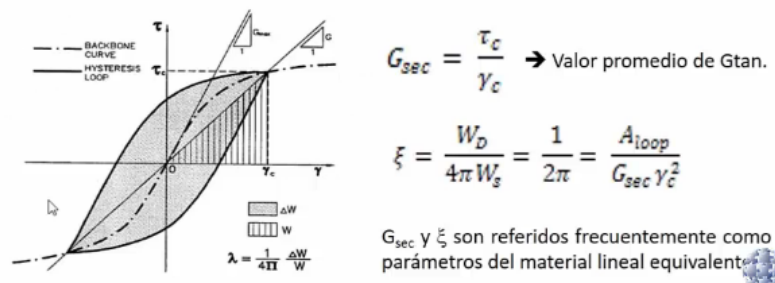
a) Modelo lineal equivalentes

Es ocasionado cuando el suelo se carga cíclicamente y sufre un proceso de histéresis, lo que hace mención que sufrirá un lazo de carga y descarga.

Aspecto de la curva de histéresis:

- Inclinación de la curva: Rigidez del suelo: G_{tan}
- Abertura de la curva: Capacidad de disipación de energía

Figura 7
Criterios del rigidez máxima y deformaciones



Nota. Tomado de *Norma Técnica para la construcción NTC, 2008, 2018.*

Donde el valor para pequeñas deformaciones se le llamará $G_{m\acute{a}x}$ (valor de módulo de corte del suelo), además las mayores deformaciones solo se usarán bajo la condición de G_{sec} , que sería el valor promedio del comportamiento general del proceso de histéresis, por lo tanto, el módulo G_{sec} también relacionaría los esfuerzos cíclicos que se general sobre el suelo respecto a la deformación unitaria.

$$G_{sec} = \frac{\tau}{\gamma_c}$$

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_s} = \frac{1}{2\pi} = \frac{A_{ioop}}{G_{sec} \gamma_c^2} \longrightarrow \text{Valor promedio}$$

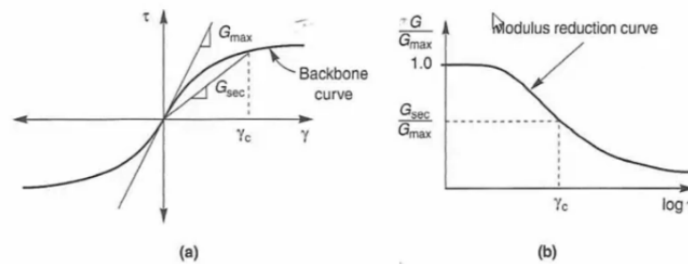
Donde: G_{sec} y ξ son parámetros del material lineal equivalente

b) Modelos lineales equivalentes Modulo de corte (G)

El elemento de corte de suelo G_{sec} varia con la amplitud de deformación por corte cíclica,

este responde a amplitudes de baja deformación a medida que el elemento secante aumenta.

Figura 8
Criterios del rigidez máxima y rigidez secante

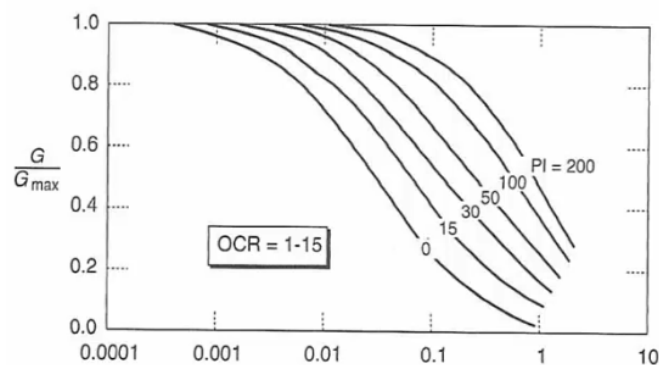


Nota. Tomado de *Norma Técnica para la construcción NTC, 2008, 2018.*

Además, debido a que la mayoría de pruebas o ensayos geofísicos, inducen a deformaciones por corte inferior a 0.0003%, por lo que las velocidades de propagación de ondas de corte pueden llegar a calcular un valor aproximado para el G_{\max} , donde este valor está representado por la densidad del sitio y la velocidad de propagación de ondas de corte, realizando ensayos sísmicos que involucren a la refracción sísmica y el ensayo de penetración estándar mediante el SPT, estos datos se pueden correlacionar para determinar el G_{\max} .

En función del punto máximo se produce el efecto de gradación a medida que la deformación va aumentando, por lo tanto, según la Figura 5 la curva representa el módulo del grano fino con diferente módulo de elasticidad.

Figura 9
Ensayos In situ de penetración estándar



2.2.6.2. Análisis de respuesta en el terreno

Con estos análisis se va a predecir los movimientos del terreno, construyendo espectros de respuesta a partir para el diseño, considerando los esfuerzos y deformaciones dinámicas producidas por el sismo.

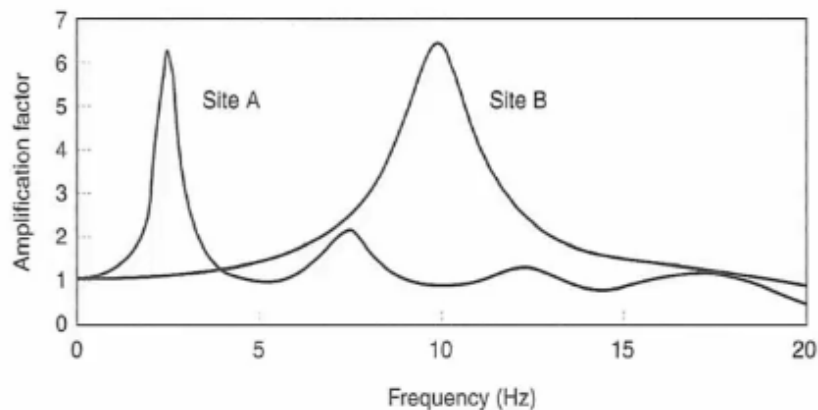
2.2.6.3. Topografía del terreno

Es un factor determinante para determinar las condiciones topográficas producidas por efectos topográfico, donde este factor de amplificación estará influenciado por las pendientes del lugar y cotas.

2.2.6.4. Características de los movimientos de entrada y salida

Está relacionado en función de la frecuencia en cuanto al movimiento de entrada del sitio, por lo que hacer un análisis en el dominio de la frecuencia es lo que no va a permitir conocer el por qué se producen fenómenos de amplificación en diferentes sitios para bajo una misma condición o en igual sitio para diferentes condiciones geotécnicas.

Figura 10
Características de la frecuencia



– Influencia del tipo de suelo en la amplificación sísmica

Los análisis unidimensionales presentados de acuerdo a la respuesta o comportamiento del suelo pueden llegar a presentar algunas características como material uniforme, capas horizontales, desplazamientos y propagación de ondas tipo S, estas producen una

amplificación lisa las cuales son consideradas como amplificaciones no tan suaves.

2.2.7. Fundamentos de relacionados a los estudios de mecánica de suelos para fines de cimentaciones.

2.2.7.1. Descripción de la zona de estudio

Para el presente proyecto se encuentra ubicado en el PP. JJ. San Pedro.

Tabla 6
Ubicación geográfica del proyecto

Ubicación Geográfica	
Departamento	Áncash
Provincia	Santa
Distrito	Chimbote
Coordenadas	N:89940837 E:773297.70
Área	3250 m ²
Altitud	79 m.s.n.m.

2.2.7.2. Selección de puntos de investigación

Para el proceso se seleccionó el número de punto a investigar según la norma técnica E.050 Suelos y Cimentaciones, especifica que el número de calicatas deber ser no menor a 3 según lo especificado en el siguiente cuadro.

Figura 11
Selección de puntos de investigación

DESCRIPCIÓN	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS * (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	III	III	III	II
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	III	III	II	I
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	II	I	---	---
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	I	---	---	---
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	I	I	I	I
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	II	I	I	I
- Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura	> 9 m de altura		
		II	I		
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA		III			
INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS.		IV			

Nota. Tomado de Norma E.050 suelos y cimentaciones, 2020

Figura 12
Selección de acuerdo al área techada

NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACION	
Tipo de edificación u obra (Tabla 1)	Número de puntos de exploración (n)
I	uno por cada 225 m2 de área techada del primer piso
II	uno por cada 450 m2 de área techada del primer piso
III	uno por cada 900 m2 de área techada del primer piso*
IV	uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada hectárea de terreno por habilitar

Nota. Tomado de *Norma E.050 suelos y cimentaciones, 2020*

De acuerdo al área techada según el tipo de edificación se selecciona un total de 3 puntos de investigación según lo mostrado en la Figura 12.

– **Ensayo de granulometría según ASTM D 422**

Para denominar el tipo de suelo que presenta la zona de estudio, se identifica mediante el proceso de gradación el tamaño de partículas según los representado por los siguientes tamices:

- Los materiales finos: Son todos aquellos materiales que pasan por el tamiz #200.
- Las arenas: Esta denominado por el total del material menos parte restante de los fino y gravas.
- Las gravas: Es todo material de suelo retenido en el tamiz #4

Proceso de ensayo de granulometría

- Secado de la muestra que llega a laboratorio
- Cuarteo de la muestra
- Se selecciona la cantidad de material según el tamaño de partículas
- Pesado de la muestra según el tamaño de partículas
- Tamizado del material según los tamices estandarizado por ASTM D-422
- Selección de los porcentajes de finos, gravas y arenas según el tamizado.

Figura 13

Selección de tamices para el primer método

TAMICES	ABERTURA (mm)
3"	75,000
2"	50,800
1 1/2"	38,100
1"	25,400
3/4"	19,000
3/8"	9,500
Nº 4	4,760
Nº 10	2,000
Nº 20	0,840
Nº 40	0,425
Nº 60	0,260
Nº 140	0,106
Nº 200	0,075

Nota. Tomado de *Manual de ensayos de materiales*, 2016.

– **Ensayo de contenido de humedad según ASTM D 2216**

Este ensayo determina la humedad natural suelo, en otras palabras, este presenta un grado de saturación bajo o elevado, la humedad natural del agua identifica la cantidad de agua que hay en un suelo parcialmente saturado y si este podría compactarse si es que el contenido de agua es el apropiado.

El proceso más adecuado para determinar el contenido de humedad es el siguiente:

- Llevar la muestra dentro de bolsas herméticas para no dejar escapar la humedad
- Seleccionar 100 gr de muestra y pesarla
- Llevar la muestra al horno de secado a una temperatura controlada a $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$
- Pesar la muestra seca
- Realizar el proceso de cálculo para el contenido de humedad

Figura 14
Materiales para el empleo del contenido de humedad



– **Ensayo de límites de consistencia ASTM D 4318**

Este ensayo determina el índice de plasticidad de un material, por lo general este ensayo es aplicable para arcillas, mas no para arenas debido que no cumple con las condiciones tanto para el límite líquido como el límite plástico.

Consideraciones para límite líquido y límite plástico:

- Cuando se selecciona 3 puntos para el ensayo, el cual está sometido para el primer punto de 15 a 25, mientras para el segundo de 25 a 30 y el tercer punto de 30 a 40 golpes, caso que no cumpla como puede ser la arena simplemente aplica rechazo.
- Para el tema de plasticidad, si el material no tiene tanto fino y no se puede formar las rodajas, por no ser manipulable, también aplica rechazo, debido que el material puede ser simplemente arena, ya que las arcillas son manipulables y forman las rodajas de 8mm.

– **Proceso para ensayo de límite líquido**

Dicho en el párrafo anterior al aplicarse los 3 puntos para obtener, la gráfica a los 25 golpes, esta dibuja una ecuación de recta determinando la ecuación para el límite líquido.

Figura 15
Materiales para el empleo del límite líquido



– **Proceso para ensayo de límite plástico**

Una vez que se llega a manipular la muestra a rodajas de un espesor de 8 a 12mm, se calcula el contenido de humedad, para luego promediarse ambas para así obtener el límite plástico.

– Paso para el ensayo de límite plástico

– Se separa el material por el tamiz N#40

– Se lleva a secar la muestra durante 24 horas

– Se calcula los contenidos de humedad promedio para límite plástico

– **Para el método SUCS**

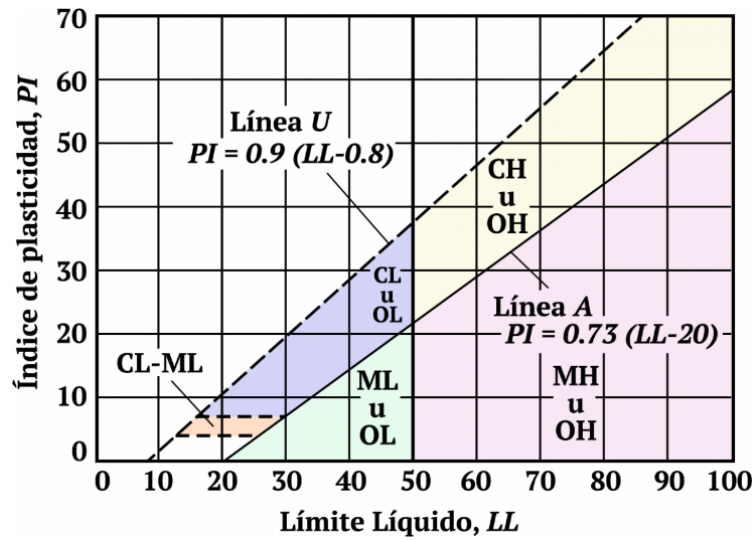
Este método de clasificación SUCS por lo general está determinado bajo las siguientes condiciones entre las cuales tenemos:

a) Cuando el porcentaje de finos es menor al 5% se va a clasificar al suelo con los coeficientes de curvatura y uniformidad.

b) Cuando el porcentaje de finos se encuentra entre el 5% y el 12% se aplica el método de la doble simbología en lo que respecta el suelo.

c) Cuando el porcentaje de fino o material pasante por el tamiz#200 es mayor al 12%, se selecciona de forma directa la carta de plasticidad.

Figura 16
Carta de plasticidad (1)



Nota. Tomada de *Fundamento de la Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, 2015*

Condición para material de clase SP o GP:

- Para grava: Cuando el coeficiente de uniformidad es mayor o igual a 4 y el coeficiente de curvatura se encuentra entre 1 y 3, es bien gradada, si no cumple es un material pobremente gradado.
- Para arena: Cuando el coeficiente de uniformidad es mayor o igual a 6 y el coeficiente de curvatura se encuentra entre 1 y 4, es bien gradada, si no cumple es un material pobremente gradado.
- **Para el método AASHTO**

Para la condición del método AASHTO la relación del tamaño de partículas de la muestra.

Figura 17
Carta de plasticidad (2)

Clasificación general	Suelos granulosos 35% máximo que pasa por tamiz de 0.08 mm							Suelos finos más de 35% pasa por el tamiz de 0.08 mm				
	A1		A3	A2				A4	A5	A6	A7	
	A1-a	A1-b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7				A7-5	A7-6
Análisis granulométrico												
% que pasa por el tamiz de:												
2 mm	máx. 50		min. 50									
0.5 mm	máx. 30	máx. 50	máx. 10	máx. 35	Máx. 35	máx. 35	máx. 35	min. 35	min. 35	min. 35	min. 35	min. 35
0.08 mm	máx. 15	máx. 25										
Límites Atterberg				máx. 40	min. 40	máx. 40	min. 40	máx. 40	máx. 40	máx. 40	min. 40	min. 40
límite de líquido				máx. 10	máx. 10	min. 10	min. 10	máx. 10	máx. 10	min. 10	min. 10	min. 10
índice de plasticidad	máx. 6	máx. 6									IP < LL-30	IP < LL-30
Índice de grupo	0	0	0	0	0	máx. 4	máx. 4	máx. 8	máx. 12	máx. 16	máx. 20	máx. 20
Tipo de material	Piedras, gravas y arena		Arena Fina	Gravas y arenas limosas o arcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Estimación general del suelo como subrasante	De excedente a bueno							De pasable a malo				

Nota. Tomada de *Fundamento de la Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das, 2015*

– **Índice de grupo**

Para obtener el índice de grupo según la clasificación AASHTO, este dato está relacionado con el límite líquido y el límite plástico, lo cual está basado en la siguiente fórmula:

$$IG = (F - 35)(0.2 + 0.005(LL - 40)) + 0.01(F - 15)(PI - 10)$$

F= porcentaje de material pasante por el tamiz #200

LL= límite líquido

PI= Índice plástico

– **Condiciones para evaluar el índice del grupo**

- El valor obtenido no puede llegar hacer negativo caso contrario simplemente se considera 0.
- Siempre se considera un valor entero mas no decimales.
- Por lo general el índice de grupo para un material predominante en arena que puede ser A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-4 y A-3 por lo general su IG siempre suele ser 0.

– **Ensayo de auscultación DPL DIN 4094 NTP 339.159**

Este ensayo conocido como prueba de dinámica ligera, determina la capacidad de carga al suelo, mediante la perforación de varillas de acero a cada 10 cm, esta prueba de ensayo cabe solo aplica para arenas de clasificación SP, mas no aplica para otra clase de material (Arias & Castañeda, 2019).

El proceso del ensayo de penetración de dinámica ligera es el siguiente:

- Colocación de las varillas de acero de 1m de longitud.
- Colocación del yunque de 10kg.
- Deja caer el yunque de acero a una altura de 50 cm.
- Hundir la varilla de acero a cada 10cm.
- Apuntar el número de golpes por cada 10cm de hundimiento de la varilla de acero.

Figura 18

Caída libre del Yunque de 10kg para el ensayo de DPL insitu



III. METODOLOGÍA

3.1. Enfoque de la investigación

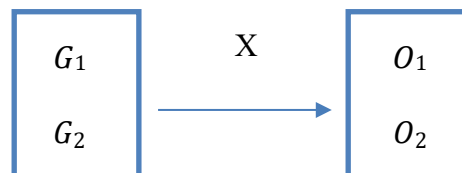
Es de enfoque **cuantitativo** aplicada, según Hernández (2016) este enfoque utiliza la recolección de datos para probar la hipótesis, siendo este el caso de la investigación ya que se buscó verificar el desempeño estructural para del Pabellón “A” de la I.E. Mariano Melgar considerando el factor de aceleración sísmica por efectos topográficos, para lo cual se emplearon una serie de métodos para conseguir resultados numéricamente comparables para verificar la hipótesis propuesta.

3.2. Alcance de la investigación

La investigación presentó un alcance **Explicativo**, según Hernández (2016) la investigación explicativa es la que busca establecer las causas de los fenómenos investigados, teniendo en cuenta lo antes mencionado la presente investigación trató de conocer las causas que han determinado los niveles de desempeño estructural para el Pabellón “A” de la I.E. Mariano Melgar considerando

3.3. Diseño de investigación

La investigación presentó un diseño **cuasi – experimental**, según Hernández (2016) en este tipo de diseño se manipulan deliberadamente, al menos, una variable independiente, pero en estos los grupos ya están conformados, es decir no se asignan al azar.



G_1 y G_2 : Grupos de prueba

X : Verificación del desempeño estructural

O_1 y O_2 : Resultados

3.4. Población y Muestra

3.4.1. Población

Para (Rojas, 2019). La población en su totalidad, está conformado por una serie de grupos que asimilan la totalidad de este conjunto ya sea de personas, animales u objetos. La población de estudio estuvo constituida por la institución Educativa “Mariano Melgar” ubicada en el PP. JJ. San Pedro.

3.4.2. Muestra

De acuerdo a Hernández (2016) es conocida como al conjunto de los subgrupos, estos pueden estar integrados por personas u objetos, para posteriormente ser analizados obteniendo resultados según ya sea peso, edad o lo que se requiera saber según sus características físicas.

Para la presente investigación se utilizó un muestreo no probabilístico por conveniencia, el cual fue el Pabellón “A” de la I.E. Mariano Melgar, tomando en consideración que dicho Pabellón cuenta con una antigüedad máxima de 10 años de construcción y debió ser diseñada y construida con los parámetros de diseño relativamente actuales, a comparación de los demás pabellones que tienen una antigüedad aproximada de 50 años.

3.5. Operacionalización de variables de estudio

3.5.1. Variables

- **Variable independiente:** Pabellón “A” de la I.E. Mariano Melgar
- **Variable dependiente:** Desempeño estructural.

3.5.2. Definición conceptual

- **Variable independiente:** Construcción estable, hecha con materiales resistentes, para ser habitada o para otros usos (Real Academia Española, s.f.)

- **Variable dependiente:** El desempeño estructural se describe como la habilidad de la estructura o edificación para soportar un movimiento sísmico, teniendo como condición a continuidad del servicio de la edificación después de haberse sometido al sismo (Botas & Espinosa, 2013).

3.5.3. Definición operacional

- **Variable independiente:** Determinar las propiedades de los materiales (Resistencia del concreto), propiedades de la zona (estudios de mecánica de suelos, capacidad portante y pendiente de terreno), reuniendo la información necesaria para obtener los parámetros de diseño de la edificación.
- **Variable dependiente:** Determinación de los niveles de desempeño sísmico que producirán los distintos niveles de amenaza sísmica considerando el factor de amplificación topográfica del Pabellón “A de la I.E. Mariano Melgar, realizando un modelamiento y evaluación en un programa especializado en estructuras mediante un análisis estático dinámico, obteniendo los valores de deriva para cada nivel de amenaza sísmica.

3.5.4. Dimensiones

Para la Variable Independiente:

- Levantamiento Topográfico.
- Estudio de Mecánica de Suelos.
- Resistencia a la comprensión del concreto.

Para la Variable dependiente:

- Análisis estático y dinámico
- Influencia de la amplificación sísmica por efectos topográficos.

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.6.1. Técnicas de recolección de datos

- Ensayos de Laboratorio
- Modelamiento y simulación de respuesta sísmica de la edificación.

3.6.2. Instrumentos de recolección de datos

Para los ensayos de laboratorio se han utilizado los siguientes instrumentos:

- Formato de ensayo de granulometría ASTM D 422
- Formato de ensayo de contenido de humedad ASTM D 2216
- Formato de ensayo de límites de consistencia ASTM D 4318
- Formato de esclerómetro ASTM C-805
- Formato de penetración de dinámica ligera DPL (Auscultación) NTP 339.159

Para el modelamiento y simulación de respuesta sísmica de la edificación se han utilizado los siguientes instrumentos:

- Microsoft Excel
- Programa Especializado en Estructuras

3.7. Técnicas de análisis de resultados

Para el análisis de datos empleados y obtenidos en nuestras tesis, se utilizaron los siguientes métodos:

- **Tablas**

Los cuales permiten una presentación precisa de los datos, así como también facilita los análisis detallados y revisiones exhaustivas, además de ser útiles para realizar las comparaciones específicas y detalladas.

- **Gráficos**

Los cuales facilitan la identificación de datos de una manera más comprensible y visualmente atractiva.

– **Diagrama de barras**

Los cuales permiten representar datos categóricos, permitiendo una comparación clara entre diferentes grupos o categorías.

– **Programa especializado en estructuras**

El cual se utiliza para el modelado, análisis estructural, análisis estático y dinámico con elementos de barras, placas, muros, láminas o sólidos que se elabora con el objeto de analizar su comportamiento estructural.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. RESULTADOS

4.1.1. Determinar los parámetros de diseño y características estructurales del Pabellón “A” de la I.E. Mariano Melgar

4.1.1.1. Levantamiento topográfico para la evaluación del factor de amplificación sísmica por efectos topográficos en la I.E. Mariano Melgar

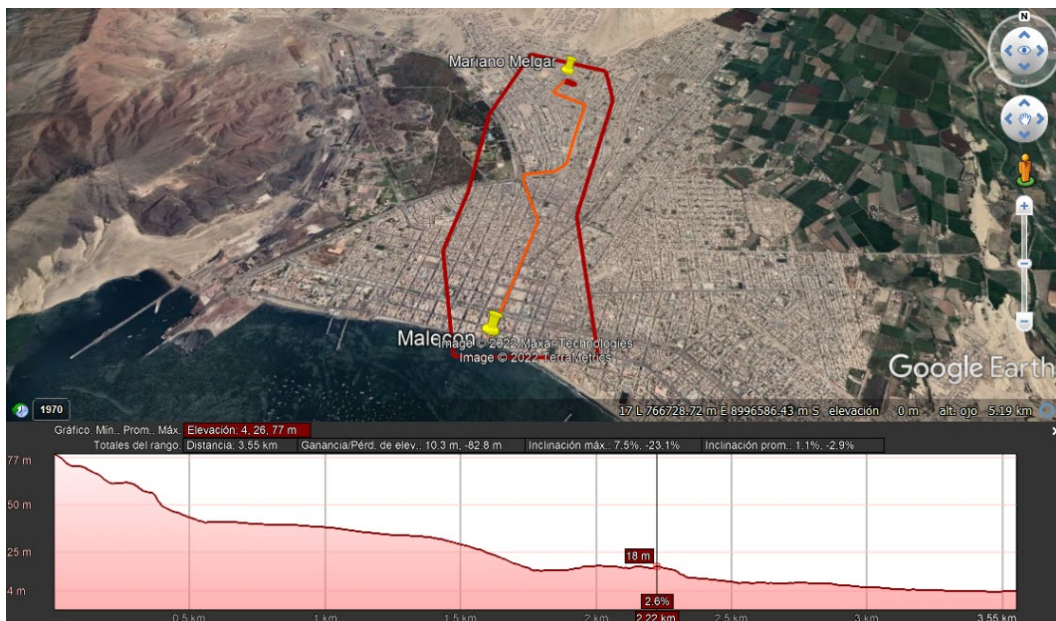
Descripción de la zona de estudio

La ubicación de la Institución Mariano Melgar se encuentra en la intersección del Pasaje Uranio con la Calle Brasil en el Pueblo Joven San Pedro.

Tabla 7
Ubicación geográfica del proyecto

UBICACIÓN DEL PROYECTO	
Lugar	Pueblo Joven San Pedro
Departamento	Áncash
Provincia	Santa
Distrito	Chimbote
Área de la Institución Educativa	4600 m ²

Figura 19
Ubicación de los tramos



Análisis e Interpretación: En la Figura se puede apreciar el punto más alto según los parámetros de sitios ubicados geográficamente.

Tabla 8
Puntos del levantamiento topográfico

PUNTO	ESTE	NORTE	COTA
1	765440	8998567	78
2	765434	8998541	76
3	765530	8998477	69
4	765541	8998495	69
5	765664	8998413	47
6	765616	8998212	43
7	765521	8997839	43
8	765457	8997522	41
9	765419	8997410	40
10	765310	8997310	32
11	765060	8997290	17
18	765127	8998987	92
19	764753	8998081	15
20	764607	8997076	11
21	764445	8996438	13
22	764582	8995453	0
23	765583	8995432	10
24	765485	8996804	20
25	765656	8997454	50
26	765872	8998272	32
27	765834	8998710	45
28	765127	8998987	92
12	765055	8997200	18
13	765158	8996840	19
14	765179	8996745	16
15	765149	8996651	14
16	765001	8996176	11
17	764813	8995581	8

Análisis e Interpretación: En la presente tabla se puede apreciar el registro de los puntos tomados en campos que abarca desde la Institución Educativa Mariano Melgar hasta el punto más bajo que se encuentra ubicado en la Bahía el Ferrol.

