

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



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

**“Desempeño sísmico del edificio de laboratorios de la Escuela de Ingeniería
en Energía – UNS con fines de reforzamiento estructural, 2022”**

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

Autores:

Bach. Fernández Campos, Víctor André

Bach. Pisfil Salinas, Christian Hugo

Asesor:

Mg. Ing. León Malo, Iván Eliseo

DNI: 41293198

Código ORCID: 0000-0003-4609-405x

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ

2024

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



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

**“Desempeño sísmico del edificio de laboratorios de la Escuela de
Ingeniería en Energía – UNS con fines de reforzamiento estructural,
2022”**

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

Revisado y Aprobado por:

Mg. Ing. León Malo, Iván Eliseo

Asesor

DNI: 41293198

Código ORCID: 0000-0003-4609-405x

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ

2024

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



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

“Desempeño sísmico del edificio de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía – UNS con fines de reforzamiento estructural, 2022”

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Revisado y Aprobado por:


Ms. Villavicencio González, Felipe Eleuterio
PRESIDENTE
DNI: 26673663
Código ORCID: 0000-0002-3500-2378


Ms. Saavedra Vera, Janet Verónica
SECRETARIA
DNI: 32968961
Código ORCID: 0000-0001-9050-7611


Mg. León Malo, Iván Eliseo
INTEGRANTE
DNI: 41293198
Código ORCID: 0000-0003-4609-405x



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil
- EPIC -

ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

A los 04 días del mes de julio del año dos mil veinticuatro, siendo las 10: 00 horas, en el Aula C-1 de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, se instaló el Jurado Evaluador designado mediante T. Resolución N° 163-2024-UNS-CFI, con fecha 11.04.2024, integrado por los siguientes docentes: Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González (Presidente), Mg. Janet Verónica Saavedra Vera (Secretario), Mag. Iván Eliseo León Malo (Integrante), Dra. Jenisse del Rocío Fernández Mantilla (Accesitario) en base a la Resolución Decanal N° 427-2022-UNS-FI se da inicio la sustentación de la Tesis titulada: "DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA – UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 2022", presentado por los Bachilleres: PISFIL SALINAS CHRISTIAN HUGO con cód. N° 0201613046, y FERNÁNDEZ CAMPOS VÍCTOR ANDRÉ con cód. N° 0201613049, quienes fueron asesorados por el docente Mag. Iván Eliseo León Malo, según lo establece la T. Resolución Decanal N° 427-2022-UNS-FI, de fecha 01.08.2022.

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
FERNÁNDEZ CAMPOS VÍCTOR ANDRÉ	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, 04 julio de 2024.


Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González
Presidente


Ms. Janet Verónica Saavedra Vera
Secretario


Mag. Iván Eliseo León Malo
Integrante

ACTA DE SUSTENTACIÓN INFORME FINAL DE TESIS

A los 04 días del mes de julio del año dos mil veinticuatro, siendo las 10: 00 horas, en el Aula C-1 de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, se instaló el Jurado Evaluador designado mediante T. Resolución N° 163-2024-UNS-CFI, con fecha 11.04.2024, integrado por los siguientes docentes: Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González (Presidente), Mg. Janet Verónica Saavedra Vera (Secretario), Mag. Iván Eliseo León Malo (Integrante), Dra. Jenisse del Rocío Fernández Mantilla (Accesitario) en base a la Resolución Decanal N° 427-2022-UNS-FI se da inicio la sustentación de la Tesis titulada: "DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA – UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 2022", presentado por los Bachilleres: PISFIL SALINAS CHRISTIAN HUGO con cód. N° 0201613046, y FERNÁNDEZ CAMPOS VÍCTOR ANDRÉ con cód. N° 0201613049, quienes fueron asesorados por el docente Mag. Iván Eliseo León Malo, según lo establece la T. Resolución Decanal N° 427-2022-UNS-FI, de fecha 01.08.2022.

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
PISFIL SALINAS CHRISTIAN HUGO	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, 04 julio de 2024.


Ms. Felipe Eleuterio Villavicencio González
Presidente


Ms. Janet Verónica Saavedra Vera
Secretario


Mag. Iván Eliseo León Malo
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: Christian Hugo PISFIL SALINAS
Título del ejercicio: TESIS DESEMPEO SISMICO
Título de la entrega: DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE L...
Nombre del archivo: TESIS_FERNANDEZ_PISFIL.pdf
Tamaño del archivo: 15.48M
Total páginas: 526
Total de palabras: 128,318
Total de caracteres: 613,159
Fecha de entrega: 09-jul.-2024 04:34p. m. (UTC-0500)
Identificador de la entre... 2414438812

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



"Desempeño sísmico del edificio de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía – UNS con fines de reforzamiento estructural, 2022"

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

Autores:

Bach. Fernández Campos, Víctor André
Bach. Pisfil Salinas, Christian Hugo

Asesor:

Mg. Ing. Iván León Malo
DNI: 41293198
Código ORCID: 0000-0003-4609-405x

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ
2024

DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA – UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022

INFORME DE ORIGINALIDAD

18%

INDICE DE SIMILITUD

17%

FUENTES DE INTERNET

4%

PUBLICACIONES

6%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	3%
2	repositorio.uns.edu.pe Fuente de Internet	3%
3	repositorio.unprg.edu.pe Fuente de Internet	2%
4	qdoc.tips Fuente de Internet	1%
5	Submitted to Universidad Nacional del Santa Trabajo del estudiante	1%
6	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	1%
7	repositorioacademico.upc.edu.pe Fuente de Internet	1%
8	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	<1%

DEDICATORIA

Para mis padres Dora y Hugo, quienes me guiaron y brindaron todo el apoyo incondicional para lograr este paso importante en mi vida. Para mi hermana Alejandra, quien siempre estuvo a mi lado durante todo este proceso brindándome consejos y apoyo infinito.

A todos aquellos que formaron parte y estuvieron presentes para la realización de este trabajo.

Christian Pisfil Salinas

A mis amados padres, Rosario y Víctor:

Por su amor incondicional, su apoyo constante y su sacrificio incansable, esta tesis está dedicada a ustedes. Su ejemplo de perseverancia y dedicación ha sido mi mayor inspiración en este camino académico.

A mi hermana, pareja y amigos, que siempre estuvieron ahí para apoyarme y darme el impulso e inspiración para culminar este trabajo de investigación.

Víctor André Fernández Campos

AGRADECIMIENTOS

A Dios, fuente de toda sabiduría y guía, por habernos dado la fortaleza y la inspiración para completar esta investigación. A nuestro asesor el Ing. Iván León por brindar la asesoría y orientación necesaria para la realización de esta investigación. A nuestros docentes universitarios quienes nos otorgaron el conocimiento necesario y experiencias, que serán útiles en nuestra carrera profesional.

Los autores.

Índice General

DEDICATORIA.....	II
AGRADECIMIENTOS	III
RESUMEN.....	XXI
ABSTRACT	XXII
I. INTRODUCCIÓN.....	23
1.1. Descripción Y Formulación Del Problema.....	24
1.2. Objetivos.....	26
1.2.1. Objetivo General.....	26
1.2.2. Objetivos Específicos	26
1.3. Formulación De La Hipótesis	26
1.4. Justificación De La Investigación.....	27
1.5. Importancia De La Investigación.....	27
1.6. Limitaciones De La Investigación	28
II. MARCO TEÓRICO.....	29
2.1. Antecedentes de la Investigación.....	30
2.1.1. Antecedentes Internacionales	30
2.1.2. Antecedentes Nacionales	31
2.1.3. Antecedentes Locales	32
2.2. Marco Conceptual.....	33
2.2.1. Análisis Lineal	33
2.2.1.1. Análisis Lineal Estático.	34
2.2.1.2. Análisis Lineal Dinámico.....	35
2.2.1.3. Análisis Lineal Dinámico Modal Espectral.	35
2.2.1.4. Análisis Lineal Dinámico Historia De Respuesta.....	35
2.2.2. Análisis No Lineal	36
2.2.2.1. Análisis Estático No Lineal (Pushover).	37

2.2.2.2. Patrones De Carga.....	38
2.2.2.3. Curva de Capacidad.	39
2.2.2.4. Procedimiento de Análisis.	40
2.2.2.5. Análisis No Lineal Dinámico.....	45
2.2.3. Tipos De No Linealidad.....	45
2.2.3.1. No Linealidad Física.	45
2.2.4. No Linealidad Geométrica.....	45
2.2.5. Comportamiento No Lineal de Materiales.....	46
2.2.5.1. Concreto No Confinado.	46
2.2.5.2. Concreto Confinado.	48
2.2.5.3. Acero de Refuerzo.	50
2.2.6. Comportamiento No Lineal a Flexión de Secciones	53
2.2.7. Curvatura de un Elemento	55
2.2.7.1. Diagrama Momento – Curvatura Aproximado.	57
2.2.8. Modelos No Lineales en Elementos	58
2.2.9. Desempeño Sísmico.....	60
2.2.9.1. Diseño Sísmico Basado en Desempeño.	60
2.2.9.2. Niveles de Desempeño.....	60
2.2.9.3. Niveles de Amenaza Sísmica.....	65
2.2.9.4. Objetivos de Desempeño.	66
2.2.10. Evaluación de Elementos No Estructurales	68
2.2.10.1. Evaluación de Tabiques Aislados.	68
2.2.10.2. Desplazamientos de Tabiques Aislados.....	70
2.2.11. Valores Reales de Factores de Reducción Sísmica.....	70
2.2.11.1. Factor de Resistencia por Ductilidad.	71
2.2.11.2. Factor de Sobrerresistencia.	71
2.2.11.3. Factor de Redundancia.....	72

2.2.12. Filosofía de Diseño Estructural según Norma E.030.....	72
2.2.13. Reforzamiento de Estructuras de Concreto Armado.....	73
2.2.13.1.Reforzamiento Con Encamisados.....	73
2.2.13.2.Reforzamiento Con Muros de Corte.....	74
III. MATERIALES Y MÉTODOS.....	75
3.1. Materiales.....	76
3.1.1. Materiales de Gabinete	76
3.1.2. Materiales de Campo	76
3.2. Metodología.....	77
3.2.1. Tipo de Investigación.....	77
3.2.2. Nivel de Investigación	77
3.2.3. Diseño de Investigación.....	77
3.2.4. Población Y Muestra	77
3.2.5. Variables y Operacionalización	78
3.2.5.1. Variables	78
3.2.5.2. Definición Conceptual	78
3.2.5.3. Definición Operacional	78
3.2.6. Diseño de Contrastación de la Hipótesis	79
3.2.7. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	79
3.2.7.1. Técnicas de Recolección de Datos.....	79
3.2.7.2. Instrumentos de Recolección de Datos	81
3.2.7.3. Confiabilidad y Validez de los Instrumentos Utilizados.	81
3.2.8. Análisis de Datos	81
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	83
4.1. Resultados.....	84
4.1.1. Resultados del Comportamiento Sísmico y Características Estructurales del Edificio (Situación Actual)	84

4.1.1.1. Masas Participativas.....	84
4.1.1.2. Distorsión de Entrepisos.	86
4.1.1.3. Curvas de Capacidad (Situación Existente).....	91
4.1.2. Resultados de Obtención de Niveles y Verificación de Objetivos de Desempeño (Situación Existente)	96
4.1.2.1. Obtención de Niveles y Verificación de Objetivos de Desempeño según VISION 2000.....	96
4.1.2.2. Obtención de Niveles y Verificación de Objetivos de Desempeño según ASCE 41-17 (Situación Existente).	105
4.1.3. Resultados de Propuesta de Reforzamiento de la Edificación.....	114
4.1.3.1. Resultados del Comportamiento Sísmico y Características Estructurales del Edificio (Edificación Reforzada).	131
4.1.3.2. Resultados de Obtención de Niveles y Verificación de Objetivos de Desempeño según VISION 2000 (Situación Reforzada).....	144
4.1.3.3. Resultados de Obtención de Niveles y Verificación de Objetivos de Desempeño según ASCE 41-17 (Situación Reforzamiento).	152
4.1.4. Contrastación de Hipótesis	160
4.2. Discusiones	162
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	167
5.1. Conclusiones.....	168
5.2. Recomendaciones	172
VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS Y VIRTUALES	175
VI. ANEXOS	181

Índice de tablas

Tabla 1 <i>Valores del Coeficiente de modificación C_0</i>	43
Tabla 2 <i>Valores del Factor de Masa Efectiva C_m</i>	44
Tabla 3 <i>Niveles de Desempeño según ASCE 41-17</i>	65
Tabla 4 <i>Niveles de Amenaza Sísmica según VISION 2000.</i>	66
Tabla 5 <i>Niveles de Amenaza Sísmica según ASCE 41-17.</i>	66
Tabla 6 <i>Definición de Objetivos de Desempeño según VISION 2000.</i>	67
Tabla 7 <i>Definición de Objetivos de Desempeño según ASCE 41-17</i>	68
Tabla 8 <i>Estados de daño en tabiques de albañilería.</i>	69
Tabla 9 <i>Masas Participativas – Bloque 1.</i>	84
Tabla 10 <i>Masas Participativas – Bloque 2.</i>	85
Tabla 11 <i>Masas Participativas – Bloque 3.</i>	85
Tabla 12 <i>Distorsión de entrepisos Dirección X – Bloque 1.</i>	86
Tabla 13 <i>Distorsión de entrepisos Dirección Y – Bloque 1.</i>	86
Tabla 14 <i>Distorsión de entrepisos Dirección X – Bloque 2.</i>	88
Tabla 15 <i>Distorsión de entrepisos Dirección Y – Bloque 2.</i>	88
Tabla 16 <i>Distorsión de entrepisos Dirección X – Bloque 3.</i>	89
Tabla 17 <i>Distorsión de entrepisos Dirección Y – Bloque 3.</i>	90
Tabla 18 <i>Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 1)</i>	98
Tabla 19 <i>Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 1)</i>	99
Tabla 20 <i>Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 2)</i>	100
Tabla 21 <i>Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 2)</i>	102
Tabla 22 <i>Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 3)</i>	103
Tabla 23 <i>Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 3)</i>	104
Tabla 24 <i>Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 1)</i>	106

Tabla 25 Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 1)	107
Tabla 26 Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 2)	109
Tabla 27 Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 2)	110
Tabla 28 Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 3)	112
Tabla 29 Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 3)	113
Tabla 30 Masas Participativas – Bloque 1 Reforzado.	131
Tabla 31 Masas Participativas – Bloque 2 Reforzado.	132
Tabla 32 Masas Participativas – Bloque 3 Reforzado.	132
Tabla 33 Distorsión de entrepisos Dirección X – Bloque 1 Reforzado.	133
Tabla 34 Distorsión de entrepisos Dirección Y – Bloque 1 Reforzado.	134
Tabla 35 Distorsión de entrepisos Dirección X – Bloque 2 Reforzado.	135
Tabla 36 Distorsión de entrepisos Dirección Y – Bloque 2 Reforzado.	135
Tabla 37 Distorsión de entrepisos Dirección X – Bloque 3 Reforzado.	136
Tabla 38 Distorsión de entrepisos Dirección Y – Bloque 3 Reforzado.	137
Tabla 39 Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 1 Reforzado)	145
Tabla 40 Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 1 Reforzado)	146
Tabla 41 Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 2 Reforzado)	147
Tabla 42 Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 2)	149
Tabla 43 Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 3 Reforzado)	150
Tabla 44 Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 3)	151
Tabla 45 Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 1 Reforzado)	153

Tabla 46 Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 1)	154
Tabla 47 Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 2 Reforzado)	155
Tabla 48 Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 2 Reforzado)	157
Tabla 49 Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 3 Reforzado)	158
Tabla 50 Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 3 Reforzado)	159
Tabla 51 Resumen de resultados de la Situación Actual según ASCE 41-17	160
Tabla 52 Resumen de resultados de la Situación Actual según VISION 2000	161
Tabla 53 Resumen de resultados de la Situación Reforzada según VISION 2000	161
Tabla 54 Resumen de resultados de la Situación Reforzada según ASCE 41-17	161
Tabla 55 Factores de Zona (Z)	215
Tabla 56 Factor de Suelo (S)	215
Tabla 57 Periodos TP y TL	216
Tabla 58 Categoría de las Edificaciones y Factor “U”	217
Tabla 59 Sistemas Estructurales	218
Tabla 60 Parámetros sísmicos	219
Tabla 61 Objetivos de desempeño según VISION 2000 – Edificación Existente	227
Tabla 62 Objetivos de desempeño según ASCE 41-17 – Edificación Existente	227
Tabla 63 Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push X (Bloque 1)	228
Tabla 64 Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push Y (Bloque 1)	228
Tabla 65 Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push +X (Bloque 2)	229
Tabla 66 Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push -Y (Bloque 2)	229
Tabla 67 Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push +X (Bloque 3)	230

Tabla 68 <i>Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push -Y (Bloque 3)</i>	230
Tabla 69 <i>Tabiquerías evaluadas por Bloques Existentes</i>	231
Tabla 70 <i>Relación Cortante - Peso Push X (Bloque 1 Existente)</i>	231
Tabla 71 <i>Derivas Muro Tabique Push X (Bloque 1 Existente)</i>	232
Tabla 72 <i>Relación Cortante - Peso Push Y (Bloque 1 Existente)</i>	232
Tabla 73 <i>Derivas Muro Tabique Push Y (Bloque 1 Existente)</i>	233
Tabla 74 <i>Relación Cortante - Peso Push X (Bloque 2 Existente)</i>	233
Tabla 75 <i>Derivas Muro Tabique Push X (Bloque 2 Existente)</i>	234
Tabla 76 <i>Relación Cortante - Peso Push Y (Bloque 2 Existente)</i>	234
Tabla 77 <i>Derivas Muro Tabique Push Y (Bloque 2 Existente)</i>	234
Tabla 78 <i>Relación Cortante - Peso Push X (Bloque 3 Existente)</i>	235
Tabla 79 <i>Derivas Muro Tabique Push X (Bloque 3 Existente)</i>	235
Tabla 80 <i>Relación Cortante - Peso Push Y (Bloque 3 Existente)</i>	236
Tabla 81 <i>Derivas Muro Tabique Push Y (Bloque 3 Existente)</i>	236
Tabla 82 <i>Parámetros sísmicos</i>	265
Tabla 83 <i>Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push X (Bloque 1 Reforzado)</i>	266
Tabla 84 <i>Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push Y (Bloque 1 Reforzado)</i>	266
Tabla 85 <i>Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push X (Bloque 2 Reforzado)</i>	267
Tabla 86 <i>Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push Y (Bloque 2 Reforzado)</i>	267
Tabla 87 <i>Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push X (Bloque 3 Reforzado)</i>	268
Tabla 88 <i>Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push Y (Bloque 3 Reforzado)</i>	268
Tabla 89 <i>Tabiquerías evaluadas por Bloques Reforzados</i>	269
Tabla 90 <i>Relación Cortante - Peso Push X (Bloque 1 Reforzado)</i>	269
Tabla 91 <i>Derivas Muro Tabique Push X (Bloque 1 Reforzado)</i>	270
Tabla 92 <i>Relación Cortante - Peso Push Y (Bloque 1 Reforzado)</i>	270
Tabla 93 <i>Derivas Muro Tabique Push Y (Bloque 1 Reforzado)</i>	270

Tabla 94 <i>Relación Cortante - Peso Push X (Bloque 2 Reforzada)</i>	271
Tabla 95 <i>Derivas Muro Tabique Push X (Bloque 2 Reforzado)</i>	271
Tabla 96 <i>Relación Cortante - Peso Push Y (Bloque 2 Reforzado)</i>	272
Tabla 97 <i>Derivas Muro Tabique Push Y (Bloque 2 Reforzado)</i>	272
Tabla 98 <i>Relación Cortante - Peso Push X (Bloque 3 Reforzado)</i>	272
Tabla 99 <i>Derivas Muro Tabique Push X (Bloque 3 Reforzado)</i>	273
Tabla 100 <i>Relación Cortante - Peso Push Y (Bloque 3 Reforzado)</i>	273
Tabla 101 <i>Derivas Muro Tabique Push Y (Bloque 3 Reforzado)</i>	273

Índice de figuras

Figura 1 <i>Idealización del análisis estático lineal</i>	34
Figura 2 <i>Representación esquemática del uso del análisis inelástico para estimar fuerzas y deformaciones inelásticas</i>	37
Figura 3 <i>Secuencia de Análisis Pushover</i>	38
Figura 4 <i>Curva de Capacidad</i>	39
Figura 5 <i>Curva de capacidad y niveles de desempeño</i>	40
Figura 6 <i>Curva Idealizada de Fuerza-Desplazamiento</i>	41
Figura 7 <i>Modelo de distribución de esfuerzos equivalente de Whitney</i>	47
Figura 8 <i>Modelo constitutivo de Hognestad para concreto no confinado</i>	47
Figura 9 <i>Modelo constitutivo de Kent y Park (1971) para concreto confinado</i>	48
Figura 10 <i>Modelos de Esfuerzo – deformación de Kent y Park (1971) y Park et. al. (1982)</i> . 49	
Figura 11 <i>Modelo de curva esfuerzo – deformación propuesta por Mander et. al. ante cargas monotónicas de concreto confinado y no confinado</i>	50
Figura 12 <i>Curva esfuerzo – deformación del modelo elastoplástico perfecto para acero a tracción</i>	51
Figura 13 <i>Curva completa de esfuerzo – deformación del acero sometido a tracción presentado por Park y Paulay (1975)</i>	52
Figura 14 <i>Curva de esfuerzo – deformación del acero sometido a tracción presentado por Mander et al. (1984)</i>	53
Figura 15 <i>Comportamiento de una viga con falla frágil y dúctil</i>	54
Figura 16 <i>Curvatura de un elemento</i>	55
Figura 17 <i>Diagramas Momento – Curvatura para una sección con refuerzos de acero variables</i>	57
Figura 18 <i>Diagramas momento – curvatura aproximados</i>	58
Figura 19 <i>Gama de modelos estructurales no lineales</i>	59
Figura 20 <i>Guía resumen de recolección de datos</i>	80
Figura 21 <i>Derivas de Entrepiso del Bloque 1</i>	87
Figura 22 <i>Derivas de Entrepiso del Bloque 2</i>	89
Figura 23 <i>Derivas de Entrepiso del Bloque 3</i>	90
Figura 24 <i>Curva de capacidad Push X (Bloque 1)</i>	91
Figura 25 <i>Curva de capacidad Push Y (Bloque 1)</i>	92
Figura 26 <i>Curva de capacidad Push X (Bloque 2)</i>	93

Figura 27 <i>Curva de capacidad Push Y (Bloque 2)</i>	94
Figura 28 <i>Curva de capacidad Push X (Bloque 3)</i>	95
Figura 29 <i>Curva de capacidad Push Y (Bloque 3)</i>	96
Figura 30 <i>Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 1)</i>	97
Figura 31 <i>Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 1)</i>	98
Figura 32 <i>Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 2)</i>	100
Figura 33 <i>Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 2)</i>	101
Figura 34 <i>Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 3)</i>	102
Figura 35 <i>Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 3)</i>	104
Figura 36 <i>Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 1)</i>	105
Figura 37 <i>Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 1)</i>	107
Figura 38 <i>Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 2)</i>	108
Figura 39 <i>Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 2)</i>	109
Figura 40 <i>Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 3)</i>	111
Figura 41 <i>Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 3)</i>	112
Figura 42 <i>Ubicación de bloques en planta general.</i>	114
Figura 43 <i>Vista en planta del planteamiento de reforzamiento estructural del Bloque 1.</i> ...	115
Figura 44 <i>Vista en planta del planteamiento de reforzamiento estructural del Bloque 2.</i> ...	116
Figura 45 <i>Vista en planta del planteamiento de reforzamiento estructural del Bloque 3.</i> ...	117
Figura 46 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-1.</i>	118
Figura 47 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-2.</i>	119
Figura 48 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-3.</i>	120
Figura 49 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-4.</i>	121
Figura 50 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-5.</i>	122
Figura 51 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-6.</i>	122
Figura 52 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-7.</i>	123
Figura 53 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-8.</i>	124
Figura 54 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Columna C-5’</i>	124
Figura 55 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Columna C-6’</i>	125
Figura 56 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Columna C-7’</i>	126
Figura 57 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Viga VR-01.</i>	127
Figura 58 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Viga VR-02.</i>	127
Figura 59 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Viga VR-03.</i>	128

Figura 60 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Zapata-01.</i>	129
Figura 61 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Zapata-02.</i>	130
Figura 62 <i>Detalle en sección de reforzamiento – Zapata-03.</i>	130
Figura 63 <i>Derivas de Entrepiso del Bloque 1 Reforzado.</i>	134
Figura 64 <i>Derivas de Entrepiso del Bloque 2 Reforzado.</i>	136
Figura 65 <i>Derivas de Entrepiso del Bloque 3 Reforzado.</i>	137
Figura 66 <i>Curva de capacidad Push X (Bloque 1 Reforzado)</i>	138
Figura 67 <i>Curva de capacidad Push Y (Bloque 1 Reforzado)</i>	139
Figura 68 <i>Curva de capacidad Push X (Bloque 2 Reforzado)</i>	140
Figura 69 <i>Curva de capacidad Push Y (Bloque 2 Reforzado)</i>	141
Figura 70 <i>Curva de capacidad Push X (Bloque 3 Reforzado)</i>	142
Figura 71 <i>Curva de capacidad Push Y (Bloque 3 Reforzado)</i>	143
Figura 72 <i>Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 1)</i>	144
Figura 73 <i>Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 1 Reforzado)</i>	145
Figura 74 <i>Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 2 Reforzado)</i>	147
Figura 75 <i>Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 2 Reforzado)</i>	148
Figura 76 <i>Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 3 Reforzado)</i>	149
Figura 77 <i>Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 3 Reforzado)</i>	151
Figura 78 <i>Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 1 Reforzado)</i>	152
Figura 79 <i>Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 1 Reforzado)</i>	153
Figura 80 <i>Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 2 Reforzado)</i>	155
Figura 81 <i>Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 2 Reforzado)</i>	156
Figura 82 <i>Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 3 Reforzado)</i>	157
Figura 83 <i>Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 3 Reforzado)</i>	159
Figura 84 <i>Modelo matemático del Bloque 1.</i>	201
Figura 85 <i>Modelo matemático del Bloque 2.</i>	202
Figura 86 <i>Modelo matemático del Bloque 3.</i>	202
Figura 87 <i>Definición del Concreto en Columnas $f'c=238.25 \text{ kg/cm}^2$.</i>	203
Figura 88 <i>Definición No Lineal del Concreto en Columnas $f'c=238.25 \text{ kg/cm}^2$.</i>	203
Figura 89 <i>Definición del Concreto en Vigas $f'c=164.33 \text{ kg/cm}^2$.</i>	204
Figura 90 <i>Definición No Lineal del Concreto en Vigas $f'c=164.33 \text{ kg/cm}^2$.</i>	204
Figura 91 <i>Definición del Acero $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$ en el programa estructural.</i>	205
Figura 92 <i>Definición del Acero $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$ en el programa estructural.</i>	205

Figura 93 Definición de acero en secciones de vigas.	206
Figura 94 Definición de secciones de columnas.	206
Figura 95 Definición de secciones de muros.	207
Figura 96 Definición de Losas Aligeradas.	207
Figura 97 Asignación de elementos estructurales en el primer nivel.	208
Figura 98 Elevación longitudinal del Bloque 1.	209
Figura 99 Asignación de diafragmas en cada entrepiso.	210
Figura 100 Patrones de Carga.	211
Figura 101 Asignación de carga muerta de entrepiso.	212
Figura 102 Asignación de carga viva de entrepiso en el 1° y 2° Nivel.	212
Figura 103 Asignación de carga viva de entrepiso en Azotea	212
Figura 104 Asignación de carga muerta por tabiquerías.	213
Figura 105 Asignación de Fuente de Masa.	213
Figura 106 Asignación de Brazos Rígidos en vigas y columnas.	214
Figura 107 Asignación de Releases a vigas.	214
Figura 108 Configuración del Sismo Estático Lineal - Eje X	218
Figura 109 Espectro de Respuesta para el análisis dinámico para los Bloques 1 y 3.	219
Figura 110 Espectro de Respuesta para el análisis dinámico para el Bloque 2.	220
Figura 111 Asignación del espectro para sismo dinámico en la dirección X.	220
Figura 112 Asignación de la carga gravitacional no lineal.	221
Figura 113 Selección del nodo de control.	222
Figura 114 Asignación de la carga PUSH X+ en el bloque 1.	222
Figura 115 Asignación de la carga PUSH Y+ en el bloque 1.	223
Figura 116 Rigideces Efectivas en vigas.	223
Figura 117 Asignación de rótulas de plasticidad concentrada en vigas.	224
Figura 118 Asignación de rótulas de plasticidad distribuida en columnas.	224
Figura 119 Ubicación de las fibras en las secciones de concreto.	225
Figura 120 Asignación de rótulas de plasticidad distribuida en muros.	226
Figura 121 Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push X, Bloque 1).....	237
Figura 122 Cortantes de entrepiso – Dirección X (Bloque 1)	238
Figura 123 Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 1)	239
Figura 124 Cortantes de entrepiso – Dirección Y (Bloque 1).....	240

Figura 125 <i>Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push X, Bloque 1)</i>	241
Figura 126 <i>Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push Y, Bloque 1)</i>	242
Figura 127 <i>Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push X, Bloque 1)</i>	243
Figura 128 <i>Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push X, Bloque 1)</i>	243
Figura 129 <i>Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push Y, Bloque 1)</i>	244
Figura 130 <i>Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 1)</i>	245
Figura 131 <i>Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push X, Bloque 2)</i>	247
Figura 132 <i>Cortantes de entrepiso – Dirección X (Bloque 2)</i>	247
Figura 133 <i>Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 2)</i>	248
Figura 134 <i>Cortantes de entrepiso – Dirección Y (Bloque 2)</i>	249
Figura 135 <i>Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push X, Bloque 2)</i>	250
Figura 136 <i>Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push Y, Bloque 2)</i>	251
Figura 137 <i>Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push X, Bloque 2)</i>	252
Figura 138 <i>Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push X, Bloque 2)</i>	252
Figura 139 <i>Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push Y, Bloque 2)</i>	253
Figura 140 <i>Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 2)</i>	254
Figura 141 <i>Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push X, Bloque 3)</i>	256
Figura 142 <i>Cortantes de entrepiso – Dirección X (Bloque 3)</i>	257
Figura 143 <i>Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 3)</i>	258
Figura 144 <i>Cortantes de entrepiso – Dirección Y (Bloque 3)</i>	258

Figura 145 <i>Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push X, Bloque 3)</i>	259
Figura 146 <i>Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push Y, Bloque 3)</i>	260
Figura 147 <i>Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push X, Bloque 3)</i>	261
Figura 148 <i>Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push X, Bloque 3)</i>	262
Figura 149 <i>Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push Y, Bloque 3)</i>	263
Figura 150 <i>Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 3)</i>	263
Figura 151 <i>Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push X, Bloque 1 Reforzado)</i>	274
Figura 152 <i>Cortantes de entrepiso – Dirección X (Bloque 1 Reforzado)</i>	275
Figura 153 <i>Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 1 Reforzado)</i>	276
Figura 154 <i>Cortantes de entrepiso – Dirección Y (Bloque 1 Reforzado)</i>	277
Figura 155 <i>Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push X, Bloque 1 Reforzado)</i>	278
Figura 156 <i>Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push Y, Bloque 1 Reforzado)</i>	279
Figura 157 <i>Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push X, Bloque 1 Reforzado)</i>	280
Figura 158 <i>Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push X, Bloque 1 Reforzado)</i>	280
Figura 159 <i>Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push Y, Bloque 1 Reforzado)</i>	281
Figura 160 <i>Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 1 Reforzado)</i>	282
Figura 161 <i>Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push X, Bloque 2 Reforzado)</i>	284
Figura 162 <i>Cortantes de entrepiso – Dirección X (Bloque 2 Reforzado)</i>	284

Figura 163 Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 2 Reforzado)	285
Figura 164 Cortantes de entrepiso – Dirección Y (Bloque 2 Reforzado)	286
Figura 165 Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push X, Bloque 2 Reforzado)	287
Figura 166 Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push Y, Bloque 2 Reforzado)	288
Figura 167 Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push X, Bloque 2 Reforzado)	289
Figura 168 Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push X, Bloque 2 Reforzado)	289
Figura 169 Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push Y, Bloque 2 Reforzado)	290
Figura 170 Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 2 Reforzado)	291
Figura 171 Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push X, Bloque 3 Reforzado)	293
Figura 172 Cortantes de entrepiso – Dirección X (Bloque 3)	294
Figura 173 Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 3 Reforzado)	295
Figura 174 Cortantes de entrepiso – Dirección Y (Bloque 3 Reforzado)	296
Figura 175 Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push X, Bloque 3 Reforzado)	297
Figura 176 Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push Y, Bloque 3 Reforzado)	298
Figura 177 Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push X, Bloque 3 Reforzado)	299
Figura 178 Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push X, Bloque 3 Reforzado)	299
Figura 179 Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push Y, Bloque 3 Reforzado)	300
Figura 180 Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 3 Reforzado)	301

Índice De Anexos

ANEXO 01 – INFORME DE EXTRACCIÓN DE TESTIGOS DE CONCRETO CON MÁQUINA DIAMANTINA.....	182
ANEXO 02 - PROCEDIMIENTOS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	201
ANEXO 03 - VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES	303
ANEXO 04 – DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	324
ANEXO 05 – PLANILLA DE METRADOS	494
ANEXO 06 – PRESUPUESTO REFERENCIAL DE OBRA.....	505
ANEXO 07 – MATRIZ DE CONSISTENCIA	521
ANEXO 08 – MATRIZ DE OPERALIZACIÓN DE VARIABLE.....	522
ANEXO 09 – GUÍA RESUMEN DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	523
ANEXO 10 – PLANOS	526

RESUMEN

Esta investigación se realizó al edificio de laboratorios de la escuela profesional de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa ubicada en el Distrito de Nuevo Chimbote, el cual tiene una antigüedad mayor de 35 años y tuvo como objetivo determinar su desempeño sísmico según los lineamientos del comité VISION 2000 y de ASCE 41-17 por medio de un análisis no lineal estático, y verificar así si cada uno de los bloques que comprenden la edificación cumplieron o no con los objetivos de desempeño correspondientes.

En la evaluación del desempeño sísmico se recolectaron datos mediante la extracción de testigos de diamantinas y la información de los planos de construcción proporcionados por la entidad. Se realizaron modelos matemáticos de los bloques considerando la no linealidad de los materiales y posteriormente hacer un análisis Pushover o no lineal estático.

De estos resultados se determinó que, la situación actual de los bloques no cumplió con los objetivos de desempeño según las normativas mencionadas anteriormente; es por ello que fue necesaria la implementación de una propuesta de reforzamiento a nivel estructural. En el proceso se incluyeron nuevos muros de corte y el encamisado de columnas y vigas tanto en la dirección transversal, como en la dirección longitudinal. La evaluación de la estructura reforzada mostró una mejora en los niveles de desempeño, logrando así cumplir con los objetivos establecidos.

***Palabras Clave:** Desempeño Sísmico, Análisis Lineal, Análisis no Lineal, Niveles de Amenaza, Reforzamiento*

ABSTRACT

This research was carried out in the laboratory building of the professional school of Energy Engineering of the Universidad Nacional del Santa located in the District of Nuevo Chimbote, which is more than 35 years old and had the objective of determining its seismic performance according to the guidelines of the VISION 2000 committee and ASCE 41-17 through a static non-linear analysis, and thus verify whether each of the blocks that comprise the building meet or do not meet the corresponding performance objectives.

In the evaluation of seismic performance, data was collected by extracting diamond cores and information from the construction plans provided by the entity. Mathematical models of the blocks were made considering the non-linearity of the materials and then a Pushover or static non-linear analysis was carried out.

From these results it will be determined that the current situation of the blocks did not meet the performance objectives according to the regulations mentioned above; That is why it was necessary to implement a reinforcement proposal at a structural level. The process included new shear walls and the casing of columns and beams both in the transverse direction and in the longitudinal direction. The evaluation of the reinforced structure showed an improvement in performance levels, thus achieving the established objectives.

Keywords: *Seismic Performance, Linear Analysis, Non-Linear Analysis, Hazard Levels, Reinforcement*

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Descripción Y Formulación Del Problema

Nuevo Chimbote es una ciudad costera en el norte de Perú, situada en la región de subducción donde convergen las placas de Nazca y Sudamericana, conocida como el Cinturón de Fuego del Pacífico. Esta área es reconocida por su alta actividad sísmica, como se evidencia en los terremotos más recientes, como los ocurridos en el año 2001 (8.4Mw) en Arequipa, en 2007 (8.0Mw) en Ica, y en 2011 (7.0Mw) en Pucallpa (INDECI, 2019).

Además, teniendo como precedente que el departamento de Áncash fue gravemente afectado el 31 de mayo del año 1970 por un sismo de magnitud 7.9 escala momento, donde fallecieron cerca de 67 mil personas y se registraron al menos 150 mil heridos (INDECI, 2006), es necesario analizar cómo se comportan las estructuras frente a acciones de sísmicas similares o superiores. Los sismos de gran magnitud son los principales responsables de los graves daños a las estructuras, lo que conlleva a pérdidas económicas considerables y a la vulnerabilidad de la integridad física de las personas que las ocupan.

En los últimos años, la Universidad Nacional del Santa ha ampliado su infraestructura educativa para mejorar la calidad de sus servicios educativos y administrativos. Sin embargo, aún existen edificaciones construidas hace más de 35 años que se rigen por normativas de esa época. Entre estas construcciones se encuentra el antiguo edificio de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía.

Se llevó a cabo un análisis no lineal estático para entender cómo reaccionan las estructuras ante diferentes tipos de movimientos sísmicos y determinar su nivel de desempeño. Se ha planteado la hipótesis de que el edificio en cuestión podría sufrir niveles de daño superiores a lo esperado según la normativa actual. Por tanto, es crucial evaluar el posible daño que podría sufrir en caso de un terremoto de gran magnitud, especialmente porque se considera una edificación de categoría esencial que debe asegurar la seguridad de sus ocupantes durante y después de un evento sísmico catalogado como severo.

Las propuestas utilizadas para el diseño basado en niveles de desempeño se encuentran el VISION 2000 y ASCE 41-17. Para poder realizar este tipo de análisis se utilizará la norma internacional ASCE41-17, la cual nos dan los procedimientos necesarios para su idealización y evaluación, con el fin de establecer una relación entre los objetivos de desempeño estructural y no estructural, y obtener como resultado el nivel de desempeño de edificación analizada.

Se emplean propuestas como VISION 2000 y ASCE 41-17 para el diseño basado en niveles de desempeño. En este análisis, se utilizó la norma internacional ASCE 41-17, que proporciona los procedimientos necesarios para la idealización y evaluación estructural. El objetivo es establecer una relación entre los objetivos de desempeño tanto estructural, como no estructural, para así determinar el nivel de desempeño de las estructuras analizadas.

Pregunta General

¿Cómo es el desempeño sísmico del edificio antiguo de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa?

Preguntas Específicas

- ¿Cómo se comporta sísmicamente y cuáles son las características estructurales del edificio antiguo de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa?
- ¿Cuáles son los niveles de desempeño sísmico del edificio antiguo de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa para distintos niveles de amenaza sísmica según el Comité VISION 2000 y ASCE 41-17?
- ¿El edificio antiguo de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa cumple con los objetivos de desempeño según el comité VISION 2000 y ASCE 41-17?
- ¿Cuál es la propuesta de reforzamiento estructural para el edificio antiguo de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

- Evaluar el desempeño sísmico del edificio antiguo de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa con fines de reforzamiento estructural.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Determinar el comportamiento sísmico y las características estructurales del edificio antiguo de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa.
- Obtener los niveles de desempeño sísmico del edificio antiguo de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa para distintos niveles de amenaza sísmica según el Comité VISION 2000 y ASCE 41-17.
- Verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica del edificio antiguo de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa, según el Comité VISION 2000 y ASCE 41-17.
- Proponer el reforzamiento estructural para el edificio antiguo de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa, en caso no se cumplan los objetivos de desempeño.

1.3. Formulación De La Hipótesis

- El desempeño sísmico del edificio antiguo de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa no cumple con los objetivos de desempeño según el comité VISION 2000 y ASCE 41-17.

1.4. Justificación De La Investigación

El análisis por desempeño de estructuras es un tema actual y poco estudiado en la ingeniería peruana. Esta investigación permitirá entender de una forma más clara y objetiva la manera de como las estructuras antiguas pueden incursionar más allá del rango elástico ante a una amenaza sísmica de grandes magnitudes, así como también evidenciar los mecanismos de falla y los elementos más vulnerables según sus configuraciones. Con esto, además se pueden generar propuestas de reforzamiento estructural, pudiendo así reducir los daños y costos de reparación al mínimo cuando un sismo de diseño acontezca.

Como Chimbote se encuentra en una zona de riesgo sísmico alta, el Pabellón de laboratorios de la Universidad Nacional del Santa, una estructura esencial con más de 35 años de antigüedad, podría representar un grave peligro para sus usuarios (alumnos, docentes y personal técnico) en caso de un terremoto significativo. Por ello, esta investigación se centra en analizar el comportamiento sísmico no lineal de este edificio, identificar posibles fallos en sus elementos estructurales y determinar su desempeño ante un evento sísmico. Además, los hallazgos y propuestas de este estudio podrían ser aplicables a otros centros educativos con características similares, lo que podría ayudar a reducir su vulnerabilidad.

En última instancia, esta tesis servirá como base para la inclusión del análisis no lineal en la normativa de diseño sísmico vigente, ofreciendo una alternativa adicional para el análisis de edificaciones frente a sismos, complementando a los métodos existentes.

1.5. Importancia De La Investigación

La relevancia de nuestra investigación radica en la aplicación de una metodología que permite evaluar de manera más precisa el comportamiento de estructuras frente a distintos niveles de amenaza sísmica, en comparación con la normativa de diseño sísmico peruana actual. Esto nos permite establecer objetivos de desempeño cuantificables, adaptados a la importancia de cada estructura. El edificio bajo estudio se clasifica como "Esencial" según la normativa

sísmica peruana, lo que significa que debe poder funcionar como refugio después de un desastre. Al comprender su comportamiento y sus posibles modos de fallo, podemos proponer medidas de refuerzo estructural que reduzcan su vulnerabilidad.

Además, la presente investigación sienta una base sólida para las futuras investigaciones que deseen profundizar en este tema. Los hallazgos y conclusiones de esta investigación pueden servir como punto de partida para investigaciones adicionales, permitiendo a otros expandir y desarrollar nuevas ideas en este campo. En resumen, esta investigación no solo contribuye al conocimiento académico actual, sino que también proporciona una plataforma sólida para investigaciones futuras.

1.6. Limitaciones De La Investigación

En el desarrollo de esta investigación se tomaron en cuenta las siguientes limitaciones:

- En el ensayo para verificar la resistencia a compresión del concreto mediante la extracción de testigos con una máquina diamantina, no pudimos completar la evaluación en la cimentación porque no obtuvimos el permiso necesario de las autoridades para llevar a cabo la inspección. Por lo tanto, tuvimos que basarnos en valores conservadores de resistencia y limitarnos a utilizar las resistencias a compresión de concreto indicadas en los planos del proyecto.
- Al no haber sido posible la realización del escaneado de acero en elementos estructurales, no se pudo confirmar que el acero expuesto en planos haya sido realmente el acero colocado en el momento de la construcción, limitándonos a trabajar únicamente con la información indicada en los planos del proyecto.
- Al no haber sido posible la realización del escaneado de acero en elementos no estructurales, y al no obtener información de la distribución de acero en columnetas y viguetas de confinamiento, nos limitándonos a trabajar con cuantías de acero poco confiables, únicamente colocando una cuantía mínima de acero.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

2.1.1. Antecedentes Internacionales

Gallardo Romel (2021) en su tesis titulada: “Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de la facultad de Ingeniería en Sistemas, Electrónica e Industrial Bloque 2 mediante la medición de vibraciones”, buscó determinar el desempeño sísmico mediante el cálculo de vibraciones con el fin de recolectar información del estado actual de la edificación y plantear un sistema de reforzamiento si se requería, esto mediante análisis cualitativos (inspecciones rápidas y visuales) y análisis cuantitativo (análisis Pushover); concluyendo que la edificación corresponde a una vulnerabilidad sísmica alta y mediante un análisis Pushover se comprobó que la capacidad estructural del edificio no es suficiente ante las amenazas sísmicas, debido a que no se obtuvo un punto de desempeño sugiriendo que la estructura llegaría a colapsar; por otro lado con el reforzamiento de la estructura de forma global y local, se determinó que el desempeño de la edificación ante las amenazas sísmicas utilizadas se encuentran en ocupación inmediata para ambas direcciones de análisis; para los sismos raros probabilista y determinista, en se encuentra en seguridad de vida y para el sismo muy raro se ubica en prevención de colapso, logrando así satisfacer los objetivos de desempeño según Visión 2000.

Ugalde et al. (2019) en su artículo denominado: “Análisis del desempeño sísmico de un edificio de muros de hormigón sin daño utilizando análisis no lineal”, debido a las estadísticas que mostraban un buen comportamiento de los muros de corte luego del terremoto 8.8 M_w del Maule, analizaron una edificación de muros de corte de uso residencial situado en la ciudad de Santiago de Chile el cual no sufrió daños aparentes,, concluyendo que bajo distintas consideraciones de restricciones en la base en los cuales arrojaron valores de sobrerresistencia que variaban entre 5.5 y 4.2, el análisis Pushover determinó que la degradación de resistencia empezó incluso bajo desplazamientos pequeños de techo (desplazamiento aproximado de

0.0055m), por lo cual indicaría que estos edificios a pesar de no tener daños aparentes incursionan en el rango inelástico.

Sapkota Suman (2018) en su tesis denominada “Seismic Capacity Evaluation of Reinforced Concrete Building Using Pushover Analysis” tuvo como objetivo analizar dos estructuras existentes mediante el análisis Pushover utilizando el código NZS 1170, para determinar su desempeño a través de las curvas de capacidad y estudiar el mecanismo de formación de rótulas. La aplicación del análisis Pushover para el primer edificio (de uso residencial) obtuvo cortantes en la base de 783 kips en la dirección X y 651 kips en la dirección Y, además la curva de capacidad era lineal al inicio, pero se comenzó a desviar a medida que las vigas y columnas obtenían comportamientos inelásticos, y el punto de desempeño es un poco mayor que lo normalizado. Para el segundo edificio, encontró que la formación de rótulas coincidió con el escenario de colapso que tuvo la edificación, pues se verificó que en el primer nivel no se formaron rótulas y quedó intacto durante el colapso.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

Izquierdo y Mendoza (2022) en su tesis denominada “Evaluación del desempeño sísmico en una edificación de dos niveles ubicada en el departamento de Lambayeque, aplicando el procedimiento no lineal estático”, mencionaron que no existe una normativa nacional vigente para poder desarrollar una evaluación del nivel de desempeño sismorresistente, es por ello que buscaron emplear las normativas ASCE/SEI 41-17 y la VISION 2000 para la correcta evaluación de la edificación analizada (institución educativa); concluyendo que, luego de evaluar linealmente conforme la norma E.030 y posteriormente realizar un análisis no lineal estático (Pushover) el nivel obtenido fue de resguardo de vida, por lo que la edificación todavía conservaba resistencia y rigidez, pero poseía derivas permanentes con lo cual el impacto económico necesario para su rehabilitación sería inviable, a pesar de tener un margen considerable frente al colapso.

Castillo y Fournier (2021) en su tesis denominada “Análisis estático no lineal para la evaluación del desempeño sísmico de la I.E.I. N° 652-02 Santa Rosa de Lima en el sector 2 de la IV etapa de Pachacamac, distrito Villa el Salvador, Lima metropolitana”, buscaron determinar los niveles de desempeño sísmico que producirían los distintos niveles de amenaza sísmica de acuerdo al código ASCE 41-13 en el edificio de aulas N° 01 de la I.E.I. N° 652-02 “Santa Rosa de Lima”; concluyendo que, correspondiente a la dirección X-X y a la dirección Y-Y, tanto para un sismo de 50%/50 años, BSE-1 20%/50 años y BSE-2 5%/50 años se obtuvieron niveles de desempeño inadecuados según cada objetivo de desempeño establecido en el ASCE 41-13, por lo que hicieron necesaria la elaboración de una propuesta de reforzamiento y adecuación.

Pinto Brayán (2019) en su tesis denominada “Evaluación del nivel de desempeño de una edificación, con empleo del análisis estático no lineal – Pushover” buscó hallar el nivel de desempeño de una edificación esencial (centro de salud) en ambas direcciones mediante un análisis estático no lineal, concluyendo que, en la evaluación de la dirección de análisis X frente a un sismo frecuente la edificación desarrolló en un nivel de desempeño totalmente operacional, para los sismos ocasional, raro y muy raro, se desarrolló un nivel de desempeño operacional; mientras que en la dirección de análisis Y, frente a un sismo frecuente y ocasional la estructura se desarrolló en un nivel de desempeño operacional, y para sismos raro y muy raro, se desarrolló un nivel de desempeño de seguridad de vida; obteniendo deformaciones aceptables, siendo posible el funcionamiento de la estructura con un reforzamiento estructural.

2.1.3. Antecedentes Locales

Briceño y Ordoñez (2018), en su tesis denominada “Comparación del desempeño sísmico del pabellón “C” de la I.E. N°88047- Augusto Salazar Bondy, considerando los parámetros indicados en la norma técnica E.030-2006 y la actualizada E.030-2016”, buscaron comparar el desempeño sísmico de los módulos del Pabellón “C” de la I.E. Augusto Salazar Bondy con los

objetivos de desempeño esperados y poder identificar si era necesario su reforzamiento estructural, esto mediante un análisis no lineal estático; concluyendo que, el Módulo 2 no cumplió los objetivos de desempeño sísmico exigidos para una edificación esencial conforme lo propuesto por el comité VISION 2000, por lo que fue necesaria una propuesta de reforzamiento estructural, considerando el enfundado o encamisado de columnas la alternativa adecuada.

2.2. Marco Conceptual

2.2.1. Análisis Lineal

Según Aguiar (2020), un análisis lineal es aquel que trata de determinar las respuestas estructurales asumiendo que se cumple en todo momento la Ley de Hooke, que idealiza un estado de linealidad física o de material, en otras palabras, existe una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones. También se asume el principio de superposición de efectos, donde se supone que los desplazamientos generados son tan pequeños, por lo que se pueden despreciar las fuerzas aplicadas por estos.

Sin embargo, estas suposiciones solo se asumen bajo ciertos criterios que no son cumplidos generalmente, como el hecho que no existe ningún elemento o material que se desarrolle siempre linealmente, debido a que al superarse un cierto grado de esfuerzo o de deformación, este comienza a desarrollarse en el rango no lineal, manifestándose inicialmente con fluencia o en el caso de un elemento frágil se presentaría una falla inmediata al superar su límite de resistencia.

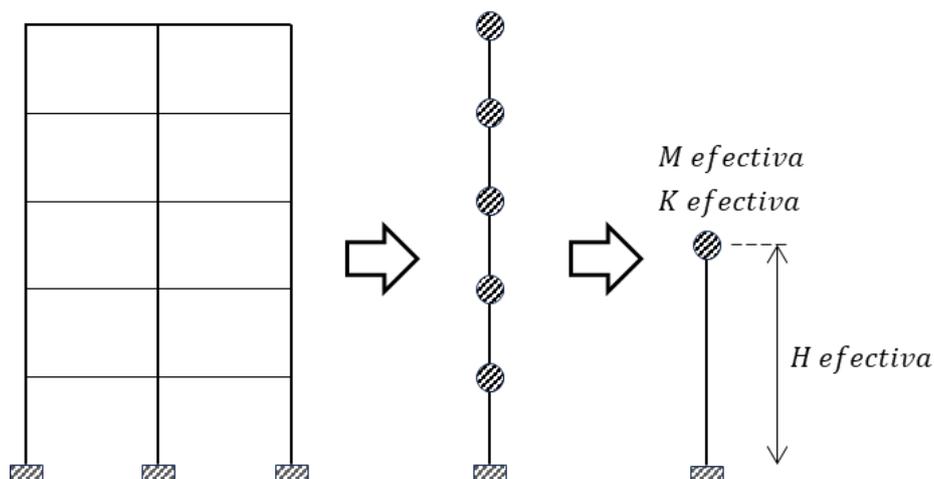
Por estas hipótesis, el realizar un análisis lineal no es la mejor opción para representar comportamientos estructurales, sin embargo, es un procedimiento muy utilizado, debido a que es práctico y fácil de realizar, y al controlar adecuadamente los esfuerzos y deformaciones, y teniendo un buen criterio estructural, sería una manera factible para su aplicación en el análisis de estructuras.

Dentro del análisis lineal se realizan dos tipos de métodos, el análisis lineal estático y el análisis lineal dinámico.

2.2.1.1. Análisis Lineal Estático. También conocido como análisis de fuerzas estáticas equivalentes. Es utilizado para calcular respuestas estructurales simulando solicitaciones sísmicas (Cargas laterales) por medio de un conjunto de fuerzas estáticas determinadas mediante una distribución a lo largo de su altura de la fuerza cortante basal, que actúan en el centro de masa de cada piso analizado. Al realizar este análisis, se idealiza a la estructura como un sistema de un solo grado de libertad, con rigidez en un rango lineal y un nivel de amortiguamiento equivalente.

Figura 1

Idealización del análisis estático lineal



La Norma E.030 – 2018, en el artículo 28.1.2 presenta algunas restricciones para la aplicación de este método de análisis, pudiéndose utilizar en todas las estructuras ubicadas en la zona sísmica 1 según el artículo 10 (Zonificación), sin embargo, para las otras zonas sísmicas se puede utilizar solo en estructuras calificadas como “regulares” según el artículo 19.

Además, este método es utilizable para estructuras de 30 metros de altura como máximo, y si el sistema estructural es de muros portantes de albañilería confinada / armada, deben ser como máximo de 15 metros de altura.

2.2.1.2. Análisis Lineal Dinámico. Dentro del análisis lineal dinámico, se encuentran dos métodos: el análisis lineal dinámico modal espectral y el análisis lineal dinámico historia de respuesta.

2.2.1.3. Análisis Lineal Dinámico Modal Espectral. También conocido como “Método de la respuesta espectral”. Según Salinas (2019), es un método que implica el cálculo de la respuesta sísmica teniendo en cuenta exclusivamente los valores máximos de desplazamientos y aceleraciones en cada modo de vibración utilizando para ello un espectro de diseño, el cual representará una envolvente de espectros de respuesta recopilados de distintos eventos sísmicos pasados, calibrados mediante normativas de diseño sismorresistente.

En nuestro caso, la Norma E.030 -2018 expone en el artículo 29.2. el procedimiento para desarrollar el espectro inelástico de pseudoaceleraciones.

Luego se realiza la combinación de los valores máximos obtenidos mediante criterios de combinación como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores máximos, o la combinación cuadrada completa, con el fin de obtener parámetros globales de la respuesta estructural, como cortantes, momentos y desplazamientos.

La Norma E.030-2018 especifica en el artículo 29.3.2 que el método de combinación a emplear para calcular la respuesta máxima elástica esperada debe ser la combinación cuadrática completa (CQC).

2.2.1.4. Análisis Lineal Dinámico Historia De Respuesta. Según Gallegos (2018), este tipo de análisis consiste en compatibilizar un acelerograma con un espectro de respuesta utilizando el “Método de dominio en el tiempo” con la finalidad de que este sea equivalente al espectro objetivo que se coloca como dato de entrada. Este espectro objetivo, en nuestro caso, es el espectro de pseudoaceleraciones elástico de diseño según la Norma E.030-2018 ($R=1$),

mientras que los acelerogramas deben corresponder a sismos representativos de la zona en análisis.

La Norma E.030-2018, indica en el artículo 30.1.1 que para el análisis dinámico Historia de respuesta se deben emplear al menos tres conjuntos de registros de aceleraciones del terreno, y cada conjunto debe incluir ambos componentes en direcciones ortogonales.

2.2.2. *Análisis No Lineal*

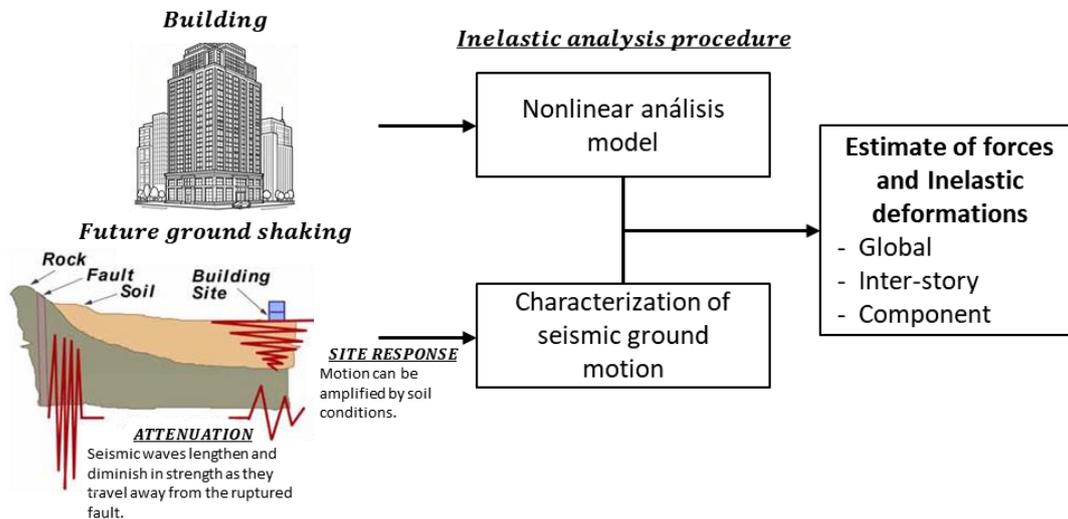
Según Aguiar (2020), un análisis no lineal tiene la misma intención que un análisis lineal, que es la de determinar las respuestas estructurales ante efectos de cargas externas, sin embargo, su diferencia radica en que el análisis no lineal trata de acercarse más al comportamiento real de las estructuras, teniendo en consideración un comportamiento plástico después de superar el límite elástico. Mediante un análisis no lineal se puede determinar también la capacidad de las estructuras comparándolas con demandas sísmicas, proporcionando la posibilidad de poder diseñar estructuras bajo un comportamiento más predecible y confiable ante distintos niveles de amenazas sísmicas.

Tanto el concreto armado, como el acero de refuerzo, al ser sometidos ante cargas externas que estén cercanas a las de falla, van a incursionar en un rango inelástico, dejándose de cumplir la relación lineal entre esfuerzos y deformaciones que expresa la ley de Hooke, comenzando a deteriorarse la rigidez de las edificaciones progresivamente; por lo que se tendrán que considerar parámetros distintos a los que se conocen en el análisis lineal.

En las estructuras se puede generar la no linealidad debido a los materiales, ya que la rigidez de las mismas ya no es constante en el análisis y dependerá de los desplazamientos, y también se puede generar la no linealidad geométrica, que depende de la posición en la que se aplican las cargas, dependiendo también de las deformaciones de las estructuras.

Figura 2

Representación esquemática del uso del análisis inelástico para estimar fuerzas y deformaciones inelásticas



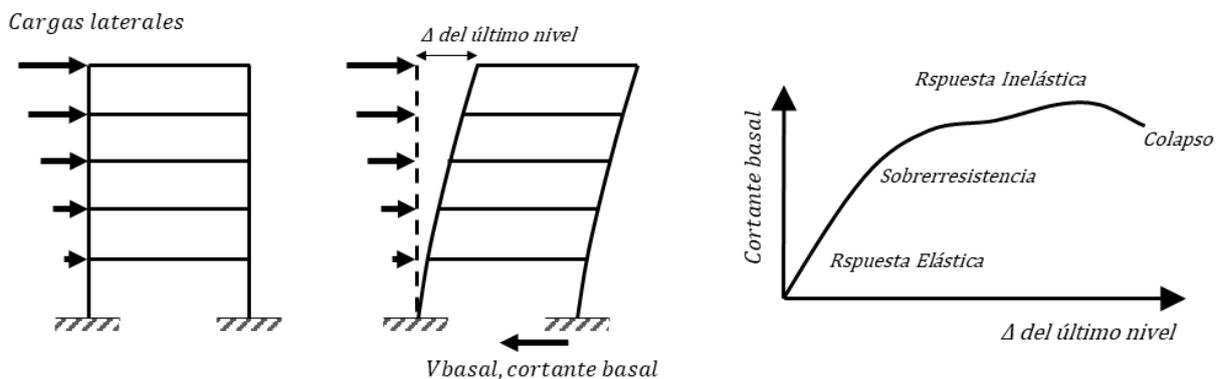
Nota: Tomado de la publicación *FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* (p. 33), Federal Emergency Management Agency, 2005.

2.2.2.1. Análisis Estático No Lineal (Pushover). Un análisis no lineal estático es aquel que considera ciertos parámetros más específicos acerca de la deformación de materiales que son sometidos a cargas laterales, para poder verificar el comportamiento estructural fuera del rango elástico. Algunos de los procedimientos utilizados para realizar este tipo de análisis son el método del coeficiente de desplazamiento (Desarrollado por el FEMA 273, FEMA 274, FEMA 356 y mejorado por el FEMA 440) y el método del espectro de capacidad (Desarrollado por el ATC 40 y mejorado por el FEMA 440).

En el proceso de estos métodos, primero se debe determinar un sistema de un grado de libertad equivalente mediante una curva de capacidad que se obtiene de un análisis estático no lineal (AENL), para luego caracterizar la demanda sísmica en función de un espectro de respuesta elástico (Método de espectro de capacidad) o en función de un espectro de diseño inelástico (Método del coeficiente de desplazamiento), y finalmente determinar el desplazamiento máximo a través del punto de desempeño, que sirve para estimar el nivel de daño estructural.

Figura 3

Secuencia de Análisis Pushover



Nota: Tomado de la publicación *Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees* (p. 14), Aguiar et al., 2020.

Bonett (2003) en su tesis doctoral nos afirma que el análisis estático no lineal es un método simple y eficaz para obtener y analizar la capacidad, la relación entre la resistencia y deformación de una edificación bajo una distribución de fuerzas en altura. Este método se obtiene aplicando un patrón de cargas verticales, estas aumentan proporcionalmente hasta que el sistema estructura logra su capacidad máxima. Con esto se identifican la sucesión de agrietamientos, cedencias y fallos de los elementos estructurales, estados de servicio, y la relación entre fuerzas cortantes y desplazamientos que generan la curva de capacidad.

2.2.2.2. Patrones De Carga. El AENL aplica de patrones de cargas proporcionales a los modos fundamentales (en recomendación al procedimiento del ASCE 41-17) de cada dirección hasta llevar a la edificación al colapso, teniendo en cuenta que el fallo de la estructura viene predefinido con la aplicación de rótulas plásticas en los elementos estructurales.

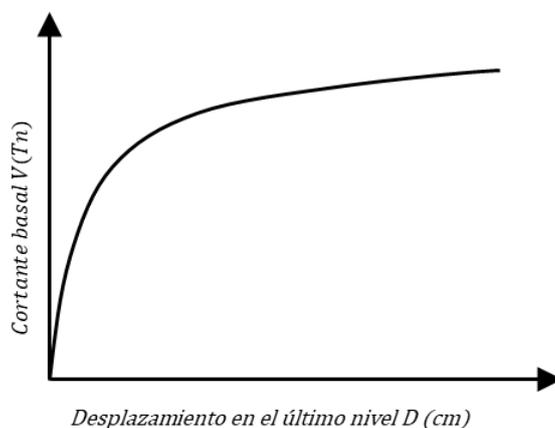
En la publicación del American Society of Civil Engineers (2017) hace referencia que anteriormente se han utilizado diversos patrones de carga laterales como una forma de relacionar las acciones que pueden ocurrir con una respuesta dinámica real; además nos menciona que investigaciones llevadas a cabo por el FEMA 440 sugiere el empleo de un solo patrón de carga basado en el primer modo de la estructura.

2.2.2.3. Curva de Capacidad. Una vez realizado el análisis estático no lineal se puede definir la curva de capacidad, el cual es un gráfico que representa la relación entre la cortante basal y el desplazamiento del último nivel de la estructura. Con esta curva podemos analizar el comportamiento que tendrá la edificación generalmente en base a su primer modo, esto considerando que es aplicable cuando tienen un periodo menor a 1.0 seg.; para estructuras de mayores periodos se deberá analizar modos de vibración más altos.

Chicas et al. (2015) refiere que teóricamente la curva de capacidad de una estructura con capacidad elástica infinita sería una línea recta infinita, pero esto no sucede en la realidad debido a que su elasticidad es finita provocando que la curva de capacidad generalmente tiene una serie de segmentos con pendientes descendientes, estas pendientes representan la pérdida de rigidez estructural.

Figura 4

Curva de Capacidad



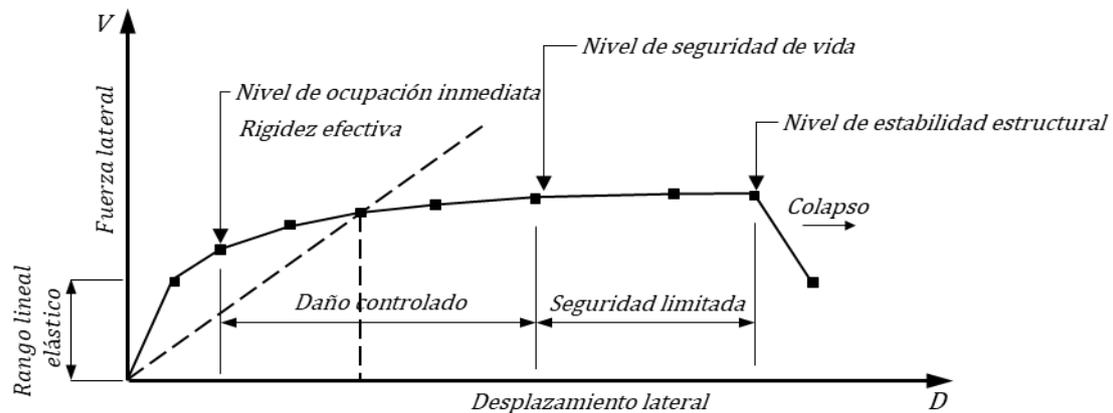
Para Aguiar et al. (2020) con la curva de capacidad se pueden definir los coeficientes de reducción del factor de ductilidad y sobre resistencia. Este factor de reducción R, permite pasar del espectro elástico al espectro inelástico con el cual se diseña generalmente las estructuras.

Chicas et al. (2015) menciona que la recta secante trazada desde el origen hasta el punto de la curva en donde el desplazamiento es “d” constituye la rigidez efectiva estructural. Cada punto en la curva de capacidad, como se puede observar en la Figura 5, simbolizan la ocurrencia de

eventos significativos durante la historia de la respuesta estructural por la aplicación incremental de cargas, estos eventos pueden simbolizar la formación de rótulas plásticas en los elementos, inicio de cedencia en algún elemento. Además, nos menciona que los daños que se pueden verificar estableciendo niveles de desempeño.

Figura 5

Curva de capacidad y niveles de desempeño



Nota: Tomado de la publicación *Propuesta y aplicación de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico para edificaciones* (p. 56), Chicas et al., 2015.

2.2.2.4. Procedimiento de Análisis. Entre los diversos procedimientos que nos dan las normativas y guías internacionales la del ASCE 41-17 es una de las más aceptadas, esta nos indica que una vez seleccionemos el AENL para analizar una edificación, al modelo matemático se le debe incorporar las características no lineales de carga y deformación a los elementos estructurales, la estructura será sometida a cargas laterales incrementales hasta el momento en que se sobrepase el desplazamiento objetivo. Además, nos da ciertos requerimientos como: el nodo de control se ubicará en el centro de masa en el último nivel de la edificación, se existiera un ático el piso de este será considerado como el nivel del nodo de control; las fuerzas laterales serán aplicadas al modelo matemático de manera proporcional a las masas de cada piso del diafragma.

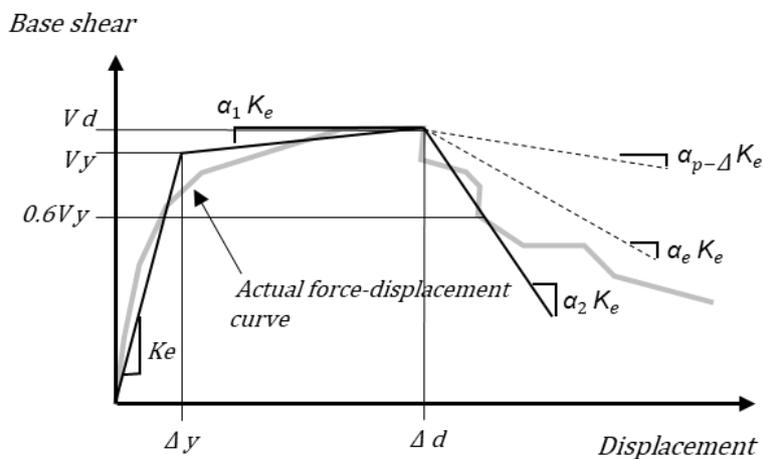
2.2.2.4.1. *Método de los Coeficientes de Desplazamiento*

Curva Idealizada de Fuerza-Desplazamiento

La relación no lineal entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento del nodo de control será reemplazada por una relación idealizada para determinar la rigidez lateral efectiva (K_e), y la resistencia de fluencia efectiva (V_y) de la estructura.

Figura 6

Curva Idealizada de Fuerza-Desplazamiento



Nota: Tomado de la publicación *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE 41-17, 2017.

La primera línea empezará desde el origen y tendrá una pendiente igual a K_e , esta rigidez se tomará de la rigidez secante calculada con una cortante basal igual al 60% de V_y , que no debe ser mayor a la cortante máxima de la estructura. Para la segunda línea que tiene pendiente $\alpha_1 K_e$ se debe determinar por un punto (V_d, Δ_d) y un punto que intercepte con la primera línea, tal que las áreas debajo y encima de la curva estén equilibradas; el punto (V_d, Δ_d) será el menor entre el desplazamiento objetivo calculado y el desplazamiento por la cortante basal máxima. La tercera línea representará la pendiente negativa tras la cedencia, se conformará desde el punto (V_d, Δ_d) y el punto en donde la cortante basal se degrada al 60% de V_y .

Determinación del Periodo Fundamental

El periodo fundamental (T_e) en la dirección considerada se basará en la curva idealizada anteriormente y será calculada con la siguiente fórmula:

Ecuación 1

Fórmula del periodo fundamental

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde:

- T_i = período elástico fundamental (en segundos) en la dirección considerada, calculado por medio del análisis dinámico elástico
- K_i = rigidez lateral elástica de la edificación, en la dirección considerada.
- K_e = rigidez lateral efectiva de la edificación, en la dirección considerada.

Determinación del Desplazamiento Objetivo

El desplazamiento objetivo (δ_t) de cada nivel, para edificaciones que tienen diafragmas rígidos en cada nivel, se determina mediante:

Ecuación 2

Fórmula del desplazamiento objetivo

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

g = aceleración de la gravedad

S_a = Aceleración espectral con respecto al periodo fundamental y el amortiguamiento de la estructura.

C_0 = Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad equivalente con el desplazamiento último de un sistema de múltiples grados de libertad usando uno de los siguientes procedimientos:

- El factor de participación del primer modo multiplicado con la ordenada de la primera forma modal del nodo de control.
- El factor de participación hallado usando el vector de forma correspondiente a la forma deformada de la estructura en el desplazamiento objetivo, por la ordenada del vector de forma del nodo de control.
- El coeficiente adecuado de la Tabla 1:

Tabla 1

Valores del Coeficiente de modificación C_0

<i>N° de Pisos</i>	<i>Edificaciones a Corte</i>		<i>Otras edificaciones</i>
	<i>Patrón de carga Triangular (1.0, 1.2, 1.3)</i>	<i>Patrón de carga Uniforme (2.1)</i>	<i>Otro Patrón de carga</i>
<i>1</i>	<i>1.0</i>	<i>1.0</i>	<i>1.0</i>
<i>2</i>	<i>1.2</i>	<i>1.15</i>	<i>1.2</i>
<i>3</i>	<i>1.2</i>	<i>1.2</i>	<i>1.3</i>
<i>5</i>	<i>1.3</i>	<i>1.2</i>	<i>1.4</i>
<i>10 o más</i>	<i>1.3</i>	<i>1.2</i>	<i>1.5</i>

Nota: Tomado de *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (p.75), American Society of Civil Engineers, 2017.

C_1 = Factor de modificación que relaciona el mayor desplazamiento inelástico esperado con los desplazamientos calculados con la respuesta lineal elástica. Se puede determinar con la siguiente ecuación:

Ecuación 3

Cálculo del factor de modificación C_1

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2}$$

Donde:

- a = Factor de sitio

- T_e = Periodo fundamental efectiva
- $\mu_{strength}$ = Relación entre la demanda elástica de resistencia y el coeficiente de la resistencia de fluencia y se determina mediante:

Ecuación 4

Cálculo de $\mu_{strength}$

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

en donde W es el peso sísmico efectivo, V_y es la resistencia de fluencia efectiva y C_m es el factor de masa efectivo que se puede tomar de la Tabla 2 o se puede tomar como el factor de masa participativa modal efectivo del modo fundamental usando valores propios.

Tabla 2

Valores del Factor de Masa Efectiva C_m

N° Pisos	Pórtico a Momento de Concreto	Muro de Corte de Concreto	Pier - Spandrel de Concreto	Pórtico de Acero a momento	Pórtico de Acero reforzado concéntrico	Pórtico de Acero reforzado excéntrico	Otros
1 – 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 a más	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Nota: Tomado de *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (p.72), American Society of Civil Engineers, 2017.

C_2 = Factor de modificación que representa el efecto de estrangulamiento de la curva de histéresis, degradación de rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en el máximo desplazamiento de respuesta, para periodos mayores a 0.7 se considerará a $C_2 = 1.0$.

Ecuación 5

Cálculo del factor C_2

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2$$

2.2.2.5. Análisis No Lineal Dinámico. Según Krawinkler & Seneviratna (1998), constituye la mejor metodología para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico de edificaciones, debido a que representa de manera más precisa el comportamiento real de las estructuras, pero para implementar este método se necesita una clara definición de ciertos parámetros, como características de frecuencias, ruptura, etc.

Safina (2002), comenta que, para realizar este análisis, la estructura se representa matemáticamente de la misma forma que para realizar un análisis no lineal estático, sin embargo, las acciones sísmicas se representan con historias de movimiento (Acelerogramas reales o simulados), y al ser estos muy sensibles a las características propias de la acción, se recomienda el uso de distintos registros para una correcta respuesta estructural.

2.2.3. Tipos De No Linealidad

2.2.3.1. No Linealidad Física. También llamada “No linealidad del material”. Aguiar (2020) comenta que en una estructura la no linealidad debida al material, es aquella en la que la matriz de rigidez de una estructura no es constante en todo el análisis y dependerá de los desplazamientos.

Ecuación 6

Cálculo de la no linealidad física

$$Q = K(q) * q$$

Donde “Q” es un vector de cargas, “K” es la matriz de rigidez de la estructura y “q” son los desplazamientos de dicha estructura, como se puede apreciar, la rigidez varía en función de la variación de los desplazamientos.

2.2.4. No Linealidad Geométrica

Di Rado (2006) comenta que la no linealidad geométrica surge cuando la estructura experimenta desplazamientos o deformaciones considerables, generando cambios con gran significancia en su configuración geométrica a medida que transcurre el proceso de carga.

Ecuación 7

Cálculo de la no linealidad geométrica

$$Q(q) = K * q$$

También existen otros tipos de no linealidad, como es la no linealidad que se puede estudiar en la mecánica de sólidos por un cambio en las condiciones de contorno (borde) a lo largo de toda la deformación, sin embargo, no serán estudiadas en esta investigación.

2.2.5. Comportamiento No Lineal de Materiales

Como se sabe, el concreto armado está compuesto por tres materiales, el concreto no confinado, el concreto confinado y el acero de refuerzo, pudiendo ser el concreto no confinado el recubrimiento de las secciones de elementos estructurales y algunas secciones que no se confinan adecuadamente por una pobre distribución de estribos.

El concreto confinado sería el núcleo encerrado por estribos con un adecuado detallado y distribución en los elementos estructurales, y en elementos de borde de muros de concreto armado o placas. Finalmente, el acero de refuerzo siendo el armazón de acero a tracción y compresión de los elementos estructurales.

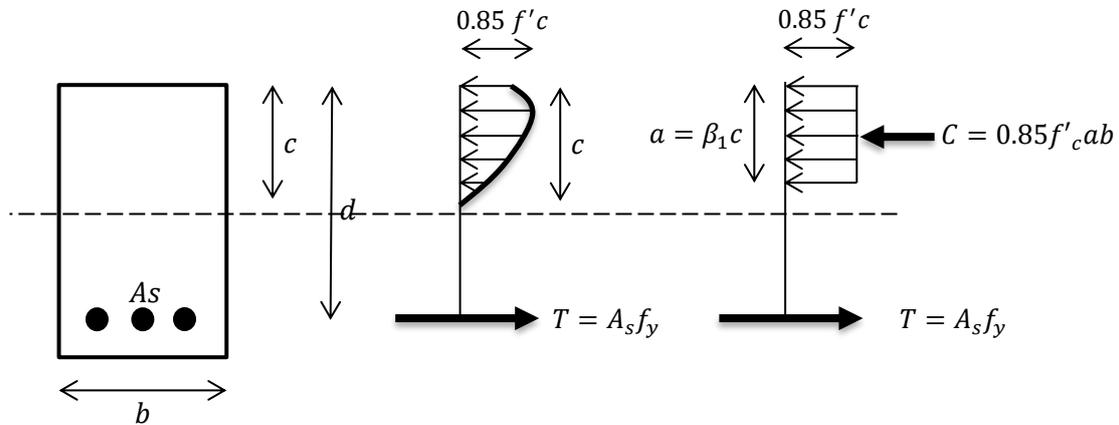
Conociendo las leyes constitutivas y determinando las curvas de esfuerzo – deformación de estos materiales, se pueden determinar diagramas de momento – curvatura de sus respectivas secciones de concreto armado.

2.2.5.1. Concreto No Confinado.

2.2.5.1.1. Modelo de Whitney. El modelo propuesto por Whitney (1942), sustituye al diagrama parabólico real de compresiones por un diagrama equivalente y mucho más simple, intencionalmente rectangular. Siendo un modelo muy aceptado por su practicidad por normativas como el ACI y la mayoría de códigos prescriptivos de los países latinoamericanos, en nuestro caso, por la Norma E.060 (Concreto Armado).

Figura 7

Modelo de distribución de esfuerzos equivalente de Whitney

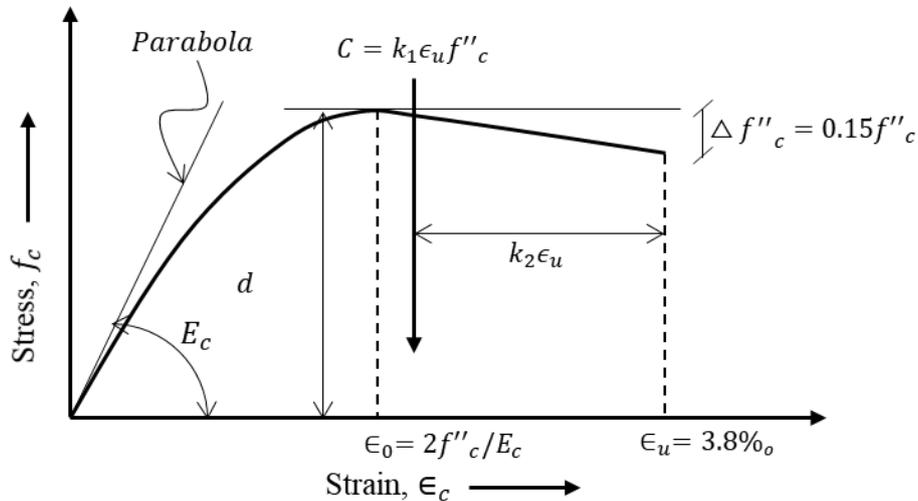


Nota: Tomado de la publicación *Plastic theory of reinforced concrete design*, Whitney, C. S, 1942.

2.2.5.1.2. Modelo de Hognestad.

Figura 8

Modelo constitutivo de Hognestad para concreto no confinado



Nota: Tomado de la publicación *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*, Hognestad, 1951.

Hognestad (1951), desarrolló un modelo de concreto no confinado en el que la curva tiene puntos característicos, comenzando con una parábola invertida en el inicio hasta alcanzar el punto de deformación ϵ_0 asociado a f''_c , continuando con una línea recta con pendiente

negativa hasta que la deformación de ruptura ϵ_u se da para un valor de 0.0038 y un esfuerzo del $0.85 f''c$. Este modelo se basó en el resultado de 120 pruebas experimentales en columnas. La resistencia a compresión varió entre un rango de 10.5 y 38.5 MPa, y es aplicable para concreto no confinado con secciones tanto circulares, como rectangulares y cuadradas.