Tabla 9
Cuadro de Pendientes

Tramo	Pendiente Máxima
0+389	23.1 %

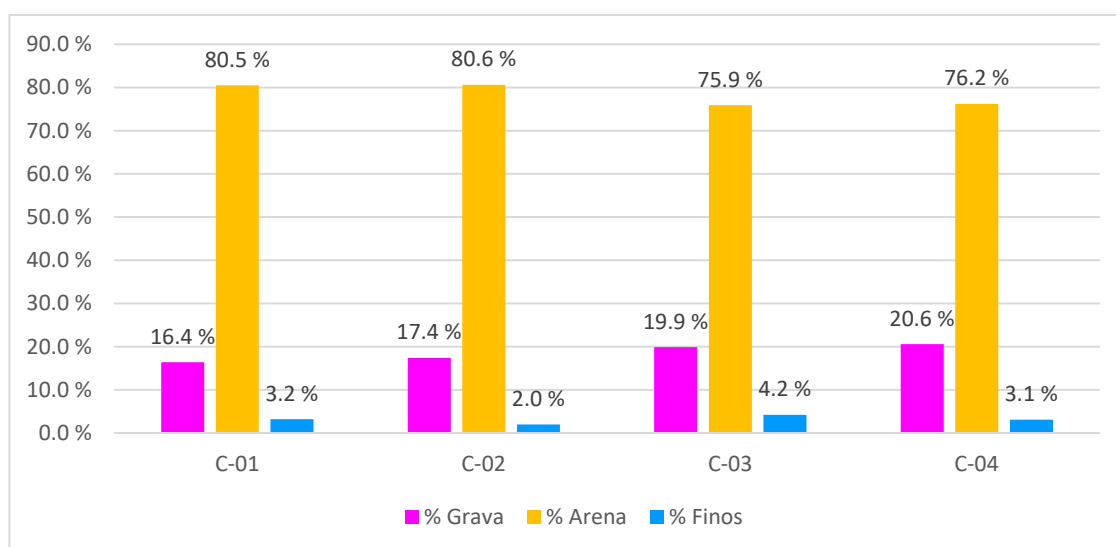
Análisis e Interpretación: Según los tramos evaluados se puede apreciar que la pendiente de mayor caída se encuentra en la progresiva 0+389 por lo que la pendiente fue de 23.1%, por lo que, podemos concluir que el sitio si presenta problemas de amplificación según la aceleración producida por efectos topográficos por lo tanto el análisis se realizara tomando en consideración el factor de amplificación de la aceleración sísmica propuesta por el EUROCODE de 1.2.

4.1.1.2. Estudio de mecánica de suelos en la I.E. Mariano Melgar, Chimbote, Áncash.

4.1.1.2.1 Comportamiento físico del suelo – Análisis Granulométrico ASTM D 422

Para el comportamiento físico del suelo se determinó el análisis granulométrico clasificando al material según el tamaño de sus partículas.

Figura 20
Representación de porcentajes granulométricos



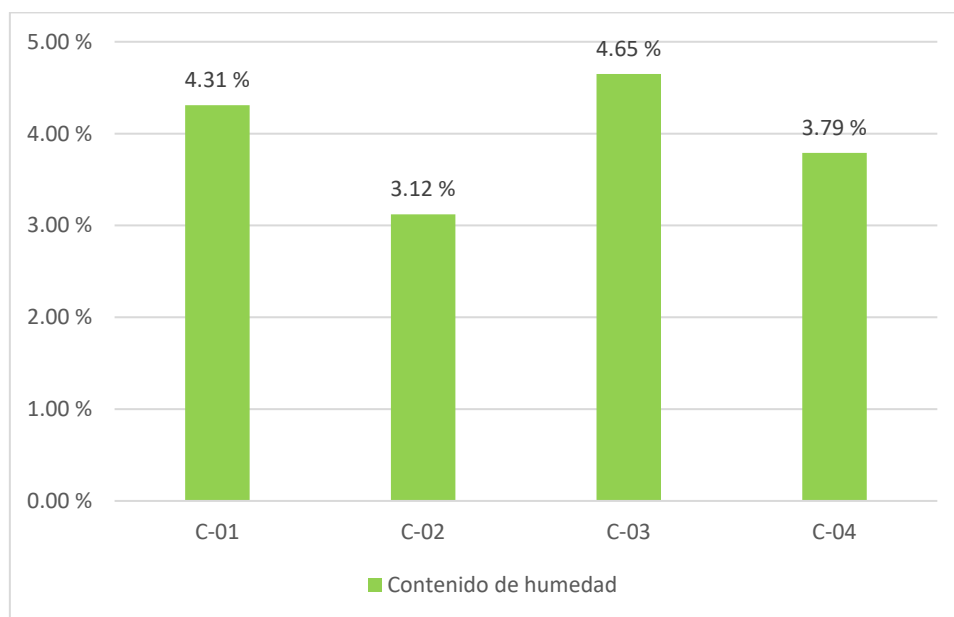
Análisis e Interpretación: De la figura mostrada se puede observar que para las 4 muestras analizadas el % de grava, arena y finos fue de 16.4, 80.5 y 3.2, mientras para C-02 fue de 17.4, 80.6 y 2, mientras para C-03 fue de 19.9, 80.6 y 4.2 y por último para C-04 fue de 20.6,

76.2 y de 3.1.

4.1.1.2.2 Comportamiento físico del suelo – Contenido de humedad ASTM D 2216

Para este ensayo se determinó el porcentaje de agua contenido en la muestra parcialmente saturada, donde cuyo proceso es el secado del material a una temperatura controlada durante 24 horas.

Figura 21
Representación los porcentajes de humedad



Análisis e Interpretación: De la figura mostrada se puede observar que para las 4 muestras analizadas el porcentaje de humedad fue de 4.31%, 3.12%, 4.65% y del 3.79%.

4.1.1.2.3. Comportamiento físico del suelo – límites de consistencia ASTM D 4318

Se optó por no realizarse debido que el ensayo correspondiente solo se aplica para materiales plásticos como la arcilla y limos, por lo que el proceso no se realizó, ya que el suelo a estudiar pertenece a las arenas de clasificación SP.

Tabla 10
Clasificación según SUSCS y AASHTO

Calicatas	SUCS	ASHHTO
C-01	SP	A-1-b(0)
C-02	SP	A-1-b(0)
C-03	SP	A-1-b(0)
C-04	SP	A-1-b(0)

Análisis e Interpretación: Como se puede apreciar en la tabla el material fue arena pobremente gradada con grava, por lo que según AASHTO presento características de A-1-b (0).

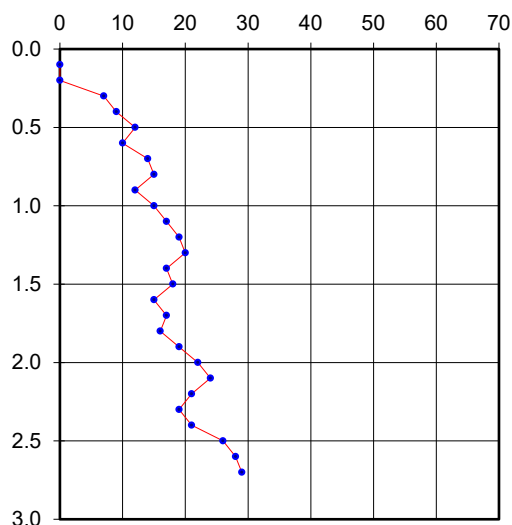
4.1.1.3. Ensayo de penetración dinámica ligera (DPL) en la I.E. Mariano Melgar, Chimbote, Áncash.

Se procedió a evaluar el ensayo cada 10 cm de profundidad, por lo que se procedió a realizar la conversión de n (dpl) a N (spt), tal y como se muestra en la Tabla.

Tabla 10
Ensayo DPL

Profundidad	N (dpl)	N (SPT)	Ø
0.5	12	13	31.1
1.0	15	18	34.0
1.5	18	16	32.9
2	22	21	35.5

Figura 22
Representación de DPL



Análisis e Interpretación: Como se puede apreciar en la tabla a cada profundidad se evaluó el ángulo de fricción de cada “n” de campo in situ, por lo que se al profundizar hasta 1.50 m se determinó un ángulo de fricción de 32.9°.

Tabla 11
Datos de la capacidad portante

DATOS PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE		
Ángulo de Fricción Interna (ϕ)	32.9	grados
Cohesión (c)	0.00	kg/cm ²
Tipo de falla por corte	Local	
Ángulo de Fricción Interna corregido (ϕ_c)	23.3	grados
Cohesión corregida (c) _c	0.00	kg/cm ²
Peso Unitario de Sobre Carga (γ_1)	1.72	gr/cm ³
Peso Unitario del Suelo de Cimentación (γ_2)	1.72	gr/cm ³
Relación Ancho / Largo (B/L)	1.00	(1.0 si es circular o cuadrada)
Ancho (diámetro) Inicial de la Cimentación	1.50	m
Incremento de base (Δb)	0.50	m
Cota de Terreno bajo piso terminado	0.00	m
Profundidad de Desplante (Df)	1.50	m (0.0 si es indeterminado)
Incremento de profundidad (ΔDf)	0.50	m
Posición del Nivel Freático (N.F.)	50.0	m (50m si no presenta)
Inclinación de la carga	0.0	grados
Factor de Seguridad (F.S. asume 3.0)	3.00	
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	SP	
Cimentación sugerida	Zapata Cuadrada	

Análisis e Interpretación: Como se puede apreciar en la tabla, se muestra el ángulo de fricción obtenido en el ensayo de DPL que fue de 32.9, a su vez se puede apreciar que no hubo presencia de nivel freático, por lo que se le considero como 50, además como el material fue arena pobremente graduada la cohesión del material fue 0.

4.1.1.3.1. Cálculo de la capacidad portante del suelo

Tabla 12
Capacidad portante

COTA RELATIVA	DESPLANTE Df (m)	ANCHO B (m)	FACTORES POR N.F.		q _d (kg/cm ²)	q _{adm} (kg/cm ²)	Detalle
			W	W'			
-1.50	1.50	1.5	1.00	1.00	3.71	1.24	Zapata Cuadrada
-1.50	1.50	2.0	1.00	1.00	3.84	1.28	
-1.50	1.50	2.5	1.00	1.00	3.97	1.32	
-2.00	2.00	1.5	1.00	1.00	4.81	1.60	
-2.00	2.00	2.0	1.00	1.00	4.94	1.65	
-2.00	2.00	2.5	1.00	1.00	5.08	1.69	
-2.50	2.50	1.5	1.00	1.00	5.91	1.97	
-2.50	2.50	2.0	1.00	1.00	6.05	2.02	
-2.50	2.50	2.5	1.00	1.00	6.18	2.06	
-3.00	3.00	1.5	1.00	1.00	7.02	2.34	
-3.00	3.00	2.0	1.00	1.00	7.15	2.38	
-3.00	3.00	2.5	1.00	1.00	7.28	2.43	
-3.50	3.50	1.5	1.00	1.00	8.12	2.71	
-3.50	3.50	2.0	1.00	1.00	8.25	2.75	
-3.50	3.50	2.5	1.00	1.00	8.38	2.79	

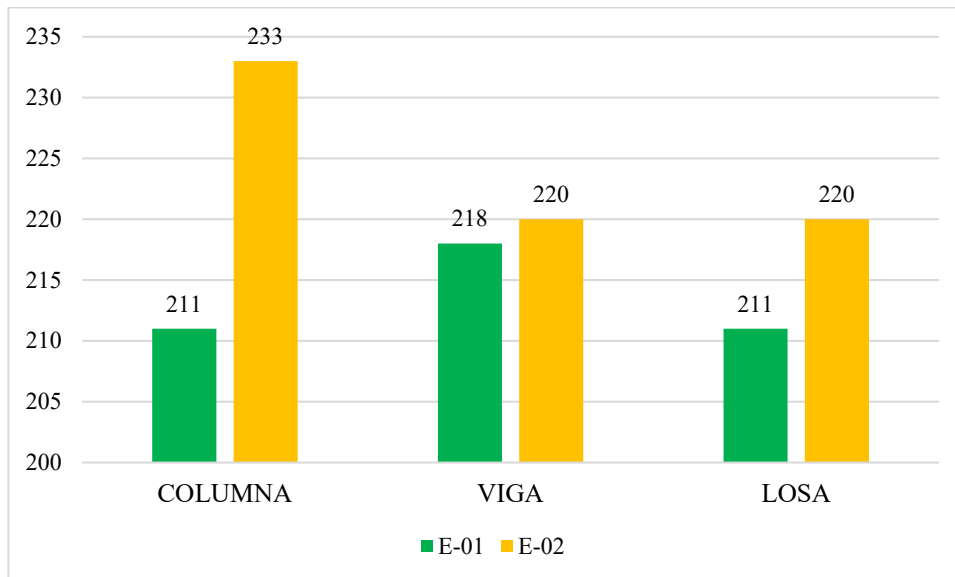
Análisis e Interpretación: Como se puede apreciar la capacidad portante fue de 1.24 kg/cm² con un ancho de zapata de 1.50 m.

4.1.1.4. Estimación de la resistencia de los elementos estructurales de la Institución Educativa Mariano Melgar aplicando la prueba del esclerómetro.

Tabla 13
Estimación de la resistencia a la compresión

ESTIMACIÓN DEL CONCRETO				
ELEMENTOS	E-01		E-02	
COLUMNA	211	Aceptado	233	Aceptado
VIGA	218	Aceptado	220	Aceptado
LOSA	211	Aceptado	220	Aceptado

Figura 23
Estimación de la resistencia del concreto con el esclerómetro



Análisis e Interpretación: Según los resultados obtenidos a los 3 elementos evaluados, columnas, vigas y losa de entrepiso, se obtuvo lo siguiente: Para la evaluación de columna se obtuvo una resistencia del concreto de 211 y 218 kg/cm², mientras para viga se obtuvo una estimación de 218 y 220 kg/cm² y para losa aligerada fue de 211 y 220 kg/cm².

4.1.2. Verificación del desempeño estructural para cada nivel de amenaza sísmica del Pabellón “A” de la I.E. Mariano Melgar según el Comité Visión 2000, considerando el factor de aceleración sísmica por efectos topográficos.

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

Al asignar el empotramiento en la base, se designaron los modos de la edificación, por lo que para el cálculo se obtuvo la siguiente información modal.

Tabla 14
Resumen de parámetros de sismo en “X” e “Y”

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
TX=	0.113	TY=	0.120
Z=	0.45	Z=	0.45
U=	1.5	U=	1.5
S=	1.10	S=	1.10
TP=	1.00	TP=	1.00
TL=	1.60	TL=	1.60
C=	2.50	C=	2.50
R=Ro*Ia*Ip	2.7	R=Ro*Ia*Ip	2.7
Ia=	1	Ia=	1
Ip=	0.9	Ip=	0.9
Cx/Rx>0.11	0.926	Cx/Rx>0.11	0.926
PESO=	1510.54	PESO=	1510.54
Vx=ZUCxS/Rx	0.6875	Vy=ZUCxS/Rx	0.6875
VEX=	1038.50	VEY=	1038.50

Análisis e Interpretación: Se observa que la fuerza cortante en la base fue de 1038.50 ton.

ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

SISMO EN “X” e “Y”

Tabla 15
Espectro Sísmico de Aceleraciones

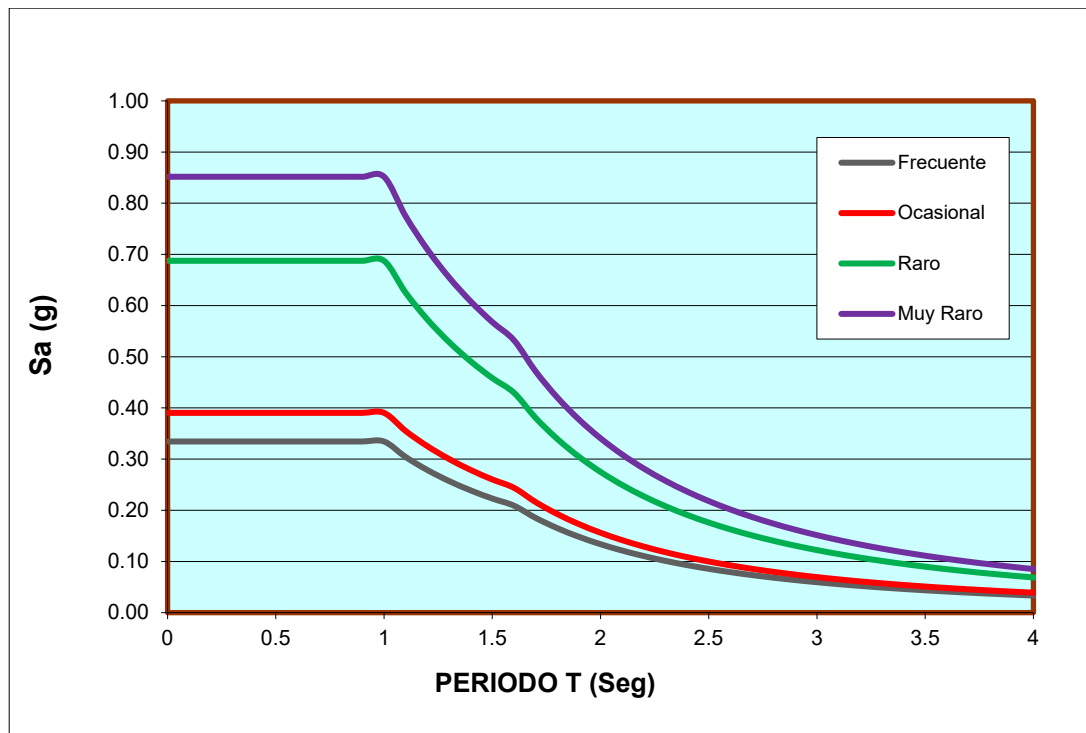
T	C	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
		Sa/(g)	Sa/(g)	Sa/(g)	Sa/(g)
0	2.5	0.334430	0.390359	0.687500	0.851719
0.1	2.5	0.334430	0.390359	0.687500	0.851719
0.2	2.5	0.334430	0.390359	0.687500	0.851719
0.3	2.5	0.334430	0.390359	0.687500	0.851719
0.4	2.5	0.334430	0.390359	0.687500	0.851719

0.5	2.5	0.334430	0.390359	0.687500	0.851719
0.6	2.5	0.334430	0.390359	0.687500	0.851719
0.7	2.5	0.334430	0.390359	0.687500	0.851719
0.8	2.5	0.334430	0.390359	0.687500	0.851719
0.9	2.5	0.334430	0.390359	0.687500	0.851719
1	2.5	0.334430	0.390359	0.687500	0.851719
1.1	2.272727	0.304027	0.354872	0.625000	0.774290
1.2	2.083333	0.278692	0.325299	0.572917	0.709766
1.3	1.923077	0.257254	0.300276	0.528846	0.655168
1.4	1.785714	0.238879	0.278828	0.491071	0.608370
1.5	1.666667	0.222953	0.260239	0.458333	0.567812
1.6	1.562500	0.209019	0.243974	0.429688	0.532324
1.7	1.384083	0.185152	0.216116	0.380623	0.471540
1.8	1.234568	0.165151	0.192770	0.339506	0.420602
1.9	1.108033	0.148224	0.173012	0.304709	0.377493
2	1	0.133772	0.156144	0.275000	0.340687
2.1	0.907029	0.121335	0.141627	0.249433	0.309014
2.2	0.826446	0.110555	0.129044	0.227273	0.281560
2.3	0.756144	0.101151	0.118067	0.207940	0.257609
2.4	0.694444	0.092897	0.108433	0.190972	0.236589
2.5	0.640000	0.085614	0.099932	0.176000	0.218040
2.6	0.591716	0.079155	0.092393	0.162722	0.201590
2.7	0.548697	0.073400	0.085676	0.150892	0.186934
2.8	0.510204	0.068251	0.079665	0.140306	0.173820
2.9	0.475624	0.063625	0.074266	0.130797	0.162039
3	0.444444	0.059454	0.069397	0.122222	0.151417
3.1	0.416233	0.055680	0.064992	0.114464	0.141805
3.2	0.390625	0.052255	0.060994	0.107422	0.133081
3.3	0.367309	0.049136	0.057353	0.101010	0.125138
3.4	0.346021	0.046288	0.054029	0.095156	0.117885
3.5	0.326531	0.043681	0.050986	0.089796	0.111245
3.6	0.308642	0.041288	0.048192	0.084877	0.105150
3.7	0.292184	0.039086	0.045623	0.080351	0.099543
3.8	0.277008	0.037056	0.043253	0.076177	0.094373
3.9	0.262985	0.035180	0.041063	0.072321	0.089596
4	0.250000	0.033443	0.039036	0.068750	0.085172
4.1	0.237954	0.031832	0.037155	0.065437	0.081068
4.2	0.226757	0.030334	0.035407	0.062358	0.077253
4.3	0.216333	0.028939	0.033779	0.059492	0.073702
4.4	0.206612	0.027639	0.032261	0.056818	0.070390
4.5	0.197531	0.026424	0.030843	0.054321	0.067296
4.6	0.189036	0.025288	0.029517	0.051985	0.064402
4.7	0.181077	0.024223	0.028274	0.049796	0.061691
4.8	0.173611	0.023224	0.027108	0.047743	0.059147

4.9	0.166597	0.022286	0.026013	0.045814	0.056758
5	0.160000	0.021404	0.024983	0.044000	0.054510

Análisis e Interpretación: En la tabla se observan los valores de pseudo - aceleración obtenidos para cada nivel de amenaza sísmica y que servirán para la creación de los espectros de demanda.

Figura 24
Espectros según Nivel de Sismo



Análisis e Interpretación: En la figura se observa los espectros de demanda creados a partir de los valores de pseudo - aceleración obtenidos para cada nivel de amenaza sísmica.

Tabla 16
Espectro Sísmico de Aceleraciones considerando el factor de amplificación topográfica

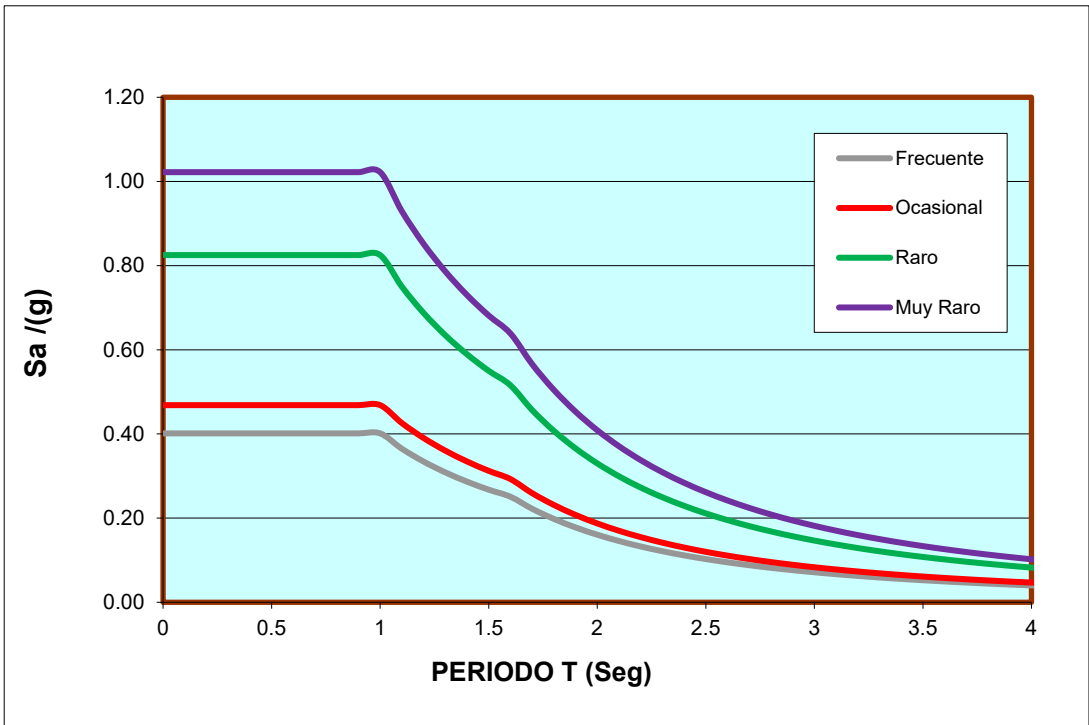
		Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
T	C	Sa/(g)	Sa/(g)	Sa/(g)	Sa/(g)
0	3.0	0.401316	0.468431	0.825000	1.022062
0.1	3.0	0.401316	0.468431	0.825000	1.022062
0.2	3.0	0.401316	0.468431	0.825000	1.022062
0.3	3.0	0.401316	0.468431	0.825000	1.022062
0.4	3.0	0.401316	0.468431	0.825000	1.022062

0.5	3.0	0.401316	0.468431	0.825000	1.022062
0.6	3.0	0.401316	0.468431	0.825000	1.022062
0.7	3.0	0.401316	0.468431	0.825000	1.022062
0.8	3.0	0.401316	0.468431	0.825000	1.022062
0.9	3.0	0.401316	0.468431	0.825000	1.022062
1	3.0	0.401316	0.468431	0.825000	1.022062
1.1	2.727273	0.364833	0.425846	0.750000	0.929148
1.2	2.500000	0.334430	0.390359	0.687500	0.851719
1.3	2.307692	0.308705	0.360332	0.634615	0.786202
1.4	2.142857	0.286654	0.334594	0.589286	0.730045
1.5	2.000000	0.267544	0.312287	0.550000	0.681375
1.6	1.875000	0.250822	0.292769	0.515625	0.638789
1.7	1.660900	0.222182	0.259339	0.456747	0.565848
1.8	1.481481	0.198181	0.231324	0.407407	0.504722
1.9	1.329640	0.177869	0.207615	0.365651	0.452992
2	1	0.160526	0.187372	0.330000	0.408825
2.1	1.088435	0.145602	0.169952	0.299320	0.370816
2.2	0.991736	0.132666	0.154853	0.272727	0.337872
2.3	0.907372	0.121381	0.141680	0.249527	0.309130
2.4	0.833333	0.111477	0.130120	0.229167	0.283906
2.5	0.768000	0.102737	0.119918	0.211200	0.261648
2.6	0.710059	0.094986	0.110871	0.195266	0.241908
2.7	0.658436	0.088080	0.102811	0.181070	0.224321
2.8	0.612245	0.081901	0.095598	0.168367	0.208584
2.9	0.570749	0.076350	0.089119	0.156956	0.194447
3	0.533333	0.071345	0.083277	0.146667	0.181700
3.1	0.499480	0.066816	0.077991	0.137357	0.170166
3.2	0.468750	0.062706	0.073192	0.128906	0.159697
3.3	0.440771	0.058963	0.068824	0.121212	0.150165
3.4	0.415225	0.055545	0.064835	0.114187	0.141462
3.5	0.391837	0.052417	0.061183	0.107755	0.133494
3.6	0.370370	0.049545	0.057831	0.101852	0.126181
3.7	0.350621	0.046903	0.054747	0.096421	0.119452
3.8	0.332410	0.044467	0.051904	0.091413	0.113248
3.9	0.315582	0.042216	0.049276	0.086785	0.107515
4	0.300000	0.040132	0.046843	0.082500	0.102206
4.1	0.285544	0.038198	0.044586	0.078525	0.097281
4.2	0.272109	0.036401	0.042488	0.074830	0.092704
4.3	0.259600	0.034727	0.040535	0.071390	0.088442
4.4	0.247934	0.033167	0.038713	0.068182	0.084468
4.5	0.237037	0.031709	0.037012	0.065185	0.080756
4.6	0.226843	0.030345	0.035420	0.062382	0.077283
4.7	0.217293	0.029068	0.033929	0.059756	0.074029
4.8	0.208333	0.027869	0.032530	0.057292	0.070977

4.9	0.199917	0.026743	0.031216	0.054977	0.068109
5	0.192000	0.025684	0.029980	0.052800	0.065412

Análisis e Interpretación: En la tabla se observa los valores de pseudo - aceleración obtenidos para cada nivel de amenaza sísmica considerando el factor de amplificación topográfica y que servirán para la creación de los espectros de demanda.

Figura25
Espectros según Nivel de Sismo considerando el factor de amplificación topográfica



Análisis e Interpretación: En la figura se observa los espectros de demanda creados a partir de los valores de pseudo - aceleración considerando el factor de amplificación topográfica obtenidos para cada nivel de amenaza sísmica.

CÁLCULO DE DISTORSIONES EN AMBAS DIRECCIONES

– Para Sismo Frecuente

Tabla 17

Distorsiones elásticas para un sismo frecuente

ENTRE PISO	ELÁSTICO	
	DERIVA (X)	DERIVA (Y)
PISO 3	0.00029	0.000409
PISO 2	0.000489	0.000605
PISO 1	0.000528	0.000569

Análisis e Interpretación: En la tabla se muestra los resultados de derivas de los entrepisos del Pabellón A en la dirección “X” e “Y” obtenidos a partir del análisis para un sismo frecuente.

– Para Sismo Ocasional

Tabla 18

Distorsiones elásticas para un sismo ocasional

ENTRE PISO	ELÁSTICO	
	DERIVA (X)	DERIVA (Y)
PISO 3	0.000338	0.000477
PISO 2	0.000571	0.000706
PISO 1	0.000617	0.000664

Análisis e Interpretación: En la tabla se muestra los resultados de derivas de los entrepisos del Pabellón A en la dirección “X” e “Y” obtenidos a partir del análisis para un sismo ocasional.

– Para Sismo Raro

Tabla 19

Distorsiones elásticas para un sismo raro

ENTRE PISO	ELÁSTICO	
	DERIVA (X)	DERIVA (Y)
PISO 3	0.000596	0.000841
PISO 2	0.001001	0.001244
PISO 1	0.001086	0.001169

Análisis e Interpretación: En la tabla se muestra los resultados de derivas de los entrepisos del Pabellón A en la dirección “X” e “Y” obtenidos a partir del análisis para un sismo raro.

– **Para Sismo Muy Raro**

Tabla 20
Distorsiones elásticas para un sismo muy raro

ENTRE PISO	ELÁSTICO	
	DERIVA (X)	DERIVA (Y)
PISO 3	0.00074	0.00104
PISO 2	0.00125	0.00154
PISO 1	0.00135	0.00145

Análisis e Interpretación: En la tabla se muestra los resultados de derivas de los entrepisos del Pabellón A en la dirección “X” e “Y” obtenidos a partir del análisis para un sismo muy raro.

CÁLCULO DE DISTORSIONES EN AMBAS DIRECCIONES CONSIDERANDO EL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN TOPOGRÁFICA $S_t=1.2$

– **Para Sismo Frecuente**

Tabla 21
Distorsiones elásticas para un sismo frecuente considerando el factor de amplificación topográfica

ENTRE PISO	ELÁSTICO	
	DERIVA (X)	DERIVA (Y)
PISO 3	0.000348	0.000491
PISO 2	0.000587	0.000726
PISO 1	0.000634	0.000682

Análisis e Interpretación: En la tabla se muestra los resultados de derivas de los entrepisos del Pabellón A en la dirección “X” e “Y” obtenidos a partir del análisis para un sismo frecuente considerando el factor de amplificación topográfica.

– **Para Sismo Ocasional**

Tabla 22

Distorsiones elásticas para un sismo ocasional considerando el factor de amplificación topográfica

ENTRE PISO	ELÁSTICO	
	DERIVA (X)	DERIVA (Y)
PISO 3	0.000406	0.000573
PISO 2	0.000685	0.000848
PISO 1	0.00074	0.000796

Análisis e Interpretación: En la tabla se muestra los resultados de derivas de los entrepisos del Pabellón A en la dirección “X” e “Y” obtenidos a partir del análisis para un sismo ocasional considerando el factor de amplificación topográfica.

– **Para Sismo Raro**

Tabla 23

Distorsiones elásticas para un sismo raro considerando el factor de amplificación topográfica

ENTRE PISO	ELÁSTICO	
	DERIVA (X)	DERIVA (Y)
PISO 3	0.000715	0.001009
PISO 2	0.001207	0.001493
PISO 1	0.001303	0.001403

Análisis e Interpretación: En la tabla se muestra los resultados de derivas de los entrepisos del Pabellón A en la dirección “X” e “Y” obtenidos a partir del análisis para un sismo raro considerando el factor de amplificación topográfica.

– **Para Sismo Muy Raro**

Tabla 24

Distorsiones elásticas para un sismo muy raro considerando el factor de amplificación topográfica

ENTRE PISO	ELÁSTICO	
	DERIVA (X)	DERIVA (Y)
PISO 3	0.000886	0.00125
PISO 2	0.001496	0.001849

PISO 1	0.001615	0.001738
--------	----------	----------

Análisis e Interpretación: En la tabla se muestra los resultados de derivas de los entrepisos del Pabellón A en la dirección “X” e “Y” obtenidos a partir del análisis para un sismo muy raro considerando el factor de amplificación topográfica.

COMPARATIVA DE DISTORSIONES OBTENIDAS CON LAS NORMAS INTERNACIONALES

Para este cálculo se utilizaron los valores límite de distorsión entre piso para cada nivel de desempeño, establecidos en el Comité Visión 2000.

Tabla 25

Valores límite de distorsión de entrepiso para niveles de desempeño

DESEMPEÑO	VALOR LÍMITE DE DERIVA
Operatividad Completa	0.0025
Operatividad	0.005
Seguridad de Vida	0.015
Cerca al colapso	0.025

Nota: Tomado de *Comité Visión 2000*, SEAOC, 1995

En primer lugar, se realizó la comparativa para cada nivel sísmico sin considerar el valor de amplificación topográfica:

– **Para Sismo Frecuente**

En la dirección “X”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 26

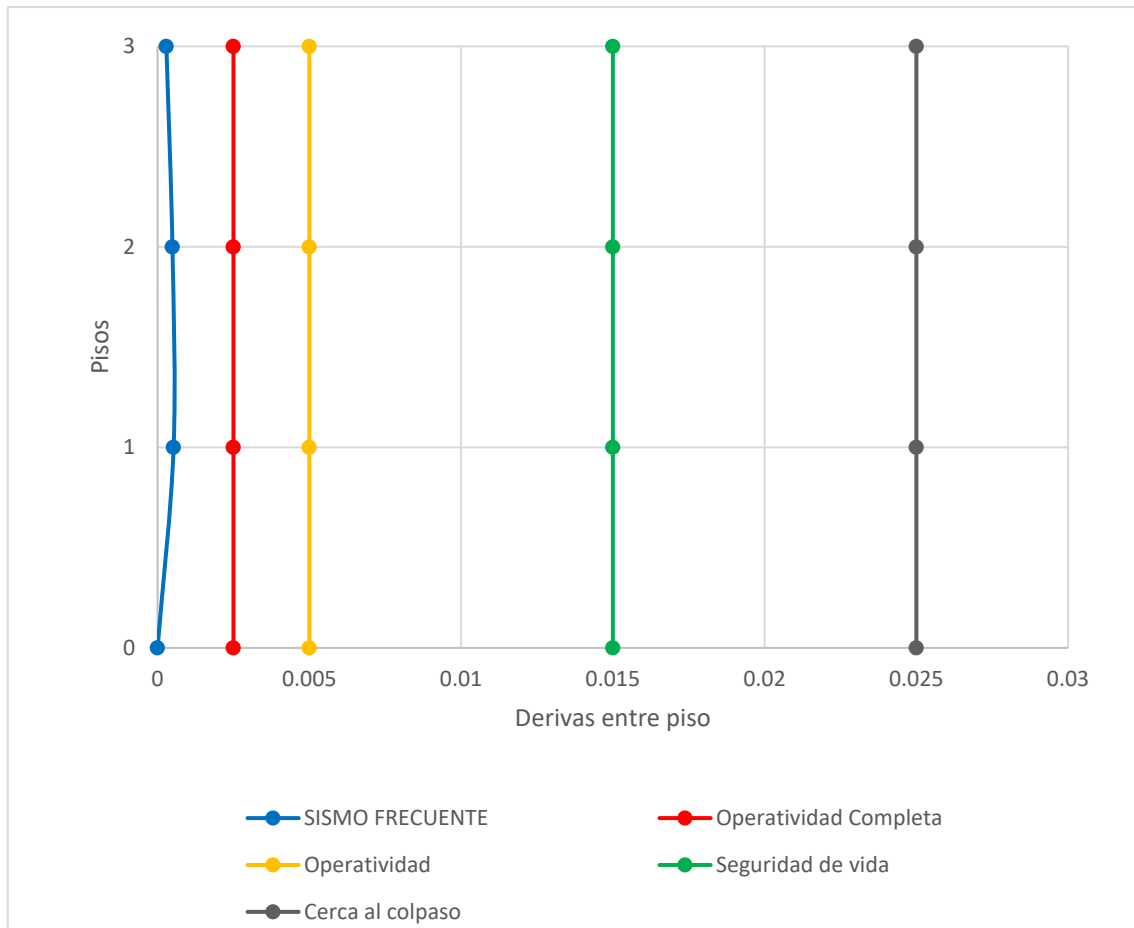
Comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.00029	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.000489	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.000528	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “X” para un sismo frecuente son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 26

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo frecuente en dirección “X”, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

En la dirección “Y”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 27

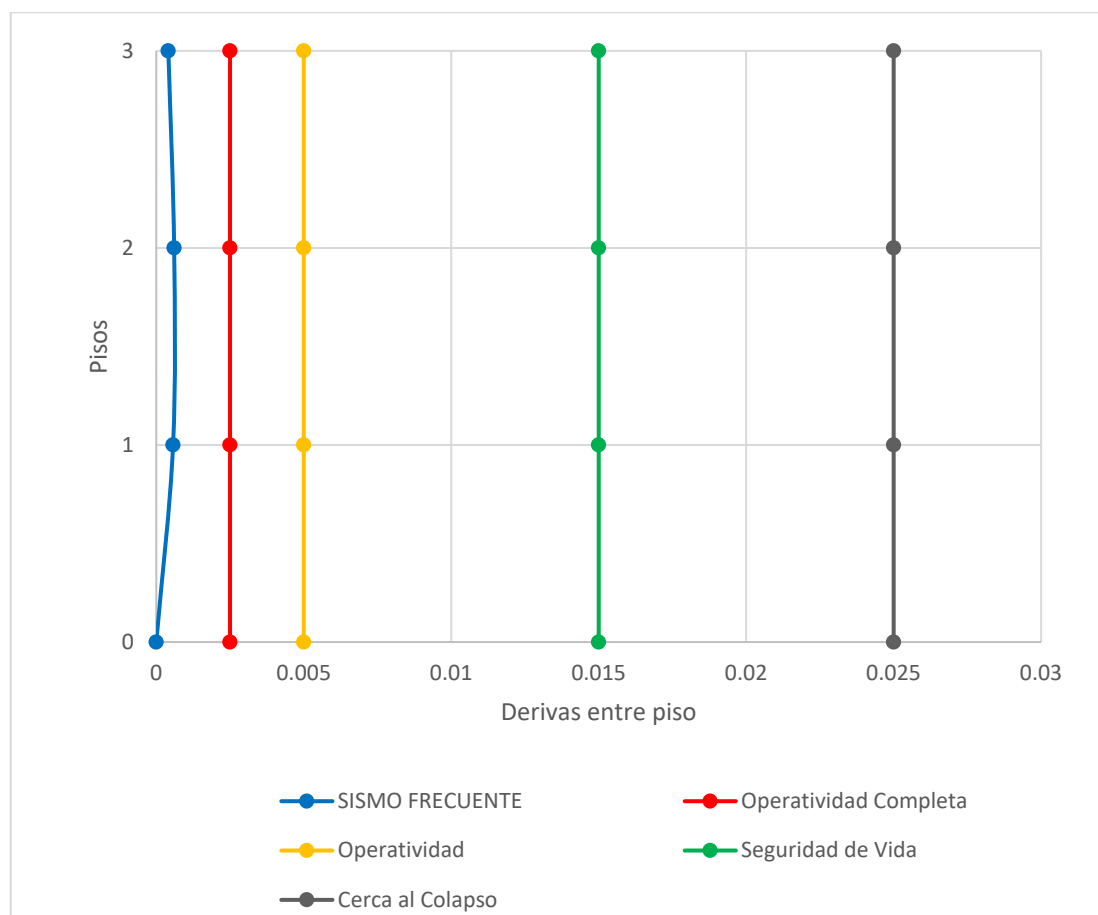
Comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.000409	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.000605	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.000569	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “Y” para un sismo frecuente son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 27

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo frecuente en dirección “Y”, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

– **Para Sismo Ocasional**

En la dirección “X”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 28

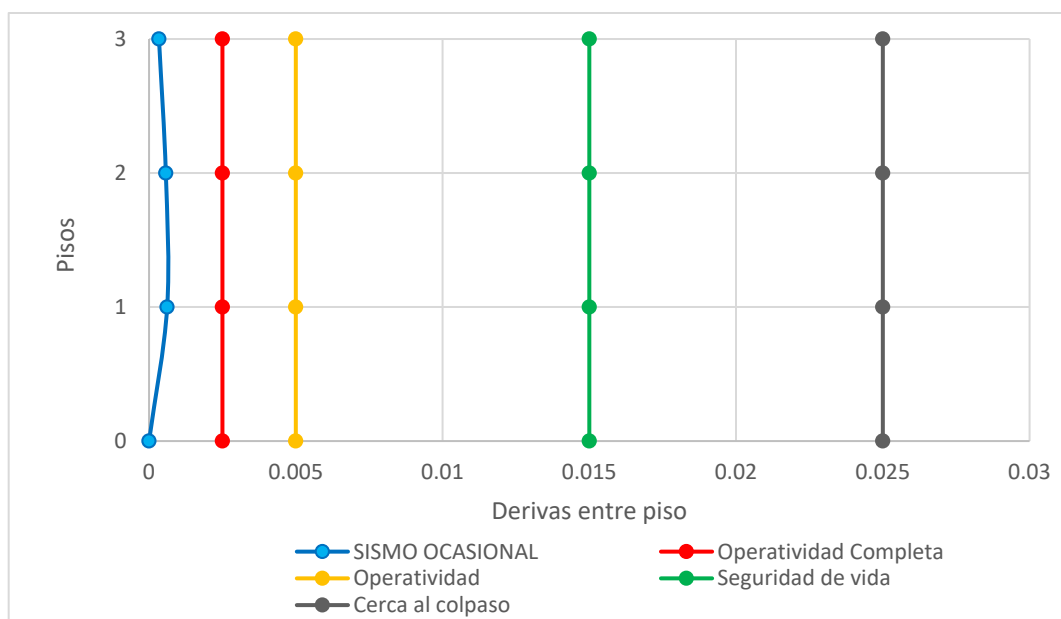
Comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.000338	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.000571	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.000617	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “X” para un sismo ocasional son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 28

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo ocasional en dirección “X”, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

En la dirección “Y”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 29

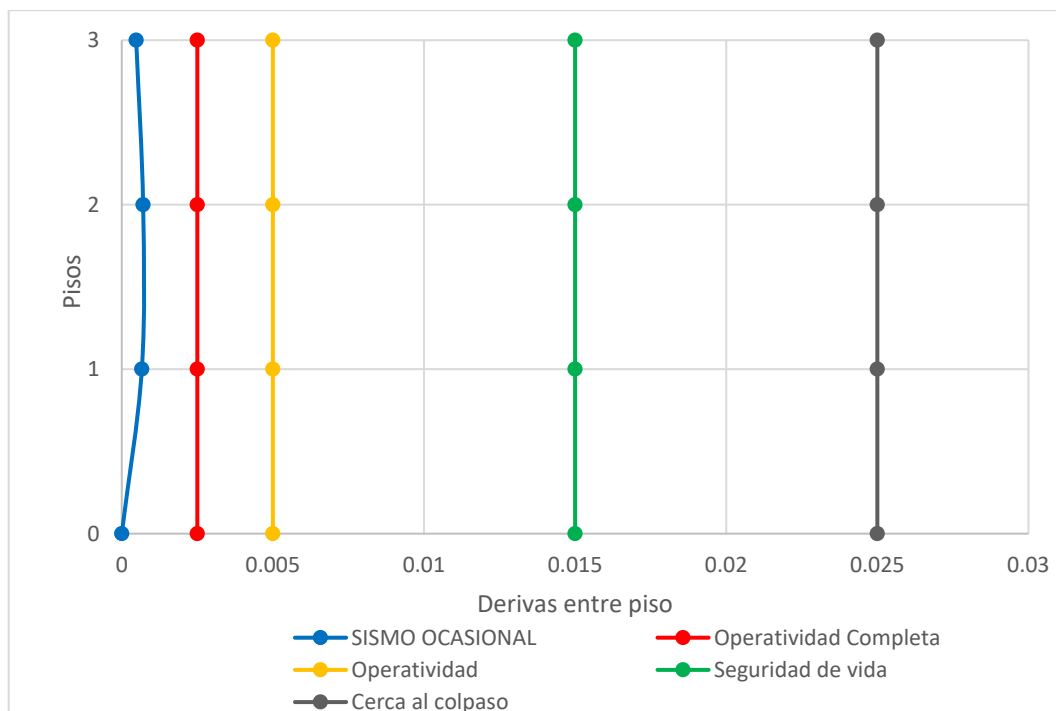
Comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.000477	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.000706	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.000664	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “Y” para un sismo ocasional son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 29

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo ocasional en dirección “Y”, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

– **Para Sismo Raro**

En la dirección “X”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 30

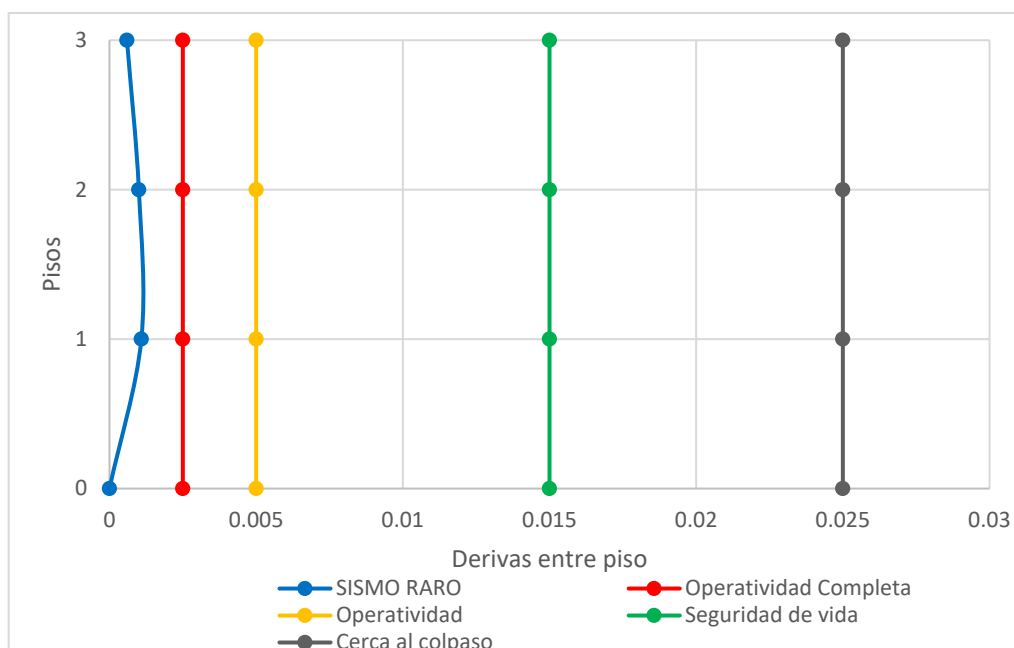
Comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.000596	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.001001	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.001086	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “X” para un sismo raro son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 30

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo raro en dirección “X”, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

En la dirección “Y”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 31

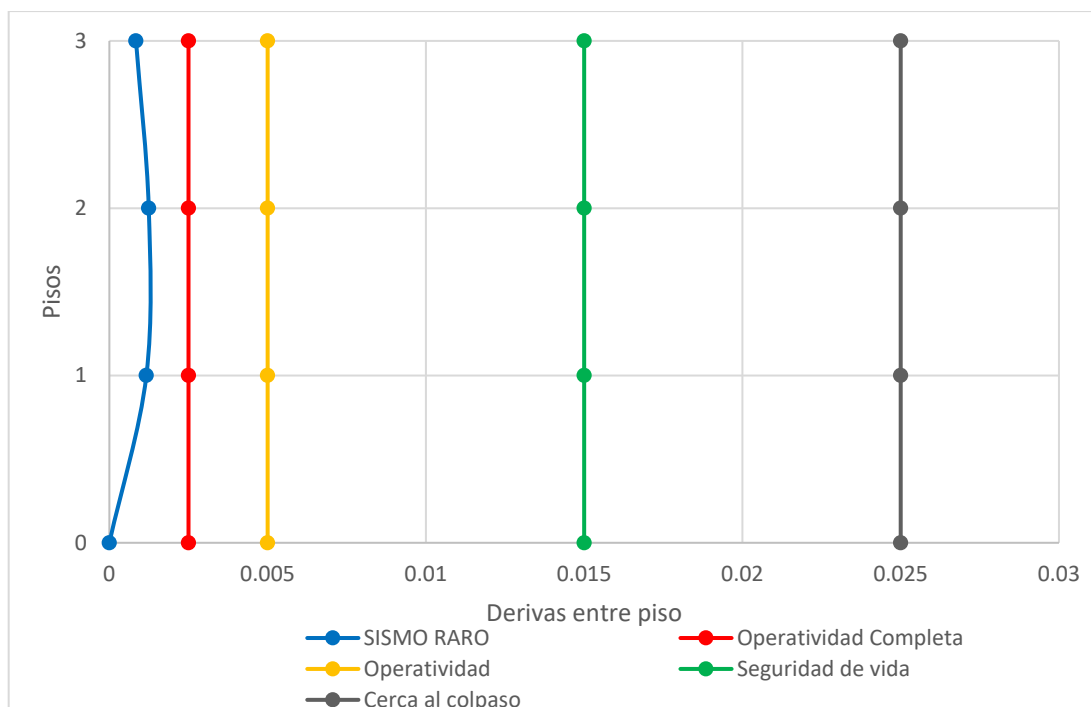
Comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.000841	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.001244	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.001169	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “Y” para un sismo raro son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 31

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo ocasional en dirección “Y”, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

– **Para Sismo Muy Raro**

En la dirección “X”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 32

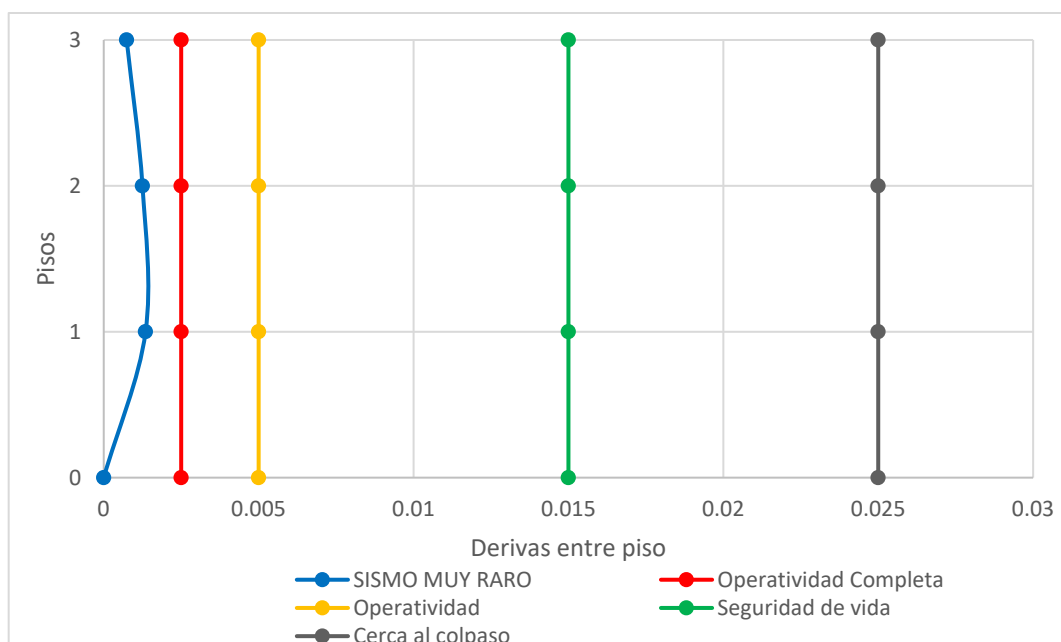
Comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.00074	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.00125	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.00135	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “X” para un sismo muy raro son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 32

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X”



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo muy raro en dirección “X”, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

En la dirección “Y”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 33

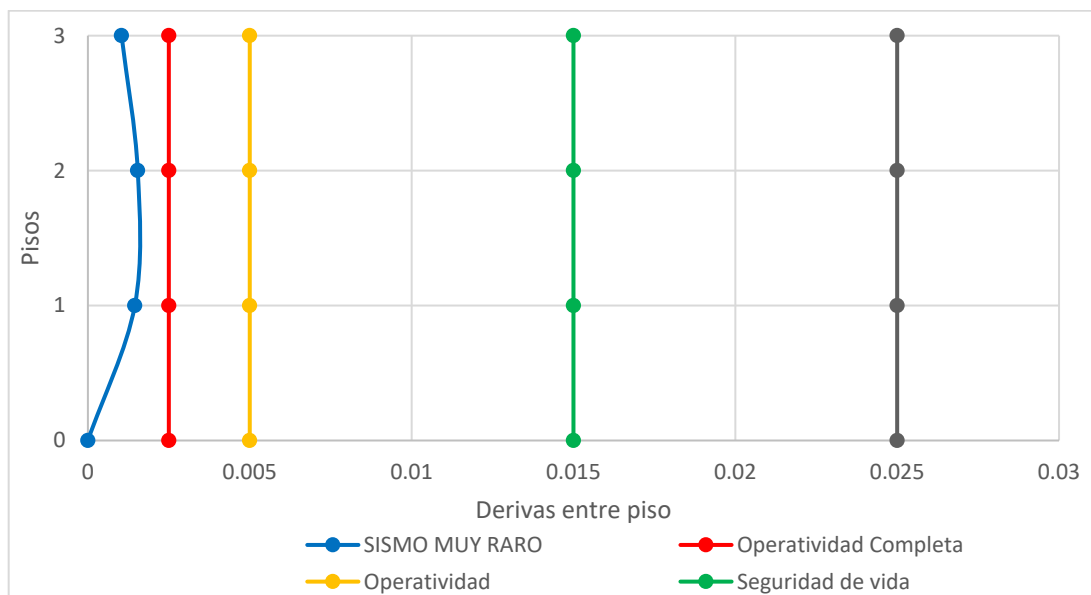
Comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.00104	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.00154	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.00145	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “Y” para un sismo muy raro son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 33

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y”



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo muy raro en dirección “Y”, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Habiéndose ya obtenidos los resultados para cada nivel de amenaza sísmica respecto a los niveles de desempeño, obtenemos la siguiente matriz:

Figura 34

Matriz de riesgo entre los niveles de desempeño sísmico y niveles de movimiento sísmico

NIVELES DE MOVIMIENTO SÍSMICO	NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO			
	OPERATIVIDAD COMPLETA	OPERATIVIDAD	SEGURIDAD DE VIDA	CERCA AL COLAPSO
FRECUENTE	X			
OCASIONAL	X			
RARO	X			
MUY RARO	X			

Análisis e Interpretación: La siguiente matriz nos indica que una vez comparado la deriva obtenida para cada nivel de movimiento sísmico y al comparar con la deriva límite indicada para cada nivel de desempeño sísmico, estas no sobrepasaron dichos valores por lo que los posibles daños son insignificantes por lo que la edificación tendrá operatividad completa.