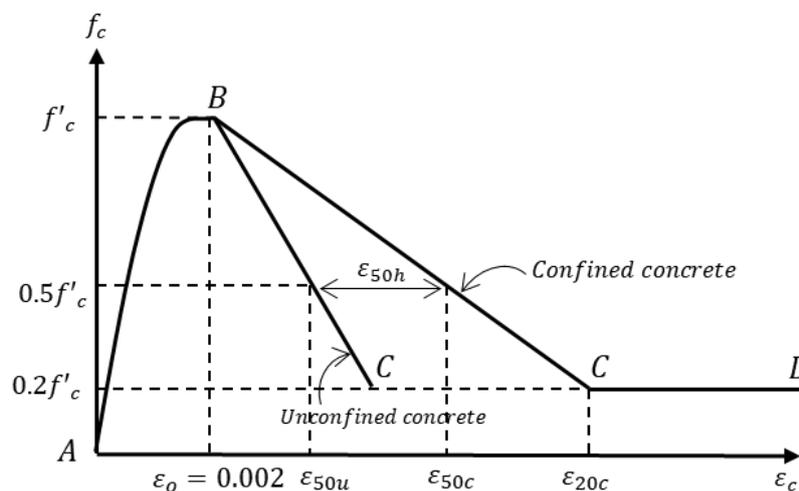
Posteriormente, Kent y Park (1971), adoptaron la primera parte de este modelo, pero para concreto confinado, modificando los valores de ϵ_o y ϵ_u , y normalizando sus valores a 0.002, y ϵ_{20c} respectivamente, siendo este último valor la deformación unitaria asociada a $0.20 f'_c$.

2.2.5.2. Concreto Confinado.

2.2.5.2.1. Modelo de Kent Y Park. Kent y Park (1971), propusieron un modelo establecido en ensayos experimentales que otorga una buena representación de la relación entre el esfuerzo y la deformación del concreto no confinado o confinado.

Figura 9

Modelo constitutivo de Kent y Park (1971) para concreto confinado



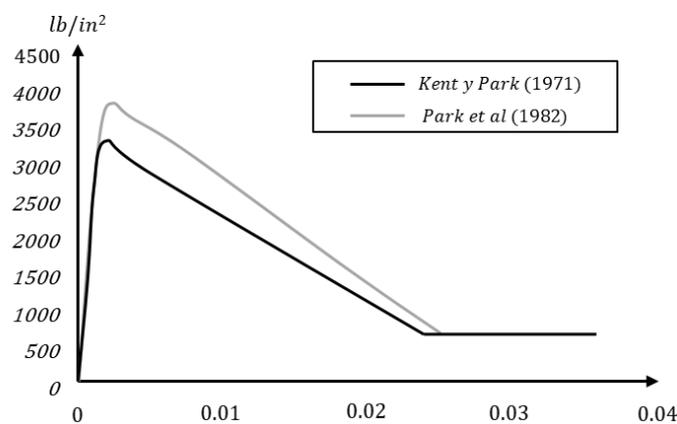
Nota: Tomado de la publicación *Flexural members with confined concrete*, Kent, D. C. y Park, R, 1971. Comentan que la primera región (Región AB) es la representación de una curva de segundo grado, común al modelo de Hognestad (1951). Para el concreto con acero de confinamiento, se supone que dicho acero no tiene efecto sobre la forma de esta parte de la curva. Este tipo de modelo solo se puede aplicar a secciones de forma rectangular o cuadrada.

La curva establecida por Kent y Park tiene regiones características, comenzando con una parábola en el origen hasta alcanzar una deformación ε_o normalizado a un valor de 0.002 y asociado a f'_c , luego esta se convierte en una recta con pendiente negativa hasta alcanzar una deformación relacionada a un esfuerzo de $0.20f'_c$, y culmina con una recta horizontal hasta generarse la deformación de ruptura.

2.2.5.2.3. Modelo de Park Modificado. Scott, Park y Priestley (1982), modificaron el modelo anterior desarrollado por Kent y Park (1971), añadiéndole a este el aumento en la resistencia a compresión debido al confinamiento, aceptando que el confinamiento no solo incrementa las deformaciones, sino también los esfuerzos. Este incremento fue determinado por el factor “k”, que depende del confinamiento.

Figura 10

Modelos de Esfuerzo – deformación de Kent y Park (1971) y Park et al. (1982).



Nota: Tomado de la publicación *Estudio comparativo de las tendencias actuales del método del empujón para la evaluación de estructuras reticulares*, Escamilla, M. A, 2010.

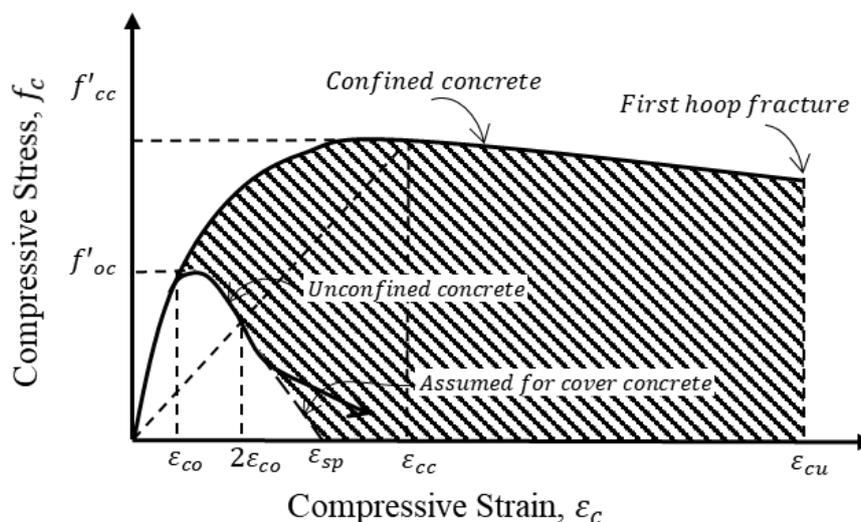
2.2.5.2.4. Modelo de Mander. Mander, Priestley y Park (1988), propusieron un modelo de curva esfuerzo deformación para concreto confinado que era aplicable tanto a secciones circulares como rectangulares. Este modelo se basó en una ecuación sugerida por Popovics.

Mander et. al. (1988), comenta que este modelo es definido por una sola curva continua y considera que el efecto del confinamiento no solo incrementa las deformaciones unitarias ϵ_c , sino que también incrementa la resistencia del concreto a compresión.

En este modelo la deformación unitaria última o de falla ϵ_{cu} del concreto aparece cuando se fractura el refuerzo transversal (Estribos) y por ende ya no es capaz de confinar el núcleo del concreto, por lo tanto, las deformaciones transversales del núcleo del concreto tienden a ser muy grandes.

Figura 11

Modelo de curva esfuerzo – deformación propuesta por Mander et. al. ante cargas monotónicas de concreto confinado y no confinado.



Nota: Tomado de la publicación *Theoretical stress – strain model for confined concrete* (p. 4), Mander et al, 1988.

2.2.5.3. Acero de Refuerzo. Como sabemos, el acero de refuerzo es reconocido por ser un material que brinda una gran resistencia a tensión y compresión, siendo utilizado para contrarrestar los esfuerzos de tensión que se generan en los elementos de concreto armado. Sin embargo, en situaciones donde existan notables esfuerzos de compresión, se incorpora también acero de refuerzo longitudinal a compresión, el cual colabora en conjunto con el concreto para

resistir las demandas de diseño, aunque para esto el acero de refuerzo debe estar adecuadamente restringido al pandeo.

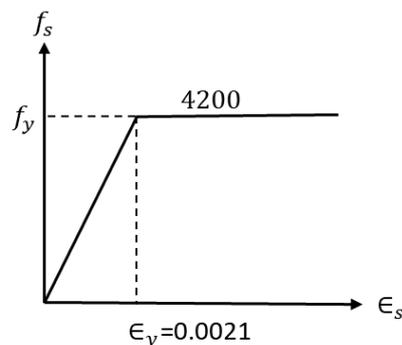
Igual que con el concreto, es importante conocer los modelos de curvas esfuerzo – deformación del acero de refuerzo, para conseguir un adecuado comportamiento de las estructuras ante sollicitaciones sísmicas.

2.2.5.3.1. Modelo de Elastoplástico Perfecto. Este es un modelo bilineal y el más común y sencillo de aplicar. Este modelo es el que se emplea normalmente en los cálculos de resistencia de secciones.

Escamilla (2010), comenta que en este modelo los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia f_y , después de este punto, para esfuerzos mayores se considera que estos permanecen constantes, sin embargo, las deformaciones aumentan.

Figura 12

Curva esfuerzo – deformación del modelo elastoplástico perfecto para acero a tracción.



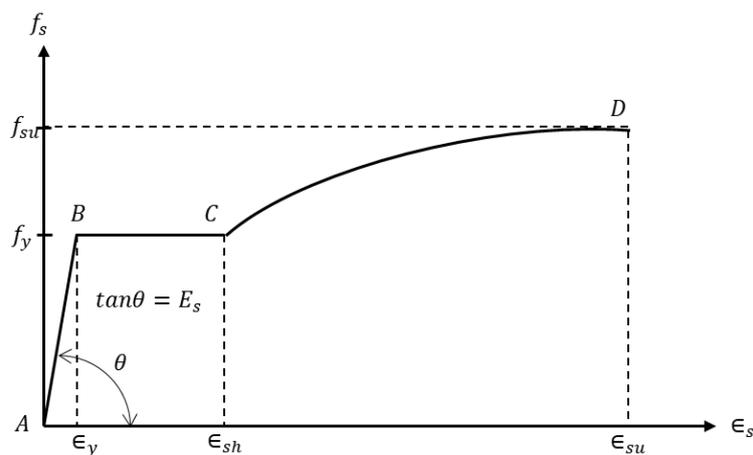
Nota: Tomado del libro *Apuntes del curso Concreto Armado I* (p. 193), Ottazzi, 2015.

Henríquez (2020), comenta que existen algunas desventajas al utilizar este modelo, tanto para diseño como para evaluación sísmica, como el hecho que se ignora la capacidad del acero para asumir esfuerzos mayores al esfuerzo de fluencia. También existe la posibilidad de que el concreto falle por aplastamiento sin que el acero haya fluido, lo que genera una falla frágil por compresión.

2.2.5.3.2. Modelo de Park Y Paulay. Park y Paulay (1975) propusieron un modelo el cual consiste en aproximar la curva completa de esfuerzo – deformación unitaria del acero sometido a tracción. Este modelo se diferencia de los demás al considerar una zona de endurecimiento por deformación del acero que comienza al final de la zona de postfluencia ϵ_{sh} (Punto C en Figura 13), zona en la cual el material tiene la capacidad de volver a absorber carga. En general este modelo consta de tres zonas, la primera es la zona elástica lineal (Tramo AB), la segunda es la zona o planicie de postfluencia (Tramo BC) y la tercera es la zona de endurecimiento por deformación (Tramo CD).

Figura 13

Curva completa de esfuerzo – deformación del acero sometido a tracción presentado por Park y Paulay (1975).

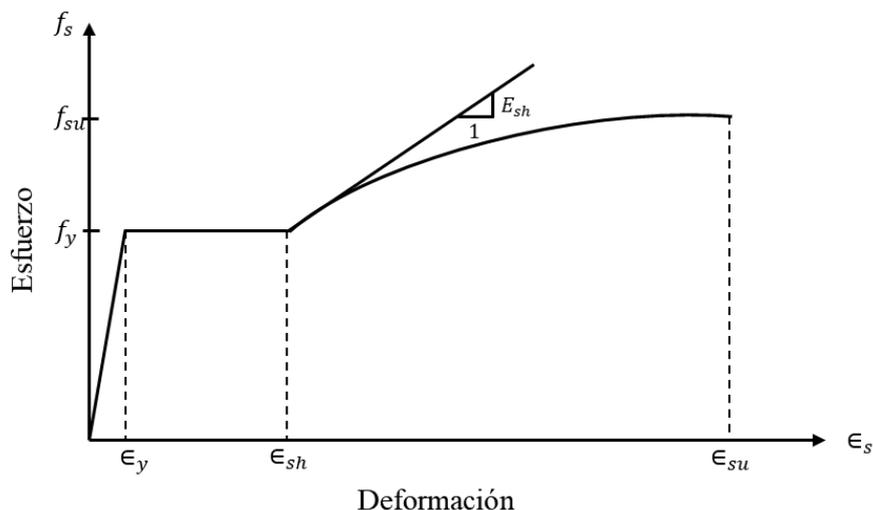


Nota: Tomado del libro *Reinforced concrete structures* (p. 41), Park y Paulay, 1975.

2.2.5.3.3. Modelo de Mander Et Al. Mander et al. (1984) propusieron un modelo similar al modelo presentado por Park y Paulay (1975), donde se considera una zona de endurecimiento por deformación que se basó en ensayos experimentales, sin embargo, se incluye el valor de “p”, que es el que proporciona la forma de la curva en la zona de endurecimiento por deformación, calculada en base de logaritmos naturales.

Figura 14

Curva de esfuerzo – deformación del acero sometido a tracción presentado por Mander et al. (1984)



Nota: Tomado de la publicación *Criterios de diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo mexicanos* (p. 41), Rodríguez, M. y Botero, J.C., 1996.

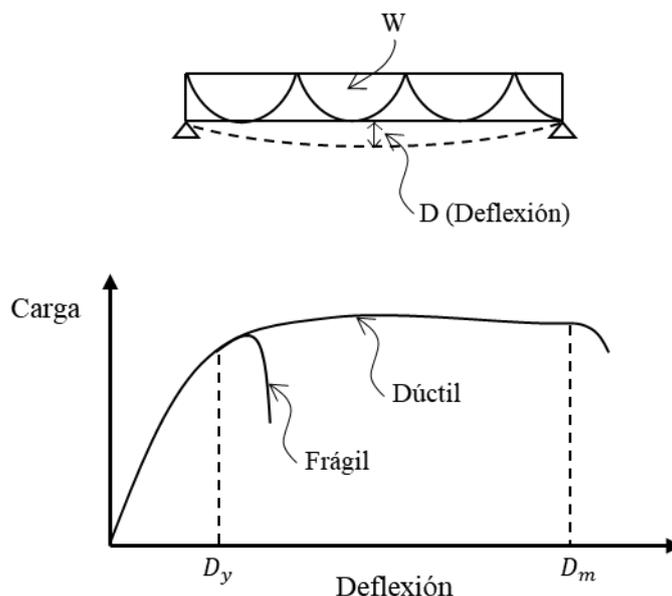
2.2.6. Comportamiento No Lineal a Flexión de Secciones

En la figura mostrada se pueden apreciar dos tipos de comportamiento del diagrama carga – deflexión en elementos de concreto armado, siendo un comportamiento dúctil y un comportamiento frágil.

Ottazzi (2015), comenta algunas razones de la importancia de considerar las características de las curvas carga – deformación de elementos o estructuras, siendo una de ellas la necesidad de evitar que se generen fallas frágiles en las estructuras. Lo ideal es lograr un comportamiento no frágil, sino dúctil, permitiendo a la estructura desarrollar deformaciones importantes sin una pérdida considerable de la capacidad de carga, pudiendo absorber mayor energía que en un comportamiento frágil (Esto se puede apreciar comparando el área bajo las curvas carga – deflexión en la Figura 15).

Figura 15

Comportamiento de una viga con falla frágil y dúctil.



Nota: Tomado del libro *Apuntes del curso Concreto Armado I* (p. 454), Ottazzi, 2015.

Si una estructura tiene un comportamiento dúctil, puede desarrollar deformaciones incursionando en el rango no lineal sin llegar a colapsar. Un parámetro para representar la ductilidad es la ductilidad por desplazamiento, que se puede determinar como la razón entre el desplazamiento máximo de la estructura y el desplazamiento de fluencia inicial de la misma.

Ecuación 8

Razón entre el desplazamiento máximo y desplazamiento de la fluencia inicial

$$\mu = \frac{D_{m\acute{a}x}}{D_y}$$

Si una estructura es hiperestática y presenta un comportamiento dúctil, se puede variar la distribución de momentos flectores obtenidos de un análisis elástico lineal, modificándose los diagramas de momentos y aliviando los negativos, transfiriéndolos hacia la zona de momentos positivos (Pudiéndose apreciar en vigas), siempre y cuando las secciones tengan la capacidad de asumir rotaciones inelásticas sin llegar a la falla y manteniendo la capacidad de momento una vez se llegue a la fluencia del acero de refuerzo. El concepto de redistribución de momentos

en estructuras hiperestáticas hace referencia a que los momentos internos se puedan modificar para otorgar a la estructura la capacidad de resistir solicitaciones adicionales después de haberse formado una o más rótulas plásticas.

La ductilidad en estructuras es muy importante al momento de resistir solicitaciones sísmicas.

La Norma E.030 – 2018 considera en su filosofía de diseño sísmico la capacidad de reducir fuerzas elásticas por ductilidad con la finalidad de que, frente a un sismo severo, las estructuras asuman daños, pero no colapsen.

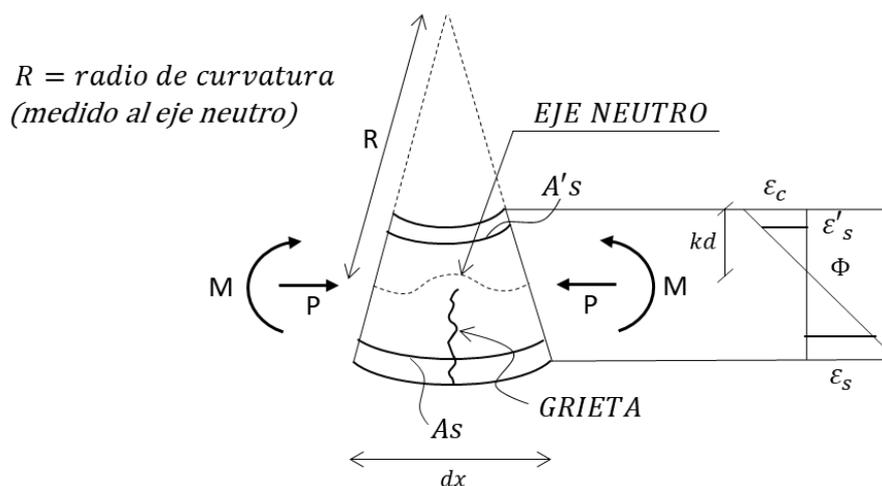
Todo lo mencionado líneas arriba es dependiente de los diagramas Momento – Curvatura, que permiten dar una vista clara de la capacidad de deformación más allá del rango elástico de un elemento o de una estructura.

Ottazzi (2015) menciona que los diagramas Momento – Curvatura son importantes para distintos contextos. Es indispensable para determinar la ductilidad de las secciones y elementos, para entender el comportamiento de la aparición de rótulas plásticas y para estudiar la redistribución de momentos elásticos antes de que se genere el colapso.

2.2.7. Curvatura de un Elemento

Figura 16

Curvatura de un elemento.



Nota: Tomado del libro *Apuntes del curso Concreto Armado I* (p. 456), Ottazzi, 2015.

Henríquez (2020), comenta que la Figura 16 muestra la parte de un elemento de concreto armado que en un inicio fue recta con momentos y fuerzas axiales de la misma magnitud, y que tanto el radio de curvatura “R”, la profundidad del eje neutro “c”, como las deformaciones del concreto en la fibra extrema a compresión “ ε_c ” y del acero a tracción “ ε_s ” varían a lo largo de todo el elemento en análisis ya que entre las fisuras el concreto asume cierta tracción.

Ottazzi (2015) define a la curvatura como el cambio de ángulo por unidad de longitud en un cierto punto a lo largo del eje del elemento que este sometido a cargas de flexión. La curvatura entre los extremos de un elemento sería:

Ecuación 9

Cálculo de la curvatura de un elemento

$$\varphi = \frac{M}{EI_g}$$

Donde EI es la rigidez a flexión de la sección.

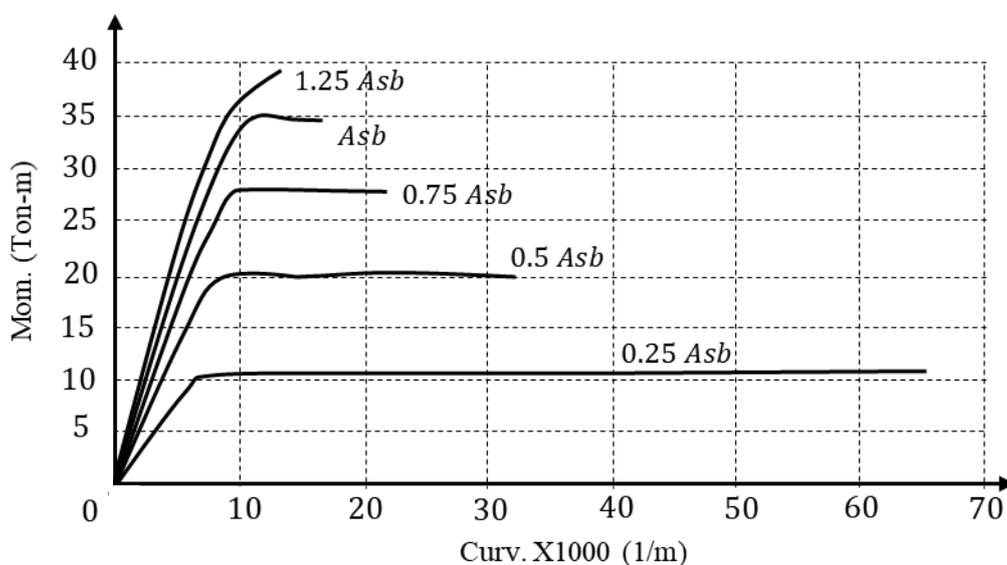
Mientras el momento siga aumentando en magnitud, el agrietamiento que se genera en las secciones de concreto armado hace que se pierda una cierta rigidez a flexión en las mismas y el comportamiento de estas después del agrietamiento dependerá en gran medida de la cantidad de acero con la que esté reforzada.

En la Figura 17 podemos observar en un diagrama momento - curvatura el comportamiento de una misma sección de concreto armado con distintas cuantías de acero de refuerzo en tracción. Las secciones que tienen una ligera cuantía de refuerzo (Como la de la sección con una cuantía de $0.25A_{sb}$) generan una curva prácticamente lineal hasta la fluencia del acero, y después de esto se obtiene un gran aumento en la curvatura con un momento flector casi constante. Mientras que en las secciones con una gran cantidad de acero de refuerzo (Como la de la sección con una cuantía de $1.25A_{sb}$) la curva de momento – curvatura deja de tener un comportamiento lineal desde que el concreto entra en el rango inelástico en su curva de esfuerzo – deformación,

obteniendo una curvatura después de la fluencia prácticamente nula, pudiendo generarse fallas frágiles si no se confina el concreto adecuadamente con espaciamientos pequeños.

Figura 17

Diagramas Momento – Curvatura para una sección con refuerzos de acero variables.



Nota: Tomado del libro *Apuntes del curso Concreto Armado I* (p. 460), Ottazzi, 2015.

2.2.7.1. Diagrama Momento – Curvatura Aproximado. Ottazzi (2015) comenta que para cálculos rápidos se puede simplificar el desarrollo de los diagramas momento – curvatura para secciones de concreto armado. Es posible simplificar este proceso para secciones en flexión pura con tres tipos de diagramas: El diagrama trilineal, un diagrama bilineal y un diagrama bilineal simplificado, siendo el último el más sencillo de desarrollar y el primero el que se asemeja más a un comportamiento real, por lo tanto, será el modelo en explicación.

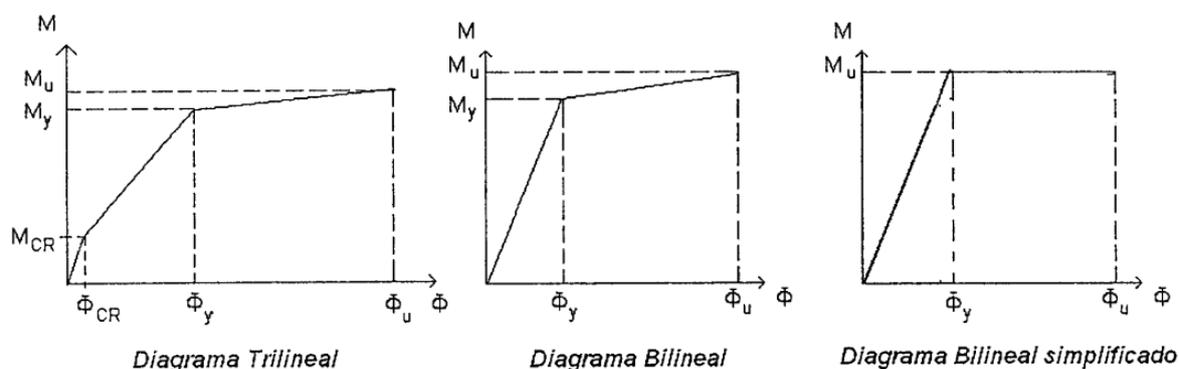
El diagrama trilineal de momento – curvatura presenta tres puntos notables: el punto de agrietamiento de la sección (M_{cr} y φ_{cr}) donde para su cálculo es posible ignorar el acero de refuerzo. En este tramo se considera que el concreto es capaz de asumir esfuerzos de tracción y se toma la inercia bruta de la sección.

El segundo punto notable comienza con la fluencia del acero en tracción (M_y y ϕ_y). Desde el momento del agrietamiento, la relación momento – curvatura es casi lineal hasta este punto. Para su representación se puede suponer un comportamiento elástico en el concreto hasta el inicio en el que el acero entre en fluencia por tracción, siendo esta una suposición conservadora al momento de calcular la ductilidad por curvatura.

El último punto notables se genera cuando se alcanza la falla de la sección (M_{max} y ϕ_{max}). Este punto puede ocurrir si el concreto agota su capacidad o si se produce la rotura del acero.

Figura 18

Diagramas momento – curvatura aproximados



Nota: Tomado del libro *Apuntes del curso Concreto Armado I* (p. 464), Ottazzi, 2015.

2.2.8. Modelos No Lineales en Elementos

Henríquez (2020) comenta que los modelos que se utilizan para representar la no linealidad se diferencian por la forma en que se distribuye la plasticidad, siendo está representada a través de secciones transversales y también a lo largo de todo el elemento en análisis.

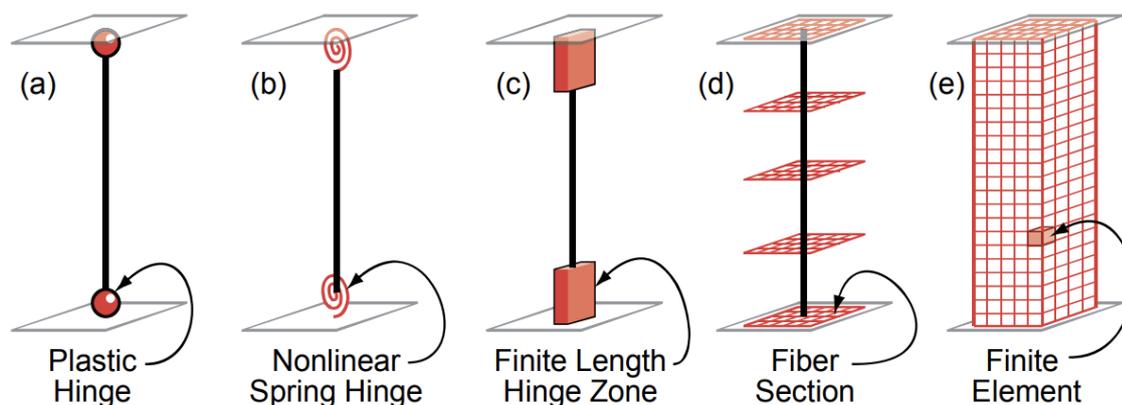
NIST (2017) presenta cinco tipos de modelos idealizados para emular la respuesta no lineal de elementos viga y columna. Estos varían desde modelos uniaxiales de rótula o resorte (Modelos a y b respectivamente), hasta modelos de fibras y modelos detallados de elementos finitos continuos.

Los modelos de plasticidad concentrada (parte izquierda de la Figura 19) se consideran altamente fenomenológicos, debido a que su comportamiento estructural se basa en la calibración del comportamiento general de los componentes mediante datos de ensayos momento – curvatura. Estos tipos de modelos normalmente asumen que las deformaciones no lineales se concentran en rótulas plásticas en los extremos de los elementos.

Los modelos de plasticidad distribuida (parte derecha de la Figura 19) son calibrados mayormente a nivel del material, y son más adaptables a diferentes geometrías y magnitudes de carga. Henríquez (2020) comenta que estos modelos discretizan los elementos en toda su longitud y a nivel de secciones transversales en varios elementos, y su propagación de plasticidad está definida por la secuencia de fluencia de los elementos.

Figura 19

Gama de modelos estructurales no lineales



Nota: Tomado de la publicación *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings* (p. 2-17), NIST GCR 17-917-46, 2017.

La selección del tipo de modelo para representar la no linealidad en elementos depende de la confiabilidad, practicidad y eficiencia computacional que se disponga. La elección óptima de estos depende del tipo de sistema estructural, los materiales utilizados y el nivel de detalle que uno esté buscando obtener, siendo en la práctica los más utilizados, los modelos de rótulas plásticas (Modelo a) y el modelo de fibras (Modelo d).

2.2.9. Desempeño Sísmico

2.2.9.1. Diseño Sísmico Basado en Desempeño. El diseño sísmico basado en desempeño ha sido implementado a través de los últimos años debido a los sismos de gran magnitud en EE.UU. que dañaron a ciertas estructuras y tuvieron evaluaciones y rehabilitarlas. El desempeño sísmico consiste en la evaluación de elementos estructurales y no estructurales, y predecir el nivel de afectación que tendrán luego del sismo considerado, el comportamiento que estos tengan en conjunto definirá el nivel de desempeño de la estructura.

Inicialmente las normativas basadas en desempeño solo se utilizaban en la evaluación de estructuras existentes, pero con el paso del tiempo se ha ido adaptando para el diseño de nuevas estructuras. La normativa peruana no contempla la evaluación el desempeño de las estructuras luego del sismo.

2.2.9.2. Niveles de Desempeño. El nivel de desempeño condiciona el límite de daño que debe satisfacerse para una estructura en relación con el sismo considerado. Estos límites incluyen el daño físico, el tratamiento de seguridad de los habitantes de la edificación y la continuidad de los servicios luego del movimiento sísmico. (ATC-40,1996)

Cada edificación tiene un nivel de desempeño específico según su importancia, su finalidad es determinar el estado de daño que tendrá la edificación luego de un movimiento sísmico previamente establecido, con la finalidad de brindar la seguridad de los ocupantes y funcionalidad después de un sismo.

2.2.9.2.1. Niveles de Desempeño (VISION 2000).

- **Totalmente Operacional:** Hace referencia a un comportamiento estructural donde no se experimentan daños sustanciales. La edificación en estudio es completamente segura para su uso, estando disponibles los servicios y contenidos, por lo cual no es necesario la realización de reparaciones. (Bonett, 2003)

- **Operacional:** Hace referencia a un nivel en donde se pueden encontrar daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, pudiéndose presentar daños leves en algunos elementos estructurales. A pesar de que los daños señalados anteriormente son limitados y no se considera que comprometa la seguridad estructural para su ocupación inmediata, pueden surgir inconvenientes por estos daños, llegando a interrumpir el normal funcionamiento. Será necesario realizar algunas reparaciones. (Bonett, 2003)
- **Seguridad:** En este nivel existe la aparición de daños moderados en los elementos estructurales y no estructurales, así como del contenido de la estructura. La respuesta estructural para resistir las fuerzas laterales producto por las fuerzas sísmicas y la rigidez lateral experimentan una disminución que puede llegar a ser considerable, no obstante, aún existe un margen de seguridad ante el colapso. Debido a los daños señalados la ocupación inmediata de la estructura estará limitada, necesitando algún tipo de reforzamiento, condicionando si es viable económicamente. (Bonett, 2003)
- **Próximo al colapso:** Los fallos estructurales presentes provocan la disminución significativa de la rigidez lateral y la respuesta estructural, poniéndola al punto de colapso. Los fallos locales pueden obstaculizar los servicios de evacuación, aunque los elementos estructurales que resisten cargas verticales aún siguen operativos. Ante estas características la estructura se vuelve peligrosa para los ocupantes y el costo de rehabilitación es económicamente inviable. (Bonett, 2003)

2.2.9.2.2. Niveles de Desempeño (ASCE 41-17).

Niveles de Desempeño Estructural

- **Ocupación Inmediata (S-1):** El daño después del sismo es muy limitado estructuralmente. Los elementos resistentes a sismo mantienen casi toda su fuerza y rigidez inicial. El riesgo de accidentes como resultado de los daños presentados es

ínfimo, aunque puede ser apropiado reparaciones menores no necesarias para su ocupación. (American Society of Civil Engineers, 2017)

- **Control de Daño (S-2):** Se prevé que la estructura tenga un alto grado de confiabilidad a resistir el colapso o que sea menos dañada que otras edificaciones, pero no se puede exigir que tenga el comportamiento propuesto para un nivel de ocupación inmediata. El desempeño de Control de Daño tiene un mayor margen contra el colapso y retorno de funciones que el nivel de Seguridad de Vida. (American Society of Civil Engineers, 2017)
- **Seguridad de Vida (S-3):** Se producen daños significativos en la estructura, pero existe un cierto margen en contra del colapso estructural total o parcial. Algunos elementos estructurales son severamente dañados, pero esto no significa un gran peligro en la caída de escombros, tanto dentro o fuera del edificio. El daño en la estructura no significa que haya un inminente peligro de colapso, se debería implementar reparaciones estructurales antes de su ocupación. (American Society of Civil Engineers, 2017)
- **Seguridad Limitada (S-4):** Se prevé que la estructura tenga una gran fiabilidad de resistencia frente al colapso que el nivel de desempeño de prevención al colapso (S-5), pero no al nivel del desempeño de seguridad de vida (S-3). (American Society of Civil Engineers, 2017)
- **Prevención al Colapso (S-5):** El daño producto del sismo deja a la estructura al borde del colapso parcial o total. Ocurre un daño significativo a nivel estructural, lo que significa una degradación de fuerza y rigidez del sistema resistente. Sin embargo, los elementos resistentes de cargas verticales a gravedad deben seguir funcionando. Pueden existir daños por caídas de escombros. No es técnicamente recomendable hacer reparaciones estructurales, ni volver a ocupar la edificación porque las réplicas podrían inducir al colapso. (American Society of Civil Engineers, 2017)

- **No Considerado (S-6):** Algunos propietarios desean abordar ciertas vulnerabilidades no estructurales, en programas de evaluación o reacondicionamiento, sin abordar el desempeño de la estructura. Estos programas son atractivos porque permiten una reducción significativa del riesgo sísmico derivando a costos bajos. (American Society of Civil Engineers, 2017)

Niveles de Desempeño No-Estructural

- **Operacional (N-A):** En este nivel de desempeño los sistemas no estructurales requeridos están en funcionamiento, podría ser necesario limpieza y reparaciones menores. Se debe garantizar que los componentes no estructurales estén adecuadamente instalados en la estructura, además de garantizar el funcionamiento de los servicios ante cualquier interrupción. (American Society of Civil Engineers, 2017)
- **Retención de Posición (N-B):** La ocupación del edificio es segura en este nivel, aunque su uso podría verse interrumpido por la limpieza o alguna inspección de prevención. Algunos elementos no estructurales experimentan desalineaciones o daños internos, dando como resultado su inoperatividad. El riesgo de lesiones por amenaza de vida causado por estos elementos es muy bajo. (American Society of Civil Engineers, 2017)
- **Seguridad de Vida (N-C):** En este nivel, los componentes no estructurales podrían tener un daño significativo, pero no significarían lesiones graves o muertes para los ocupantes o personas cercanas al área. Las salidas de emergencia no serían bloqueadas, pero podrían verse afectadas por escombros o mobiliarios pequeños. (American Society of Civil Engineers, 2017)
- **Peligro Reducido (N-D):** Tras el sismo, se observan notables daños en los componentes no estructurales, pero se consigue prevenir el colapso de elementos de gran tamaño y peso. La idea fundamental de este nivel de desempeño es asegurar consecuencias

equiparables en cuanto a la seguridad vital ante un colapso parcial o total, evitando así un alto índice de pérdidas humanas. (American Society of Civil Engineers, 2017)

- **No Considerado (N-E):** La rehabilitación de edificaciones generalmente se llevan a cabo sin considerar a los elementos no estructurales, debido a que la mayoría de muertes son ocasionados por el colapso estructural. (American Society of Civil Engineers, 2017)

Niveles de Desempeño Global

- **Operacional (1-A):** Se esperan daños mínimos o ninguno en elementos estructurales y no estructurales. La edificación es apropiada para su uso y reocupación, aunque los servicios pueden tener un deterioro ligero y pueden ser provistos con fuentes de emergencia. Este objetivo de desempeño presenta un riesgo de seguridad de vida extremadamente bajo. No es recomendable modificar edificaciones para llegar a este objetivo de desempeño para sismos severos, excepto para edificaciones de servicios esenciales. (American Society of Civil Engineers, 2017)
- **Ocupación Inmediata (1-B):** Se esperan daños ínfimos o ninguno en elementos estructurales, o daño menor en los no estructurales. Aunque es seguro la ocupación de la edificación después de un gran sismo, algunos de los elementos no estructurales podrían no funcionar por falta de energía eléctrica o daño de equipos. Podría ser necesario limpieza y reparaciones para restablecer los servicios. Este objetivo de desempeño presenta un riesgo de seguridad de vida muy bajo. (American Society of Civil Engineers, 2017)
- **Seguridad de Vida (3-C):** Se esperan grandes daños en elementos estructurales y no estructurales. Se podrían demandar reparaciones antes del reocupamiento del edificio, y las reparaciones podrían ser consideradas imprácticas económicamente. Este objetivo

de desempeño implica mayores daños que los previstos en edificios nuevos que han sido apropiadamente diseñados y construidos. (American Society of Civil Engineers, 2017)

- **Prevención de Colapso (5-D):** Se presentan grandes en elementos estructurales y no estructurales. Los peligros por caídas de escombros podrían generar serias lesiones o muertes. Las diversas reparaciones que se requieren antes de su reocupación son consideradas económicamente impracticables. Existe un riesgo de la seguridad en este objetivo de desempeño. (American Society of Civil Engineers, 2017)

Tabla 3

Niveles de Desempeño según ASCE 41-17

Niveles de Desempeño No Estructurales	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de Daño	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Prevención de Colapso	SP-6 No Considerada
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado
NP-B Retención de Posición	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No aplicable

Nota: Tomado de *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (p.411)*, American Society of Civil Engineers, 2017

2.2.9.3. Niveles de Amenaza Sísmica. Los niveles de amenaza sísmica son las diferentes escalas de sismos que serán utilizados para poder evaluar el comportamiento de la edificación, estos sismos están normados en por el ASCE 41-17 y el VISION 2000. Estos sismos se toman de acuerdo su probabilidad de excedencia, con lo cual podemos obtener el

periodo de retorno. Además, considerando que la edificación tiene una antigüedad mayor a los 20 años, se hace uso de las recomendaciones del ASCE 41-17 para la elección de estos niveles.

2.2.9.3.1. Niveles De Amenaza Sísmica según VISION 2000.

Tabla 4

Niveles de Amenaza Sísmica según VISION 2000.

Movimiento Sísmico de Diseño	Intervalo de Ocurrencia	Probabilidad de Excedencia
Frecuente	43 años	50% / 30 años
Ocasional	72 años	50% / 50 años
Raro	475 años	10% / 50 años
Muy Raro	950 años	10% / 100 años

Nota: Tomado de Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada (p. 57), Ricardo Bonett, 2003.

2.2.9.3.2. Niveles De Amenaza Sísmica según ASCE 41-17.

Tabla 5

Niveles de Amenaza Sísmica según ASCE 41-17.

Probabilidad de Excedencia	Periodo de Retorno (Años)
50% / 30 años	43
50% / 50 años	72
20% / 50 años	225
10% / 50 años	475
5% / 50 años	975
2% / 50 años	2475

Nota: Tomado de Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (p.396), American Society of Civil Engineers, 2017.

2.2.9.4. Objetivos de Desempeño. Los objetivos de desempeño se forman por la asociación entre los niveles de desempeño y los niveles de movimiento sísmico. Es necesario definir un objetivo para la estructura, pero este dependerá del tipo de edificación que sea, teniendo en cuenta la importancia y el factor económico que implicaría la reocupación luego

del sismo esperado. Se debe de tener en cuenta que la evaluación de estructuras existentes, no será la misma que para estructuras nuevas, debido a la viabilidad que estas tendrían para reforzarlas y así alcanzar los objetivos esperados.

2.2.9.4.1. Objetivos de Desempeño (VISION 2000). En la propuesta del VISION 2000, los objetivos de desempeño se basan de acuerdo a la importancia de la estructura y del tipo de movimiento sísmico. La importancia de las estructuras se divide en básicas, esenciales y de seguridad crítica (En la Tabla 6 están señalados con los números 1, 2 y 3 respectivamente), las cuales cada una tendrá un desempeño sísmico recomendado de acuerdo nivel de amenaza sísmica.

Tabla 6

Definición de Objetivos de Desempeño según VISION 2000.

Movimiento del Suelo por Sismo	Nivel de Desempeño			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy Raro (970 años)	-	3	2	1

Nota: Tomado de Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada (p. 59), Ricardo Bonett, 2003.

2.2.9.4.2. *Objetivos de Desempeño (ASCE 41-17).*

Tabla 7

Definición de Objetivos de Desempeño según ASCE 41-17

Objetivos de Desempeño				
Nivel de Amenaza Sísmica	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención al Colapso (5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
20%/50 años	e	f	g	h
5%/50 años	i	j	k	l
2%/50 años	m	n	o	p
Objetivos de Desempeño para Estructuras Existentes (BPOE)				g y l
Objetivos Mejorados			g y también i, j, m, n, o, p l y también e o f g y l, y también a o b k, m, n o solo o	
Objetivos Limitados			solo g solo l c, d, e o f	

Nota: Tomado de *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (p.396), American Society of Civil Engineers, 2017

2.2.10. *Evaluación de Elementos No Estructurales*

2.2.10.1. Evaluación de Tabiques Aislados. Chacón y Paz (2016) mencionan que, debido al aislamiento de los tabiques respecto de la estructura, se le aplica la mayor aceleración de entrepiso a un modelo matemáticos de un solo grado de libertad, que además presente las características del muro. Al hallar el desplazamiento del muro podremos obtener su nivel de desempeño.

Tabla 8
Estados de daño en tabiques de albañilería.

Estado de Daño	Parámetro de demanda (Carga en el Plano)	Parámetro de demanda (Carga fuera de su Plano)	Consecuencias del daño	Nivel de Desempeño
Daño localizado	Deriva de entrepiso $D < 0.125\%$	Deriva de entrepiso $D < 0.48\%$ Aceleración de piso $a < 0.15g$	Sin daños en muros y acabados. Comportamiento elástico del muro.	Operacional
Daño menor	Deriva de entrepiso $0.125 < D < 0.20\%$	Deriva de entrepiso $0.48\% < D < 1.25\%$	Ancho de fisuras < 0.3 cm. Daños menores en muro y acabados exteriores. Sin efecto de funcionamiento de otros elementos y el edificio puede ser usado inmediatamente.	Ocupación Inmediata
Daño moderado	Deriva de entrepiso $0.20 < D < 0.35\%$	Deriva de entrepiso $1.25\% < D < 1.83\%$	Ancho de fisuras > 0.3 cm. Algunas partes del muro podrían necesitar demolición y reconstrucción. Las instalaciones no deberían necesitar reparación.	Seguridad de Vida
Daño severo	Deriva de entrepiso $0.35 < D < 0.50\%$	Deriva de entrepiso $1.83\% < D < 3.06\%$	El muro está dañado, debe ser demolido y reconstruido. Las instalaciones podrían estar quebradas o no funcionar.	Prevención de Colapso.
Colapso	Deriva de entrepiso $D = 1.05\%$	Aceleración de piso $a < 0.75g$	El muro colapsa. Las instalaciones podrían estar quebradas o no funcionar.	Colapso

Nota: Adaptado de *Protección sísmica de edificaciones hospitalarias peruanas por aislamiento sísmico* (p. 70), Olivos Omar, 2018.

De acuerdo a Carrillo y Gonzales (2007), según lo obtenido con los ensayos experimentales en laboratorio y modelos matemáticos en los programas de análisis, los muros de tabiquería no presentan un comportamiento similar para ambos casos, esto se puede explicar debido a que estos elementos presentan una baja capacidad de disipación de energía, y que generalmente no son tomados en consideración en el diseño de la estructura.

2.2.10.2. Desplazamientos de Tabiques Aislados. Para hallar los desplazamientos de los muros de tabiquería es necesario hallar las fuerzas horizontales aplicadas en el plano y fuera de su plano, estas se calculan con la relación de las cortantes (F_i) y el peso (P_i) de los entresijos multiplicado por el peso de la tabiquería (P_e).

Ecuación 10

Fuerza horizontal en entresijos

$$F = \frac{F_i}{P_i} * P_e$$

Los cortantes de entresijo utilizados para cada nivel de amenaza sísmica, se hallarán de acuerdo de los desplazamientos objetivos; con esto obtenemos finalmente las fuerzas actuantes sobre el muro y con ello las derivas y niveles de desempeño según la Tabla 13.

2.2.11. Valores Reales de Factores de Reducción Sísmica

Los factores de reducción sísmica con los cuales pasamos de un espectro elástico a un espectro inelástico se encuentran en la norma E.030 vigente, los cuales se eligen dependiendo del tipo de sistema estructural y del material predominante de la estructura, sin embargo, estos valores son dependientes de varios parámetros que pueden generar que estos factores no sean siempre los adecuados, tales como la rigidez de la estructura, la cantidad y distribución de elementos verticales, la cuantía de refuerzo de acero en los elementos estructurales, entre otros.

Por lo que, mediante un análisis no lineal estático (Pushover) y un análisis lineal dinámico es posible obtener los factores de reducción reales tomando ciertos criterios de cálculo que tengan en cuenta las características propias de cada estructura en análisis.

Siguiendo los lineamientos del ATC-10 (1995), el factor de reducción sísmica depende de tres factores: un factor de resistencia por ductilidad, un factor de sobre resistencia y un factor de redundancia. Para el cálculo de dichos factores se tomarán las propuestas de cálculo expuestas por Aguiar (2007).

Ecuación 11

Factor de reducción de fuerzas sísmicas

$$R = R_u * R_{\Omega} * R_r$$

en donde R_u es el factor de resistencia por ductilidad, R_{Ω} es el factor que toma en cuenta la sobre resistencia y R_r es el factor de redundancia.

2.2.11.1. Factor de Resistencia por Ductilidad. Aguiar (2007) menciona que una manera de calcular el factor de resistencia por ductilidad R_u es por medio de un análisis lineal elástico, donde podemos calcular el cortante basal V_e y mediante un análisis no lineal estático (Pushover), calculando la curva de capacidad sísmica de la misma estructura y obteniendo de ella la fuerza cortante última V_u . Este factor toma en consideración la disipación de energía por comportamiento no lineal en un sistema de un grado de libertad.

Ecuación 12

Factor de resistencia por ductilidad

$$R_u = \frac{V_e}{V_u}$$

en donde V_e es la fuerza cortante elástica obtenida mediante un análisis lineal elástico y V_u es la fuerza cortante máxima obtenida de la curva de capacidad de la estructura.

2.2.11.2. Factor de Sobrerresistencia. Aguiar (2007) propone calcular el factor de sobrerresistencia en función de la deriva máxima de piso. Primero determinando la curva de capacidad sísmica de la estructura, la cual relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral en un punto del último nivel. A partir de esta curva se normalizan los valores de desplazamiento a valores de derivas, dividiendo los desplazamientos obtenidos inicialmente por la altura máxima de la estructura.

Luego, mediante un análisis no lineal estático (Pushover) se puede correlacionar directamente la curva que relaciona la deriva máxima de piso con el cortante basal (V_d).

Con la curva normalizada se puede hallar el factor de sobrerresistencia para distintos valores de derivas, para nuestro caso se utilizará la deriva respecto al sismo raro para cada dirección.

Ecuación 13

Factor de sobre resistencia

$$R_{\Omega} = \frac{V_u}{V_D}$$

en donde V_D es la fuerza cortante basal de diseño y V_u es la fuerza cortante máxima obtenida de la curva de capacidad de la estructura.

2.2.11.3. Factor de Redundancia. Aguiar (2007) plantea una manera de calcular el factor de redundancia relacionando el valor de cortante basal última obtenido de un análisis no lineal estático (Pushover) con el cortante basal asociado a la formación de la primera rótula plástica de la estructura.

Esta propuesta está condicionada a que en el momento que se produzca la cortante basal última de la estructura, se hayan formado previamente rótulas plásticas en todos los extremos de las vigas y en la base de las columnas, de forma que se produzca un mecanismo.

Ecuación 14

Factor de redundancia

$$R_R = \frac{V_u}{V_1}$$

en donde V_1 es la fuerza cortante basal asociada a la formación de la primera rótula plástica de la estructura en análisis y V_u es la fuerza cortante máxima obtenida de la curva de capacidad de la estructura.

2.2.12. Filosofía de Diseño Estructural según Norma E.030

La Norma E-030 (2018) menciona que las edificaciones diseñadas deben impedir el deceso de los ocupantes, garantizar el funcionamiento de los servicios básicos, evitar los daños en las estructuras. Pero también reconoce que dar una protección completa a todas las edificaciones

no es técnica ni económicamente viable, por ello nos da ciertos principios: la estructura no tendría que colapsar, ni causar perjuicios a los habitantes, pero si se pueden obtener daños significativos en la estructura ante sismos severos, ante sismos moderados la estructura puede tener daños reparables, y para las estructuras calificadas como esenciales estas deben tener consideraciones las cuales garanticen su operabilidad luego de un sismo severo.

2.2.13. Reforzamiento de Estructuras de Concreto Armado

El reforzamiento de estructuras de concreto armado tiene finalidad la rehabilitación o reparación de los elementos estructurales, esto puede deberse a que la estructura no tiene el comportamiento adecuado deseado, ya sea por cambios de usos o por las constantes actualizaciones de las normativas locales de diseño, por mantenimientos producto de daños, el deterioro normal de las estructuras, o incorrecto proceso constructivo.

En la actualidad hay diversos métodos de reforzamientos de estructuras, adaptadas a los distintos sistemas estructurales que existen, esto debido a que la demanda de reforzar ciertas estructuras ha ido incrementado a través de los años. Uno de los métodos más utilizados son los encamisados de los elementos estructurales y la adición de muros de corte en edificios.

2.2.13.1. Reforzamiento Con Encamisados. Este método de reforzamiento tiene una gran ventaja debido a que los materiales que se utilizan son compatibles con los originales, además el resultado es de un elemento monolítico que es capaz de transferir correctamente las cargas asignadas, además de aumentar su resistencia y rigidez. Este método consiste en aumentar la sección del elemento con una capa de concreto y armadura de refuerzo, de un espesor y cuantía que dependerán de un análisis y diseño previo. Cabe mencionar que será necesario retirar la capa del acabado para poder realizar el encamisado, además de disponer de un recubrimiento adecuado.

Según Guillermo y Silva (2019), el objetivo principal del encamisado en columnas es de aumentar su ductilidad y resistencia al cortante o aumentar su resistencia a flexión; y el objetivo

del encamisado de las vigas dependerá del propósito, los cuales son: dar continuidad al encamisado previo de las columnas y aumentar su resistencia a flexión y cortante. Este encamisado debe desarrollarse en toda la longitud del elemento. Además, nos dan una serie de recomendaciones como: el espesor mínimo del encamisado debe ser de 4cm en columnas y vigas si el concreto es realizado en obra, de ser posible se debe aumentar la sección en todos los lados del elemento y utilizar un concreto de resistencia a la compresión mucho mayor al existente.

2.2.13.2. Reforzamiento Con Muros de Corte. El reforzamiento mediante muros de concreto armado es un método que consiste en implementar estos elementos estructurales con la finalidad de mejorar la resistencia y rigidez de la estructura, estos son capaces de soportar de mejor modo las cargas de servicio y sísmicas. Estos muros deben ser ubicados de manera estratégica, de modo que en el análisis de la estructura reforzada esta cumpla con todos los objetivos que se propuso.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Materiales

3.1.1. *Materiales de Gabinete*

Software: Estas herramientas fueron necesarios durante el desarrollo y análisis de los datos de la presente investigación, entre los cuales podemos mencionar:

- Programas de Análisis Estructural: aquellos programas que fueron utilizados para la realización del análisis estructural de la edificación y el diseño de los elementos de concreto armado.
- Programa de Diseño asistido por computadora: programa que sirvió para la elaboración y digitalización de los planos del estado actual y de la propuesta de reforzamiento. Los planos elaborados se adjuntan en el ANEXO 10.
- Programa de Hojas de Cálculo: este programa se utilizó para realización del análisis de datos obtenidos, como para el análisis estructural y el diseño de concreto armado.
- Programa Procesador de Textos: este programa se utilizó para la redacción textual del informe final de tesis, en el cual se puede plasmar de manera rápida y eficiente los datos.

3.1.2. *Materiales de Campo*

Los trabajos de campo realizados constaron de la toma de testigos de diamantina de los elementos estructurales (columnas, placas y vigas) de la edificación evaluada, con la finalidad de obtener sus resistencias a compresión (f'_c); para ello se contrató a la empresa GEOLAB Ingenieros Consultores E.I.R.L. quienes nos brindaron los servicios de extracción de testigos de diamantina y ensayos de compresión. Para la realización de los trabajos mencionados la empresa utilizó: maquinas diamantinas BOSH, brocas diamantinas de 3” de diámetro, detector de acero BOSH y una máquina de compresión ARSOU GROUP; finalmente los resultados se adjuntan en el ANEXO 01.

3.2. Metodología

3.2.1. Tipo de Investigación

El tipo de investigación realizada fue Cuantitativa *Aplicada*, pues se buscó conocer el nivel de desempeño sísmico del edificio de laboratorios de la Escuela Profesional de Ingeniería en Energía mediante la aplicación de normativa vigente; para ello se utilizó una serie de procedimientos y obtener resultados numéricamente comparables para probar la hipótesis planteada.

3.2.2. Nivel de Investigación

El nivel de investigación fue *Explicativa*, según Hernández, Fernández y Baptista (2014) este nivel de investigación pretende establecer las causas de los sucesos investigados; teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente la presente investigación intentó conocer las causas que determinaron los niveles de desempeño del edificio de laboratorios de la Escuela Profesional de Ingeniería en Energía.

3.2.3. Diseño de Investigación

El diseño de investigación fue *No Experimental – Transversal - Explicativa*, según Hernández, Fernández y Baptista (2014) en este tipo de diseño de investigación no se manipulan las variables de forma deliberada, en los cuales los datos recolectados se realizan un tiempo único con la finalidad de conocer las causas relacionadas a las variables; teniendo en cuenta la descripción mencionada la presente investigación pertenece a este tipo de diseño.

3.2.4. Población Y Muestra

- **Población:** Edificio de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa – Nuevo Chimbote – Áncash
- **Muestra:** Bloque del edificio de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa – Nuevo Chimbote – Áncash

- **Tipo De Muestra:** No probabilística, debido a que la investigación estuvo enfocada a un caso en específico (por conveniencia), sin pretender que este sea estadísticamente representativo de la población.

3.2.5. Variables y Operacionalización

3.2.5.1. Variables

- **Variable Independiente:** Edificio de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa.
- **Variable Dependiente:** Desempeño sísmico.

3.2.5.2. Definición Conceptual

- **Variable Independiente:** Edificio de concreto armado de 3 niveles que tiene como finalidad la realización de prácticas de laboratorio para las diversas escuelas de ingeniería de la Universidad Nacional del Santa.
- **Variable Dependiente:** Un nivel de desempeño describe una condición limitante de daños que debe satisfacerse para un edificio y sismo considerado. La condición limitante incluye el daño físico, el tratamiento de seguridad de vida para los ocupantes y la continuidad de servicio del edificio después del movimiento sísmico (ATC-40,1996).

3.2.5.3. Definición Operacional

- **Variable Independiente:** Elaboración del modelo matemático y análisis sísmico del edificio de laboratorio de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa, con la aplicación del análisis dinámico modal espectral. Se evaluarán los resultados obtenidos según la normativa NTP E.030.
- **Variable Dependiente:** Determinación de los niveles de desempeño sísmico que producirán los distintos niveles de amenaza sísmica del edificio de laboratorios de la de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa, realizando un

análisis no lineal de estos bloques y obtener su curva de capacidad según el ASCE 41-17.

3.2.6. Diseño de Contrastación de la Hipótesis

H0 (Hipótesis Nula): Los niveles de desempeño sísmicos obtenidos no serán satisfactorios para el cumplimiento de los objetivos de desempeño seleccionados según el Comité VISION 2000 y ASCE 41-17, para el edificio de laboratorios la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa.

H1 (Hipótesis Alternativa): Los niveles de desempeño sísmicos obtenidos serán satisfactorios para el cumplimiento de los objetivos de desempeño seleccionados según el Comité VISION 2000 y ASCE 41-17, para el edificio de laboratorios la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa.

3.2.7. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

3.2.7.1. Técnicas de Recolección de Datos

- Revisión documentaria de reporte: Se revisó la información obtenida del ensayo de extracción de núcleos de concreto con máquina diamantina, donde se realizó un informe detallando la resistencia a compresión de los elementos estructurales (columnas, placas y vigas), los cuales se adjuntan en el Anexo 1.
- Guía resumen de recolección de datos: Se utilizó una guía resumen de los resultados obtenidos de resistencias de concreto, indicando los valores de resistencia que se utilizaron en los modelos matemáticos, los cuales se adjuntan en el Anexo 9.

Figura 20

Guía resumen de recolección de datos

 UNS UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA								FORMATO DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE DIAMANTINA																	
<p>TESIS: "DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERIA EN ENERGIA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"</p> <p>TESISTAS: -Bach. Fernández Campos Víctor André -Bach. Christian Hugo Pifil Salinas</p> <p>UBICACIÓN: Universidad Nacional del Santa - Distrito de Nuevo Chimbote - Provincia del Santa - Departamento de Ancash</p>																									
ELEMENTOS ENSAYADOS:																									
<p>1. DE LA MUESTRA:</p> <p>2. DE LOS EQUIPOS:</p> <p>3. MÉTODO DEL ENSAYO:</p> <p>4. RESULTADOS:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>N°</th> <th>IDENTIFIC. DE MUESTRAS</th> <th>LONGITUD EN CAMPO (cm.)</th> <th>DIÁMETRO (cm.)</th> <th>CARGA MAX (Kg.)</th> <th>SECCIÓN (cm²)</th> <th>FACTOR DE CORRECCIÓN (L/D)</th> <th>RESISTENCIA OBTENIDA (Kg/cm²)</th> <th>TIPO DE FALLA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="9" style="height: 100px;"> </td> </tr> </tbody> </table>								N°	IDENTIFIC. DE MUESTRAS	LONGITUD EN CAMPO (cm.)	DIÁMETRO (cm.)	CARGA MAX (Kg.)	SECCIÓN (cm ²)	FACTOR DE CORRECCIÓN (L/D)	RESISTENCIA OBTENIDA (Kg/cm ²)	TIPO DE FALLA									
N°	IDENTIFIC. DE MUESTRAS	LONGITUD EN CAMPO (cm.)	DIÁMETRO (cm.)	CARGA MAX (Kg.)	SECCIÓN (cm ²)	FACTOR DE CORRECCIÓN (L/D)	RESISTENCIA OBTENIDA (Kg/cm ²)	TIPO DE FALLA																	
5. OBSERVACIONES:																									
6. RESISTENCIA A UTILIZAR EN MODELOS MATEMÁTICOS:					FOTOGRAFÍA DEL ENSAYO REALIZADO																				

3.2.7.2. Instrumentos de Recolección de Datos

- **Reporte de Ensayos de Diamantina:** Se realizaron ensayos de extracción de núcleos diamantinos (Normas ASTM C42 y AASHTO T24).
- **Guía Resumen de Resultados del Ensayo de Diamantina:** Se elaboró una guía resumen donde se ingresaron los resultados obtenidos de los ensayos de diamantina con la finalidad de obtener las resistencias a compresión a utilizar para el análisis estructural.

3.2.7.3. Confiabilidad y Validez de los Instrumentos Utilizados. El informe brindado por la empresa GEOLAB Ingenieros Consultores E.I.R.L. fue validada por el Ing. Wilson Zelaya Santos CIP 195375 (Especialista en Mecánica de Suelos y Geotecnia) lo cual garantizó que los equipos utilizados para la toma y ensayo de los testigos diamantinos cumplieron con las certificaciones y normativas, además de certificar los resultados utilizados para la elaboración del informe.

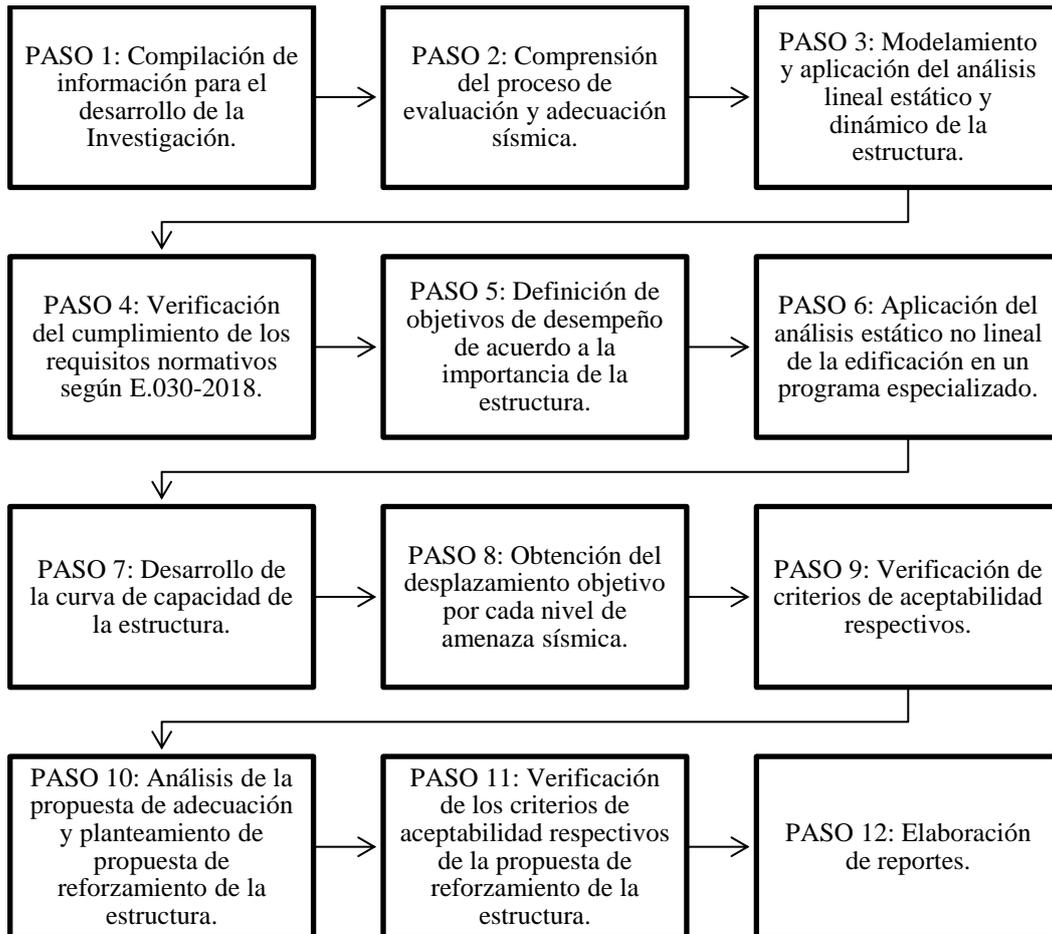
3.2.8. Análisis de Datos

Para la realización de la investigación se inició con la búsqueda de información y normativas necesarias para el desarrollo de una evaluación estructural de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa con la finalidad de conocer su desempeño sísmico y plantear una propuesta de reforzamiento de ser necesaria, obtenida la información pertinente se comenzó con la recolección de datos necesarios para el inicio la evaluación estructural. Se utilizó un programa de análisis estructural especializado, donde se modelaron las edificaciones según los planos obtenidos, dotándoles de la información de los datos recolectados y configurando los parámetros pertinentes para la obtención de los resultados. Se comenzó con la realización de un análisis lineal dinámico, en los cuales se verificaron el cumplimiento de los requisitos normativos según la norma NTP E.030; posteriormente se definieron los objetivos de desempeño estructural y se realizó un análisis no lineal estático con la finalidad de obtener las curvas de capacidad y así poder encontrar los niveles de desempeño sísmico respecto a los

niveles de amenaza sísmica considerados normativamente según ASCE 41-17 y VISION 2000.

Finalmente se realizó una propuesta de reforzamiento teniendo que realizar nuevamente los pasos mencionados previamente, con la finalidad de poder cumplir con los objetivos de desempeño seleccionados.

Esquema de procedimiento para la Evaluación Sísmica de la Edificación:



IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Resultados

4.1.1. Resultados del Comportamiento Sísmico y Características Estructurales del Edificio

(Situación Actual)

4.1.1.1. Masas Participativas. Se verificaron que los porcentajes de las masas participativas en todos los bloques existentes fueran mayores al 90% de la masa total en las direcciones traslacionales X e Y, y en la dirección rotacional Z; de acuerdo lo indicado en el artículo 29.1 de la Norma E-030.

Tabla 9

Masas Participativas – Bloque 1.

Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.983	0.954	0.001	0.954	0.001	0.003	0.003
2	0.835	0.003	0.568	0.957	0.569	0.343	0.346
3	0.721	0.001	0.343	0.958	0.911	0.565	0.911
4	0.295	0.038	0.000	0.996	0.911	0.000	0.912
5	0.243	0.000	0.048	0.996	0.959	0.029	0.940
6	0.210	0.000	0.029	0.996	0.988	0.047	0.987
7	0.176	0.004	0.000	1.000	0.988	0.000	0.988
8	0.126	0.000	0.007	1.000	0.995	0.005	0.992
9	0.109	0.000	0.005	1.000	1.000	0.007	0.999
10	0.076	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.999
11	0.074	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.999
12	0.074	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.999

De los resultados de la Tabla 9, se pudo apreciar que los 12 modos de vibración empleados en el análisis modal del Bloque 1 superaron el 90% de la masa participativa tanto en las direcciones traslacionales X e Y, como rotacional en Z, verificándose con esto que se cumplió con los requisitos del artículo 29.1 de la Norma E-030.

Tabla 10
Masas Participativas – Bloque 2.

Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.597	0.002	0.572	0.002	0.572	0.329	0.329
2	0.277	0.695	0.037	0.698	0.609	0.045	0.374
3	0.255	0.089	0.150	0.786	0.759	0.493	0.867
4	0.208	0.006	0.174	0.792	0.933	0.004	0.870
5	0.119	0.012	0.005	0.804	0.938	0.058	0.929
6	0.106	0.002	0.025	0.806	0.963	0.005	0.934
7	0.092	0.123	0.000	0.929	0.963	0.000	0.934
8	0.088	0.000	0.007	0.929	0.969	0.011	0.945
9	0.084	0.002	0.011	0.931	0.980	0.013	0.958
10	0.074	0.000	0.002	0.931	0.983	0.002	0.959
11	0.067	0.000	0.002	0.931	0.984	0.003	0.962
12	0.061	0.005	0.003	0.937	0.987	0.010	0.973

De los resultados de la Tabla 10, se pudo apreciar que los 12 modos de vibración empleados en el análisis modal del Bloque 2 superaron el 90% de la masa participativa tanto en las direcciones traslacionales X e Y, como rotacional en Z, verificándose con esto que se cumplió con los requisitos del artículo 29.1 de la Norma E-030.

Tabla 11
Masas Participativas – Bloque 3.

Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.981	0.945	0.000	0.945	0.000	0.003	0.003
2	0.797	0.002	0.617	0.947	0.618	0.293	0.296
3	0.688	0.001	0.292	0.948	0.910	0.613	0.909
4	0.310	0.045	0.000	0.993	0.910	0.001	0.910
5	0.234	0.000	0.053	0.993	0.963	0.026	0.935
6	0.202	0.000	0.026	0.993	0.988	0.052	0.987
7	0.178	0.007	0.000	1.000	0.988	0.000	0.987
8	0.119	0.000	0.008	1.000	0.996	0.004	0.991
9	0.103	0.000	0.004	1.000	1.000	0.008	0.999
10	0.074	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.999
11	0.073	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.999
12	0.073	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.999

De los resultados de la Tabla 11, se pudo apreciar que los 12 modos de vibración empleados en el análisis modal del Bloque 3 superaron el 90% de la masa participativa tanto en las direcciones traslacionales X e Y, como rotacional en Z, verificándose con esto que se cumplió con los requisitos del artículo 29.1 de la Norma E-030.

4.1.1.2. Distorsión de Entrepisos. En las tablas siguientes se encontraron las derivas obtenidas del análisis mediante el método de combinación CQC de acuerdo al artículo 29.3 de la Norma E-030, cabe mencionar que los desplazamientos elásticos se multiplicaron por 0.85R (para estructuras irregulares), según el artículo 31 de la Norma E-030, para obtener los desplazamientos inelásticos.

Tabla 12

Distorsión de entrepisos Dirección X – Bloque 1.

DERIVAS EN X-X (BLOQUE 1)						
X-X	Elevación	Desplazamiento	R	Deriva	D Lim	Verificación
3 nivel	3.70	0.0073	5.40	0.009	0.007	No Cumple
2 nivel	3.70	0.0167	5.4	0.021	0.007	No Cumple
1 nivel	4.90	0.0347	5.4	0.032	0.007	No Cumple

La Tabla 12 muestra los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivadas) de los entrepisos del Bloque 1 en la dirección X, donde se pudo apreciar que en ningún caso las distorsiones de entrepiso fueron inferiores a las permitidas por la Norma E.030 en el artículo 32, verificándose con esto que no se cumplió con un adecuado control de distorsiones en la dirección X del Bloque 1.

Tabla 13

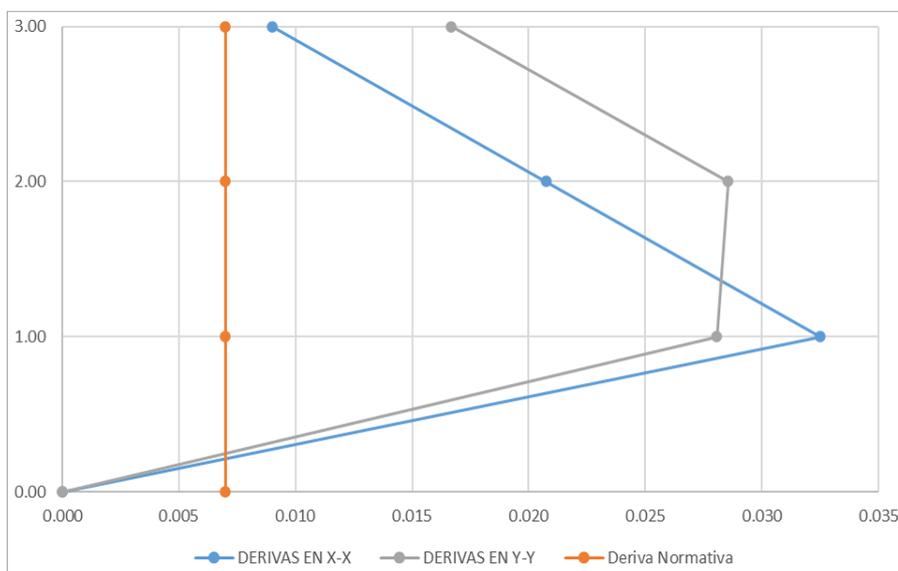
Distorsión de entrepisos Dirección Y – Bloque 1.

DERIVAS EN Y-Y (BLOQUE 1)						
Y-Y	Elevación	Desplazamiento	R	Deriva	D Lim	Verificación
3 nivel	3.70	0.0134	5.4	0.017	0.007	No Cumple
2 nivel	3.70	0.0230	5.4	0.029	0.007	No Cumple
1 nivel	4.90	0.0299	5.4	0.028	0.007	No Cumple

La Tabla 13 muestra los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivadas) de los entresijos del Bloque 1 en la dirección Y, donde se pudo apreciar que en ningún caso las distorsiones de entresijo fueron inferiores a las permitidas por la Norma E.030 en el artículo 32, verificándose con esto que no se cumplió con un adecuado control de distorsiones en la dirección Y del Bloque 1.

Figura 21

Derivas de Entresijo del Bloque 1.



La Figura 21 muestra gráficamente los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivadas) de los entresijos del Bloque 1 en las direcciones X e Y, comparadas con los límites normativos por la Norma E.030, donde se pudo apreciar que los resultados excedieron ampliamente el valor de distorsión máxima de 0.007 para estructuras con material predominante de concreto armado, siendo estos valores de hasta 4.5 veces el límite permitido. Esto evidenció que los elementos resistentes empleados (pórticos de concreto armado) no proporcionarían suficiente rigidez para soportar las cargas sísmicas.

Tabla 14

Distorsión de entrepisos Dirección X – Bloque 2.

DERIVAS EN X-X (BLOQUE 2)						
X-X	Elevación	Desplazamiento	R	Deriva	D Lim	Verificación
3 nivel	3.70	0.0040	3.9	0.004	0.007	Ok
2 nivel	3.70	0.0050	3.9	0.005	0.007	Ok
1 nivel	4.90	0.0046	3.9	0.003	0.007	Ok

La Tabla 14 muestra los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivas) de los entrepisos del Bloque 2 en la dirección X, donde se pudo apreciar que las distorsiones de entrecimiento fueron inferiores a las permitidas por la Norma E.030 en el artículo 32, verificándose con esto que se cumplió con un adecuado control de distorsiones en la dirección X del Bloque 2.

Tabla 15

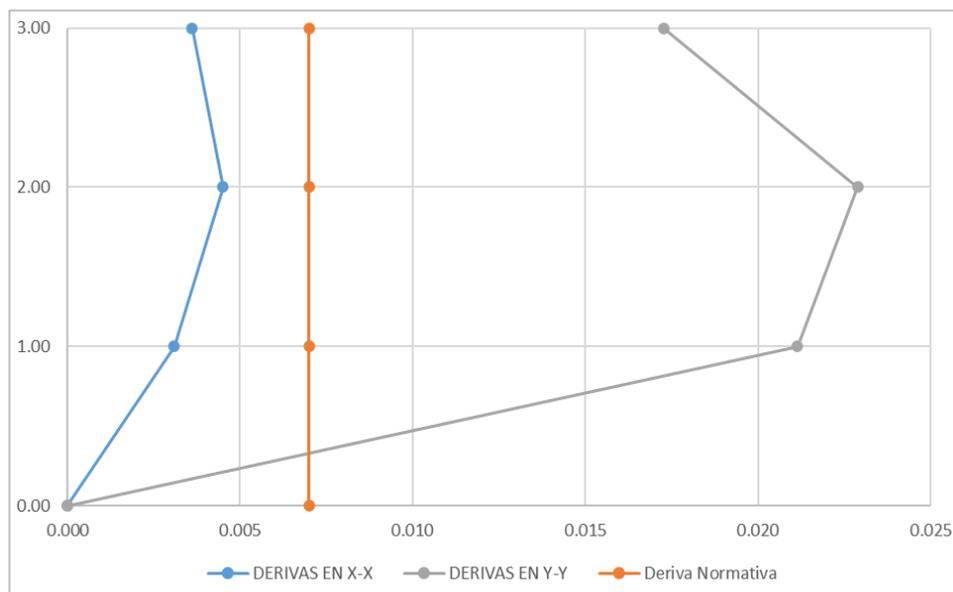
Distorsión de entrepisos Dirección Y – Bloque 2.

DERIVAS EN Y-Y (BLOQUE 2)						
Y-Y	Elevación	Desplazamiento	R	Deriva	D Lim	Verificación
3 nivel	3.70	0.0193	3.9	0.017	0.007	No Cumple
2 nivel	3.70	0.0255	3.9	0.023	0.007	No Cumple
1 nivel	4.90	0.0312	3.9	0.021	0.007	No Cumple

La Tabla 15 muestra los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivas) de los entrepisos del Bloque 2 en la dirección Y, donde se pudo apreciar que en ningún caso las distorsiones de entrecimiento fueron inferiores a las permitidas por la Norma E.030 en el artículo 32, verificándose con esto que no se cumplió con un adecuado control de distorsiones en la dirección Y del Bloque 2.

Figura 22

Derivas de Entrepiso del Bloque 2.



La Figura 22 muestra gráficamente los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivadas) de los entrepisos del Bloque 2 en las direcciones X e Y, comparadas con los límites normativos por la Norma E.030, donde se pudo apreciar que los resultados en la dirección de análisis X fueron inferiores a los permitidos normativamente, sin embargo, en la dirección Y, los resultados excedieron ampliamente el valor de distorsión máxima de 0.007 para estructuras con material predominante de concreto armado, siendo estos valores de hasta 3.2 veces el límite permitido. Esto evidenció que los elementos resistentes empleados en la dirección Y (pórticos de concreto armado) no proporcionarían suficiente rigidez para soportar las cargas sísmicas.

Tabla 16

Distorsión de entrepisos Dirección X – Bloque 3.

DERIVAS EN X-X (BLOQUE 3)						
X-X	Elevación	Desplazamiento	R	Deriva	D Lim	Verificación
3 nivel	3.70	0.0071	7.20	0.012	0.007	No Cumple
2 nivel	3.70	0.0131	7.2	0.022	0.007	No Cumple
1 nivel	4.90	0.0250	7.2	0.031	0.007	No Cumple

La Tabla 16 muestra los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivas) de los entresijos del Bloque 3 en la dirección X, donde se pudo apreciar que en ningún caso las distorsiones de entresijo fueron inferiores a las permitidas por la Norma E.030 en el artículo 32, verificándose con esto que no se cumplió con un adecuado control de distorsiones en la dirección X del Bloque 3.

Tabla 17

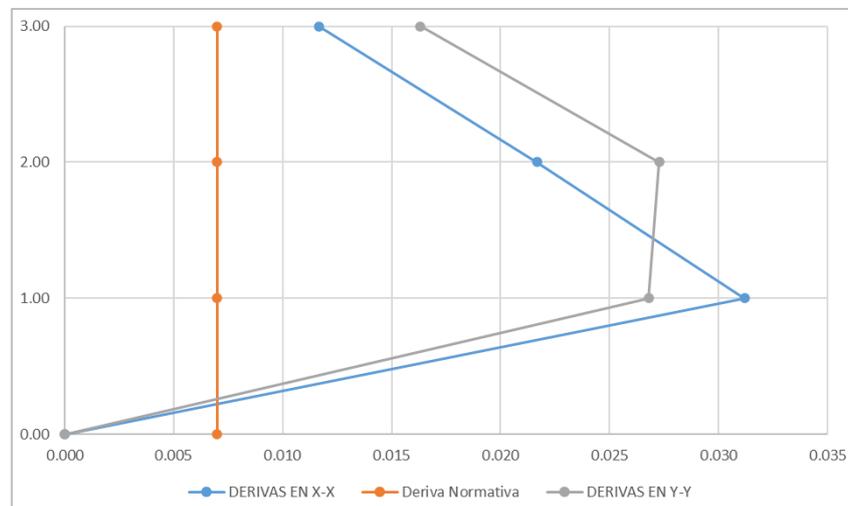
Distorsión de entresijos Dirección Y – Bloque 3.

DERIVAS EN Y-Y (BLOQUE 3)						
Y-Y	Elevación	Desplazamiento	R	Deriva	D Lim	Verificación
3 nivel	3.70	0.0099	7.2	0.016	0.007	No Cumple
2 nivel	3.70	0.0165	7.2	0.027	0.007	No Cumple
1 nivel	4.90	0.0214	7.2	0.027	0.007	No Cumple

La Tabla 17 muestra los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivas) de los entresijos del Bloque 3 en la dirección Y, donde se pudo apreciar que en ningún caso las distorsiones de entresijo fueron inferiores a las permitidas por la Norma E.030 en el artículo 32, verificándose con esto que no se cumplió con un adecuado control de distorsiones en la dirección Y del Bloque 3.

Figura 23

Derivas de Entresijo del Bloque 3.



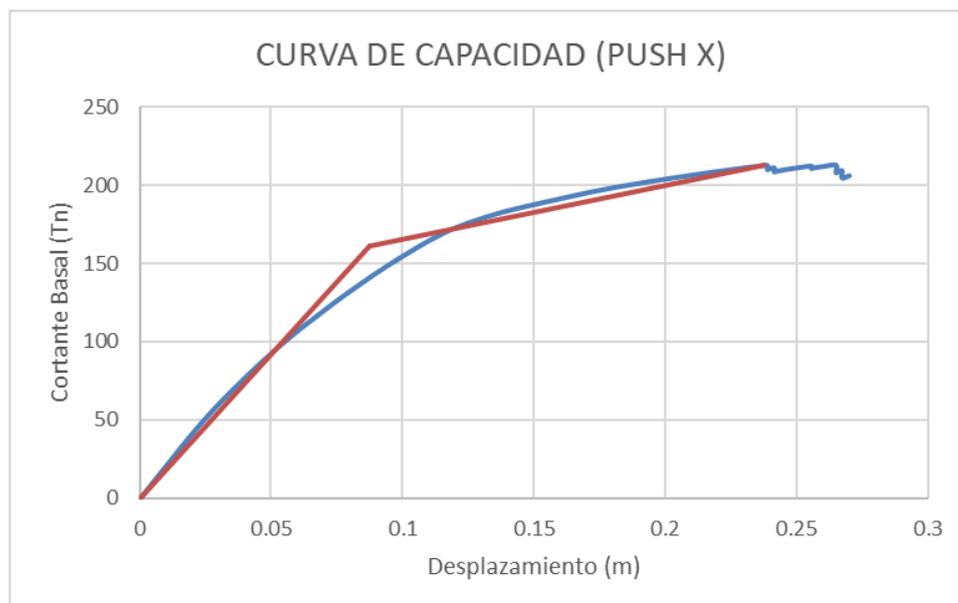
La Figura 23 muestra gráficamente los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivadas) de los entrepisos del Bloque 3 en las direcciones X e Y, comparadas con los límites normativos por la Norma E.030, donde se pudo apreciar que los resultados excedieron ampliamente el valor de distorsión máxima de 0.007 para estructuras con material predominante de concreto armado, siendo estos valores de hasta 4.4 veces el límite permitido. Esto evidenció que los elementos resistentes empleados (pórticos de concreto armado) no proporcionarían suficiente rigidez para soportar las cargas sísmicas.

4.1.1.3. Curvas de Capacidad (Situación Existente). Las curvas de capacidad se realizaron para cada dirección. Los resultados que componen la curva se obtuvieron mediante la aplicación de cargas laterales en base a los modos de cada dirección. A continuación, se presentan las gráficas de las curvas de capacidad por bloque:

4.1.1.3.1. Curvas de Capacidad del Bloque 1.

Figura 24

Curva de capacidad Push X (Bloque 1)

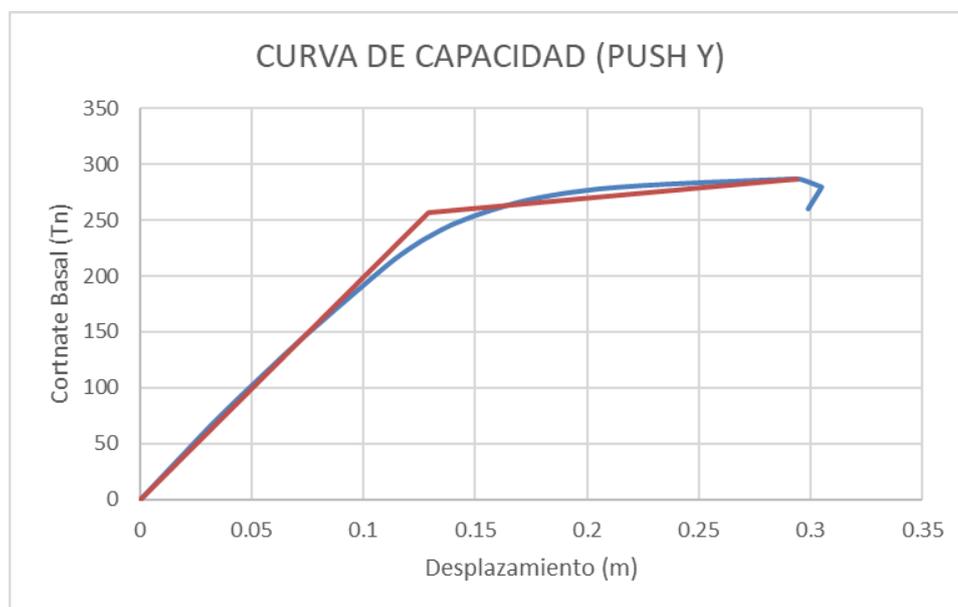


La Figura 24 representó en color azul la curva de capacidad en función del cortante en la base (Tn.) y de desplazamiento (m.) obtenida mediante un análisis Pushover en la dirección X del

Bloque 1. En color rojo se obtuvo la bilinealización de la curva de capacidad, pudiendo evidenciar el tramo del comportamiento elástico hasta el punto de fuerza de fluencia de la estructura, mientras que el cambio de pendiente representó la zona plástica hasta el punto de resistencia máxima. Al llegar al punto de degradación se concluyó que la estructura llegó a su máxima capacidad de resistencia y está cercana al colapso.

Figura 25

Curva de capacidad Push Y (Bloque 1)

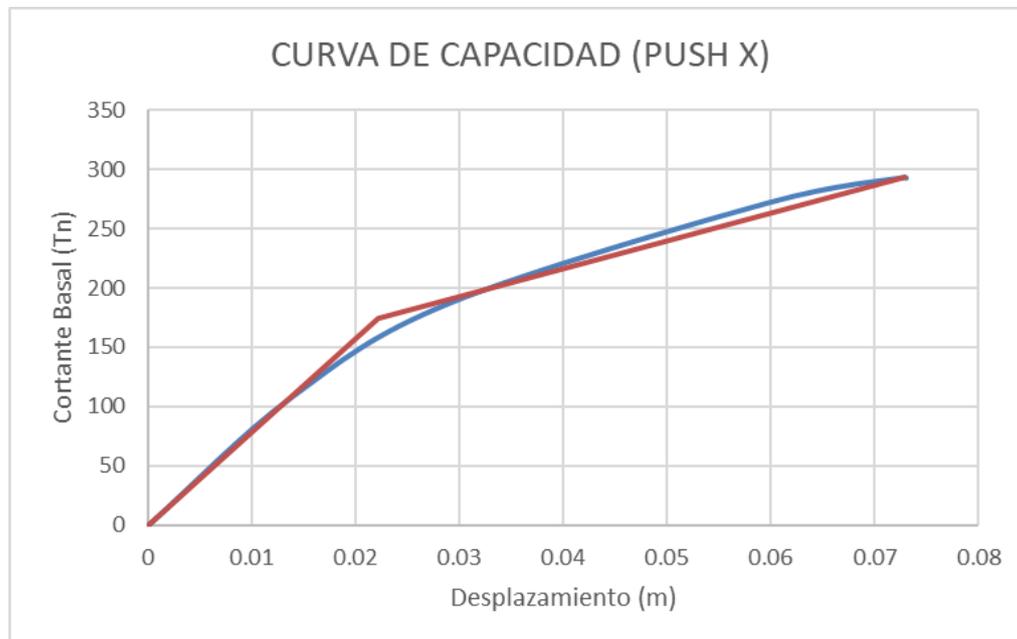


La Figura 25 representó en color azul la curva de capacidad en función del cortante en la base (Tn.) y de desplazamiento (m.) obtenida mediante un análisis Pushover en la dirección Y del Bloque 1. En color rojo se obtuvo la bilinealización de la curva de capacidad, pudiendo evidenciar el tramo del comportamiento elástico hasta el punto de fuerza de fluencia de la estructura, mientras que el cambio de pendiente representó la zona plástica hasta el punto de resistencia máxima. Al llegar al punto de degradación se concluyó que la estructura llegó a su máxima capacidad de resistencia y está cercana al colapso.

4.1.1.3.2. Curvas de Capacidad del Bloque 2

Figura 26

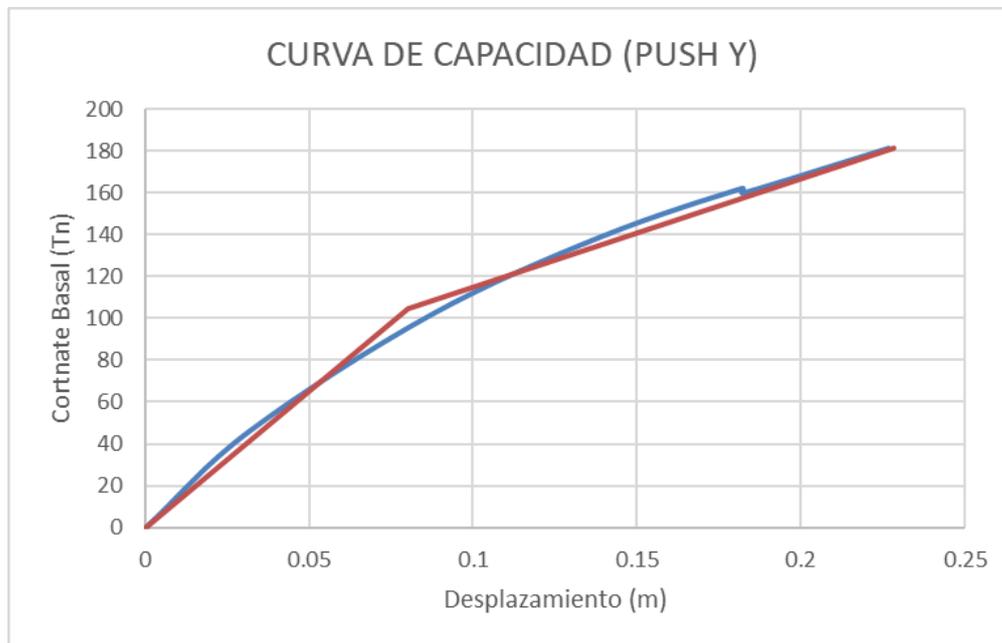
Curva de capacidad Push X (Bloque 2)



La Figura 26 representó en color azul la curva de capacidad en función del cortante en la base (Tn.) y de desplazamiento (m.) obtenida mediante un análisis Pushover en la dirección X del Bloque 2. En color rojo se obtuvo la bilinealización de la curva de capacidad, pudiendo evidenciar el tramo del comportamiento elástico hasta el punto de fuerza de fluencia de la estructura, mientras que el cambio de pendiente representó la zona plástica hasta el punto de resistencia máxima. Se pudo observar que el programa no fue capaz de calcular en sus iteraciones una curva de capacidad hasta evidenciar degradación en su resistencia, teniendo resultados conservadores, esto producto de la mala configuración geométrica de la estructura.

Figura 27

Curva de capacidad Push Y (Bloque 2)

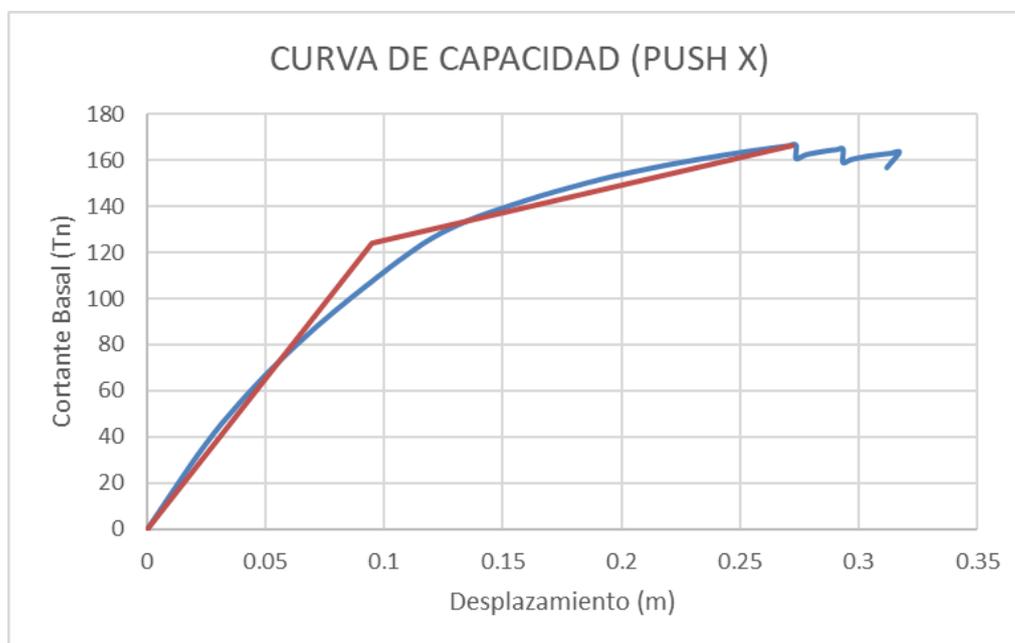


La Figura 27 representó en color azul la curva de capacidad en función del cortante en la base (Tn.) y de desplazamiento (m.) obtenida mediante un análisis Pushover en la dirección Y del Bloque 2. En color rojo se obtuvo la bilinealización de la curva de capacidad, pudiendo evidenciar el tramo del comportamiento elástico hasta el punto de fuerza de fluencia de la estructura, mientras que el cambio de pendiente representó la zona plástica hasta el punto de resistencia máxima. Se pudo observar que el programa no fue capaz de calcular en sus iteraciones una curva de capacidad hasta evidenciar degradación en su resistencia, teniendo resultados conservadores, esto producto de la mala configuración geométrica de la estructura.

4.1.1.3.3. Curvas de Capacidad del Bloque 3

Figura 28

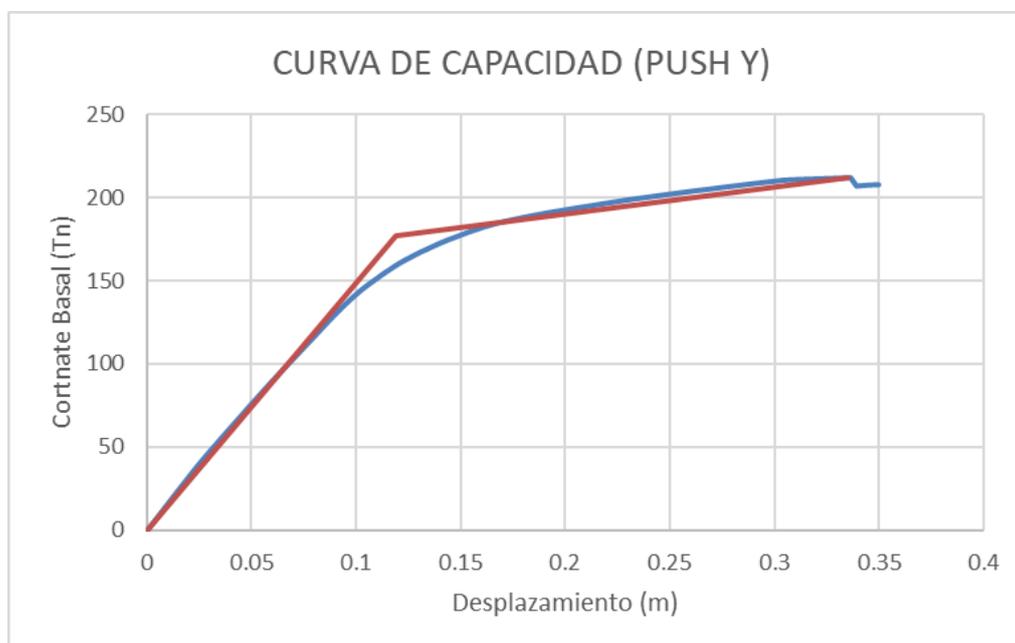
Curva de capacidad Push X (Bloque 3)



La Figura 28 representó en color azul la curva de capacidad en función del cortante en la base (Tn.) y de desplazamiento (m.) obtenida mediante un análisis Pushover en la dirección X del Bloque 3. En color rojo se obtuvo la bilinealización de la curva de capacidad, pudiendo evidenciar el tramo del comportamiento elástico hasta el punto de fuerza de fluencia de la estructura, mientras que el cambio de pendiente representó la zona plástica hasta el punto de resistencia máxima. Al llegar al punto de degradación se concluyó que la estructura llegó a su máxima capacidad de resistencia y está cercana al colapso.

Figura 29

Curva de capacidad Push Y (Bloque 3)



La Figura 29 representó en color azul la curva de capacidad en función del cortante en la base (Tn.) y de desplazamiento (m.) obtenida mediante un análisis Pushover en la dirección Y del Bloque 3. En color rojo se obtuvo la bilinealización de la curva de capacidad, pudiendo evidenciar el tramo del comportamiento elástico hasta el punto de fuerza de fluencia de la estructura, mientras que el cambio de pendiente representó la zona plástica hasta el punto de resistencia máxima. Al llegar al punto de degradación se concluyó que la estructura llegó a su máxima capacidad de resistencia y está cercana al colapso.

4.1.2. Resultados de Obtención de Niveles y Verificación de Objetivos de Desempeño (Situación Existente)

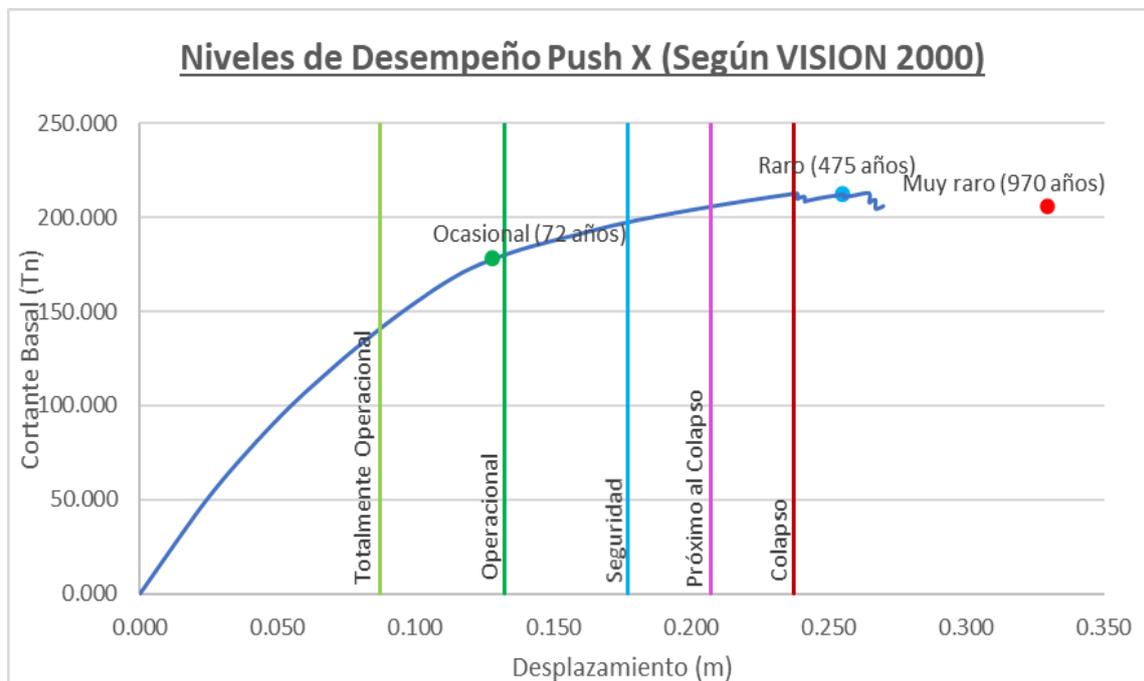
4.1.2.1. Obtención de Niveles y Verificación de Objetivos de Desempeño según VISION 2000. Luego de obtener las curvas de capacidad y los desplazamientos objetivos, se obtuvieron los niveles de desempeño y se verificó el cumplimiento de los objetivos de desempeño elegidos según la normativa VISION 2000 (Tabla 6). Estos datos se interpretaron en

gráficas, donde podremos ubicar y visualizar el nivel de desempeño de la edificación según las características mencionadas anteriormente.

4.1.2.1.1. Obtención de Niveles y Verificación de los Objetivos de Desempeño Del Bloque 1.

Figura 30

Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 1)



La Figura 30 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por el Comité VISION 2000 para un caso de carga de Push X en el Bloque 1, pudiendo apreciar que en el Sismo Ocasional se obtuvo un nivel de desempeño Operacional, mientras que los Sismos Raro y Muy Raro se encontraron fuera de la curva de capacidad, evidenciando con esto que, ante dichos niveles de amenaza, la estructura colapsaría.

Tabla 18

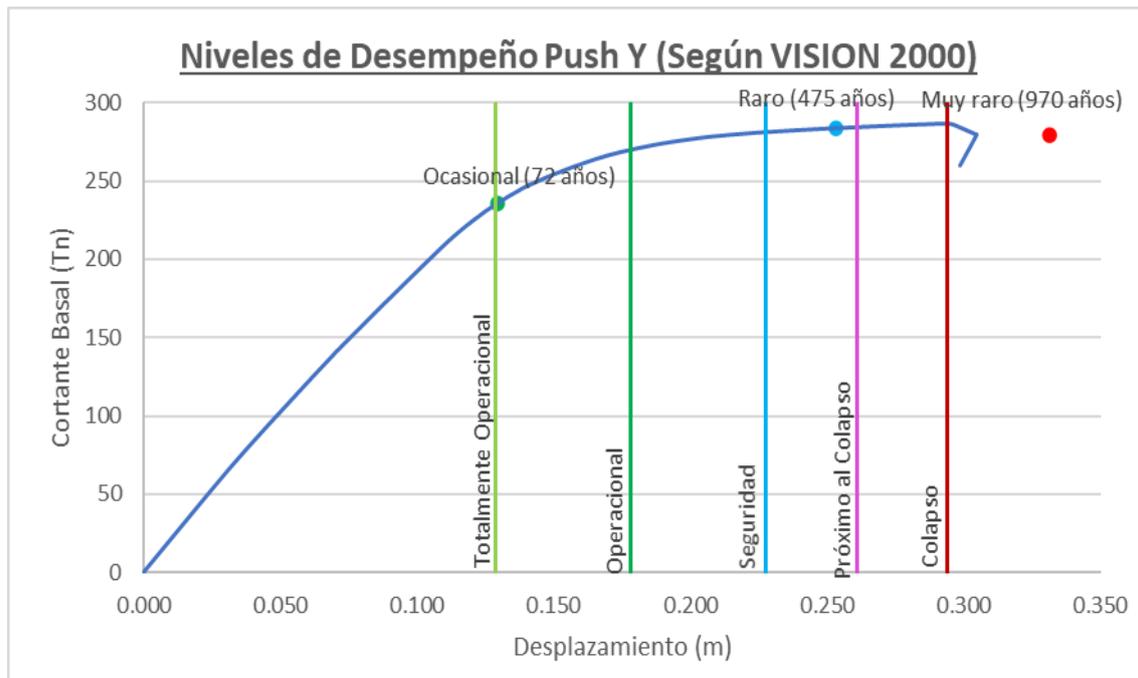
Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 1)

Sismo	Objetivo de desempeño VISION 2000	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
Ocasional (72 años)	Totalmente operacional	Operacional	No cumple
Raro (475 años)	Operacional	Colapso	No cumple
Muy raro (970 años)	Seguridad	Colapso	No cumple

En la Tabla 18 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos de VISION 2000, donde se evidencia que la estructura del Bloque 1 no cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para ningún nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico inadecuado en la dirección de análisis X.

Figura 31

Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 1)



La Figura 31 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por el Comité VISION 2000 para un caso de carga de Push Y en el Bloque 1, pudiendo apreciar que en el Sismo Ocasional se obtuvo un nivel de desempeño Totalmente Operacional, en el Sismo Raro se obtuvo un nivel de desempeño Próximo al Colapso, mientras que en el Muy Raro se encontró fuera de la curva de capacidad, evidenciando con esto que, ante dicho nivel de amenaza, la estructura colapsaría.

Tabla 19

Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 1)

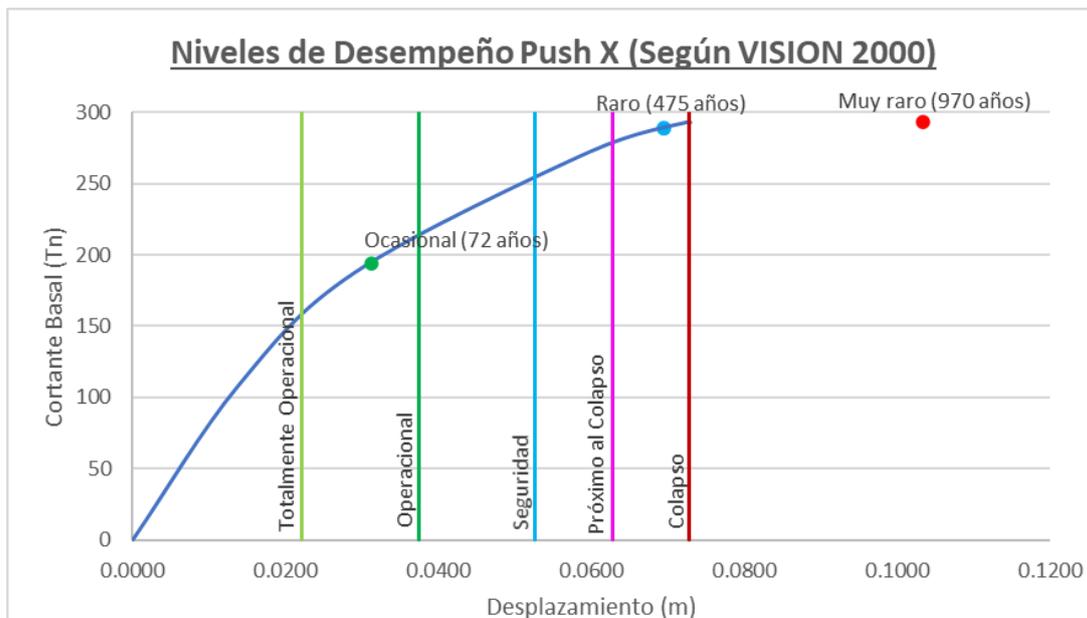
Sismo	Objetivo de desempeño VISION 2000	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
Ocasional (72 años)	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Cumple
Raro (475 años)	Operacional	Próxima al Colapso	No cumple
Muy raro (970 años)	Seguridad	Colapso	No cumple

En la Tabla 19 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos de VISION 2000, donde se evidencia que la estructura del Bloque 1 únicamente cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para un nivel de amenaza de un sismo ocasional (50%/50 años), lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico inadecuado en la dirección de análisis Y.

4.1.2.1.2. *Obtención de Niveles y Verificación de los Objetivos de Desempeño del Bloque 2.*

Figura 32

Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 2)



La Figura 32 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por el Comité VISION 2000 para un caso de carga de Push X en el Bloque 2, pudiendo apreciar que en el Sismo Ocasional se obtuvo un nivel de desempeño Operacional, en el Sismo Raro se obtuvo un nivel de desempeño de Colapso, mientras que en el Muy Raro se encontró fuera de la curva de capacidad, evidenciando con esto que, ante dicho nivel de amenaza, la estructura también colapsaría.

Tabla 20

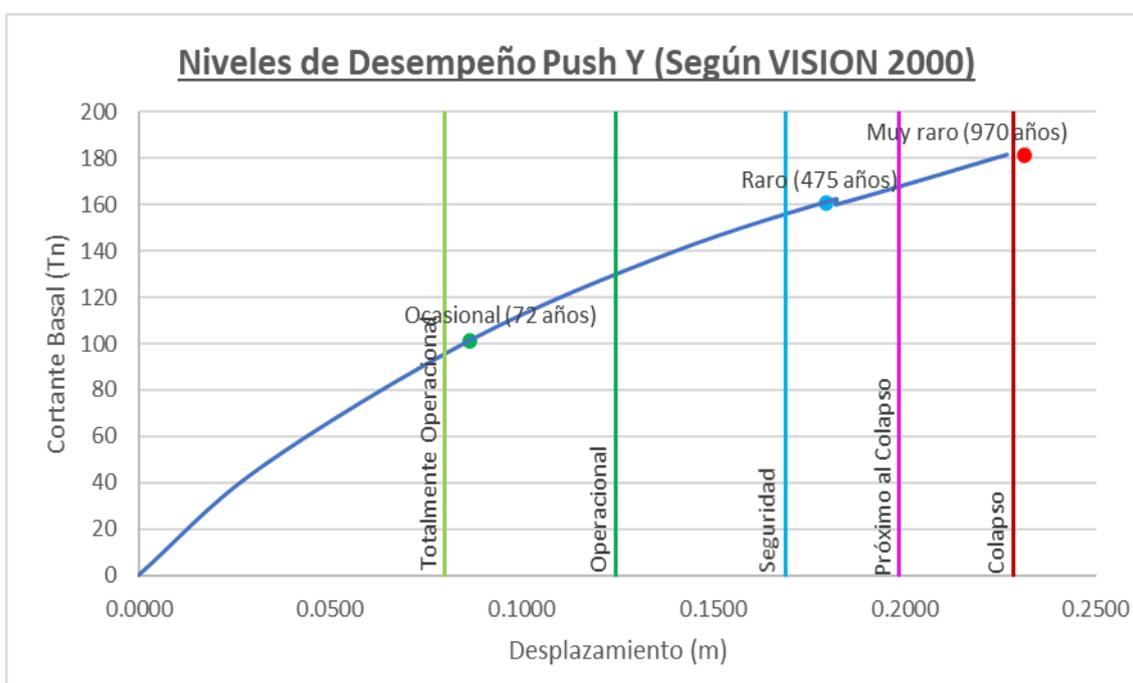
Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 2)

Sismo	Objetivo de desempeño VISION 2000	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
Ocasional (72 años)	Totalmente operacional	Operacional	No cumple
Raro (475 años)	Operacional	Colapso	No cumple
Muy raro (970 años)	Seguridad	Colapso	No cumple

En la Tabla 20 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos de VISION 2000, donde se evidencia que la estructura del Bloque 2 no cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para ningún nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico inadecuado en la dirección de análisis X.

Figura 33

Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 2)



La Figura 33 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por el Comité VISION 2000 para un caso de carga de Push Y en el Bloque 2, pudiendo apreciar que en el Sismo Ocasional se obtuvo un nivel de desempeño Operacional, en el Sismo Raro se obtuvo un nivel de desempeño de Próximo al Colapso, mientras que en el Muy Raro se encontró fuera de la curva de capacidad, evidenciando con esto que, ante dicho nivel de amenaza, la estructura colapsaría.

Tabla 21

Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 2)

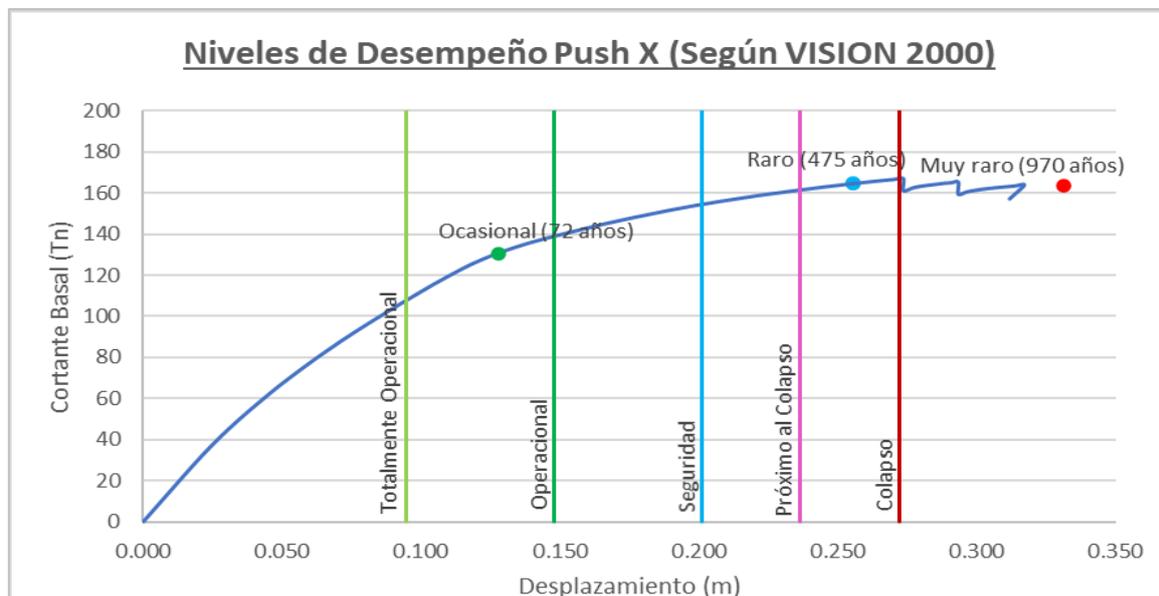
Sismo	Objetivo de desempeño VISION 2000	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
Ocasional (72 años)	Totalmente operacional	Operacional	No cumple
Raro (475 años)	Operacional	Próxima al Colapso	No cumple
Muy raro (970 años)	Seguridad	Colapso	No cumple

En la Tabla 21 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos de VISION 2000, donde se evidencia que la estructura del Bloque 2 no cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para ningún nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico inadecuado en la dirección de análisis Y.

4.1.2.1.3. Obtención de Niveles y Verificación de los Objetivos de Desempeño del Bloque 3.

Figura 34

Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 3)



La Figura 34 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por el Comité VISION 2000 para un caso de carga de Push X en el Bloque 3, pudiendo apreciar que en el Sismo Ocasional se obtuvo un nivel de desempeño Operacional, en el Sismo Raro se obtuvo un nivel de desempeño de Próximo al Colapso, mientras que en el Muy Raro se encontró fuera de la curva de capacidad, evidenciando con esto que, ante dicho nivel de amenaza, la estructura colapsaría.

Tabla 22

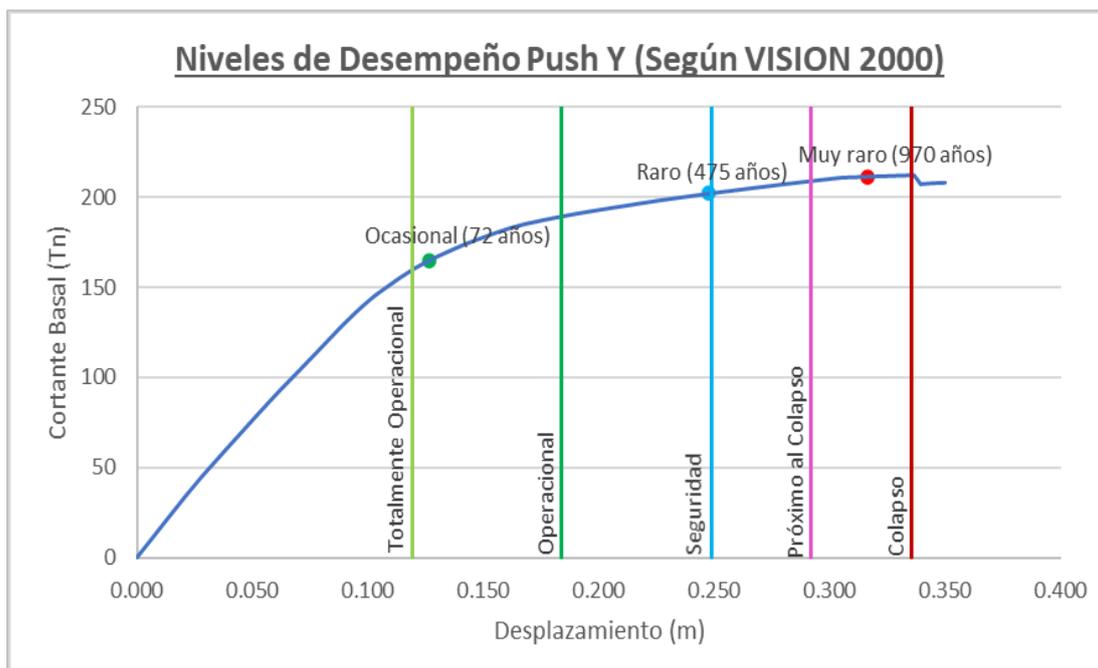
Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 3)

Sismo	Objetivo de desempeño VISION 2000	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
Ocasional (72 años)	Totalmente operacional	Operacional	No cumple
Raro (475 años)	Operacional	Colapso	No cumple
Muy raro (970 años)	Seguridad	Colapso	No cumple

En la Tabla 22 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos de VISION 2000, donde se evidencia que la estructura del Bloque 3 no cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para ningún nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico inadecuado en la dirección de análisis X.

Figura 35

Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 3)



La Figura 35 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por el Comité VISION 2000 para un caso de carga de Push Y en el Bloque 3, pudiendo apreciar que en el Sismo Ocasional se obtuvo un nivel de desempeño Operacional, en el Sismo Raro se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad, mientras que en el Muy Raro se obtuvo un nivel de desempeño de Colapso.

Tabla 23

Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 3)

Sismo	Objetivo de desempeño VISION 2000	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
Ocasional (72 años)	Totalmente operacional	Operacional	No cumple
Raro (475 años)	Operacional	Seguridad	No cumple
Muy raro (970 años)	Seguridad	Colapso	No cumple

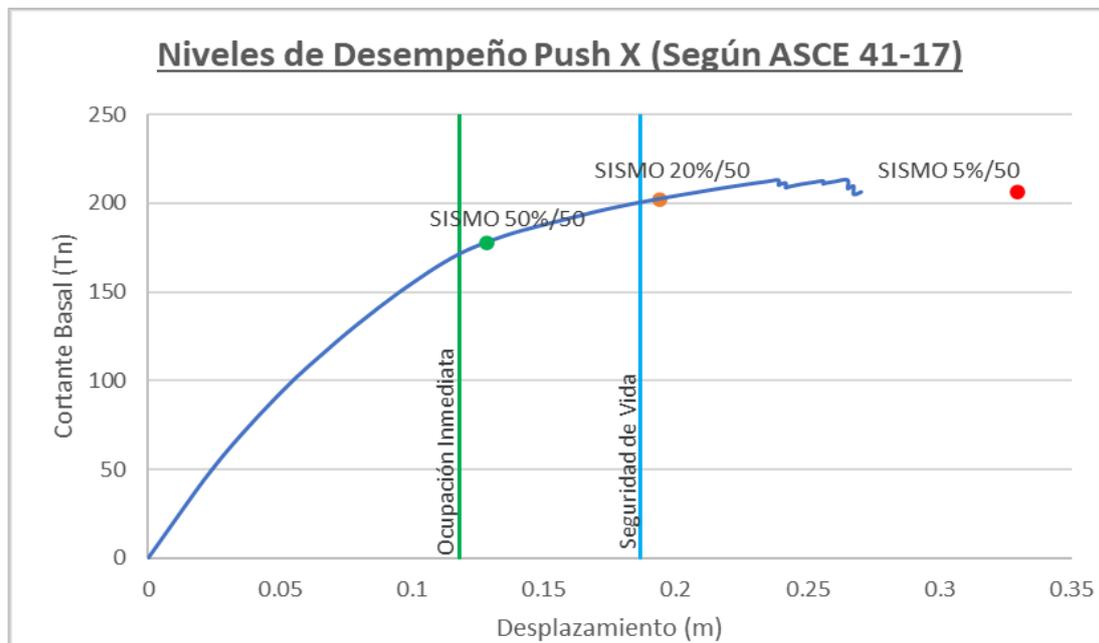
En la Tabla 23 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos de VISION 2000, donde se evidencia que la estructura del Bloque 3 no cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para ningún nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico inadecuado en la dirección de análisis Y.

4.1.2.2. Obtención de Niveles y Verificación de Objetivos de Desempeño según ASCE 41-17 (Situación Existente). Luego de obtener las curvas de capacidad y los desplazamientos objetivos, se verificó el cumplimiento de los objetivos de desempeño elegidos según el ASCE 41-17 (Tabla 7).

4.1.2.2.1. Obtención de Niveles y Verificación de los Objetivos de Desempeño del Bloque 1

Figura 36

Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 1)



La Figura 36 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por ASCE 41-17 para un caso de carga de Push X en el Bloque 1, pudiendo apreciar que en el Sismo 50%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, en el Sismo 20%/20 se obtuvo un nivel de desempeño de Prevención al Colapso, mientras que en el Sismo 5%/50 se encontró fuera de la curva de capacidad, evidenciando con esto que, ante dicho nivel de amenaza, la estructura colapsaría.

Tabla 24

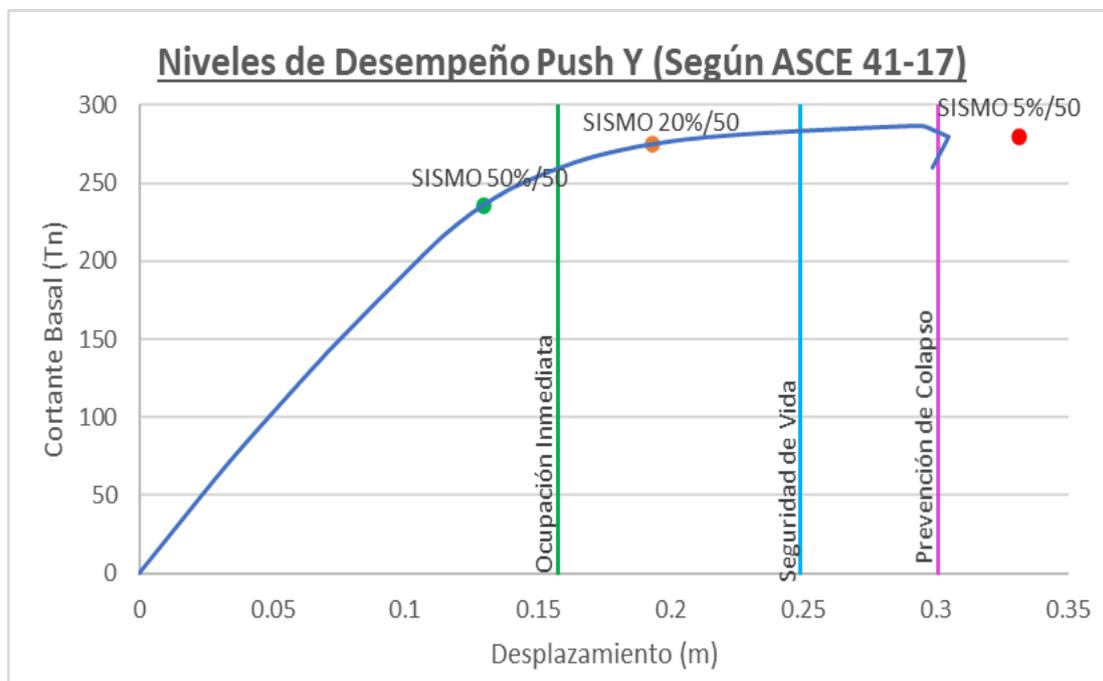
Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 1)

Sismo	Objetivo de desempeño ASCE 41-17	Nivel de Desempeño Estructural	Nivel de Desempeño No Estructural	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
50%/ 50 años	Operacional	Seguridad de Vida	Operacional	No Recomendado	No cumple
20%/ 50 años	Ocupación Inmediata	Prevención al Colapso	Ocupación Inmediata	No Recomendado	No cumple
5%/ 50 años	Seguridad de vida	Colapso	Colapso	Colapso	No cumple

Una vez obtenida la información mostrada en la Figura 36, se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17, que se pueden observar en la Tabla 24, donde se evidenció que la estructura del Bloque 1 no cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para ningún nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico inadecuado en la dirección de análisis X.

Figura 37

Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 1)



La Figura 37 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por ASCE 41-17 para un caso de carga de Push Y en el Bloque 1, pudiendo apreciar que en el Sismo 50%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, en el Sismo 20%/20 se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, mientras que en el Sismo 5%/50 se encontró fuera de la curva de capacidad, evidenciando con esto que, ante dicho nivel de amenaza, la estructura colapsaría.

Tabla 25

Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 1)

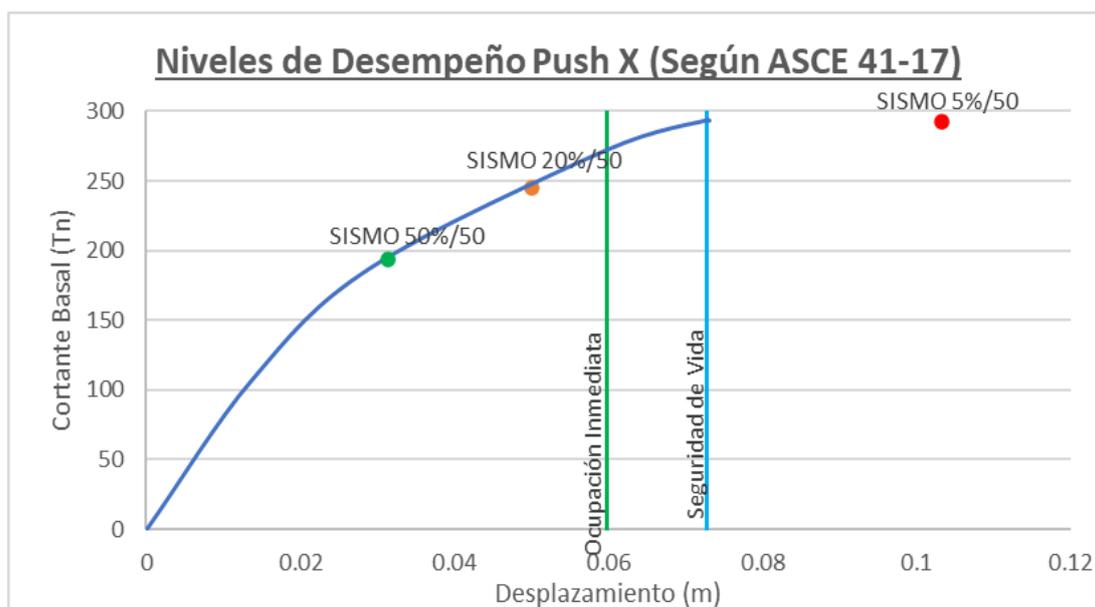
Sismo	Objetivo de desempeño ASCE 41-17	Nivel de Desempeño Estructural	Nivel de Desempeño No Estructural	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
50%/ 50 años	Operacional	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	No cumple
20%/ 50 años	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Ocupación Inmediata	No Recomendado	No cumple
5%/ 50 años	Seguridad de vida	Colapso	Colapso	Colapso	No cumple

Una vez obtenida la información mostrada en la Figura 37, se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17, que se pueden observar en la Tabla 25, donde se evidenció que la estructura del Bloque 1 no cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para ningún nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico inadecuado en la dirección de análisis Y.

4.1.2.2.2. Obtención de Niveles y Verificación de los Objetivos de Desempeño del Bloque 2.

Figura 38

Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 2)



La Figura 38 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por ASCE 41-17 para un caso de carga de Push X en el Bloque 2, pudiendo apreciar que en el Sismo 50%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, en el Sismo 20%/20 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, mientras que en el Sismo 5%/50 se encontró fuera de la curva de capacidad, evidenciando con esto que, ante dicho nivel de amenaza, la estructura colapsaría.

Tabla 26

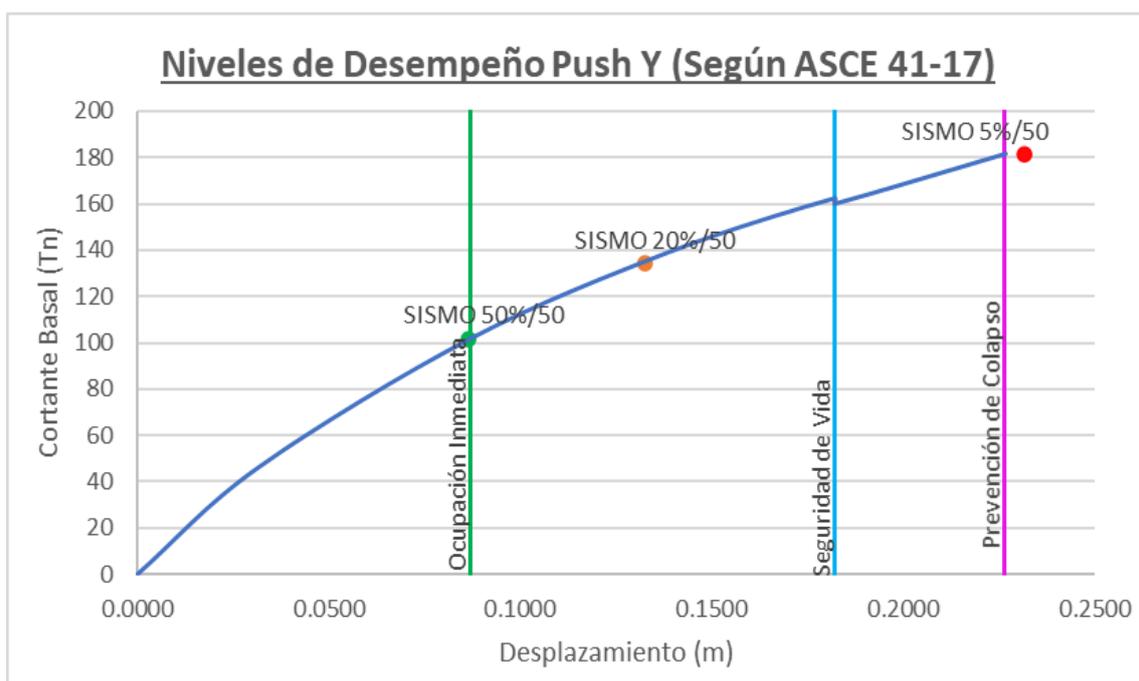
Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 2)

Sismo	Objetivo de desempeño ASCE 41-17	Nivel de Desempeño Estructural	Nivel de Desempeño No Estructural	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
50%/ 50 años	Operacional	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	No cumple
20%/ 50 años	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Ocupación Inmediata	Cumple
5%/ 50 años	Seguridad de vida	Colapso	Colapso	Colapso	No cumple

Una vez obtenida la información mostrada en la Figura 38, se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17, que se pueden observar en la Tabla 26, donde se evidenció que la estructura del Bloque 2 únicamente cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para el segundo nivel de amenaza (20%/50 años), lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico inadecuado en la dirección de análisis X.

Figura 39

Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 2)



La Figura 39 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por ASCE 41-17 para un caso de carga de Push Y en el Bloque 2, pudiendo apreciar que en el Sismo 50%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, en el Sismo 20%/20 se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, mientras que en el Sismo 5%/50 se encontró fuera de la curva de capacidad, evidenciando con esto que, ante dicho nivel de amenaza, la estructura colapsaría.

Tabla 27

Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 2)

Sismo	Objetivo de desempeño ASCE 41-17	Nivel de Desempeño Estructural	Nivel de Desempeño No Estructural	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
50%/ 50 años	Operacional	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Cumple
20%/ 50 años	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	No cumple
5%/ 50 años	Seguridad de vida	Colapso	Colapso	Colapso	No cumple

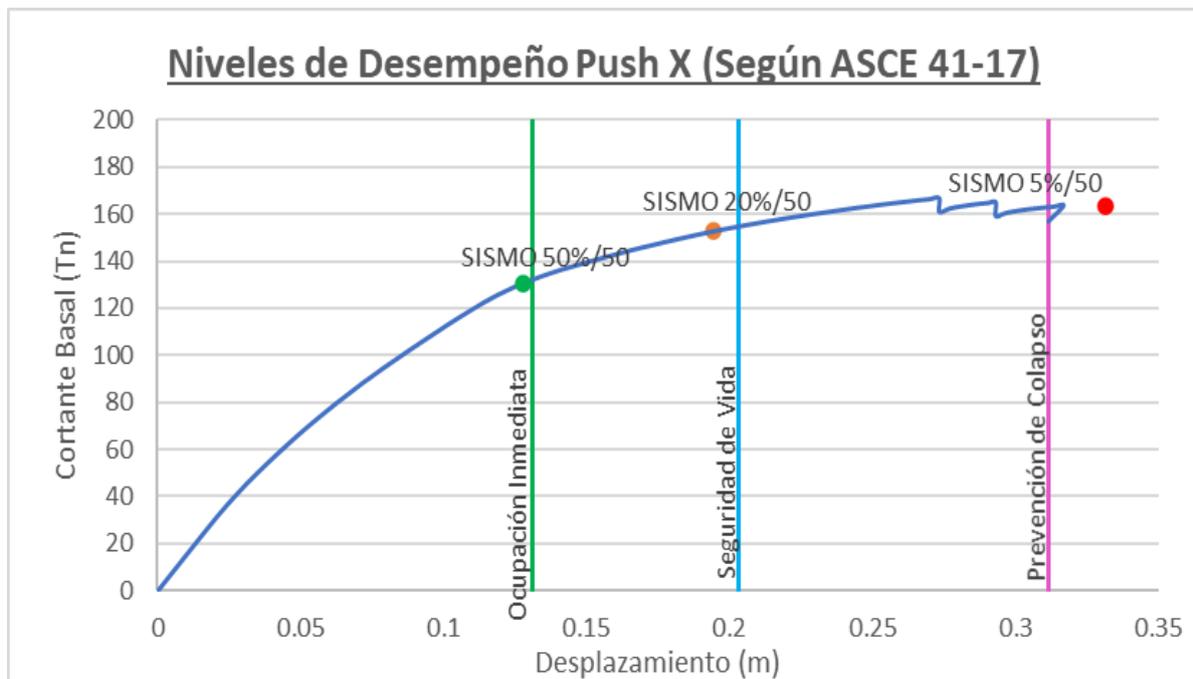
Una vez obtenida la información mostrada en la Figura 39, se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17, que se pueden observar en la Tabla 27, donde se evidenció que la estructura del Bloque 2 únicamente cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para el nivel de amenaza de 50%/50 años, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico inadecuado en la dirección de análisis Y.

4.1.2.2.3. *Obtención de Niveles y Verificación de los Objetivos de Desempeño del*

Bloque 3.

Figura 40

Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 3)



La Figura 40 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por ASCE 41-17 para un caso de carga de Push X en el Bloque 3, pudiendo apreciar que en el Sismo 50%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, en el Sismo 20%/20 se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, mientras que en el Sismo 5%/50 se encontró fuera de la curva de capacidad, evidenciando con esto que, ante dicho nivel de amenaza, la estructura colapsaría.

Tabla 28

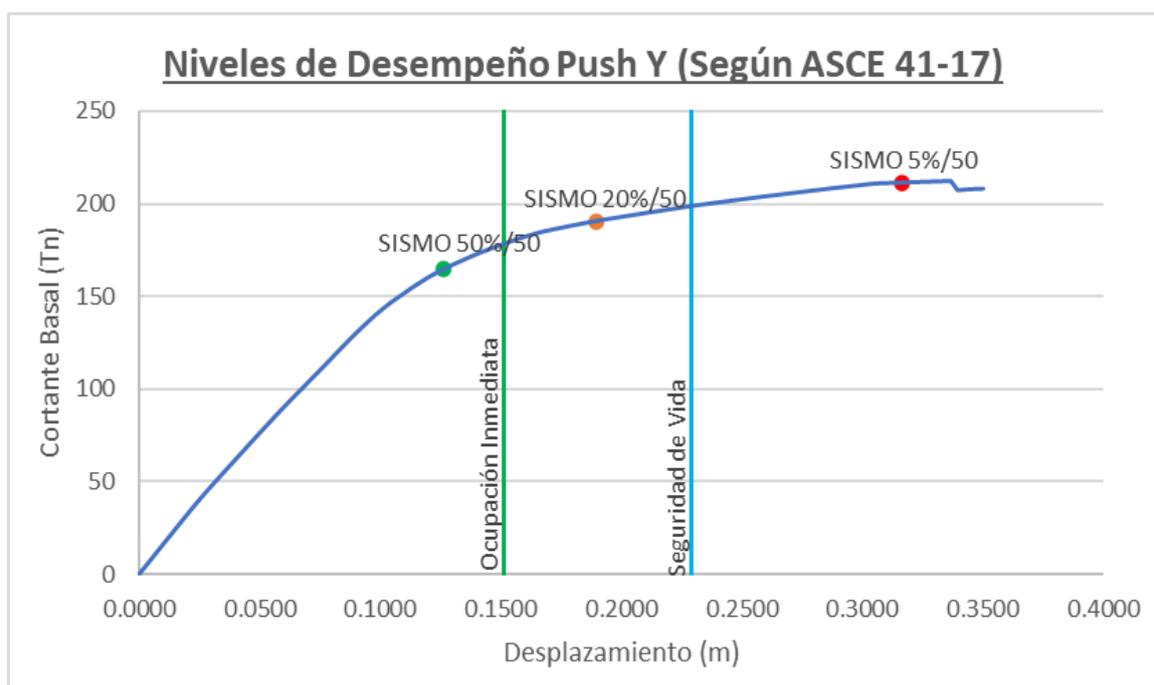
Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 3)

Sismo	Objetivo de desempeño ASCE 41-17	Nivel de Desempeño Estructural	Nivel de Desempeño No Estructural	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
50%/ 50 años	Operacional	Ocupación Inmediata	Operacional	Operacional	Cumple
20%/ 50 años	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	No cumple
5%/ 50 años	Seguridad de vida	Colapso	Colapso	Colapso	No cumple

Una vez obtenida la información mostrada en la Figura 40, se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17, que se pueden observar en la Tabla 28, únicamente cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para el nivel de amenaza de 50%/50 años, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico inadecuado en la dirección de análisis X.

Figura 41

Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 3)



La Figura 41 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por ASCE 41-17 para un caso de carga de Push Y en el Bloque 3, pudiendo apreciar que en el Sismo 50%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, en el Sismo 20%/20 se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad de Vida, mientras que en el Sismo 5%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Prevención al Colapso.

Tabla 29

Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 3)

Sismo	Objetivo de desempeño ASCE 41-17	Nivel de Desempeño Estructural	Nivel de Desempeño No Estructural	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
50%/ 50 años	Operacional	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	No Cumple
20%/ 50 años	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	No cumple
5%/ 50 años	Seguridad de vida	Prevención al Colapso	Colapso	Colapso	No cumple

Una vez obtenida la información mostrada en la Figura 41, se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17, que se pueden observar en la Tabla 29, donde se evidenció que la estructura del Bloque 3 no cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para ningún nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico inadecuado en la dirección de análisis Y.

4.1.3. Resultados de Propuesta de Reforzamiento de la Edificación

Luego de la evaluación de la edificación existente y determinar que no cumplen los objetivos de desempeño seleccionados, fue necesario realizar una propuesta de reforzamiento. Como alternativas de reforzamiento seleccionados se encontraron los encamisados en vigas y columnas, además se añadieron muros de concreto armado, con la finalidad de mejorar las características de la edificación, cumpliendo con las normativas vigentes.

Los bloques 1 y 3 tuvieron las mismas secciones reforzadas, debido a que las distribuciones arquitectónicas fueron similares, por ello es que se incluyeron placas en L en los extremos y placas longitudinales en la parte central, además fue necesario encamisar las columnas y vigas en la parte del área de acceso de estos bloques.

En el bloque 2 igualmente fue necesario reforzar con estos tipos de elementos, pero con la finalidad de dotar de rigidez en el sentido transversal de la estructura, además de eliminar la irregularidad torsional extrema que presenta este bloque.

Figura 42

Ubicación de bloques en planta general.

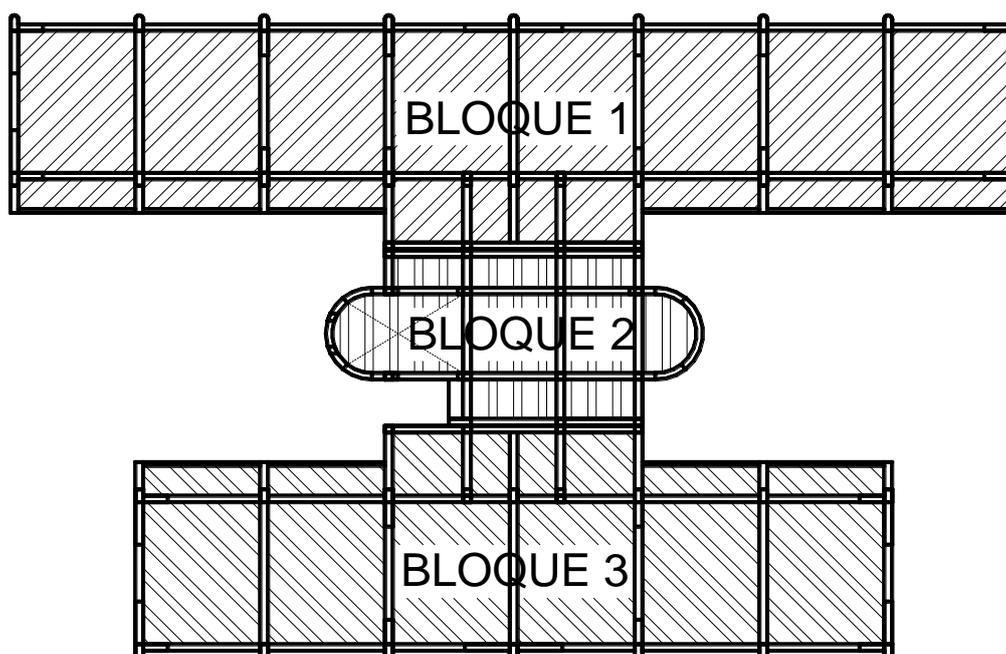


Figura 43

Vista en planta del planteamiento de reforzamiento estructural del Bloque 1.

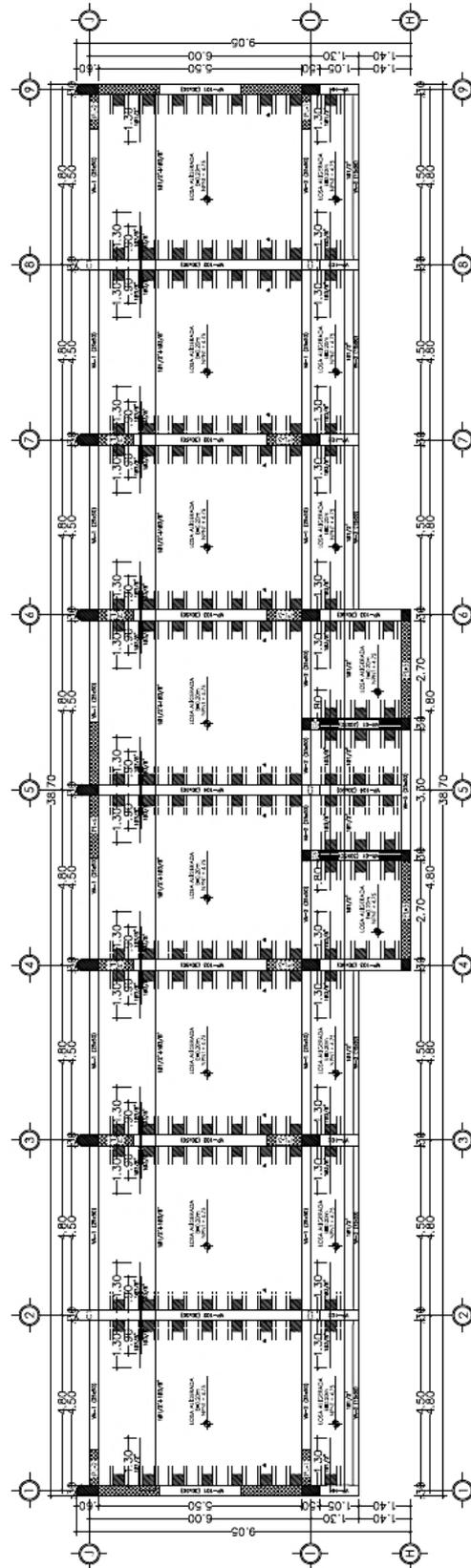


Figura 44

Vista en planta del planteamiento de reforzamiento estructural del Bloque 2.

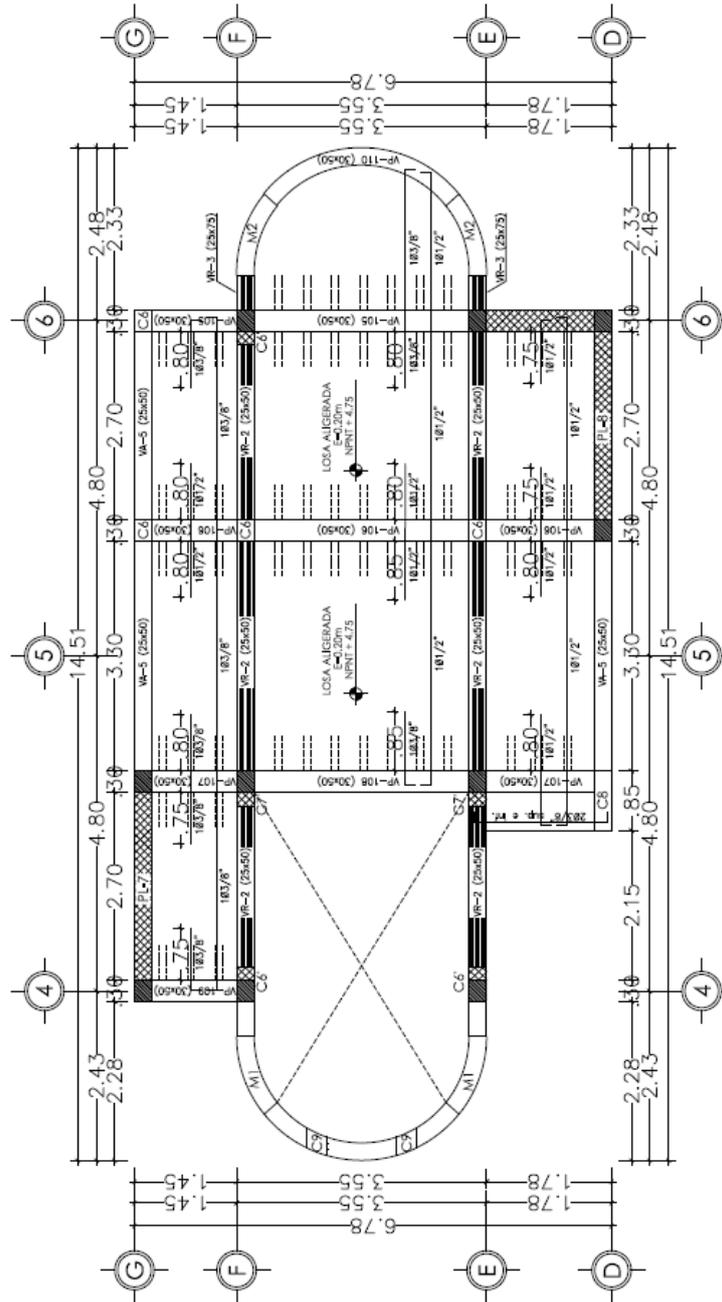
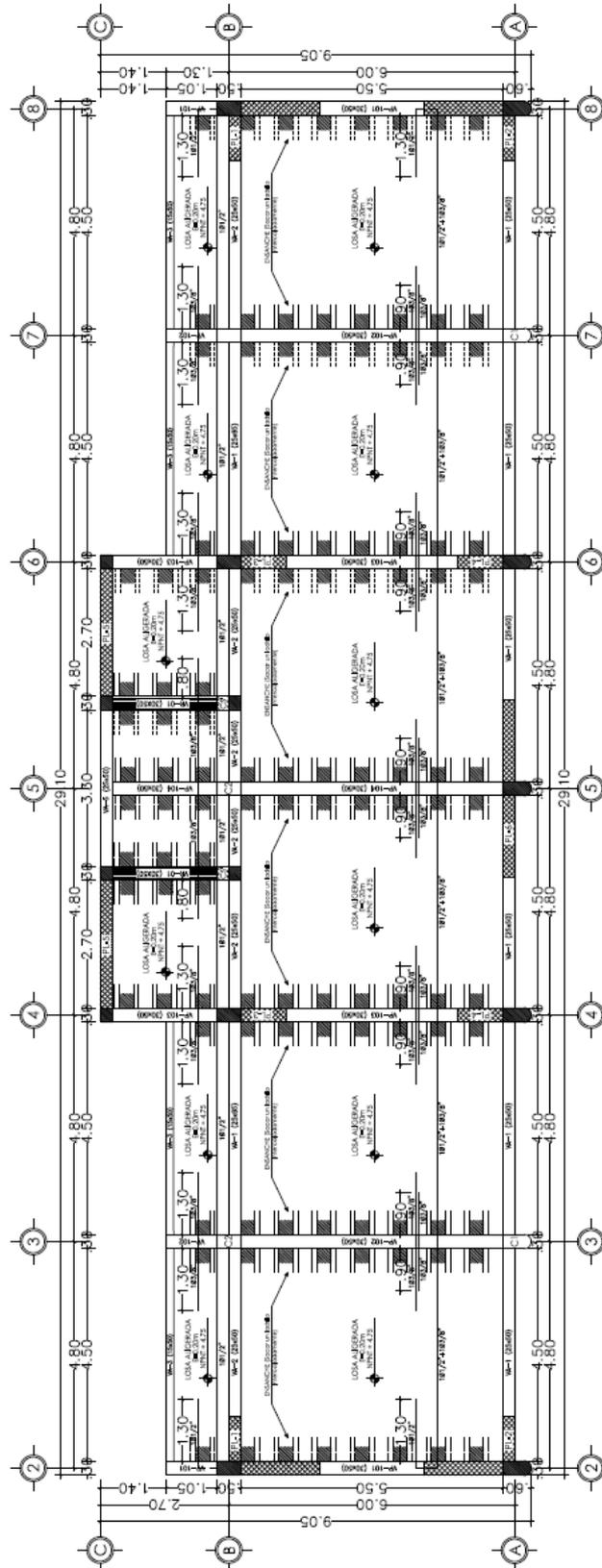


Figura 45

Vista en planta del planteamiento de reforzamiento estructural del Bloque 3.



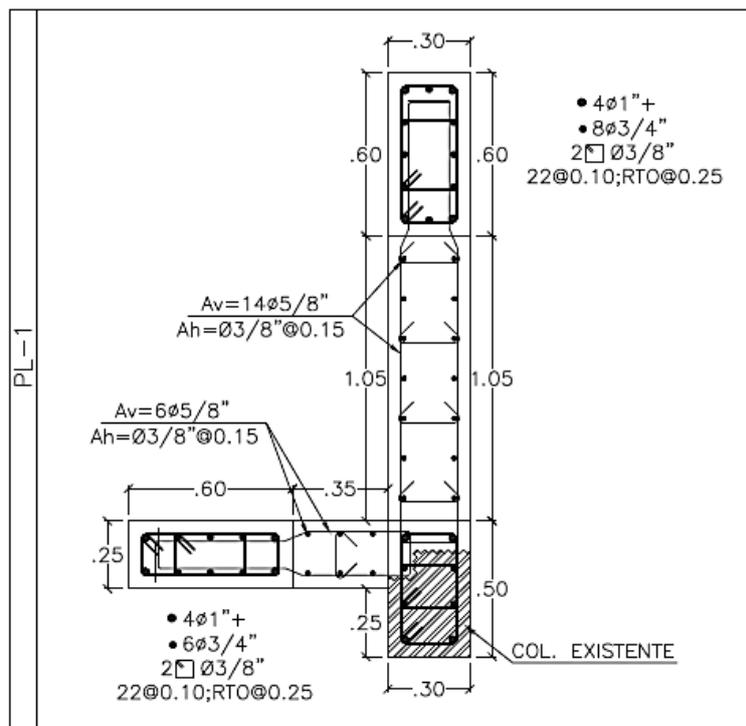
Las Figuras 43 a 45 muestran las propuestas de reforzamiento estructural teniendo en cuenta el no cumplimiento de los parámetros mínimos de rigidez requeridos por la normativa de diseño sismorresistente vigente, del no cumplimiento del diseño lineal de los elementos estructurales según la norma de diseño en concreto armado vigente y de la incursión no lineal de los mismos ante distintos niveles de amenaza sísmica, mostrando los elementos nuevos y reforzados en color magenta, los cuales se proyectan en todos los niveles. A continuación, se realizará una descripción de los elementos de reforzamiento propuestos.

Placas PL-1:

Este tipo de placas surgieron de reforzar las columnas C4 (columna existente) mediante una placa de concreto armado en forma de L de dimensiones de 0.25x1.25m en la dirección longitudinal y de 0.30x2.15m en la dirección transversal de los bloques 1 y 3, la cual se muestra en la Figura 46.

Figura 46

Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-1.



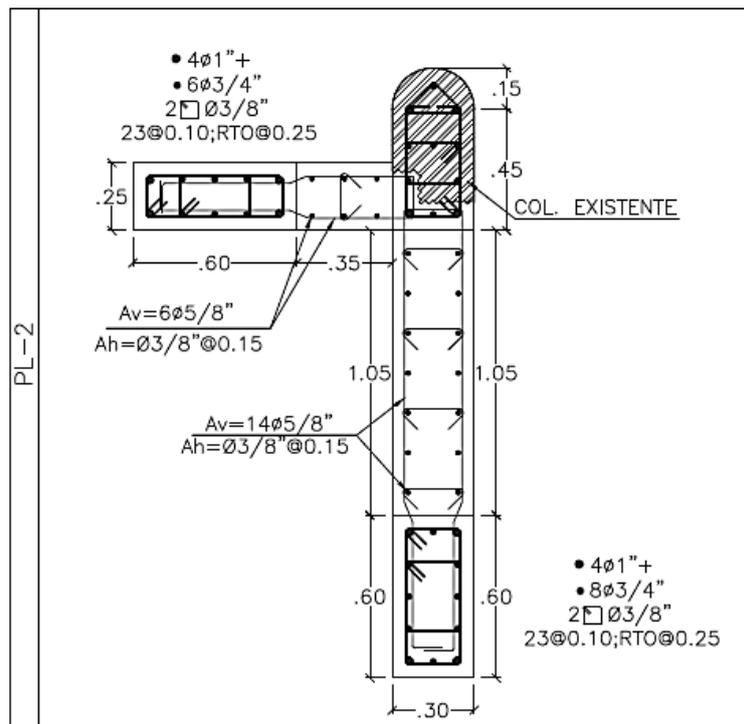
Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas) en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

Placas PL-2:

Este tipo de placas surgieron de reforzar las columnas C3 (columna existente) mediante una placa de concreto armado en forma de L de dimensiones de 0.25x1.25m en la dirección longitudinal y de 0.30x2.25m en la dirección transversal de los bloques 1 y 3, la cual se muestra en la Figura 47.

Figura 47

Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-2.



Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas)

en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

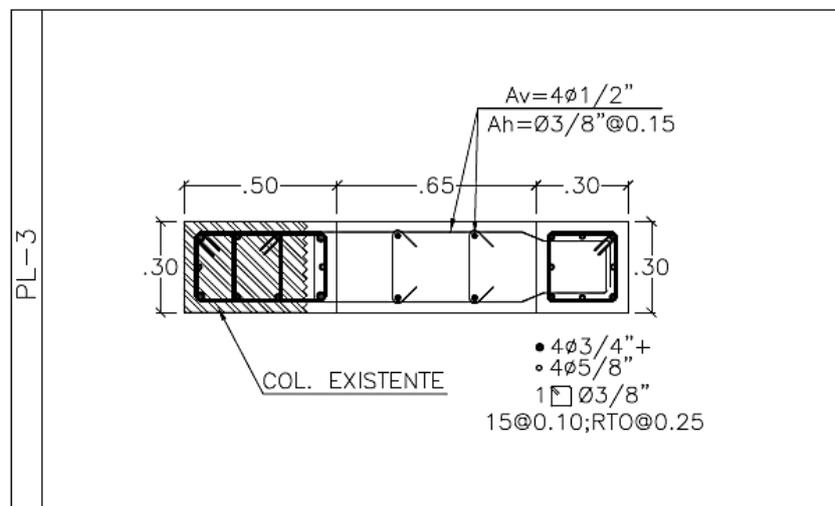
Placas PL-3:

Este tipo de placas surgieron de reforzar las columnas C2 (columna existente) mediante una placa de concreto armado en forma rectangular de dimensiones de 0.30x1.45m en la dirección transversal de los bloques 1 y 3, la cual se muestra en la Figura 48.

Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas) en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

Figura 48

Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-3.



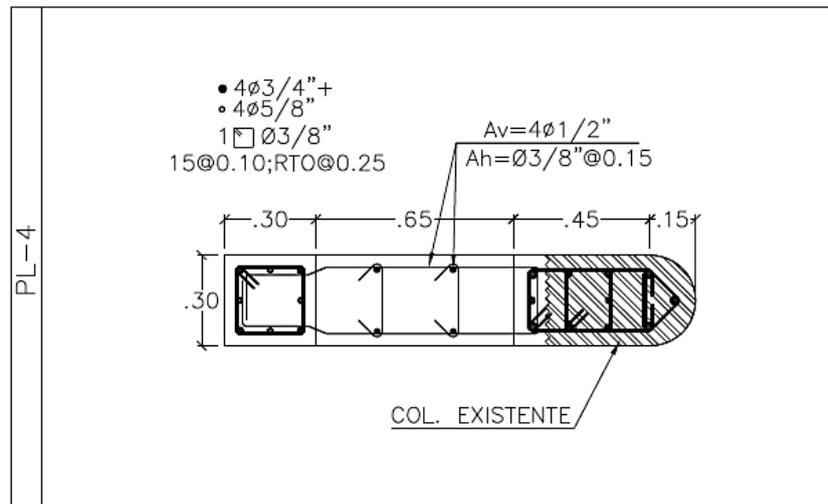
Placas PL-4:

Este tipo de placas surgieron de reforzar las columnas C1 (columna existente) mediante una placa de concreto armado en forma rectangular de dimensiones de 0.30x1.55m en la dirección transversal de los bloques 1 y 3, la cual se muestra en la Figura 49.

Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas) en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

Figura 49

Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-4.



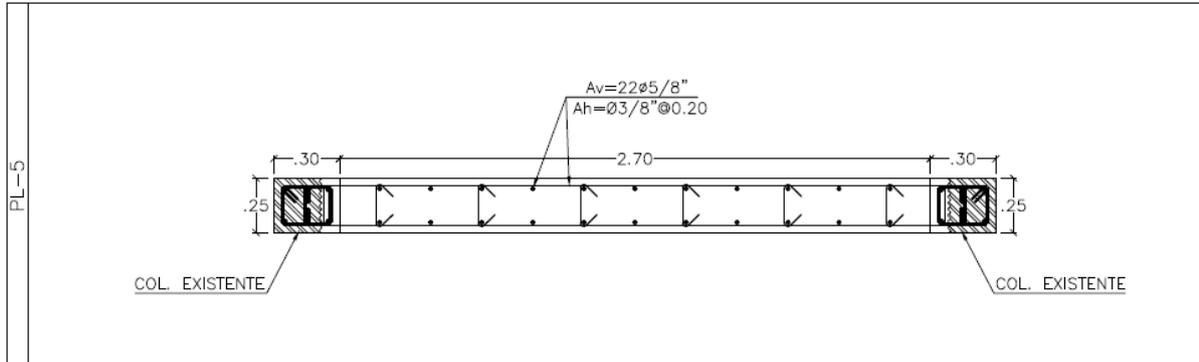
Placas PL-5:

Este tipo de placas surgieron de reforzar las columnas C5 (columna existente) mediante una placa de concreto armado en forma rectangular de dimensiones de 0.25×3.30 m en la dirección longitudinal de los bloques 1 y 3, la cual se muestra en la Figura 50.

Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas) en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

Figura 50

Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-5.



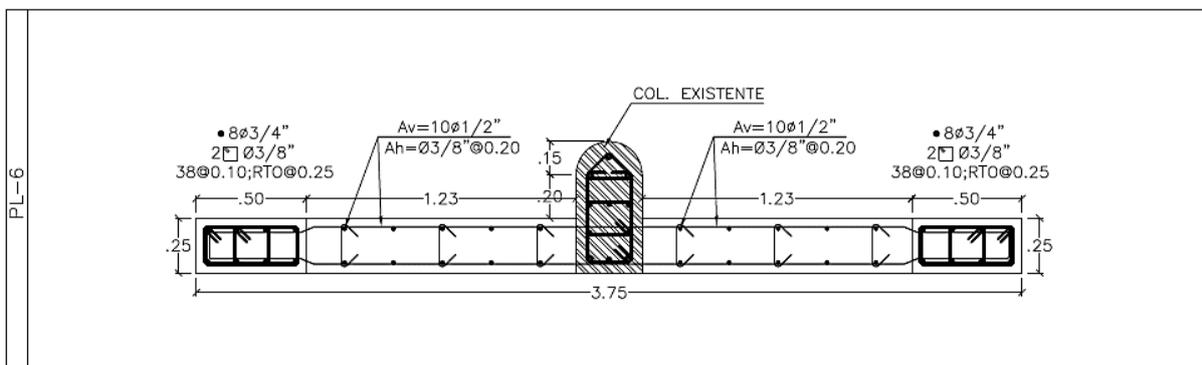
Placas PL-6:

Este tipo de placas surgieron de reforzar las columnas C1 (columna existente) mediante una placa de concreto armado en forma rectangular de dimensiones de 0.25x3.75m en la dirección longitudinal de los bloques 1 y 3, la cual se muestra en la Figura 51.

Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas) en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

Figura 51

Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-6.