En segundo lugar, se realizó la comparativa para cada nivel sísmico considerando el factor de amplificación topográfica:

– **Para Sismo Frecuente**

En la dirección “X”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 34

Comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica

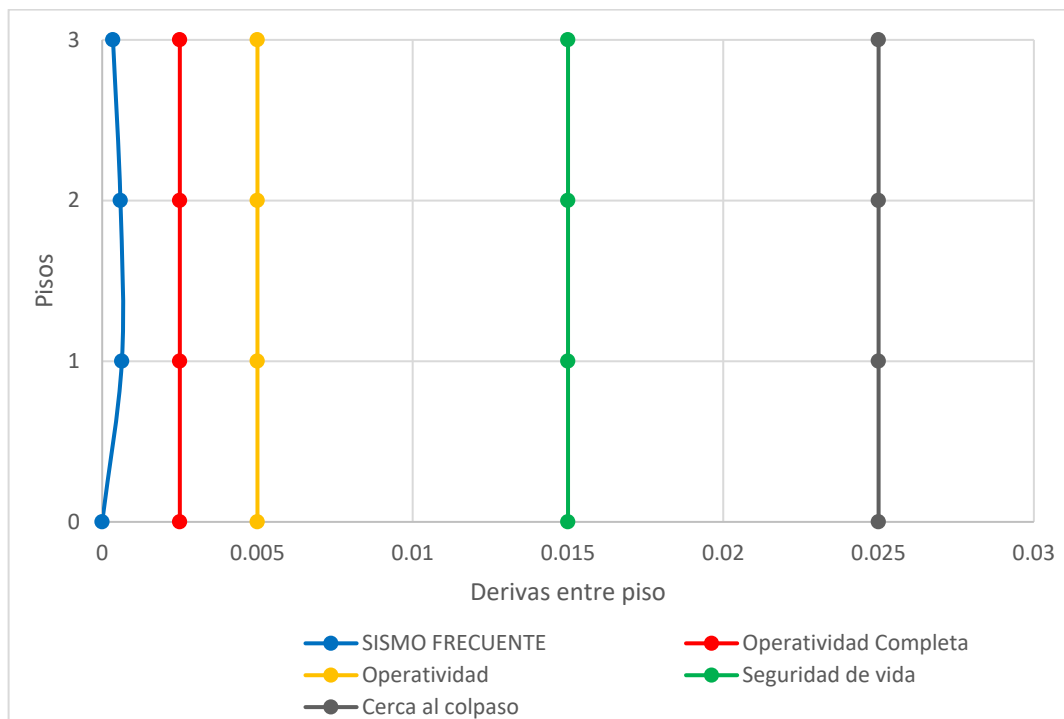
Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.000348	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.000587	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

1	0.000634	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
---	----------	--------	--------	-------	--------	-------	--------	-------	--------

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “X” para un sismo frecuente considerando el factor de amplificación topográfica son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 35

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo frecuente en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

En la dirección “Y”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 35

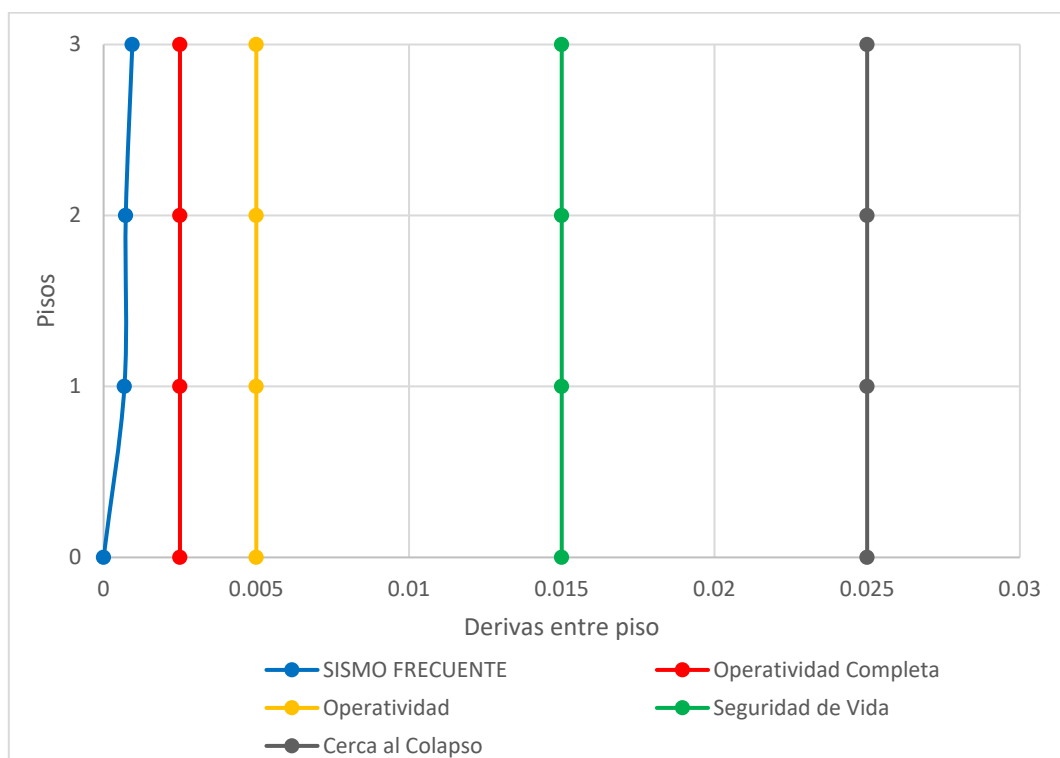
Comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.000491	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.000726	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.000682	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “Y” para un sismo frecuente considerando el factor de amplificación topográfica son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 36

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo frecuente y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo frecuente en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

– **Para Sismo Ocasional**

En la dirección “X”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 36

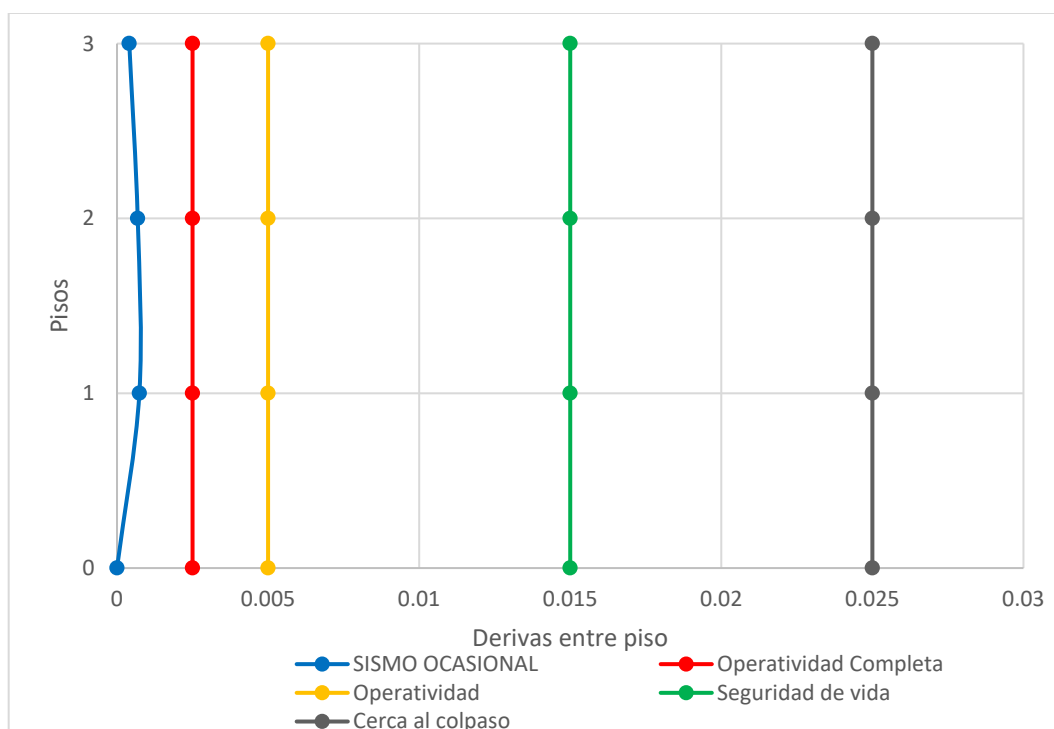
Comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.000406	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.000685	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.00074	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “X” para un sismo ocasional considerando el factor de amplificación topográfica son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 37

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo ocasional en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

En la dirección “Y”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 37

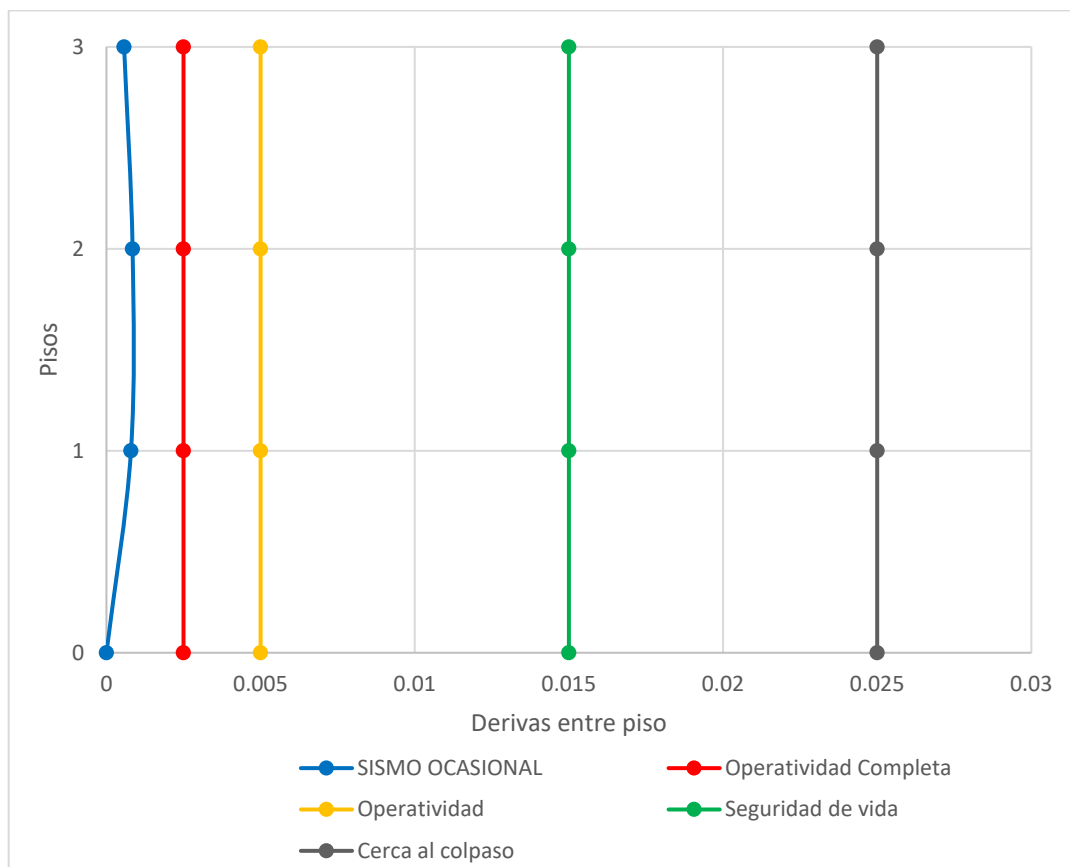
Comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.000573	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.000848	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.000796	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “Y” para un sismo ocasional considerando el factor de amplificación topográfica son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 38

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo ocasional y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo ocasional en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

– Para Sismo Raro

En la dirección “X”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 38

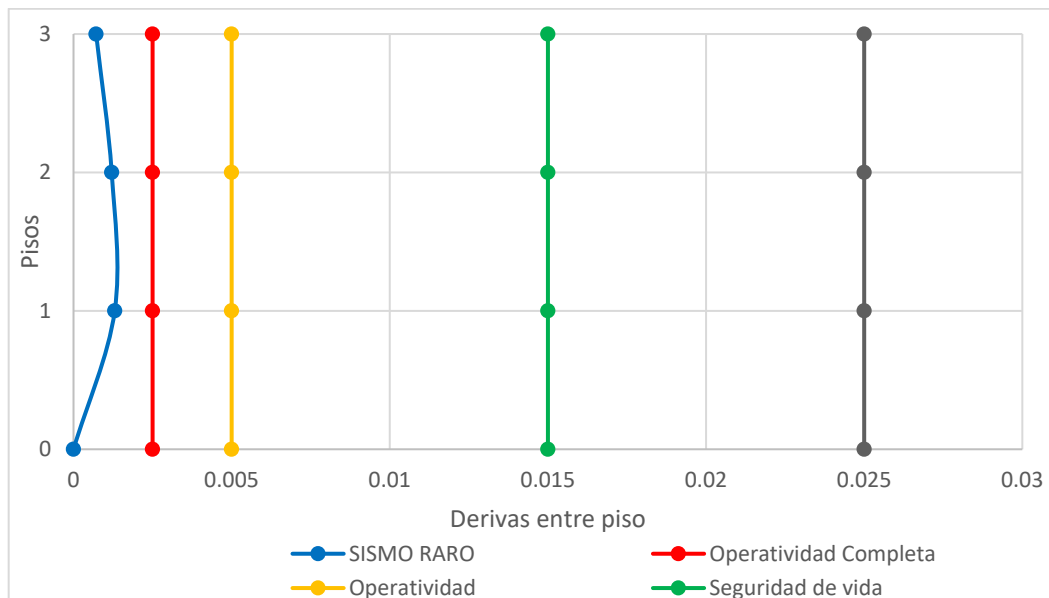
Comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.000715	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.001207	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.001303	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “X” para un sismo raro considerando el factor de amplificación topográfica son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 39

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo raro en dirección “X” considerando el factor de

amplificación topográfica, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

En la dirección “Y”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 39

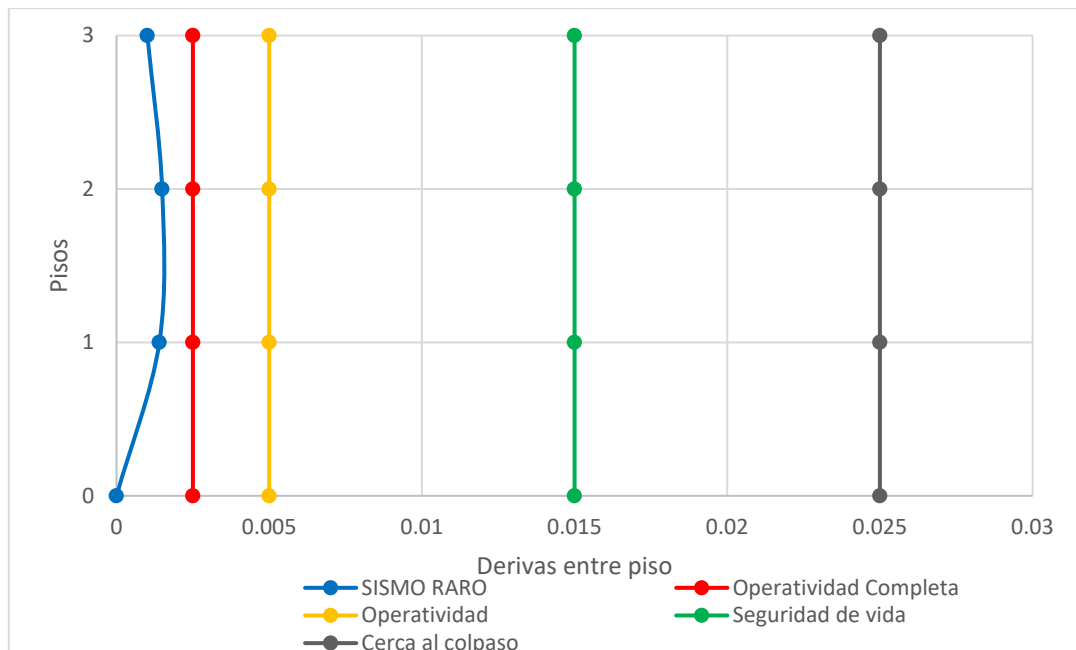
Comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.001009	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.001493	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.001403	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “Y” para un sismo raro considerando el factor de amplificación topográfica son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 40

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo raro en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

– **Para Sismo Muy Raro**

En la dirección “X”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 40

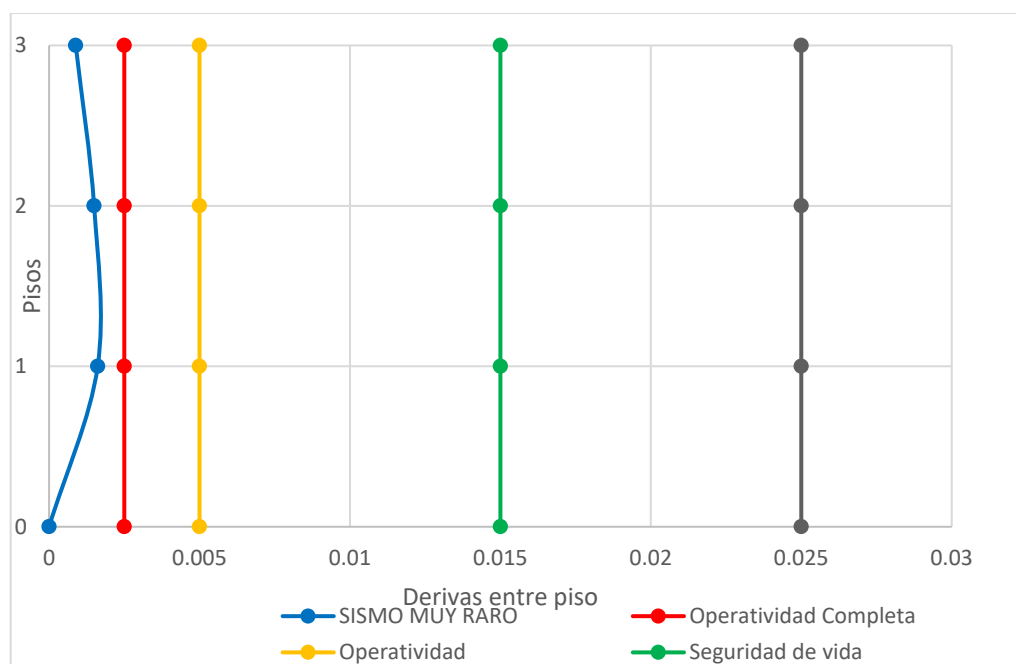
Comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.000886	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.001496	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.001615	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección “X” para un sismo muy raro considerando el factor de amplificación topográfica son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 41

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo muy raro en dirección “X” considerando el factor de amplificación topográfica, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

En la dirección “Y”, se obtuvieron los siguientes valores:

Tabla 41

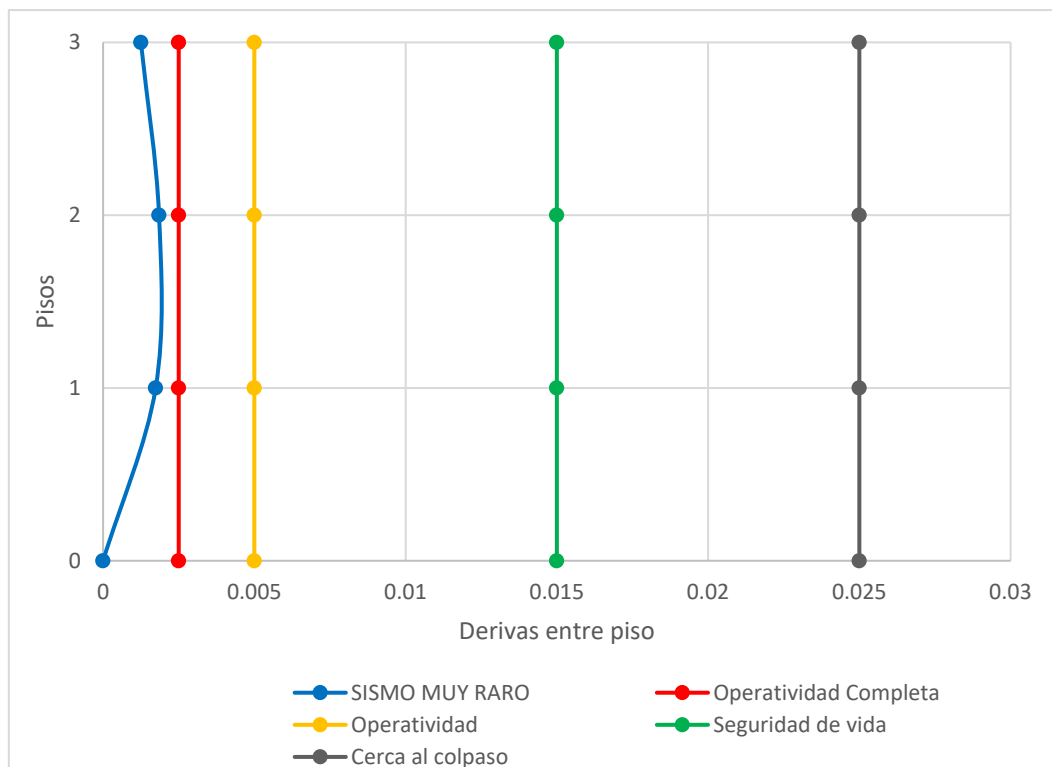
Comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección Y considerando el factor de amplificación topográfica

Niveles de desempeño		Operatividad Completa		Operatividad		Seguridad De Vida		Cerca Al Colapso	
Piso	Deriva	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición	Deriva Límite	Condición
3	0.00125	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
2	0.001849	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple
1	0.001738	0.0025	Cumple	0.005	Cumple	0.015	Cumple	0.025	Cumple

Análisis e Interpretación: En la tabla se puede apreciar que las derivas entre pisos en dirección Y para un sismo muy raro considerando el factor de amplificación topográfica son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 42

Gráfica de comparativa entre deriva obtenida para sismo muy raro y derivas límites para cada nivel de desempeño en dirección Y considerando el factor de amplificación topográfica



Análisis e Interpretación: En la figura se puede apreciar gráficamente como los valores de derivas obtenidos para un sismo muy raro en dirección “Y” considerando el factor de amplificación topográfica, son inferiores a los valores límites permitidos para cada nivel de desempeño sísmico según el Comité Visión 2000.

Figura 43

Matriz de riesgo entre los niveles de desempeño sísmico y niveles de movimiento sísmico considerando el factor de amplificación topográfica

NIVELES DE MOVIMIENTO SÍSMICO	NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO			
	OPERATIVIDAD COMPLETA	OPERATIVIDAD	SEGURIDAD DE VIDA	CERCA AL COLAPSO
FRECUENTE	X			
OCASIONAL	X			
RARO	X			
MUY RARO	X			

Análisis e Interpretación: La siguiente matriz no indica que una vez comparado la deriva obtenida para cada nivel de movimiento sísmico y al comparar con la deriva límite indicada para cada nivel de desempeño sísmico, estas no sobrepasaron dichos valores por lo que los posibles daños son insignificantes por lo que la edificación tendrá operatividad completa.

4.1.3. Determinación de la influencia del factor de aceleración sísmica por efectos topográficos en el Pabellón "A" de la I.E. Mariano Melgar

Tabla 42

Porcentaje % de influencia de las derivas al considerar el factor de amplificación topográfica para un sismo frecuente.

PISO	PARA SISMO FRECUENTE					
	DIRECCIÓN "X"			DIRECCIÓN "Y"		
	DERIVA E.030	DERIVA INCLUYENDO St = 1.2	Porcentaje de influencia	DERIVA E.030	DERIVA INCLUYENDO St = 1.2	Porcentaje de influencia
3	0.00029	0.000348	20.00%	0.000409	0.000491	20.05%
2	0.000489	0.000587	20.04%	0.000605	0.000726	20.00%
1	0.000528	0.000634	20.08%	0.000569	0.000682	19.86%

Tabla 43

Porcentaje % de influencia de las derivas al considerar el factor de amplificación topográfica para un sismo ocasional

PARA SISMO OCASIONAL						
DIRECCIÓN "X"				DIRECCIÓN "Y"		
PISO	DERIVA E.030	DERIVA INCLUYENDO St = 1.2	Porcentaje de influencia	DERIVA E.030	DERIVA INCLUYENDO St = 1.2	Porcentaje de influencia
3	0.000338	0.000406	20.12%	0.000477	0.000573	20.13%
2	0.000571	0.000685	19.96%	0.000706	0.000848	20.11%
1	0.000617	0.00074	19.94%	0.000664	0.000796	19.88%

Tabla 44

Porcentaje % de influencia de las derivas al considerar el factor de amplificación topográfica para un sismo raro

PARA SISMO RARO						
DIRECCIÓN "X"				DIRECCIÓN "Y"		
PISO	DERIVA E.030	DERIVA INCLUYENDO St = 1.2	Porcentaje de influencia	DERIVA E.030	DERIVA INCLUYENDO St = 1.2	Porcentaje de influencia
3	0.000596	0.000715	19.97%	0.000841	0.001009	19.98%
2	0.001001	0.001207	20.58%	0.001244	0.001493	20.02%
1	0.001086	0.001303	19.98%	0.001169	0.001403	20.02%

Tabla 45

Porcentaje % de influencia de las derivas al considerar el factor de amplificación topográfica para un sismo muy raro

PARA SISMO MUY RARO						
DIRECCIÓN "X"				DIRECCIÓN "Y"		
PISO	DERIVA E.030	DERIVA INCLUYENDO St = 1.2	Porcentaje de influencia	DERIVA E.030	DERIVA INCLUYENDO St = 1.2	Porcentaje de influencia
3	0.00074	0.000886	19.73%	0.00104	0.00125	20.19%
2	0.00125	0.001496	19.68%	0.00154	0.001849	20.06%
1	0.00135	0.001615	19.63%	0.00145	0.001738	19.86%

Análisis e Interpretación: Las siguientes tablas se puede apreciar el porcentaje de influencia obtenido en las derivas al considerar el factor de amplificación topográfica para cada nivel de amenaza sísmica, el cual es aproximadamente un 20%.

4.2. DISCUSIONES

- A partir de la obtención del valor de la pendiente de la zona ($i=23.1\%$), podemos indicar que esta edificación cumple con los requisitos para la consideración de la inclusión del coeficiente de amplificación topográfica establecido en el Eurocódigo 8, EN -1998 – 2018 en su diseño sismorresistente, por lo que el valor es de $S_t = 1.2$.
- Asimismo, para la obtención de los resultados del estudio de mecánica de Suelos, Ensayo DPL y estimación de resistencia del concreto mediante el Esclerómetro, se hizo uso de formatos regulados por ASTM y por la Norma Técnica Peruana, buscando que dichos resultados sean lo más certeros posibles, debido a que formaran parte importante del modelamiento y evaluación del comportamiento sísmico realizado al Pabellón “A” de la I.E. Mariano Melgar.
- Podemos afirmar que al considerar el coeficiente de amplificación topográfica en el análisis estático – dinámico para cada nivel de amenaza sísmica (Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro) en el Pabellón “A” de la I.E. Mariano Melgar, se logra evidenciar que las derivas entre piso obtenidos aumentan de manera considerable con respecto a las derivas obtenidas utilizando la Norma Técnica Peruana E.030 - Diseño Sismorresistente, lo cual afirma lo indicado por Reyes & Leiva (2018), cuya investigación señala la influencia de la amplificación topográfica para zonas con pendiente entre 15° a 25° con respecto a la horizontal; de la misma manera se valida lo mencionado por Silva (2016), en la que indica que para Zona 1, Cerros se presentan mayores efectos de amplificación topográficas debido a eventos sísmicos.
- Asimismo, se puede identificar también que dichos valores de deriva obtenidos no sobrepasaron los valores límite para el desempeño estructural establecidos por el Comité Visión 2000, sin embargo, esto se debe a la poca antigüedad de la edificación, al coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas que mejora el desempeño de la

edificación ante un sismo severo, y así como también del riguroso diseño estructural de las instituciones educativas (Edificación Esencial A2).

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se concluye que:

- La pendiente máxima desde la I.E. Mariano Melgar, Chimbote, Áncash respecto al punto más bajo ubicado en la Bahía El Ferrol fue de 23.1°. Para las 4 muestras analizadas el % de grava, arena y finos fue de 16.4, 80.5 y 3.2, mientras para C-02 fue de 17.4, 80.6 y 2, mientras para C-03 fue de 19.9, 80.6 y 4.2 y por último para C-04 fue de 20.6, 76.2 y de 3.1. La clasificación del material fue arena pobremente gradada con grava (SP) según SUCS, y según AASHTO se clasificó como suelo tipo A-1-b (0). Para las 4 muestras analizadas el porcentaje de humedad fue de 4.31%, 3.12%, 4.65% y del 3.79%. Se evaluó el ángulo de fricción de cada “n” de campo in situ, por lo que se al profundizar hasta 1.50 m se determinó un ángulo de fricción de 32.9°. La capacidad portante fue de 1.24 kg/cm² con un ancho de zapata cuadrada de 1.50m. Para la evaluación de los elementos estructurales de las columnas se obtuvo una resistencia del concreto de 211 y 218 kg/cm², mientras para las vigas se obtuvo una estimación de 218 y 220 kg/cm² y para las losas aligeradas fue de 211 y 220 kg/cm².
- Del análisis estático-dinámico de la I.E. Mariano Melgar, Chimbote, Áncash realizado con un programa especializado de estructuras se concluyó lo siguiente:

Evaluando la edificación con cada nivel de amenaza sísmica (Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro) señalados en el Comité Visión 2000, se puede evidenciar que los valores de las derivas de entresijos obtenidos al considerar el factor de aceleración de la amplificación sísmica por efectos topográficos (1.2) de la normativa internacional UNE-EN 1998-4:2021 Eurocódigo 8, aumentan respecto a los valores de deriva que se obtuvieron al realizar el mismo análisis de la edificación utilizando la Norma Técnica Peruana E.030 – Diseño Sismorresistente. En consecuencia, los efectos de la amplificación topográfica-sísmica son considerables y aumentan a mayor pendiente del

terreno, pues esta amplificación topográfica se evidencia con la respuesta sísmica del terreno en zonas de laderas y/o cerros y tiene un efecto directo y significativo en el comportamiento sismorresistente de las edificaciones.

Así mismo, se realizó el análisis de la edificación por cada nivel de amenaza sísmica con respecto a cada nivel de desempeño de la edificación señalado en el Comité Visión 2000, evidenciando que la edificación presentará un nivel de desempeño operatividad completa.

- Se determinó que las derivas de entrepiso calculados según la norma técnica E.030 aumentaron aproximadamente un 20 % al considerarse el factor de amplificación topográfica señalados en el Eurocódigo 8.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda que en la Norma Técnica Peruana E.030 – Diseño Sismorresistente se deba considerar la inclusión del factor de amplificación sísmica por efectos topográficos, el cual es considerado en la normativa internacional UNE-EN 1998-4:2021 Eurocódigo 8, pues las derivas de entrepiso calculadas en la presente investigación aumentaron teniendo en consideración dicho parámetro, para que de esta manera se pueda encontrar un punto de inflexión y mejora continua en beneficio de la población peruana.
- Se recomienda tener un mayor conocimiento de las condiciones locales (geológicas, geotécnicas y topográficas) del terreno en el cual se va a construir una edificación, ya que éstas contribuyen a anticipar y mitigar daños muy superiores a los esperados frente a un evento sísmico severo; ya que la geomorfología del Perú, presenta una evidente topografía accidentada y variable, como el lugar de la presente investigación.
- Se recomienda ahondar la misma investigación mediante un análisis más exhaustivo, ya que para el caso de edificaciones esenciales deberíamos tener en cuenta que dichas

edificaciones son necesarias para salvaguardar y atender a la población después de un evento sísmico severo.

VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arana, M., & Chavez, J. (2020). *Revisión sistemática de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica: una revisión de la literatura científica* (Tesis de grado, Universidad Privada del Norte). Repositorio Institucional. Obtenido de <https://hdl.handle.net/11537/24426>
- Arias, C., & Castañeda, G. (2019). *Evaluación Estructural del Reservorio R-15 de la Ciudad de Tacna para Determinar su Vulnerabilidad Sísmica* (Tesis de grado, Universidad Privada de Tacna). Repositorio Institucional. Obtenido de <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1154>
- ASCE/SEI 41-17 (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Standard ASCE/SEI 41-17*. American Society of Civil Engineers
- Botas & Espinosa, G. (2013). *Diseño por desempeño*. México D.F.: UDP
- Calixto, R. (2019). *Evaluación sísmica de edificaciones en el Perú*. Repositorio Institucional. Obtenido de <https://hdl.handle.net/11537/21647>
- Casas, C. (2020). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del mercado central de Bambamarca - Hualgayoc* (Tesis de Pregrado, Universidad Privada del Norte). Repositorio Institucional. Obtenido de <https://hdl.handle.net/11537/24761>
- Cahuana, R., & Quispe, J. (2015). *Desempeño sísmico del centro de salud San Cristobal del distrito, Provincia y región de Huancavelica. Diseñado con el reglamento nacional de construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%* (Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Huancavelica). Repositorio Institucional. Obtenido de <https://apirepositorio.unh.edu.pe/server/api/core/bitstreams/975e4b2e-7838-458b-ae2c-2d9ba529d9fd/content>
- Celebi, M. (1991). Topographical and geological amplification: case studies and engineering implications. *u.s. Geological Survey, 345 Middlefield Rd., Menlo Park, CA 94025, USA*, 199-217.
- Cerron, A. (2018). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del pabellón de la facultad de*

ingeniería de minas, medicina humana utilizando un método de interacción sísmica suelo y estructura, Yanacancha – Pasco – 2018 (Tesis de grado, UNDAC).

Repositorio Institucional. Obtenido de

<http://repositorio.undac.edu.pe/handle/undac/865>

Curasma, D. (2015). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de escuelas públicas en la ciudad de Lircay utilizando un método de interacción sísmica suelo - estructura* (Tesis de grado, Universidad Nacional de Huancavelica).

Repositorio Institucional. Obtenido

de <http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/277>

DS61-Chile, NCH 433. (2012). *Norma Chilena Oficial*.

Fedak, L. K. (2012). Evaluation of plastic hinge models and inelastic analysis tools for performancebased seismic design of RC bridge columns. *In Masters Abstract International* (Vol. 51, No. 01)

Flores, T. (2003). *Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado* (Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú).

Repositorio Institucional. Obtenido de

<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio//handle/20.500.12404/67>

Hernandez, S. (2016). *Metodología de la investigación - Sexta Edición - UCA*.

Llocle, A. (2021). *Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao*

Espinar ubicado en la ciudad de Espinar – Cusco (Tesis de pregrado, Universidad

Peruana Unión). Repositorio Institucional. Obtenido de

<https://core.ac.uk/download/pdf/478791931.pdf>

Mamani, H. (2020). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica a través del método Hirosawa* (Tesis de pregrado, Universidad Peruana Unión). Repositorio Institucional. Obtenido

de <http://hdl.handle.net/20.500.12840/3421>

- Martinez, J., & Narvaez, J. (2019). *Análisis dinámico no lineal en 2D de la estructura del “Hospital Misereor” del cantón Gualaquiza, provincia de Morona Santiago, aplicando el método de rótulas plásticas* (Tesis de pregrado - Universidad del Azuay, Cuenca, Ecuador). Repositorio Institucional. Obtenido de <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/9251>
- Montani, L. (1994). *Microzonificación sísmica de las ciudades de Moyobamba Rioja y Soritor* (Tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería). Repositorio Institucional. Obtenido de <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/2906>
- Narea, D. (2011). *Análisis de plasticidad en pórticos planos* (Tesis de maestría, Universidad de Cuenca - Ecuador). Repositorio Institucional. Obtenido de <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/1502>
- NSR-10 Colombia. (2010). *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE*.
- Perez, F. (2017). *Analisis geodinámico de las zonas inestables en los alrededores del poblado de Jesús* (Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca). Repositorio Institucional. Obtenido de <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/1413>
- Instituto de la Construcción y Gerencia (2024). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima, Peru:
- Reyes, R., & Leyva, R. (2018). Evaluación de efectos de amplificación topográfica del suelo debidos a la respuesta sísmica en laderas de las urbanizaciones Shancayán y Nueva Esperanza de la ciudad de Huaraz en el año 2018. 35-47. Obtenido de <http://revistas.unasam.edu.pe/index.php>
- Rojas, G. (2019). *Metodología de la investigación, ¿para qué?* Editorial Teseo.
- Romero, G.(2020) *Comparación en la modelación de plasticidad concentrada y distribuida para el análisis pushover en un pórtico de concreto armado*. (Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú). Repositorio Institucional. Obtenido de

<http://hdl.handle.net/20.500.12404/67>

- Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). Plastic hinge integration methods for force-based beam– column elements. *Journal of Structural Engineering*, 132(2), 244-252.
- Silva, M. (2016). *Evaluación de efectos de amplificación topográfica debidos a eventos sísmicos en las laderas de la Comuna 14 en la ciudad de Bucaramanga* (Tesis de Posgrado, Universidad Nacional de Colombia). Repositorio Institucional. Obtenido de <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/55940>
- Solans, D., & Campaña, J. (2014). Consideraciones para evaluar la amplificación topográfica en 3 dimensiones.
- SEAOC (1995). *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California: OES.
- The American Society for Testing and Materials (2017). *ASTM D2216 - Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass*. 7 p.
- The American Society for Testing and Materials (2017). *ASTM D4318 - Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils*. 20 p.
- Valentin, N. R. (2013). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en viviendas del aa.hh. cesar vallejo - chimbote* (Tesis de grado, Universidad Nacional del Santa). Repositorio Institucional. Obtenido de <http://repositorio.uns.edu.pe/handle/UNS/2383>
- Vergara, M., & Giribaldi, J. (2015). CONDICIONES LOCALES EN UN SISMO, EFECTOS DE LA AMPLIFICACIÓN TOPOGRÁFICA. *Revista Digital Universitaria*.
- Zendaoui, A., Kadid, A., & Yahiaoui, D. (2016). Comparison of different numerical models of RC elements for predicting the seismic performance of structures. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 10(4), 461-478.

VII. ANEXOS

ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA Y OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	HIPÓTESIS	OBJETIVOS	VARIABLES
	Problema General		Objetivo General	
	¿Cuál es el resultado de la verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos en la I.E. Mariano Melgar, Chimbote, Áncash - 2021?		Evaluar el desempeño estructural del pabellón "A" de la I.E. Mariano Melgar, Chimbote, Áncash considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos	Pabellón "A" de la I.E. Mariano Melgar
	Problemas Específicos	La amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos influye en el desempeño estructural de la Institución Educativa Mariano Melgar	Objetivos Específicos	
Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos en la I.E. Mariano Melgar, Chimbote, Áncash - 2021	¿Cuáles son los parámetros de diseño y características estructurales del Pabellón "A" de la I.E. Mariano Melgar?		- Determinar los parámetros de diseño y características estructurales del Pabellón "A" de la I.E. Mariano Melgar.	
	¿Cuál será el desempeño estructural para cada nivel de amenaza sísmica del Pabellón "A" de la I.E. Mariano Melgar según el Comité Visión 2000, considerando el factor de aceleración sísmica por efectos topográficos?		- Verificar el desempeño estructural para cada nivel de amenaza sísmica del Pabellón "A" de la I.E. Mariano Melgar según el Comité Visión 2000, considerando el factor de aceleración sísmica por efectos topográficos.	Desempeño Estructural
	¿Cuál es la influencia del factor de aceleración sísmica por efectos topográficos en el Pabellón "A" de la I.E. Mariano Melgar?		- Determinar la influencia del factor de aceleración sísmica por efectos topográficos en el Pabellón "A" de la I.E. Mariano Melgar.	

INDEPENDIENTE

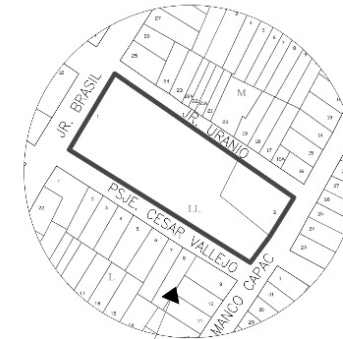
DEPENDIENTE

MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos	Escala
Dependiente	Pabellón "A" de la I.E. Mariano Melgar	Construcción estable, hecha con materiales resistentes, para ser habitada o para otros usos (Real Academia Española, s.f.).	Levantamiento topográfico	- Pendiente del terreno	- Estación Total - Autocad Civil 3D - Google Earth Pro - Microsoft Excel	Razón
			Estudio de Mecánica de Suelos	- Granulometría - Contenido de humedad - Límites de consistencia - Capacidad Portante	- Formato de ensayo de granulometría ASTM D 422 - Formato de ensayo de contenido de humedad ASTM D 2216 - Formato de ensayo de límites de consistencia ASTM D 4318 - Formato de penetración de dinámica ligera DPL (Auscultación) NTP 339.159	
			Resistencia a la comprensión del concreto	- Resistencia de los elementos estructurales	- Formato de esclerómetro ASTM C-805	

Independiente	Desempeño Estructural	El desempeño estructural se describe como la habilidad de la estructura o edificación para soportar un movimiento sísmico, teniendo como condición a continuidad del servicio de la edificación después de haberse sometido al sismo (Botas & Espinosa, 2013).	Determinación de los niveles de	Análisis estático y dinámico	- Verificación de derivas y desplazamientos	Razón
			desempeño sísmico que producirán los distintos niveles de amenaza sísmica considerando el factor de amplificación topográfica del Pabellón “A de la I.E. Mariano Melgar, realizando un modelamiento y evaluación en un programa especializado en estructuras mediante una análisis estático dinámico, obteniendo los valores de deriva para cada nivel de amenaza sísmica.		- Espectro de la estructura en ambas direcciones	
				Influencia de la amplificación sísmica por efectos topográficos	- Derivas	
					- Programa especializado en estructuras - Microsoft Excel	

ANEXO 2: PLANO DE UBICACIÓN

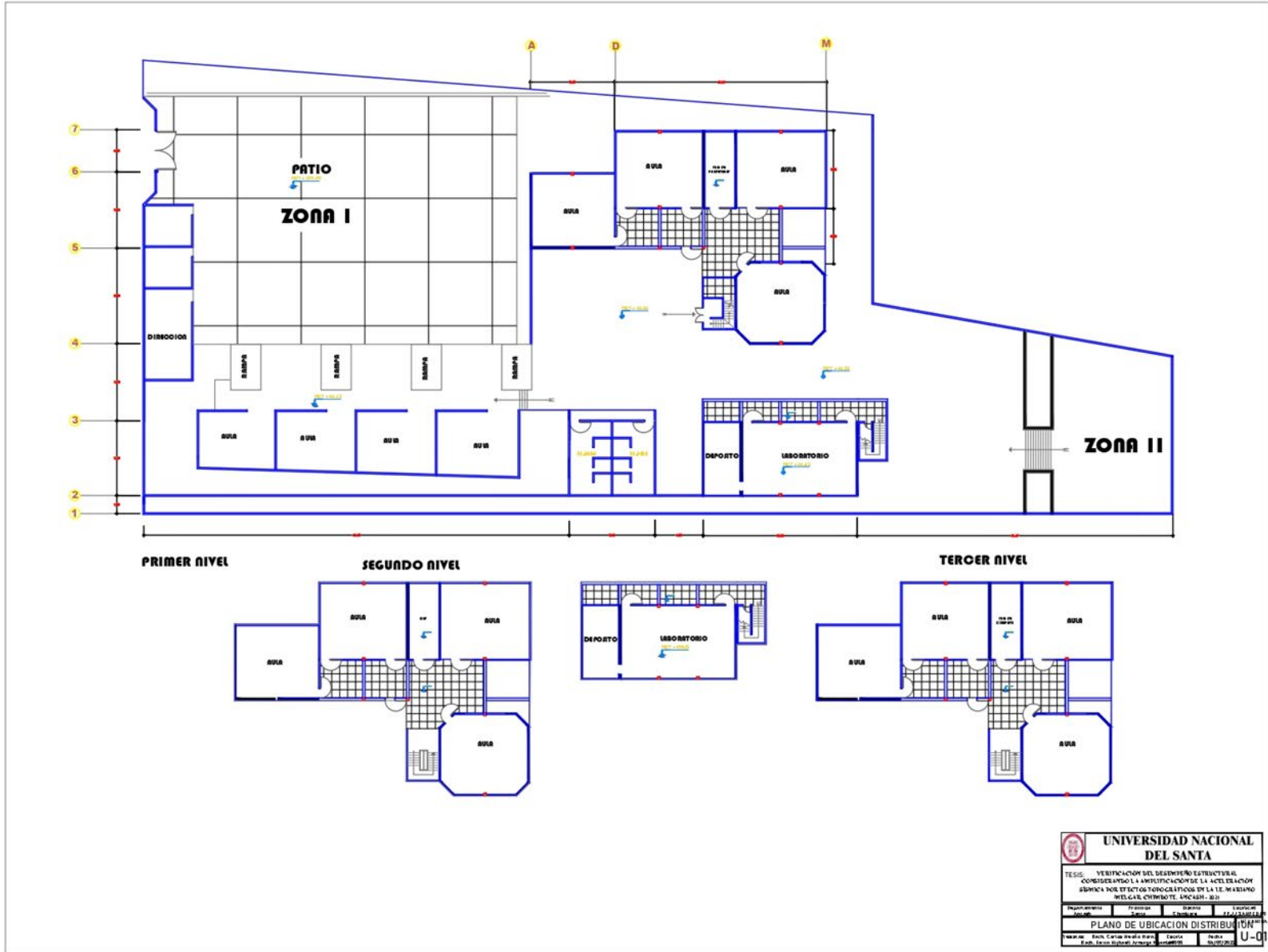


UBICACIÓN DEL PROYECTO

Lugar	Pueblo Joven San Pedro
Departamento	Ancash
Provincia	Santa
Distrito	Chimbote
Área de la Institución Educativa	4600 m2

 UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA			
Tesis: "VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL CONSIDERANDO LA AMPLIFICACIÓN DE LA ACELERACIÓN SÍSMICA POR EFECTOS TOPOGRÁFICOS EN LA I.E. MARIANO MELGAR, CHIMBOTE, ANCASH - 2021"			
Departamento:	Provincia:	Distrito:	Localidad:
SANTA	ANCASH	CHIMBOTE	SAN PEDRO
PLANO DE UBICACION Y LOCALIZACION			Nº Lamina
Alumno:	Escala:	Fecha:	U-01
Drcl. Carlos Augusto Méndez Henza Bach. Kevin Mujica Arcega Itinaca	1/1000	11/10/2022	

ANEXO 3: PLANO DE DISTRIBUCIÓN



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA			
TÍTULO: VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS CONSIDERANDO LA AMPLIFICACIÓN DE LA ACELERACIÓN SÍSMICA POR EFECTOS TORSIONALES EN LA TI. MARINO MELGAR, CENTRO DE INGENIERÍA - 2021			
Departamento	Facultad	Carrera	Curso
PLANO DE UBICACION DISTRIBUCION			
Nombre	Esc. Civil Ingeniería	Título	Tramo
Exp.	Ed. Civil Ingeniería	Grado	2019/2021
			U-01

ANEXO 4: MEMORIA DE CÁLCULO

- EVALUACIÓN DE LA AMPLIFICACIÓN SÍSMICA POR EFECTOS TOPOGRÁFICOS

Según lo indicado en el EUROCODE 8, menciona que los parámetros de sitio deben cumplir con las siguientes condiciones.

$$\text{Factor de amplificación sísmica} = \left\{ \begin{array}{l} 1.4, i \geq 30^\circ \\ \frac{1.2, 15^\circ < i < 30^\circ}{1, H < 30 \text{ or } i \leq 15^\circ} \end{array} \right\}$$

El parámetro de evaluación comienza desde el tramo 0+000 hasta el 0+300

Diferencia de cota= 77.00 – 4.00 =73.00 msnm **(Cumple con la condición)**

Pendiente máxima= 23.1 %

23.1° al ser mayor a 15° cumple con la condición de inclinación máxima **(Cumple con la condición)**

- ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

Al asignar el empotramiento en la base, se designaron los modos de la edificación, por lo que para el cálculo se obtuvo la siguiente información modal.

SISMO EN “X” e “Y”

- Z= 0.45 (Chimbote)
- U= 1.5
- S= 1.10 kg/cm²
- T_p= 1.00
- T_L= 1.60
- C= 2.5
- R_o = 3
- I_a = 1
- I_p = 0.9

– Peso= 1510.54 ton

Cálculo del coeficiente de reducción sísmica

$$R = R_o \times I_p \times I_a$$

$$R = 2.7$$

Periodo para sismo en “X” e “Y”

$$T_X = 0.112$$

$$T_Y = 0.120$$

Cálculo de la cortante en la base sismo en “X” e “Y”

$$V = \left(\frac{Z \times U \times C \times S}{R} \right) \times \text{Peso}$$

$$V = \left(\frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.1}{2.7} \right) \times 1510.54$$

$$V = \left(\frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.1}{2.7} \right) \times 1510.54$$

$$V = 1038.50 \text{ ton}$$

– ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

SISMO EN “X” e “Y”

CÁLCULO DE LA PSEUDO – ACELERACIÓN PARA CADA NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA

Para este cálculo se utilizará la fórmula “Relación entre aceleraciones del suelo y periodos de retorno” mostrada en el Anexo A - Eurocódigo 8.

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_2}{T_1} \right)^k, \text{ siendo “k” un valor que puede variar entre 0.3 y 0.4.}$$

De los cuales “a1” en este caso según nuestros parámetros toma el valor de 0.45, “T1” y “T2” siendo el periodo de retorno base y periodo de retorno según nivel de amenaza sísmica respectivamente, por lo que el factor a calcular sería “a2” el cual sirve para generar el espectro de diseño.

– **Para Sismo Frecuente**

Tenemos:

$$S_a/C = \left(\frac{ZxUxS}{R}\right) xg$$

$$S_a/C = \left(\frac{0.45x1.5x1.1}{2.7}\right) x9.81 = 2.6978$$

Ahora el cálculo de a1:

$$a2 = \left(\frac{T2}{T1}\right)^k * a1 = \left(\frac{43}{475}\right)^3 * 0.45 = 0.4864$$

Por último, el Valor de Sa/C para un sismo frecuente sería:

$$S_{a-frec}/C = 2.6978 * 0.4864 = 1.3123$$

– **Para Sismo Ocasional**

Tenemos:

$$S_a/C = \left(\frac{ZxUxS}{R}\right) xg$$

$$S_a/C = \left(\frac{0.45x1.5x1.1}{2.7}\right) x9.81 = 2.6978$$

Ahora el cálculo de a1:

$$a2 = \left(\frac{T2}{T1}\right)^k * a1 = \left(\frac{72}{475}\right)^{0.3} * 0.45 = 0.5678$$

Por último, el valor de Sa/C para un sismo ocasional sería:

$$S_{a-ocasional}/C = 2.6978 * 0.5678 = 1.5318$$

– **Para Sismo Raro**

Tenemos:

$$S_a/C = \left(\frac{ZxUxS}{R}\right) xg$$

$$S_a/C = \left(\frac{0.45x1.5x2.5x1.1}{2.7}\right) x9.81 = 2.6978$$

Ahora el cálculo de a1:

$$a_2 = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k * a_1 = \left(\frac{475}{475}\right)^{0.3} * 0.45 = 1$$

Por último, el valor de Sa/C para un sismo raro sería:

$$S_{a-raro}/C = 2.6978 * 1 = 2.6978$$

– **Para Sismo muy Raro**

Tenemos:

$$S_a/C = \left(\frac{ZxUxS}{R}\right) * g$$

$$S_a/C = \left(\frac{0.45x1.5x1.1}{2.7}\right) * 9.81 = 2.6978$$

Ahora el cálculo de a1:

$$a_2 = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k * a_1 = \left(\frac{970}{475}\right)^{0.3} * 0.45 = 1.2389$$

Por último, el valor de Sa/C para un sismo raro sería:

$$S_{a-raro}/C = 2.6978 * 1.2389 = 3.3423$$

CÁLCULO DE LA PSEUDO – ACELERACIÓN PARA CADA NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA CONSIDERANDO EL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA POR EFECTOS TOPOGRÁFICOS 1.2

– **Para Sismo Frecuente**

Tenemos:

$$S_a/(Cx1.2) = \left(\frac{ZxUxS}{R}\right) * g$$

$$S_a/C = \left(\frac{0.45x1.5x1.1}{2.7}\right) * 9.81x1.2 = 3.2373$$

Ahora el cálculo de a1:

$$a_2 = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k * a_1 = \left(\frac{43}{475}\right)^{0.3} * 0.45 = 0.4864$$

Por último, el valor de Sa/C para un sismo frecuente sería:

$$S_{a-frec}/C = 3.2373 * 0.4864 = 1.5747$$

– **Para Sismo Ocasional**

Tenemos:

$$S_a/(Cx1.2) = \left(\frac{ZxUxS}{R}\right)xg$$

$$S_a/C = \left(\frac{0.45x1.5x1.1}{2.7}\right)x9.81x1.2 = 3.2373$$

Ahora el cálculo de a1:

$$a2 = \left(\frac{T2}{T1}\right)^k * a1 = \left(\frac{72}{475}\right)^{0.3} * 0.45 = 0.5678$$

Por último, el valor de Sa/C para un sismo ocasional sería:

$$S_{a-ocasional}/C = 3.2373 * 0.5678 = 1.8381$$

– **Para Sismo Raro**

Tenemos:

$$S_a/(Cx1.2) = \left(\frac{ZxUxS}{R}\right)xg$$

$$S_a/C = \left(\frac{0.45x1.5x1.1}{2.7}\right)x9.81x1.2 = 3.2373$$

Ahora el cálculo de a1:

$$a2 = \left(\frac{T2}{T1}\right)^k * a1 = \left(\frac{475}{475}\right)^{0.3} * 0.45 = 1$$

Por último, el valor de Sa/C para un sismo raro sería:

$$S_{a-raro}/C = 3.2373 * 1 = 3.2373$$

– **Para Sismo muy Raro**

Tenemos:

$$S_a/(Cx1.2) = \left(\frac{ZxUxS}{R}\right)xg$$

$$S_a/C = \left(\frac{0.45 \times 1.5 \times 1.1}{2.7} \right) \times 9.81 \times 1.2 = 3.2373$$

Ahora el cálculo de a1:

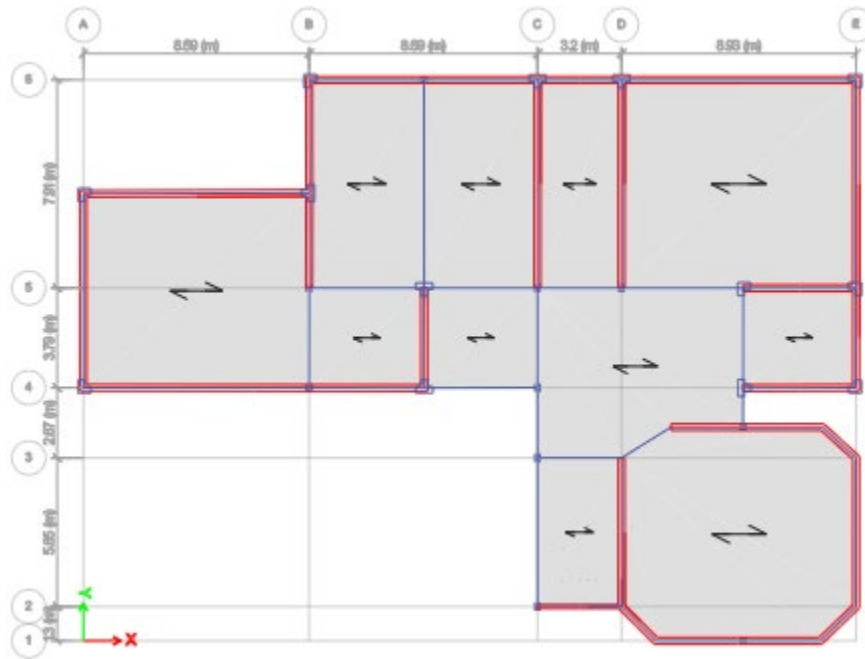
$$a_2 = \left(\frac{T_2}{T_1} \right)^k * a_1 = \left(\frac{970}{475} \right)^{0.3} * 0.45 = 1.2389$$

Por último, el valor de Sa/C para un sismo raro sería:

$$S_{a-raro}/C = 3.2373 * 1.2389 = 4.0106$$

ANEXO 5: MODELAMIENTO EN UN
PROGRAMA ESPECIALIZADO EN
ESTRUCTURAS

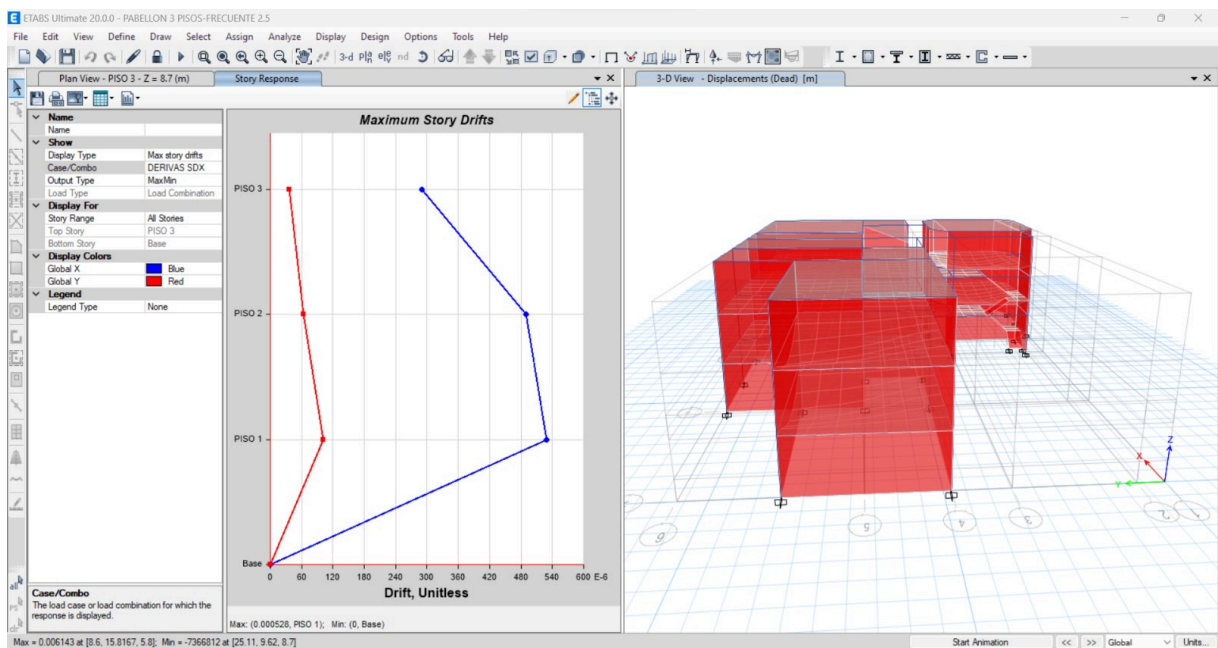
ADICIONAMOS EL ESPECTRO DE RESPUESTA DE CADA SISMO Y LOS DIAFRAGMAS PARA CADA PISO



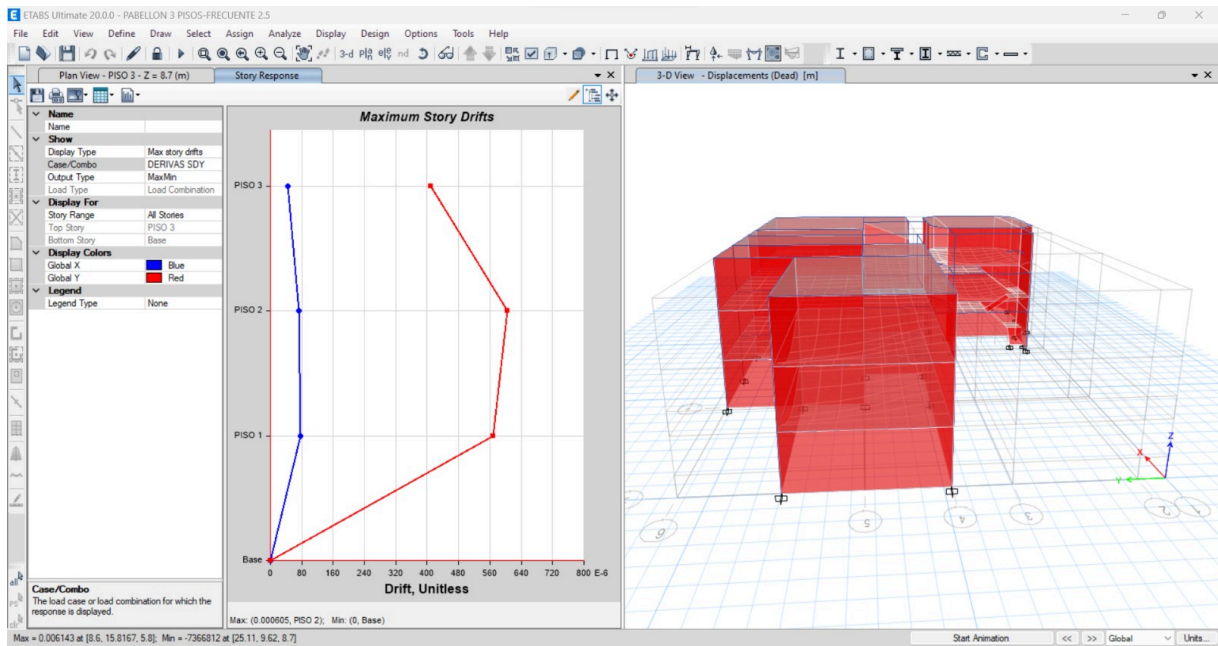
Sin considerar el factor de amplificación sísmica por efectos topográficos

– Para un sismo FRECUENTE

Desplazamientos en dirección “X”

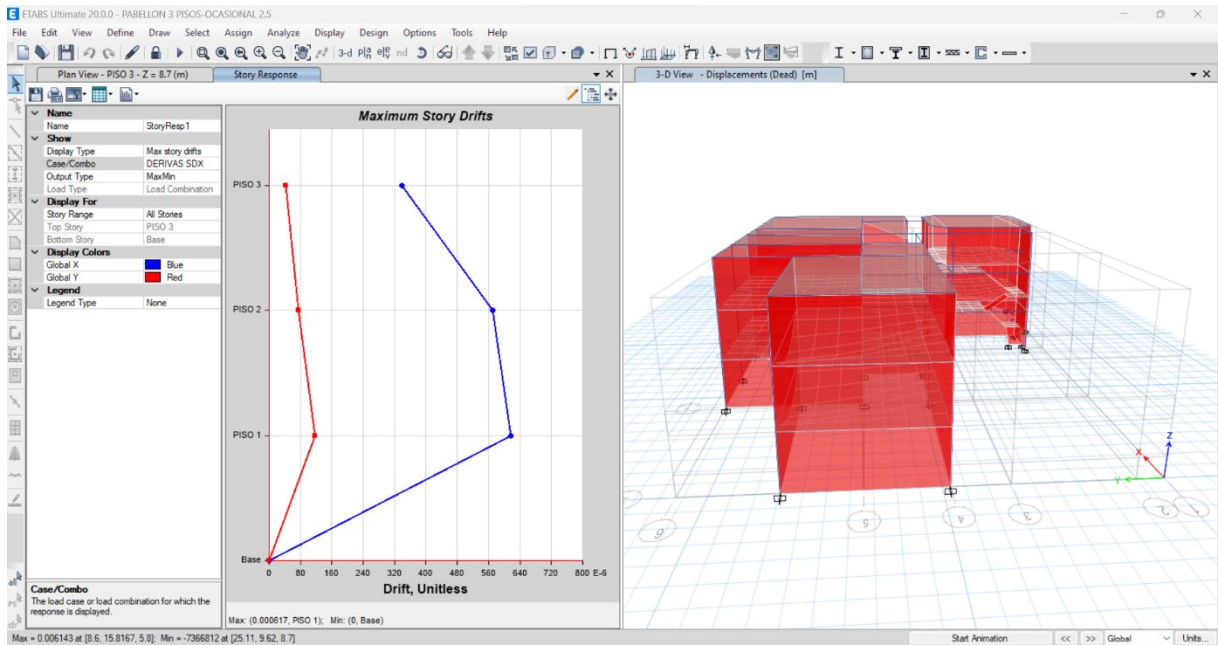


Desplazamientos en dirección “Y”

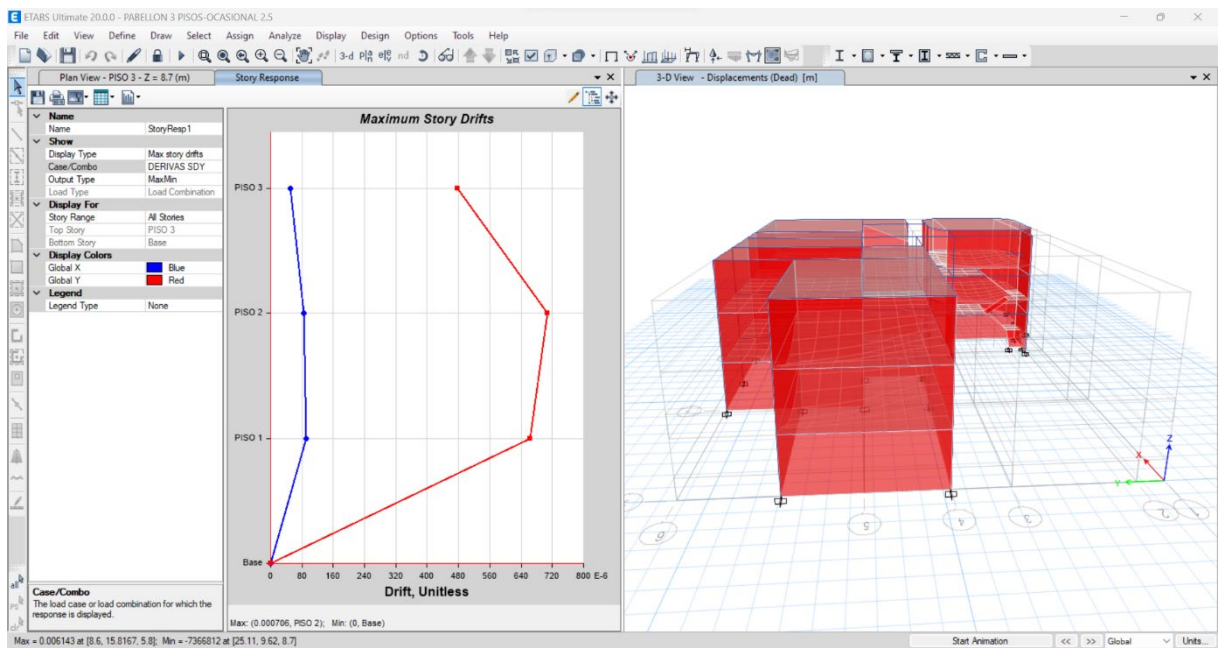


– Para un sismo OCASIONAL

Desplazamientos en dirección “X”

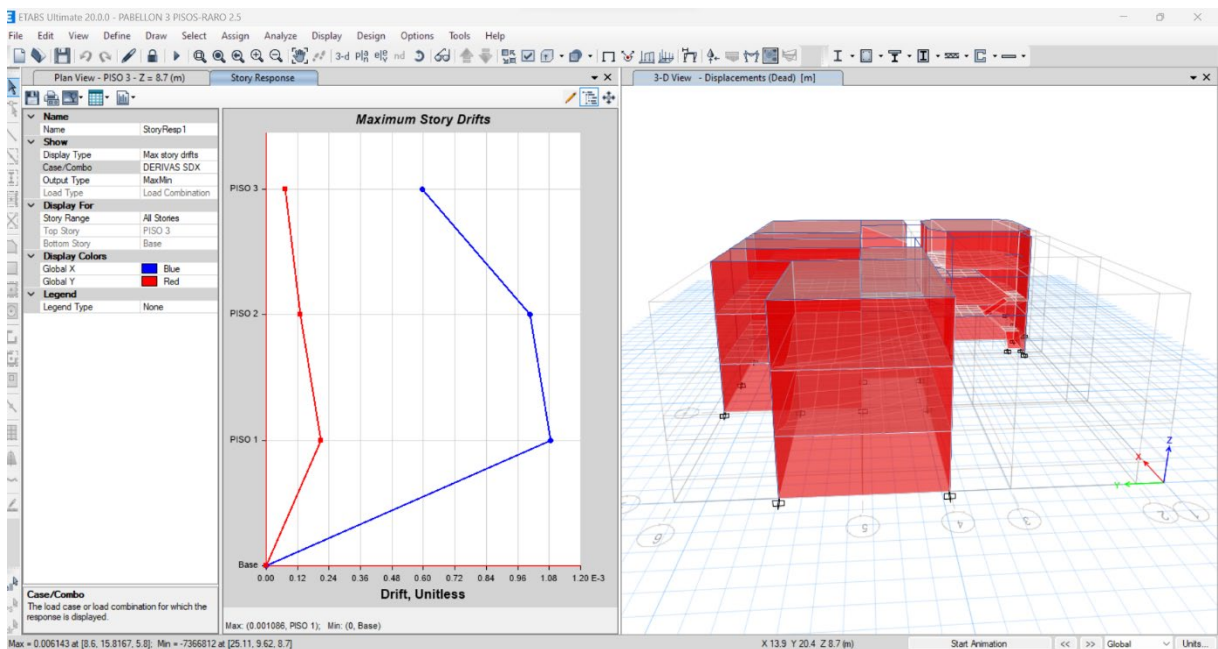


Desplazamientos en dirección “Y”

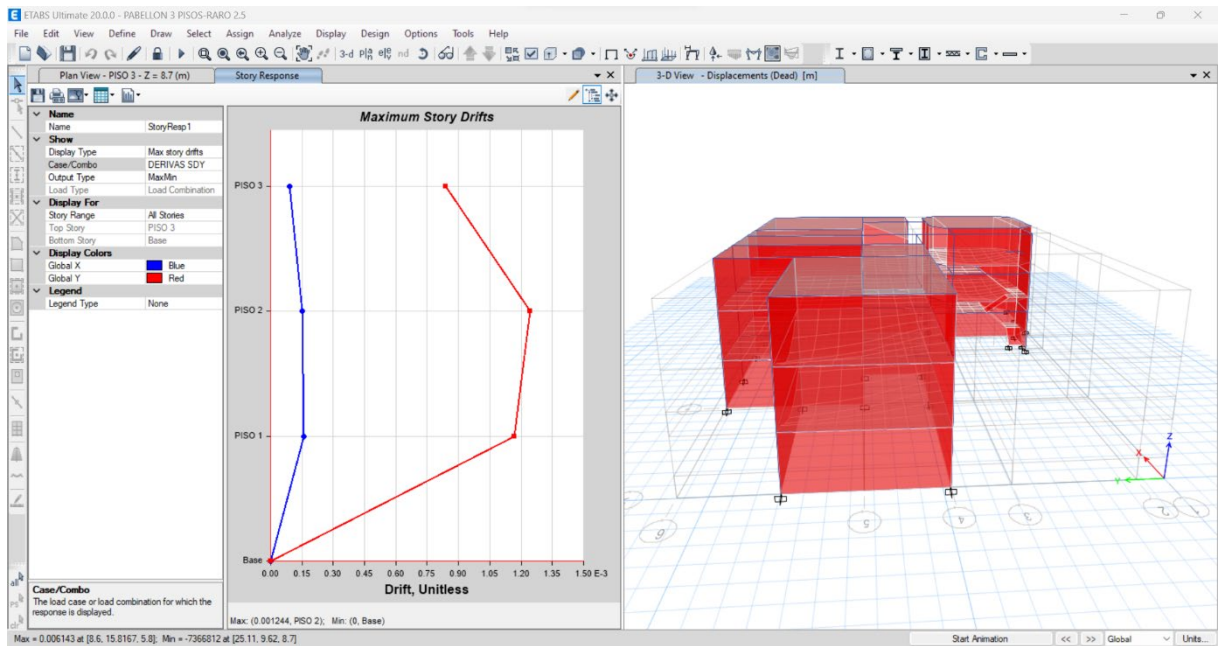


– Para un sismo RARO

Desplazamientos en dirección “X”

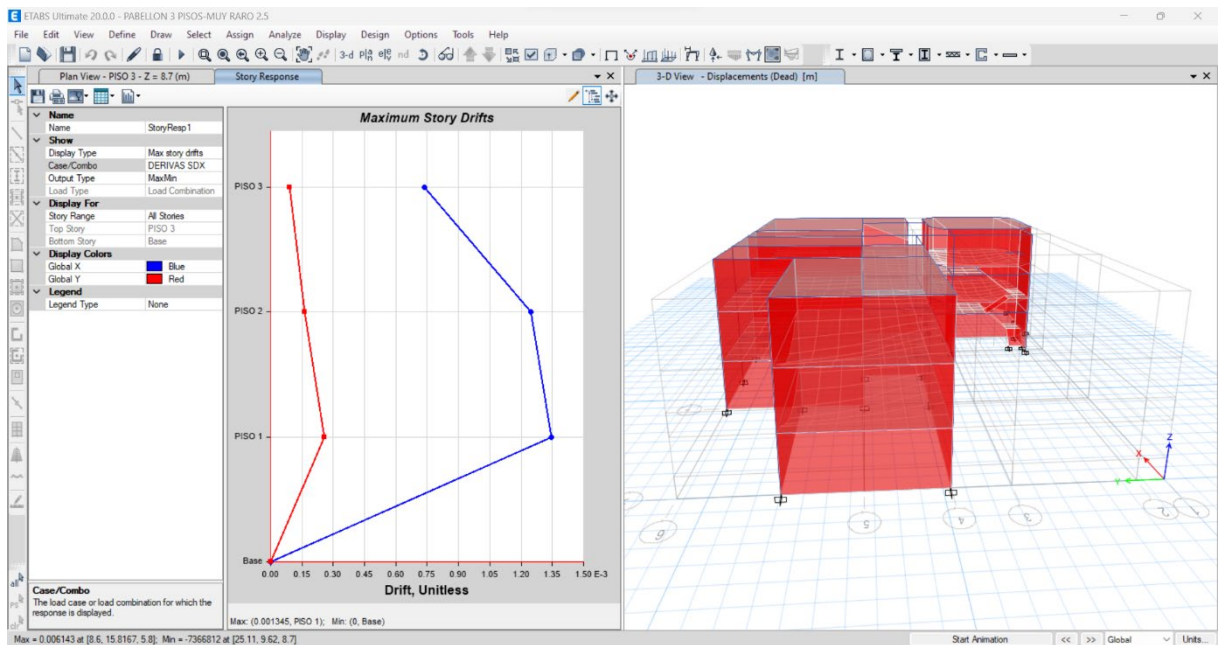


Desplazamientos en dirección “Y”

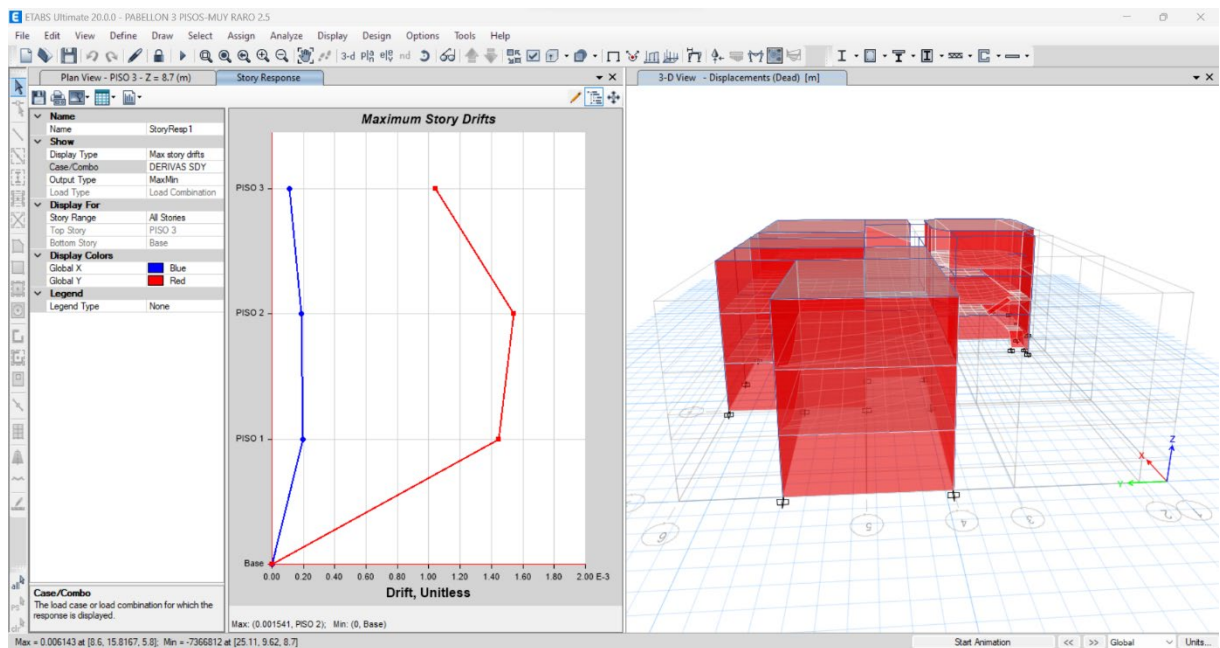


– Para un sismo MUY RARO

Desplazamientos en dirección “X”



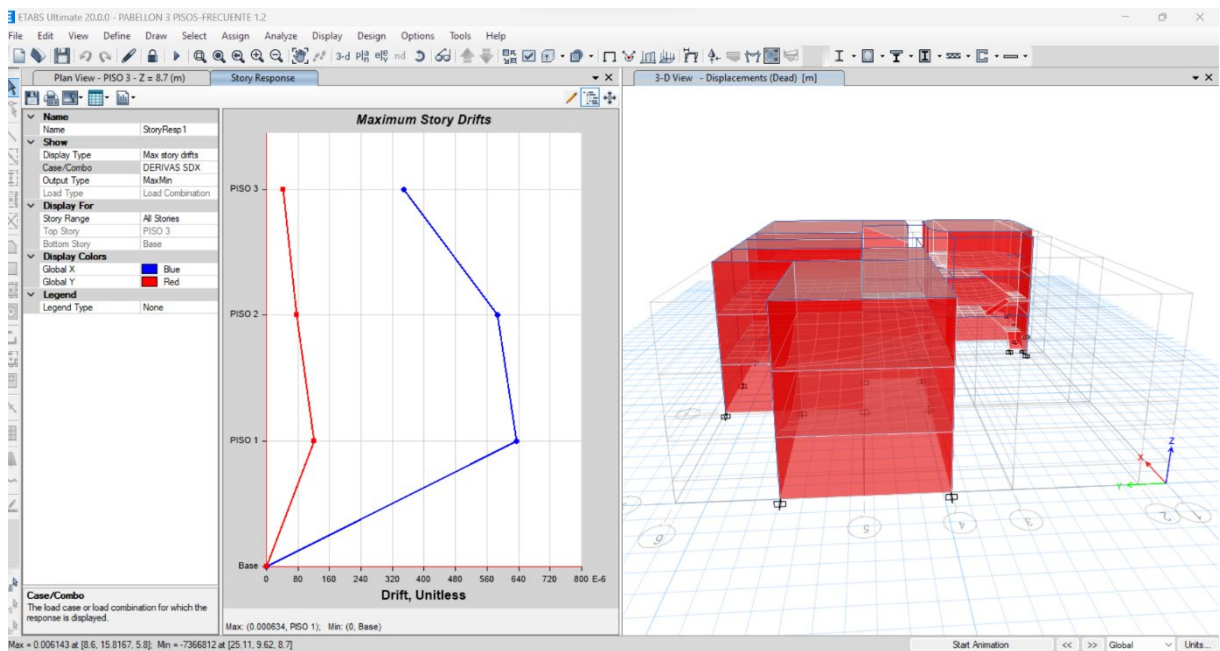
Desplazamientos en dirección “Y”



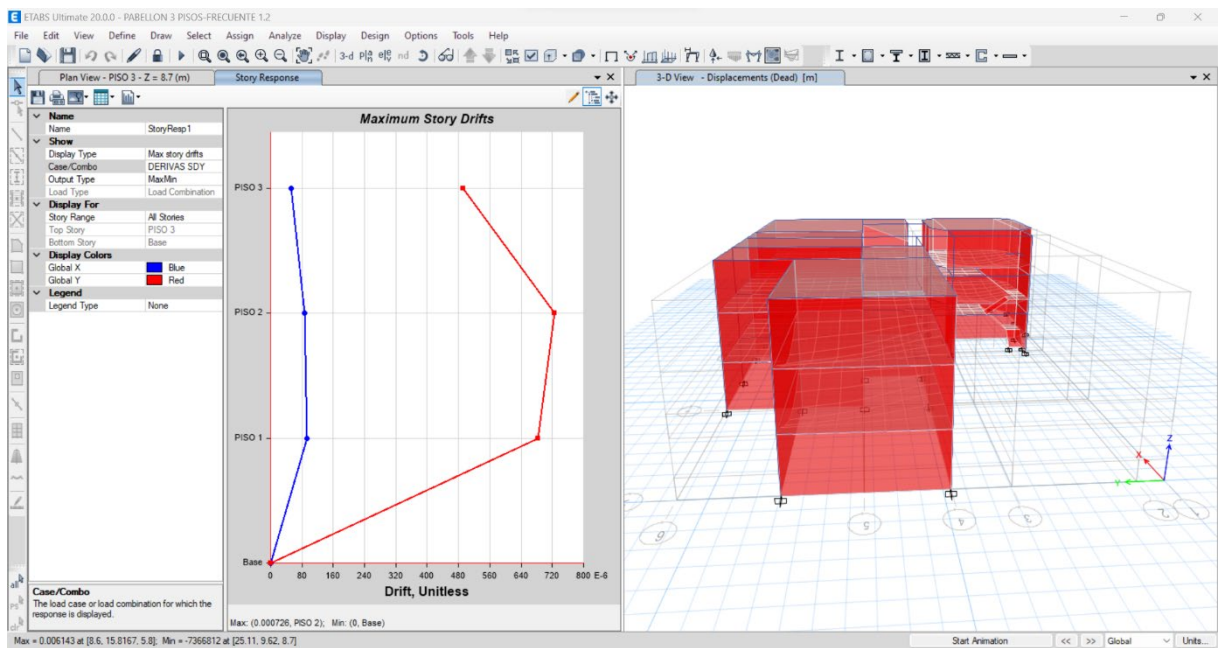
Considerando el factor de amplificación sísmica por efectos topográficos