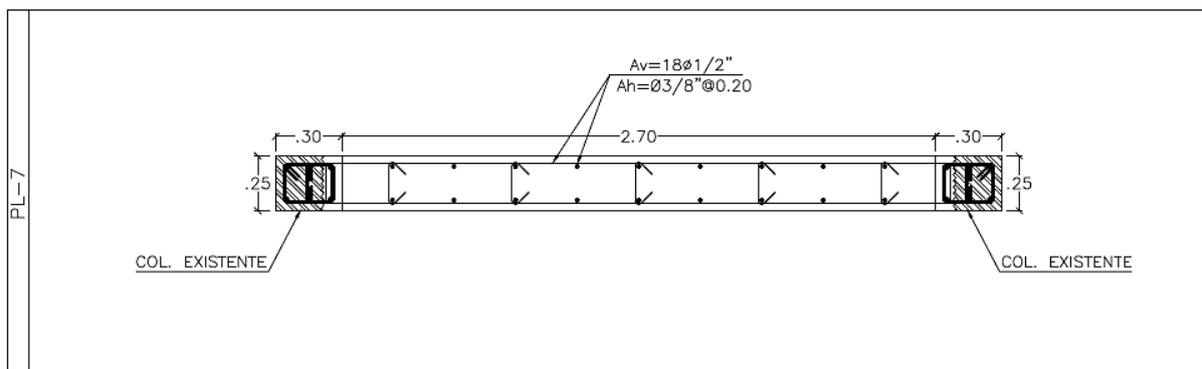
Placas PL-7:

Este tipo de placas surgieron de reforzar las columnas C6 (columna existente) mediante una placa de concreto armado en forma rectangular de dimensiones de 0.25x3.30m en la dirección longitudinal del bloque 2, la cual se muestra en la Figura 52.

Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas) en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

Figura 52

Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-7.



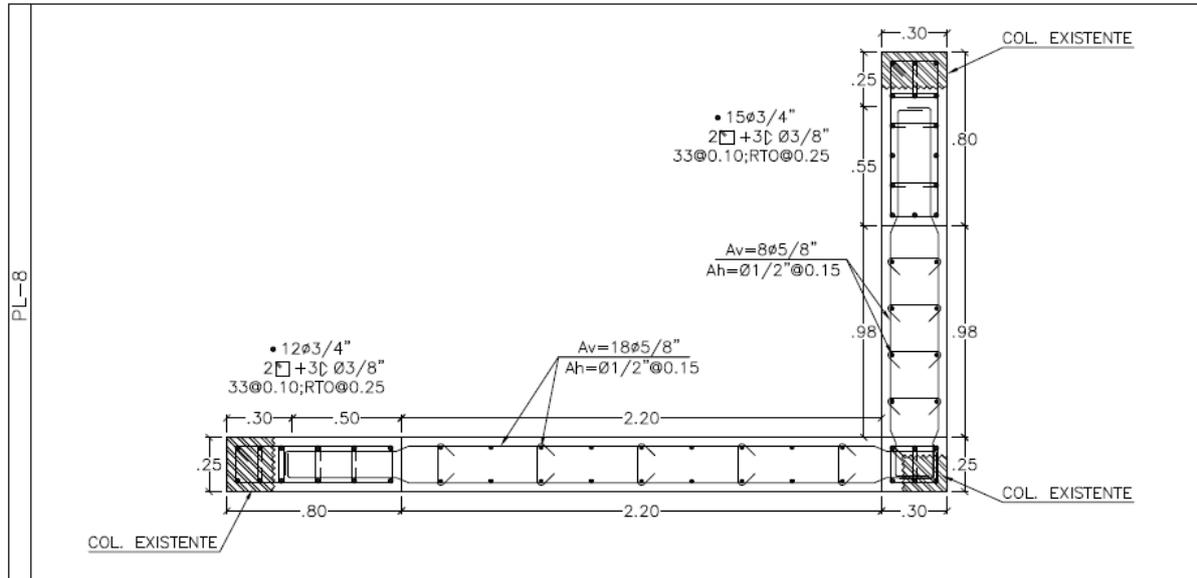
Placas PL-8:

Este tipo de placas surgieron de reforzar las columnas C6 (columna existente) mediante una placa de concreto armado en forma de L de dimensiones de 0.25x3.30m en la dirección longitudinal y de 0.30x2.025m en la dirección transversal del bloque 2, la cual se muestra en la Figura 53.

Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas) en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

Figura 53

Detalle en sección de reforzamiento – Placa PL-8.

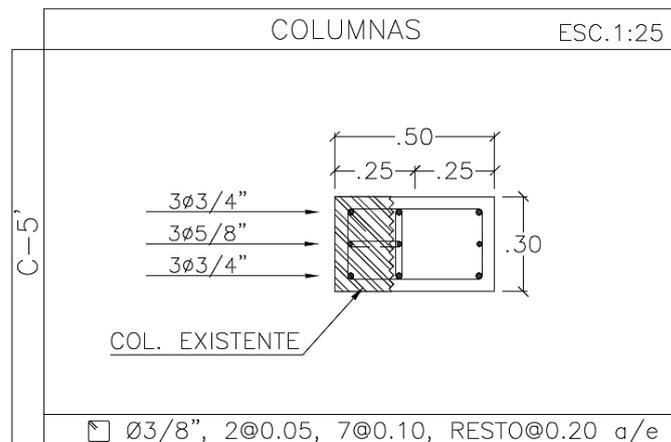


Columnas C-5’:

Este tipo de columnas surgieron de reforzar las columnas C5 (columna existente) mediante un proceso de encamisado, generando una columna en forma rectangular de dimensiones de 0.30x0.50m en la dirección transversal de los bloques 1 y 3, la cual se muestra en la Figura 54.

Figura 54

Detalle en sección de reforzamiento – Columna C-5’.



Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas) en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

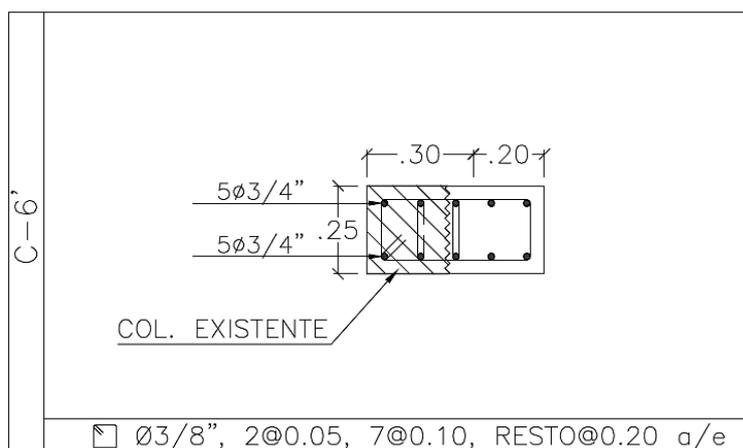
Columnas C-6’:

Este tipo de columnas surgieron de reforzar las columnas C6 (columna existente) mediante un proceso de encamisado, generando una columna en forma rectangular de dimensiones de 0.25x0.50m en la dirección longitudinal del bloque 2, la cual se muestra en la Figura 55.

Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas) en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

Figura 55

Detalle en sección de reforzamiento – Columna C-6’.



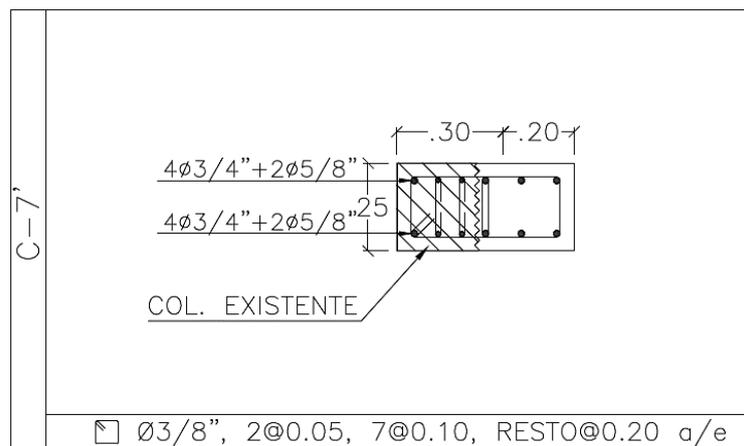
Columnas C-7’:

Este tipo de columnas surgieron de reforzar las columnas C7 (columna existente) mediante un proceso de encamisado, generando una columna en forma rectangular de dimensiones de 0.25x0.50m en la dirección longitudinal del bloque 2, la cual se muestra en la Figura 56.

Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas) en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

Figura 56

Detalle en sección de reforzamiento – Columna C-7’.



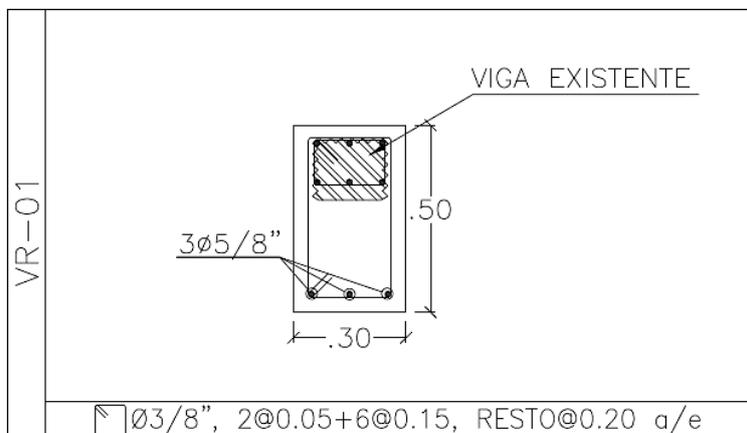
Vigas VR-01:

Este tipo de vigas surgieron de reforzar las vigas V-6 (vigas existentes 0.30x0.20m) mediante un proceso de encamisado, generando una viga peraltada en forma rectangular de dimensiones de 0.30x0.50m ubicadas en la dirección transversal entre los ejes 4-4 a 5-5 y 5-5 a 6-6 de los bloques 1 y 3, la cual se muestra en la Figura 57.

Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas) en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

Figura 57

Detalle en sección de reforzamiento – Viga VR-01.

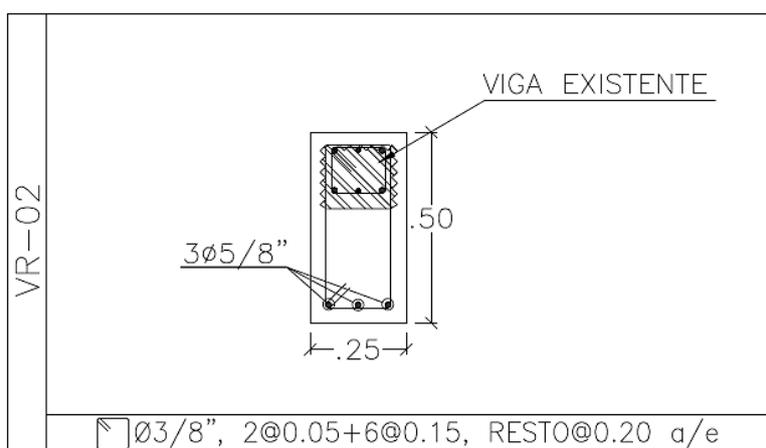


Vigas VR-02:

Este tipo de vigas surgieron de reforzar las vigas VA-4 (vigas existentes 0.25x0.20m) mediante un proceso de encamisado, generando una viga peraltada en forma rectangular de dimensiones de 0.25x0.50m ubicadas en la dirección longitudinal en los ejes E-E y F-F del bloque 2, la cual se muestra en la Figura 58.

Figura 58

Detalle en sección de reforzamiento – Viga VR-02.



Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas)

en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

Vigas VR-03:

Este tipo de vigas surgieron de reforzar las vigas VA-4 (vigas existentes 0.25x0.20m) mediante un proceso de encamisado, generando una viga peraltada en forma rectangular de dimensiones de 0.25x0.75m ubicadas en la dirección longitudinal en los ejes E-E y F-F del bloque 2, la cual se muestra en la Figura 59.

Las dimensiones obtenidas en esta propuesta fueron comprobadas para que, en conjunto con los demás elementos estructurales, se cumplan los requisitos mínimos de rigidez (control de derivas) en cada entrepiso de cada estructura. El refuerzo de acero fue diseñado mediante la normativa de diseño en concreto armado nacional vigente (Norma E.060-09). (Ver Anexo 04).

Figura 59

Detalle en sección de reforzamiento – Viga VR-03.



Reforzamiento de Subestructura:

Al realizar el planteamiento de reforzamiento, incrementando las dimensiones de los elementos existentes y acoplado nuevos elementos de concreto armado a las estructuras a nivel de superestructura, se realizó también un planteamiento de reforzamiento estructural a la sub

estructura (cimentación) de los bloques analizados, con la finalidad de que se garantice un correcto funcionamiento de los bloques tanto ante cargas de servicio, como ante cargas sísmicas, verificando que se cumplan con las presiones admisibles de contacto con el terreno bajo combinaciones de servicio y se verifiquen las comprobaciones de resistencia ante solicitaciones de flexión, corte por flexión y corte por punzonamiento bajo combinaciones últimas de diseño en cada zapata reforzada, siguiendo los requisitos de la norma de suelos y cimentaciones y la norma de diseño en concreto armado nacional vigente (Normas E.050 y E.060 respectivamente). (Ver Anexo 04).

A continuación, se mostrará en las siguientes figuras los detalles de reforzamiento de las zapatas propuestas.

Figura 60

Detalle en sección de reforzamiento – Zapata-01.

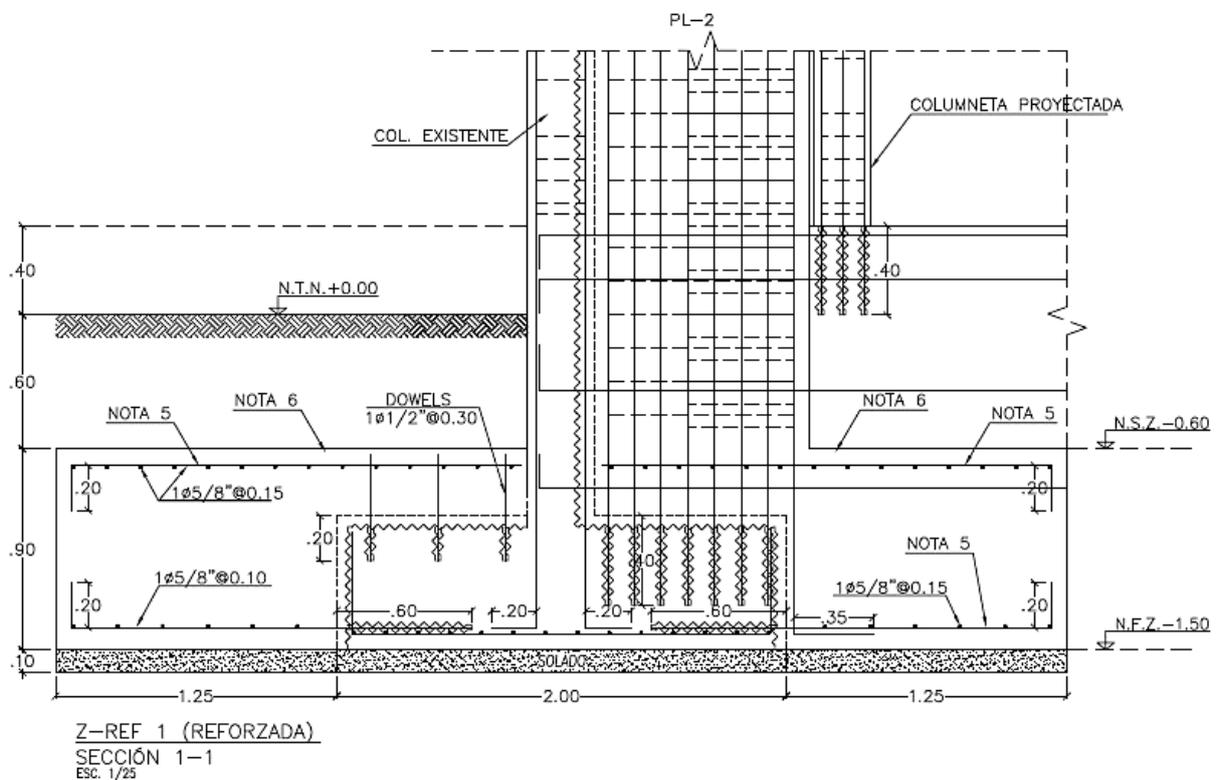


Figura 61

Detalle en sección de reforzamiento – Zapata-02.

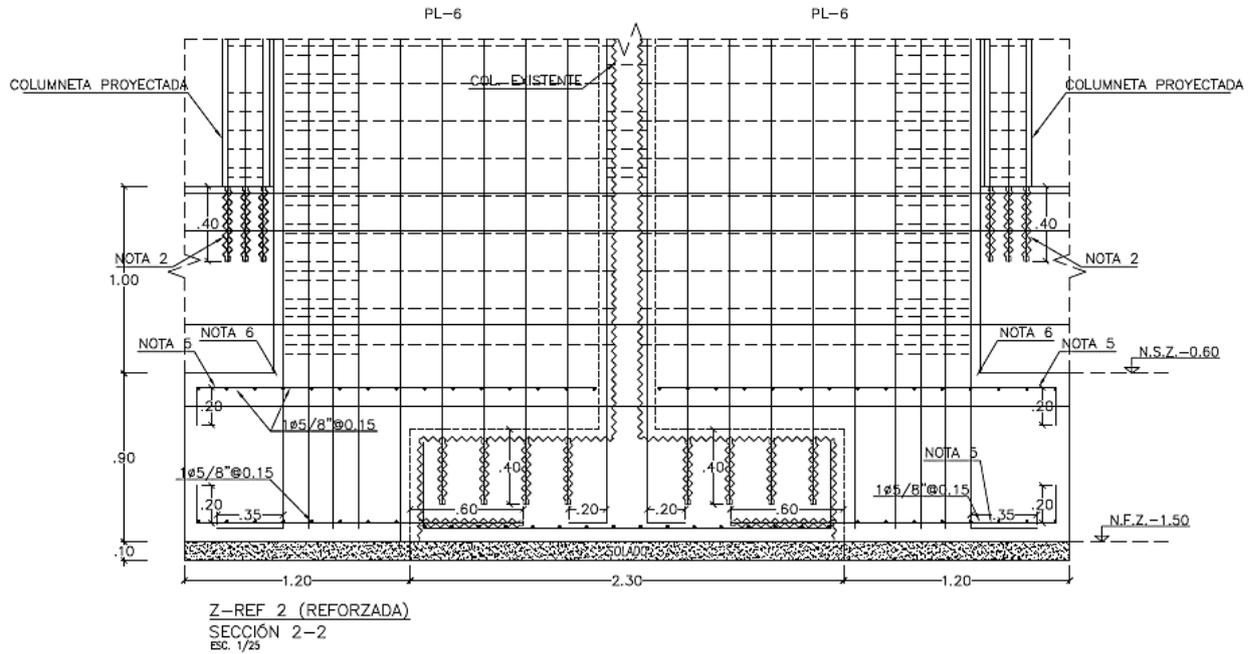
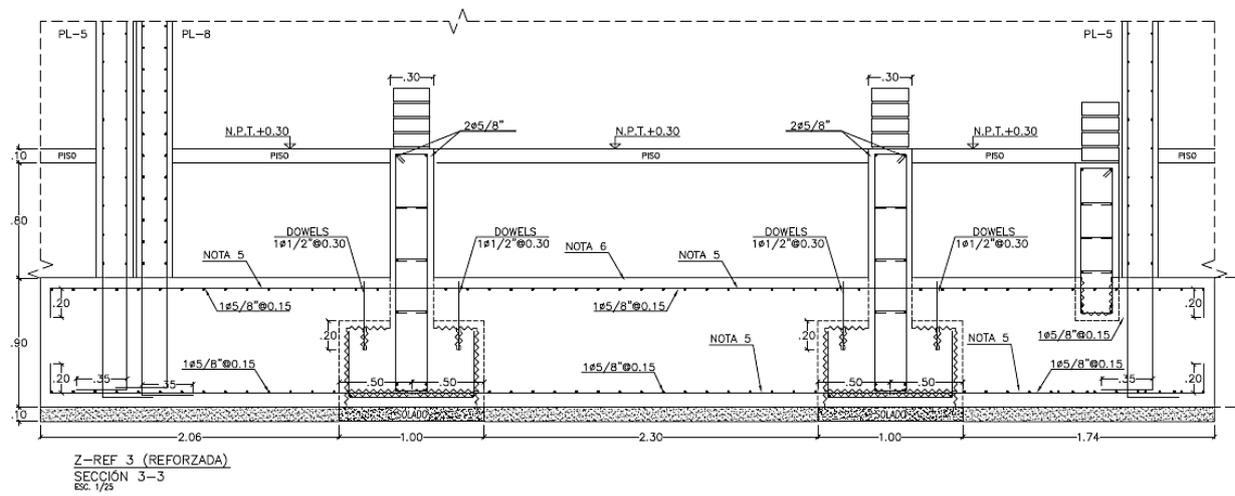


Figura 62

Detalle en sección de reforzamiento – Zapata-03.



4.1.3.1. Resultados del Comportamiento Sísmico y Características Estructurales del Edificio (Edificación Reforzada).

4.1.3.1.1. Masas Participativas. Se verificaron que los porcentajes de las masas participativas en todos los bloques sean mayores al 90% de la masa total, según lo indicado en el artículo 29.1 de la Norma E-030.

Tabla 30

Masas Participativas – Bloque 1 Reforzado.

Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.321	0.780	0.002	0.780	0.002	0.004	0.004
2	0.288	0.003	0.770	0.783	0.772	0.023	0.027
3	0.209	0.003	0.022	0.786	0.794	0.758	0.785
4	0.072	0.000	0.008	0.786	0.802	0.000	0.785
5	0.072	0.000	0.001	0.786	0.802	0.002	0.787
6	0.068	0.171	0.002	0.956	0.804	0.002	0.789
7	0.064	0.002	0.137	0.959	0.941	0.004	0.792
8	0.060	0.000	0.000	0.959	0.941	0.000	0.793
9	0.060	0.000	0.002	0.959	0.943	0.000	0.793
10	0.054	0.000	0.000	0.959	0.943	0.002	0.795
11	0.053	0.000	0.003	0.959	0.946	0.000	0.795
12	0.052	0.000	0.000	0.959	0.946	0.001	0.796
...27	0.030	0.000	0.002	0.960	0.951	0.000	0.949

De los resultados de la Tabla 30, se pudo apreciar que los 27 modos de vibración empleados en el análisis modal del Bloque 1 Reforzado superaron el 90% de la masa participativa tanto en las direcciones traslacionales X e Y, como rotacional en Z, verificándose con esto que se cumplió con los requisitos del artículo 29.1 de la Norma E-030.

Tabla 31
Masas Participativas – Bloque 2 Reforzado.

Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.285	0.048	0.753	0.048	0.753	0.018	0.018
2	0.216	0.305	0.050	0.353	0.804	0.439	0.457
3	0.149	0.430	0.007	0.783	0.811	0.354	0.811
4	0.098	0.000	0.147	0.783	0.958	0.002	0.812
5	0.063	0.040	0.004	0.823	0.962	0.074	0.887
6	0.057	0.013	0.003	0.836	0.965	0.003	0.889
7	0.055	0.019	0.012	0.855	0.977	0.022	0.912
8	0.053	0.001	0.000	0.856	0.977	0.000	0.912
9	0.050	0.024	0.000	0.880	0.977	0.003	0.915
10	0.048	0.000	0.000	0.880	0.977	0.000	0.915
11	0.047	0.043	0.000	0.923	0.977	0.014	0.929
12	0.046	0.000	0.000	0.923	0.977	0.000	0.929

De los resultados de la Tabla 31, se pudo apreciar que los 12 modos de vibración empleados en el análisis modal del Bloque 2 Reforzado superaron el 90% de la masa participativa tanto en las direcciones traslacionales X e Y, como rotacional en Z, verificándose con esto que se cumplió con los requisitos del artículo 29.1 de la Norma E-030.

Tabla 32
Masas Participativas – Bloque 3 Reforzado.

Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.289	0.756	0.011	0.756	0.011	0.009	0.009
2	0.273	0.013	0.767	0.769	0.778	0.013	0.022
3	0.189	0.006	0.014	0.775	0.792	0.758	0.780
4	0.072	0.000	0.006	0.775	0.798	0.000	0.780
5	0.072	0.000	0.000	0.775	0.798	0.002	0.783
6	0.064	0.000	0.016	0.775	0.814	0.000	0.783
7	0.063	0.000	0.000	0.775	0.814	0.000	0.783
8	0.061	0.030	0.106	0.805	0.920	0.004	0.787
9	0.060	0.151	0.024	0.956	0.944	0.001	0.788
10	0.055	0.000	0.000	0.957	0.944	0.000	0.788
11	0.055	0.000	0.007	0.957	0.952	0.000	0.788
12	0.050	0.000	0.000	0.957	0.952	0.001	0.789
...27	0.027	0.000	0.000	0.959	0.955	0.000	0.949

De los resultados de la Tabla 32, se pudo apreciar que los 27 modos de vibración empleados en el análisis modal del Bloque 3 Reforzado superaron el 90% de la masa participativa tanto en las direcciones traslacionales X e Y, como rotacional en Z, verificándose con esto que se cumplió con los requisitos del artículo 29.1 de la Norma E-030.

4.1.3.1.2. Distorsión de Entrepisos. En las tablas siguientes se encontraron las derivas obtenidas del análisis mediante el método de combinación CQC de acuerdo al artículo 29.3 de la Norma E-030, cabe mencionar que los desplazamientos elásticos se multiplicaron por 0.85R (para estructuras irregulares), según el artículo 31 de la Norma E-030, para obtener los desplazamientos inelásticos.

Tabla 33

Distorsión de entrepisos Dirección X – Bloque 1 Reforzado.

DERIVAS EN X-X (BLOQUE 1 REFORZADO)						
X-X	Elevación	Desplazamiento	R	Deriva	D Lim	Verificación
3 Nivel	3.70	0.0046	5.4	0.0057	0.007	Ok
2 Nivel	3.70	0.0044	5.4	0.0054	0.007	Ok
1 Nivel	4.90	0.0030	5.4	0.0028	0.007	Ok

La Tabla 33 muestra los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivas) de los entrepisos del Bloque 1 Reforzado en la dirección X, donde se pudo apreciar que las distorsiones de entepiso fueron inferiores a las permitidas por la Norma E.030 en el artículo 32, verificándose con esto que se cumplió con un adecuado control de distorsiones en la dirección X del Bloque 1 Reforzado.

Tabla 34

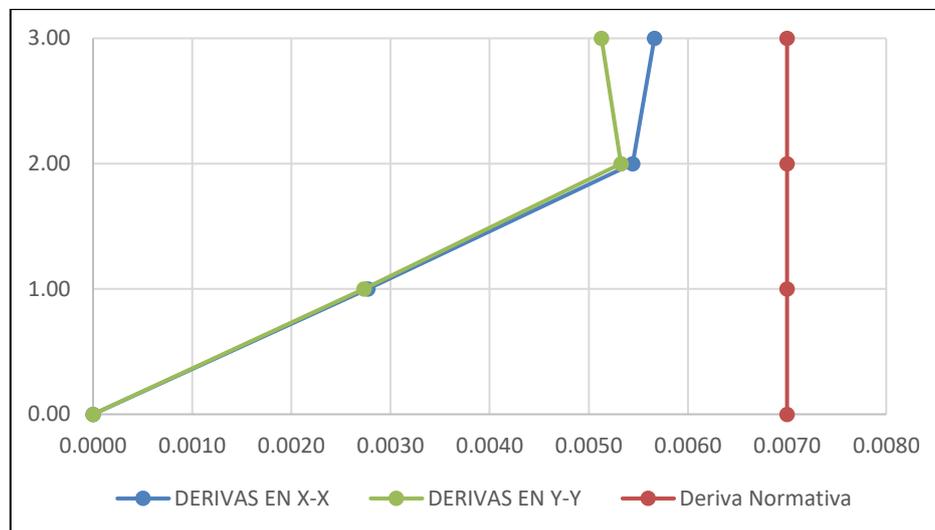
Distorsión de entrepisos Dirección Y – Bloque 1 Reforzado.

DERIVAS EN Y-Y (BLOQUE 1 REFORZADO)						
Y-Y	Elevación	Desplazamiento	R	Deriva	D Lim	Verificación
3 Nivel	3.70	0.0041	5.4	0.0051	0.007	Ok
2 Nivel	3.70	0.0043	5.4	0.0053	0.007	Ok
1 Nivel	4.90	0.0029	5.4	0.0027	0.007	Ok

La Tabla 34 muestra los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivas) de los entrepisos del Bloque 1 Reforzado en la dirección Y, donde se pudo apreciar que las distorsiones de entrepiso fueron inferiores a las permitidas por la Norma E.030 en el artículo 32, verificándose con esto que se cumplió con un adecuado control de distorsiones en la dirección X del Bloque 1 Reforzado.

Figura 63

Derivas de Entrepiso del Bloque 1 Reforzado.



La Figura 63 muestra los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivas) de los entrepisos del Bloque 1 Reforzado en las direcciones X e Y, comparadas con los límites normativos por la Norma E.030, donde se pudo apreciar que los resultados no excedieron el valor de distorsión máxima de 0.007 para estructuras con material predominante de concreto

armado. Esto evidenció que los elementos resistentes empleados (Muros de concreto armado) proporcionarían suficiente rigidez para soportar las cargas sísmicas.

Tabla 35

Distorsión de entrepisos Dirección X – Bloque 2 Reforzado.

DERIVAS EN X-X (BLOQUE 2 REFORZADO)						
X-X	Elevación	Desplazamiento	R	Deriva	D Lim	Verificación
3 Nivel	3.70	0.0015	5.4	0.0018	0.007	Ok
2 Nivel	3.70	0.0014	5.4	0.0017	0.007	Ok
1 Nivel	4.90	0.0010	5.4	0.0010	0.007	Ok

La Tabla 35 muestra los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivas) de los entrepisos del Bloque 2 Reforzado en la dirección X, donde se pudo apreciar que las distorsiones de entrepiso fueron inferiores a las permitidas por la Norma E.030, verificándose con esto que se cumplió con un adecuado control de distorsiones en la dirección X del Bloque 2 Reforzado.

Tabla 36

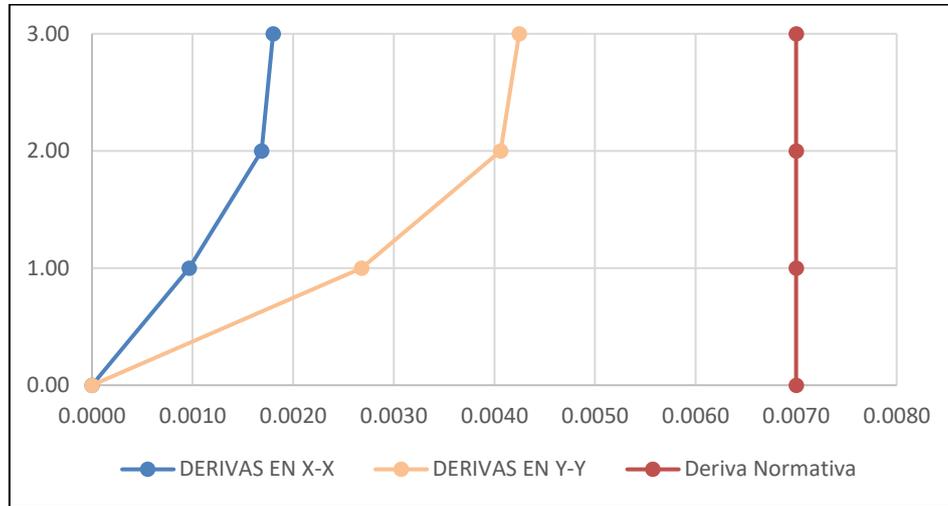
Distorsión de entrepisos Dirección Y – Bloque 2 Reforzado.

DERIVAS EN Y-Y (BLOQUE 2 REFORZADO)						
Y-Y	Elevación	Desplazamiento	R	Deriva	D Lim	Verificación
3 Nivel	3.70	0.0034	5.4	0.0042	0.007	Ok
2 Nivel	3.70	0.0033	5.4	0.0041	0.007	Ok
1 Nivel	4.90	0.0029	5.4	0.0027	0.007	Ok

La Tabla 36 muestra los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivas) de los entrepisos del Bloque 2 Reforzado en la dirección Y, donde se pudo apreciar que las distorsiones de entrepiso fueron inferiores a las permitidas por la Norma E.030 en el artículo 32, verificándose con esto que se cumplió con un adecuado control de distorsiones en la dirección Y del Bloque 2 Reforzado.

Figura 64

Derivas de Entrepiso del Bloque 2 Reforzado.



La Figura 64 muestra gráficamente los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivadas) de los entresijos del Bloque 2 Reforzado en las direcciones X e Y, comparadas con los límites normativos por la Norma E.030, donde se pudo apreciar que los resultados no excedieron el valor de distorsión máxima de 0.007 para estructuras con material predominante de concreto armado, siendo estos valores menores al límite permitido. Esto evidenció que los elementos resistentes empleados (Muros de concreto armado) proporcionarían suficiente rigidez para soportar las cargas sísmicas.

Tabla 37

Distorsión de entresijos Dirección X – Bloque 3 Reforzado.

DERIVAS EN X-X (BLOQUE 3 REFORZADO)						
X-X	Elevación	Desplazamiento	R	Deriva	D Lim	Verificación
3 Nivel	3.70	0.0038	5.4	0.0048	0.007	Ok
2 Nivel	3.70	0.0036	5.4	0.0044	0.007	Ok
1 Nivel	4.90	0.0023	5.4	0.0022	0.007	Ok

La Tabla 37 muestra los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivadas) de los entresijos del Bloque 3 Reforzado en la dirección X, donde se pudo apreciar que las distorsiones de entresijo fueron inferiores a las permitidas por la Norma E.030 en el artículo 32, verificándose

con esto que se cumplió con un adecuado control de distorsiones en la dirección X del Bloque 3 Reforzado.

Tabla 38

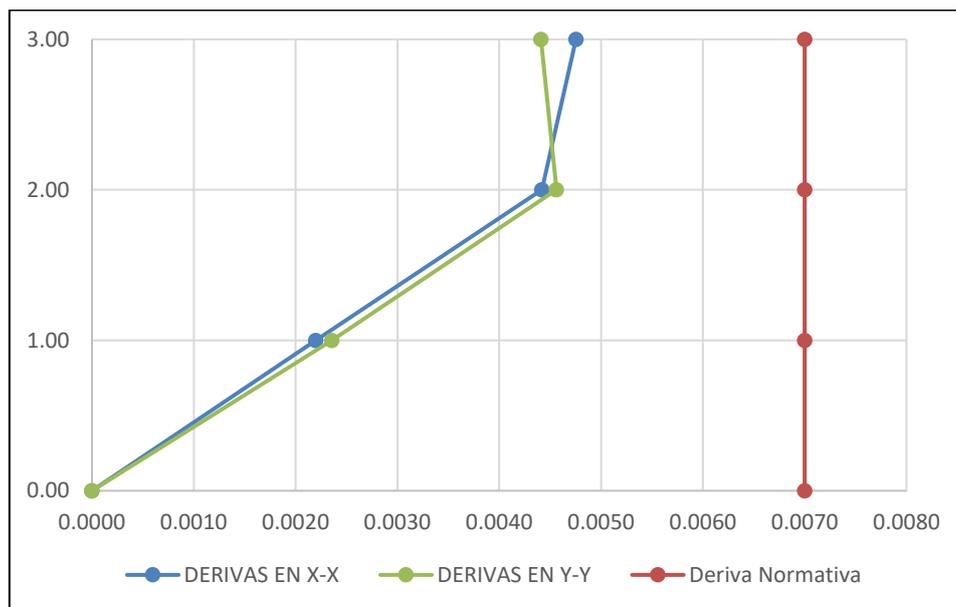
Distorsión de entrepisos Dirección Y – Bloque 3 Reforzado.

DERIVAS EN Y-Y (BLOQUE 3 REFORZADO)						
Y-Y	Elevación	Desplazamiento	R	Deriva	D Lim	Verificación
3 nivel	3.70	0.0096	5.4	0.012	0.007	Ok
2 nivel	3.70	0.0150	5.4	0.019	0.007	Ok
1 nivel	4.90	0.0182	5.4	0.017	0.007	Ok

La Tabla 38 muestra los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivadas) de los entrepisos del Bloque 3 Reforzado en la dirección Y, donde se pudo apreciar que las distorsiones de entrepiso fueron inferiores a las permitidas por la Norma E.030 en el artículo 32, verificándose con esto que se cumplió con un adecuado control de distorsiones en la dirección Y del Bloque 3 Reforzado.

Figura 65

Derivas de Entrepiso del Bloque 3 Reforzado.



La Figura 65 muestra gráficamente los resultados de desplazamientos relativos laterales (derivadas) de los entrepisos del Bloque 3 Reforzado en las direcciones X e Y, comparadas con los

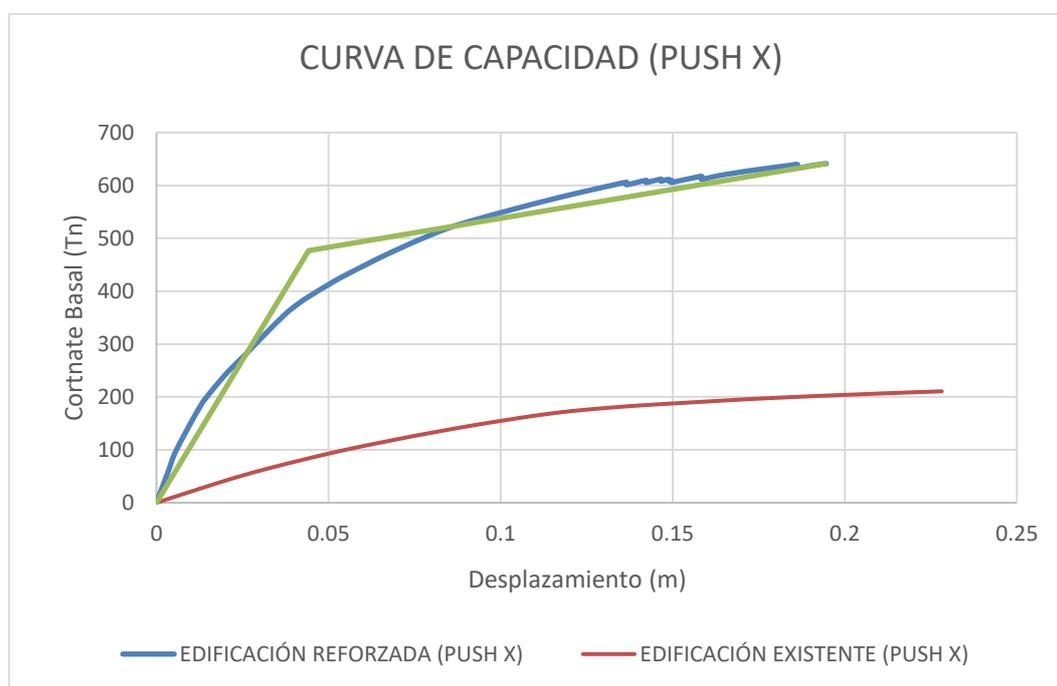
límites normativos por la Norma E.030, donde se pudo apreciar que los resultados no excedieron el valor de distorsión máxima de 0.007 para estructuras con material predominante de concreto armado, siendo estos valores menores al límite permitido. Esto evidenció que los elementos resistentes empleados (Muros de concreto armado) proporcionarían suficiente rigidez para soportar las cargas sísmicas.

4.1.3.1.3. Curvas de Capacidad (Situación Reforzada). Las curvas de capacidad se realizaron para cada dirección. Los resultados que componen la curva se obtuvieron mediante la aplicación de cargas laterales en base a los modos principales de cada dirección. A continuación, se presentan las gráficas de las curvas de capacidad por bloque reforzado:

Curvas de Capacidad del Bloque 1 Reforzado

Figura 66

Curva de capacidad Push X (Bloque 1 Reforzado)

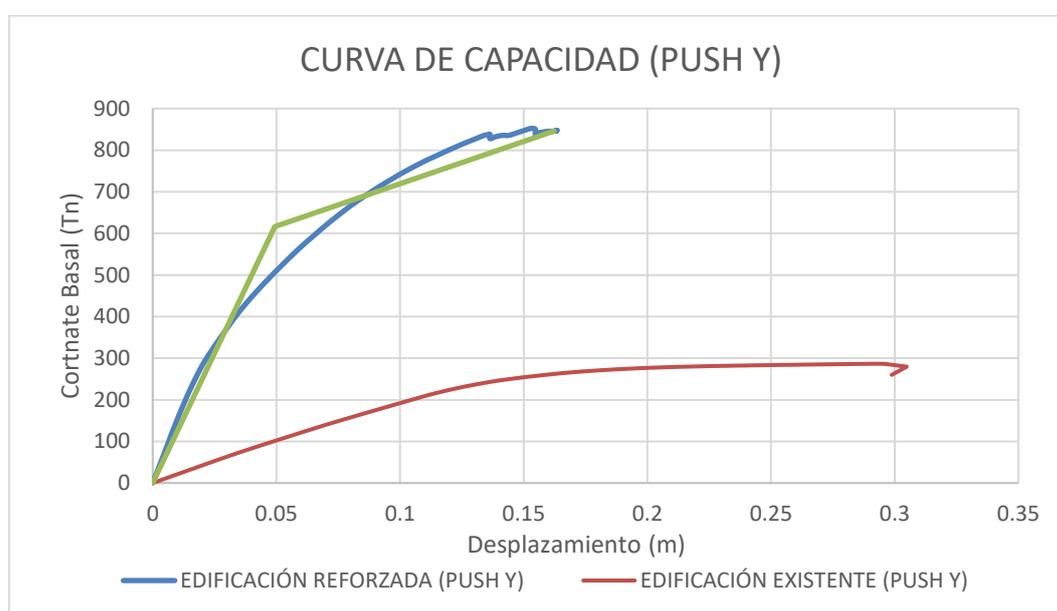


La Figura 66 representó en color azul la curva de capacidad en función del cortante en la base (Tn.) y de desplazamiento (m.) obtenida mediante un análisis Pushover en la dirección X del Bloque 1 Reforzado. En color verde se obtuvo la bilinealización de la curva de capacidad,

pudiendo evidenciar el tramo del comportamiento elástico hasta el punto de fuerza de fluencia de la estructura, mientras que el cambio de pendiente representó la zona plástica hasta el punto de resistencia máxima. Además de ello, en color rojo se representó la curva de capacidad de la misma estructura previa al reforzamiento, pudiendo comparar los resultados con la curva del bloque reforzado, evidenciándose gran diferencia en capacidad de resistencia entre ellas.

Figura 67

Curva de capacidad Push Y (Bloque 1 Reforzado)

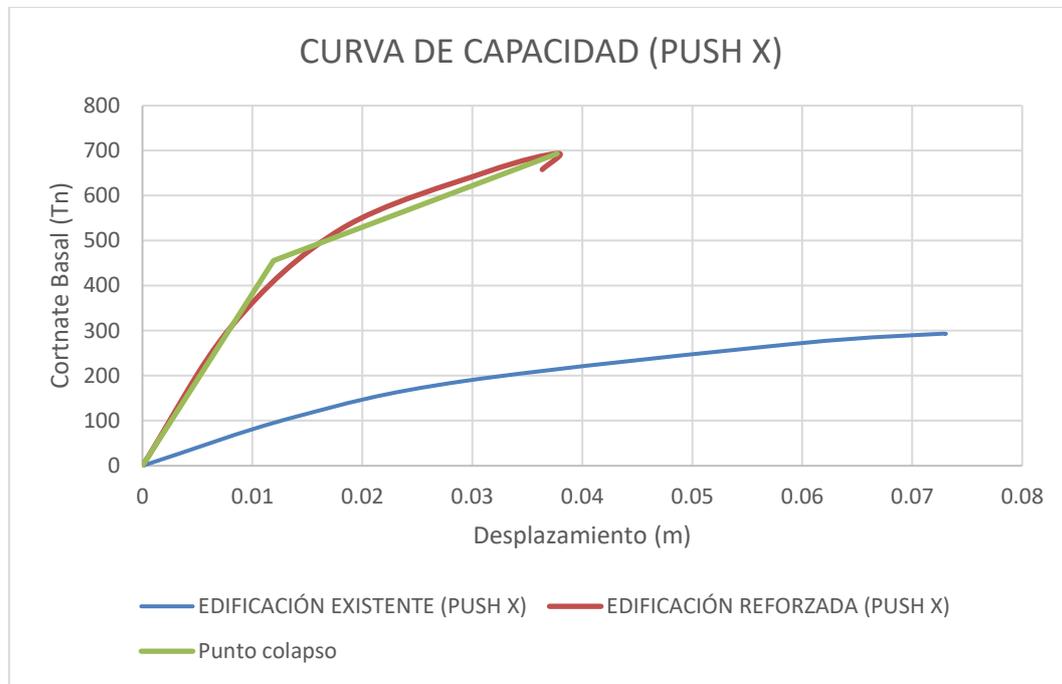


La Figura 67 representó en color azul la curva de capacidad en función del cortante en la base (Tn.) y de desplazamiento (m.) obtenida mediante un análisis Pushover en la dirección Y del Bloque 1 Reforzado. En color verde se obtuvo la bilinealización de la curva de capacidad, pudiendo evidenciar el tramo del comportamiento elástico hasta el punto de fuerza de fluencia de la estructura, mientras que el cambio de pendiente representó la zona plástica hasta el punto de resistencia máxima. Además de ello, en color rojo se representó la curva de capacidad de la misma estructura previa al reforzamiento, pudiendo comparar los resultados con la curva del bloque reforzado, evidenciándose gran diferencia en capacidad de resistencia entre ellas. Si bien la capacidad de ductilidad se ve reducida, la estructura presentó un adecuado comportamiento.

Curvas de Capacidad del Bloque 2 Reforzado

Figura 68

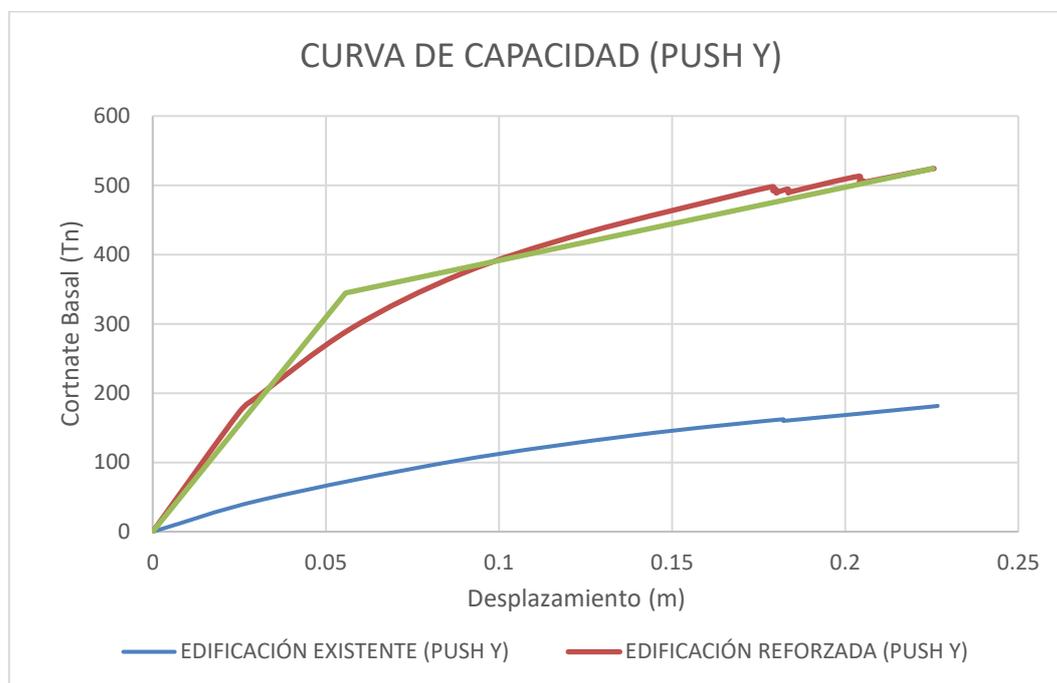
Curva de capacidad Push X (Bloque 2 Reforzado)



La Figura 68 representó en color azul la curva de capacidad en función del cortante en la base (Tn.) y de desplazamiento (m.) obtenida mediante un análisis Pushover en la dirección X del Bloque 2 Reforzado. En color verde se obtuvo la bilinealización de la curva de capacidad, pudiendo evidenciar el tramo del comportamiento elástico hasta el punto de fuerza de fluencia de la estructura, mientras que el cambio de pendiente representó la zona plástica hasta el punto de resistencia máxima. Además de ello, en color rojo se representó la curva de capacidad de la misma estructura previa al reforzamiento, pudiendo comparar los resultados con la curva del bloque reforzado, evidenciándose gran diferencia en capacidad de resistencia entre ellas. Si bien la capacidad de ductilidad se ve reducida, la estructura presentó un adecuado comportamiento.

Figura 69

Curva de capacidad Push Y (Bloque 2 Reforzado)

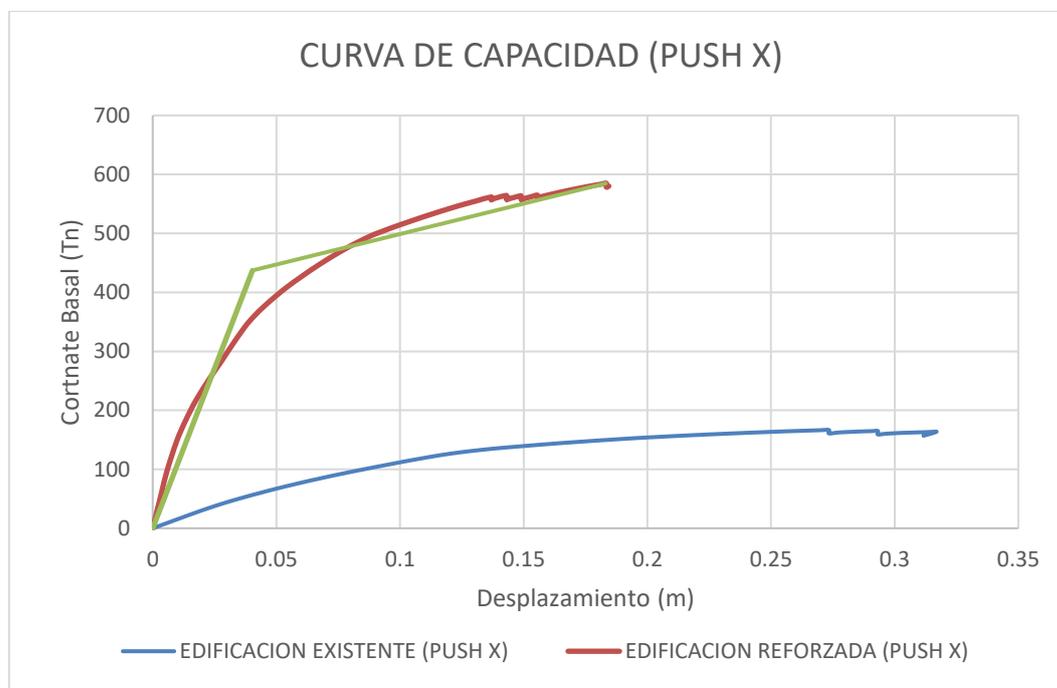


La Figura 69 representó en color azul la curva de capacidad en función del cortante en la base (Tn.) y de desplazamiento (m.) obtenida mediante un análisis Pushover en la dirección Y del Bloque 2 Reforzado. En color verde se obtuvo la bilinealización de la curva de capacidad, pudiendo evidenciar el tramo del comportamiento elástico hasta el punto de fuerza de fluencia de la estructura, mientras que el cambio de pendiente representó la zona plástica hasta el punto de resistencia máxima. Además de ello, en color rojo se representó la curva de capacidad de la misma estructura previa al reforzamiento, pudiendo comparar los resultados con la curva del bloque reforzado, evidenciándose gran diferencia en capacidad de resistencia entre ellas.

Curvas de Capacidad del Bloque 3 Reforzado

Figura 70

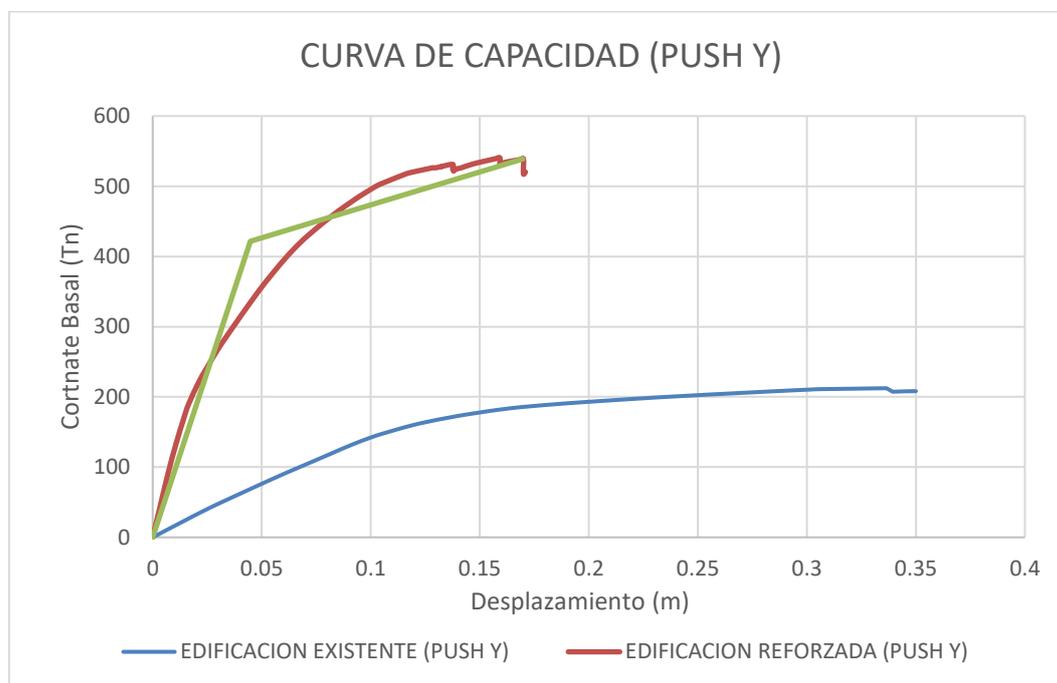
Curva de capacidad Push X (Bloque 3 Reforzado)



La Figura 70 representó en color azul la curva de capacidad en función del cortante en la base (Tn.) y de desplazamiento (m.) obtenida mediante un análisis Pushover en la dirección X del Bloque 3 Reforzado. En color verde se obtuvo la bilinealización de la curva de capacidad, pudiendo evidenciar el tramo del comportamiento elástico hasta el punto de fuerza de fluencia de la estructura, mientras que el cambio de pendiente representó la zona plástica hasta el punto de resistencia máxima. Además de ello, en color rojo se representó la curva de capacidad de la misma estructura previa al reforzamiento, pudiendo comparar los resultados con la curva del bloque reforzado, evidenciándose gran diferencia en capacidad de resistencia entre ellas. Si bien la capacidad de ductilidad se ve reducida, la estructura presentó un adecuado comportamiento.

Figura 71

Curva de capacidad Push Y (Bloque 3 Reforzado)



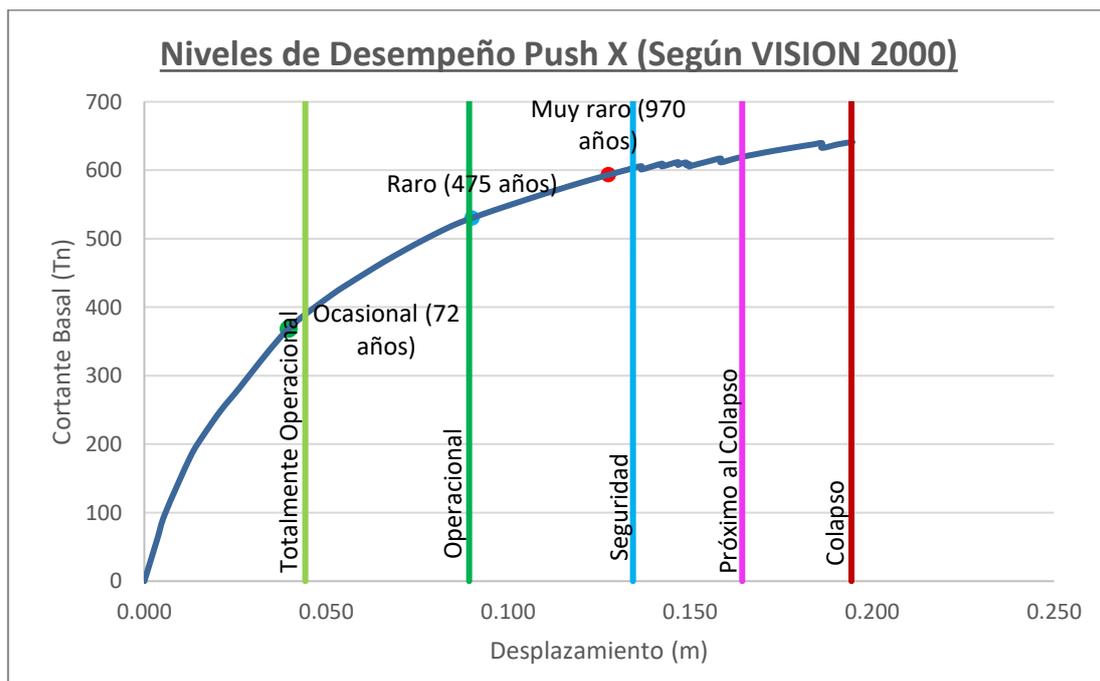
La Figura 71 representó en color azul la curva de capacidad en función del cortante en la base (Tn.) y de desplazamiento (m.) obtenida mediante un análisis Pushover en la dirección X del Bloque 1 Reforzado. En color verde se obtuvo la bilinealización de la curva de capacidad, pudiendo evidenciar el tramo del comportamiento elástico hasta el punto de fuerza de fluencia de la estructura, mientras que el cambio de pendiente representó la zona plástica hasta el punto de resistencia máxima. Además de ello, en color rojo se representó la curva de capacidad de la misma estructura previa al reforzamiento, pudiendo comparar los resultados con la curva del bloque reforzado, evidenciándose gran diferencia en capacidad de resistencia entre ellas. Si bien la capacidad de ductilidad se ve reducida, la estructura presentó un adecuado comportamiento con dichos niveles de desplazamiento.

4.1.3.2. Resultados de Obtención de Niveles y Verificación de Objetivos de Desempeño según VISION 2000 (Situación Reforzada). Luego de obtener las curvas de capacidad y los desplazamientos objetivos de la edificación reforzada, se verificó el cumplimiento de los objetivos de desempeño elegidos según la normativa VISION 2000 (Tabla 6). Estos datos se interpretaron en gráficas, donde pudimos ubicar el nivel de desempeño de la edificación según lo mencionado anteriormente.

4.1.3.2.1. Obtención de Niveles y Verificación de los Objetivos de Desempeño del Bloque 1 Reforzado.

Figura 72

Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 1)



La Figura 72 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por el Comité VISION 2000 para un caso de carga de Push X en el Bloque 1 Reforzado, pudiendo apreciar que en el Sismo Ocasional se obtuvo un nivel de desempeño Totalmente Operacional, en el Sismo Raro se obtuvo un nivel de desempeño Operacional, mientras que en el sismo Muy Raro se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad.

Tabla 39

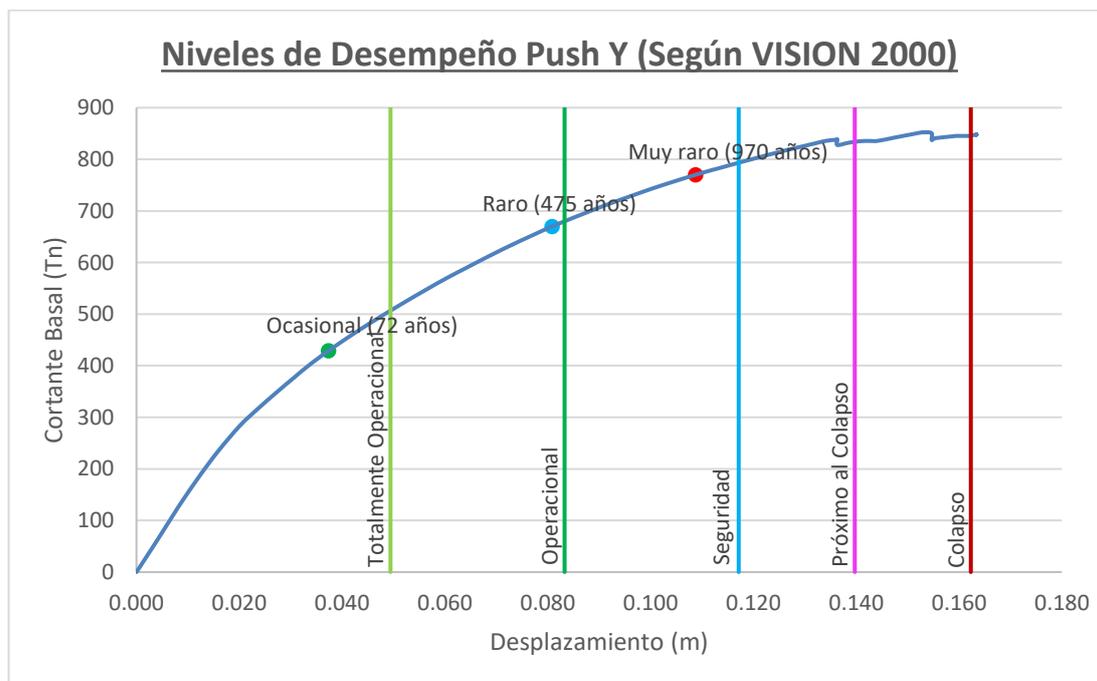
Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 1 Reforzado)

Sismo	Objetivo de desempeño VISION 2000	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
Ocasional (72 años)	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Cumple
Raro (475 años)	Operacional	Operacional	Cumple
Muy raro (970 años)	Seguridad	Seguridad	Cumple

En la Tabla 39 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos de VISION 2000, donde se evidenció que la estructura del Bloque 1 reforzado cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para todos los niveles de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico adecuado en la dirección de análisis X.

Figura 73

Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 1 Reforzado)



La Figura 73 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por el Comité VISION 2000 para un caso de carga de Push Y en el Bloque 1 Reforzado, pudiendo apreciar que en el Sismo Ocasional se obtuvo un nivel de desempeño Totalmente Operacional, en el Sismo Raro se obtuvo un nivel de desempeño Operacional, mientras que en el sismo Muy Raro se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad.

Tabla 40

Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 1 Reforzado)

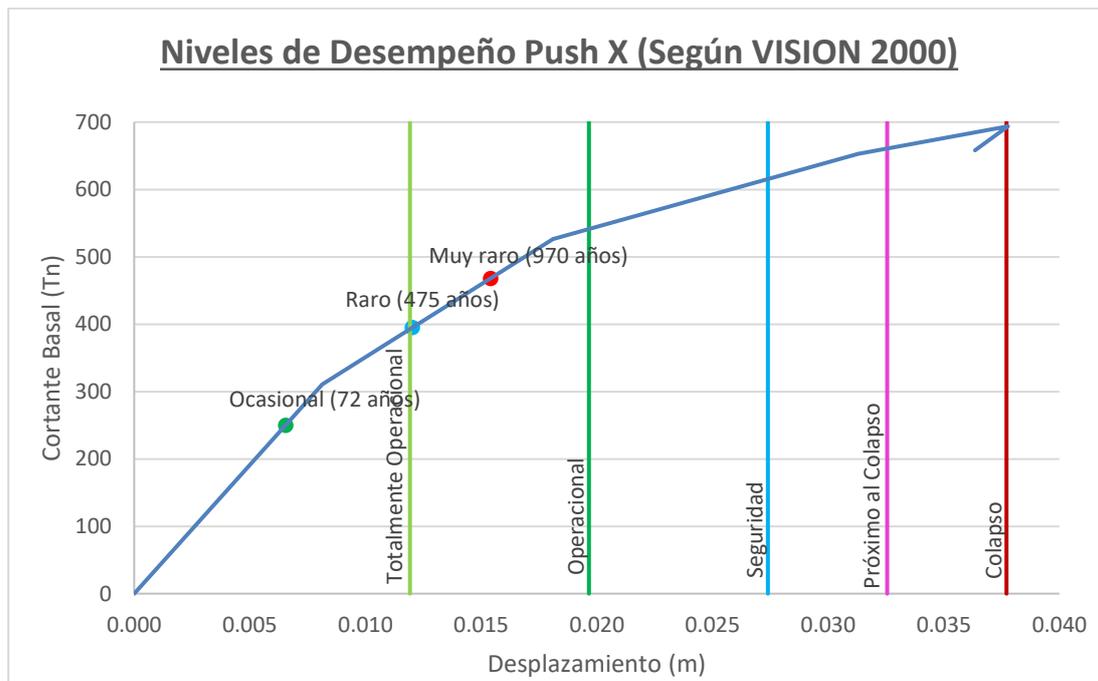
Sismo	Objetivo de desempeño VISION 2000	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
Ocasional (72 años)	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Cumple
Raro (475 años)	Operacional	Operacional	Cumple
Muy raro (970 años)	Seguridad	Seguridad	Cumple

En la Tabla 40 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos de VISION 2000, donde se evidenció que la estructura del Bloque 1 reforzada cumplió con todos los objetivos de desempeño requeridos para cada nivel de amenaza, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico adecuado en la dirección de análisis Y.

4.1.3.2.2. *Obtención de Niveles y Verificación de los Objetivos de Desempeño del Bloque 2 Reforzado.*

Figura 74

Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 2 Reforzado)



La Figura 74 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por el Comité VISION 2000 para un caso de carga de Push X en el Bloque 2 Reforzado, pudiendo apreciar que en el Sismo Ocasional se obtuvo un nivel de desempeño Totalmente Operacional, en el Sismo Raro se obtuvo un nivel de desempeño Operacional, mientras que en el sismo Muy Raro se obtuvo un nivel de desempeño Operacional.

Tabla 41

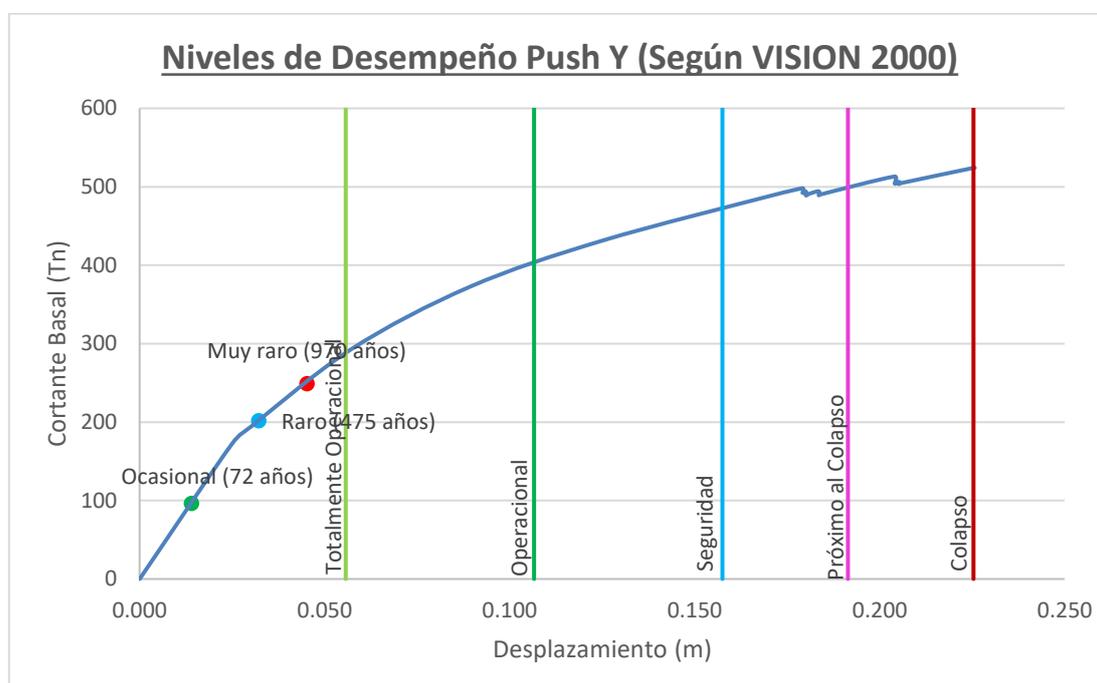
Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 2 Reforzado)

Sismo	Objetivo de desempeño VISION 2000	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
Ocasional (72 años)	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Cumple
Raro (475 años)	Operacional	Operacional	Cumple
Muy raro (970 años)	Seguridad	Operacional	Cumple

En la Tabla 41 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos de VISION 2000, donde se evidenció que la estructura del Bloque 2 reforzado cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para todos los niveles de amenaza expuestos en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico adecuado en la dirección de análisis X.

Figura 75

Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 2 Reforzado)



La Figura 75 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por el Comité VISION 2000 para un caso de carga de Push Y en el Bloque 2 Reforzado, pudiendo apreciar que en el Sismo Ocasional se obtuvo un nivel de desempeño Totalmente Operacional, en el Sismo Raro se obtuvo un nivel de desempeño Totalmente Operacional, mientras que en el sismo Muy Raro se obtuvo un nivel de desempeño Totalmente Operacional.

Tabla 42

Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 2)

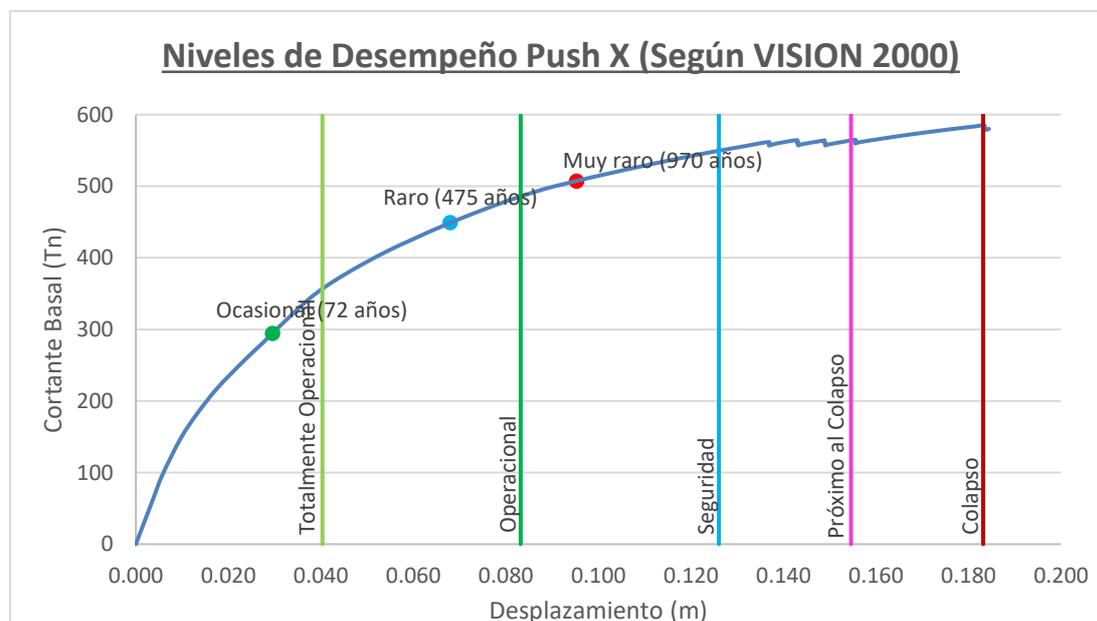
Sismo	Objetivo de desempeño VISION 2000	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
Ocasional (72 años)	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Cumple
Raro (475 años)	Operacional	Totalmente operacional	Cumple
Muy raro (970 años)	Seguridad	Totalmente operacional	Cumple

En la Tabla 42 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos de VISION 2000, donde se evidenció que la estructura del Bloque 2 reforzada cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para cada nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico adecuado en la dirección de análisis Y.

4.1.3.2.3. Obtención de Niveles y Verificación de los Objetivos de Desempeño del Bloque 3 Reforzado.

Figura 76

Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 3 Reforzado)



La Figura 76 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por el Comité VISION 2000 para un caso de carga de Push X en el Bloque 3 Reforzado, pudiendo apreciar que en el Sismo Ocasional se obtuvo un nivel de desempeño Totalmente Operacional, en el Sismo Raro se obtuvo un nivel de desempeño Operacional, mientras que en el sismo Muy Raro se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad.

Tabla 43

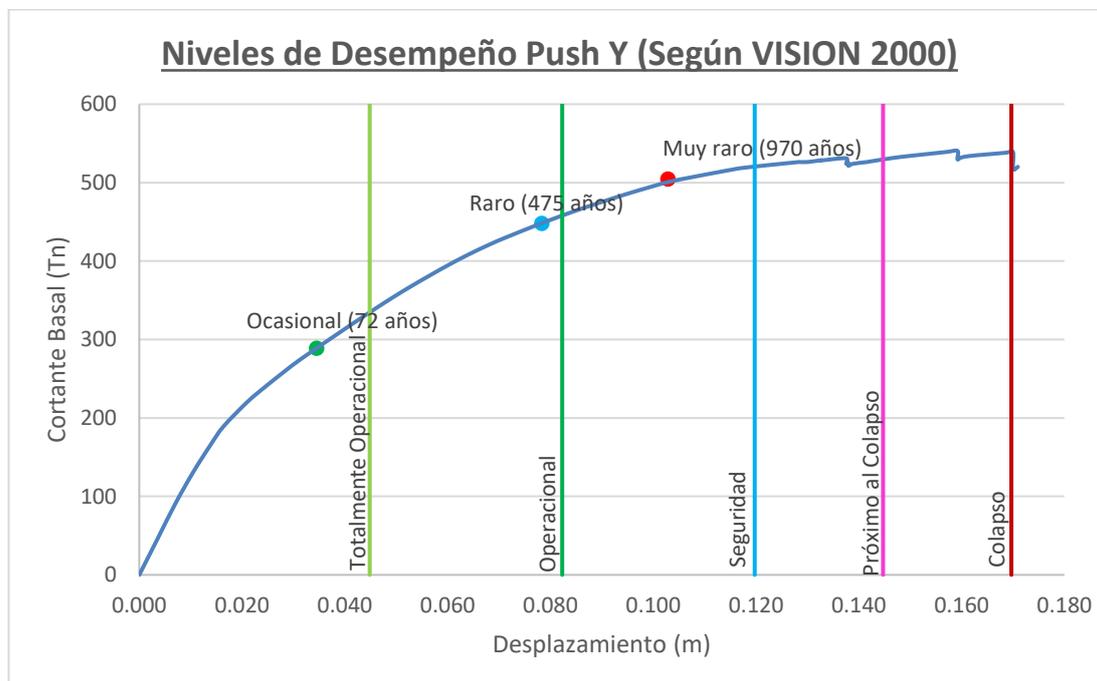
Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push X, Bloque 3 Reforzado)

Sismo	Objetivo de desempeño VISION 2000	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
Ocasional (72 años)	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Cumple
Raro (475 años)	Operacional	Operacional	Cumple
Muy raro (970 años)	Seguridad	Seguridad	Cumple

En la Tabla 43 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos de VISION 2000, donde se evidenció que la estructura del Bloque 3 reforzado cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para cada nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico adecuado en la dirección de análisis X.

Figura 77

Niveles de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 3 Reforzado)



La Figura 77 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por el Comité VISION 2000 para un caso de carga de Push Y en el Bloque 3 Reforzado, pudiendo apreciar que en el Sismo Ocasional se obtuvo un nivel de desempeño Totalmente Operacional, en el Sismo Raro se obtuvo un nivel de desempeño Operacional, mientras que en el sismo Muy Raro se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad.

Tabla 44

Verificación de los objetivos de desempeño según VISION 2000 (Push Y, Bloque 3)

Sismo	Objetivo de desempeño VISION 2000	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
Ocasional (72 años)	Totalmente operacional	Totalmente operacional	Cumple
Raro (475 años)	Operacional	Operacional	Cumple
Muy raro (970 años)	Seguridad	Seguridad	Cumple

En la Tabla 44 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos de VISION 2000, donde se evidenció que la estructura del Bloque 3 reforzado cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para cada nivel de amenaza

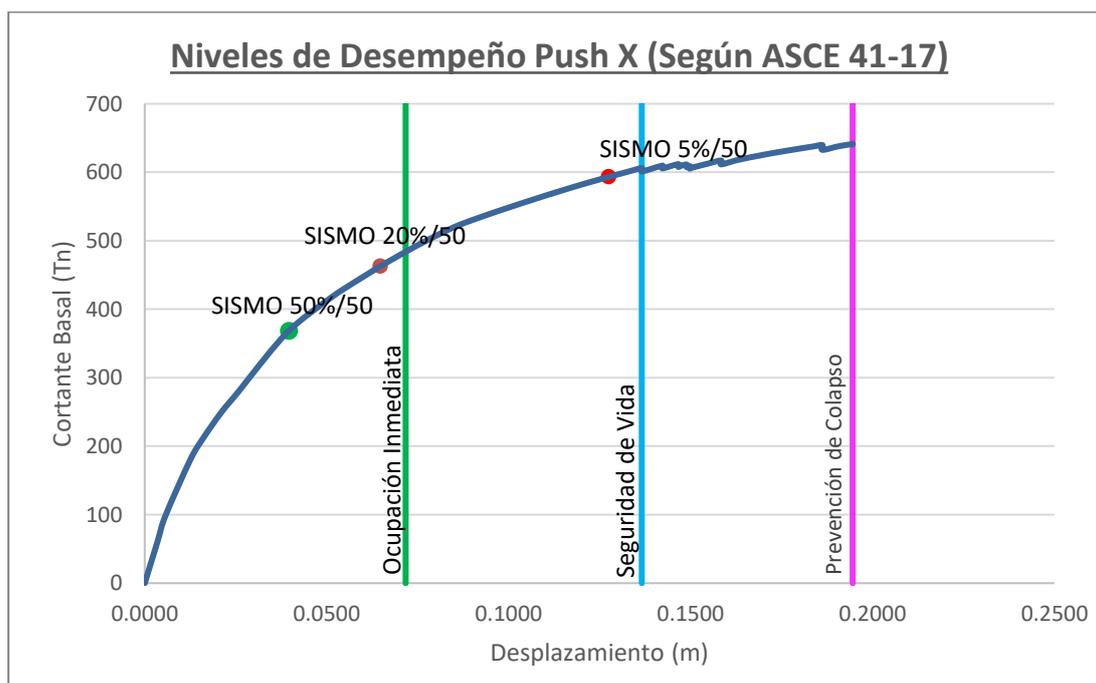
expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico adecuado en la dirección de análisis Y.

4.1.3.3. Resultados de Obtención de Niveles y Verificación de Objetivos de Desempeño según ASCE 41-17 (Situación Reforzamiento). Luego de obtener las curvas de capacidad y los desplazamientos objetivos, se verificaron el cumplimiento de los objetivos de desempeño elegidos según el ASCE 41-17 (Tabla 7).

4.1.3.3.1. Obtención de Niveles y Verificación de los Objetivos de Desempeño del Bloque 1 Reforzado.

Figura 78

Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 1 Reforzado)



La Figura 78 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por ASCE 41-17 para un caso de carga de Push X en el Bloque 1 Reforzado, pudiendo apreciar que en el Sismo 50%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, en el Sismo 20%/20 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, mientras que en el Sismo 5%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Tabla 45

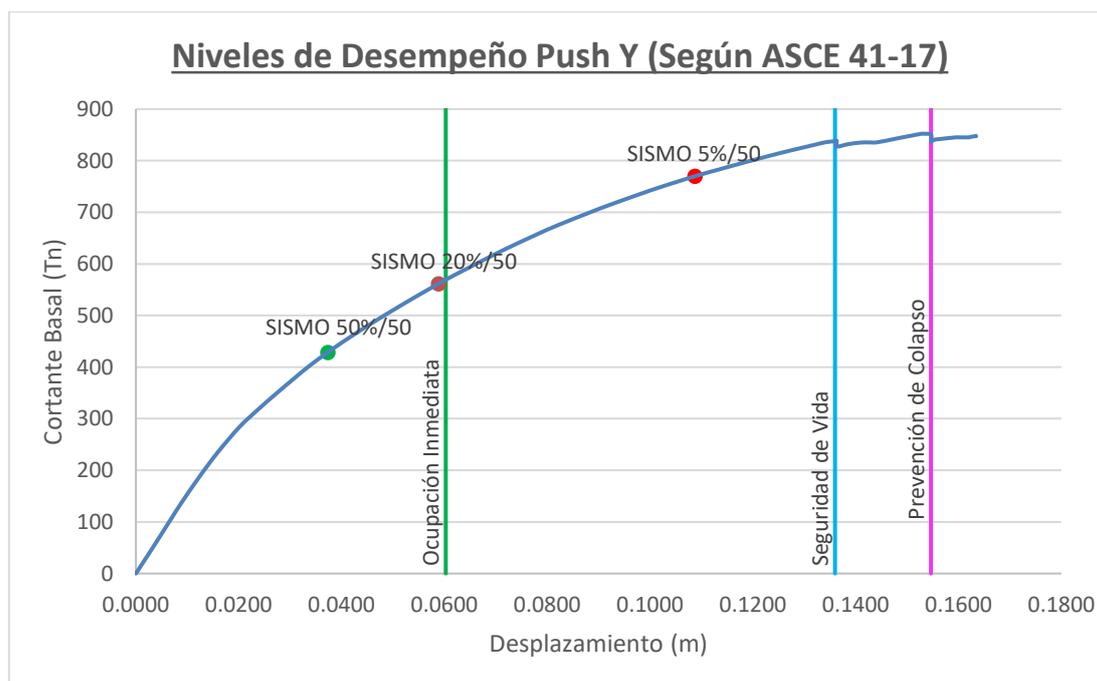
Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 1 Reforzado)

Sismo	Objetivo de desempeño ASCE 41-17	Nivel de Desempeño Estructural	Nivel de Desempeño No Estructural	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
50%/ 50 años	Operacional	Ocupación Inmediata	Operacional	Operacional	Cumple
20%/ 50 años	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Cumple
5%/ 50 años	Seguridad de vida	Seguridad de vida	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Cumple

En la Tabla 45 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17, donde se evidenció que la estructura del Bloque 1 reforzado cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para cada nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico adecuado en la dirección de análisis X.