– Para un sismo FRECUENTE

Desplazamientos en dirección “X”

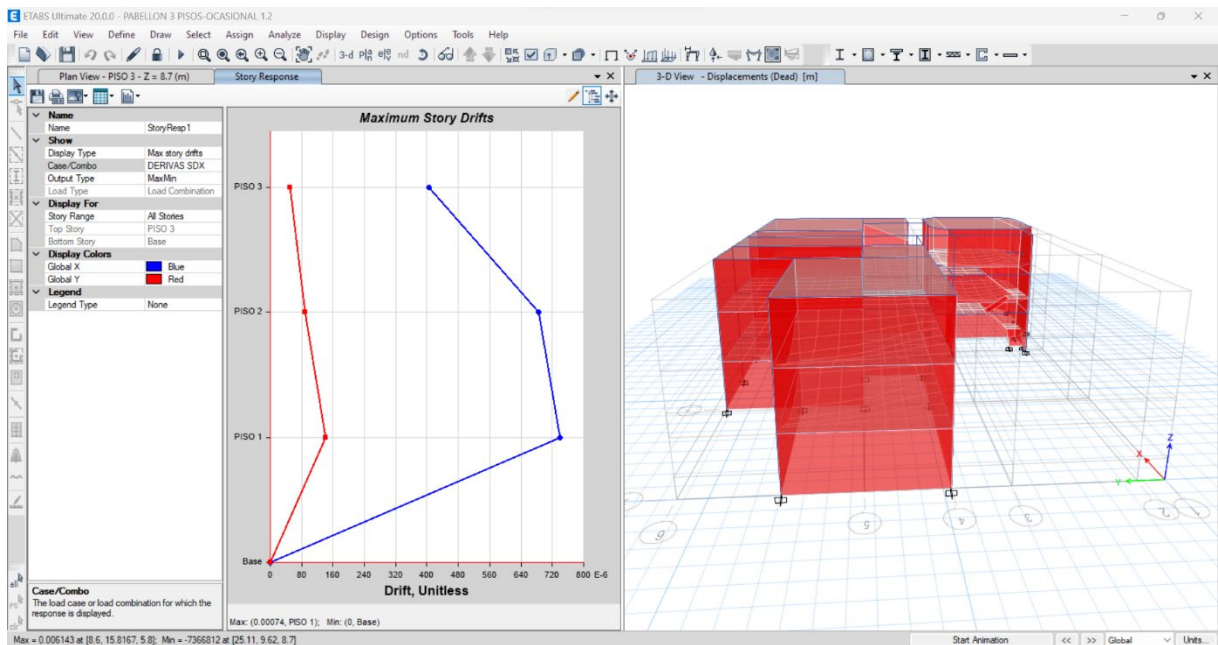


Desplazamientos en dirección “Y”

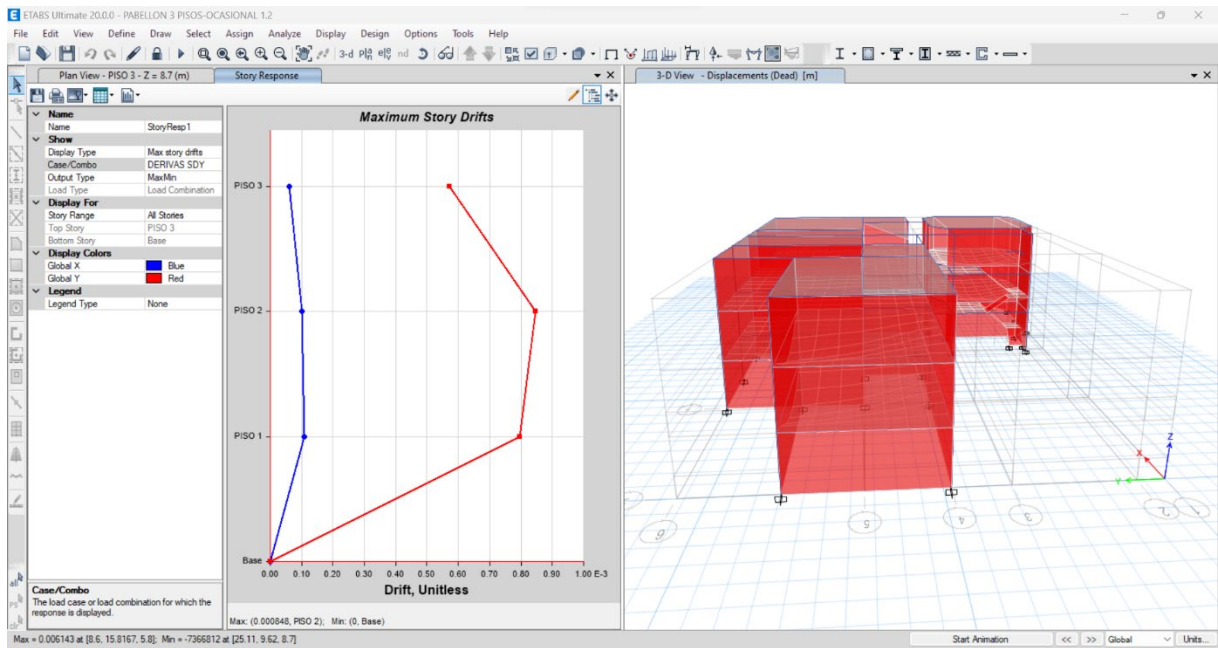


– Para un sismo OCASIONAL

Desplazamientos en dirección “X”

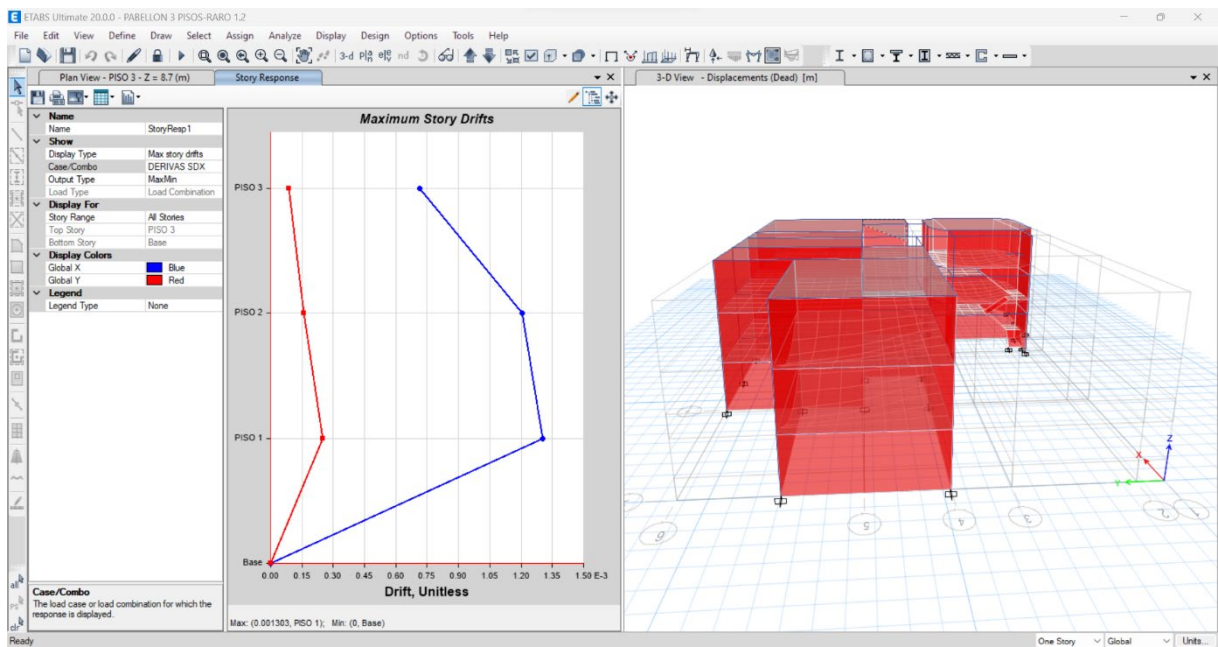


Desplazamientos en dirección “Y”

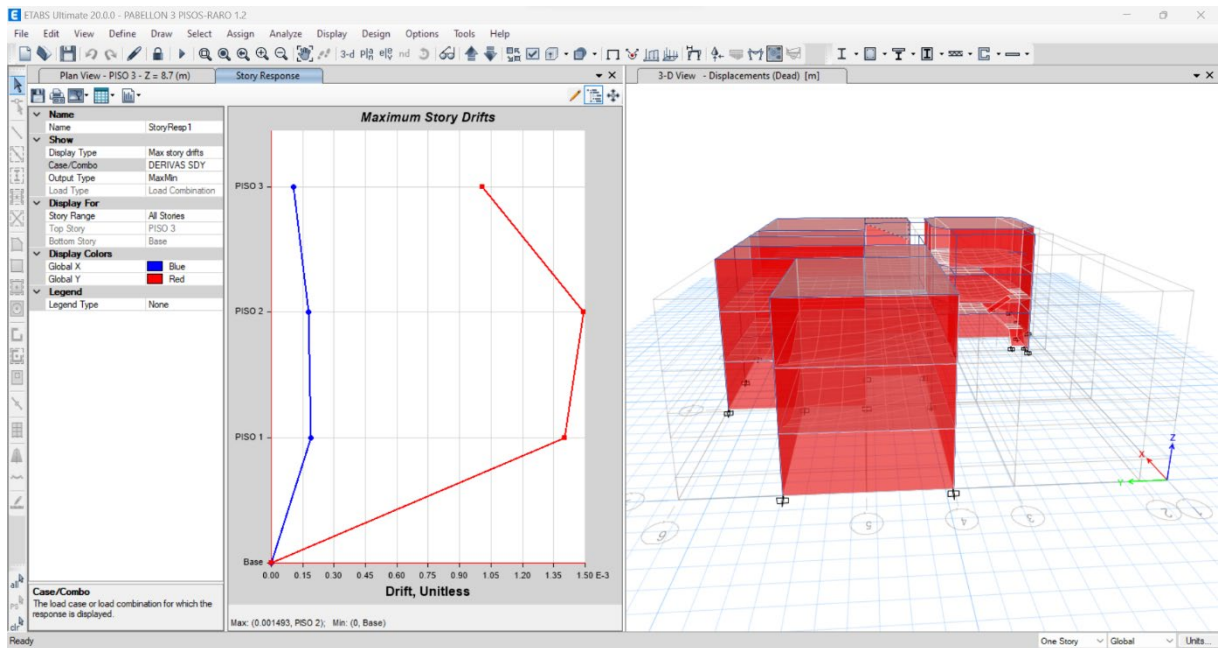


– Para un sismo RARO

Desplazamientos en dirección “X”

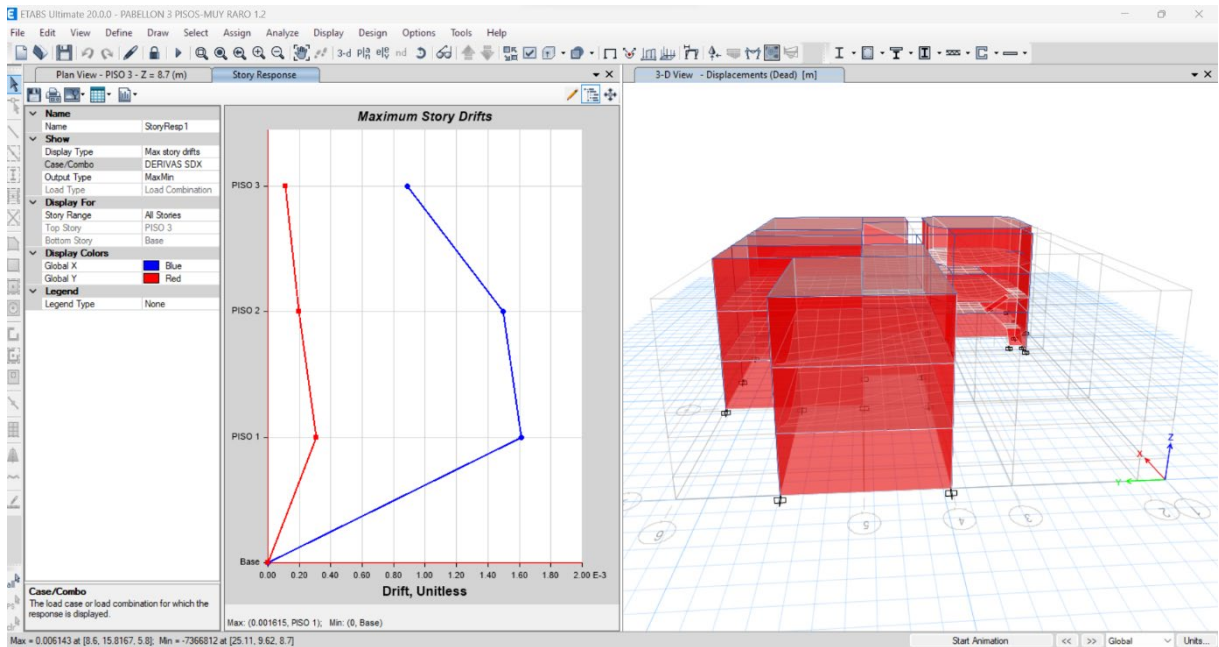


Desplazamientos en dirección “Y”

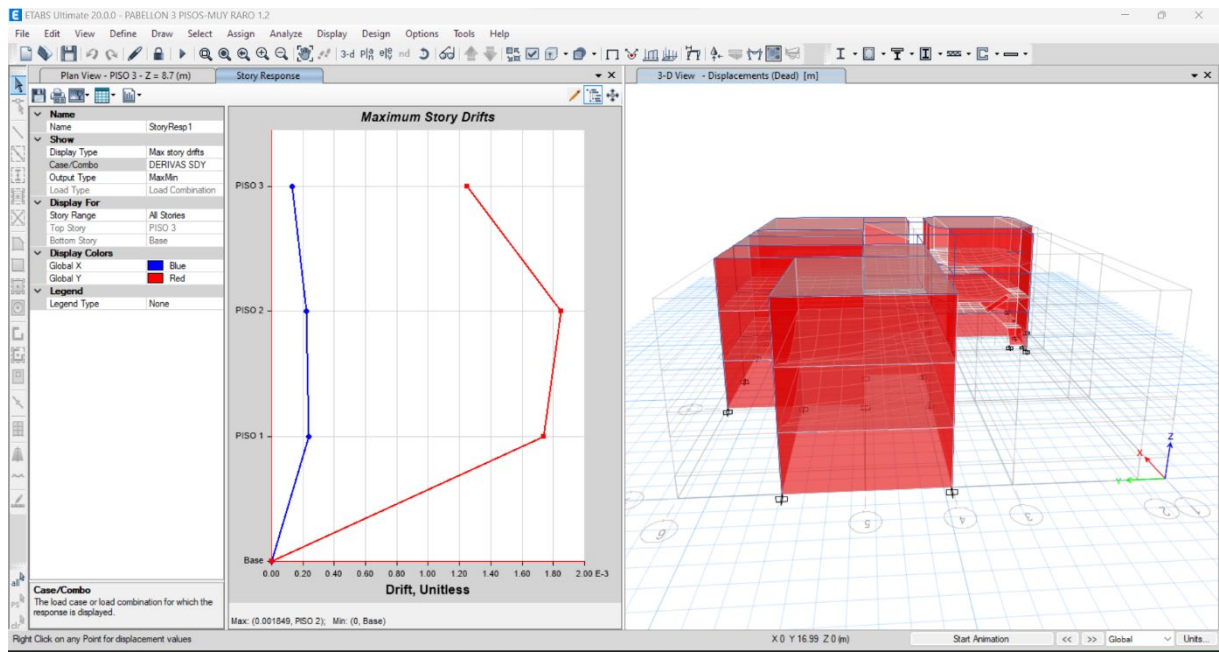


– Para un sismo MUY RARO

Desplazamientos en dirección “X”



Desplazamientos en dirección “Y”



ANEXO 5: ESTUDIO DE MECÁNICA DE
SUELOS



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM-422/MTC E 107)

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"

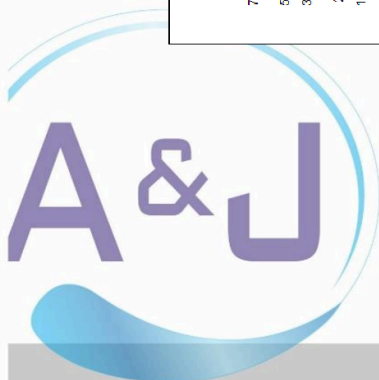
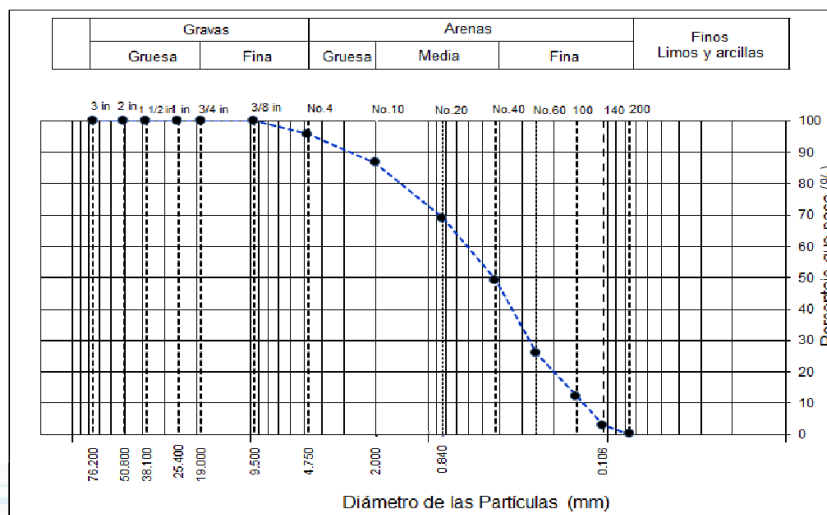
Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

TAMIZ	ABERTURA (mm)	Peso Retenido	% Parcial Retenido	% Acumulado Retenido	% Acumulado que Pasa	Especificación
3 in.	76.200	0.0	0.0	0.0	100.0	P. Inc.= 1648.3 g
2 in.	50.800	0.0	0.0	0.0	100.0	Calicata= C-1
1 -1/2 in.	38.100	0.0	0.0	0.0	100.0	Prof.= 1.50 m
1 in.	25.400	0.0	0.0	0.0	100.0	SUCS = SP
3/4 in.	19.000	64.2	3.9	3.9	96.1	ASHHTO= A-1-b (0)
3/8 in.	9.500	99.4	6.0	9.9	90.1	W% = 4.31 %
No. 4	4.750	106.3	6.5	16.4	83.6	LL = NP
No. 10	2.000	277.3	16.8	33.2	66.8	IP = NP
No. 20	0.840	191.3	11.6	44.8	55.2	Grava : 16.4
No. 40	0.425	285.2	17.3	62.1	37.9	Arena : 80.5
No. 60	0.250	205.5	12.5	74.6	25.4	Finos : 3.2
No. 100	0.150	166.5	10.1	84.7	15.3	D10 = 0.115
No. 140	0.106	110.2	6.7	91.4	8.6	D30 = 0.314
No. 200	0.075	90.2	5.5	96.8	3.2	D60 = 1.320
Pan	---	52.2	3.2	100.0		Cu = 11.48
		1648.3				Cc = 0.65

DATOS DE ENSAYO		M-1
Tamaño máximo de partículas	g	3/4 in
Masa de tara	g	50.2
Masa total seca + tara	g	1780.41
Masa Lavada seca + tara	g	1696.2
Masa seca inicial	g	1730.2
Masa Lavada seca	g	1646.0
Sumatoria de masa retenida	g	1648.3

Error por tamizado 0.1% <0.5%



Marco Antonio Vásquez Sánchez
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM-422/MTC E 107)

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"

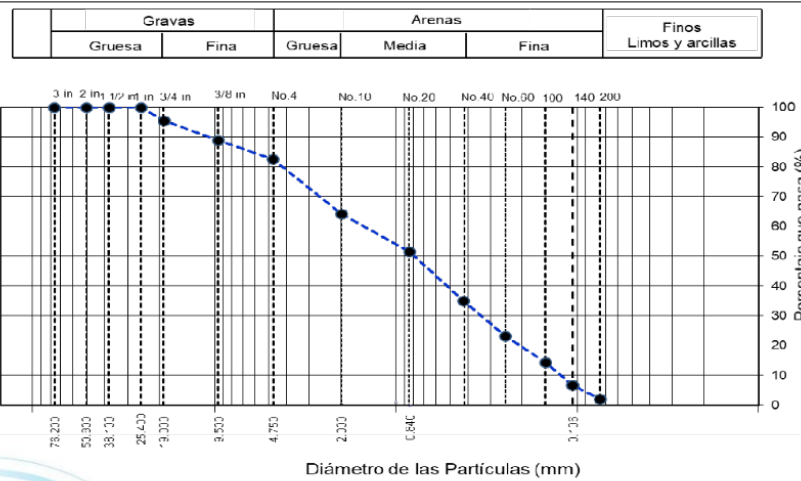
Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

TAMIZ	ABERTURA (mm)	Peso Retenido	% Parcial Retenido	% Acumulado Retenido	% Acumulado que Pasa	Especificación
3 in.	76.200	0.0	0.0	0.0	100.0	P. Inc.= 1600.7 g
2 in.	50.800	0.0	0.0	0.0	100.0	Calicata C-2
1 -1/2 in.	38.100	0.0	0.0	0.0	100.0	Profundidad 1.50 m
1 in.	25.400	0.0	0.0	0.0	100.0	SUCS = SP
3/4 in.	19.000	70.5	4.4	4.4	95.6	ASHHTO = A-1-b (0)
3/8 in.	9.500	105.2	6.6	11.0	89.0	W% = 3.12 %
No. 4	4.750	103.2	6.4	17.4	82.6	LL = NP
No. 10	2.000	293.6	18.3	35.8	64.2	IP = NP
No. 20	0.840	202.6	12.7	48.4	51.6	Grava : 17.4
No. 40	0.425	262.6	16.4	64.8	35.2	Arena : 80.6
No. 60	0.250	191.4	12.0	76.8	23.2	Finos : 2.0
No. 100	0.150	141.3	8.8	85.6	14.4	D10 = 0.125
No. 140	0.106	123.4	7.7	93.3	6.7	D30 = 0.349
No. 200	0.075	74.5	4.7	98.0	2.0	D60 = 1.612
Pan	---	32.4	2.0	100.0		Cu = 12.90
		1600.7				Cc = 0.61

DATOS DE ENSAYO		M-2
Tamaño máximo de partículas	g	3/4 in
Masa de tara	g	50.2
Masa total seca + tara	g	1750.36
Masa Lavada seca + tara	g	1645.2
Masa seca inicial	g	1700.2
Masa Lavada seca	g	1595.0
Sumatoria de masa retenida	g	1600.7

Error por tamizado 0.4% < 0.5%



Marco Antonio Vásquez Sánchez
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM-422/MTC E 107)

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"

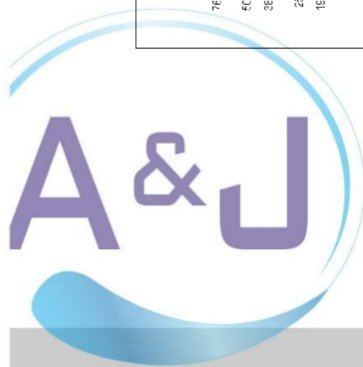
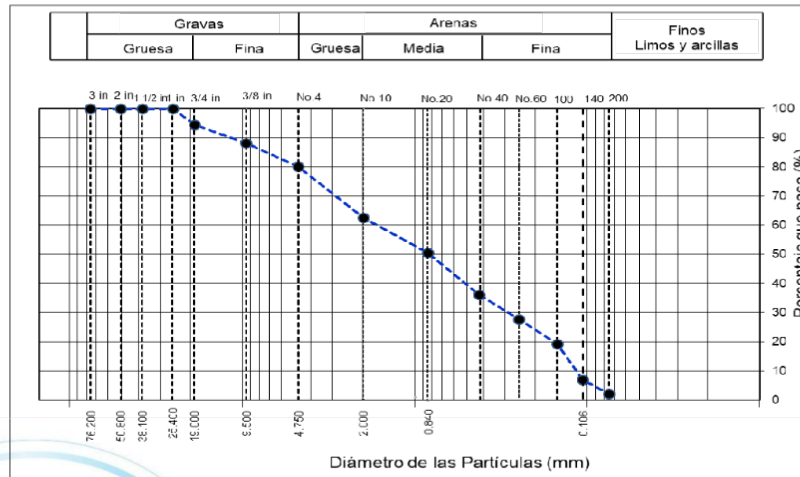
Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

TAMIZ	ABERTURA (mm)	Peso Retenido	% Parcial Retenido	% Acumulado Retenido	% Acumulado que Pasa	Especificación
3 in.	76.200	0.0	0.0	0.0	100.0	P. Inc.= 1550.2 g
2 in.	50.800	0.0	0.0	0.0	100.0	Calicata= C-3
1 -1/2 in.	38.100	0.0	0.0	0.0	100.0	Prof.= 1.50 m
1 in.	25.400	0.0	0.0	0.0	100.0	SUCS = SP
3/4 in.	19.000	84.3	5.4	5.4	94.6	ASHHTO= A-1-b (0)
3/8 in.	9.500	101.2	6.5	12.0	88.0	W% = 4.65 %
No. 4	4.750	123.3	8.0	19.9	80.1	LL = NP
No. 10	2.000	255.2	16.5	36.4	63.6	IP = NP
No. 20	0.840	165.6	10.7	47.1	52.9	Grava : 19.9
No. 40	0.425	235.6	15.2	62.3	37.7	Arena : 75.9
No. 60	0.250	121.4	7.8	70.1	29.9	Finos : 4.2
No. 100	0.150	131.3	8.5	78.6	21.4	D10 = 0.110
No. 140	0.106	193.4	12.5	91.0	9.0	D30 = 0.252
No. 200	0.075	74.5	4.8	95.8	4.2	D60 = 1.607
Pan	---	64.5	4.2	100.0		Cu = 14.66
		1550.2				Cc = 0.36

DATOS DE ENSAYO		M-3
Tamaño máximo de partículas	g	3/4 in
Masa de tara	g	50.2
Masa total seca + tara	g	1723.32
Masa Lavada seca + tara	g	1602.55
Masa seca inicial	g	1673.1
Masa Lavada seca	g	1552.4
Sumatoria de masa retenida	g	1558.1

Error por tamizado 0.1% < 0.5%




Marco Antonio Vásquez Sánchez
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM-422/MTC E 107)

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"