Figura 79

Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 1 Reforzado)



La Figura 79 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por ASCE 41-17 para un caso de carga de Push Y en el Bloque 1 Reforzado, pudiendo apreciar que en el Sismo 50%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, en el Sismo 20%/20 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, mientras que en el Sismo 5%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Tabla 46

Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 1)

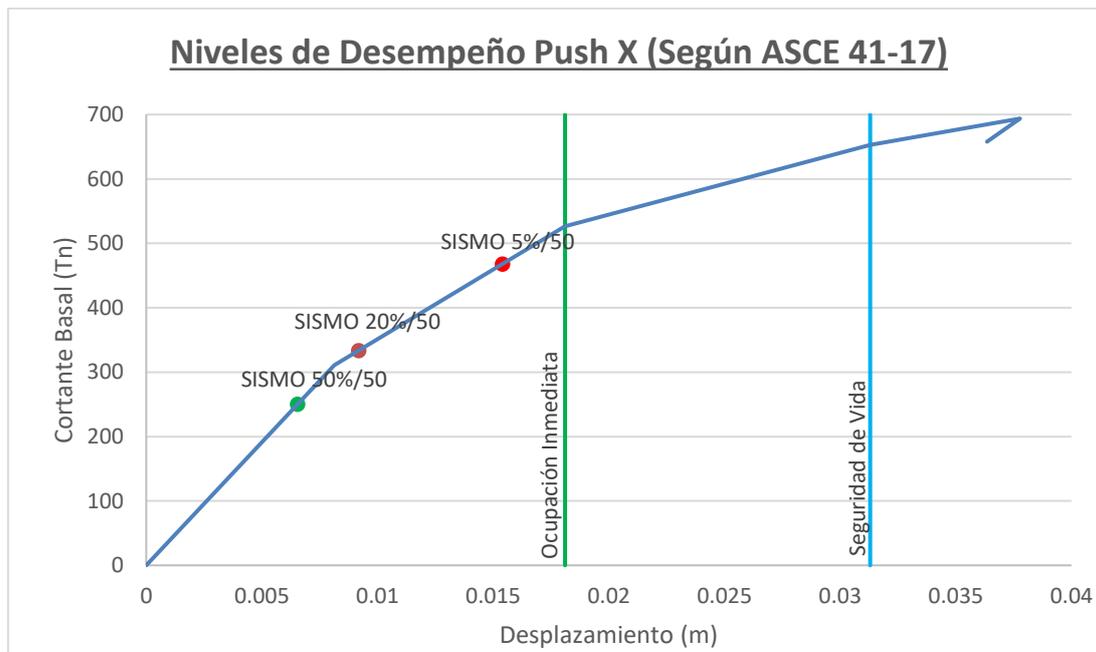
Sismo	Objetivo de desempeño ASCE 41-17	Nivel de Desempeño Estructural	Nivel de Desempeño No Estructural	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
50%/ 50 años	Operacional	Ocupación Inmediata	Operacional	Operacional	Cumple
20%/ 50 años	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Cumple
5%/ 50 años	Seguridad de vida	Seguridad de vida	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Cumple

En la Tabla 46 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17, donde se evidenció que la estructura del Bloque 1 reforzado cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para cada nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico adecuado en la dirección de análisis Y.

4.1.3.3.2. *Obtención de Niveles y Verificación de los Objetivos de Desempeño del Bloque 2 Reforzado.*

Figura 80

Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 2 Reforzado)



La Figura 80 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por ASCE 41-17 para un caso de carga de Push X en el Bloque 2 Reforzado, pudiendo apreciar que en el Sismo 50%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, en el Sismo 20%/20 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, mientras que en el Sismo 5%/50 también se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Tabla 47

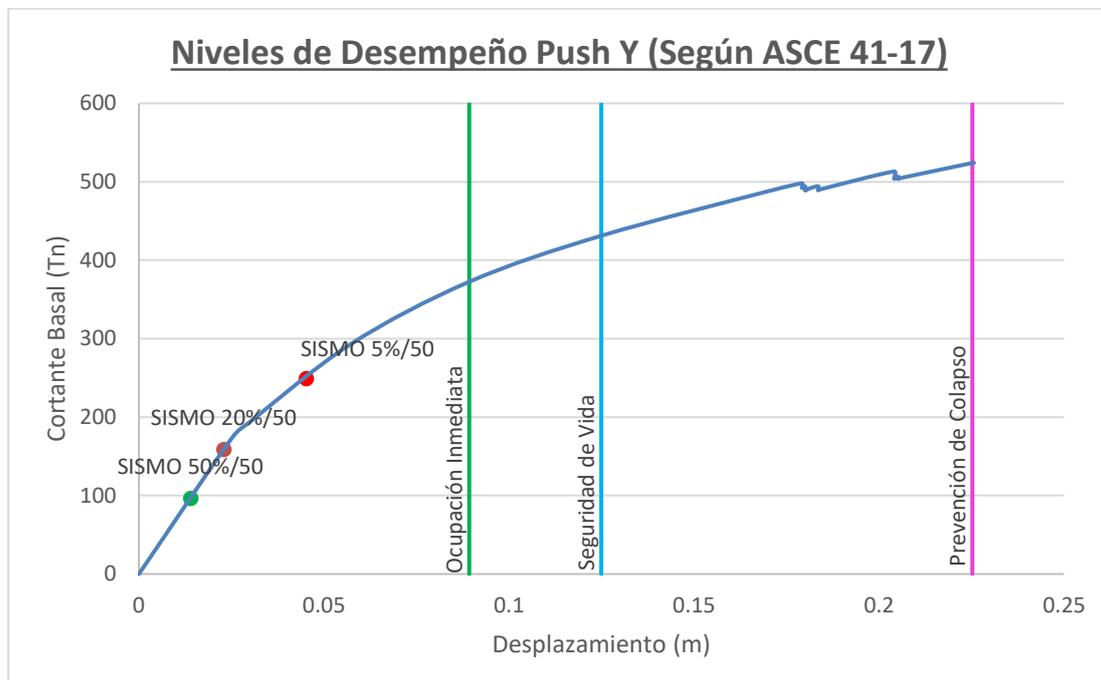
Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 2 Reforzado)

Sismo	Objetivo de desempeño ASCE 41-17	Nivel de Desempeño Estructural	Nivel de Desempeño No Estructural	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
50%/ 50 años	Operacional	Ocupación Inmediata	Operacional	Operacional	Cumple
20%/ 50 años	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Cumple
5%/ 50 años	Seguridad de vida	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Cumple

En la Tabla 47 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17, donde se evidenció que la estructura del Bloque 2 reforzado cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para cada nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico adecuado en la dirección de análisis X.

Figura 81

Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 2 Reforzado)



La Figura 81 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por ASCE 41-17 para un caso de carga de Push Y en el Bloque 2 Reforzado, pudiendo apreciar que en el Sismo 50%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, en el Sismo 20%/20 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, mientras que en el Sismo 5%/50 también se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Tabla 48

Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 2 Reforzado)

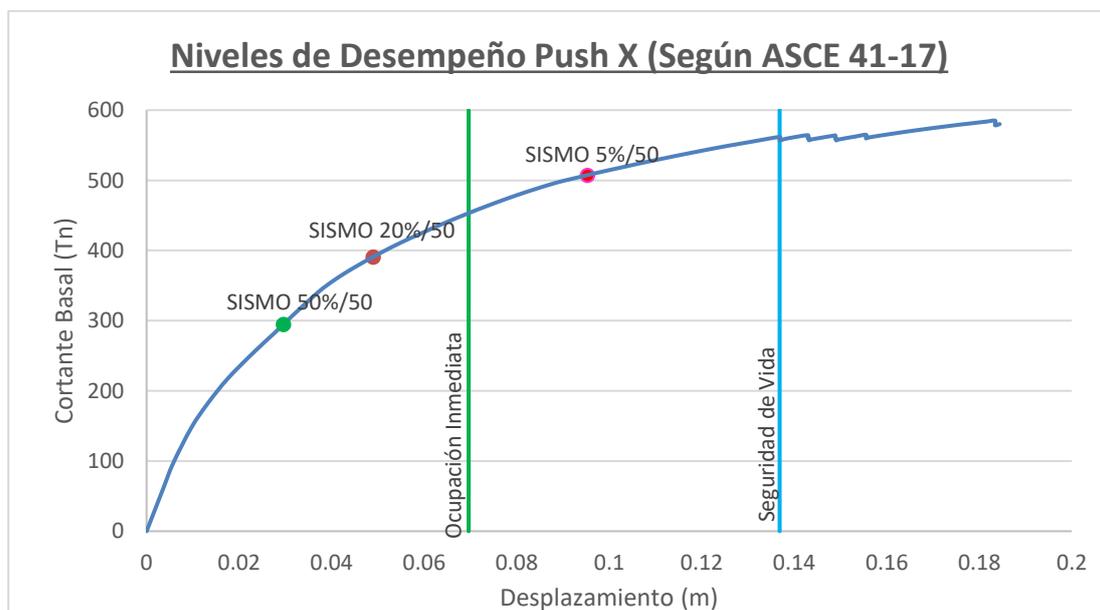
Sismo	Objetivo de desempeño ASCE 41-17	Nivel de Desempeño Estructural	Nivel de Desempeño No Estructural	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
50%/ 50 años	Operacional	Ocupación Inmediata	Operacional	Operacional	Cumple
20%/ 50 años	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Cumple
5%/ 50 años	Seguridad de vida	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Cumple

En la Tabla 48 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17, donde se evidenció que la estructura del Bloque 2 reforzado cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para cada nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico adecuado en la dirección de análisis Y.

4.1.3.3.3. Obtención de Niveles y Verificación de los Objetivos de Desempeño del Bloque 3 Reforzado.

Figura 82

Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 3 Reforzado)



La Figura 82 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por ASCE 41-17 para un caso de carga de Push X en el Bloque 3 Reforzado, pudiendo apreciar que en el Sismo 50%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, en el Sismo 20%/20 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, mientras que en el Sismo 5%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Tabla 49

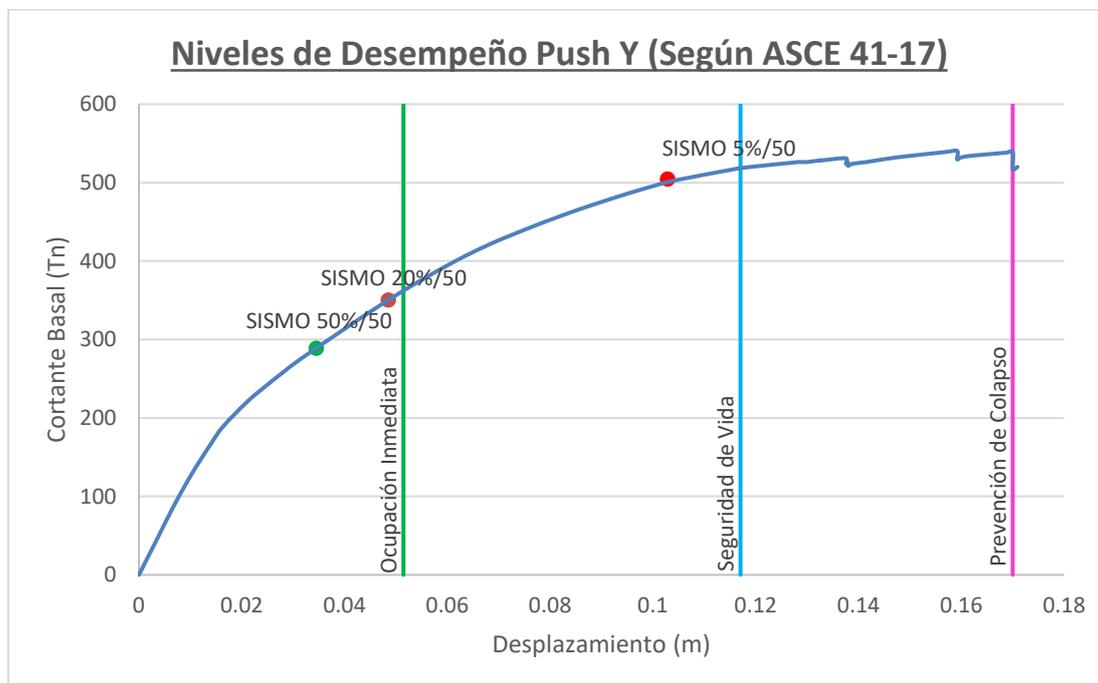
Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push X, Bloque 3 Reforzado)

Sismo	Objetivo de desempeño ASCE 41-17	Nivel de Desempeño Estructural	Nivel de Desempeño No Estructural	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
50%/ 50 años	Operacional	Ocupación Inmediata	Operacional	Operacional	Cumple
20%/ 50 años	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Cumple
5%/ 50 años	Seguridad de vida	Seguridad de vida	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Cumple

En la Tabla 49 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17, donde se evidenció que la estructura del Bloque 3 reforzado cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para cada nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico adecuado en la dirección de análisis X.

Figura 83

Niveles de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 3 Reforzado)



La Figura 83 mostró el nivel de desempeño obtenido con los niveles de amenaza propuestos por ASCE 41-17 para un caso de carga de Push Y en el Bloque 3 Reforzado, pudiendo apreciar que en el Sismo 50%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, en el Sismo 20%/20 se obtuvo un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, mientras que en el Sismo 5%/50 se obtuvo un nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Tabla 50

Verificación de los objetivos de desempeño según ASCE 41-17 (Push Y, Bloque 3 Reforzado)

Sismo	Objetivo de desempeño ASCE 41-17	Nivel de Desempeño Estructural	Nivel de Desempeño No Estructural	Objetivo de desempeño obtenido	Verificación
50%/ 50 años	Operacional	Ocupación Inmediata	Operacional	Operacional	Cumple
20%/ 50 años	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata	Cumple
5%/ 50 años	Seguridad de vida	Seguridad de vida	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Cumple

En la Tabla 50 se realizó la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño siguiendo los requerimientos del ASCE 41-17, donde se evidenció que la estructura del Bloque 3 reforzado cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para cada nivel de amenaza expuesta en la normativa mencionada, lo cual significa que el bloque presentó un desempeño sísmico adecuado en la dirección de análisis Y.

4.1.4. Contratación de Hipótesis

La hipótesis de la presente investigación se centró en demostrar si la afirmación planteada de que los niveles de desempeño sísmico del edificio de laboratorios la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa no cumplirá con los parámetros establecidos según el Comité VISION 2000 y ASCE 41-17.

Luego de obtener los resultados del análisis del edificio en su situación existente pudimos comprobar (Ver Tablas 51 y 52) que este no cumplió satisfactoriamente los parámetros establecidos según el Comité VISION 2000 y ASCE 41-17. Esta prueba de hipótesis se hizo posible gracias a la recopilación de información necesaria para poder validar la afirmación inicial. Posteriormente, se pudo evidenciar que fue necesario realizar una propuesta de reforzamiento teniendo en cuenta los objetivos de desempeño seleccionados para cada guía utilizada, teniendo como resultado (Ver Tablas 53 y 54) que estas finalmente si poseen los niveles de desempeño sísmico necesarios según el Comité VISION 2000 y ASCE 41-17.

Tabla 51

Resumen de resultados de la Situación Actual según ASCE 41-17

Bloque / Dirección Analizado	50%/ 50 años	20%/ 50 años	5%/ 50 años
Bloque 1 - Push X	No cumple	No cumple	No cumple
Bloque 1 - Push Y	No cumple	No cumple	No cumple
Bloque 2 - Push X	No cumple	Cumple	No cumple
Bloque 2 - Push Y	Cumple	No cumple	No cumple
Bloque 3 - Push X	Cumple	No cumple	No cumple
Bloque 3 - Push Y	No cumple	No cumple	No cumple

Tabla 52
Resumen de resultados de la Situación Actual según VISION 2000

Bloque / Dirección Analizado	Ocasional (72 años)	Raro (475 años)	Muy raro (970 años)
Bloque 1 - Push X	No cumple	No cumple	No cumple
Bloque 1 - Push Y	Cumple	No cumple	No cumple
Bloque 2 - Push X	No cumple	No cumple	No cumple
Bloque 2 - Push Y	No cumple	No cumple	No cumple
Bloque 3 - Push X	No cumple	No cumple	No cumple
Bloque 3 - Push Y	No cumple	No cumple	No cumple

Tabla 53
Resumen de resultados de la Situación Reforzada según VISION 2000

Bloque / Dirección Analizado	Ocasional (72 años)	Raro (475 años)	Muy raro (970 años)
Bloque 1 - Push X	Cumple	Cumple	Cumple
Bloque 1 - Push Y	Cumple	Cumple	Cumple
Bloque 2 - Push X	Cumple	Cumple	Cumple
Bloque 2 - Push Y	Cumple	Cumple	Cumple
Bloque 3 - Push X	Cumple	Cumple	Cumple
Bloque 3 - Push Y	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla 54
Resumen de resultados de la Situación Reforzada según ASCE 41-17

Bloque / Dirección Analizado	50%/ 50 años	20%/ 50 años	5%/ 50 años
Bloque 1 - Push X	Cumple	Cumple	Cumple
Bloque 1 - Push Y	Cumple	Cumple	Cumple
Bloque 2 - Push X	Cumple	Cumple	Cumple
Bloque 2 - Push Y	Cumple	Cumple	Cumple
Bloque 3 - Push X	Cumple	Cumple	Cumple
Bloque 3 - Push Y	Cumple	Cumple	Cumple

Por lo tanto, se acepta la H0 (Hipótesis Nula) la cual indica que los niveles de desempeño sísmicos obtenidos no serán satisfactorios para el cumplimiento de los objetivos de desempeño seleccionados según el Comité VISION 2000 y ASCE 41-17, para el edificio de laboratorios la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa.

4.2. Discusiones

La hipótesis inicial fue confirmada por los resultados de la investigación, los cuales demostraron que, para cada nivel de amenaza establecido por el comité VISION 2000 y ASCE 41-17, los niveles de desempeño de cada sección del edificio de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa fueron inferiores a los requeridos por ambas normativas para garantizar un adecuado comportamiento estructural ante las sollicitaciones sísmicas a las que podría someterse el edificio.

Debido a que los resultados de este estudio determinaron que, ningún bloque del edificio de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa cumplió con los requisitos expuestos en la Norma de diseño sísmico peruana vigente (NTP E.030-2018), se incumplió con los requerimientos del Artículo 17, que hace referencia a los sistemas estructurales permitidos según la categoría de cada edificación, siendo los bloques en análisis de categoría A2, en la cual no se permiten sistemas estructurales a base de pórticos de concreto armado (el cual se utilizó en los bloques 1 y 3), incumpliendo también los requerimientos del Artículo 21, que hace referencia a las restricciones de irregularidad de acuerdo a la categoría de cada estructura, por lo que, para estructuras catalogadas como A2 en una zona sísmica 4, no se permiten irregularidades (presentando irregularidades los 3 bloques). Además, se incumplió también los requerimientos del capítulo V (Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad), específicamente el Artículo 32, que hace referencia a los desplazamientos laterales relativos admisibles en función del material predominante, llegándose a obtener en los resultados valores de hasta 4.5 veces más de las derivas de entrepiso permitidas para estructuras con un material predominante de concreto armado (0.007).

Debido a que al no cumplir ni con los objetivos de desempeño expuestos en el comité VISION 2000 y ASCE 41-17 ni con los parámetros de la norma de diseño sísmico peruana vigente (NTP E. 030-2018), surgió la necesidad de mejorar el desempeño estructural de todos los bloques del

edificio de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa, para ello se propusieron procedimientos de reforzamiento estructural, adecuando los elementos existentes a dimensiones mayores y con cuantías de acero de refuerzo incrementadas, y se incluyeron también nuevos elementos estructurales (placas o muros de corte), con la intención de cumplir con todos los requisitos expuestos en la Norma de diseño sísmico peruana vigente (NTP E. 030-2018) y con los objetivos de desempeño expuestos en el comité VISION 2000 y en ASCE 41-17, asegurando así un adecuado comportamiento estructural de cada bloque analizado y garantizando la integridad física de las personas usuarias de la estructura.

Según la investigación de Castillo y Fournier (2021) sobre el desempeño sísmico de la I.E.I. N° 652-02 Santa Rosa de Lima en Villa el Salvador, Lima Metropolitana, se determinaron los niveles de desempeño sísmico que podrían resultar de los distintos niveles de amenaza sísmica según el código ASCE 41-13, aplicado al pabellón de aulas N° 01 de la misma institución. Esta edificación es similar a la estudiada, tanto en la categoría de esencial (Categoría A2), en los sistemas estructurales y materiales predominantes, como en la zonificación sísmica (Zona 4). Los investigadores concluyeron que, tanto para la dirección X-X como para la dirección Y-Y, los sismos de 50%/50 años, BSE-1 20%/50 años y BSE-2 5%/50 años resultarían en desempeños deficientes según los criterios de ASCE 41-13. Por lo tanto, propusieron la elaboración de un plan de refuerzo y adecuación, coincidiendo con los resultados de la presente investigación para cada bloque analizado con los criterios de ASCE 41-17. Es importante destacar que, aunque en este estudio se verificó el desempeño sísmico considerando tanto elementos estructurales como no estructurales, Castillo y Fournier solo verificaron desempeños estructurales. Sin embargo, también encontraron desempeños deficientes para los sismos mencionados, con excepción del Bloque 2 en la dirección X-X para un sismo BSE-1 20%/50 años, y el Bloque 3 en la dirección X-X para un sismo de 50%/50 años. Estos resultados llevaron a la necesidad de proponer un plan de refuerzo estructural adicional.

Según Briceño y Ordoñez (2018), en su investigación sobre el desempeño sísmico del pabellón "C" de la I.E. N°88047 Augusto Salazar Bondy, se comparó el desempeño sísmico de los módulos del pabellón con los objetivos de desempeño esperados para identificar la necesidad de reforzamiento estructural. Utilizaron un análisis no lineal estático y consideraron los parámetros de las normas técnicas E.030-2006 y E.030-2016. Ambos módulos (Módulo 1 y Módulo 2) son estructuras muy similares a las analizadas en la presente investigación, tanto en años de antigüedad, categoría de edificación (Categoría A2), zonificación sísmica (Zona 4) y ubicación (Nuevo Chimbote). Briceño y Ordoñez concluyeron que el Módulo 2, según los objetivos expuestos en VISION 2000, no cumplió con dichas exigencias para garantizar un adecuado desempeño sísmico en una edificación esencial. Por lo tanto, propusieron un reforzamiento estructural, considerando el enfundado o encamisado de columnas como la alternativa adecuada. Estos resultados coinciden con los obtenidos en la presente investigación para cada bloque analizado con los criterios de VISION 2000, donde se encontraron resultados insatisfactorios para todos los niveles amenaza sísmica. Solo el Bloque 1 en la dirección Y-Y presentó un desempeño aceptable analizado con un sismo frecuente (72 años), quedando en un estado totalmente operacional. Sin embargo, para todos los demás niveles de amenaza, para cada bloque analizado, estos resultados no cumplieron con los requisitos mínimos establecidos en VISION 2000 para asegurar un comportamiento sísmico adecuado. Por lo tanto, también fue necesaria implementación de un plan de reforzamiento estructural, que incluyó el encamisado en columnas y la incorporación de nuevos elementos estructurales (placas o muros de corte) para cumplir con los objetivos de desempeño de ambas normativas analizadas y con los requerimientos de la Norma de Diseño Sismorresistente peruana vigente (NTP E.030-2018).

La Norma de diseño sismorresistente peruana vigente (NTP E.030-2018), en el Artículo 21 muestra la Tabla N° 10, la cual indica que las edificaciones de Categoría “A” en una zona de

sismicidad 4, zona en la cual se encuentra la estructura analizada en esta investigación, no se permite ningún tipo de irregularidades, con la intención de garantizar un adecuado comportamiento especialmente en estructuras esenciales, sin embargo, nuestros resultados no coincidieron con lo mencionado líneas arriba, debido a que los bloques analizados presentan irregularidades, específicamente irregularidad en planta por esquinas entrantes, irregularidad que no se pudo eliminar debido a la configuración estructural y arquitectónica existente, y mediante un análisis Pushover o no lineal estático y una evaluación de diseño por desempeño se comprobó que las estructuras reforzadas obtuvieron un adecuado comportamiento estructural para todos los niveles de amenaza sísmica, concluyendo que se pueden admitir irregularidades si se demuestra mediante métodos de análisis que consideren la evaluación de la resistencia última de las edificaciones, así como un control de daños dependiendo de la magnitud del sismo a la cual podría someterse la estructura, no solo controlando las distorsiones máximas dependiendo del material predominante de la estructura, lo cual de cierta manera es una evaluación generalizada y poco específica, sin ningún control de daños específico.

La Norma de diseño sísmico peruana vigente (NTP E. 030-2018), indica diversos valores de los coeficientes de reducción sísmica (R) basándose en los sistemas estructurales y los tipos de irregularidades que las edificaciones presentan, estas pueden ser obtenidas en la Tabla N°7 de dicha norma. Estos valores son determinados en base a investigaciones y estudios de desempeño en estructuras, en las cuales se incluyen las estructuras de similares características dándoles la misma capacidad de disipación de energía según los materiales predominantes; no obstante, en este estudio, por medio del análisis no lineal estático, se hallaron los valores reales de R para cada estructura, independientemente del material, obteniéndose así para el Bloque 1 Existente $R_x=4.67$ y $R_y=3.26$, Bloque 2 Existente $R_x=1.31$ y $R_y=3.80$ y para el Bloque 3 Existente $R_x=4.42$ y $R_y=3.62$, Bloque 1 Reforzado $R_x=5.18$ y $R_y=4.40$, Bloque 2 Reforzado $R_x=3.96$ y $R_y=6.24$ y para el Bloque 3 Reforzado $R_x=4.41$ y $R_y=5.10$ con lo cual no coincide

con los coeficientes normativos según su sistema estructural, por lo que se concluye que cada estructura presenta un valor de R distinto dependiendo de su configuración estructural, resistencia de los elementos sismorresistentes, capacidad de la estructura para disipar de energía en el rango inelástico y de su rigidez.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- Se concluye que, según los resultados obtenidos tomando en cuenta los criterios del comité VISION 2000, ninguno de los bloques presentó un adecuado desempeño sísmico ante los distintos niveles de amenaza expuestos por la guía, tal como se pudo apreciar en la Tabla 52, donde únicamente el Bloque 1 en la dirección Y cumplió con los objetivos de desempeño ante un nivel de sismo Ocasional. En cuanto a los resultados obtenidos tomando en cuenta los criterios de ASCE 41-17, tampoco se obtuvo un desempeño adecuado en ninguno de los bloques ante los distintos niveles de amenaza expuestos por la guía, tal como se pudo apreciar en la Tabla 51, donde únicamente el Bloque 2 en la dirección X cumplió con los objetivos de desempeño ante un nivel de sismo de 20%/50 años y en la dirección Y para un nivel de sismo de 50%/50 años, al igual que el Bloque 3 únicamente cumplió en la dirección X los objetivos esperados para un nivel de sismo de 50%/50 años. Esto evidenció un grave peligro para la integridad de las personas que ocupan dichas estructuras, así como la necesidad de una urgente propuesta de reforzamiento estructural.
- Se concluye que, luego de realizar el modelo matemático y el análisis dinámico modal espectral de cada bloque perteneciente al edificio de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía, se obtuvieron resultados deficientes en cuanto al control de derivas máximas permitidas por la norma, obteniendo valores máximos en el Bloque 1 de 0.032 en la dirección X-X y 0.029 en la dirección Y-Y. En el Bloque 2 se obtuvieron valores máximos de 0.005 en la dirección X-X y 0.023 en la dirección Y-Y, y en el Bloque 3 e obtuvieron valores máximos de 0.031 en la dirección X-X y 0.027 en la dirección Y-Y. Esto significa que se obtuvieron valores máximos de hasta 4.5 veces el valor normativo máximo permitido para estructuras con un material predominante de concreto armado (0.007). También se verificó que los 3 bloques analizados presentan

irregularidades, específicamente el Bloque 1 presentó irregularidades por piso blando y por esquinas entrantes, el Bloque 2 por torsión extrema y por esquinas entrantes, mientras que el Bloque 3 presentó irregularidad por esquinas entrantes, lo cual incumple los requerimientos del Artículo 21 (Restricciones a la Irregularidad). Además, se verificó que los bloques 1 y 3 incumplen con los requerimientos del Artículo 17 (Categoría y Sistemas Estructurales), por lo que sería necesario una adecuación en la configuración estructural de todos los bloques analizados.

- Se concluye que, según los resultados obtenidos tomando en cuenta los criterios del comité VISION 2000, el Bloque 1 en la dirección X-X presentó un nivel de desempeño OPERACIONAL para un sismo Ocasional (72 años), COLAPSO para un sismo raro (475 años) y COLAPSO para un sismo muy raro (970 años); para la dirección Y-Y, presentó un nivel de desempeño TOTALMENTE OPERACIONAL para un sismo Ocasional (72 años), PRÓXIMA AL COLAPSO para un sismo raro (475 años) y COLAPSO para un sismo muy raro (970 años). El Bloque 2 en la dirección X-X presentó un nivel de desempeño OPERACIONAL para un sismo Ocasional (72 años), COLAPSO para un sismo raro (475 años) y COLAPSO para un sismo muy raro (970 años); en la dirección Y-Y, presentó un nivel de desempeño OPERACIONAL para un sismo Ocasional (72 años), PRÓXIMA AL COLAPSO para un sismo raro (475 años) y COLAPSO para un sismo muy raro (970 años). El Bloque 3 en la dirección X-X presentó un nivel de desempeño OPERACIONAL para un sismo Ocasional (72 años), COLAPSO para un sismo raro (475 años) y COLAPSO para un sismo muy raro (970 años); en la dirección Y-Y, presentó un nivel de desempeño OPERACIONAL para un sismo Ocasional (72 años), SEGURIDAD para un sismo raro (475 años) y COLAPSO para un sismo muy raro (970 años).

Según los resultados obtenidos tomando en cuenta los criterios de ASCE 41-17, el Bloque 1 en la dirección X-X presentó un nivel de desempeño NO RECOMENDADO para un sismo de 50% en 50 años, NO RECOMENDADO para un sismo de 20% en 50 años y COLAPSO para un sismo de 5% en 50 años; en la dirección Y-Y, presentó un nivel de desempeño de OCUPACIÓN INMEDIATA para un sismo de 50% en 50 años, NO RECOMENDADO para un sismo de 20% en 50 años y COLAPSO para un sismo de 5% en 50 años. El Bloque 2 en la dirección X-X presentó un nivel de desempeño de OCUPACIÓN INMEDIATA para un sismo de 50% en 50 años, de OCUPACIÓN INMEDIATA para un sismo de 20% en 50 años y COLAPSO para un sismo de 5% en 50 años; en la dirección Y-Y, presentó un nivel de desempeño de OCUPACIÓN INMEDIATA para un sismo de 50% en 50 años, SEGURIDAD DE VIDA para un sismo de 20% en 50 años y COLAPSO para un sismo de 5% en 50 años. El Bloque 3 en la dirección X-X presentó un nivel de desempeño OPERACIONAL para un sismo de 50% en 50 años, SEGURIDAD DE VIDA para un sismo de 20% en 50 años y COLAPSO para un sismo de 5% en 50 años; en la dirección Y-Y, presentó un nivel de desempeño de OCUPACIÓN INMEDIATA para un sismo de 50% en 50 años, SEGURIDAD DE VIDA para un sismo de 20% en 50 años y COLAPSO para un sismo de 5% en 50 años.

- Se concluye que, según los resultados obtenidos tomando en cuenta los criterios del comité VISION 2000, el Bloque 1 en la dirección X-X no cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para ningún nivel de amenaza expuesta, en la dirección Y-Y únicamente se cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para un nivel de amenaza de un sismo ocasional (50%/50 años). El Bloque 2 en ninguna de las dos direcciones analizadas se cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para ningún nivel de amenaza expuesta. El Bloque 3 en ninguna de las dos direcciones

analizadas se cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para ningún nivel de amenaza expuesta. Esto significa que todos los bloques analizados presentaron un desempeño sísmico inadecuado tanto en la dirección de análisis X-X, como en la dirección Y-Y bajo los criterios del comité VISION 2000.

Según los resultados obtenidos tomando en cuenta los criterios de ASCE 41-17, el Bloque 1 en ninguna de las dos direcciones analizadas se cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para ningún nivel de amenaza expuesta. El Bloque 2 en la dirección X-X únicamente cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para el segundo nivel de amenaza (20%/50 años), en la dirección Y-Y únicamente se cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para el nivel de amenaza de 50%/50 años. El Bloque 3 en la dirección X-X únicamente se cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para el nivel de amenaza de 50%/50 años, en la dirección Y-Y no cumplió con los objetivos de desempeño requeridos para ningún nivel de amenaza expuesta. Esto significa que todos los bloques analizados presentaron un desempeño sísmico inadecuado tanto en la dirección de análisis X-X, como en la dirección Y-Y bajo los criterios de ASCE 41-17.

- Se concluye que, según las dos verificaciones realizadas (criterios del comité VISION 2000 y ASCE 41-17) se evidenció que el desempeño estructural de los bloques existentes fue deficiente para cualquier nivel de amenaza sísmica, por lo que, frente a un sismo de diseño esperado, la estructura representaría una amenaza para la integridad física y la vida de las personas que se encuentren dentro de los bloques, por lo que fue necesaria una propuesta de reforzamiento estructural. Dicha propuesta consistió en un proceso de encamisado de columnas y vigas, la inclusión de nuevos elementos de concreto armado (placas o muros de corte) y la adecuación y ampliación de la cimentación existente teniendo en cuenta los nuevos elementos incluidos. Dicha

propuesta tuvo en cuenta el cumplimiento de los requerimientos de la norma sismorresistente peruana vigente (Norma E.030-18), de un adecuado diseño estructural siguiendo los requerimientos de la norma de concreto armado peruana vigente (Norma E.060-09) y también el cumplimiento de los objetivos de desempeño esperados según los criterios del comité VISION 2000 y ASCE 41-17. Finalmente se obtuvo un presupuesto en base a los metrados realizados de la propuesta de reforzamiento estructural, con la finalidad de estimar el monto que requeriría mejorar el comportamiento estructural y no estructural del edificio antiguo de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa, siendo este un valor de S/ 1,138,481.35 (Un millón ciento treinta y ocho mil cuatrocientos ochenta y un con 35/100 soles).

- Finalmente teniendo en cuenta la hipótesis, llegamos a la conclusión que este planteamiento inicial fue correcto siendo corroborado con los datos obtenidos y resumidos en las Tablas 51 y 52 donde se observa que los bloques 1, 2 y 3 no cumplen con los objetivos de desempeño deseados, siendo necesario una intervención de reforzamiento estructural, cuyos resultados podemos encontrar de manera resumida en las Tablas 53 y 54.

5.2. Recomendaciones

Recomendaciones a futuros investigadores

- Se recomienda realizar el mismo procedimiento de investigación a las estructuras de distintas facultades y escuelas de la Universidad Nacional del Santa, debido a que muchas de ellas (al igual que la edificación analizada) son estructuras con más de 35 años de antigüedad, lo que radica en un deterioro sustancial en la resistencia de sus elementos estructurales y que fueron diseñadas con normas desfasadas con referencia a nuestras normas vigentes.

- Se recomienda ahondar en futuras investigaciones, además de realizar un análisis no lineal, el considerar en la cimentación la interacción entre el suelo y la estructura, con la finalidad de evaluar que tanto afectaría este efecto en el desempeño estructural de las edificaciones.
- Si bien los resultados obtenidos en la presente investigación fueron confiables, se recomienda ahondar la misma investigación realizando un análisis más refinado, como es el análisis no lineal dinámico tiempo historia, el cual es un tipo de análisis con mayor grado de confiabilidad y sin ninguna restricción en su aplicación.

Recomendaciones a las autoridades de la Universidad

- Se recomienda implementar dicha propuesta de reforzamiento estructural en el edificio antiguo de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa, con la finalidad de garantizar la integridad física de los alumnos, profesores y personal técnico que se encuentre dentro de la misma frente a un evento sísmico.

Recomendaciones a proyectistas estructurales y miembros del comité de la Norma de Diseño sismorresistente Peruana.

- Se recomienda que, en edificaciones nuevas, se proyecten estructuras evitando efectos importantes de torsión en planta, ya que se pudo evidenciar en el Bloque 2 existente (estructura que presenta torsión en planta extrema) que los resultados obtenidos en las curvas de capacidad fueron muy deficientes, en comparación con un modelo en el cual se pudo eliminar dicha irregularidad.
- Se recomienda implementar en futuras actualizaciones la metodología de análisis y diseño sísmico basado en desempeño en la norma de diseño sismorresistente peruana

(Norma Técnica E.030) para nuevas edificaciones, pero aún más con énfasis en estructuras existentes, debido a que en nuestro país existen muchas estructuras esenciales antiguas a lo largo de todo el territorio que presentan un riesgo de colapso frente a eventos sísmicos, cuando la misma norma nos menciona que dichas estructuras deberían permanecer en condiciones operativas después de un sismo severo.

VI. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS Y VIRTUALES

- Aguiar, R. (2007). *Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte*. [Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Universidad Politécnica de Catalunya, España]
- Aguiar, R., Cagua, B. y Pilatasig, J. (2020) *Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees*. [Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Universidad Politécnica de Catalunya, España].
- American Psychological Association (2020). *Publication manual of the American Psychological Association (7 th ed.)*.
- American Society of Civil Engineers (2017). *ASCE 41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia.
- Applied Technology Council (1996). *ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1*. Estado de California.
- Applied Technology Council (2005). *FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Analysis Procedures*. Redwood City, California.
- Applied Technology Council (2017). *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis and Design of Buildings. Part I-General*. Redwood City, California.
- Briceño, O. y Ordoñez, R. (2018) *Comparación del desempeño sísmico del pabellón “c” de la I.E. N°88047- Augusto Salazar Bondy, considerando los parámetros indicados en la Norma Técnica E.030-2006 y la actualizada E.030-2016*. [Tesis de Titulación, Universidad Nacional del Santa].
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. [Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña]

- Calcina, R. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal*. [Tesis de Maestría, Universidad Privada de Tacna].
- Castillo, H. y Fournier, A. (2021) *Análisis estático no lineal para la evaluación del desempeño sísmico de la I.E.I. N° 652-02 Santa Rosa de Lima en el sector 2 de la IV etapa de Pachacamac, distrito Villa el Salvador, Lima metropolitana*. [Tesis de Titulación, Universidad Nacional del Santa].
- Carrillo J. y González G. (2007). *Modelación inelástica de pórticos de concreto con mampostería no reforzada*. Dyna, Vol. 74(Nro. 152), pp 229-239.
- Chacón R. y Paz I. (2016) *Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana*. [Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú.].
- Chicas, R., Díaz, W. y Ventura, E. (2015) *Propuesta y aplicación de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico para edificaciones*. [Tesis de Titulación, Universidad de El Salvador].
- Choque, J. y Luque, E. (2019) *Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030*. [Tesis de Titulación, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa].
- Di Rado, H. (2006). *Simulación numérica de problemas con no linealidad física y geométrica. Análisis de consolidación de suelos no saturados*. [Tesis Doctoral, Universidad Nacional del Nordeste].
- Dodd, L. y Restrepo, J. (1995). *Model for predicting cyclic behaviour of Reinforcing Steel*. Journal of Structural Engineering.
- Enríquez, E. (2020). *Comportamiento no lineal de materiales y secciones en concreto armado*. EMEQ Ingenieros.

- Escamilla, M. A. (2010). *Estudio comparativo de las tendencias actuales del método del empujón para la evaluación de estructuras reticulares*. [Tesis de Maestría, Universidad nacional Autónoma de México].
- Galarza, D. (2019) *Evaluación del desempeño sísmico del edificio de la oscus mediante comparación del análisis estático no lineal (pushover), análisis estático modal (pushover multimodal) y dinámico no-lineal (historia de respuesta)*. [Tesis de Titulación, Universidad Técnica de Ambato].
- Gallegos, C. (2018) *Comparación de los métodos de análisis sísmico tiempo historia lineal elástico y modal espectral*. [Tesis de Titulación, Universidad Nacional de San Agustín].
- Guillermo A. y Silva S. (2019) *Evaluación y diseño de dos propuestas de reforzamiento para vigas y columnas de concreto armado en una edificación de hotel*. [Tesis de Titulación, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas].
- Hernández, H. (2013). *Hormigón Estructural Diseño por Estados Límites*. La Habana: Félix Varela.
- Hognestad, E. (1951). *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. University of Illinois bulletin.
- Instituto Nacional de Defensa Civil (2006). *Compendio Estadístico de Prevención y Atención de Desastres 2006*. Lima, Perú.
- Instituto Nacional de Defensa Civil (2019). *Compendio Estadístico del INDECI 2019 en la Preparación, Respuesta y Rehabilitación de la GRD*. Lima, Perú.
- Kent, D. C. y Park, R. (1971). *Flexural members with confined concrete*. Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
- Krawinkler H. y Seneviratna G. (1998) *Pros and Cons of a Pushover análisis of seismic performance evaluation*. Engineering Structures, Vol 20, N° (4-6), Estados Unidos, pp. 452-464

- Mander, J. et al. (1988). *Theoretical stress – strain model for confined concrete*. American Society of Civil Engineers.
- Mander, J. et al. (1984). *Seismic Design of Bridge Piers*. Report 84-2, Department of Civil Engineering. University of Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.
- Olivos O. (2018) *Protección sísmica de edificaciones hospitalarias peruanas por aislamiento sísmico*. [Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú.].
- Ottazzi, G. (2015). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Park, R. y Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons. New York.
- Pinto, B. (2019). *Evaluación del nivel de desempeño de una edificación, con empleo del análisis estático no lineal-Pushover*. [Tesis de Titulación, Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez].
- Rodríguez, M. y Botero, J.C. (1996). *Criterios de diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo mexicanos*. Instituto de Ingeniería, UNAM, No 575.
- Salinas, R. (2001). *Fundamentos del análisis dinámico de estructuras*. [Curso de segunda especialización en ingeniería sismorresistente, Universidad Nacional de Ingeniería].
- Safina, M. (2002), *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales análisis de su contribución al riesgo sísmico*. [Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Barcelona, España].
- Sapkota Suman (2018). *Seismic Capacity Evaluation of Reinforced Concrete Building Using Pushover Analysis*. [Tesis de Maestría de Ciencia en Ingeniería Civil, University of Toledo].
- Segura, O. (2021). *Comparación del Desempeño Sísmico mediante Análisis Estático no Lineal (Pushover) de dos edificaciones en concreto reforzado situadas en zona de amenaza*

sísmica alta con grado de disipación de energía DES, diseñadas bajo los criterios del AIS 114-17 y la norma NSR-10. [Tesis de Maestría, Universidad Militar Nueva Granada].

Whitney, C. S. (1942). *Plastic theory of reinforced concrete design*. American Society of Civil Engineers.

VI. ANEXOS

ANEXO 01 – INFORME DE EXTRACCIÓN DE TESTIGOS DE CONCRETO CON MÁQUINA DIAMANTINA



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



INFORME DE EVALUACION ESTRUCTURAL MEDIANTE EXTRACCION DE TESTIGOS DE CONCRETO CON MAQUINA DIAMANTINA PARA LA VERIFICACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO

TESIS :

“DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA – UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 2022”

TESISTAS:

- Bach. Víctor André Fernández Campos
- Bach. Christian Hugo Pisfil Salinas

UBICACIÓN:

DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE
PROVINCIA : SANTA
DEPARTAMENTO : ANCASH

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Ing. Wilson J. Zelaya Santos
CIP: 125273 – CONSULTOR C – 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

CHIMBOTE, JULIO DEL 2023



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



ÍNDICE

Contenido

1.1	INTRODUCCION	3
1.2	ANTECEDENTES	3
1.3	OBJETIVO:	4
1.4	UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	4
2.1	EQUIPOS UTILIZADOS	7
2.2	PROGRAMA DE EXTRACCION DE MUESTRAS	7
2.3	ENSAYO DE LAS MUESTRAS DE CONCRETO OBTENIDOS	10
CAPITULO IV.- ESTUDIO DE PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES		14
CAPITULO V.- OBSERVACIONES		14
CAPITULO VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		14
5.1	CONCLUSIONES	14

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES EIRL
LAB. MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y PAVIMENTO
Ing. Wilson J. Zelaya Santos
C.R. 195373 - CONSULTOR C - 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TÉCNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS



CAPITULO I.- GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCION

El presente documento contiene un procedimiento de ayuda a los ingenieros responsables de realizar la evaluación estructural de los diversos elementos estructurales DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA – UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 2022.

Este Informe Constituye un primer acercamiento al mismo, además de un reconocimiento visual y real basado en la ejecución de una serie de pruebas y ensayos en las diversas estructuras (Vigas y Columnas), por ser éste elemento estructural más sensible.

El objetivo final es obtener información detallada y fundamentada en una serie de procedimientos y ensayos, para determinar los procesos patológicos reconocibles en las estructuras, dejando constancia de su estado actual y contemplando las posibles acciones posteriores a realizar.

Así queda claro que la inspección de una estructura es una tarea compleja que requiere destrezas y conocimientos sobre los materiales y el comportamiento estructural. La observación y análisis permiten determinar las causas de las manifestaciones de daño que pocas veces se encuentran de manera evidente.

La realización de pruebas de extracción de núcleos de concreto endurecido (corazones diamantinos), nos dan un dato más preciso y acertado del estado de concreto dentro de la estructura evaluada, permitiendo que los profesionales responsables de dicha evaluación tengan un acercamiento más profundo al estado situacional de la estructura evaluada.

1.2 ANTECEDENTES

Por solicitud de los tesisistas se extrajo testigos del concreto endurecido de columnas y vigas DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA – UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 2022, las cuales fueron obtenidas por el personal técnico del LABORATORIO GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L. En un número de 09 unidades (nueve), la ubicación de los puntos de extracción y cantidad, fueron coordinadas con los solicitantes. Las mismas que fueron embaladas para que sean trabajadas en el laboratorio de acuerdo a las normas técnicas establecidas.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

Ing. Wilson J. Zelaya Santos
CIP. 12372 CONSULTOR C - 127796

Dirección: Urb. 03 De Octubre Mz B Lt. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.
Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640
E-mail: wize822@hotmail.com.
INFORME EN CARPETA N° 1002-2023/GIC/ EMS/ TESIS UNS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



1.3 OBJETIVO:

- Efectuar la evaluación estructural DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA – UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 2022.
- El presente Informe Técnico, tiene como fin auscultar y determinar la calidad del concreto endurecido, correspondiente al Proyecto, con la finalidad de servir de base para sustentar la determinación de calidad del concreto mediando el ensayo de extracción de núcleos con maquina diamantina y su posterior ensayo a compresión para verificar la resistencia de las estructuras analizadas de la infraestructura existente.

1.4 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La zona de estudio se encuentra en la Universidad Nacional del Santa en el Edificio De Laboratorios De La Escuela De Ingeniería En Energía - UNS.

El terreno destinado para la investigación, se encuentra ubicado en la ciudad universitaria UNS, en el distrito de Nuevo Chimbote, en la provincia del Santa, departamento de Ancash. donde se ejecutará Específicamente el proyecto de investigación del tema “DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA – UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 2022”.

1.5 Macro Ubicación del Proyecto

El distrito de Nuevo Chimbote es uno de los nueve que conforman la provincia del Santa, ubicada en el departamento de Áncash en el Perú.

Limita al norte con el distrito de Chimbote y al sur con los de Nepeña y Samanco.¹ Al oeste de la misma se encuentra el Océano Pacífico, en el que se adentra la Península del Ferrol, la que encierra junto a las islas Blanca y Ferrol, la bahía de Chimbote.² El clima es desértico subtropical con precipitaciones casi nulas. La temperatura oscila entre 28 °C en verano y 13 °C en invierno.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y PAVIMENTO
Ing. Wilson J. Zelaya Santos
CIP: 195773 - CONSULTOR C - 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

Dirección: Urb. 03 De Octubre Mz B LI. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.
Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640
E-mail: wilze822@hotmail.com.
INFORME EN CARPETA N° 1002-2023/GIC/ EMS/ TESIS UNS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



Ubicación del proyecto



Ubicación de la zona de estudio



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y PAVIMENTO

Ing. Wilson J. Zelaya Santos
CIP. 105373 - CONSULTOR C - 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

Dirección: Urb. 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.
Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640
E-mail: wize822@hotmail.com.
INFORME EN CARPETA N° 1002-2023/GIC/ EMS/ TESIS UNS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



1.6 Macro Ubicación del Proyecto



UBICACIÓN UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Ing. Wilson J. Zelaya Santos
CIP: 175373 - CONSULTOR C - 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

Ensayos de extracción de núcleos de concreto con maquina diamantina en columnas y vigas

Dirección: Urb. 03 De Octubre Mz B Lt. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.
Celular: 954877150 - 945417124 **RUC:** 20604190640
E-mail: wilze822@hotmail.com.
INFORME EN CARPETA N° 1002-2023/GIC/ EMS/ TESIS UNS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



Ensayos de extracción de núcleos de concreto con máquina diamantina



CAPITULO II.- DESCRIPCION DEL ESTUDIO

2.1 EQUIPOS UTILIZADOS

- Máquina diamantina marca BOSCH.
- Brocas diamantadas de 3" y 4" de diámetro.
- Detector de acero Marca BOSCH modelo Wallscanner D-TECT 150 SV.
- Máquina de compresión Marca: ARSOU GROUP Modelo PR 403 Serie 10152020, Celda de carga WEIGHT INDICATOR Value Each Gram X8 120 TN.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO
Ing. Wilson J. Zelaya Santos
CIP: 175373 – CONSULTOR C – 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

2.2 PROGRAMA DE EXTRACCION DE MUESTRAS

✓ **ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS**

A.- Detección de barras de refuerzo.

El escaneo de barra de refuerzo se realizó utilizando el equipo Detector de acero Marca BOSCH modelo Wallscanner D-TECT 150 SV, que utiliza tecnología de inducción de impulsos electromagnéticos para detectar las barras de refuerzo.

El Detector de acero Marca BOSCH modelo Wallscanner D-TECT 150 SV, permite:

1. Localizar una barra de refuerzo.
2. Localizar los puntos medios entre las barras de refuerzo.
3. Determinar el recubrimiento.

Dirección: Urb. 03 De Octubre Mz B Lt. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.
Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640
E-mail: wize822@hotmail.com
INFORME EN CARPETA N° 1002-2023/GIC/ EMS/ TESIS UNS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

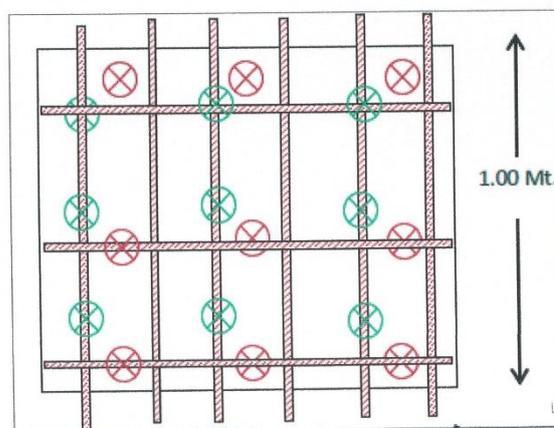
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



Procedimiento

Para realizar el ensayo se selecciona y prepara una zona de hormigón que cumpla con:

- 1) Zona de ensayo de aproximadamente 0.5 x 1.0 Mt.
- 2) Se escanea y se dibuja las ubicación de la barras de refuerzo.
- 3) Se toman medidas de separación entre barra y barra.



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

Ing. Wilson J. Zelaya Santos
C.R.T. 495373 - CONSULTOR C - 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

✓ **ENSAYOS DESTRUCTIVOS**

B) Toma De Núcleos en Concretos Endurecidos

El objetivo de las pruebas in situ es estimar características del concreto en la estructura. La característica deseada es muy a menudo la fuerza compresiva. Para hacer una estimación de la fuerza, es necesario tener un lazo conocido entre el resultado de la prueba IN SITU y la fuerza del concreto. Para una construcción en ejecución, este lazo se establece generalmente empíricamente en el laboratorio.

Para la construcción existente, el lazo es establecido generalmente realizándose estas pruebas in situ en las localizaciones seleccionadas en la estructura y determinando la fuerza de los especímenes obtenidos de las perforaciones de localizaciones solicitadas.

Procedimiento

Obtención, preparación y ensayo de núcleos extraídos de estructuras de concreto para determinaciones resistencia a la compresión.

Para obtener probetas cilíndricas. Si las probetas deben ser extraídas por taladrado perpendicular a una superficie horizontal, resulta satisfactorio un taladro de percusión, pero si las probetas deben ser taladradas en otra dirección o si su diámetro se debe



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



determinar con exactitud para un cálculo más preciso de la resistencia a la compresión, se emplearán brocas de diamante.

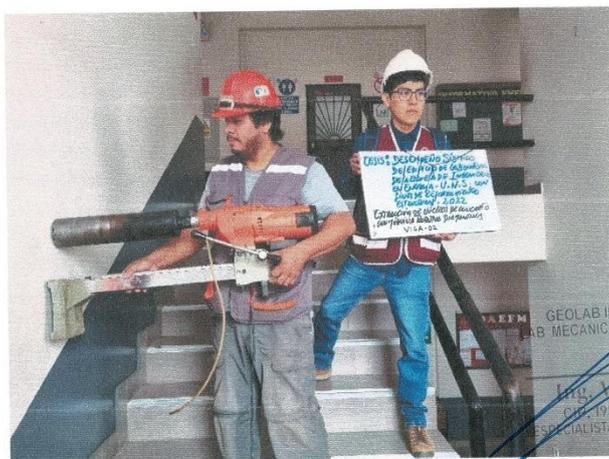
Las muestras no se deberán tomar hasta que el concreto haya endurecido lo suficiente para permitir la remoción de la muestra sin perturbar la adhesión entre el mortero y el agregado grueso.

Los testigos (corazones de concreto) fueron extraído por medio de una maquina saca núcleos, también llamada diamantina en las columnas y vigas del esqueleto estructural “DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA – UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 2022” en las zonas que los testistas indicaba y fueron en una cantidad de nueve, para luego hacer su evaluación del concreto ya endurecido.

Los mencionados elementos, fueron embalados para su rotura en la maquina universal, se realizó siguiendo las directivas de la Normas ASTM C 42 y AASHTO T 24.

En el laboratorio se realizó el desembalaje y verificación de datos por medio del personal del laboratorio.

Después de dicho trabajo, se comenzó a realizar el corte de testigos para la obtención de caras lisas y paralelas, y así seguir con el refrendado de los mismos, dejándolos secar y se procedió al curado de los testigos al aire libre por espacio de 5 días, según las normas, porque las estructuras madres están en zona húmeda, para luego realizar su rotura respectiva de acuerdo a las normas establecidas las cuales se adjuntan al presente informe.



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

Ing. Wilson J. Zelaya Santos
CMT 195373 - CONSULTOR C - 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

Dirección: Urb. 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.
Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640
E-mail: wltze822@hotmail.com.
INFORME EN CARPETA N° 1002-2023/GIC/ EMS/ TESIS UNS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



El cálculo de la resistencia a la compresión de cada probeta se realizará utilizando su sección transversal basada en el diámetro medio determinado. Si la relación longitud/diámetro es apreciablemente inferior a **dos (2)**, la resistencia a compresión calculada se deberá multiplicar por un factor de corrección, como se indica a continuación:

Relación L/D	Factor de corrección de resistencia ^a
1.75	0.98
1.50	0.96
1.25	0.93
1.00	0.87

TABLA 01: RELACION L/D

2.3 ENSAYO DE LAS MUESTRAS DE CONCRETO OBTENIDOS

Las muestras extraídas fueron cuidadosamente transportadas y ensayadas en el Laboratorio de la empresa **GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.**

La extracción y ensayo de las muestras se han efectuado siguiendo las siguientes directivas:

Norma aplicada: NTP 339.059/ASTM C670

Título: hormigón (concreto). método de ensayos para la obtención, preparado y ensayo a la compresión de núcleos extraídos de estructuras de concreto.

Las muestras fueron ensayadas de acuerdo a las Normas **ASTM C 39 NTP 339.034 ASTM C 42**. Las características de las muestras y los resultados están Contenidas en las planillas del laboratorio anexas a este informe.

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

Ing. Wilson J. Zelaya Santos
D.P. 195273 - CONSULTOR C - 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



Cuadro 1: Resumen De Ensayos a compresión en columnas

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Resistencia Obtenida f'_c
COLUMNA 02 EJE 3-I 1ER PISO	197
COLUMNA 03 EJE 02 -A 1ER PISO	239
COLUMNA 04 EJE 02 -B 2DO PISO	313
COLUMNA 05 EJE H -5'- 3ER PISO	204

Gráfico 01: resultado de Ensayo de resistencia a la compresión de núcleos de concreto en columnas



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

Ing. Wilson J. Zelaya Santos
C.R. 1952713 - CONSULTOR C - 121796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

Dirección: Urb. 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.
Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640
E-mail: wilze822@hotmail.com.
INFORME EN CARPETA N° 1002-2023/GIC/ EMS/ TESIS UNS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TÉCNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS



Cuadro 2: Resumen De Ensayos compresión en Placas

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Resistencia Obtenida f_c
PLACA M1 1ER PISO	172
PLACA M1 1ER PISO	204

Grafico 02: Ensayo de resistencia a la compresión de núcleos de concreto en placas



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

Ing. Wilson J. Zelaya Santos
D.O. 195373 - CONSULTOR C - 127796
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

Dirección: Urb. 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.
Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640
E-mail: wilze822@hotmail.com.
INFORME EN CARPETA N° 1002-2023/GIC/ EMS/ TESIS UNS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

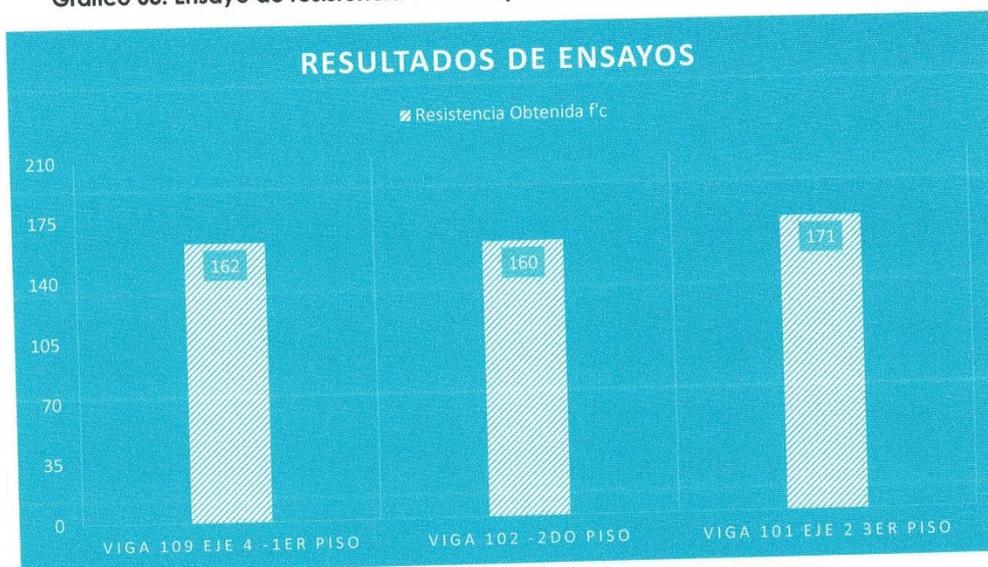
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



Cuadro 3: Resumen De Ensayos compresión en Vigas

ELEMENTO ESTRUCTURAL	Resistencia Obtenida f'_c
VIGA 109 EJE 4 -1ER PISO	162
VIGA 102 -2DO PISO	160
VIGA 101 EJE 2 3ER PISO	171

Gráfico 03: Ensayo de resistencia a la compresión de núcleos de concreto en vigas



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

Ing. Wilson J. Zelaya Santos
CIP: 195212 - CONSULTOR C - 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

Dirección: Urb. 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.
Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640
E-mail: wilze822@hotmail.com.
INFORME EN CARPETA N° 1002-2023/GIC/ EMS/ TESIS UNS



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



CAPITULO IV.- ESTUDIO DE PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

Las muestras fueron ensayadas de acuerdo a las Normas ASTM C 39 NTP 339.034 ASTM C 42 NTP 339.059. Las características de las muestras y los resultados están Contenidas en las planillas del laboratorio anexas a este informe.

CAPITULO V.- OBSERVACIONES

- Se obtuvieron testigos en columnas, placas y vigas.
- Se realizó el desembalaje, corte y curado de los testigos, dentro de lo normado.
- Se comenzó a realizar el refrendado con yeso de los testigos en las dos caras, y se dejó secar por espacio de 5 días.
- La Dirección de aplicación de la carga sobre el espécimen con respecto al plano horizontal del concreto como fue colocado es perpendicular, por lo que se adopta un coeficiente de corrección por dirección de carga de =1.05.
- El presente informe se emitirá a solicitud de los testistas, y que los resultados obtenidos son producto de los ensayos hechos en la maquina universal.

CAPITULO VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

1. El presente informe se realizó siguiendo las directivas de la Normas ASTM C 42 y AASHTO T 24 y las Normas ASTM C 39 NTP 339.034 ASTM C 42 NTP 339.059.
2. De los resultados del ensayo a compresión a los núcleos de concreto, obtenidos de distintos elementos estructurales Del Edificio De Laboratorios De La Escuela De Ingeniería En Energía - UNS. Con respecto a los resultados se puede comprobar que el promedio de los cuatros testigo de las columnas pasaron el 85% del porcentaje mínimo requerido de resistencia a compresión.
3. De los resultados del ensayo a compresión a los núcleos de concreto, obtenidos de distintos elementos estructurales Del Edificio De Laboratorios De La Escuela De Ingeniería En Energía - UNS. Con respecto a los resultados se puede comprobar que

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y PAVIMENTO

Ing. Wilzean F. Zelaya Santos
CIP: 127796 CON FUJITOP C - 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



- los promedios de los dos testigos de las placas pasaron el 85% del porcentaje mínimo requerido de resistencia a compresión.
- De los resultados del ensayo a compresión a los núcleos de concreto, obtenidos de distintos elementos estructurales Del Edificio De Laboratorios De La Escuela De Ingeniería En Energía - UNS. Con respecto a los resultados se puede comprobar que los promedios de los tres testigos de las vigas no pasaron el 85% del porcentaje mínimo requerido de resistencia a compresión.
 - Según lo estipulado por la Norma E.060 CONCRETO ARMADO, el Concreto en elementos resistentes a fuerzas inducidas por sismo: La resistencia especificada a la compresión del concreto, $f'c$, no debe ser menor que 21 MPa.
 - La resistencia será el 85% $f'c$, por ser testigos de elementos estructurales como columnas y vigas, por lo que debe alcanzar una resistencia mínima de 178.5 kg/cm².

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y PAVIMENTO

Ing. Wilson J. Zelaya Santos
C.D. 475373 - CONSULTOR C - 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS



ANEXO
RESULTADOS DE ENSAYOS DE COMPRESION

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y PAVIMENTO

Ing. Wilson J. Zeñaya Santos
C.P. N° 3373 - CONSULTOR C - 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

Dirección: Urb. 03 De Octubre Mz B Ll. 07, Distrito de Nuevo Chimbote, Provincia del Santa, Departamento de Ancash.
Celular: 954877150 - 945417124 RUC:20604190640
E-mail: wilze822@hotmail.com.
INFORME EN CARPETA N° 1002-2023/GIC/ EMS/ TESIS UNS

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TÉCNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS

Oficina: P.J. 03 de octubre Jr. Tangay Mz. B lote 07 – Nuevo Chimbote - RUC: 20604190640
Teléfono: 954877150 -945417124 e-mail: Wlze822@hotmail.com

TESIS: DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA – UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 2022

TESISTAS: -Bach. Victor André Fernández Campos
-Bach. Christian Hugo Pisfil Salinas

UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - DEPARTAMENTO DE ANCASH

FECHA: JULIO DEL 2023

ENSAYO DE COMPRESION
DE MUESTRAS CILINDRICAS DE CONCRETO ASTM C 39/ C39 M-04; ASTM C42/ C42 M -04

Nº Prob.	Estructura o Identificación	Longitud medido en campo (cm)	Longitud despues de Refrendar para ensayar (cm)	Diametro(cm)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm²)	Peso del Testigo de concreto (gr)	Peso especifico Kg/cm³	Factor de Correccion (L/D)	Factor de Correccion Direccion de Carga	Res. Obt. corregida (Kg/cm²)	Tipo de Falla
1	VIGA 109 EJE 4 -1ER PISO	22	18	9,55	11040,00	71,63	1.228,0	0,95	1	1,05	162	2
2	VIGA 102 -2DO PISO	21	18	9,55	10905,00	71,63	1.195,0	0,93	1	1,05	160	2
3	VIGA 101 EJE 2 3ER PISO	22	18	9,55	11650,00	71,63	1.205,0	0,93	1	1,05	171	2

Observaciones:

El concreto de la zona representada por los testigos diamantinos, se considerará estructuralmente adecuada si:

1. Promedio $> \bar{\sigma} = 85\% f'c$

2. Ningún testigo $< \bar{\sigma} = 75\% f'c$

Nota: Las muestras fueron extraidas con maquina seca nucleos de concreto, por el personal tecnico del laboratorio



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTO

Ing. Wilson J. Zelaya Santos
CIDA 195512 - CONSULTOR C - 127796
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTECNIA



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TÉCNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS

Oficina: P.J. 03 de octubre Jr. Tangay Mz. B lote 07 – Nuevo Chimbote - RUC: 20604190640
Teléfono: 954877150 -945417124 e-mail. Wilze822@hotmail.com



TESIS: DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA – UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 2022

TESISTAS: -Bach. Victor André Fernández Campos
-Bach. Christian Hugo Pisfil Salinas

UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - DEPARTAMENTO DE ANCASH

FECHA: JULIO DEL 2023

ENSAYO DE COMPRESION
DE MUESTRAS CILINDRICAS DE CONCRETO ASTM C 39/ C39 M-04; ASTM C42/ C42 M -04

Nº Prob.	Estructura o Identificación	Longitud medida en campo (cm)	Longitud despues de Refrendar para ensayar (cm)	Diametro(cm)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm²)	Peso del Testigo de concreto (gr)	Peso especifico Kg/cm³	Factor de Correcion (L/D)	Factor de Correcion Direccion de Carga	Res. Obt. corregida (Kg/cm²)	Tipo de Falla
1	PLACA M1 1ER PISO	21	18	9,55	11750,00	71,63	1.205,0	0,93	1	1,05	172	2
2	PLACA M1 1ER PISO	22	18	9,55	13950,00	71,63	2.840,0	2,20	1	1,05	204	2

Observaciones:

El concreto de la zona representada por los testigos diamantinos, se considerará estructuralmente adecuada si:

1. Promedio  $> \bar{\sigma} = 85\% f'c$
2. Ningún testigo  $< \sigma = 75\% f'c$

Nota: Las muestras fueron extraidas con maquina saca nucleos de concreto, por el personal tecnico del laboratorio



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
LAB. MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y PAVIMENTO

Ing. Wilson J. Zelaya Santos
CIP. 195273 - CONSULTOR C - 127796
ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
ELABORACION DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, ENSAYOS DE MATERIALES,
CONTROL DE CALIDAD EN OBRA, EXPEDIENTES, PERFILES TECNICOS, SUPERVISION, RESIDENCIAS,
LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS

Oficina: P.J. 03 de octubre Jr. Tangay Mz. B lote 07 – Nuevo Chimbote - RUC: 20604190640
Teléfono: 954877150-945417124 e-mail: Wilze822@hotmail.com

TESIS: DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA – UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL 2022

TESISTAS: -Bach. Víctor Andrés Fernández Campos
-Bach. Christian Hugo Pisfil Salinas

UBICACIÓN: DISTRITO DE NUEVO CHIMBOTE - PROVINCIA DEL SANTA - DEPARTAMENTO DE ANCASH

FECHA: JULIO DEL 2023

ENSAYO DE COMPRESION
DE MUESTRAS CILINDRICAS DE CONCRETO ASTM C 39/ C39 M-04; ASTM C42/ C42 M -04

Nº Prob.	Estructura o Identificación	Longitud medida en campo (cm)	Longitud despues de Refrendar para ensayar (cm)	Diametro(cm)	Carga Max. (Kg)	Sección (cm²)	Peso del Testigo de concreto (gr)	Peso especifico Kg/cm³	Factor de Correccion (L/D)	Factor de Correccion Direccion de Carga	Res. Obt. corregida (Kg/cm²)	Tipo de Falla
1	COLUMNA 02 EJE 3-1 1ER PISO	20	18	9,55	13420,00	71,63	1.198,0	0,93	1	1,05	197	2
2	COLUMNA 03 EJE 02 - A 1ER PISO	20	18	9,55	16305,00	71,63	1.195,0	0,93	1	1,05	239	2
3	COLUMNA 04 EJE 02 - B 2DO PISO	20	18	9,55	23750,00	71,63	2.665,0	2,07	0,9	1,05	313	2
4	COLUMNA 05 EJE H -5ª 3ER PISO	21	18	9,55	13930,00	71,63	1.195,0	0,93	1	1,05	204	2

Observaciones:

El concreto de la zona representada por los testigos diamantinos, se considerará estructuralmente adecuada si:

1. Promedio $> \bar{f} = 85\% f'c$.

2. Ningún testigo $< \bar{f} = 75\% f'c$.

Nota: Las muestras fueron extraidas con maquina saca nucleos de concreto, por el personal tecnico del laboratorio



GEOLAB INGENIEROS CONSULTORES E.I.R.L.
 LAB. MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y PAVIMENTOS
 Ing. Wilken J. Zelaya Santos
 C.P. 105373 - CONSULTOR C - 127796
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

ANEXO 02 - PROCEDIMIENTOS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

1. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

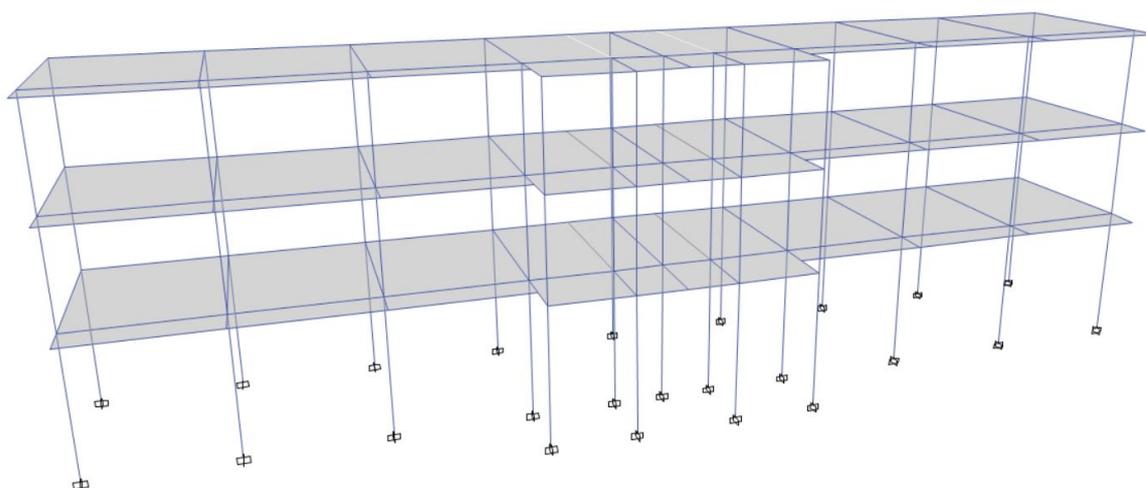
- USO ESTRUCTURAL: Institución Educativa, Categoría A2 (Norma E-030)
- SISTEMA DE TECHADO: Losas Aligeradas en una dirección con espesor de 20cm, con viguetas de 10x20cm y bloques de arcillas de 30x30x15cm.
- SISTEMA ESTRUCTURAL: Los Bloques 1 y 3 están compuestas con una superestructura de pórticos de concreto armado, a base de columnas de 30x50 cm y 30x60cm, y vigas de 30x50cm y 25x50cm, conectadas por losas aligeradas de 20 cm de espesor en el sentido longitudinal. El bloque 2 está compuesto por un sistema de muros de concreto armado en ambas direcciones de 25cm de espesor y longitud variable.

1.1. Modelos Matemáticos

A continuación, se muestran los modelos matemáticos utilizados en el programa de análisis estructural con la finalidad de realizar el análisis lineal dinámico y no lineal estático (Pushover)

Figura 84

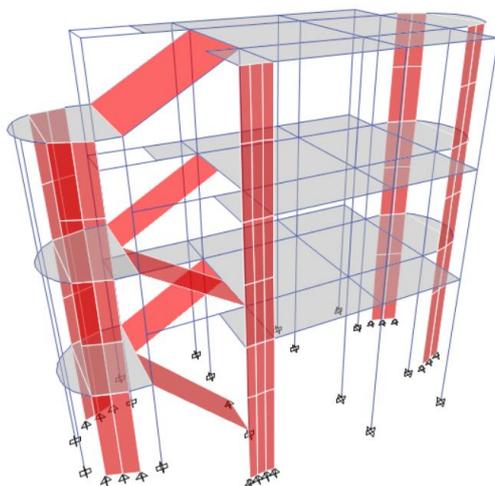
Modelo matemático del Bloque 1.



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 85

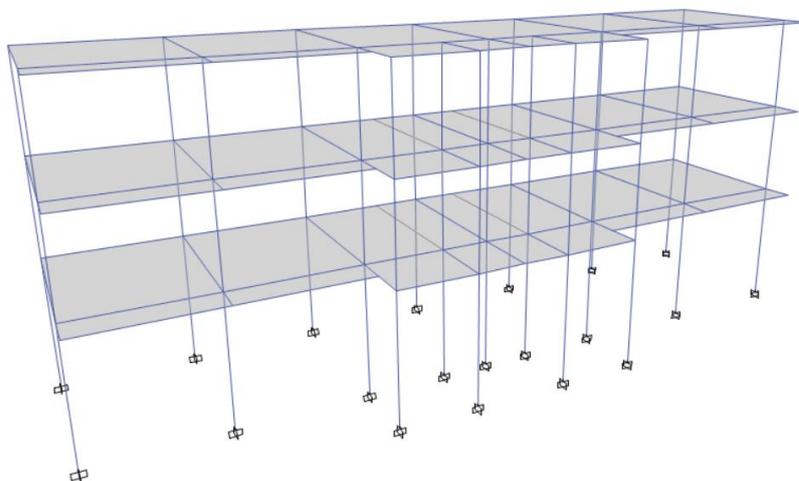
Modelo matemático del Bloque 2.



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 86

Modelo matemático del Bloque 3.



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2. Definición de Materiales y Modelamiento

1.2.1. Propiedades del Concreto

Las propiedades del concreto considerados para los modelos matemáticos de la investigación fueron obtenidos mediante el ensayo de diamantina.

Figura 87

Definición del Concreto en Columnas $f'c=238.25 \text{ kg/cm}^2$.

General Data

Material Name: CONCRETO COL FC 238.25
 Material Type: Concrete
 Directional Symmetry Type: Isotropic
 Material Display Color: [Red] Change...
 Material Notes: Modify Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density
 Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³
 Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2315302.36 tonf/m²
 Poisson's Ratio, U: 0.15
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 Shear Modulus, G: 1006653.2 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...
 Time Dependent Properties...

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 88

Definición No Lineal del Concreto en Columnas $f'c=238.25 \text{ kg/cm}^2$.

Material Name and Type

Material Name: CONCRETO COL FC 238.25
 Material Type: Concrete, Isotropic

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	Unit
IO	0.01	-0.003	m/m
LS	0.02	-0.006	m/m
CP	0.05	-0.015	m/m

Ignore Tension Acceptance Criteria

Parametric Strain Data

Strain at Unconfined Compressive Strength, f_c : 0.002219
 Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005
 Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: Takeda
 Drucker-Prager Parameters:
 Friction Angle: 0 deg
 Dilatational Angle: 0 deg

Stress Strain Curve Definition Options

Parametric Mander User Defined
 Convert to User Defined

Show Stress-Strain Plot...

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 89

Definición del Concreto en Vigas $f'_c=164.33 \text{ kg/cm}^2$.

The dialog box is titled "General Data" and contains the following fields and options:

- Material Name:** (Empty text box)
- Material Type:** Concrete (dropdown menu)
- Directional Symmetry Type:** Isotropic (dropdown menu)
- Material Display Color:** Red (color swatch) with a "Change..." button.
- Material Notes:** (Empty text box) with a "Modify/Show Notes..." button.
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³
 - Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s²/m⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 1922868.95 tonf/m²
 - Poisson's Ratio, U: 0.15
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
 - Shear Modulus, G: 836029.98 tonf/m²
- Design Property Data:** (Empty text box) with a "Modify/Show Material Property Design Data..." button.
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data... (button)
 - Material Damping Properties... (button)
 - Time Dependent Properties... (button)

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 90

Definición No Lineal del Concreto en Vigas $f'_c=164.33 \text{ kg/cm}^2$.

The dialog box is titled "Material Name and Type" and contains the following fields and options:

- Material Name and Type:**
 - Material Name: CONCRETO VIG FC 164.33
 - Material Type: Concrete, Isotropic
- Miscellaneous Parameters:**
 - Hysteresis Type: Takeda (dropdown menu)
 - Drucker-Prager Parameters:
 - Friction Angle: 0 deg
 - Dilatational Angle: 0 deg
- Acceptance Criteria Strains:**

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	m/m
LS	0.02	-0.006	m/m
CP	0.05	-0.015	m/m

 - Ignore Tension Acceptance Criteria
- Stress-Strain Curve Definition Options:**
 - Parametric User Defined
 - Parametric: Mander (dropdown menu) with a "Convert to User Defined" button.
- Parametric Strain Data:**
 - Strain at Unconfined Compressive Strength, f'_c : 0.002219
 - Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005
 - Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1
- Show Stress-Strain Plot...** (button)

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.2. Propiedades del Acero

Las propiedades del acero fueron tomadas de las especificaciones técnicas de los planos estructurales proporcionados por la Universidad Nacional del Santa.

Figura 91

Definición del Acero $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$ en el programa estructural.

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 92

Definición del Acero $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$ en el programa estructural.

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.3. Definición de Elementos Estructurales

Las secciones de las vigas de concreto armado fueron modeladas según los planos estructurales proporcionados, considerando el acero de refuerzo señalados en los cuadros y desarrollos de vigas y columnas. A continuación, se presenta algunos ejemplos de modelado.

1.2.3.1. Definición de Vigas de Concreto.

Figura 93

Definición de acero en secciones de vigas.

The screenshot shows a software interface for defining beam reinforcement. It includes the following sections:

- Design Type:** Radio buttons for "P-M2-M3 Design (Column)" and "M3 Design Only (Beam)". The "M3 Design Only (Beam)" option is selected.
- Rebar Material:** Two dropdown menus for "Longitudinal Bars" and "Confinement Bars (Ties)", both set to "ACERO fy=4200kg/cm2".
- Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid:** Input fields for "Top Bars" and "Bottom Bars", both set to "0.06" m.
- Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams:** Input fields for "Top Bars at I-End", "Top Bars at J-End", "Bottom Bars at I-End", and "Bottom Bars at J-End", with values 0.001872, 0.001872, 0.000568, and 0.000568 m² respectively.

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.3.2. Definición de Columnas de Concreto.

Figura 94

Definición de secciones de columnas.

The screenshot shows a software interface for defining column reinforcement. It includes the following sections:

- Design Type:** Radio buttons for "P-M2-M3 Design (Column)" and "M3 Design Only (Beam)". The "P-M2-M3 Design (Column)" option is selected.
- Rebar Material:** Two dropdown menus for "Longitudinal Bars" and "Confinement Bars (Ties)", both set to "ACERO fy=4200kg/cm2".
- Reinforcement Configuration:** Radio buttons for "Rectangular" and "Circular". The "Rectangular" option is selected.
- Confinement Bars:** Radio buttons for "Ties" and "Spirals". The "Ties" option is selected.
- Check/Design:** Radio buttons for "Reinforcement to be Checked" and "Reinforcement to be Designed". The "Reinforcement to be Designed" option is selected.
- Longitudinal Bars:**
 - Clear Cover for Confinement Bars: 0.04 m
 - Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 5
 - Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 3
 - Longitudinal Bar Size and Area: 3/4" and 0.0003 m²
 - Corner Bar Size and Area: 1" and 0.0005 m²
- Confinement Bars:**
 - Confinement Bar Size and Area: 3/8" and 0.0001 m²
 - Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.1 m
 - Number of Confinement Bars in 3-dir: 2
 - Number of Confinement Bars in 2-dir: 4

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.3.3. Definición de Muros de Concreto.

Figura 95

Definición de secciones de muros.

The screenshot shows a software interface for defining wall properties. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'.

General Data:

- Property Name: Muro 25
- Property Type: Specified
- Wall Material: CONCRETO PLACAS F'c 188
- Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
- Modeling Type: Shell-Thin
- Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
- Display Color: (Blue swatch) Change...
- Property Notes: Modify/Show...

Property Data:

- Thickness: 0.25 m
- Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.3.4. Definición de Losas Aligeradas

Figura 96

Definición de Losas Aligeradas.

The screenshot shows a software interface for defining the properties of a ribbed slab. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'.

General Data:

- Property Name: Aligerado XX h=20cm
- Slab Material: CONCRETO VIG F'c 164.33
- Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
- Modeling Type: Membrane
- Modifiers (Currently User Specified): Modify/Show...
- Display Color: (Blue swatch) Change...
- Property Notes: Modify/Show...
- Use Special One-Way Load Distribution

Property Data:

- Type: Ribbed
- Overall Depth: 0.2 m
- Slab Thickness: 0.05 m
- Stem Width at Top: 0.1 m
- Stem Width at Bottom: 0.1 m
- Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 0.4 m
- Rib Direction is Parallel to: Local 1 Axis

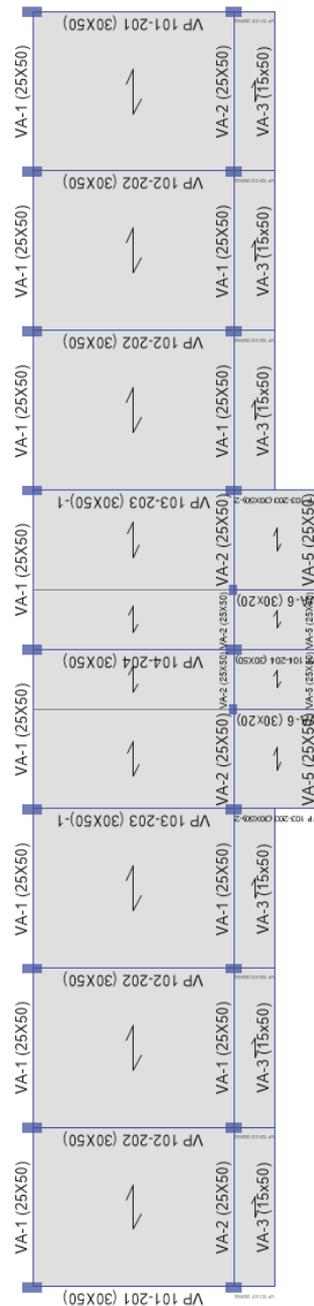
Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.4. Modelación de la Estructura

A continuación, se muestra el proceso de modelado de la estructura dentro del programa de análisis estructural, el cual consistió en la definición de los ejes, la colocación de las vigas, columnas y losas aligeradas, para posteriormente poder realizar el análisis estructural.

Figura 97

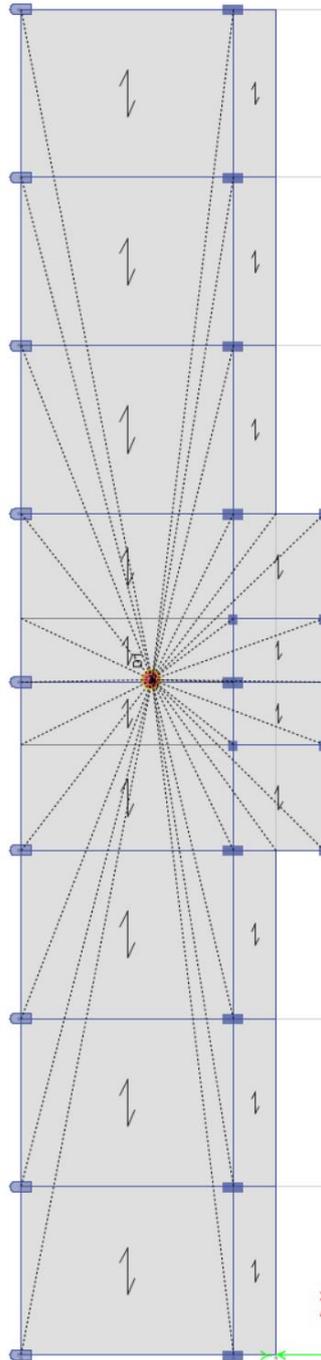
Asignación de elementos estructurales en el primer nivel.



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 99

Asignación de diafragmas en cada entrepiso.



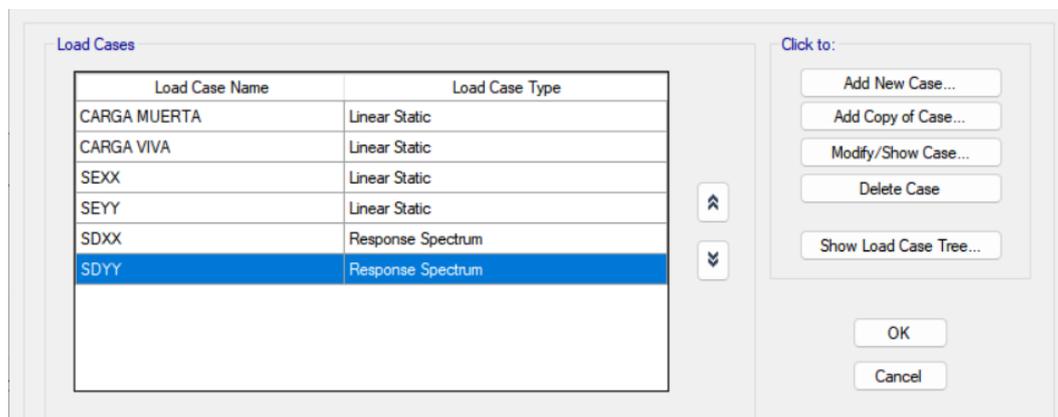
Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.5. Asignación de Patrones de Carga

A continuación, se muestran los patrones de carga utilizados entre los cuales se encuentran la carga viva, carga muerta, sismo estático y sismo dinámico.

Figura 100

Patrones de Carga.



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.6. Cargas Unitarias (SEGÚN NTP E.020)

Pesos Volumétricos

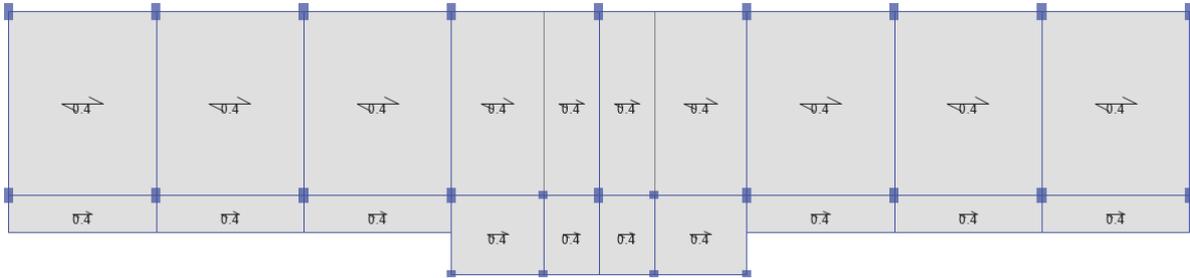
- Peso volumétrico del concreto armado: 2.40 Tn/m³
- Peso volumétrico de la albañilería: 1.8 Tn/m³
- Peso volumétrico del suelo de relleno: 1.76 Tn/m³

Cargas

- Carga viva en corredores y escaleras para centros de educación: 0.40 Tn/m²
- Carga viva en aulas para centros de educación: 0.25 Tn/m²
- Carga viva en laboratorios para centros de educación: 0.30 Tn/m²
- Carga viva en depósitos: 0.50 Tn/m²
- Carga viva en Techos: 0.10 Tn/m²
- Carga Muerta de Acabados: 0.10 Tn/m²

Figura 101

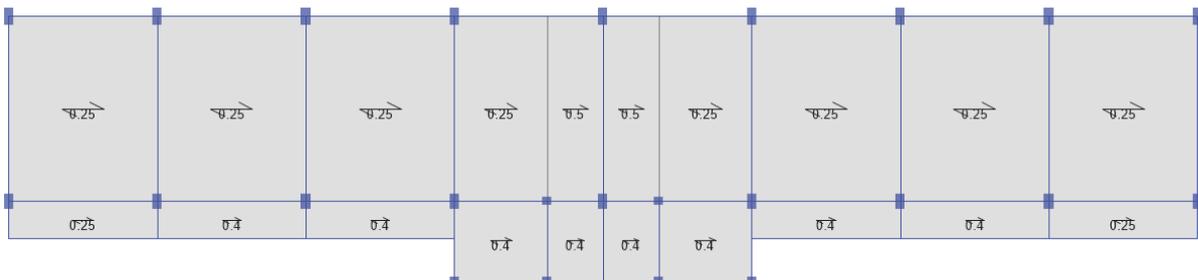
Asignación de carga muerta de entrepiso.



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 102

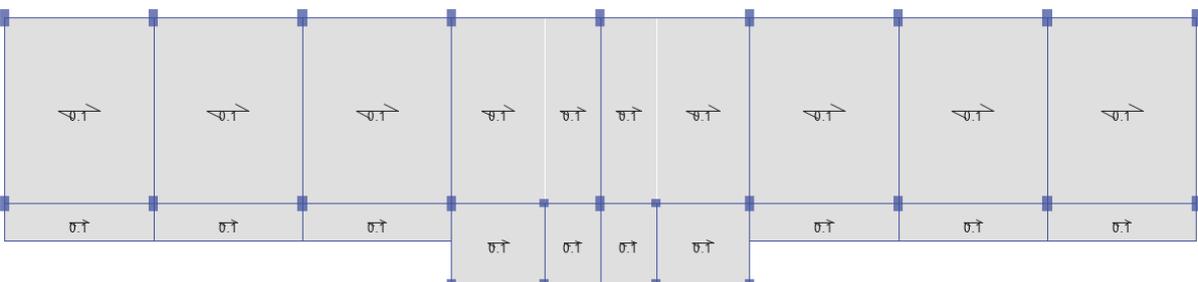
Asignación de carga viva de entrepiso en el 1° y 2° Nivel.



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 103

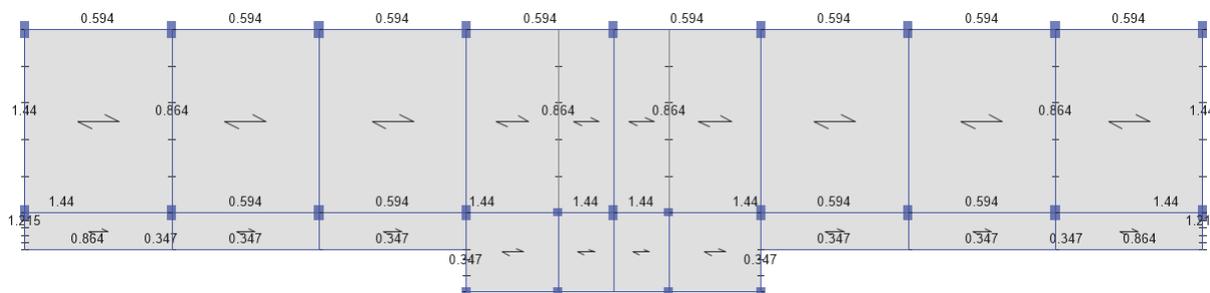
Asignación de carga viva de entrepiso en Azotea



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 104

Asignación de carga muerta por tabiquerías.



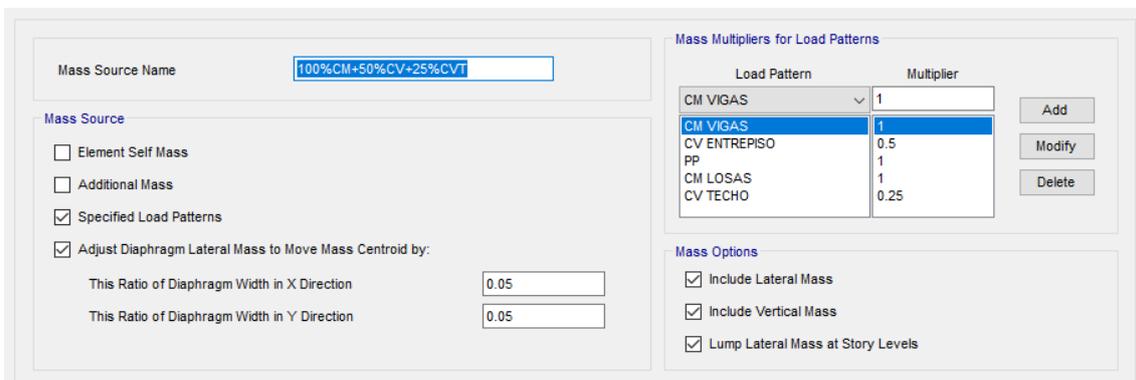
Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.7. Asignación de Masa

Según la NTP E.030 la masa para estructuras de categoría A, se debe considerar el 100% de la carga permanente (carga muerta) y un porcentaje de la carga viva (50%), para azoteas se considera un 25% de la carga viva

Figura 105

Asignación de Fuente de Masa.



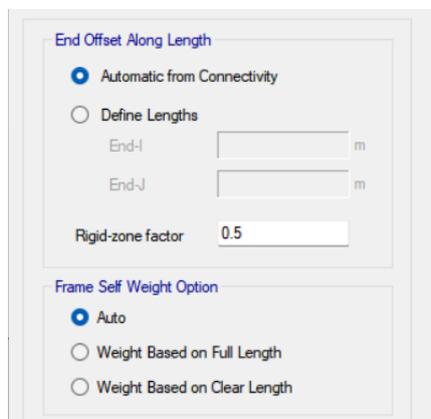
Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.8. Asignación de Brazos Rígidos

La rigidez de las uniones viga-columna se debe incluir en el modelo en casos donde las longitudes de desarrollo de los aceros de refuerzos no sean satisfactorias, de esta forma se asignó de manera automáticamente el valor de 0.5 conservadoramente.

Figura 106

Asignación de Brazos Rígidos en vigas y columnas.



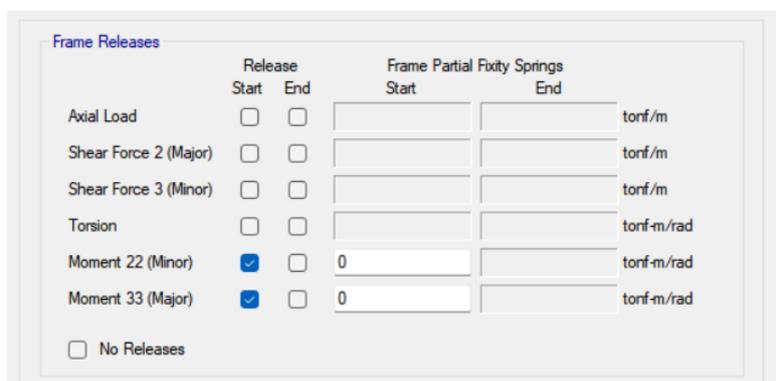
Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.2.9. Liberación de Grados de Libertad

Se aplicó la liberación de grados de libertad (Releases) a ciertas vigas a los extremos, en donde no se cumplen la longitud de desarrollo para la armadura de refuerzo. Se asignó la liberación de momentos M2-M3 para las vigas mostradas.

Figura 107

Asignación de Releases a vigas.



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.3. Parámetros Sísmico de Sitio (Análisis Lineal)

Los parámetros sísmicos de sitio son necesarios para poder hallar el sismo de diseño para el análisis estructural de la estructura, estos fueron obtenidos mediante estudios y la aplicación de la normativa sismorresistente peruana NTP E.030.

1.3.1. Zonificación (Z)

La edificación de acuerdo a la Norma E.030, Artículo 10, tabla N°1, se localiza en la ciudad de Nuevo Chimbote (Zona 4), correspondiéndole un factor de zona $Z=0.45$.

Tabla 55

Factores de Zona (Z)

Tabla N° 1	
FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Nota: Adaptado de la Norma E-030, 2018

1.3.2. Parámetros de Sitio (S)

Según el Estudio de Mecánica de Suelos obtenido de la tesis titulada: “Diseño del pabellón de Ingeniería Civil II Etapa–Nuevo Chimbote–Ancash”, se determinó el perfil de suelo S2 (Suelos intermedios). De acuerdo a la Norma E.030, Artículo 13, tabla N°3, se obtiene un factor de suelo (S) de 1.05, para los periodos T_P y T_L se obtienen 0.60 y 2.00, respectivamente.

Tabla 56

Factor de Suelo (S)

Tabla N°3				
FACTOR DE SUELO “S”				
SUELO ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota: Adaptado de la Norma E-030, 2018

Tabla 57

Periodos TP y TL

Tabla N°4				
PERIODOS “TP” Y “TL”				
	Perfil del Suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
TL (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota: Adaptado de la Norma E-030, 2018

1.3.3. Factor de Amplificación Sísmica (C)

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración del suelo, Artículo 14, Norma E.030.

Ecuación 15

Factor de Amplificación Sísmica para diversos periodos.

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Donde: T: Periodo fundamental máximo de las edificaciones en análisis, se obtiene del modelamiento. T_p y T_L , se presentan en el ítem anterior.

1.3.4. Categoría de la Edificación Y Factor de Uso (U)

Según el Artículo 15, tabla N°5, de la Norma E.030, la edificación corresponde a una institución educativa; por lo tanto, la estructura se clasifica como categoría A2, edificaciones esenciales, entonces se tiene un factor de uso $U=1.50$.

Tabla 58
Categoría de las Edificaciones y Factor “U”

Tabla N° 5		
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
Edificaciones Esenciales	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1.5

Nota: Adaptado de la Norma E-030, 2018

1.3.5. Sistemas Estructurales e Irregularidades (R)

Según los planos estructurales se pudo definir que el sistema estructural de la edificación para los Bloques 1 y 3 están conformados por pórticos de concreto armado en ambas direcciones, por ello se debe de considerar un coeficiente de reducción básico de $R=8$; el bloque 2 está conformado por muros de concreto armado, por ello se debe de considerar un coeficiente de reducción básico de $R=6$, según la Norma E.030, Artículo 18, tabla N°7.

Tabla 59

Sistemas Estructurales

Tabla N°7	
SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_0
Concreto Armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Nota: Adaptado de la Norma E-030, 2018

En conjunto con el análisis estructural se pudo determinar los factores de irregularidad tanto en planta como en altura, considerando estos valores al momento de utilizar el valor de R.

1.4. Coeficiente Sísmico para Sismo Estático

Con los factores hallados anteriormente se procedió a configurar el sismo estático en base a la fórmula $ZUCS/R$, considerando una excentricidad normativa del 5%, se tuvo en consideración el periodo obtenido en el primer análisis para poder determinar el valor de K.

Figura 108

Configuración del Sismo Estático Lineal - Eje X



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.5. Espectro de Respuesta para el Sismo Dinámico

Para realizar el análisis lineal de la situación actual, es necesario conocer los parámetros sísmicos para poder obtener el espectro de pseudo aceleraciones, el análisis de irregularidades se encuentra en el Anexo 04; a continuación, se presentan los valores para cada bloque:

Tabla 60

Parámetros sísmicos.

Factor	BLOQUE 1	BLOQUE 2	BLOQUE 3
Z	0.45	0.45	0.45
U	1.5	1.5	1.5
C	2.5	2.5	2.5
S	1.05	1.05	1.05
R	5.40	3.60	7.20

El análisis lineal estático se realizó con el objetivo de hallar el escalamiento del sismo dinámico en caso que la fuerza cortante sea la indicada normativamente; en este caso al tener las 3 edificaciones irregulares las fuerzas cortantes del primer entrepiso deben ser mínimamente el 90% del análisis lineal estático.

Con los factores hallados anteriormente se procedió a graficar el espectro de respuesta, al igual que para el sismo estático se utilizará la fórmula $ZUCS/R$ que posteriormente se multiplicará por la gravedad dentro del programa. Este espectro fue utilizado para ambas direcciones de análisis. Cabe mencionar que el espectro ingresado al programa de análisis estructural no fue afectado por los factores de irregularidad, estos valores fueron añadidos en el factor de escala del sismo dinámico en ambas direcciones.

Figura 109

Espectro de Respuesta para el análisis dinámico para los Bloques 1 y 3.

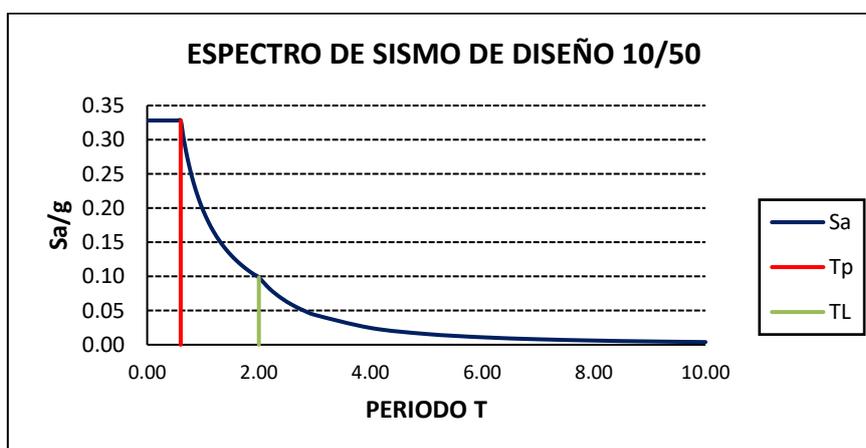


Figura 110

Espectro de Respuesta para el análisis dinámico para el Bloque 2.

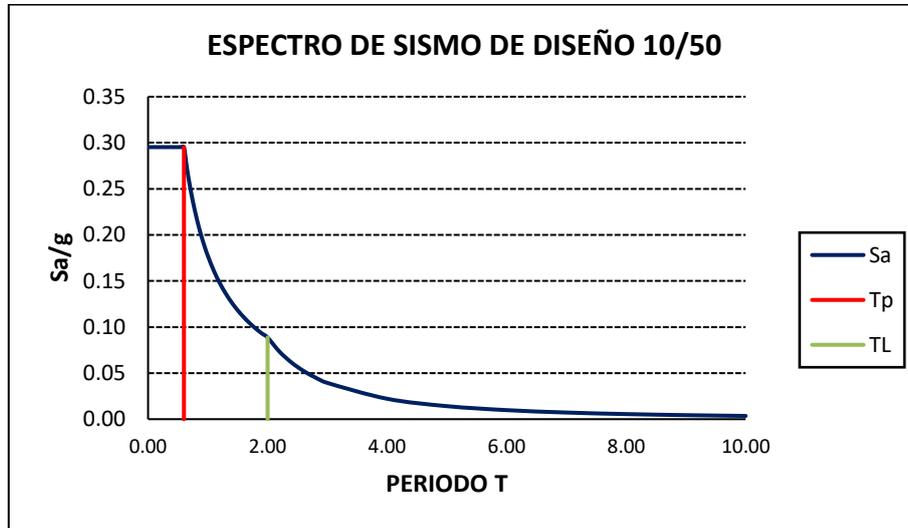


Figura 111

Asignación del espectro para sismo dinámico en la dirección X.

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Z4-U1.5-S2-R8X0.7...	9.81
Acceleration	U3	Z4-U1.5-S2-R8X0.7...	6.54

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.6. Procedimiento para el Análisis No Lineal Estático

1.6.1. Carga Gravitacional No Lineal

Se definió una carga gravitacional no lineal, para que sea una condicional inicial para los patrones de carga en ambas direcciones de análisis. Esta carga gravitacional se crea mediante el reglamento utilizado.

Figura 112

Asignación de la carga gravitacional no lineal.

General

Load Case Name: CGNL [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PP	1
Load Pattern	CV ENTREPISO	0.5
Load Pattern	CV TECHO	0.25

[Add] [Delete]

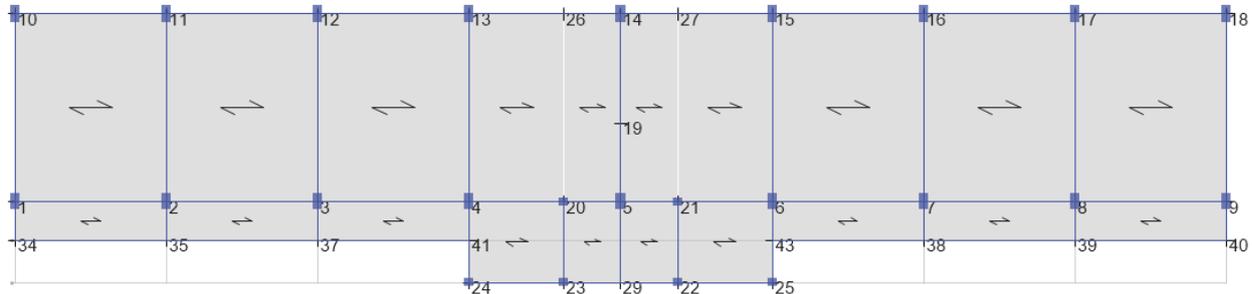
Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.6.2. Selección del Nodo de Control

Para poder realizar el análisis no lineal estático se debió de seleccionar un nodo de control representativo, que se encuentra en el último nivel y cercano al centro de masas. En el ejemplo mostrado se seleccionó el nudo 21 como nodo de control; para hallar el centro de masas se activó la visualización del diafragma en el programa.

Figura 113

Selección del nodo de control.



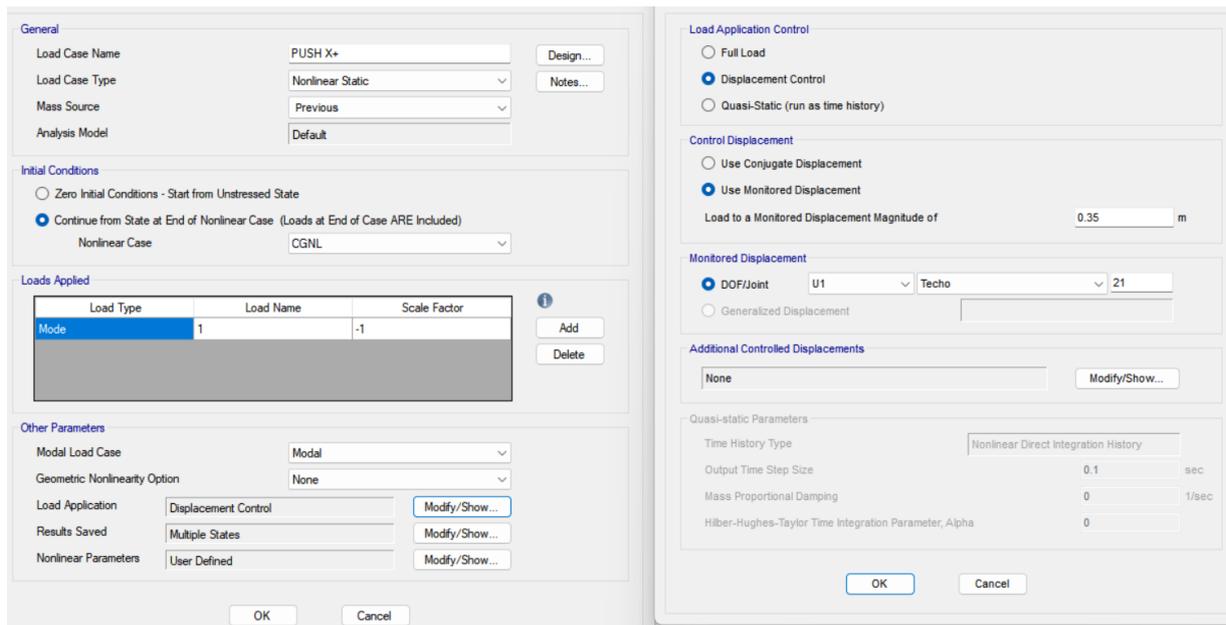
Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.6.3. Asignación de Patrones de Carga

Para la realización de análisis no lineal estático se debieron asignar cargas de empuje lateral (que se denominaron como Push) en ambas direcciones de análisis; esta carga se realizó en base a los modos fundamentales y debe ser aplicada en cada diafragma de la estructura, en ambos sentidos de cada dirección. El control de la aplicación de la carga se realizó mediante un control de desplazamiento, y el monitoreo se realiza en el nodo de control.

Figura 114

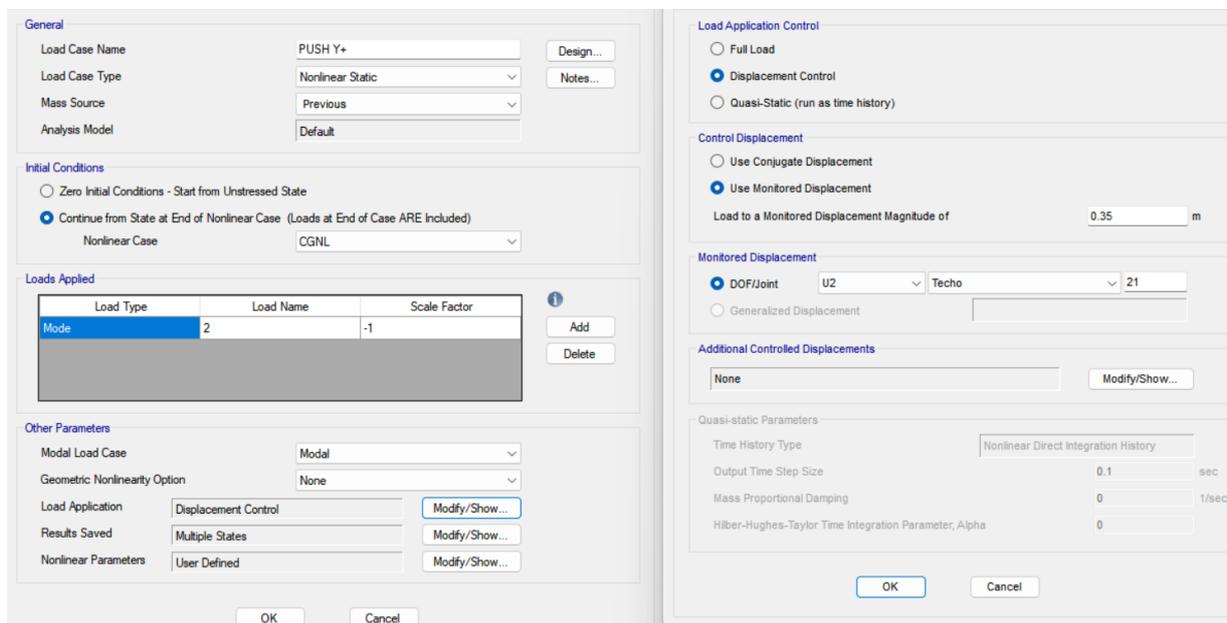
Asignación de la carga PUSH X+ en el bloque 1.



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 115

Asignación de la carga PUSH Y+ en el bloque 1.



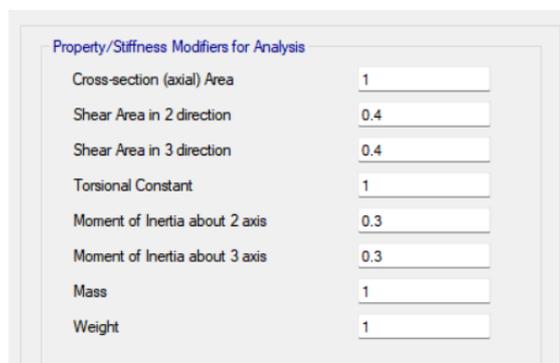
Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.6.4. Rigideces Efectivas Para Modelos De Rótulas Plásticas (Vigas)

Según la guía ASCE 41-17 se debió modificar las rigideces efectivas en los elementos cuyo comportamiento no lineal se encuentre en los extremos, tal es el caso de las rótulas de plasticidad concentrada.

Figura 116

Rigideces Efectivas en vigas.



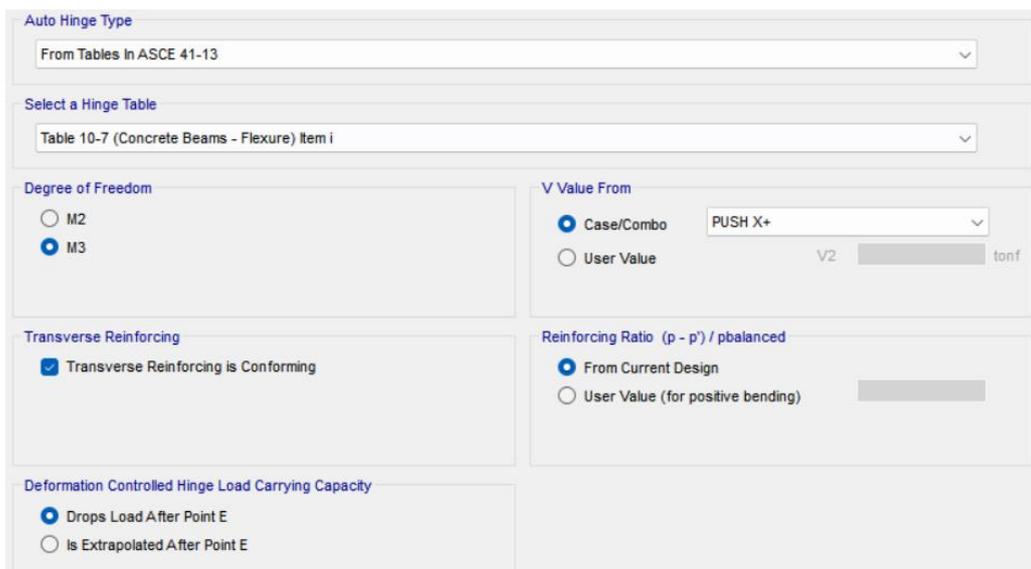
Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.6.5. Asignación de Rótulas Concentradas en Vigas

Se asignaron las rótulas de plasticidad concentrada por medio del uso de la Tabla 10-7 del ASCE 41-13, a una distancia del 5% y 95% de la luz libre.

Figura 117

Asignación de rótulas de plasticidad concentrada en vigas.



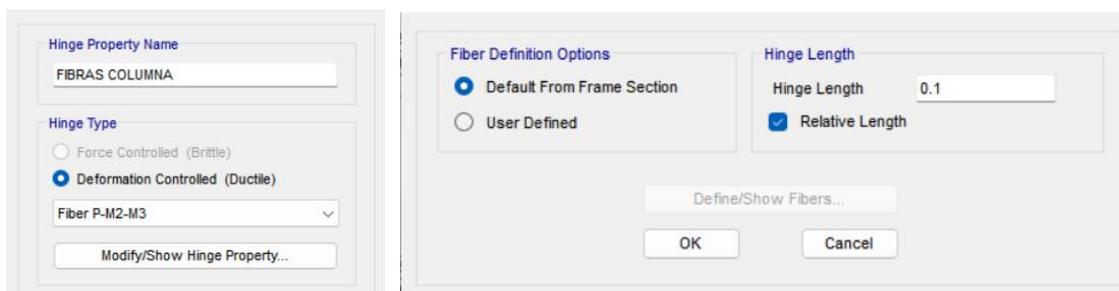
Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.6.6. Asignación de Plasticidad Distribuida mediante Modelo de Fibras en Columnas

Se asignaron las rótulas de plasticidad distribuida a partir de una rótula vacía, y generándose para cada elemento asignado a partir de su sección y refuerzo de acero asignado, a una distancia del 5% y 95% de la luz libre.

Figura 118

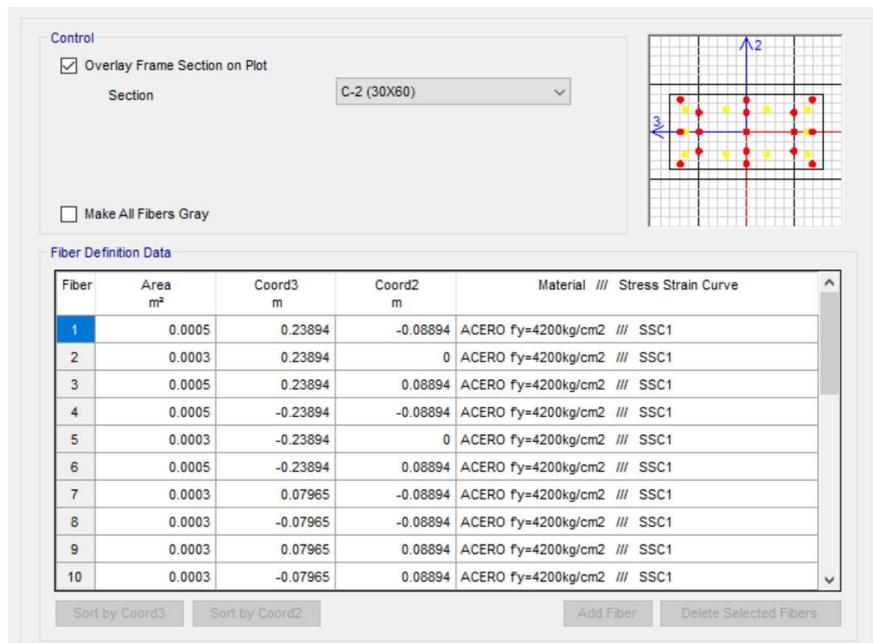
Asignación de rótulas de plasticidad distribuida en columnas.



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 119

Ubicación de las fibras en las secciones de concreto.



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.6.7. Asignación De Plasticidad Distribuida Mediante Modelo De Fibras En Muros

Del mismo modo que en las vigas y columnas, se debe asignar el refuerzo en los muros de concreto armado, se asignan estas propiedades mediante la opción “Wall Hinge Reinforcement”, luego de eso se asignaran las rótulas y la longitud se ingresará de manera automática en el programa.

Figura 120

Asignación de rótulas de plasticidad distribuida en muros.

Rebar Material

Material Flexure: A615Gr60
 Material Shear: A615Gr60
 Bar Clear Cover: 0.04 m

Layout

Geometry

Start X (m)	Start Y (m)	End X (m)	End Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	Start Zone Size (m)	End Zone Size (m)
1.39869	1.86539	1.65	1.78	0.26542	0.25	0.2634	0

Reinforcement

Flexural Detail - Each Face

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Number of Bars
Start	#5		2
Center	#5	0.3	0
End	#5		0

Flexural Detail (Additional Individual Bars)

Material	Distance (m)	Area (m ²)
*		

Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Confined
Start	#3	0.1	Yes
Center	#3	0.25	No
End	#3	0.1	Yes

OK Cancel

Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

1.7. Niveles de Amenaza Sísmica

Teniendo en cuenta que las edificaciones en análisis son estructuras existentes de más de 20 años de construcción, se tomaron como referencias las recomendaciones dadas en el ASCE 41-17 donde indica que deben ser evaluadas con los sismos del 5% de probabilidad de excedencia en 50 años y del 20% de probabilidad de excedencia en 50 años (ver Tabla 3), además del sismo de diseño con el cual se evaluó linealmente. Además, según el VISION 2000 los sismos a considerar para estructuras esenciales deberán ser los sismos Ocasional, Raro y Muy Raro.

1.8. Objetivos de Desempeño

Las estructuras en análisis fueron consideradas como edificaciones esenciales, con la consideración que tienen una antigüedad superior a 35 años; es por ello que no podemos determinar objetivos de desempeños iguales que para una estructura nueva de esta categoría, sin

embargo, estas deben cumplir las filosofías de diseño sismorresistentes actuales, por lo cual se optó por elegir los siguientes objetivos de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica.

Tabla 61

Objetivos de desempeño según VISION 2000 – Edificación Existente.

OBJETIVOS DE DESEMPEÑO - VISION 2000				
Sismo	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próxima Al Colapso
Ocasional (72 años)	✓			
Raro (475 años)		✓		
Muy Raro (970 años)			✓	

Tabla 62

Objetivos de desempeño según ASCE 41-17 – Edificación Existente.

OBJETIVOS DE DESEMPEÑO – ASCE 41-17				
Sismo	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad De Vida	Prevención Al Colapso
50%/ 50 años	✓			
20%/ 50 años		✓		
5%/ 50 años			✓	

1.9. Desplazamientos Objetivos (Situación Existente)

1.9.1. Desplazamientos Objetivos Estructurales (Situación Existente)

Los desplazamientos objetivos estructurales fueron obtenidos del programa de análisis estructural, para los distintos niveles de amenaza sísmica seleccionados; mencionar que estos resultados se realizaron aplicando el método de coeficientes de desplazamientos propuestos por el ASCE 41-17. Líneas abajo mediante tablas se muestran los desplazamientos de cedencia y objetivo para cada caso.

1.9.1.1. Desplazamientos Objetivos del Bloque 1

Tabla 63

Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push X (Bloque 1)

	SISMO 50%/50		SISMO 20%/50		SISMO 10%/50		SISMO 5%/50	
	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)
Desplaza. Cedencia	0.052	104.370	0.079	148.745	0.093	169.511	0.103	183.106
Desplaza. Objetivo	0.128	177.867	0.194	202.283	0.255	212.141	0.329	206.063

En la Tabla 63 se obtuvieron los valores de desplazamientos y cortantes en los puntos de cedencia y puntos objetivos para cada uno de los niveles de amenaza sísmica analizando la dirección X del Bloque 1, estos fueron obtenidos aplicando el método de coeficientes de desplazamiento propuestos por el ASCE 41-17. Los valores de desplazamientos objetivos fueron fundamentales para poder realizar posteriormente la verificación de los objetivos de desempeño estructural.

Tabla 64

Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push Y (Bloque 1)

	SISMO 50%/50		SISMO 20%/50		SISMO 10%/50		SISMO 5%/50	
	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)
Desplaza. Cedencia	0.062	130.905	0.110	221.892	0.124	248.140	0.135	266.855
Desplaza. Objetivo	0.129	235.516	0.193	274.860	0.253	283.688	0.331	279.528

En la Tabla 64 se obtuvieron los valores de desplazamientos y cortantes en los puntos de cedencia y puntos objetivos para cada uno de los niveles de amenaza sísmica analizando la dirección Y del Bloque 1, estos fueron obtenidos aplicando el método de coeficientes de desplazamiento propuestos por el ASCE 41-17. Los valores de desplazamientos objetivos fueron fundamentales para poder realizar posteriormente la verificación de los objetivos de desempeño estructural.

1.9.1.2. Desplazamientos Objetivos del Bloque 2
Tabla 65
Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push +X (Bloque 2)

	SISMO 50%/50		SISMO 20%/50		SISMO 10%/50		SISMO 5%/50	
	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)
Desplaza. Cedencia	0.0154	120.24	0.0191	149.92	0.0217	169.81	0.0224	174.99
Desplaza. Objetivo	0.0313	193.76	0.0500	245.23	0.0697	288.34	0.1034	292.89

En la Tabla 65 se obtuvieron los valores de desplazamientos y cortantes en los puntos de cedencia y puntos objetivos para cada uno de los niveles de amenaza sísmica analizando la dirección X del Bloque 2, estos fueron obtenidos aplicando el método de coeficientes de desplazamiento propuestos por el ASCE 41-17. Los valores de desplazamientos objetivos fueron fundamentales para poder realizar posteriormente la verificación de los objetivos de desempeño estructural.

Tabla 66
Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push -Y (Bloque 2)

	SISMO 50%/50		SISMO 20%/50		SISMO 10%/50		SISMO 5%/50	
	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)
Desplaza. Cedencia	0.0318	46.40	0.0440	64.09	0.0540	78.78	0.0800	104.87
Desplaza. Objetivo	0.0866	101.33	0.1326	134.58	0.1795	160.90	0.2314	181.46

En la Tabla 66 se obtuvieron los valores de desplazamientos y cortantes en los puntos de cedencia y puntos objetivos para cada uno de los niveles de amenaza sísmica analizando la dirección Y del Bloque 2, estos fueron obtenidos aplicando el método de coeficientes de desplazamiento propuestos por el ASCE 41-17. Los valores de desplazamientos objetivos fueron fundamentales para poder realizar posteriormente la verificación de los objetivos de desempeño estructural.

1.9.1.3. Desplazamientos Objetivos del Bloque 3.

Tabla 67

Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push +X (Bloque 3)

	SISMO 50%/50		SISMO 20%/50		SISMO 10%/50		SISMO 5%/50	
	Δ (m)	V (Tn)						
Desplaza. Cedencia	0.045	67.963	0.077	105.317	0.091	120.994	0.110	139.275
Desplaza. Objetivo	0.128	130.674	0.195	152.677	0.256	164.343	0.331	163.576

En la Tabla 67 se obtuvieron los valores de desplazamientos y cortantes en los puntos de cedencia y puntos objetivos para cada uno de los niveles de amenaza sísmica analizando la dirección X del Bloque 3, estos fueron obtenidos aplicando el método de coeficientes de desplazamiento propuestos por el ASCE 41-17. Los valores de desplazamientos objetivos fueron fundamentales para poder realizar posteriormente la verificación de los objetivos de desempeño estructural.

Tabla 68

Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push -Y (Bloque 3)

	SISMO 50%/50		SISMO 20%/50		SISMO 10%/50		SISMO 5%/50	
	Δ (m)	V (Tn)						
Desplaza. Cedencia	0.073	112.939	0.103	154.683	0.112	166.806	0.117	173.676
Desplaza. Objetivo	0.126	164.770	0.189	190.720	0.247	202.018	0.316	211.459

En la Tabla 68 se obtuvieron los valores de desplazamientos y cortantes en los puntos de cedencia y puntos objetivos para cada uno de los niveles de amenaza sísmica analizando la dirección Y del Bloque 3, estos fueron obtenidos aplicando el método de coeficientes de desplazamiento propuestos por el ASCE 41-17. Los valores de desplazamientos objetivos fueron fundamentales para poder realizar posteriormente la verificación de los objetivos de desempeño estructural.

Estos datos obtenidos fueron usados para la verificación del cumplimiento de los objetivos de desempeño, mencionados líneas abajo, estas coordenadas constituyen la curva bilineal de la edificación para cada nivel de amenaza sísmica considerada, en ambos sentidos.

1.9.2. Desplazamientos Objetivos No Estructurales (Situación Existente)

Para determinar los desplazamientos objetivos de los elementos no estructurales, se tomó en cuenta un tabique aislado en el último nivel de la estructura, debido a que las aceleraciones de piso serán mayores, obteniendo así los desplazamientos más desfavorables. El tabique en evaluación tiene las siguientes características:

Tabla 69

Tabiquerías evaluadas por Bloques Existentes

BLOQUE	Longitud (m)	Espesor (m)	Alto (m)	Peso específico (Tn/m ³)	Viga Confinamiento (m)	Columna Confinamiento (m)
Bloque 01	4.50	0.13	2.30	1.80	0.15x0.30	0.15x0.30
Bloque 02	2.70	0.13	2.30	1.80	0.15x0.30	0.15x0.30
Bloque 03	4.50	0.13	2.30	1.80	0.15x0.30	0.15x0.30

En la Tabla 69 se mostraron las características de los elementos no estructurales evaluados, tanto de dimensiones de muro de albañilería, como de elementos de confinamiento de los tabiques aislados más críticos en el último nivel de cada bloque, con la finalidad de obtener los desplazamientos más desfavorables al aplicar cargas perpendiculares a su plano, que es el mecanismo de fallo que se espera en elementos no estructurales aislados de la estructura.

1.9.2.1. Evaluación De Tabique Bloque 1 Existente.

Tabla 70

Relación Cortante - Peso Push X (Bloque 1 Existente)

PISO	SHEAR (Tn)			PESO (Tn)	F/P		
	SISMO	SISMO	SISMO		SISMO	SISMO	SISMO
	50%/50	20%/50	10%/50		50%/50	20%/50	10%/50
3 NIVEL	54.105	61.850	64.729	192.571	0.281	0.321	0.336
2 NIVEL	76.561	87.521	91.594	329.425	0.232	0.266	0.278
1 NIVEL	46.138	52.743	55.198	330.735	0.140	0.159	0.167

En la Tabla 70 se mostraron los resultados de las relaciones entre fuerzas cortantes laterales y pesos asociados a cada entrepiso donde se anclan los elementos no estructurales en análisis para el Bloque 1 en la dirección X, considerando tres niveles de amenaza sísmica.

Tabla 71

Derivas Muro Tabique Push X (Bloque 1 Existente)

DERIVAS FUERA DE SU PLANO							
SISMO	F/P	PESO POR AREA (Tn/m ²)	F AREA (Tn/m ²)	ALTURA (m)	DESPLA (m)	DERIVAS	%
SISMO 50%/50	0.281	0.234	0.066	3.20	0.015	0.005	0.478%
SISMO 20%/50	0.321	0.234	0.075	3.20	0.017	0.005	0.541%
SISMO 10%/50	0.336	0.234	0.079	3.20	0.018	0.006	0.572%

De los resultados de la tabla 71, se evidenció que los tabiques aislados para el nivel de amenaza sísmica de 50%/50 se encontró en un nivel de desempeño de operacional, y para los sismos 20%/50 y 10%/50, se encontraron en ocupación inmediata, siendo la deriva máxima obtenida de 0.572%. Teniendo en consideración que el nivel de amenaza sísmica de 5%/50 años, quedó fuera de la curva de capacidad, se consideró que el nivel de desempeño del tabique en este sismo fue de colapso.

Tabla 72

Relación Cortante - Peso Push Y (Bloque 1 Existente)

PISO	SHEAR (Tn)			PESO (Tn)	F/P		
	SISMO 50%/50	SISMO 20%/50	SISMO 10%/50		SISMO 50%/50	SISMO 20%/50	SISMO 10%/50
3 NIVEL	78.265	87.256	89.499	192.571	0.406	0.453	0.465
2 NIVEL	94.766	105.653	108.369	329.425	0.288	0.321	0.329
1 NIVEL	46.081	51.374	52.695	330.735	0.139	0.155	0.159

En la Tabla 72 se mostraron los resultados de las relaciones entre fuerzas cortantes laterales y pesos asociados a cada entrepiso donde se anclan los elementos no estructurales en análisis para el Bloque 1 en la dirección Y, considerando tres niveles de amenaza sísmica.

Tabla 73
Derivas Muro Tabique Push Y (Bloque 1 Existente)

DERIVAS FUERA DE SU PLANO							
SISMO	F/P	PESO POR AREA (Tn/m ²)	F AREA (Tn/m ²)	ALTURA (m)	DESPLA (m)	DERIVAS	%
SISMO 50%/50	0.406	0.234	0.095	3.20	0.01720	0.00538	0.538%
SISMO 20%/50	0.453	0.234	0.106	3.20	0.01920	0.00600	0.600%
SISMO 10%/50	0.465	0.234	0.109	3.20	0.01980	0.00619	0.619%

De los resultados de la tabla 73, se evidenció que los tabiques aislados para los niveles de amenaza sísmica de 50%/50, 20%/50 y 10%/50 se encontraron en un nivel de desempeño de ocupación inmediata y la deriva máxima obtenida fue de 0.619%. Teniendo en consideración que el nivel de amenaza sísmica de 5%/50 años, quedó fuera de la curva de capacidad, se consideró que el nivel de desempeño del tabique en este sismo fue de colapso.

1.9.2.2. Evaluación De Tabique Bloque 2 Existente.

Tabla 74
Relación Cortante - Peso Push X (Bloque 2 Existente)

PISO	SHEAR (Tn)			PESO (Tn)	F/P		
	SISMO	SISMO	SISMO		SISMO	SISMO	SISMO
	50%/50	20%/50	10%/50		50%/50	20%/50	10%/50
3 NIVEL	62.346	90.531	97.616	55.019	1.133	1.645	1.774
2 NIVEL	82.297	119.595	129.040	96.867	0.850	1.235	1.332
1 NIVEL	36.781	52.898	56.841	114.015	0.323	0.464	0.499

En la Tabla 74 se mostraron los resultados de las relaciones entre fuerzas cortantes laterales y pesos asociados a cada entrepiso donde se anclan los elementos no estructurales en análisis para el Bloque 2 en la dirección X, considerando tres niveles de amenaza sísmica.

De los resultados de la tabla 75, se evidenció que los tabiques aislados para el nivel de amenaza sísmica de 50%/50, se encontraron en un nivel de desempeño de operación inmediata, y para los sismos de 20%/50 y 10%/50, se encontraron en seguridad de vida, siendo la deriva máxima obtenida de 1.616%. Teniendo en consideración que el nivel de amenaza sísmica de 5%/50

años, quedó fuera de la curva de capacidad, se consideró que el nivel de desempeño del tabique en este sismo fue de colapso.

Tabla 75

Derivas Muro Tabique Push X (Bloque 2 Existente)

DERIVAS FUERA DE SU PLANO							
SISMO	F/P	PESO POR AREA (Tn/m ²)	F AREA (Tn/m ²)	ALTURA (m)	DESPLA (m)	DERIVAS	%
SISMO 50%/50	1.133	0.234	0.265	3.20	0.03300	0.01031	1.031%
SISMO 20%/50	1.645	0.234	0.385	3.20	0.04790	0.01497	1.497%
SISMO 10%/50	1.774	0.234	0.415	3.20	0.05170	0.01616	1.616%

Tabla 76

Relación Cortante - Peso Push Y (Bloque 2 Existente)

PISO	SHEAR (Tn)			PESO (Tn)	F/P		
	SISMO 50%/50	SISMO 20%/50	SISMO 10%/50		SISMO 50%/50	SISMO 20%/50	SISMO 10%/50
3 NIVEL	36.863	51.059	59.805	55.019	0.670	0.928	1.087
2 NIVEL	48.793	67.718	80.168	96.867	0.504	0.699	0.828
1 NIVEL	15.973	20.155	22.042	114.015	0.140	0.177	0.193

En la Tabla 76 se mostraron los resultados de las relaciones entre fuerzas cortantes laterales y pesos asociados a cada entrepiso donde se anclan los elementos no estructurales en análisis para el Bloque 2 en la dirección Y, considerando tres niveles de amenaza sísmica.

Tabla 77

Derivas Muro Tabique Push Y (Bloque 2 Existente)

DERIVAS FUERA DE SU PLANO							
SISMO	F/P	PESO POR AREA (Tn/m ²)	F AREA (Tn/m ²)	ALTURA (m)	DESPLA (m)	DERIVAS	%
SISMO 50%/50	0.670	0.234	0.157	3.20	0.020	0.006	0.625%
SISMO 20%/50	0.928	0.234	0.217	3.20	0.026	0.008	0.813%
SISMO 10%/50	1.087	0.234	0.254	3.20	0.031	0.010	0.969%

De los resultados de la tabla 77, se evidenció que los tabiques aislados para los niveles de amenaza sísmica de 50%/50, 20%/50 y 10%50 se encontraron en un nivel de desempeño de

ocupación inmediata y la deriva máxima fue de 0.969%. Teniendo en consideración que el nivel de amenaza sísmica de 5%/50 años, queda fuera de la curva de capacidad, se consideró que el nivel de desempeño del tabique en este sismo es de colapso.

1.9.2.3. Evaluación De Tabique Bloque 3 Existente.

Tabla 78

Relación Cortante - Peso Push X (Bloque 3 Existente)

PISO	SHEAR (Tn)			PESO (Tn)	F/P		
	SISMO	SISMO	SISMO		SISMO	SISMO	SISMO
	50%/50	20%/50	10%/50		50%/50	20%/50	10%/50
3 NIVEL	43.123	50.115	54.351	149.641	0.288	0.335	0.363
2 NIVEL	54.118	62.892	68.208	225.659	0.240	0.279	0.302
1 NIVEL	33.197	38.580	41.841	235.599	0.141	0.164	0.178

En la Tabla 78 se mostraron los resultados de las relaciones entre fuerzas cortantes laterales y pesos asociados a cada entrepiso donde se anclan los elementos no estructurales en análisis para el Bloque 3 en la dirección X, considerando tres niveles de amenaza sísmica.

Tabla 79

Derivas Muro Tabique Push X (Bloque 3 Existente)

DERIVAS FUERA DE SU PLANO							
SISMO	F/P	PESO POR AREA (Tn/m ²)	F AREA (Tn/m ²)	ALTURA (m)	DESPLA (m)	DERIVAS	%
SISMO 50%/50	0.288	0.234	0.067	3.20	0.015	0.005	0.469%
SISMO 20%/50	0.335	0.234	0.078	3.20	0.018	0.006	0.563%
SISMO 10%/50	0.363	0.234	0.085	3.20	0.020	0.006	0.625%

De los resultados de la tabla 79, se evidenció que los tabiques aislados para el nivel de amenaza sísmica de 50%/50 se encontró en un nivel de desempeño de operacional, y para los sismos 20%/50 y 10%/50, se encontraron en ocupación inmediata, siendo la deriva máxima la de 0.625%. Teniendo en consideración que el nivel de amenaza sísmica de 5%/50 años quedó fuera de la curva de capacidad, se consideró que el nivel de desempeño del tabique en este sismo fue de colapso.

Tabla 80

Relación Cortante - Peso Push Y (Bloque 3 Existente)

PISO	SHEAR (Tn)			PESO (Tn)	F/P		
	SISMO 50%/50	SISMO 20%/50	SISMO 10%/50		SISMO 50%/50	SISMO 20%/50	SISMO 10%/50
3 NIVEL	78.265	72.154	76.605	149.641	0.413	0.482	0.512
2 NIVEL	94.766	78.465	83.305	225.659	0.298	0.348	0.369
1 NIVEL	46.081	39.479	41.914	235.599	0.143	0.168	0.178

En la Tabla 80 se mostraron los resultados de las relaciones entre fuerzas cortantes laterales y pesos asociados a cada entrepiso donde se anclan los elementos no estructurales en análisis para el Bloque 2 en la dirección Y, considerando tres niveles de amenaza sísmica.

Tabla 81

Derivas Muro Tabique Push Y (Bloque 3 Existente)

DERIVAS FUERA DE SU PLANO							
SISMO	F/P	PESO POR AREA (Tn/m ²)	F AREA (Tn/m ²)	ALTURA (m)	DESPLA (m)	DERIVAS	%
SISMO 50%/50	0.413	0.234	0.097	3.20	0.01850	0.00578	0.578%
SISMO 20%/50	0.482	0.234	0.113	3.20	0.02140	0.00669	0.669%
SISMO 10%/50	0.512	0.234	0.120	3.20	0.02260	0.00706	0.706%

De los resultados de la tabla 81, se evidenció que los tabiques aislados para los niveles de amenaza sísmica de 50%/50, 20%/50 y 10%/50 se encontraron en un nivel de desempeño de ocupación inmediata y la deriva máxima fue de 0.706%. Teniendo en consideración que el nivel de amenaza sísmica de 5%/50 años quedó fuera de la curva de capacidad, se consideró que el nivel de desempeño del tabique en este sismo fue de colapso.

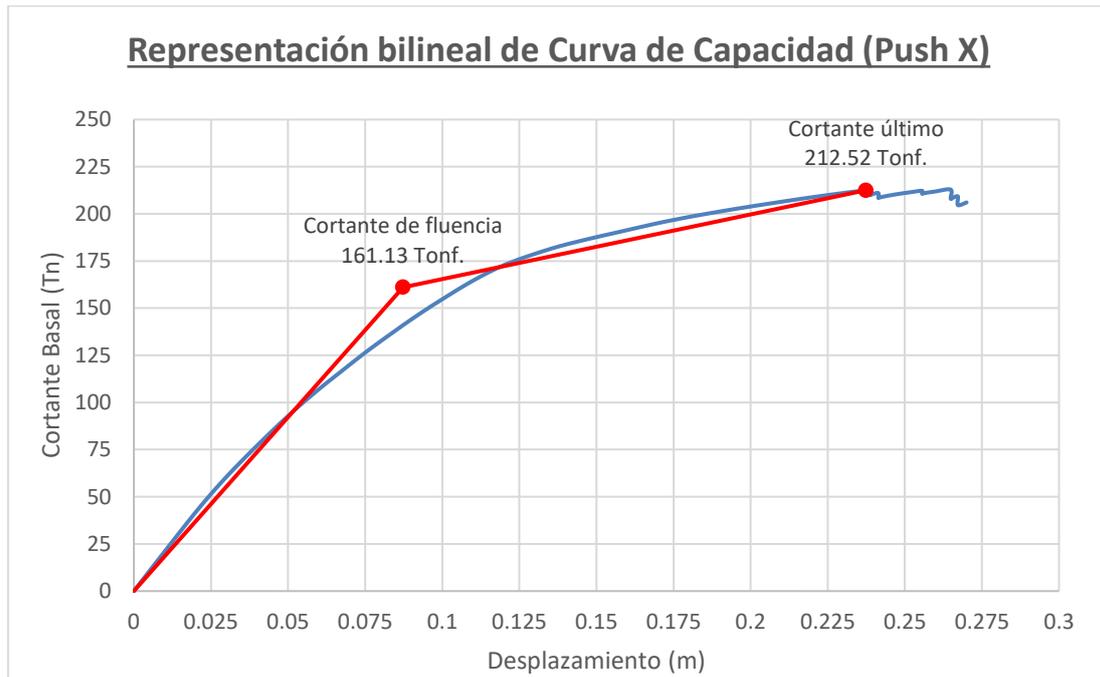
1.10. Valores Reales de Factor de Reducción (Situación Existente)

1.10.1. Valores Reales de Factor de Reducción “R” del Bloque 1

1.10.1.1. Factor de Resistencia por Ductilidad para la Dirección “X”, Bloque 1.

Figura 121

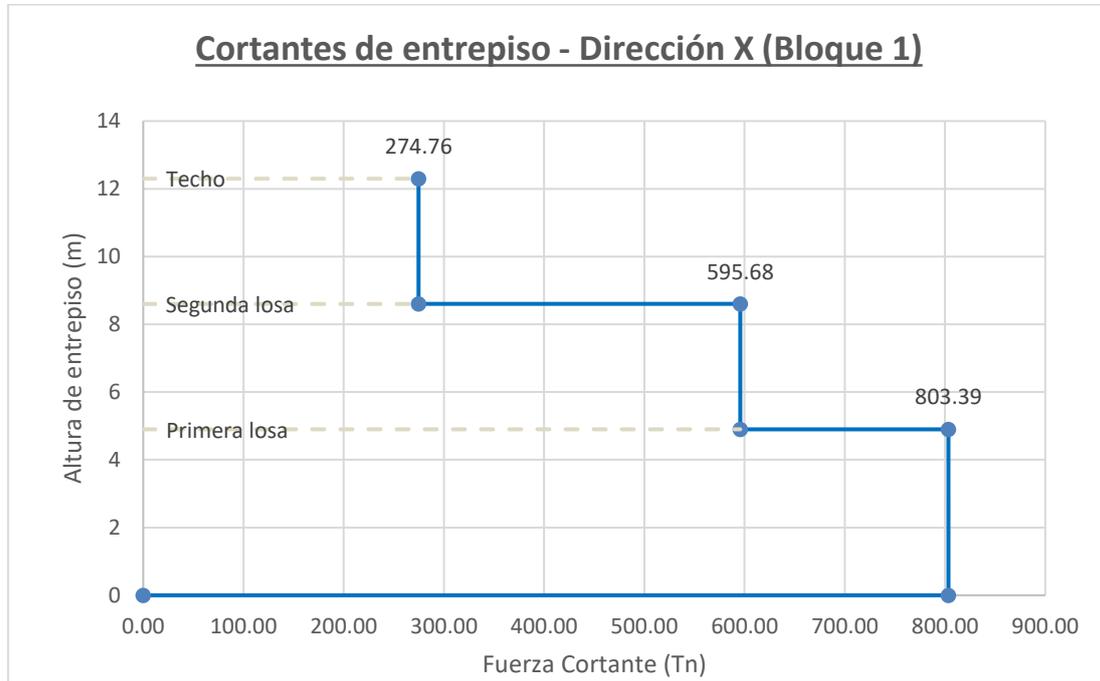
Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push X, Bloque 1)



La Figura 121 muestra la representación bilineal de la curva de capacidad para el PUSH X del Bloque 1, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, pudiendo así recopilar información de desplazamientos y fuerzas cortantes tanto del punto de fluencia, como del punto último de la curva, en este caso obtendremos el valor de cortante último de la estructura “Vu”.

Figura 122

Cortantes de entrepiso – Dirección X (Bloque 1)



La Figura 122 mostró los valores de cortantes de entrepiso obtenidos de un análisis dinámico lineal considerando un espectro elástico, pudiendo obtener así el valor del Cortante basal elástico “ V_e ” en la dirección de análisis X.

De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 212.52 \text{ Tn}$$

De las cortantes de entrepiso por sismo dinámico lineal considerando un espectro elástico en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ex} = 803.39 \text{ Tn}$$

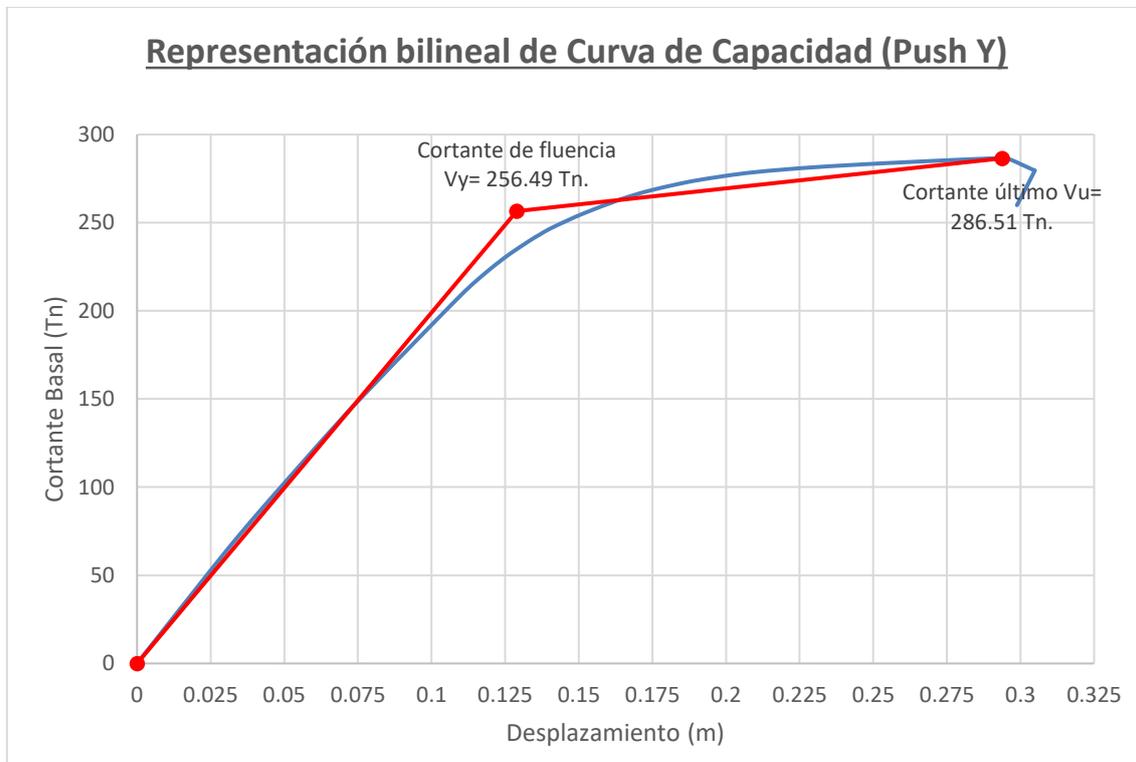
Entonces:

$$R_{\mu x} = \frac{V_e}{V_u} = \frac{803.39 \text{ Tn}}{212.52 \text{ Tn}} = 3.78$$

1.10.1.2. Factor De Resistencia Por Ductilidad Para Dirección “Y”, Bloque 1.

Figura 123

Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 1)

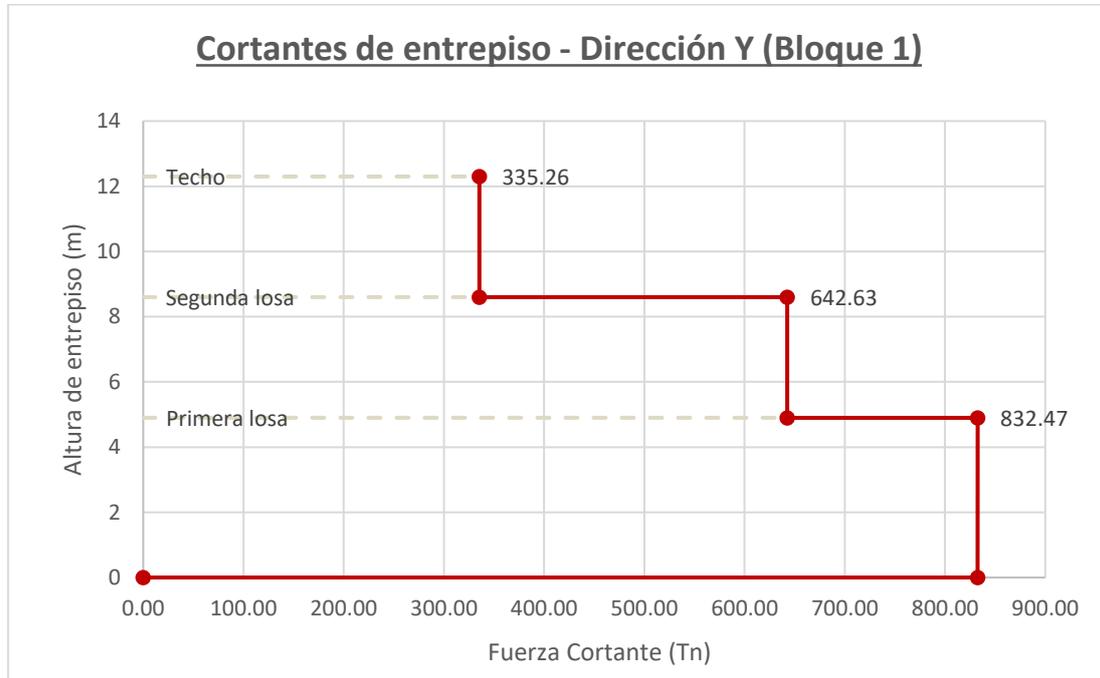


La Figura 123 mostró la representación bilineal de la curva de capacidad para el PUSH Y del Bloque 1, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, pudiendo así recopilar información de desplazamientos y fuerzas cortantes tanto del punto de fluencia, como del punto último de la curva, en este caso obtendremos el valor de cortante último de la estructura “Vu”.

La Figura 123 mostró los valores de cortantes de entrepiso obtenidos de un análisis dinámico lineal considerando un espectro elástico, pudiendo obtener así el valor del Cortante basal elástico “Ve” en la dirección de análisis Y.

Figura 124

Cortantes de entrepiso – Dirección Y (Bloque 1)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 286.51 \text{ Tn}$$

De las cortantes de entrepiso por sismo dinámico lineal considerando un espectro elástico en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{ey} = 832.47 \text{ Tn}$$

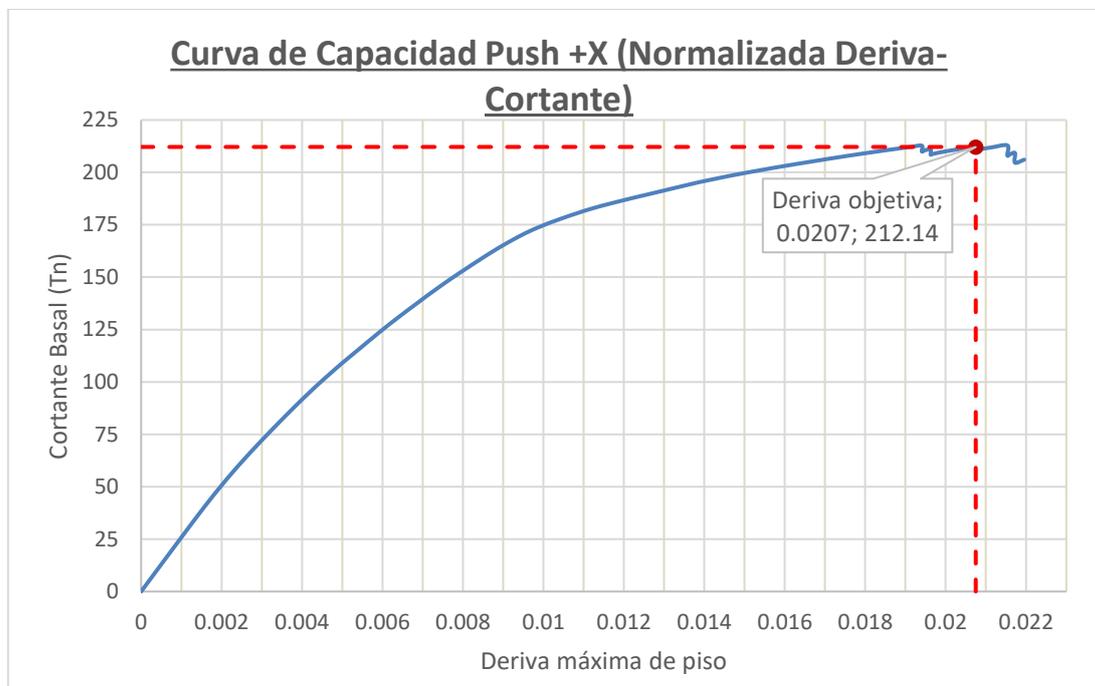
Entonces:

$$R_{\mu y} = \frac{V_e}{V_u} = \frac{832.47 \text{ Tn}}{286.51 \text{ Tn}} = 2.91$$

1.10.1.3. Factor de Sobrerresistencia para la Dirección “X”, Bloque 1.

Figura 125

Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push X, Bloque 1)



La Figura 125 mostró la curva de capacidad para el PUSH X del Bloque 1, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, normalizada a valores de derivas máximas de piso, pudiendo así obtener el valor de cortante basal de diseño “Vd” referido en nuestro caso a una deriva de 0.0207 que es tomado en base al desplazamiento obtenido para el análisis del sismo del sismo raro.

De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 212.52 \text{ Tn}$$

De la curva de capacidad en dirección X normalizada a valores de derivas de piso:

$$V_{dx} = 212.14 \text{ Tn}$$

Entonces:

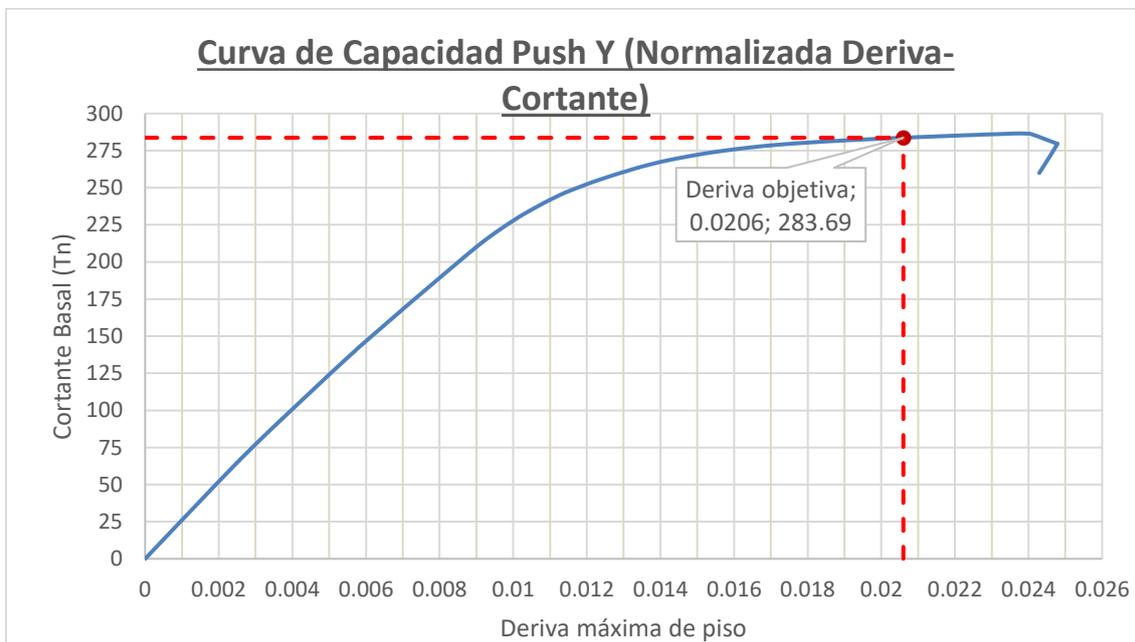
$$R_{\Omega x} = \frac{V_u}{V_d} = \frac{212.52 \text{ Tn}}{212.14 \text{ Tn}} = 1.00$$

1.10.1.4. Factor De Sobrerresistencia Para Dirección “Y”, Bloque 1.

La Figura 126 muestra la curva de capacidad para el PUSH Y del Bloque 1, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, normalizada a valores de derivas máximas de piso, pudiendo así obtener el valor de cortante basal de diseño “Vd” referido en nuestro caso a una deriva de 0.0206 que es tomado en base al desplazamiento obtenido para el análisis del sismo del sismo raro.

Figura 126

Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push Y, Bloque 1)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 286.51 Tn$$

De la curva de capacidad en dirección Y normalizada a valores de derivas de piso:

$$V_{dy} = 283.69 Tn$$

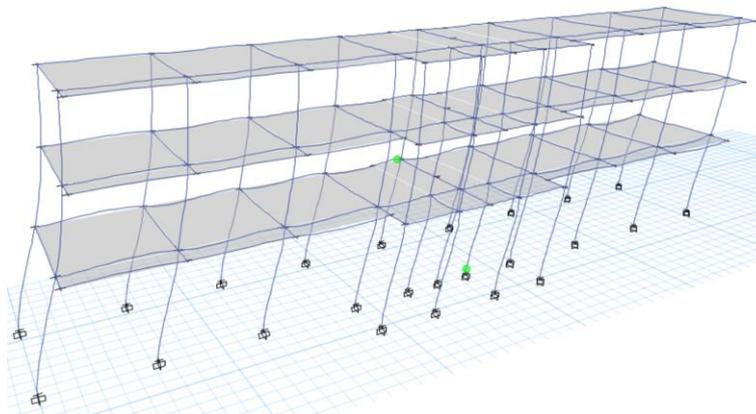
Entonces:

$$R_{\Omega y} = \frac{V_u}{V_d} = \frac{286.51 Tn}{283.69 Tn} = 1.01$$

1.10.1.5. Factor de Redundancia para la Dirección “X”, Bloque 1.

Figura 127

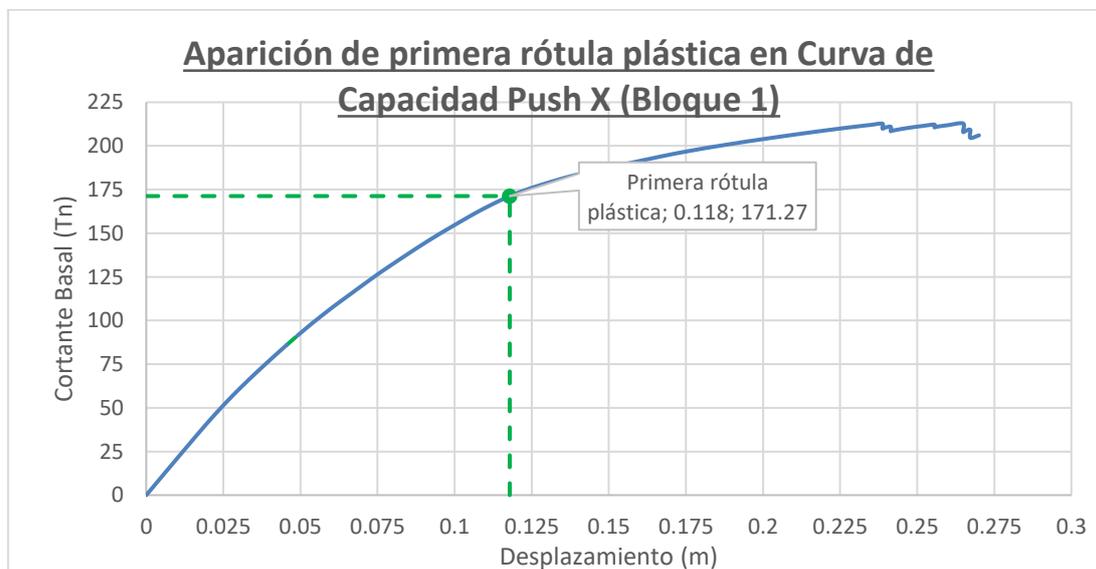
Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push X, Bloque 1)



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 128

Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push X, Bloque 1)



La Figura 127 muestra gráficamente el modelo tridimensional del Bloque 1 en el momento en que se generó la primera rótula plástica para el caso de carga Push X, esta aparición se genera específicamente en el paso 29 de la Curva de Capacidad. En la Figura 128 se aprecia dicho punto en la curva, pudiendo así obtener el valor de la cortante basal asociada a la formación de la primera rótula plástica “V1”.