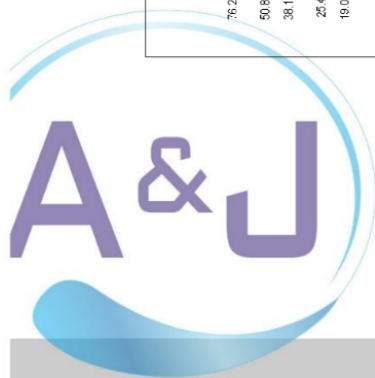
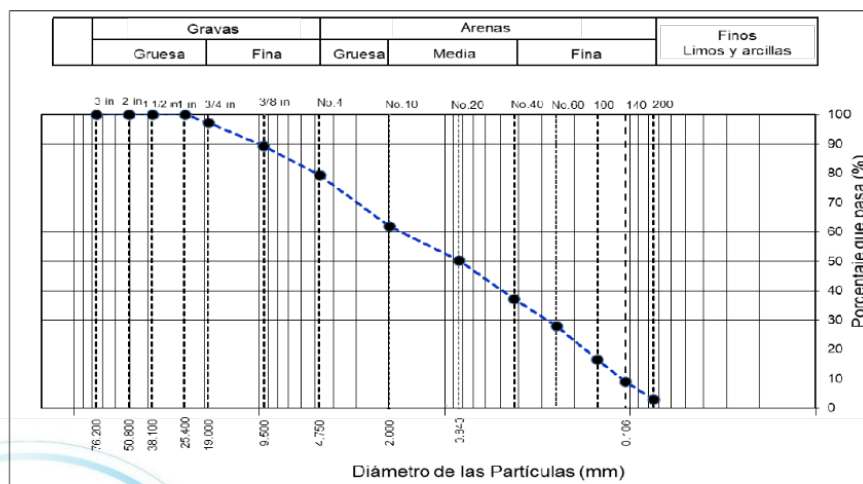
Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

TAMIZ	ABERTURA (mm)	Peso Retenido	% Parcial Retenido	% Acumulado Retenido	% Acumulado que Pasa	Especificación
3 in.	76.200	0.0	0.0	0.0	100.0	P. Inc.= 1659.6 g
2 in.	50.800	0.0	0.0	0.0	100.0	Calicata= C-4
1 -1/2 in.	38.100	0.0	0.0	0.0	100.0	Prof.= 1.50 m
1 in.	25.400	0.0	0.0	0.0	100.0	SUCS = SP
3/4 in.	19.000	44.5	2.7	2.7	97.3	ASHHTO = A-1-b (0)
3/8 in.	9.500	132.3	8.0	10.7	89.3	W% = 3.79 %
No. 4	4.750	165.5	10.0	20.6	79.4	LL = NP
No. 10	2.000	287.5	17.3	37.9	62.1	IP = NP
No. 20	0.840	195.6	11.8	49.7	50.3	Grava: 20.6
No. 40	0.425	215.2	13.0	62.7	37.3	Arena: 76.2
No. 60	0.250	152.4	9.2	71.9	28.1	Finos: 3.1
No. 100	0.150	191.3	11.5	83.4	16.6	D10 = 0.111
No. 140	0.106	123.6	7.4	90.9	9.1	D30 = 0.286
No. 200	0.075	99.5	6.0	96.9	3.1	D60 = 1.798
Pan	---	52.3	3.1	100.0		Cu = 16.19
		1659.6				Cc = 0.41

DATOS DE ENSAYO		M-4
Tamaño máximo de partículas	g	3/4 in
Masa de tara	g	50.2
Masa total seca + tara	g	1891.32
Masa Lavada seca + tara	g	1712.55
Masa seca inicial	g	1841.1
Masa Lavada seca	g	1662.4
Sumatoria de masa retenida	g	1659.6

Error por tamizado 0.2% < 0.5%




Marco Antonio Vásquez Sánchez
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288



CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D 2216

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"

Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

DESCRIPCION	M 1	M2
Tara (nombre/número)	M1(1)	M1(2)
Masa del contenedor (g)	44.3	44.1
Masa del suelo húmedo + Contenedor (g)	89.62	95.62
Masa del suelo seco + Contenedor (g)	87.39	93.90
Masa del suelo seco	43.09	49.80
Peso del agua	2.23	1.72
Contenido de Humedad (%)	5.18	3.45
	4.31%	

Marco Antonio Vásquez Sánchez
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288





CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D 2216

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"

Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

DESCRIPCION	M 1	M2
Tara (nombre/número)	M1(1)	M1(2)
Masa del contenedor (g)	44.3	44.1
Masa del suelo húmeda + Contenedor (g)	102.25	103.21
Masa del suelo seco + Contenedor (g)	100.51	101.41
Masa del suelo seco	56.21	57.31
Peso del agua	1.74	1.80
Contenido de Humedad (%)	3.10	3.14
	3.12%	

Marco Antonio Vásquez Sánchez
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288





CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D 2216

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"

Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

DESCRIPCION	M 1	M2
Tara (nombre/número)	M1(1)	M1(2)
Masa del contenedor (g)	44.1	44
Masa del suelo húmeda + Contenedor (g)	98.51	101.21
Masa del suelo seco + Contenedor (g)	96.45	98.30
Masa del suelo seco	52.35	54.30
Peso del agua	2.06	2.91
Contenido de Humedad (%)	3.94	5.36
	4.65%	



Marco Antonio Vásquez Sánchez
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288



CONTENIDO DE HUMEDAD ASTM D 2216

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"


Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

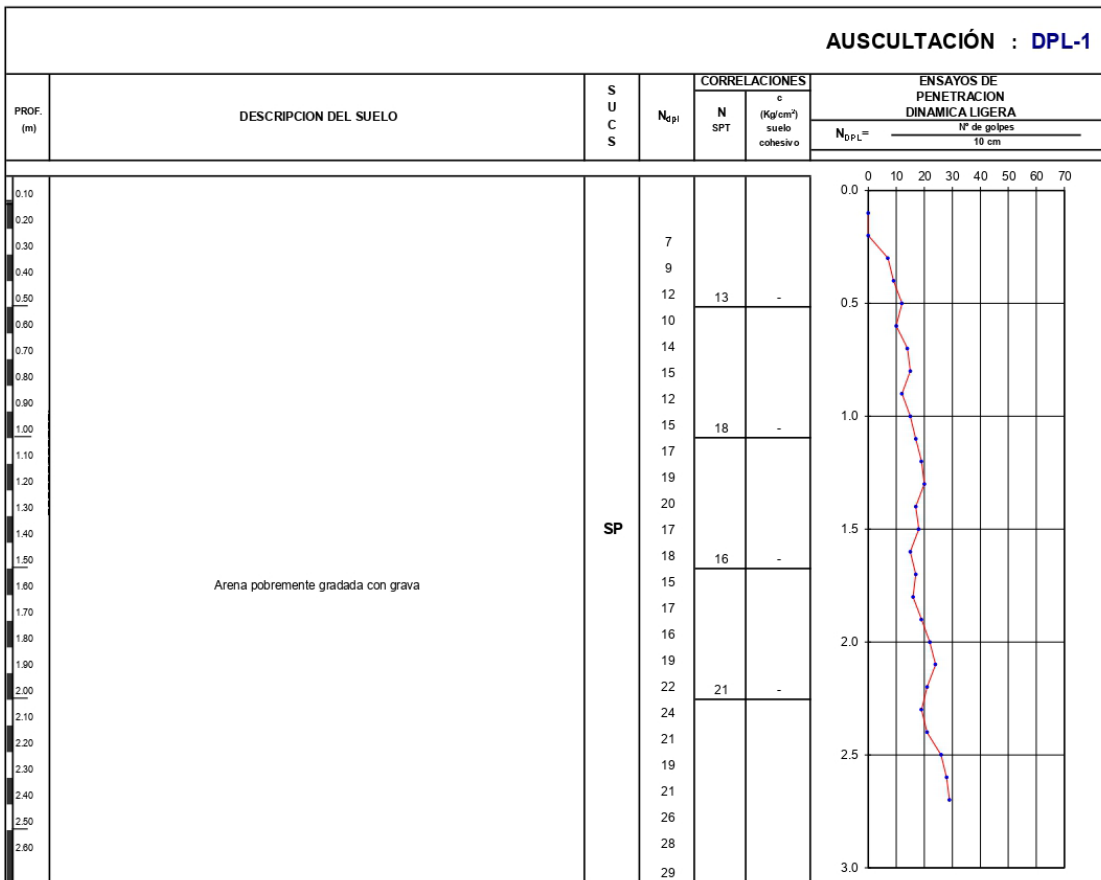
DESCRIPCION	M 1	M2
Tara (nombre/número)	M1(1)	M1(2)
Masa del contenedor (g)	44.1	44
Masa del suelo húmedo + Contenedor (g)	102.52	101.20
Masa del suelo seco + Contenedor (g)	99.40	100.11
Masa del suelo seco	55.30	56.11
Peso del agua	3.12	1.09
Contenido de Humedad (%)	5.64	1.94
	3.79%	



Marco Antonio Vásquez Sánchez
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288

	INFORME	Código	001
	REGISTRO DE AUSCULTACIÓN PENETRACIÓN DINÁMICA LIGERA - DPL	Versión	01
		Fecha	15-05-2022
		Página	1 de 1

PROYECTO : "VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL CONSIDERANDO LA AMPLIFICACIÓN DE LA ACELERACIÓN SÍSMICA POR EFECTOS TOPOGRÁFICOS EN LA I.E. MARIANO MELGAR, CHIMBOTE, ÁNCASH - 2021"
SOLICITANTE : CARLOS ANTONIO MEOÑO HORNA Y KEVIN MIJHAELL ARTEAGA HUAMÁN
CÓDIGO DE PROYECTO : 0001
UBICACIÓN DE PROYECTO : PP.JJ SANPEDRO
MATERIAL : ARENA POBREMENTE GRADADA
PROFUNDIDAD : 2.7





Marco Antonio Vásquez Sánchez
 INGENIERO CONSULTOR
 C.I.P. 83288

CAPACIDAD DE CARGA - Cimentación Superficial

Cota de Superficie (m) : 0.00
Fecha : 10/10/2022

A.- DATOS GENERALES

Ángulo de Fricción Interna (Φ)	32.9	grados
Cohesión (c)	0.00	kg/cm ²
Tipo de falla por corte	Local	
Ángulo de Fricción Interna corregido (Φ_c)	23.3	grados
Cohesión corregida (c) _c	0.00	kg/cm ²
Peso Unitario de Sobre Carga (γ_1)	1.72	gr/cm ³
Peso Unitario del Suelo de Cimentación (γ_2)	1.72	gr/cm ³
Relación Ancho / Largo (B/L)	1.00	(1.0 si es circular o cuadrada)
Ancho (diámetro) Inicial de la Cimentación	1.50	m
Incremento de base (Δb)	0.50	m
Cota de Terreno bajo piso terminado	0.00	m
Profundidad de Desplante (Df)	1.50	m (0.0 si es indeterminado)
Incremento de profundidad (ΔDf)	0.50	m
Posición del Nivel Freático (N.F.)	50.0	m (50m si no presenta)
Inclinación de la carga	0.0	grados
Factor de Seguridad (F.S. asume 3.0)	3.00	
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	SP	

Zapata Cuadrada

B.- FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

$$N_c = 18.457 \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_q = 8.960 \quad N_q = \gamma g^2 \left(4.5 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\sigma \tan \phi}$$

$$N_y = 5.150 \quad N_y = 2(N_q + 1) \gamma g \phi$$

C.- FACTORES DE FORMA

$$S_c = 1.485 \quad S_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$S_q = 1.431 \quad S_q = 1 + 0.4 \frac{B}{L}$$

$$S_y = 0.600 \quad S_y = 1 + \frac{B}{L} \gamma g \phi$$

D.- FACTORES DE INCLINACIÓN

$$i_c = 1.000 \quad i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90} \right)^2$$

$$i_q = 1.000$$

$$i_y = 1.000 \quad i_y = \left(1 + \frac{\beta}{\phi} \right)^{-1}$$

E.- COEFICIENTES DE PRESION LATERAL

$$K_a = 0.433$$

$$K_p = 2.311$$

$$K_o = 0.604$$

NOTA: Coeficientes de empuje encontrados según Rankine.

F.- CAPACIDAD ADMISIBLE

Cimentación sugerida **Zapata Cuadrada**

COTA RELATIVA	DESPLANTE Df (m)	ANCHO B (m)	FACTORES POR N.F.		q _d (kg/cm ²)	q _{adm} (kg/cm ²)	Detalle
			W	W'			
-1.50	1.50	1.5	1.00	1.00	3.71	1.24	Zapata Cuadrada
-1.50	1.50	2.0	1.00	1.00	3.84	1.28	
-1.50	1.50	2.5	1.00	1.00	3.97	1.32	
-2.00	2.00	1.5	1.00	1.00	4.81	1.60	
-2.00	2.00	2.0	1.00	1.00	4.94	1.65	
-2.00	2.00	2.5	1.00	1.00	5.08	1.69	
-2.50	2.50	1.5	1.00	1.00	5.91	1.97	
-2.50	2.50	2.0	1.00	1.00	6.05	2.02	
-2.50	2.50	2.5	1.00	1.00	6.18	2.06	
-3.00	3.00	1.5	1.00	1.00	7.02	2.34	
-3.00	3.00	2.0	1.00	1.00	7.15	2.38	
-3.00	3.00	2.5	1.00	1.00	7.28	2.43	
-3.50	3.50	1.5	1.00	1.00	8.12	2.71	
-3.50	3.50	2.0	1.00	1.00	8.25	2.75	
-3.50	3.50	2.5	1.00	1.00	8.38	2.79	



Marco Antonio Vásquez Sánchez
 INGENIERO CONSULTOR
 C.I.P. 83288



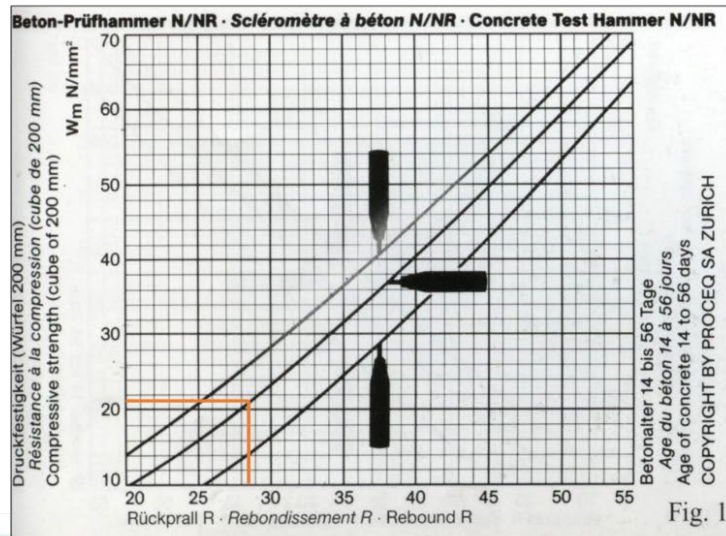
ESCLEROMETRIA (Martillo de rebote ASTM C-805)

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"

Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

Elemento	N° de ensayo	Índice de rebote	Mediana	Media	E. Ensayo	F'c (N/mm ²)	F'c (kg/cm ²)	Valor que difiere de la mediana	Evaluación del elemento
COLUMNA E-01	1	29	28.50	29.58	Malla cuadriculada de 15 x 15 cm	20.1	211	-0.50	Aceptado
	2	28						0.50	
	3	30						-1.50	
	4	31						-2.50	
	5	29						-0.50	
	6	28						0.50	
	7	29						-0.50	
	8	28						0.50	
	9	30						-1.50	
	10	32						-3.50	
	11	31						-2.50	
	12	30						-1.50	




Mario Antonio Vásquez Sánchez
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288



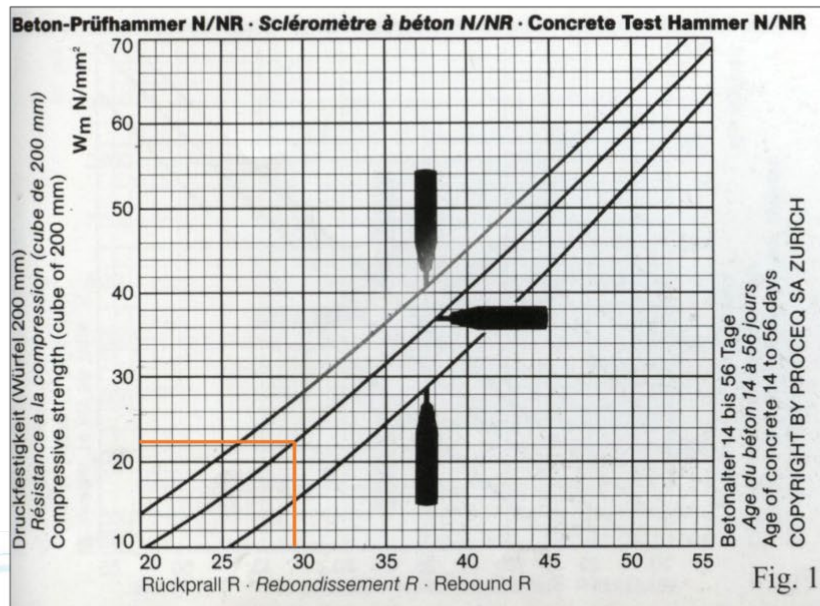
ESCLEROMETRIA (Martillo de rebote ASTM C-805)

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"

Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

Elemento	N° de ensayo	N° de disparos	Índice de rebote	Mediana	Media	E. Ensayo	F'c (N/mm2)	F'c (kg/cm2)	Valor que difiere de la mediana	Aceptación del elemento
COLUMNA E-02	1	1	31	29.50	30.83	Malla cuadriculada de 15 x 15 cm	22.3	223	-1.50	Elemento Aceptado
	2	1	32						-2.50	
	3	1	31						-1.50	
	4	1	30						-0.50	
	5	1	30						-0.50	
	6	1	30						-0.50	
	7	1	29						0.50	
	8	1	30						-0.50	
	9	1	32						-2.50	
	10	1	32						-2.50	
	11	1	33						-3.50	
	12	1	30						-0.50	




Marco Antonio Vásquez Sánchez
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288



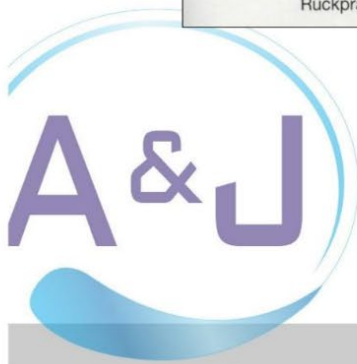
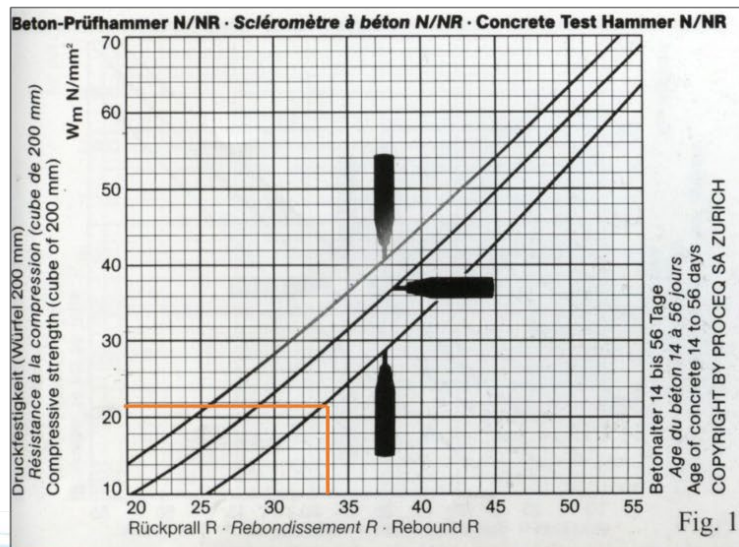
ESCLEROMETRIA (Martillo de rebote ASTM C-805)

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"

Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

Elemento	Nº de ensayo	Índice de rebote	Mediana	Media	E. Ensayo	F'c (N/mm2)	F'c (kg/cm2)	Valor que difiere de la mediana	Aceptación del elemento
VIGA E-01	1	29	33.50	30.75	Malla cuadriculada de 15 x 15 cm	21.80	218	4.50	Aceptado
	2	29						4.50	
	3	28						5.50	
	4	30						3.50	
	5	29						4.50	
	6	33						0.50	
	7	34						-0.50	
	8	30						3.50	
	9	32						1.50	
	10	33						0.50	
	11	30						3.50	
	12	32						1.50	




Marco Antonio Vásquez Sánchez
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288



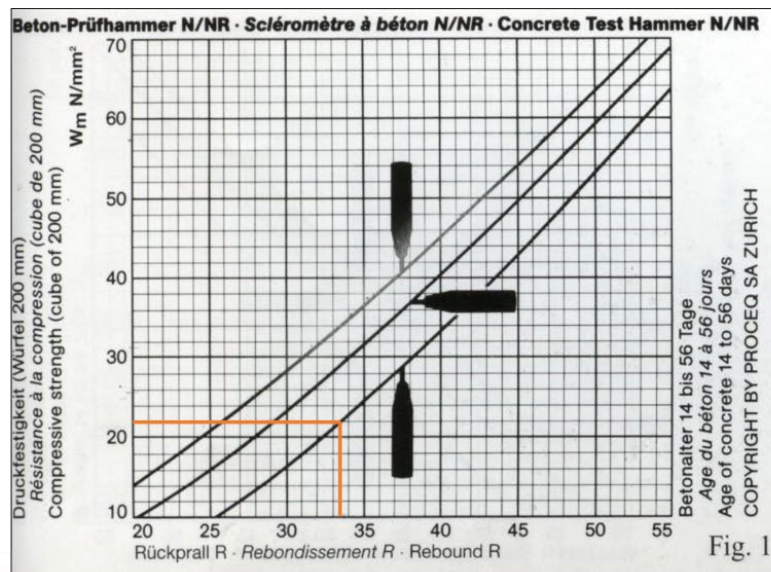
ESCLEROMETRIA (Martillo de rebote ASTM C-805)

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"

Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

Elemento	Nº de ensayo	Índice de rebote	Mediana	Media	E. Ensayo	F [°] c (N/mm ²)	F [°] c (kg/cm ²)	Valor que difiere de la mediana	Aceptación del elemento
VIGA E-02	1	30	33.50	30.58	Malla cuadriculada de 15 x 15 cm	22.0	220	3.50	Aceptado
	2	30						3.50	
	3	28						5.50	
	4	29						4.50	
	5	32						1.50	
	6	33						0.50	
	7	34						-0.50	
	8	30						3.50	
	9	32						1.50	
	10	27						6.50	
	11	30						3.50	
	12	32						1.50	




Marco Antonio Vásquez Sánchez
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288



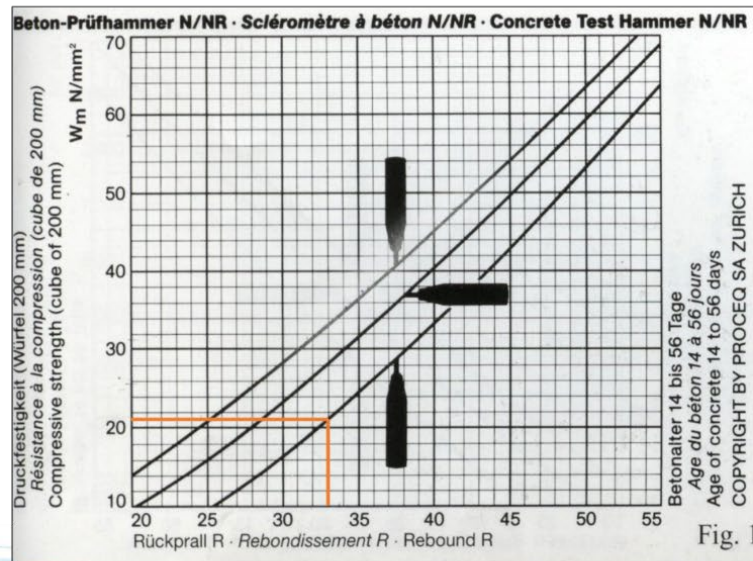
ESCLEROMETRIA (Martillo de rebote ASTM C-805)

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"

Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

Elemento	N° de ensayo	Índice de rebote	Mediana	Media	E. Ensayo	F'c (N/mm ²)	F'c (kg/cm ²)	Valor que difiere de la mediana	Aceptación del elemento
LOSA DE ENTREPISO E-01	1	34	33.00	33.00	Malla cuadriculada de 15 x 15 cm	21.10	211	-1.00	Aceptado
	2	35						-2.00	
	3	32						1.00	
	4	33						0.00	
	5	35						-2.00	
	6	34						-1.00	
	7	32						1.00	
	8	30						3.00	
	9	33						0.00	
	10	34						-1.00	
	11	31						2.00	
	12	33						0.00	




Marco Antonio Vásquez Sánchez
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288



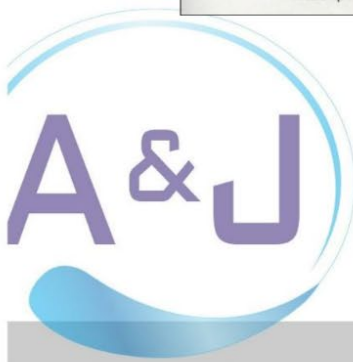
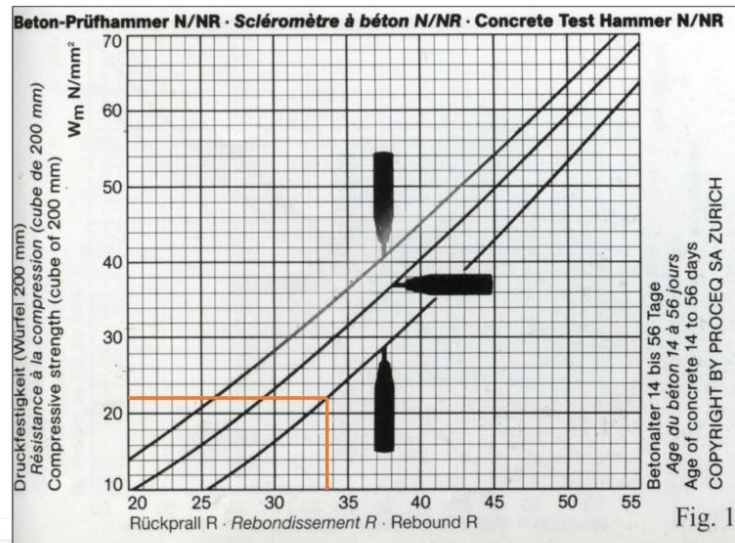
ESCLEROMETRIA (Martillo de rebote ASTM C-805)

Proyecto: "Verificación del desempeño estructural considerando la amplificación de la aceleración sísmica por efectos topográficos, en la E.I Mariano Melgar, Chimbote, Ancash-2021"

Solicitante: Carlos Antonio Meoño Horna y Kevin Mijaell Arteaga Huamán

Fecha: 30/05/2022

Elemento	Nº de ensayo	Índice de rebote	Mediana	Media	E. Ensayo	F'c (N/mm2)	F'c (kg/cm2)	Valor que difiere de la mediana	Aceptación del elemento
LOSA DE ENTREPISO E-02	1	33	33.50	32.08	Malla cuadriculada de 15 x 15 cm	22.0	220	0.50	Aceptado
	2	32						1.50	
	3	33						0.50	
	4	34						-0.50	
	5	33						0.50	
	6	34						-0.50	
	7	33						0.50	
	8	30						3.50	
	9	29						4.50	
	10	30						3.50	
	11	31						2.50	
	12	33						0.50	



 **Marco Antonio Vásquez Sánchez**
INGENIERO CONSULTOR
C.I.P. 83288

ANEXO 6 : PANEL FOTOGRÁFICO