De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 212.52 Tn$$

Del punto de aparición de la primera rótula plástica en la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{1x} = 171.27 Tn$$

Entonces:

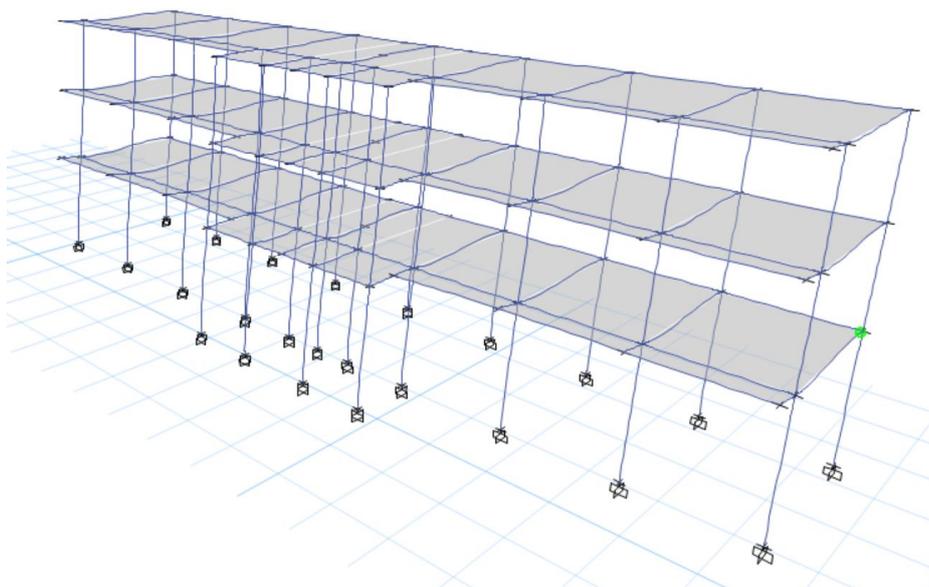
$$R_{Rx} = \frac{V_u}{V_1} = \frac{212.52 Tn}{171.27 Tn} = 1.24$$

1.10.1.6. Factor de Redundancia para la Dirección “Y”, Bloque 1.

La Figura 129 muestra gráficamente el modelo tridimensional del Bloque 1 en el momento en que se genera la primera rótula plástica para el caso de carga Push Y, esta aparición se genera específicamente en el paso 42 de la Curva de Capacidad. En la Figura 130 se aprecia dicho punto en la curva, pudiendo así obtener el valor de la cortante basal asociada a la formación de la primera rótula plástica “V1”.

Figura 129

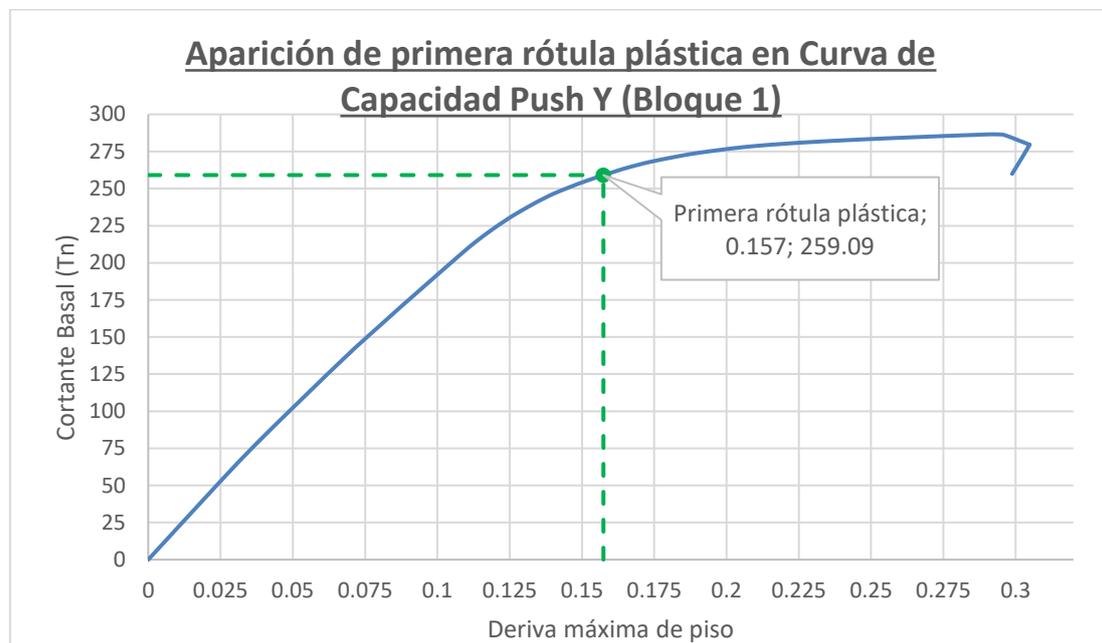
Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push Y, Bloque 1)



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 130

Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 1)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 286.51 \text{ Tn}$$

Del punto de aparición de la primera rótula plástica en la curva de capacidad, se obtuvo:

$$V_{1y} = 259.09 \text{ Tn}$$

Entonces:

$$R_{Ry} = \frac{V_u}{V_1} = \frac{286.51 \text{ Tn}}{259.09 \text{ Tn}} = 1.11$$

1.10.1.7. Comparación de Factores de Reducción, Bloque 1.

De los valores obtenidos previamente, se calcularon los factores de reducción sísmica reales tanto para la dirección de análisis X, como la dirección Y.

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_R$$

-Factores de Resistencia por ductilidad:

$$R_{\mu x} = 3.78 \quad R_{\mu y} = 2.91$$

-Factores de Sobrerresistencia:

$$R_{\Omega x} = 1.00 \quad R_{\Omega y} = 1.01$$

-Factores de Redundancia:

$$R_{Rx} = 1.24 \quad R_{Ry} = 1.11$$

-Factores de Reducción sísmica reales:

$$R_x = 3.78 * 1.00 * 1.24 = \mathbf{4.67}$$

$$R_y = 2.91 * 1.01 * 1.11 = \mathbf{3.26}$$

Se pudo observar de los factores de reducción sísmica obtenidos del Bloque 1 existente que, tanto para la dirección de análisis X como para la dirección Y, se obtuvieron valores de R por debajo de los factores normativos empleados para los análisis lineales ($R_{x,y}=5.40$), evidenciándose una nula capacidad de sobre resistencia. Si bien la estructura tiene cierta capacidad de ductilidad, esto se debe a que el bloque cuenta con una cantidad considerable de columnas en los pórticos de concreto armado, lo que hace que la estructura en dicha dirección sea dúctil, sin embargo, esto no significa que el diseño existente es adecuado, ya que no cumple con requisitos mínimos de rigidez expuestos en la Norma E.030, generando mayores desplazamientos y por ende mayores daños, lo que haría que frente a un sismo raro la estructura se encuentre próxima al colapso y ante un sismo muy raro la misma colapse (como se demostró previamente mediante un análisis no lineal), por lo que se puede concluir que es necesaria una propuesta de reforzamiento estructural.

1.10.2. Valores Reales de Factor de Reducción “R” del Bloque 2

1.10.2.1. Factor de Resistencia por Ductilidad para la Dirección “X”, Bloque 2.

La Figura 131 mostró la representación bilineal de la curva de capacidad para el PUSH X del Bloque 2, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, pudiendo así recopilar información de

desplazamientos y fuerzas cortantes tanto del punto de fluencia, como del punto último de la curva, en este caso obtendremos el valor de cortante último de la estructura “Vu”.

Figura 131

Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push X, Bloque 2)

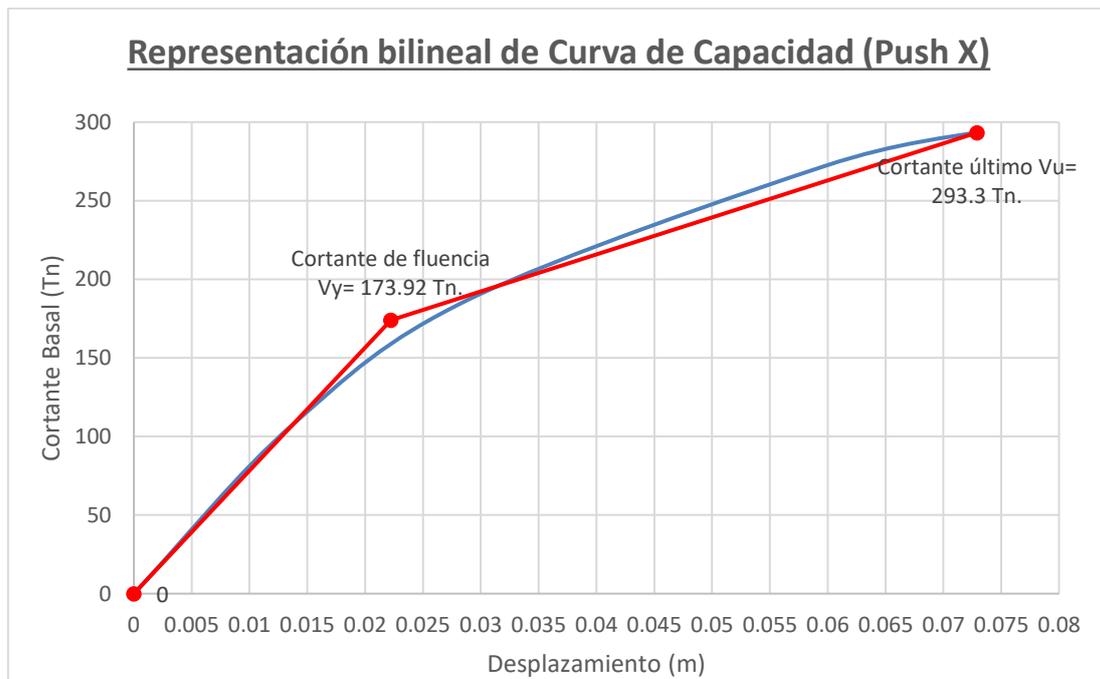
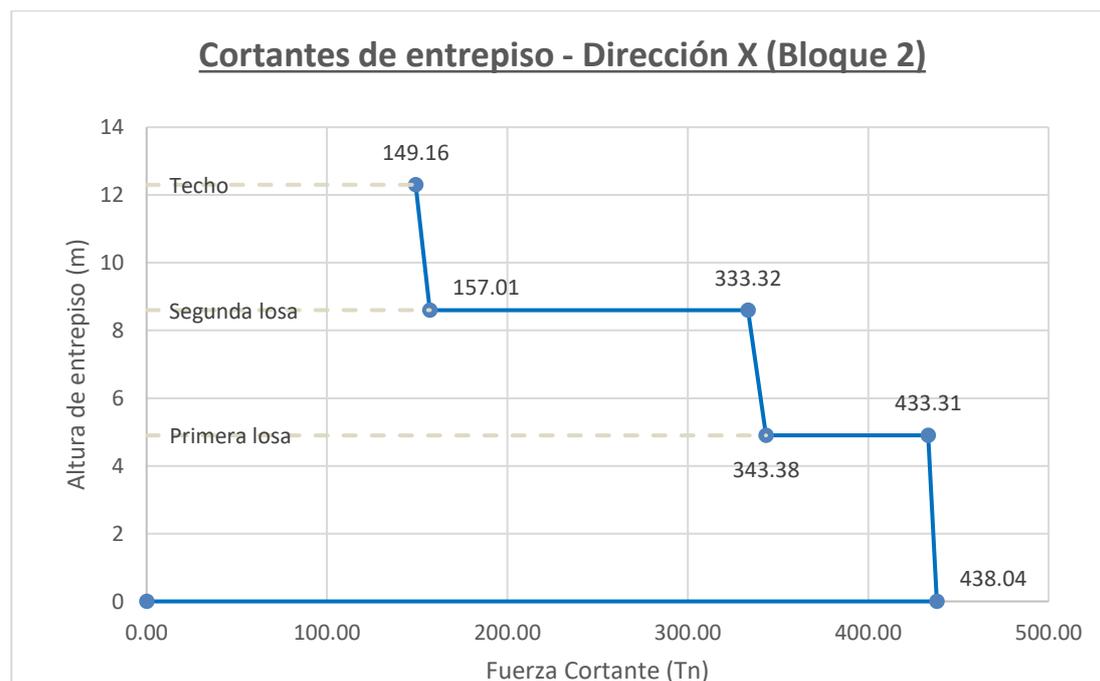


Figura 132

Cortantes de entrepiso – Dirección X (Bloque 2)



La Figura 132 mostró los valores de cortantes de entrepiso obtenidos de un análisis dinámico lineal considerando un espectro elástico, pudiendo obtener así el valor del Cortante basal elástico “ V_e ” en la dirección de análisis X.

De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 293.30 \text{ Tn}$$

De las cortantes de entrepiso por sismo dinámico lineal considerando un espectro elástico en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ex} = 438.04 \text{ Tn}$$

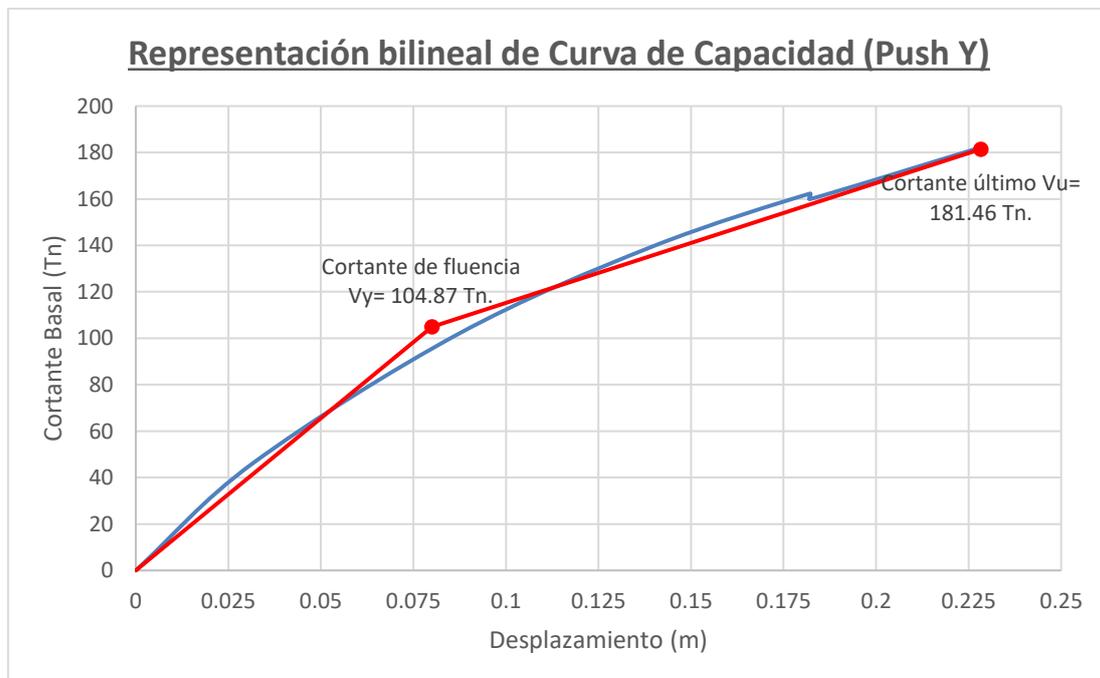
Entonces:

$$R_{\mu x} = \frac{V_e}{V_u} = \frac{438.04 \text{ Tn}}{293.30 \text{ Tn}} = 1.49$$

1.10.2.2. Factor de Resistencia por Ductilidad para la Dirección “Y”, Bloque 2.

Figura 133

Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 2)



La Figura 133 mostró la representación bilineal de la curva de capacidad para el PUSH Y del Bloque 2, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, pudiendo así recopilar información de

desplazamientos y fuerzas cortantes tanto del punto de fluencia, como del punto último de la curva, en este caso obtendremos el valor de cortante último de la estructura “Vu”.

Figura 134

Cortantes de entrepiso – Dirección Y (Bloque 2)



La Figura 134 mostró los valores de cortantes de entrepiso obtenidos de un análisis dinámico lineal considerando un espectro elástico, pudiendo obtener así el valor del Cortante basal elástico “Ve” en la dirección de análisis Y.

De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 181.46 \text{ Tn}$$

De las cortantes de entrepiso por sismo dinámico lineal considerando un espectro elástico en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{ey} = 343.34 \text{ Tn}$$

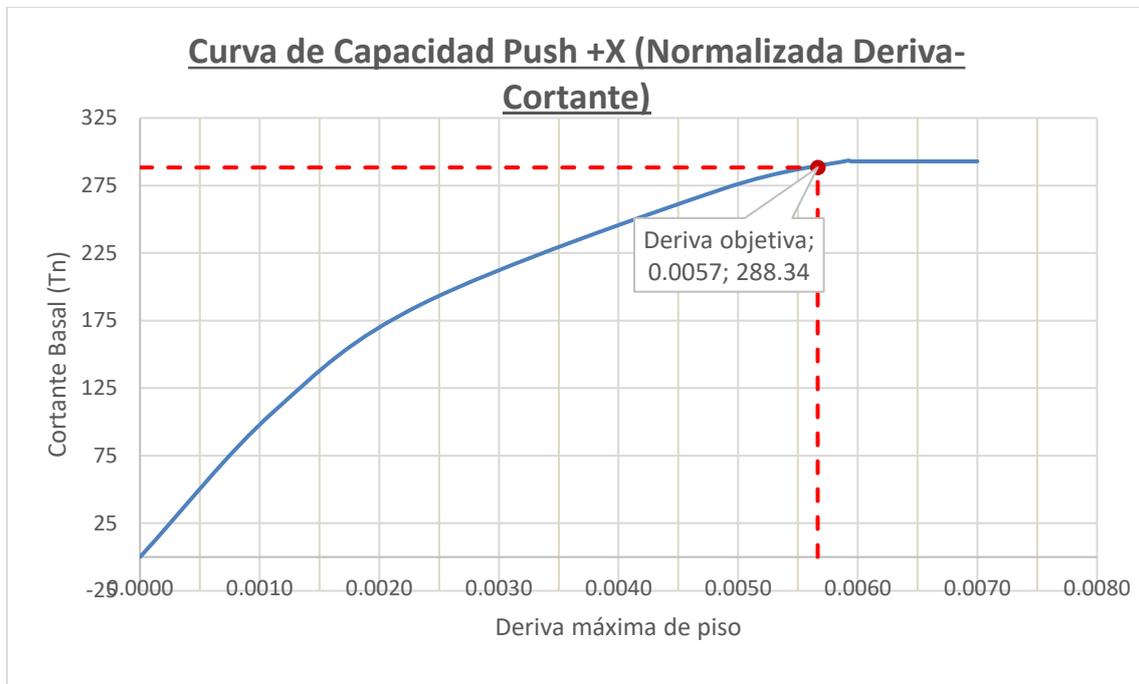
Entonces:

$$R_{\mu y} = \frac{V_e}{V_u} = \frac{343.34 \text{ Tn}}{181.46 \text{ Tn}} = 1.81$$

1.10.2.3. Factor de Sobrerresistencia para la Dirección “X”, Bloque 2.

Figura 135

Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push X, Bloque 2)



La Figura 135 mostró la curva de capacidad para el PUSH X del Bloque 2, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, normalizada a valores de derivas máximas de piso, pudiendo así obtener el valor de cortante basal de diseño “Vd” referido en nuestro caso a una deriva de 0.0057 que es tomado en base al desplazamiento obtenido para el análisis del sismo del sismo raro.

De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 293.30 \text{ Tn}$$

De la curva de capacidad en dirección X normalizada a valores de derivas de piso:

$$V_{dx} = 288.34 \text{ Tn}$$

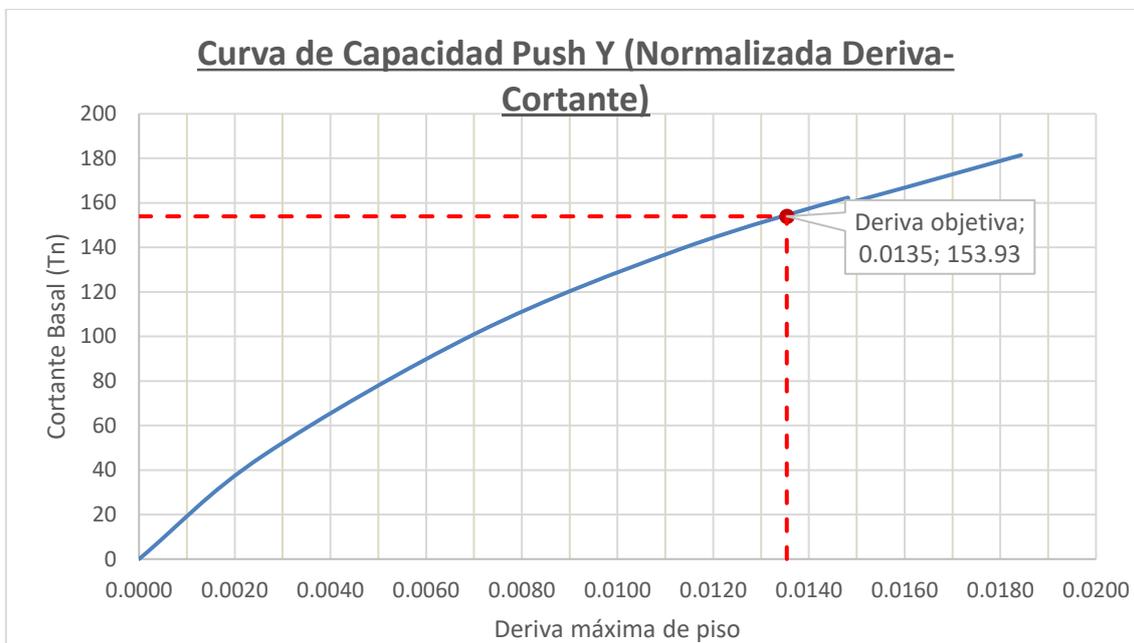
Entonces:

$$R_{\Omega x} = \frac{V_u}{V_d} = \frac{293.30 \text{ Tn}}{288.34 \text{ Tn}} = 1.02$$

1.10.2.4. Factor de Sobrerresistencia para la Dirección “Y”, Bloque 2.

Figura 136

Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push Y, Bloque 2)



La Figura 136 mostró la curva de capacidad para el PUSH Y del Bloque 2, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, normalizada a valores de derivas máximas de piso, pudiendo así obtener el valor de cortante basal de diseño “Vd” referido en nuestro caso a una deriva de 0.0135 que es tomado en base al desplazamiento obtenido para el análisis del sismo del sismo raro.

De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 181.46 \text{ Tn}$$

De la curva de capacidad en dirección Y normalizada a valores de derivas de piso, se obtuvo:

$$V_{dy} = 153.93 \text{ Tn}$$

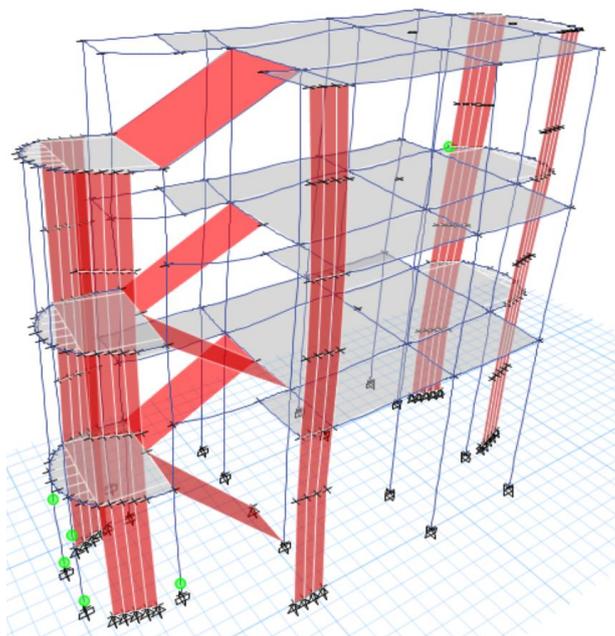
Entonces:

$$R_{\Omega y} = \frac{V_u}{V_d} = \frac{181.46 \text{ Tn}}{153.93 \text{ Tn}} = 1.18$$

1.10.2.5. Factor de Redundancia para la Dirección “X”, Bloque 2.

Figura 137

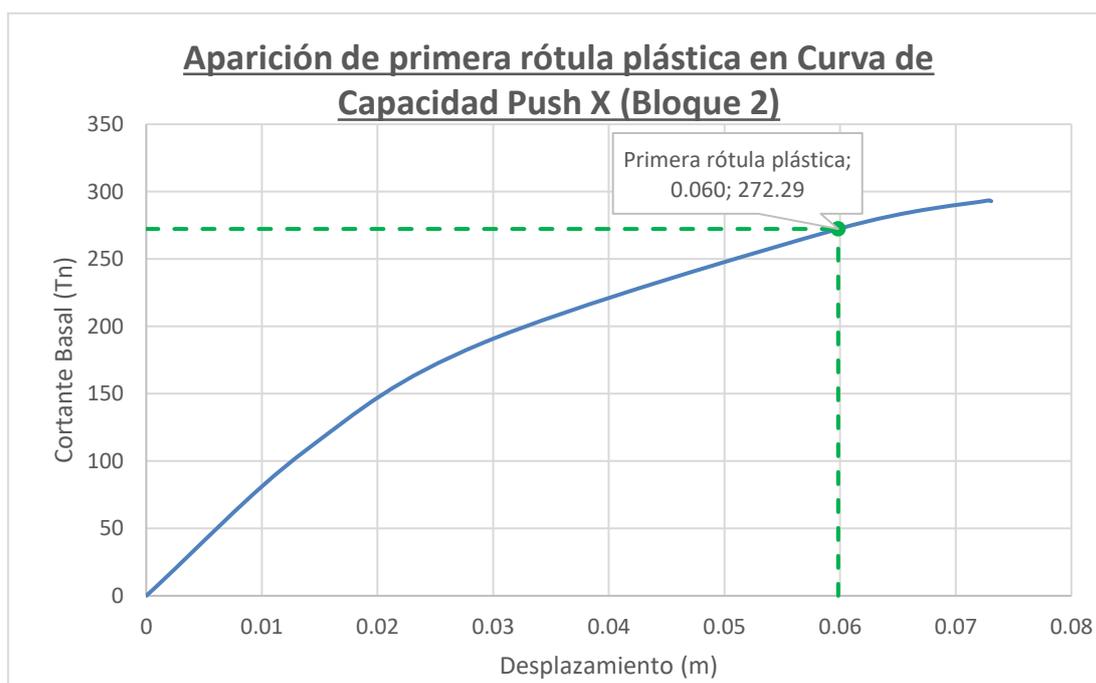
Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push X, Bloque 2)



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 138

Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push X, Bloque 2)



La Figura 137 mostró gráficamente el modelo tridimensional del Bloque 2 en el momento en que se genera la primera rótula plástica para el caso de carga Push X, esta aparición se genera específicamente en el paso 3 de la Curva de Capacidad. En la Figura 138 se aprecia dicho punto en la curva, pudiendo así obtener el valor de la cortante basal asociada a la formación de la primera rótula plástica “V1”.

De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 293.30 \text{ Tn}$$

Del punto de aparición de la primera rótula plástica en la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{1x} = 272.29 \text{ Tn}$$

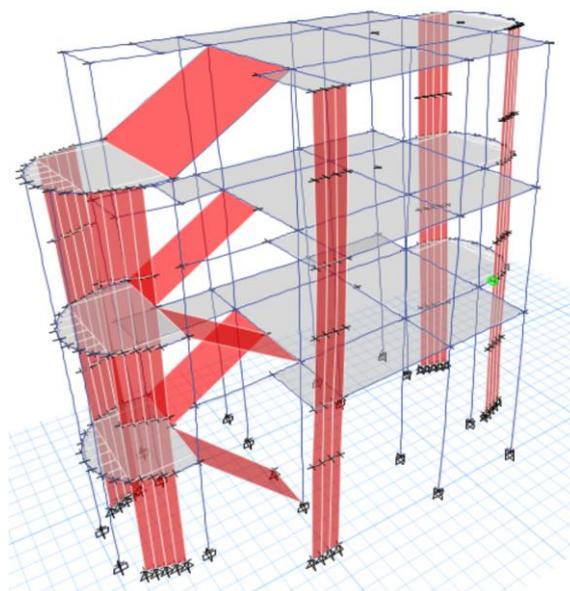
Entonces:

$$R_{Rx} = \frac{V_u}{V_1} = \frac{293.30 \text{ Tn}}{272.29 \text{ Tn}} = 1.08$$

1.10.2.6. Factor de Redundancia para la Dirección “Y”, Bloque 2.

Figura 139

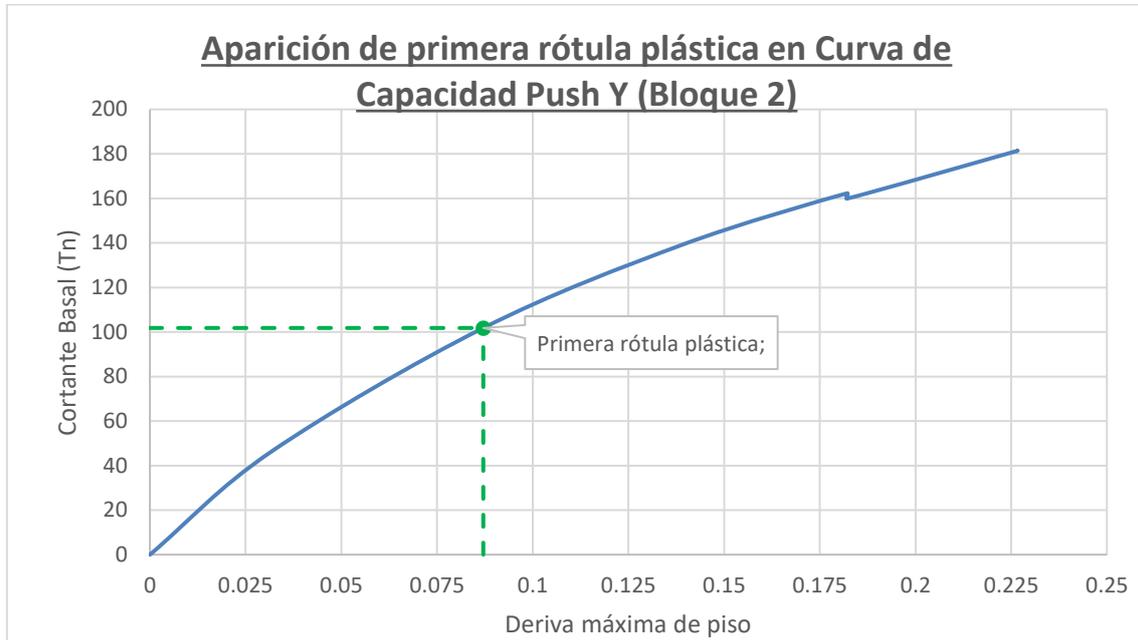
Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push Y, Bloque 2)



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 140

Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 2)



La Figura 139 mostró gráficamente el modelo tridimensional del Bloque 1 en el momento en que se genera la primera rótula plástica para el caso de carga Push Y, esta aparición se genera específicamente en el paso 2 de la Curva de Capacidad. En la Figura 140 se aprecia dicho punto en la curva, pudiendo así obtener el valor de la cortante basal asociada a la formación de la primera rótula plástica “V1”.

De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 181.46 \text{ Tn}$$

Del punto de aparición de la primera rótula plástica en la curva de capacidad, se obtuvo:

$$V_{1y} = 101.81 \text{ Tn}$$

Entonces:

$$R_{Ry} = \frac{V_u}{V_1} = \frac{181.46 \text{ Tn}}{101.81 \text{ Tn}} = 1.78$$

1.10.2.7. Comparación de Factores de Reducción, Bloque 2.

De los valores obtenidos previamente, se calculan los factores de reducción sísmica reales tanto para la dirección de análisis X, como la dirección Y.

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_R$$

-Factores de Resistencia por ductilidad:

$$R_{\mu x} = 1.49 \quad R_{\mu y} = 1.81$$

-Factores de Sobrerresistencia:

$$R_{\Omega x} = 1.02 \quad R_{\Omega y} = 1.18$$

-Factores de Redundancia:

$$R_{R x} = 1.08 \quad R_{R y} = 1.78$$

-Factores de Reducción sísmica reales:

$$R_x = 1.49 * 1.02 * 1.08 = \mathbf{1.31}$$

$$R_y = 1.81 * 1.18 * 1.78 = \mathbf{3.80}$$

Se observó de los factores de reducción sísmica obtenidos del Bloque 2 que, para la dirección de análisis Y se obtuvo un valor prácticamente igual a los factores normativos calculados ($R_{x,y}=3.60$), esto debido a que la estructura en dicha dirección cuenta con una considerable densidad de muros de concreto armado, lo que hace que la estructura en dicha dirección tenga una cierta capacidad de sobre resistencia y redundancia en los elementos sismorresistentes, sin embargo, para la dirección de análisis X se obtuvo un valor mucho menor que los factores normativos empleados para los análisis lineales, esto debido a que el bloque en dicha dirección no cuenta con una cantidad, distribución y dimensiones de elementos estructurales suficientes para cumplir con requisitos mínimos de rigidez, lo que genera también una baja capacidad de ductilidad y una nula capacidad de sobre resistencia y redundancia, por lo que se puede concluir que es necesaria una propuesta de reforzamiento estructural.

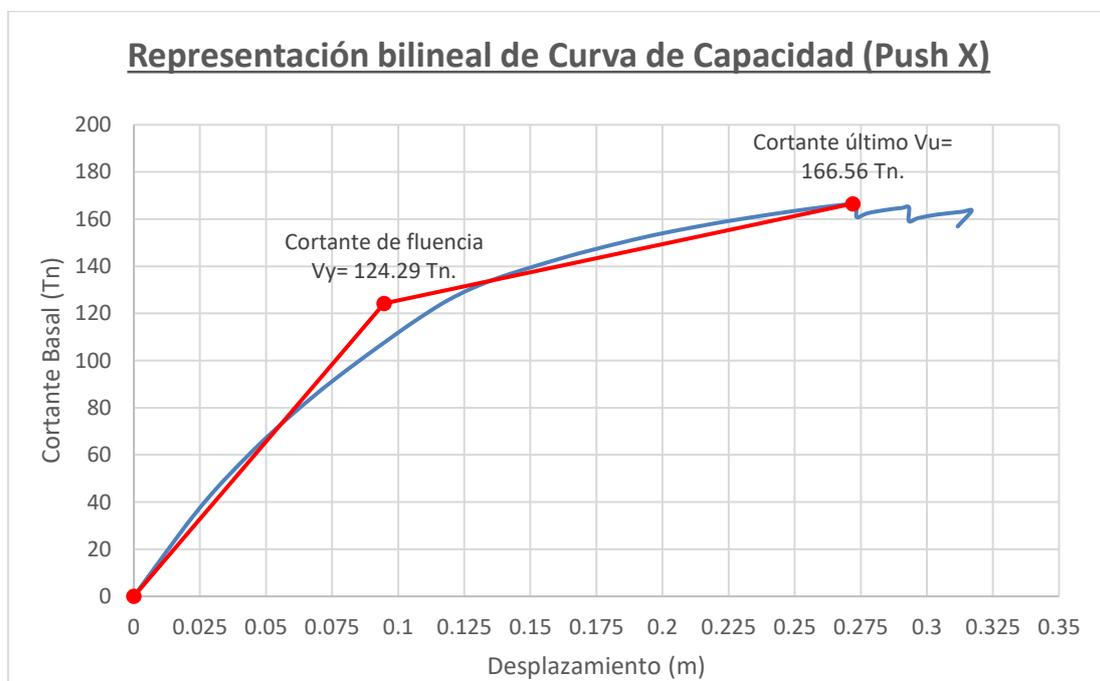
1.10.3. Valores Reales de Factor de Reducción “R” del Bloque 3

1.10.3.1. Factor de Resistencia por Ductilidad para la Dirección “X”, Bloque 3.

La Figura 141 mostró la representación bilineal de la curva de capacidad para el PUSH X del Bloque 3, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, pudiendo así recopilar información de desplazamientos y fuerzas cortantes tanto del punto de fluencia, como del punto último de la curva, en este caso obtendremos el valor de cortante último de la estructura “Vu”.

Figura 141

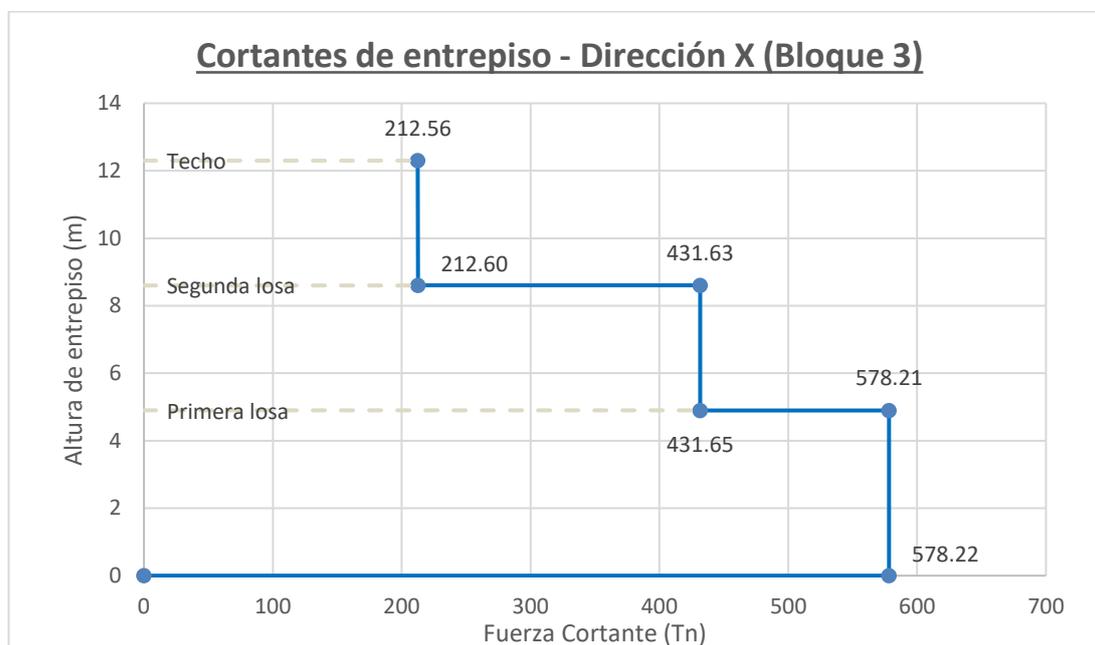
Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push X, Bloque 3)



La Figura 142 mostró los valores de cortantes de entrepiso obtenidos de un análisis dinámico lineal considerando un espectro elástico, pudiendo obtener así el valor del Cortante basal elástico “Ve” en la dirección de análisis X.

Figura 142

Cortantes de entrepiso – Dirección X (Bloque 3)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 166.56 \text{ Tn}$$

De las cortantes de entrepiso por sismo dinámico lineal considerando un espectro elástico en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ex} = 578.22 \text{ Tn}$$

Entonces:

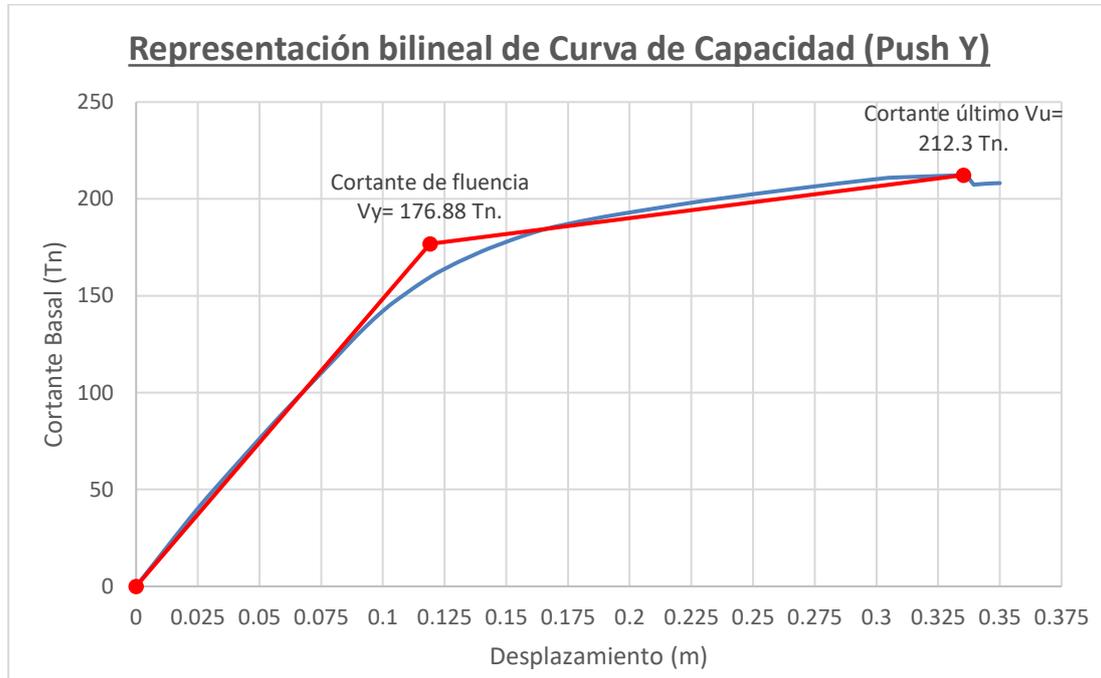
$$R_{\mu x} = \frac{V_e}{V_u} = \frac{578.22 \text{ Tn}}{166.56 \text{ Tn}} = 3.47$$

1.10.3.2. Factor de Resistencia por Ductilidad para la Dirección “Y”, Bloque 3.

La Figura 143 mostró la representación bilineal de la curva de capacidad para el PUSH Y del Bloque 3, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, pudiendo así recopilar información de desplazamientos y fuerzas cortantes tanto del punto de fluencia, como del punto último de la curva, en este caso obtendremos el valor de cortante último de la estructura “Vu”.

Figura 143

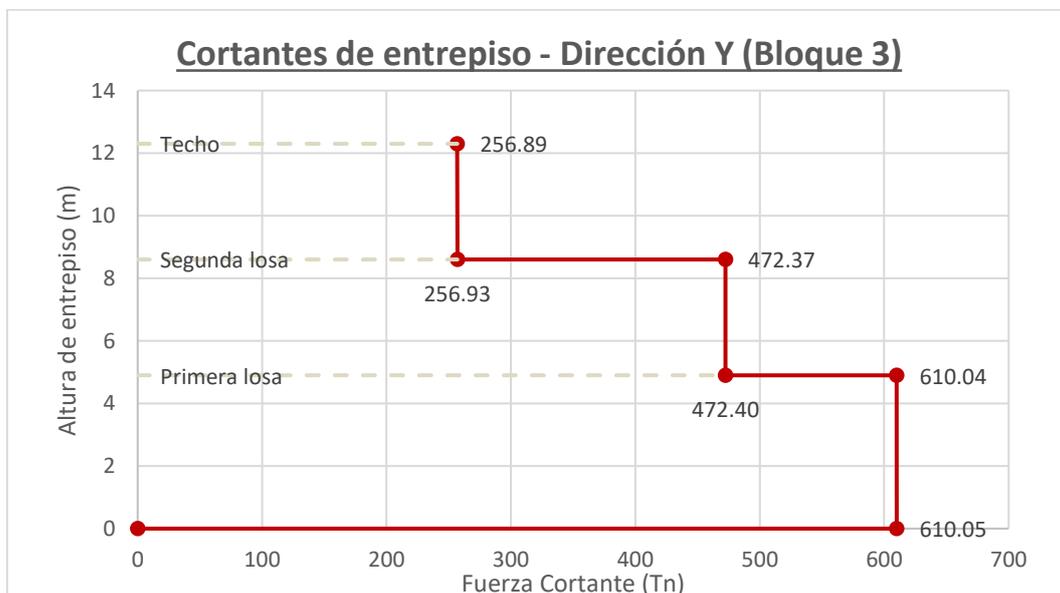
Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 3)



La Figura 144 mostró los valores de cortantes de entrepiso obtenidos de un análisis dinámico lineal considerando un espectro elástico, pudiendo obtener así el valor del Cortante basal elástico “ V_e ” en la dirección de análisis Y.

Figura 144

Cortantes de entrepiso – Dirección Y (Bloque 3)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 212.30 \text{ Tn}$$

De las cortantes de entrepiso por sismo dinámico lineal considerando un espectro elástico en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{ey} = 610.05 \text{ Tn}$$

Entonces:

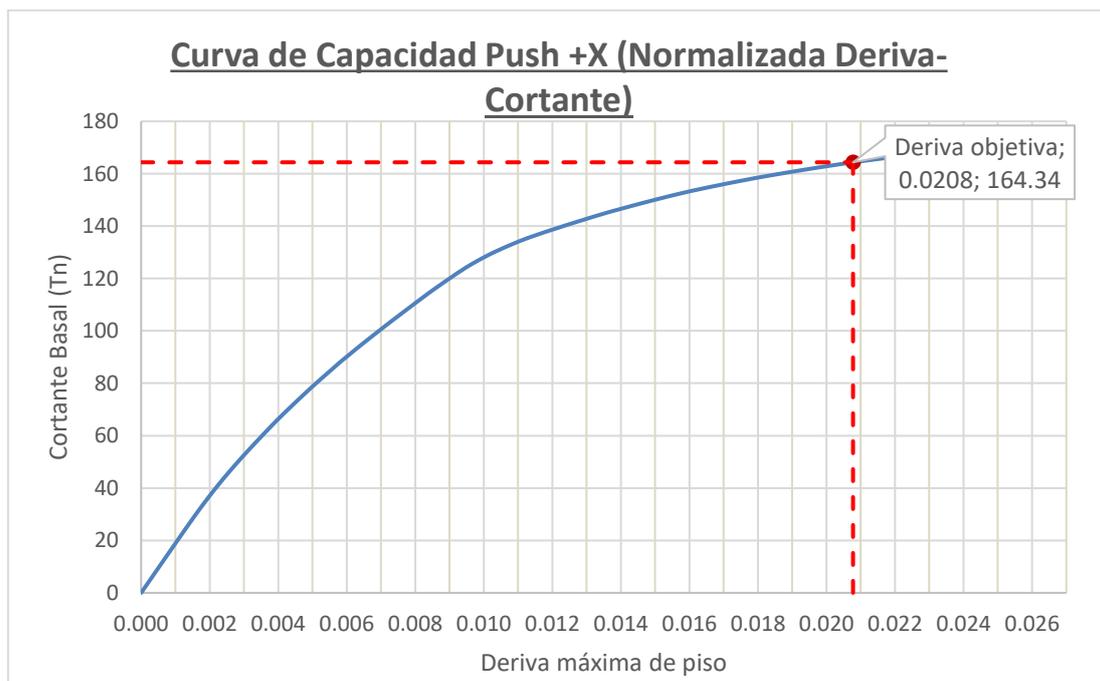
$$R_{\mu y} = \frac{V_e}{V_u} = \frac{610.05 \text{ Tn}}{212.30 \text{ Tn}} = 2.87$$

1.10.3.3. Factor De Sobrerresistencia Para Dirección “X”, Bloque 3.

La Figura 145 mostró la curva de capacidad para el PUSH X del Bloque 3, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, normalizada a valores de derivas máximas de piso, pudiendo así obtener el valor de cortante basal de diseño “Vd” referido en nuestro caso a una deriva de 0.0208 que es tomado en base al desplazamiento obtenido para el análisis del sismo del sismo raro.

Figura 145

Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push X, Bloque 3)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 166.56 \text{ Tn}$$

De la curva de capacidad en dirección X normalizada a valores de derivas de piso:

$$V_{dx} = 164.34 \text{ Tn}$$

Entonces:

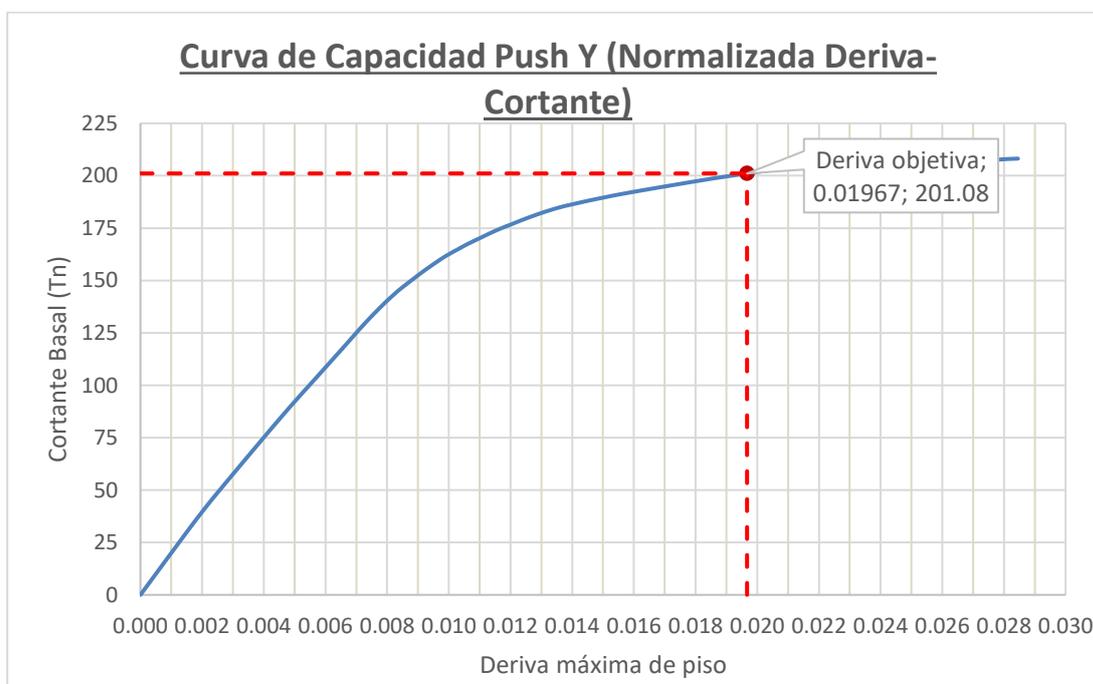
$$R_{\Omega x} = \frac{V_u}{V_d} = \frac{166.56 \text{ Tn}}{164.34 \text{ Tn}} = 1.01$$

1.10.3.4. Factor de Sobrerresistencia para la Dirección “Y”, Bloque 3.

La Figura 146 mostró la curva de capacidad para el PUSH Y del Bloque 3, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, normalizada a valores de derivas máximas de piso, pudiendo así obtener el valor de cortante basal de diseño “Vd” referido en nuestro caso a una deriva de 0.0197 que es tomado en base al desplazamiento obtenido para el análisis del sismo del sismo raro.

Figura 146

Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push Y, Bloque 3)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 212.30 \text{ Tn}$$

De la curva de capacidad en dirección Y normalizada a valores de derivas de piso:

$$V_{dy} = 201.08 \text{ Tn}$$

Entonces:

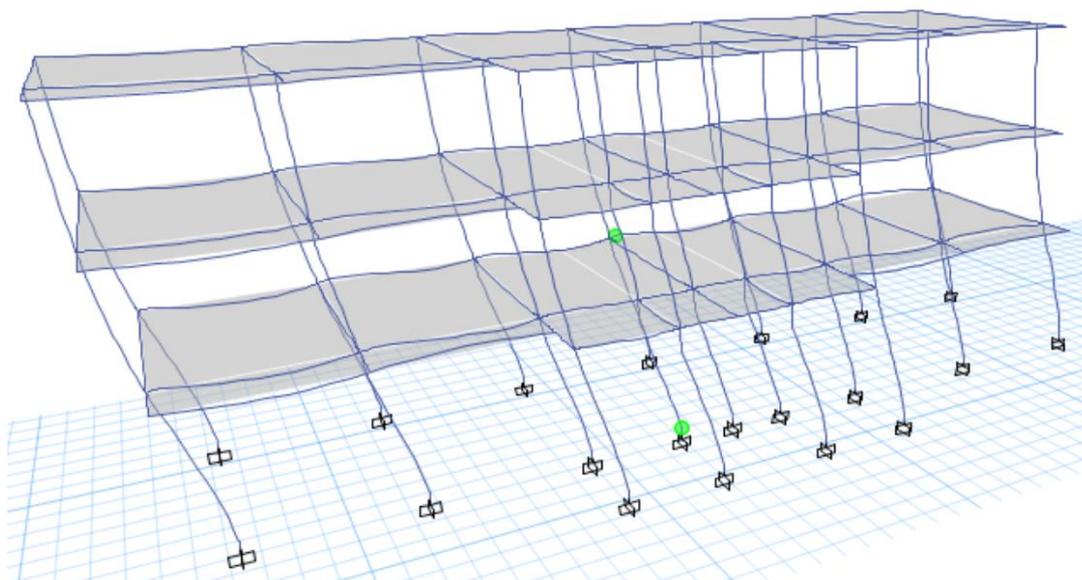
$$R_{\Omega y} = \frac{V_u}{V_d} = \frac{212.30 \text{ Tn}}{201.08 \text{ Tn}} = 1.06$$

1.10.3.5. Factor de Redundancia para la Dirección “X”, Bloque 3.

La Figura 147 mostró gráficamente el modelo tridimensional del Bloque 3 en el momento en que se genera la primera rótula plástica para el caso de carga Push X, esta aparición se genera específicamente en el paso 35 de la Curva de Capacidad. En la Figura 148 se aprecia dicho punto en la curva, pudiendo así obtener el valor de la cortante basal asociada a la formación de la primera rótula plástica “V1”.

Figura 147

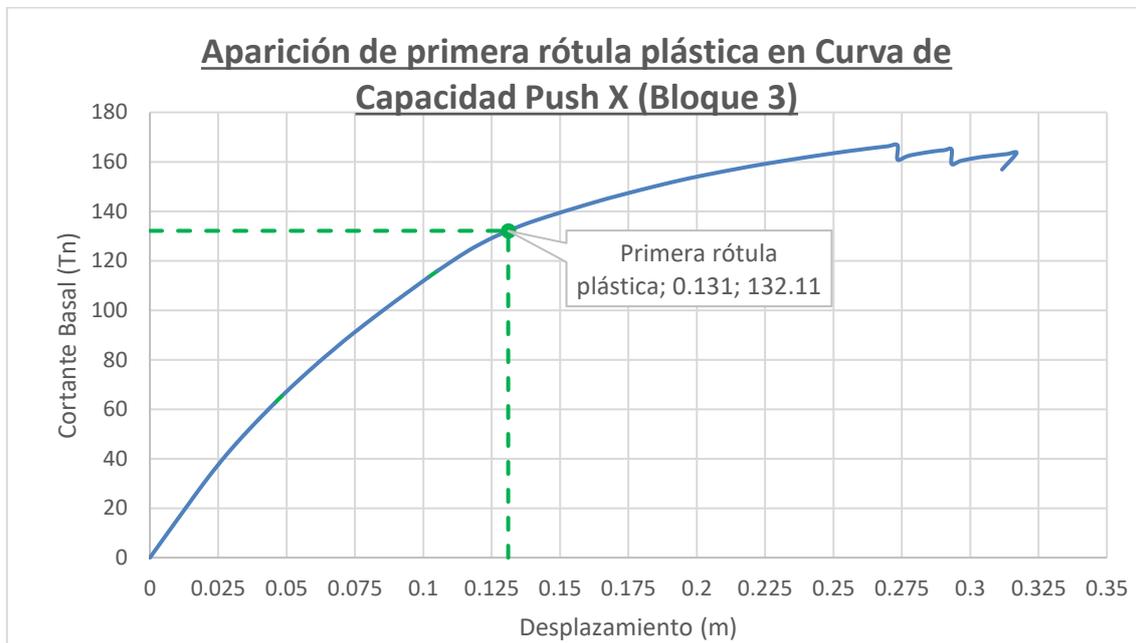
Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push X, Bloque 3)



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 148

Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push X, Bloque 3)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 166.56 \text{ Tn}$$

Del punto de aparición de la primera rótula plástica en la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{1x} = 132.11 \text{ Tn}$$

Entonces:

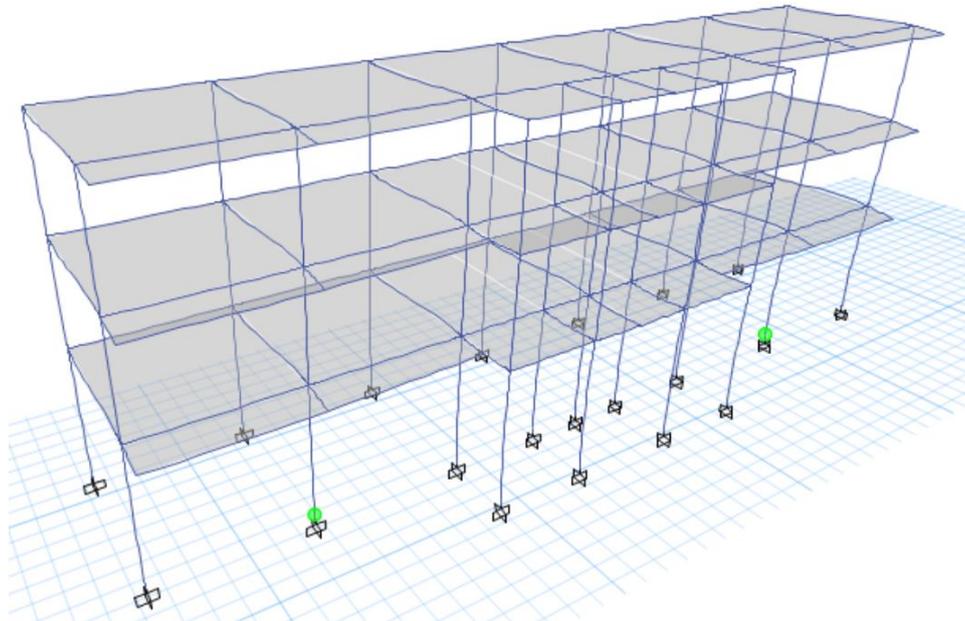
$$R_{Rx} = \frac{V_u}{V_1} = \frac{166.56 \text{ Tn}}{132.11 \text{ Tn}} = 1.26$$

1.10.3.6. Factor de Redundancia para Dirección “Y”, Bloque 3.

La Figura 149 mostró gráficamente el modelo tridimensional del Bloque 3 en el momento en que se genera la primera rótula plástica para el caso de carga Push Y, esta aparición se genera específicamente en el paso 42 de la Curva de Capacidad. En la Figura 150 se aprecia dicho punto en la curva, pudiendo así obtener el valor de la cortante basal asociada a la formación de la primera rótula plástica “V1”.

Figura 149

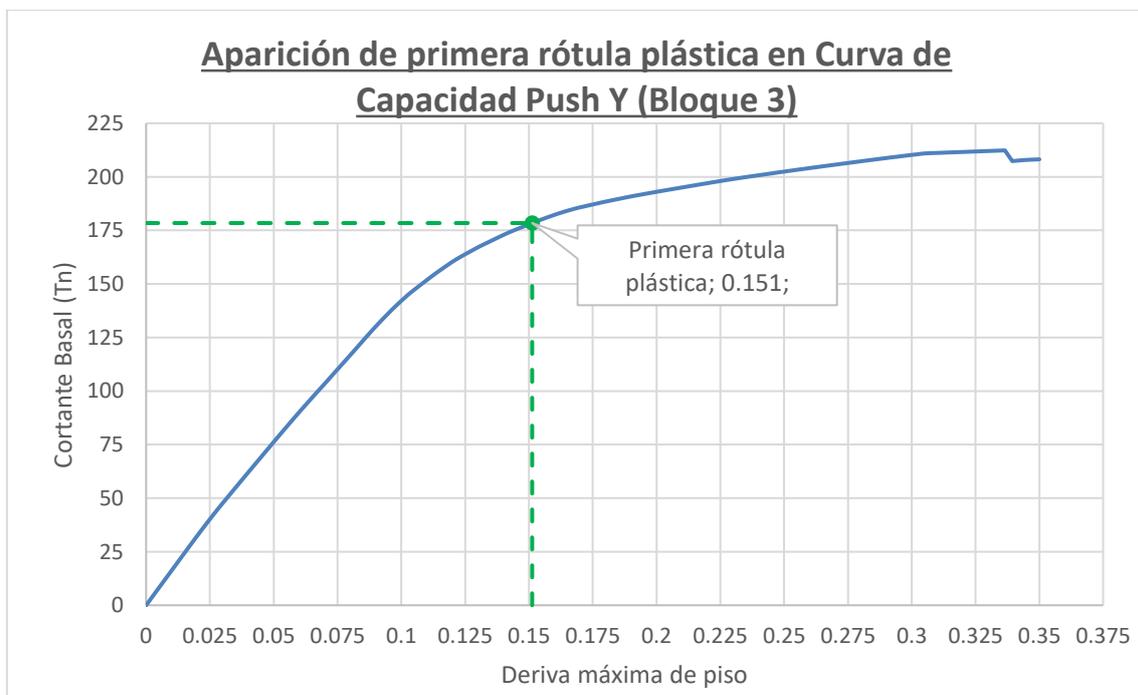
Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push Y, Bloque 3)



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 150

Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 3)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 212.30 \text{ Tn}$$

Del punto de aparición de la primera rótula plástica en la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{1y} = 178.42 \text{ Tn}$$

Entonces:

$$R_{Ry} = \frac{V_u}{V_1} = \frac{212.30 \text{ Tn}}{178.42 \text{ Tn}} = 1.19$$

1.10.3.7. Comparación de Factores de Reducción, Bloque 3.

De los valores obtenidos previamente, se calcularon los factores de reducción sísmica reales tanto para la dirección de análisis X, como la dirección Y.

$$R = R_\mu * R_\Omega * R_R$$

-Factores de Resistencia por ductilidad:

$$R_{\mu x} = 3.47 \quad R_{\mu y} = 2.87$$

-Factores de Sobrerresistencia:

$$R_{\Omega x} = 1.01 \quad R_{\Omega y} = 1.06$$

-Factores de Redundancia:

$$R_{Rx} = 1.26 \quad R_{Ry} = 1.19$$

-Factores de Reducción sísmica reales:

$$R_x = 3.47 * 1.01 * 1.26 = \mathbf{4.42}$$

$$R_y = 2.87 * 1.06 * 1.19 = \mathbf{3.62}$$

Se pudo observar de los factores de reducción sísmica obtenidos del Bloque 3 existente que, tanto para la dirección de análisis X como para la dirección Y, se obtuvieron valores de R muy por debajo de los factores normativos empleados para los análisis lineales ($R_{x,y}=7.20$), evidenciándose una nula capacidad de sobre resistencia. Si bien la estructura tiene cierta

capacidad de ductilidad, esto se debe a que el bloque cuenta con una cantidad considerable de columnas en los pórticos de concreto armado, lo que hace que la estructura en dicha dirección sea dúctil, sin embargo, esto no significa que el diseño existente es adecuado, ya que no cumple con requisitos mínimos de rigidez expuestos en la Norma E.030, generando mayores desplazamientos y por ende mayores daños, lo que haría que frente a un sismo raro la estructura se encuentre próxima al colapso y ante un sismo muy raro la misma colapse (como se demostró previamente mediante un análisis no lineal), por lo que se puede concluir que es necesaria una propuesta de reforzamiento estructural.

1.11. Análisis Lineal Dinámico (Edificación Reforzada)

Para poder realizar el análisis lineal de la edificación reforzada, fue necesario conocer los parámetros sísmicos para poder obtener el espectro de pseudo aceleraciones, el análisis de irregularidades se encuentra en el Anexo 04; a continuación, se presentan los valores actualizados para cada bloque:

Tabla 82

Parámetros sísmicos.

Factor	BLOQUE 1	BLOQUE 2	BLOQUE 3
Z	0.45	0.45	0.45
U	1.5	1.5	1.5
C	2.5	2.5	2.5
S	1.05	1.05	1.05
R	5.4	5.4	5.4

El Bloque 2 tuvo una variación en el coeficiente de reducción sísmica (R), esto debido a que se pudo eliminar la irregularidad torsional. Con esto los bloques solo presentan la irregularidad de esquina entrante, por la distribución arquitectónica. Cabe mencionar que si bien en los bloques 1 y 3 tienen los mismos coeficientes de reducción el valor de R0 tuvo variación ya que el sistema estructural cambió a muros de concreto armado.

1.11.1. Desplazamientos Objetivos Estructurales (Situación Reforzada)

Los desplazamientos objetivos fueron obtenidos del programa de análisis estructural, para los distintos niveles de amenaza sísmica seleccionados; mencionar que estos resultados se realizaron aplicando el método de coeficientes de desplazamientos propuestos por el ASCE 41-17. Líneas abajo mediante tablas se muestran los desplazamientos de cedencia y objetivo para cada caso.

1.11.1.1. Desplazamientos Objetivos Del Bloque 1 Reforzado.

Tabla 83

Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push X (Bloque 1 Reforzado)

	SISMO 50%/50		SISMO 20%/50		SISMO 10%/50		SISMO 5%/50	
	Δ (m)	V (Tn)						
Desplaza. Cedencia	0.0099	170.20	0.0173	259.20	0.0212	305.09	0.0299	378.38
Desplaza. Objetivo	0.0397	368.33	0.0648	462.72	0.0901	530.25	0.1275	593.25

En la Tabla 83 se obtuvieron los valores de desplazamientos y cortantes en los puntos de cedencia y puntos objetivos para cada uno de los niveles de amenaza sísmica analizando la dirección X del Bloque 1 Reforzado, estos fueron obtenidos aplicando el método de coeficientes de desplazamiento propuestos por el ASCE 41-17. Los valores de desplazamientos objetivos fueron fundamentales para poder realizar posteriormente la verificación de los objetivos de desempeño estructural.

Tabla 84

Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push Y (Bloque 1 Reforzado)

	SISMO 50%/50		SISMO 20%/50		SISMO 10%/50		SISMO 5%/50	
	Δ (m)	V (Tn)						
Desplaza. Cedencia	0.0170	259.50	0.0201	306.67	0.0238	355.71	0.0288	420.26
Desplaza. Objetivo	0.0374	428.60	0.0589	561.42	0.0808	669.61	0.1087	769.81

En la Tabla 84 se obtuvieron los valores de desplazamientos y cortantes en los puntos de cedencia y puntos objetivos para cada uno de los niveles de amenaza sísmica analizando la dirección Y del Bloque 1 Reforzado, estos fueron obtenidos aplicando el método de coeficientes de desplazamiento propuestos por el ASCE 41-17. Los valores de desplazamientos objetivos fueron fundamentales para poder realizar posteriormente la verificación de los objetivos de desempeño estructural.

1.11.1.2. Desplazamientos Objetivos Del Bloque 2 Reforzado.

Tabla 85

Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push X (Bloque 2 Reforzado)

	SISMO 50%/50		SISMO 20%/50		SISMO 10%/50		SISMO 5%/50	
	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)
Desplaza. Cedencia	0.0081	310.72	0.0081	310.72	0.0081	310.72	0.0081	310.72
Desplaza. Objetivo	0.0065	250.12	0.0092	333.64	0.0120	394.95	0.0154	468.11

En la Tabla 85 se obtuvieron los valores de desplazamientos y cortantes en los puntos de cedencia y puntos objetivos para cada uno de los niveles de amenaza sísmica analizando la dirección X del Bloque 2 Reforzado, estos fueron obtenidos aplicando el método de coeficientes de desplazamiento propuestos por el ASCE 41-17. Los valores de desplazamientos objetivos fueron fundamentales para poder realizar posteriormente la verificación de los objetivos de desempeño estructural.

Tabla 86

Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push Y (Bloque 2 Reforzado)

	SISMO 50%/50		SISMO 20%/50		SISMO 10%/50		SISMO 5%/50	
	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)
Desplaza. Cedencia	0.0250	172.49	0.0250	172.49	0.0253	174.43	0.0257	177.56
Desplaza. Objetivo	0.0140	96.43	0.0230	158.62	0.0322	201.89	0.0452	249.27

En la Tabla 86 se obtuvieron los valores de desplazamientos y cortantes en los puntos de cedencia y puntos objetivos para cada uno de los niveles de amenaza sísmica analizando la dirección Y del Bloque 2 Reforzado, estos fueron obtenidos aplicando el método de coeficientes de desplazamiento propuestos por el ASCE 41-17. Los valores de desplazamientos objetivos fueron fundamentales para poder realizar posteriormente la verificación de los objetivos de desempeño estructural.

1.11.1.3. Desplazamientos Objetivos Del Bloque 3 Reforzado.

Tabla 87

Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push X (Bloque 3 Reforzado)

	SISMO 50%/50		SISMO 20%/50		SISMO 10%/50		SISMO 5%/50	
	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)
Desplaza. Cedencia	0.0091	154.11	0.0128	203.23	0.0164	249.26	0.0228	310.36
Desplaza. Objetivo	0.0295	294.48	0.0490	390.77	0.0680	448.76	0.0953	507.32

En la Tabla 87 se obtuvieron los valores de desplazamientos y cortantes en los puntos de cedencia y puntos objetivos para cada uno de los niveles de amenaza sísmica analizando la dirección X del Bloque 3 Reforzado, estos fueron obtenidos aplicando el método de coeficientes de desplazamiento propuestos por el ASCE 41-17. Los valores de desplazamientos objetivos fueron fundamentales para poder realizar posteriormente la verificación de los objetivos de desempeño estructural.

Tabla 88

Desplazamientos objetivos para cada nivel de amenaza sísmica Push Y (Bloque 3 Reforzado)

	SISMO 50%/50		SISMO 20%/50		SISMO 10%/50		SISMO 5%/50	
	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)	Δ (m)	V (Tn)
Desplaza. Cedencia	0.0142	181.20	0.0163	204.81	0.0196	238.54	0.0237	283.55
Desplaza. Objetivo	0.0345	288.91	0.0565	381.68	0.0783	448.34	0.1029	504.84

En la Tabla 88 se obtuvieron los valores de desplazamientos y cortantes en los puntos de cedencia y puntos objetivos para cada uno de los niveles de amenaza sísmica analizando la dirección Y del Bloque 3 Reforzado, estos fueron obtenidos aplicando el método de coeficientes de desplazamiento propuestos por el ASCE 41-17. Los valores de desplazamientos objetivos fueron fundamentales para poder realizar posteriormente la verificación de los objetivos de desempeño estructural.

1.11.2. Desplazamientos Objetivos No Estructurales (Situación Reforzada)

Para determinar los desplazamientos objetivos de los elementos no estructurales, se tomó en cuenta un tabique aislado en el último nivel de la estructura, debido a que las aceleraciones de piso serán mayores, obteniendo así los desplazamientos más desfavorables. El tabique en evaluación tiene las siguientes características:

Tabla 89

Tabiquerías evaluadas por Bloques Reforzados

BLOQUE	LONGITUD (m)	ESPESOR (m)	ALTO (m)	Peso específico (Tn/m ³)	Viga Confinamiento (m)	Columna Confinamiento (m)
Bloque 01	2.20	0.13	2.30	1.80	0.15x0.30	0.15x0.30
Bloque 02	2.30	0.13	2.30	1.80	0.15x0.30	0.15x0.30
Bloque 03	2.20	0.13	2.30	1.80	0.15x0.30	0.15x0.30

1.11.2.1. Evaluación De Tabique Bloque 1 Reforzado

Tabla 90

Relación Cortante - Peso Push X (Bloque 1 Reforzado)

PISO	SHEAR (Tn)				PESO (Tn)	F/P			
	SISMO 50%/50	SISMO 20%/50	SISMO 10%/50	SISMO 5%/50		SISMO 50%/50	SISMO 20%/50	SISMO 10%/50	SISMO 5%/50
3 Nivel	143.384	181.451	210.639	235.987	211.818	0.677	0.857	0.994	1.114
2 Nivel	150.816	190.856	221.556	248.218	364.947	0.413	0.523	0.607	0.680
1 Nivel	62.789	79.459	92.241	103.341	367.510	0.171	0.216	0.251	0.281

Tabla 91

Derivas Muro Tabique Push X (Bloque 1 Reforzado)

DERIVAS FUERA DE SU PLANO							
SISMO	F/P	PESO POR AREA (Tn/m ²)	F AREA (Tn/m ²)	ALTURA (m)	DESPLA (m)	DERIVAS	%
SISMO 50%/50	0.677	0.234	0.158	3.20	0.0135	0.0042	0.422%
SISMO 20%/50	0.857	0.234	0.200	3.20	0.0171	0.0053	0.534%
SISMO 10%/50	0.994	0.234	0.233	3.20	0.0199	0.0062	0.622%
SISMO 5%/50	1.114	0.234	0.261	3.20	0.0223	0.0070	0.697%

De los resultados de las tablas 90 y 91, se evidenció que los tabiques aislados para el nivel de amenaza sísmica de 50%/50 se encontró en un nivel de desempeño de operacional, y para los sismos 20%/50, 10%/50 y 5%/50, se encontraron en ocupación inmediata, siendo la deriva máxima obtenida de 0.697%. La estructura reforzada al tener mayores cortantes y peso en los entresijos generó mayores aceleraciones, teniendo mayores desplazamientos que los obtenidos en la estructura existente.

Tabla 92

Relación Cortante - Peso Push Y (Bloque 1 Reforzado)

PISO	SHEAR (Tn)				PESO (Tn)	F/P			
	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO		SISMO	SISMO	SISMO	SISMO
	50%/50	20%/50	10%/50	5%/50		50%/50	20%/50	10%/50	5%/50
3 Nivel	163.630	221.179	272.311	303.684	211.818	0.773	1.044	1.286	1.434
2 Nivel	171.482	231.792	285.378	318.256	364.947	0.470	0.635	0.782	0.872
1 Nivel	70.080	94.727	116.626	130.063	367.510	0.191	0.258	0.317	0.354

Tabla 93

Derivas Muro Tabique Push Y (Bloque 1 Reforzado)

DERIVAS FUERA DE SU PLANO							
SISMO	F/P	PESO POR AREA (Tn/m ²)	F AREA (Tn/m ²)	ALTURA (m)	DESPLA (m)	DERIVAS	%
SISMO 50%/50	0.773	0.234	0.181	3.20	0.0153	0.00478	0.478%
SISMO 20%/50	1.044	0.234	0.244	3.20	0.0209	0.00653	0.653%
SISMO 10%/50	1.286	0.234	0.301	3.20	0.0257	0.00803	0.803%
SISMO 5%/50	1.434	0.234	0.335	3.20	0.0286	0.00894	0.894%

De los resultados de las tablas 92 y 93, se evidenció que los tabiques aislados para el nivel de amenaza sísmica de 50%/50 se encontró en un nivel de desempeño de operacional, y para los sismos 20%/50, 10%/50 y 5%/50, se encontraron en ocupación inmediata, siendo la deriva máxima obtenida de 0.894%. La estructura reforzada al tener mayores cortantes y peso en los entresijos generó mayores aceleraciones, teniendo mayores desplazamientos que anteriormente.

1.11.2.2. Evaluación De Tabique Bloque 2 Reforzada.

Tabla 94

Relación Cortante - Peso Push X (Bloque 2 Reforzada)

PISO	SHEAR (Tn)				PESO (Tn)	F/P			
	SISMO 50%/50	SISMO 20%/50	SISMO 10%/50	SISMO 5%/50		SISMO 50%/50	SISMO 20%/50	SISMO 10%/50	SISMO 5%/50
3 Nivel	56.097	63.809	97.448	125.301	59.989	0.935	1.064	1.624	2.089
2 Nivel	73.681	83.386	125.854	161.141	101.730	0.724	0.820	1.237	1.584
1 Nivel	36.376	40.799	58.899	72.406	121.990	0.298	0.334	0.483	0.594

Tabla 95

Derivas Muro Tabique Push X (Bloque 2 Reforzado)

DERIVAS FUERA DE SU PLANO							
SISMO	F/P	PESO LINEAL (Tn/m)	F LINEAL (Tn/m)	ALTURA (m)	DESPLA (m)	DERIVAS	%
SISMO 50%/50	0.935	0.234	0.219	3.20	0.0153	0.0048	0.478%
SISMO 20%/50	1.064	0.234	0.249	3.20	0.0176	0.0055	0.550%
SISMO 10%/50	1.624	0.234	0.380	3.20	0.0268	0.0084	0.838%
SISMO 5%/50	2.089	0.234	0.489	3.20	0.0345	0.0108	1.078%

De los resultados de las tablas 94 y 95, se evidenció que los tabiques aislados para el nivel de amenaza sísmica de 50%/50 se encontró en un nivel de desempeño de operacional, y para los sismos 20%/50, 10%/50 y 5%/50, se encontraron en ocupación inmediata, siendo la deriva máxima obtenida de 1.078%. La estructura reforzada al tener mayores cortantes y peso en los entresijos generó mayores aceleraciones, teniendo mayores desplazamientos que los obtenidos en la estructura existente.

Tabla 96

Relación Cortante - Peso Push Y (Bloque 2 Reforzado)

PISO	SHEAR (Tn)				PESO (Tn)	F/P			
	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO		SISMO	SISMO	SISMO	SISMO
	50%/50	20%/50	10%/50	5%/50		50%/50	20%/50	10%/50	5%/50
3 Nivel	110.775	187.549	232.710	247.370	59.989	1.847	3.126	3.879	4.124
2 Nivel	135.491	228.749	283.081	301.007	101.730	1.332	2.249	2.783	2.959
1 Nivel	61.026	104.339	129.734	137.705	121.990	0.500	0.855	1.063	1.129

Tabla 97

Derivas Muro Tabique Push Y (Bloque 2 Reforzado)

DERIVAS FUERA DE SU PLANO							
SISMO	F/P	PESO LINEAL (Tn/m)	F LINEAL (Tn/m)	ALTURA (m)	DESPLA (m)	DERIVAS	%
SISMO 50%/50	1.847	0.234	0.432	3.20	0.00980	0.00306	0.306%
SISMO 20%/50	3.126	0.234	0.732	3.20	0.01660	0.00519	0.519%
SISMO 10%/50	3.879	0.234	0.908	3.20	0.02060	0.00644	0.644%
SISMO 5%/50	4.124	0.234	0.965	3.20	0.02200	0.00688	0.688%

De los resultados de las tablas 96 y 97, se evidenció que los tabiques aislados para el nivel de amenaza sísmica de 50%/50 se encontró en un nivel de desempeño de operacional, y para los sismos 20%/50, 10%/50 y 5%/50, se encontraron en ocupación inmediata, siendo la deriva máxima obtenida de 0.688%. La estructura reforzada al tener mayores cortantes y peso en los entresijos generó mayores aceleraciones, teniendo mayores desplazamientos que los obtenidos en la estructura existente.

1.11.2.3. Evaluación De Tabique Bloque 3 Reforzado

Tabla 98

Relación Cortante - Peso Push X (Bloque 3 Reforzado)

PISO	SHEAR (Tn)				PESO (Tn)	F/P			
	SISMO	SISMO	SISMO	SISMO		SISMO	SISMO	SISMO	SISMO
	50%/50	20%/50	10%/50	5%/50		50%/50	20%/50	10%/50	5%/50
3 Nivel	117.581	156.401	182.643	209.054	167.728	0.701	0.932	1.089	1.246
2 Nivel	114.491	152.290	177.843	203.559	263.932	0.434	0.577	0.674	0.771
1 Nivel	50.169	66.732	77.930	89.198	282.423	0.178	0.236	0.276	0.316

Tabla 99
Derivas Muro Tabique Push X (Bloque 3 Reforzado)

DERIVAS FUERA DE SU PLANO							
SISMO	F/P	PESO POR AREA (Tn/m ²)	F AREA (Tn/m ²)	ALTURA (m)	DESPLA (m)	DERIVAS	%
SISMO 50%/50	0.701	0.234	0.164	3.20	0.0143	0.004	0.447%
SISMO 20%/50	0.932	0.234	0.218	3.20	0.0186	0.006	0.581%
SISMO 10%/50	1.089	0.234	0.255	3.20	0.0218	0.007	0.681%
SISMO 5%/50	1.246	0.234	0.292	3.20	0.0249	0.008	0.778%

De los resultados de las tablas 98 y 99, se evidenció que los tabiques aislados para el nivel de amenaza sísmica de 50%/50 se encontró en un nivel de desempeño de operacional, y para los sismos 20%/50, 10%/50 y 5%/50, se encontraron en ocupación inmediata, siendo la deriva máxima obtenida de 0.778%. La estructura reforzada al tener mayores cortantes y peso en los entresijos generó mayores aceleraciones, teniendo mayores desplazamientos que los obtenidos en la estructura existente.

Tabla 100
Relación Cortante - Peso Push Y (Bloque 3 Reforzado)

PISO	SHEAR (Tn)				PESO (Tn)	F/P			
	SISMO 50%/50	SISMO 20%/50	SISMO 10%/50	SISMO 5%/50		SISMO 50%/50	SISMO 20%/50	SISMO 10%/50	SISMO 5%/50
3 Nivel	115.098	159.458	185.831	209.425	167.728	0.686	0.951	1.108	1.249
2 Nivel	111.963	155.114	180.769	203.721	263.932	0.424	0.588	0.685	0.772
1 Nivel	48.475	67.157	78.264	88.201	282.423	0.172	0.238	0.277	0.312

Tabla 101
Derivas Muro Tabique Push Y (Bloque 3 Reforzado)

DERIVAS FUERA DE SU PLANO							
SISMO	F/P	PESO POR AREA (Tn/m ²)	F AREA (Tn/m ²)	ALTURA (m)	DESPLA (m)	DERIVAS	%
SISMO 50%/50	0.686	0.234	0.161	3.20	0.01380	0.00431	0.431%
SISMO 20%/50	0.951	0.234	0.222	3.20	0.01900	0.00594	0.594%
SISMO 10%/50	1.108	0.234	0.259	3.20	0.02210	0.00691	0.691%
SISMO 5%/50	1.249	0.234	0.292	3.20	0.02490	0.00778	0.778%

De los resultados de las tablas 100 y 101, se evidenció que los tabiques aislados para el nivel de amenaza sísmica de 50%/50 se encontró en un nivel de desempeño de operacional, y para los sismos 20%/50, 10%/50 y 5%/50, se encontraron en ocupación inmediata, siendo la deriva máxima obtenida de 0.778%. La estructura reforzada al tener mayores cortantes y peso en los entrepisos generó mayores aceleraciones, teniendo mayores desplazamientos que los obtenidos en la estructura existente.

1.12. Valores Reales de Factor de Reducción “R” (Situación Reforzada)

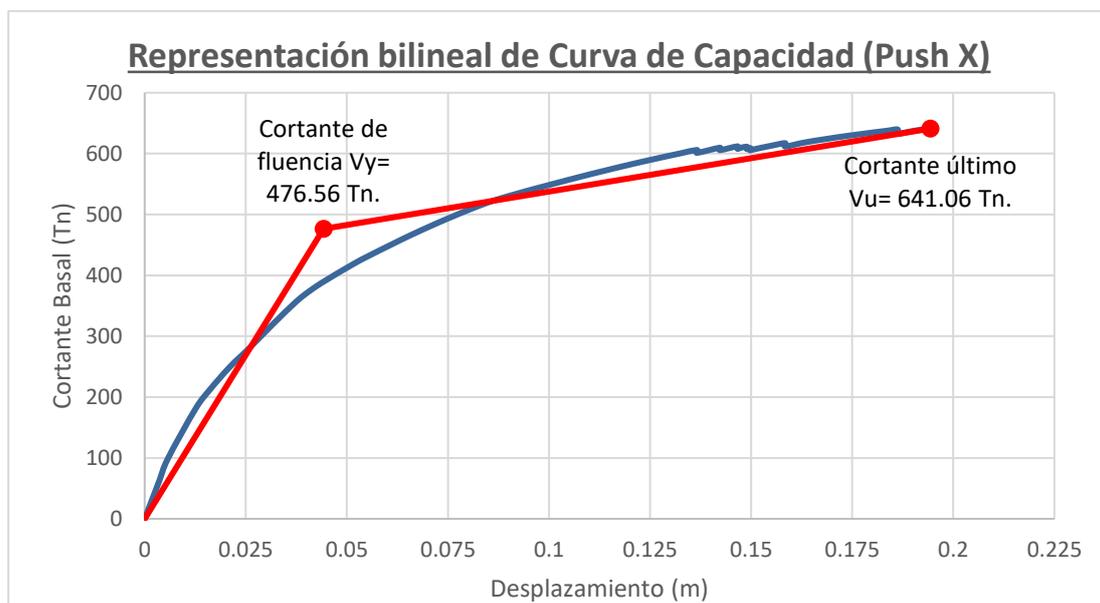
1.12.1. Valores Reales de Factor de Reducción “R” del Bloque 1 Reforzado

1.12.1.1. Factor de Resistencia por Ductilidad para Dirección “X”, Bloque 1 Reforzado.

La Figura 151 muestra la representación bilineal de la curva de capacidad para el PUSH X del Bloque 1 Reforzado, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, pudiendo así recopilar información de desplazamientos y fuerzas cortantes tanto del punto de fluencia, como del punto último de la curva, en este caso obtendremos el valor de cortante último de la estructura “Vu”.

Figura 151

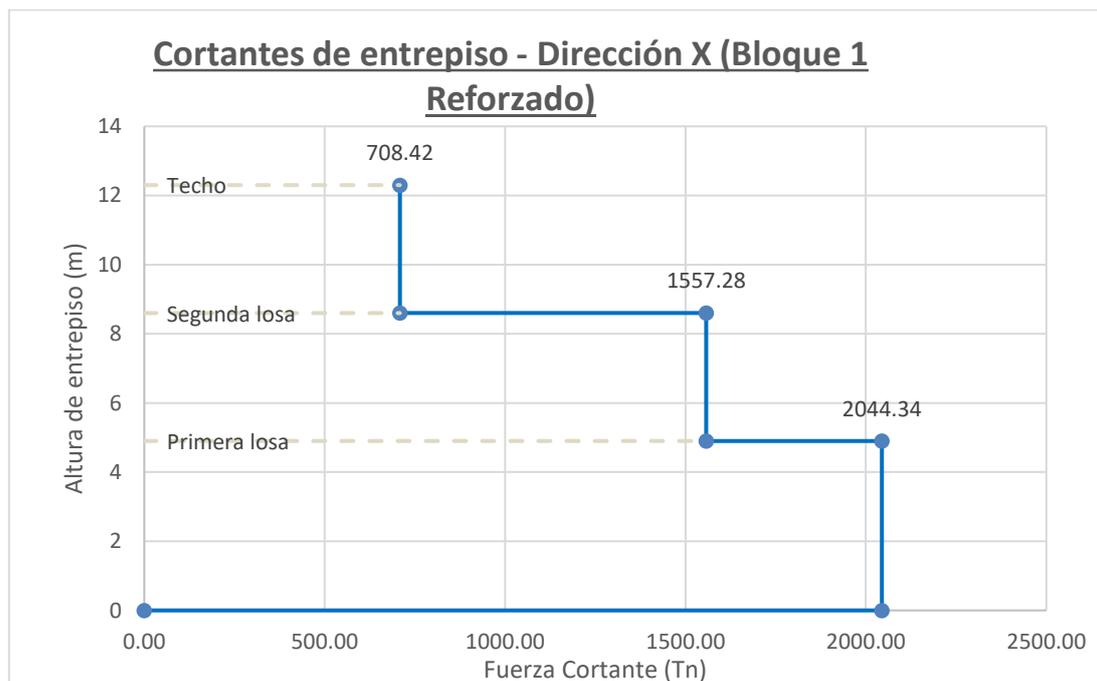
Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push X, Bloque 1 Reforzado)



La Figura 152 mostró los valores de cortantes de entrepiso obtenidos de un análisis dinámico lineal considerando un espectro elástico, pudiendo obtener así el valor del Cortante basal elástico “Ve” en la dirección de análisis X.

Figura 152

Cortantes de entrepiso – Dirección X (Bloque 1 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 641.06 \text{ Tn}$$

De las cortantes de entrepiso por sismo dinámico lineal considerando un espectro elástico en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ex} = 2044.34 \text{ Tn}$$

Entonces:

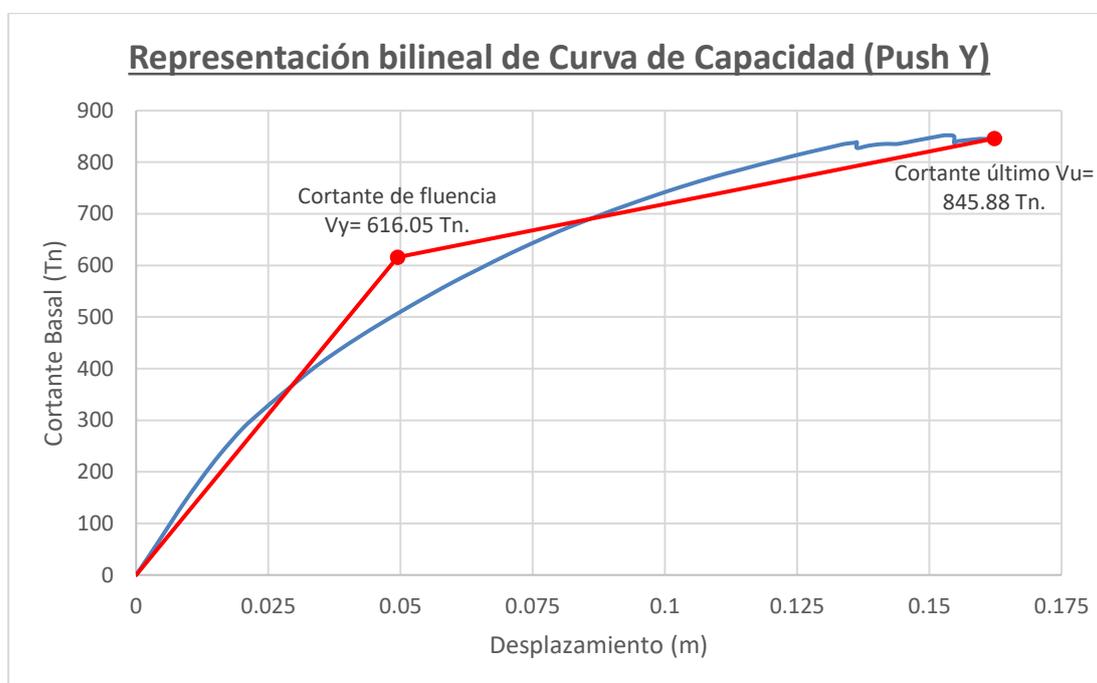
$$R_{\mu x} = \frac{V_e}{V_u} = \frac{2044.34 \text{ Tn}}{641.06 \text{ Tn}} = 3.19$$

1.12.1.2. Factor De Resistencia Por Ductilidad Para Dirección “Y”, Bloque 1 Reforzado.

La Figura 153 mostró la representación bilineal de la curva de capacidad para el PUSH Y del Bloque 1 Reforzado, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, pudiendo así recopilar información de desplazamientos y fuerzas cortantes tanto del punto de fluencia, como del punto último de la curva, en este caso obtendremos el valor de cortante último de la estructura “Vu”.

Figura 153

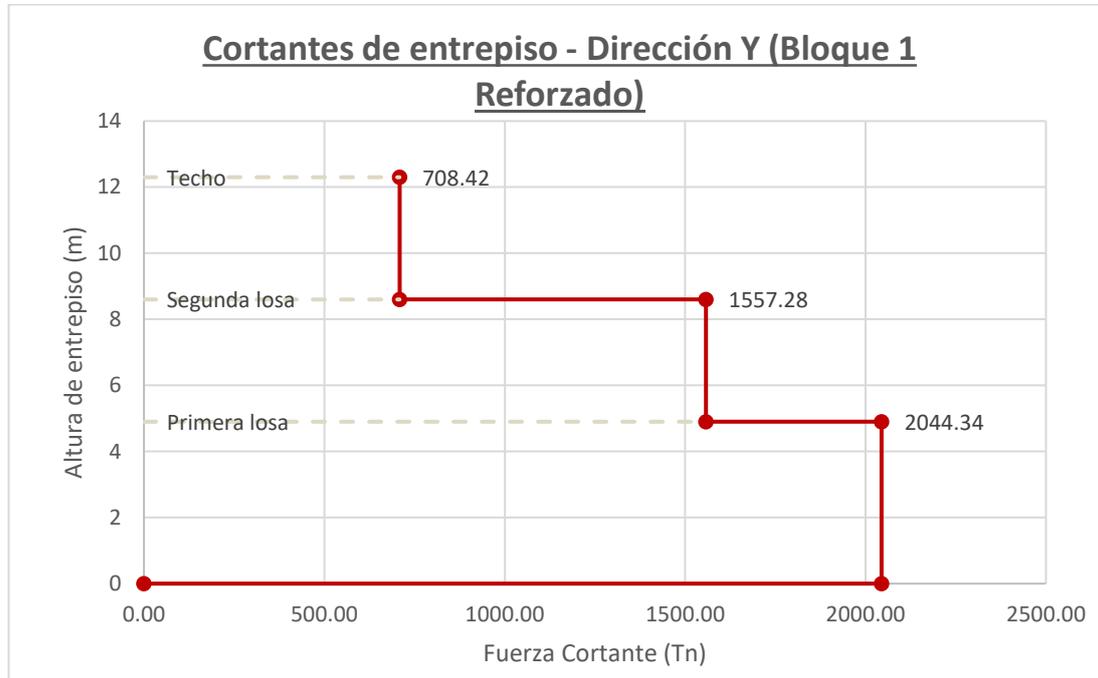
Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 1 Reforzado)



La Figura 154 mostró los valores de cortantes de entrepiso obtenidos de un análisis dinámico lineal considerando un espectro elástico, pudiendo obtener así el valor del Cortante basal elástico “Ve” en la dirección de análisis Y.

Figura 154

Cortantes de entrepiso – Dirección Y (Bloque 1 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 845.88 \text{ Tn}$$

De las cortantes de entrepiso por sismo dinámico lineal considerando un espectro elástico en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{ey} = 2044.34 \text{ Tn}$$

Entonces:

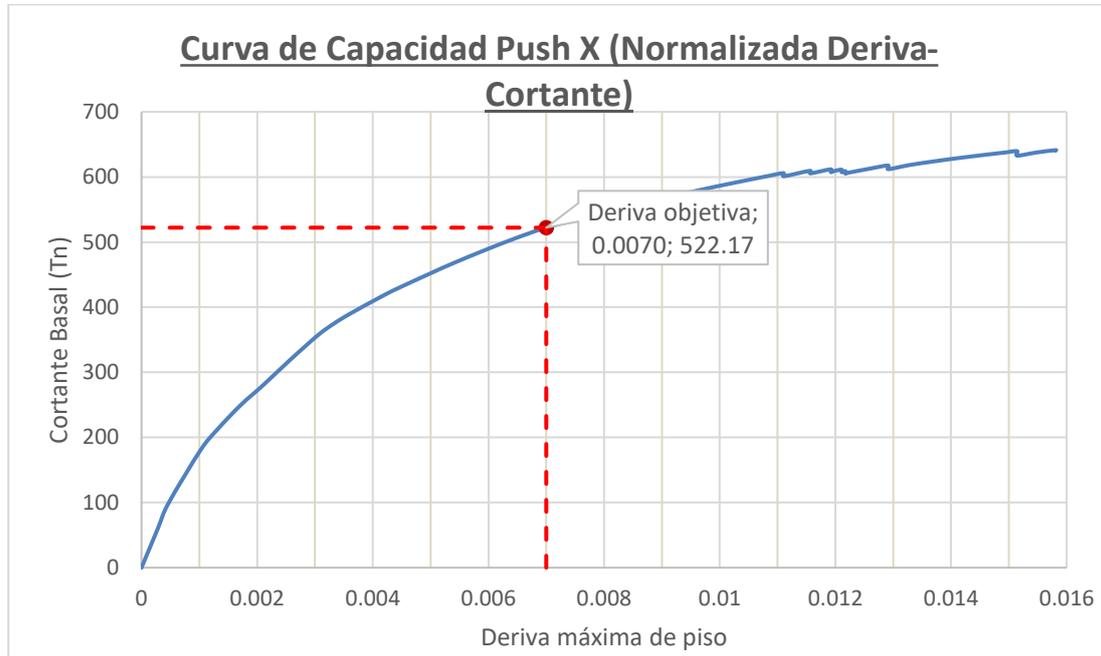
$$R_{\mu y} = \frac{V_e}{V_u} = \frac{2044.34 \text{ Tn}}{845.88 \text{ Tn}} = 2.42$$

1.12.1.3. Factor de Sobrerresistencia para la Dirección “X”, Bloque 1 Reforzado.

La Figura 155 mostró la curva de capacidad para el PUSH X del Bloque 1 reforzado, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, normalizada a valores de derivas máximas de piso, obteniendo la cortante basal de diseño “Vd” referido en nuestro caso a una deriva de 0.007 que es tomado en base al desplazamiento obtenido para el análisis del sismo del sismo raro.

Figura 155

Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push X, Bloque 1 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 641.06 \text{ Tn}$$

De la curva de capacidad en dirección X normalizada a valores de derivas de piso:

$$V_{dx} = 522.17 \text{ Tn}$$

Entonces:

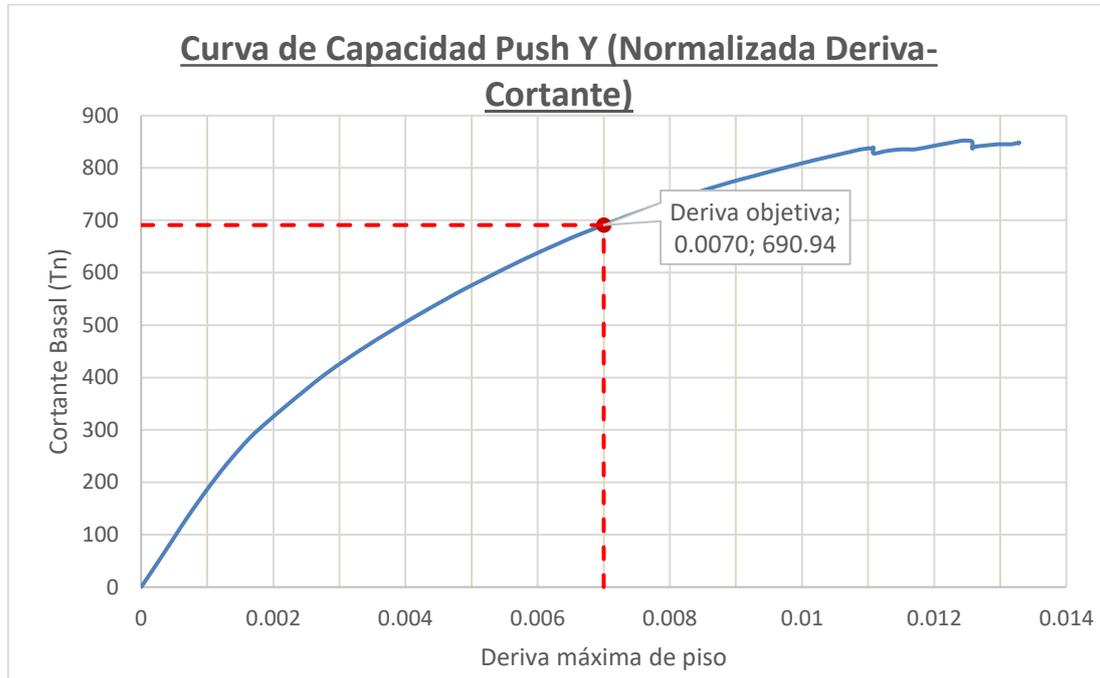
$$R_{\Omega x} = \frac{V_u}{V_d} = \frac{641.06 \text{ Tn}}{522.17 \text{ Tn}} = 1.23$$

1.12.1.4. Factor de Sobrerresistencia para la Dirección “Y”, Bloque 1 Reforzado.

La Figura 156 mostró la curva de capacidad para el PUSH Y del Bloque 1 reforzado, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, normalizada a valores de derivas máximas de piso, obteniendo la cortante basal de diseño “Vd” referido en nuestro caso a una deriva de 0.007 que es tomado en base al desplazamiento obtenido para el análisis del sismo del sismo raro.

Figura 156

Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push Y, Bloque 1 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtiene:

$$V_{uy} = 845.88 \text{ Tn}$$

De la curva de capacidad en dirección Y normalizada a valores de derivas de piso:

$$V_{dy} = 690.94 \text{ Tn}$$

Entonces:

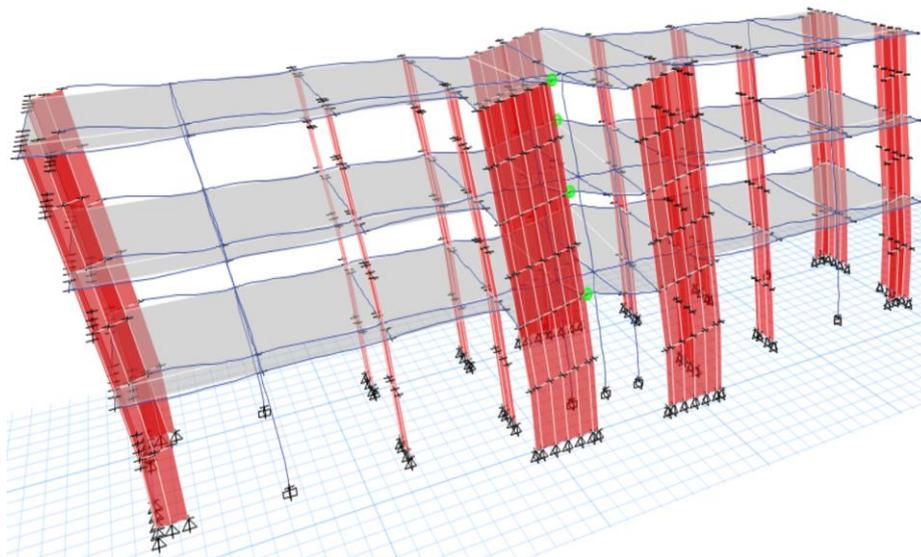
$$R_{\Omega y} = \frac{V_u}{V_d} = \frac{845.88 \text{ Tn}}{690.94 \text{ Tn}} = 1.22$$

1.12.1.5. Factor de Redundancia para la Dirección “X”, Bloque 1 Reforzado.

La Figura 157 mostró gráficamente el modelo tridimensional del Bloque 1 reforzado en el momento en que se genera la primera rótula plástica para el caso de carga Push X, esta aparición se genera específicamente en el paso 15 de la Curva de Capacidad. En la Figura 158 se aprecia dicho punto en la curva, pudiendo así obtener el valor de la cortante basal asociada a la formación de la primera rótula plástica “V1”.

Figura 157

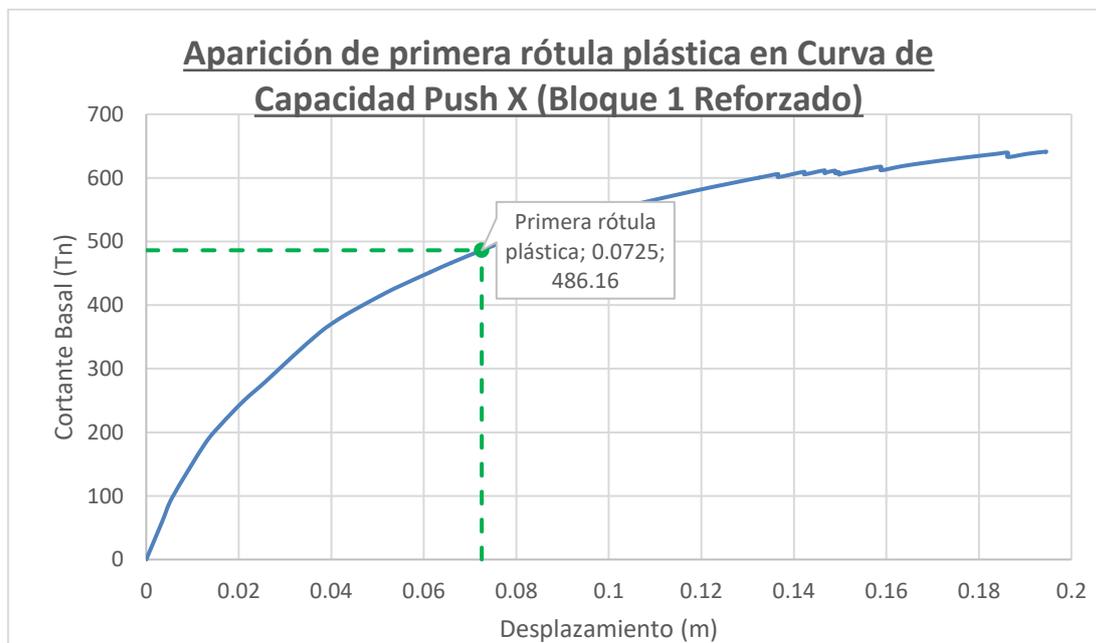
Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push X, Bloque 1 Reforzado)



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 158

Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push X, Bloque 1 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 641.06 Tn$$

Del punto de aparición de la primera rótula plástica en la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{1x} = 486.16 \text{ Tn}$$

Entonces:

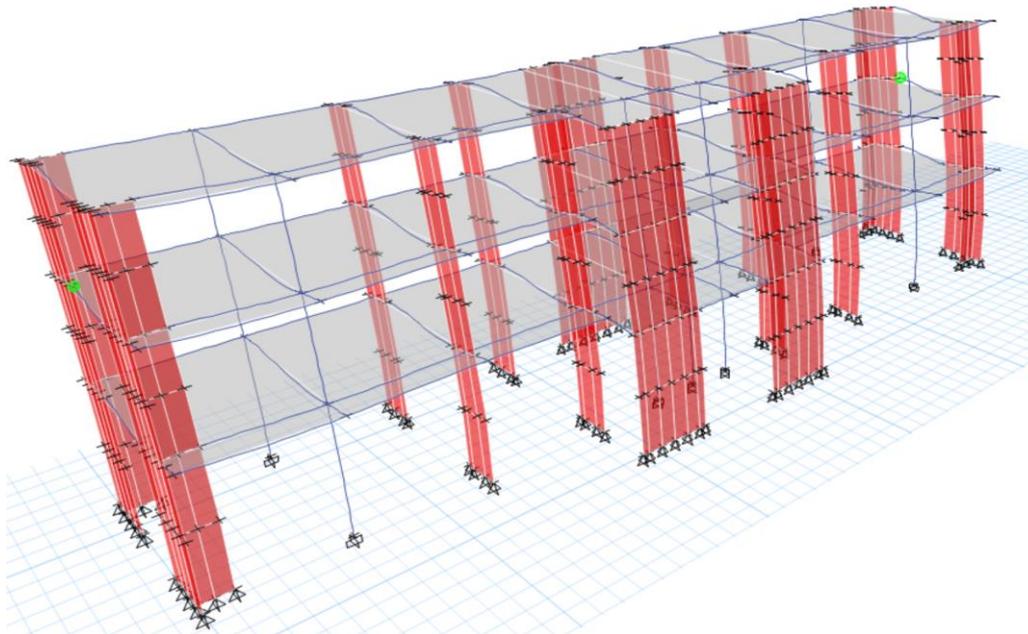
$$R_{Rx} = \frac{V_u}{V_1} = \frac{641.06 \text{ Tn}}{486.16 \text{ Tn}} = 1.32$$

1.12.1.6. Factor de Redundancia para la Dirección “Y”, Bloque 1 Reforzado.

La Figura 159 mostró gráficamente el modelo tridimensional del Bloque 1 reforzado en el momento en que se genera la primera rótula plástica para el caso de carga Push Y, esta aparición se genera específicamente en el paso 16 de la Curva de Capacidad. En la Figura 160 se aprecia dicho punto en la curva, pudiendo así obtener el valor de la cortante basal asociada a la formación de la primera rótula plástica “V1”.

Figura 159

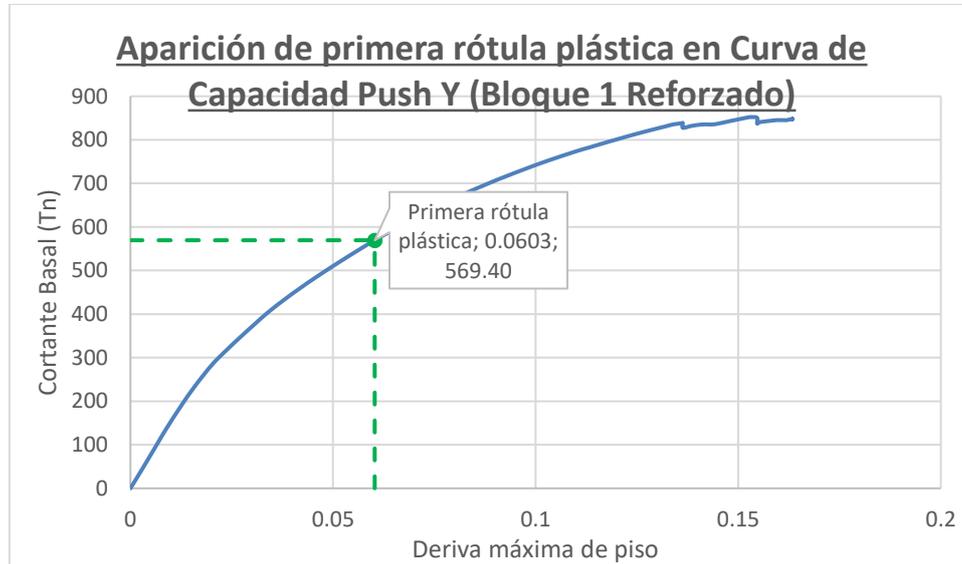
Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push Y, Bloque 1 Reforzado)



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 160

Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 1 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtiene:

$$V_{uy} = 845.88 \text{ Tn}$$

Del punto de aparición de la primera rótula plástica en la curva de capacidad, se obtuvo:

$$V_{1y} = 569.40 \text{ Tn}$$

Entonces:

$$R_{Ry} = \frac{V_u}{V_1} = \frac{845.88 \text{ Tn}}{569.40 \text{ Tn}} = 1.49$$

1.12.1.7. Comparación de Factores de Reducción, Bloque 1 Reforzado.

De los valores obtenidos previamente, se calcularon los factores de reducción sísmica reales tanto para la dirección de análisis X, como la dirección Y.

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_R$$

-Factores de Resistencia por ductilidad:

$$R_{\mu x} = 3.19 \quad R_{\mu y} = 2.42$$

-Factores de Sobrerresistencia:

$$R_{\Omega x} = 1.23 \quad R_{\Omega y} = 1.22$$

-Factores de Redundancia:

$$R_{Rx} = 1.32 \quad R_{Ry} = 1.49$$

-Factores de Reducción sísmica reales:

$$R_x = 3.19 * 1.23 * 1.32 = \mathbf{5.18}$$

$$R_y = 2.42 * 1.22 * 1.49 = \mathbf{4.40}$$

Se pudo observar de los factores de reducción sísmica obtenidos del Bloque 1 reforzado que, para ambas direcciones de análisis se obtuvieron valores prácticamente iguales a los factores normativos empleados para los análisis lineales ($R_{x,y}=5.40$), siendo ambos valores calculados ligeramente menores, lo que significa que las fuerzas sísmicas de diseño en los elementos estructurales aumentarían en una cantidad mínima. Esto no significa que el diseño estructural realizado en la propuesta de reforzamiento es inadecuado, debido a que gracias a un análisis estático no lineal se pudo comprobar el comportamiento real de la estructura global y el mecanismo de formación de rótulas plásticas en los elementos locales, pudiendo verificar que el desempeño estructural del Bloque 1 fue adecuado ante los criterios del comité VISION 2000 y de ASCE 41-17, por lo que se puede afirmar que la propuesta de reforzamiento para el Bloque 1 fue correcta.

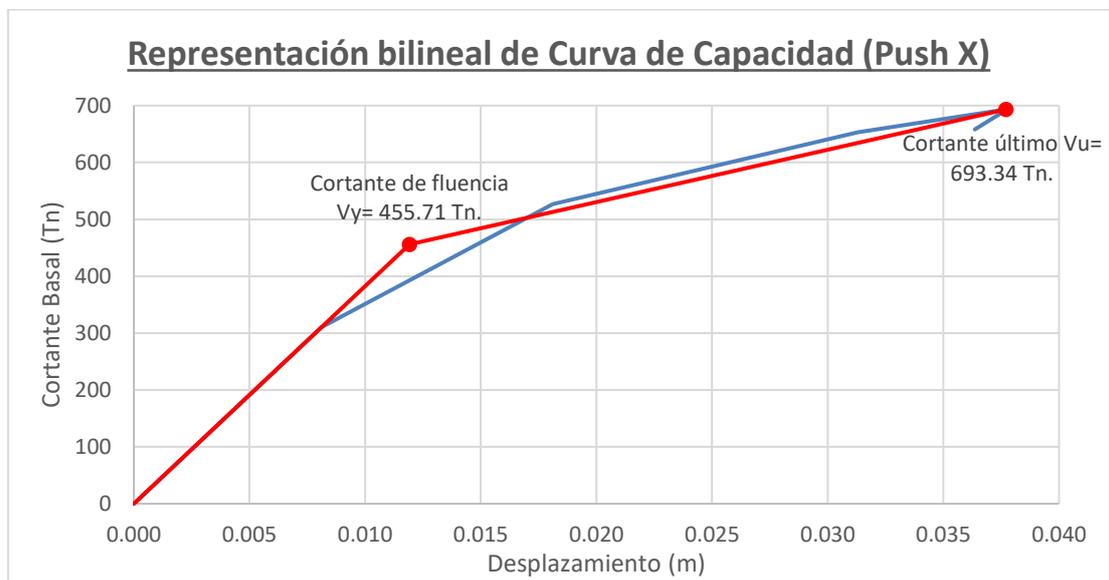
1.12.2. Valores Reales de Factor de Reducción “R” del Bloque 2 Reforzado

1.12.2.1. Factor de Resistencia por Ductilidad para Dirección “X”, Bloque 2 Reforzado.

La Figura 161 mostró la representación bilineal de la curva de capacidad para el PUSH X del Bloque 2 reforzado, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, pudiendo así recopilar información de desplazamientos y fuerzas cortantes tanto del punto de fluencia, como del punto último de la curva, en este caso obtendremos el valor de cortante último de la estructura “Vu”.

Figura 161

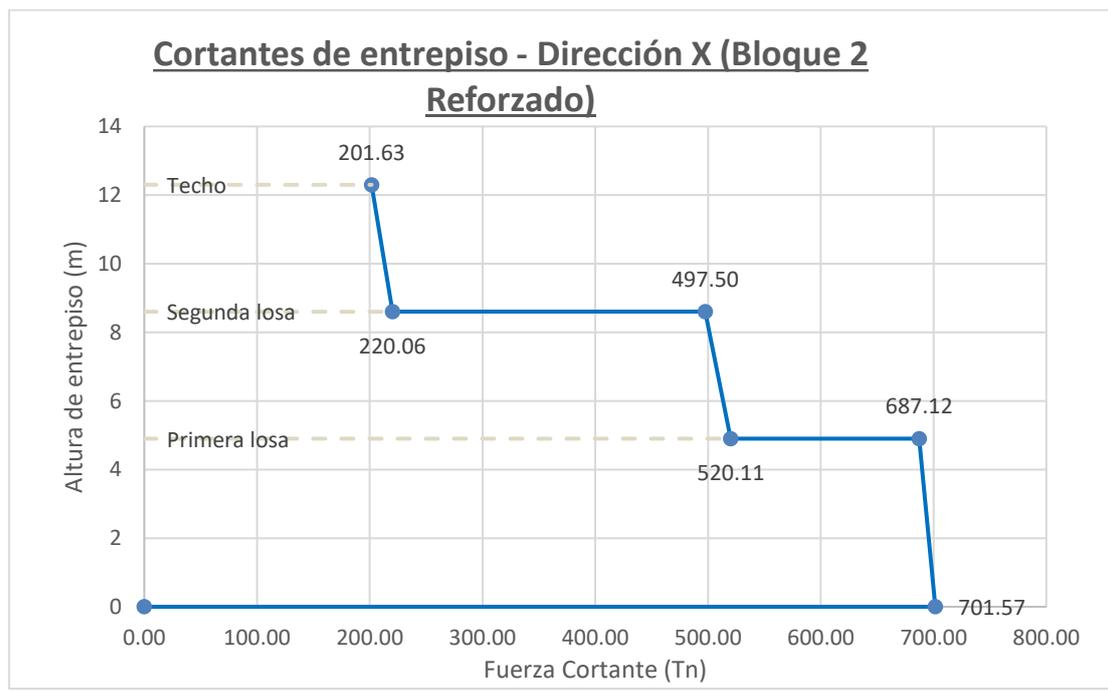
Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push X, Bloque 2 Reforzado)



La Figura 162 mostró los valores de cortantes de entrepiso obtenidos de un análisis dinámico lineal considerando un espectro elástico, pudiendo obtener así el valor del Cortante basal elástico “Ve” en la dirección de análisis X.

Figura 162

Cortantes de entrepiso – Dirección X (Bloque 2 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 693.34 \text{ Tn}$$

De las cortantes de entrepiso por sismo dinámico lineal considerando un espectro elástico en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ex} = 701.57 \text{ Tn}$$

Entonces:

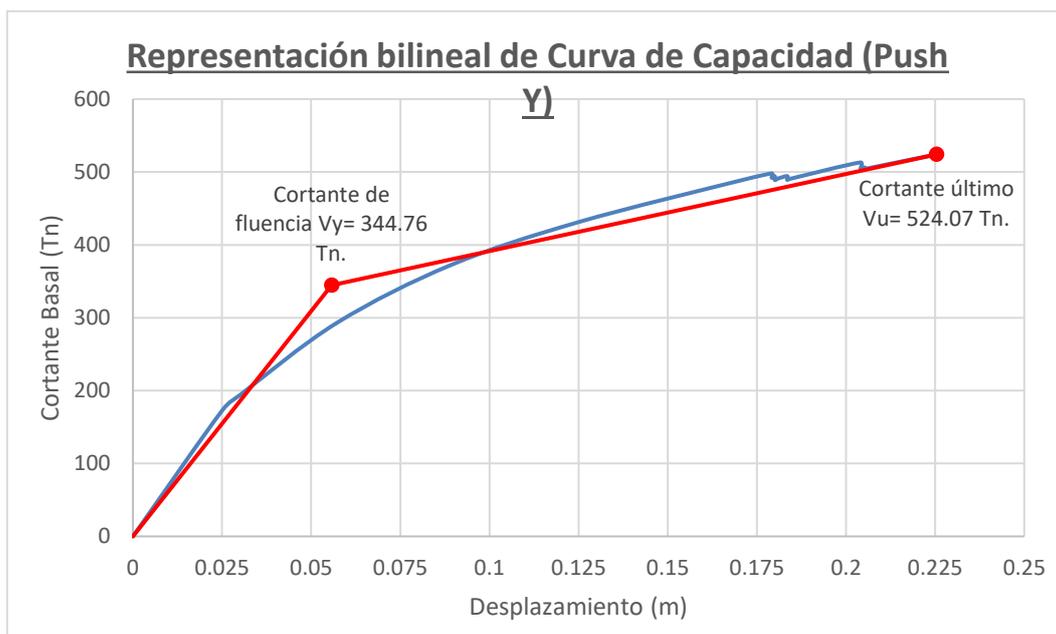
$$R_{\mu x} = \frac{V_e}{V_u} = \frac{701.57 \text{ Tn}}{693.34 \text{ Tn}} = 1.01$$

1.12.2.2. Factor de Resistencia por Ductilidad para Dirección “Y”, Bloque 2 Reforzado.

La Figura 163 mostró la representación bilineal de la curva de capacidad para el PUSH Y del Bloque 2 reforzado, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, pudiendo así recopilar información de desplazamientos y fuerzas cortantes tanto del punto de fluencia, como del punto último de la curva, en este caso obtendremos el valor de cortante último de la estructura “Vu”.

Figura 163

Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 2 Reforzado)



La Figura 164 mostró los valores de cortantes de entrepiso obtenidos de un análisis dinámico lineal considerando un espectro elástico, pudiendo obtener así el valor del Cortante basal elástico “Ve” en la dirección de análisis Y.

Figura 164

Cortantes de entrepiso – Dirección Y (Bloque 2 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 524.07 \text{ Tn}$$

De las cortantes de entrepiso por sismo dinámico lineal considerando un espectro elástico en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{ey} = 701.57 \text{ Tn}$$

Entonces:

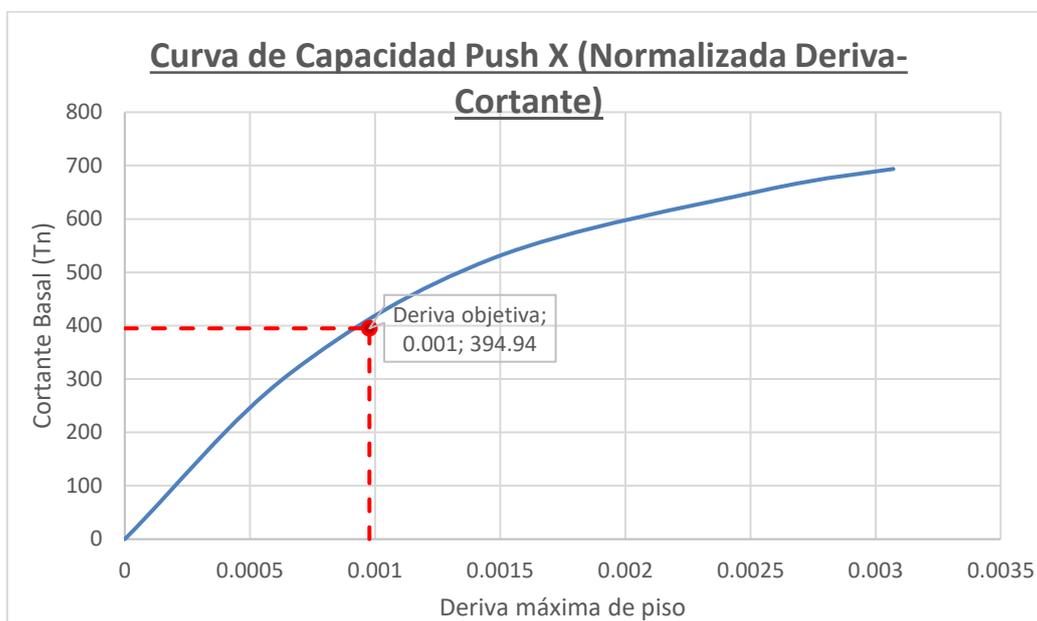
$$R_{\mu y} = \frac{V_e}{V_u} = \frac{701.57 \text{ Tn}}{524.07 \text{ Tn}} = 1.34$$

1.12.2.3. Factor de Sobrerresistencia para la Dirección “X”, Bloque 2 Reforzado.

La Figura 165 mostró la curva de capacidad para el PUSH X del Bloque 2 reforzado, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, normalizada a valores de derivas máximas de piso, obteniendo así la cortante basal de diseño “Vd” referido en nuestro caso a una deriva de 0.001 que es tomado en base al desplazamiento obtenido para el análisis del sismo del sismo raro.

Figura 165

Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push X, Bloque 2 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 693.34 \text{ Tn}$$

De la curva de capacidad en dirección X normalizada a valores de derivas de piso:

$$V_{dx} = 394.94 \text{ Tn}$$

Entonces:

$$R_{\Omega x} = \frac{V_u}{V_d} = \frac{693.34 \text{ Tn}}{394.94 \text{ Tn}} = 1.76$$

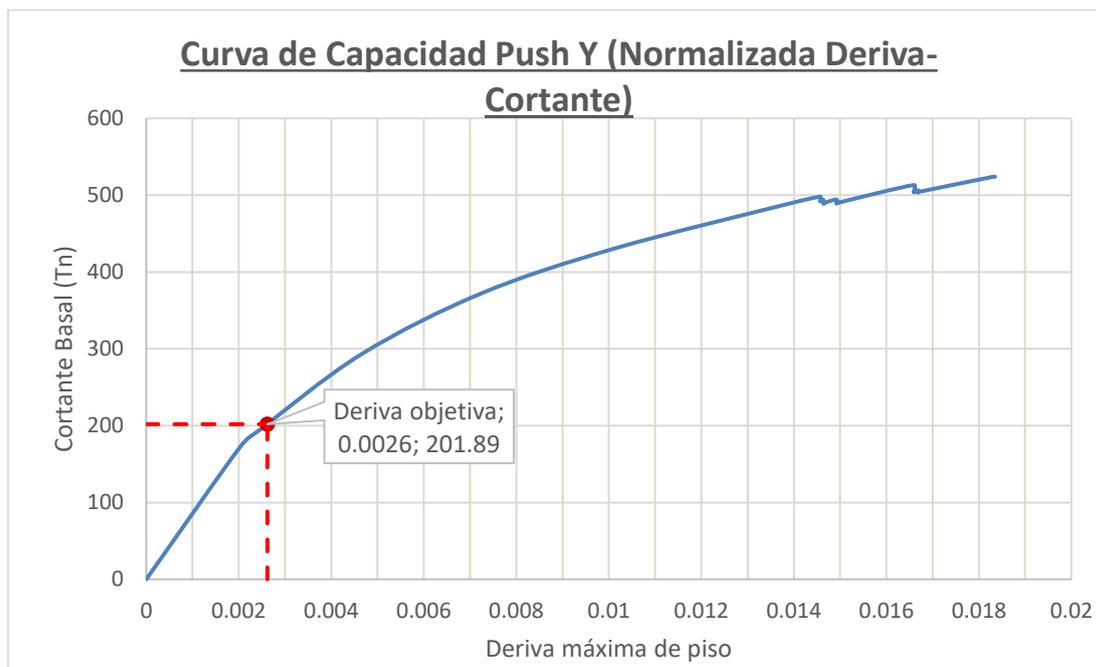
1.12.2.4. Factor De Sobrerresistencia Para Dirección “Y”, Bloque 2 Reforzado.

La Figura 166 mostró la curva de capacidad para el PUSH Y del Bloque 2 reforzado, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, normalizada a valores de derivas máximas de piso, pudiendo

así obtener el valor de cortante basal de diseño “Vd” referido en nuestro caso a una deriva de 0.0026 que es tomado en base al desplazamiento obtenido para el análisis del sismo del sismo raro.

Figura 166

Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push Y, Bloque 2 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 524.07 \text{ Tn}$$

De la curva de capacidad en dirección Y normalizada a valores de derivas de piso, se obtuvo:

$$V_{dy} = 201.89 \text{ Tn}$$

Entonces:

$$R_{\Omega y} = \frac{V_u}{V_d} = \frac{524.07 \text{ Tn}}{201.89 \text{ Tn}} = 2.60$$

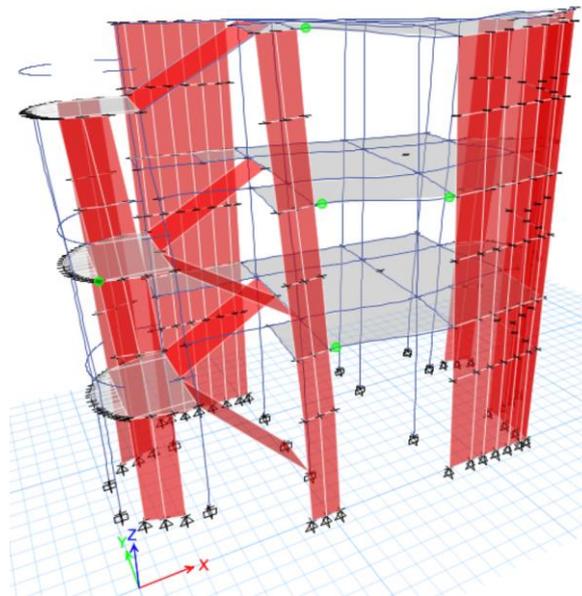
1.12.2.5. Factor De Redundancia Para Dirección “X”, Bloque 2 Reforzado.

La Figura 167 mostró gráficamente el modelo tridimensional del Bloque 2 reforzado en el momento en que se genera la primera rótula plástica para el caso de carga Push X, esta aparición se genera específicamente en el paso 1 de la Curva de Capacidad. En la Figura 168 se aprecia

dicho punto en la curva, pudiendo así obtener el valor de la cortante basal asociada a la formación de la primera rótula plástica “V1”.

Figura 167

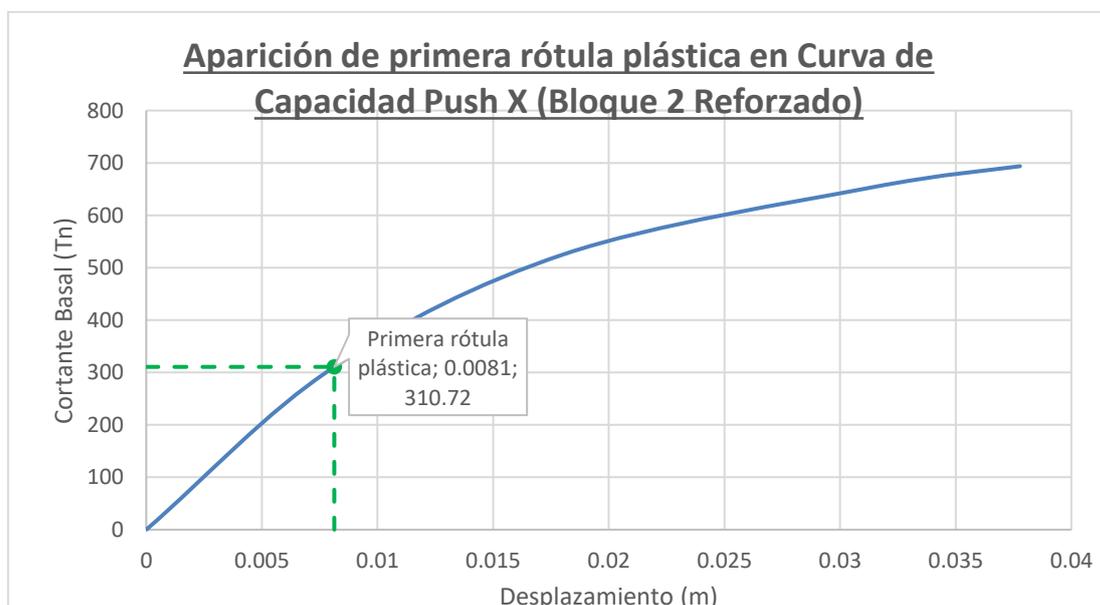
Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push X, Bloque 2 Reforzado)



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 168

Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push X, Bloque 2 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 693.34 \text{ Tn}$$

Del punto de aparición de la primera rótula plástica en la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{1x} = 310.72 \text{ Tn}$$

Entonces:

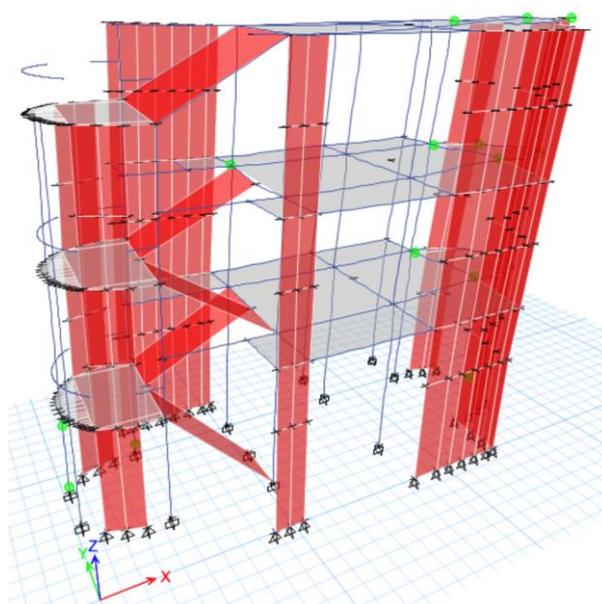
$$R_{Rx} = \frac{V_u}{V_1} = \frac{693.34 \text{ Tn}}{310.72 \text{ Tn}} = 2.23$$

1.12.2.6. Factor De Redundancia Para Dirección “Y”, Bloque 2 Reforzado.

La Figura 169 mostró gráficamente el modelo tridimensional del Bloque 2 reforzado en el momento en que se genera la primera rótula plástica para el caso de carga Push Y, esta aparición se genera específicamente en el paso 3 de la Curva de Capacidad. En la Figura 170 se aprecia dicho punto en la curva, pudiendo así obtener el valor de la cortante basal asociada a la formación de la primera rótula plástica “V1”.

Figura 169

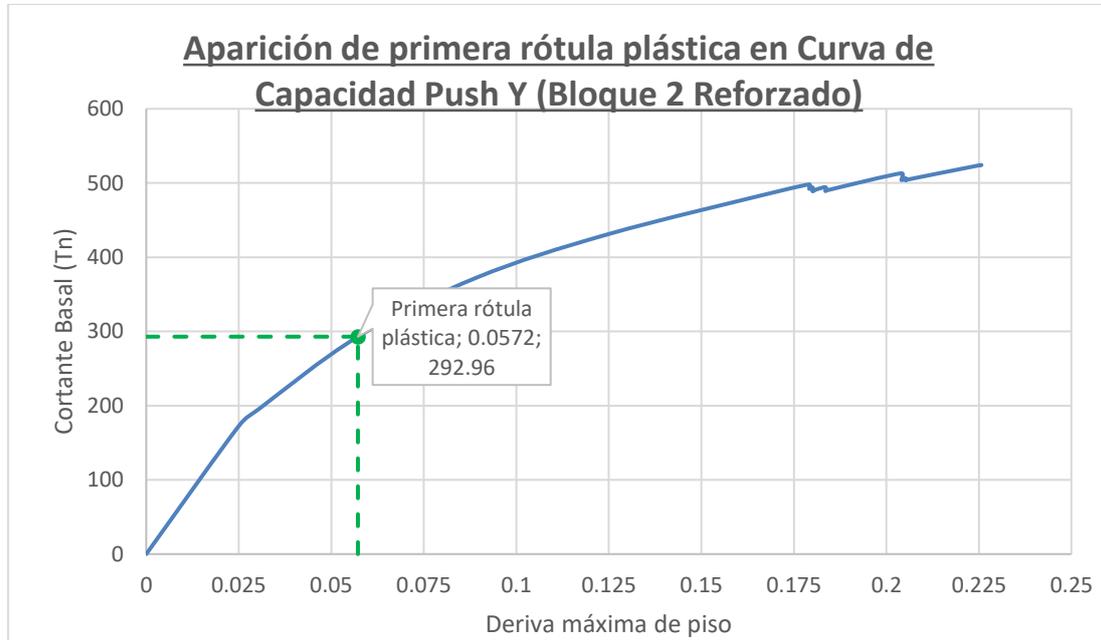
Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push Y, Bloque 2 Reforzado)



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 170

Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 2 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 524.07 \text{ Tn}$$

Del punto de aparición de la primera rótula plástica en la curva de capacidad, se obtuvo:

$$V_{1y} = 292.96 \text{ Tn}$$

Entonces:

$$R_{Ry} = \frac{V_u}{V_1} = \frac{524.07 \text{ Tn}}{292.96 \text{ Tn}} = 1.79$$

1.12.2.7. Comparación de Factores de Reducción, Bloque 2.

De los valores obtenidos previamente, se calcularon los factores de reducción sísmica reales tanto para la dirección de análisis X, como la dirección Y.

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_R$$

-Factores de Resistencia por ductilidad:

$$R_{\mu x} = 1.01 \quad R_{\mu y} = 1.34$$

-Factores de Sobrerresistencia:

$$R_{\Omega x} = 1.76 \quad R_{\Omega y} = 2.60$$

-Factores de Redundancia:

$$R_{Rx} = 2.23 \quad R_{Ry} = 1.79$$

-Factores de Reducción sísmica reales:

$$R_x = 1.01 * 1.76 * 2.23 = \mathbf{3.96}$$

$$R_y = 1.34 * 2.60 * 1.79 = \mathbf{6.24}$$

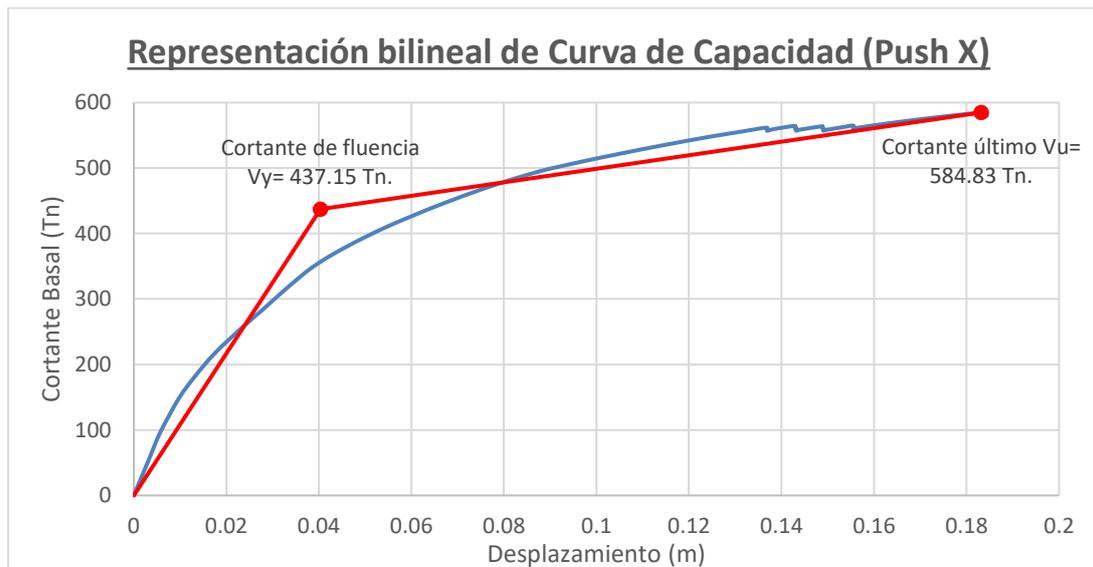
Se pudo observar de los factores de reducción sísmica obtenidos del Bloque 2 reforzado que, para ambas direcciones de análisis se obtuvieron valores cercanos a los factores normativos empleados para los análisis lineales ($R_{x,y}=5.40$), siendo el valor calculado en la dirección de análisis X un poco menor, lo que significa que las fuerzas sísmicas de diseño en los elementos estructurales aumentarían en cierta magnitud. Esto no significa que el diseño estructural realizado en la propuesta de reforzamiento es inadecuado, debido a que gracias a un análisis estático no lineal se pudo comprobar el comportamiento real de la estructura global y el mecanismo de formación de rótulas plásticas en los elementos locales, pudiendo verificar que el desempeño estructural del Bloque 2 fue adecuado ante los criterios del comité VISION 2000 y de ASCE 41-17. En la dirección de análisis Y se obtuvo un valor por encima del valor empleado en el análisis lineal, observando una buena capacidad de sobre resistencia en dicha dirección de análisis, por lo que se afirma que el diseño de la edificación reforzada en esa dirección es un tanto conservador. Con estos resultados se puede concluir que la propuesta de reforzamiento para el Bloque 2 fue correcta.

1.12.3. Valores Reales de Factor de Reducción “R” del Bloque 3 Reforzado

1.12.3.1. Factor de Resistencia por Ductilidad para Dirección la “X”, Bloque 3 Reforzado.

Figura 171

Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push X, Bloque 3 Reforzado)

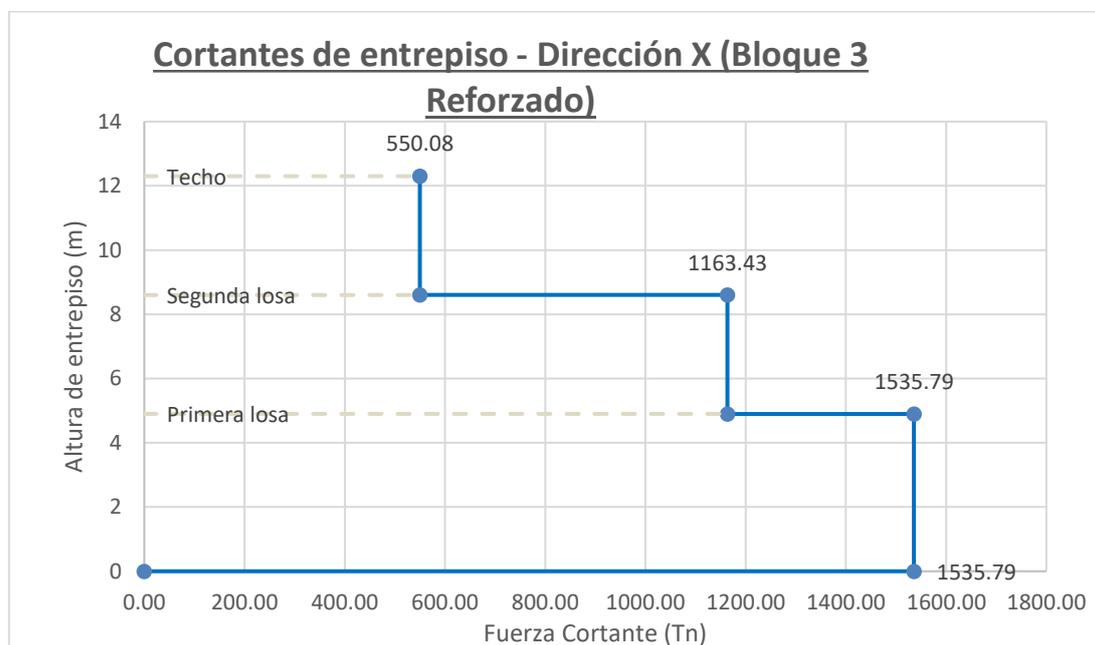


La Figura 171 mostró la representación bilineal de la curva de capacidad para el PUSH X del Bloque 3 reforzado, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, pudiendo así recopilar información de desplazamientos y fuerzas cortantes tanto del punto de fluencia, como del punto último de la curva, en este caso obtendremos el valor de cortante último de la estructura “Vu”.

La Figura 172 mostró los valores de cortantes de entrepiso obtenidos de un análisis dinámico lineal considerando un espectro elástico, pudiendo obtener así el valor del Cortante basal elástico “Ve” en la dirección de análisis X.

Figura 172

Cortantes de entrepiso – Dirección X (Bloque 3)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 584.83 \text{ Tn}$$

De las cortantes de entrepiso por sismo dinámico lineal considerando un espectro elástico en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ex} = 1535.79 \text{ Tn}$$

Entonces:

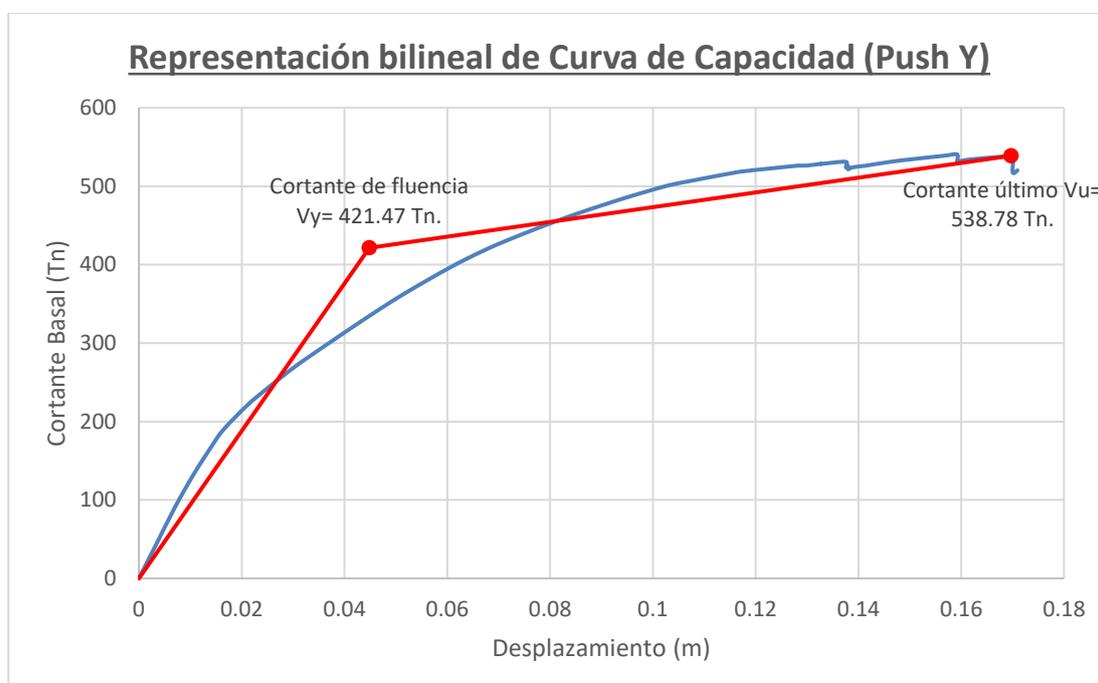
$$R_{\mu x} = \frac{V_e}{V_u} = \frac{1535.79 \text{ Tn}}{584.83 \text{ Tn}} = 2.63$$

1.12.3.2. Factor de Resistencia por Ductilidad para la Dirección “Y”, Bloque 3 Reforzado.

La Figura 173 mostró la representación bilineal de la curva de capacidad para el PUSH Y del Bloque 3 reforzado, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, pudiendo así recopilar información de desplazamientos y fuerzas cortantes tanto del punto de fluencia, como del punto último de la curva, en este caso obtendremos el valor de cortante último de la estructura “Vu”.

Figura 173

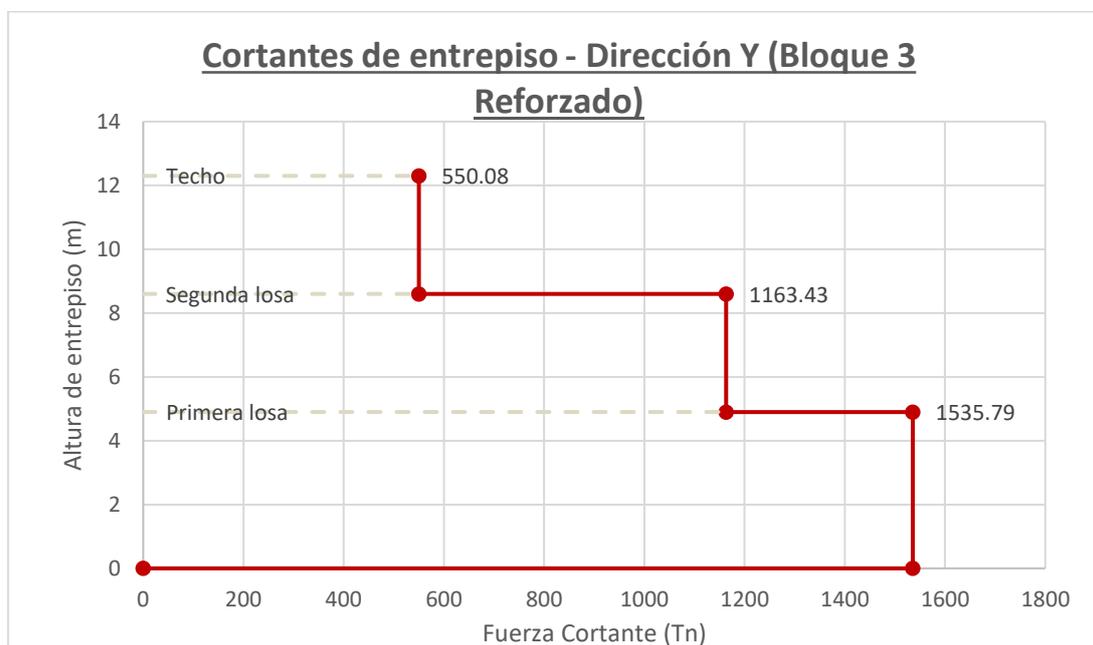
Representación bilineal de la Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 3 Reforzado)



La Figura 174 mostró los valores de cortantes de entrepiso obtenidos de un análisis dinámico lineal considerando un espectro elástico, pudiendo obtener así el valor del Cortante basal elástico “Ve” en la dirección de análisis Y.

Figura 174

Cortantes de entrepiso – Dirección Y (Bloque 3 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 538.78 \text{ Tn}$$

De las cortantes de entrepiso por sismo dinámico lineal considerando un espectro elástico en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{ey} = 1535.79 \text{ Tn}$$

Entonces:

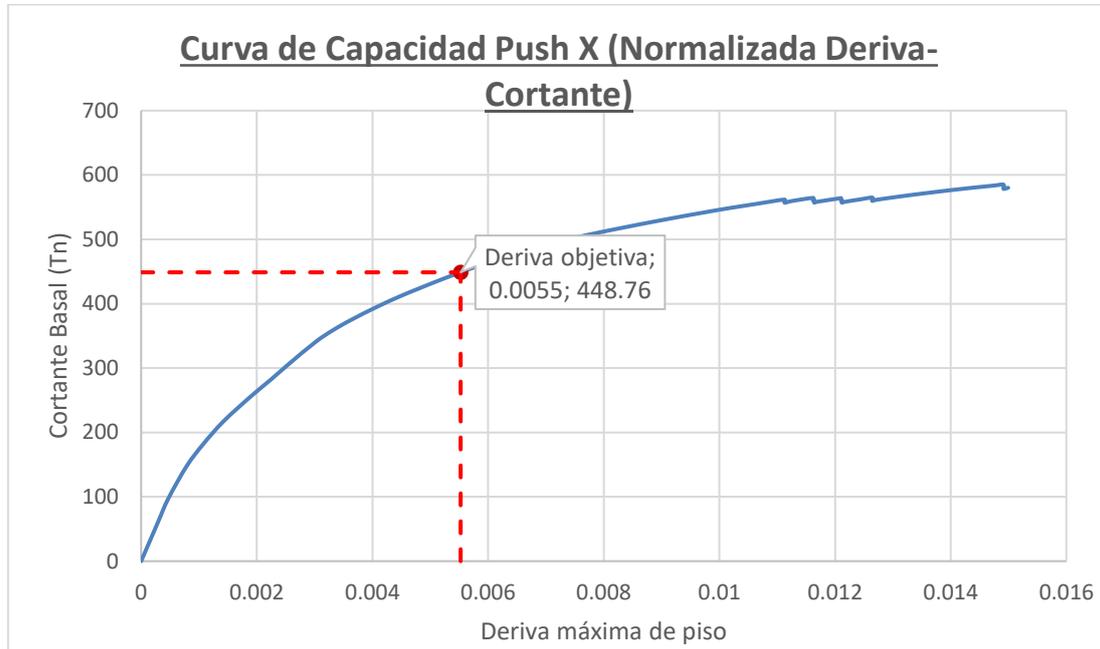
$$R_{\mu y} = \frac{V_e}{V_u} = \frac{1535.79 \text{ Tn}}{538.78 \text{ Tn}} = 2.85$$

1.12.3.3. Factor de Sobrerresistencia para la Dirección “X”, Bloque 3 Reforzado.

La Figura 175 mostró la curva de capacidad para el PUSH X del Bloque 3 reforzado, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, normalizada a valores de derivas máximas de piso, obteniendo la cortante basal de diseño “Vd” referido en nuestro caso a una deriva de 0.0055 que es tomado en base al desplazamiento obtenido para el análisis del sismo del sismo raro.

Figura 175

Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push X, Bloque 3 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 584.83 \text{ Tn}$$

De la curva de capacidad en dirección X normalizada a valores de derivas de piso:

$$V_{dx} = 448.76 \text{ Tn}$$

Entonces:

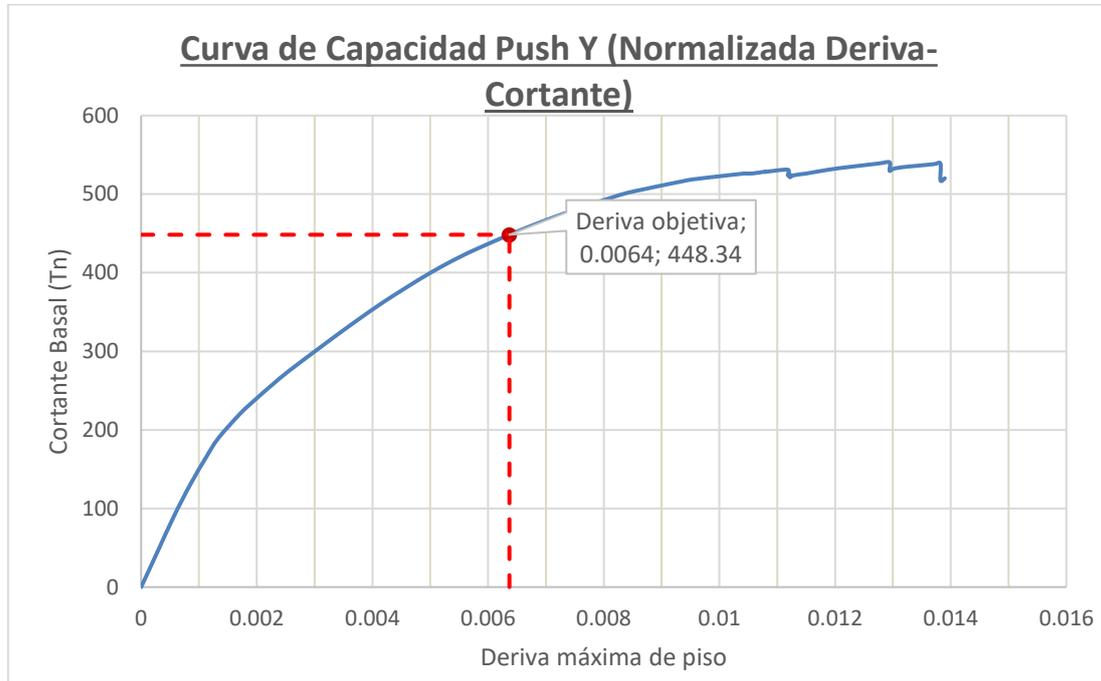
$$R_{\Omega x} = \frac{V_u}{V_d} = \frac{584.83 \text{ Tn}}{448.76 \text{ Tn}} = 1.30$$

1.12.3.4. Factor de Sobrerresistencia para la Dirección “Y”, Bloque 3 Reforzado.

La Figura 176 mostró la curva de capacidad para el PUSH Y del Bloque 3 reforzado, obtenida según los criterios de ASCE 41-17, normalizada a valores de derivas máximas de piso, obtenido la cortante basal de diseño “Vd” referido en nuestro caso a una deriva de 0.0064 que es tomado en base al desplazamiento obtenido para el análisis del sismo del sismo raro.

Figura 176

Curva de Capacidad Normalizada a valores de derivas de piso (Push Y, Bloque 3Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 538.78 \text{ Tn}$$

De la curva de capacidad en dirección Y normalizada a valores de derivas de piso:

$$V_{dy} = 448.34 \text{ Tn}$$

Entonces:

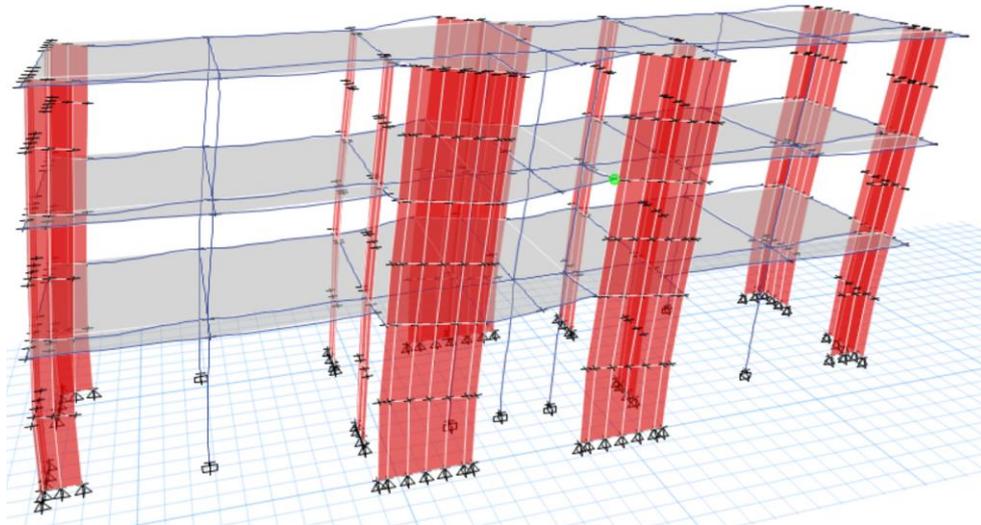
$$R_{\Omega y} = \frac{V_u}{V_d} = \frac{538.78 \text{ Tn}}{448.34 \text{ Tn}} = 1.20$$

1.12.3.5. Factor de Redundancia para la Dirección “X”, Bloque 3 Reforzado.

La Figura 177 mostró gráficamente el modelo tridimensional del Bloque 3 reforzado en el momento en que se genera la primera rótula plástica para el caso de carga Push X, esta aparición se genera específicamente en el paso 35 de la Curva de Capacidad. En la Figura 178 se aprecia dicho punto en la curva, pudiendo así obtener el valor de la cortante basal asociada a la formación de la primera rótula plástica “V1”.

Figura 177

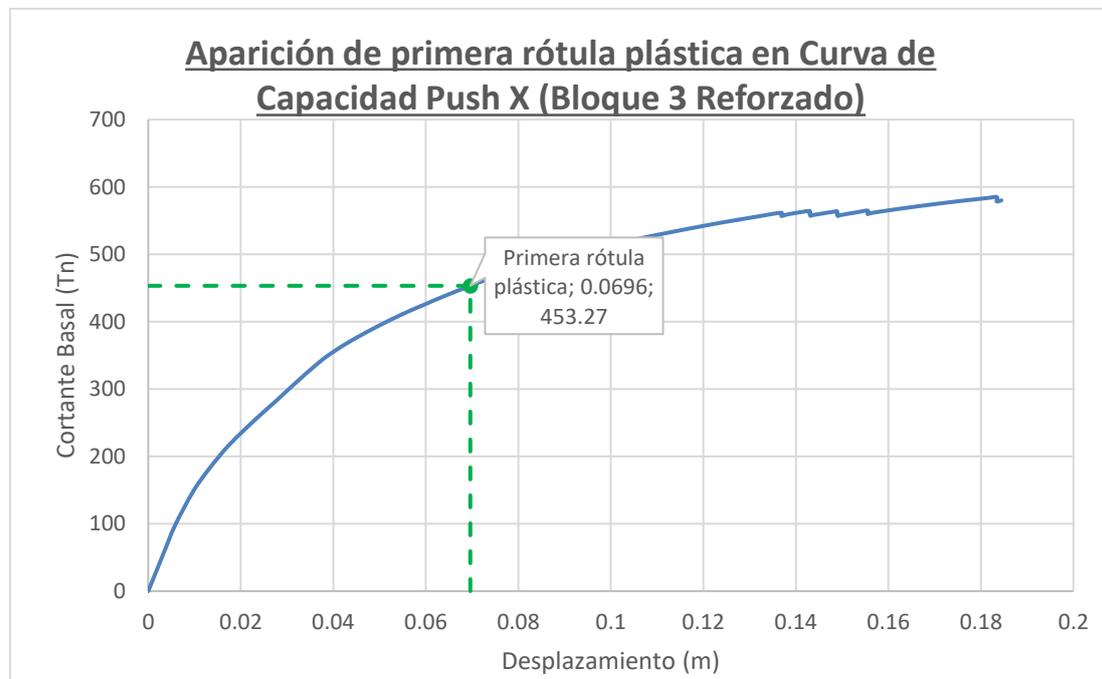
Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push X, Bloque 3 Reforzado)



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 178

Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push X, Bloque 3 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{ux} = 584.83 Tn$$

Del punto de aparición de la primera rótula plástica en la curva de capacidad en dirección X, se obtuvo:

$$V_{1x} = 453.27 \text{ Tn}$$

Entonces:

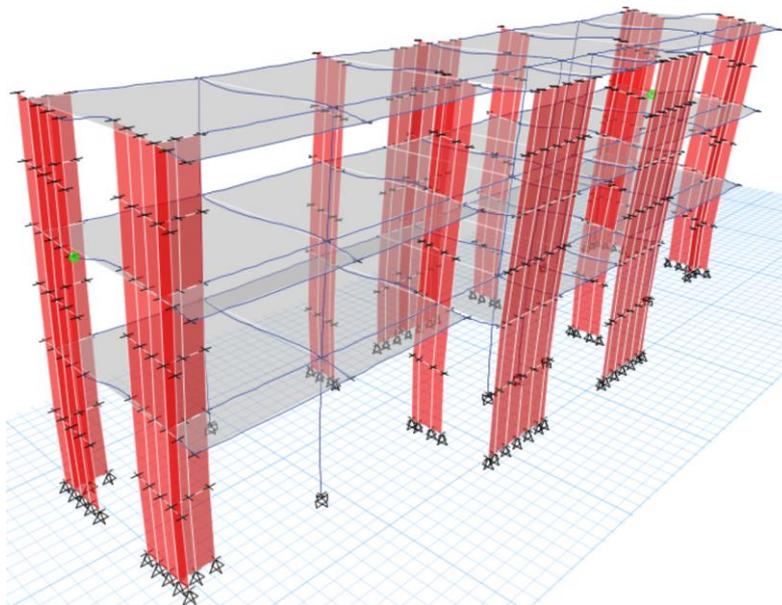
$$R_{Rx} = \frac{V_u}{V_1} = \frac{584.83 \text{ Tn}}{453.27 \text{ Tn}} = 1.29$$

1.12.3.6. Factor de Redundancia para la Dirección “Y”, Bloque 3 Reforzado.

La Figura 179 mostró gráficamente el modelo tridimensional del Bloque 3 reforzado en el momento en que se genera la primera rótula plástica para el caso de carga Push Y, esta aparición se genera específicamente en el paso 16 de la Curva de Capacidad. En la Figura 180 se aprecia dicho punto en la curva, pudiendo así obtener el valor de la cortante basal asociada a la formación de la primera rótula plástica “V1”.

Figura 179

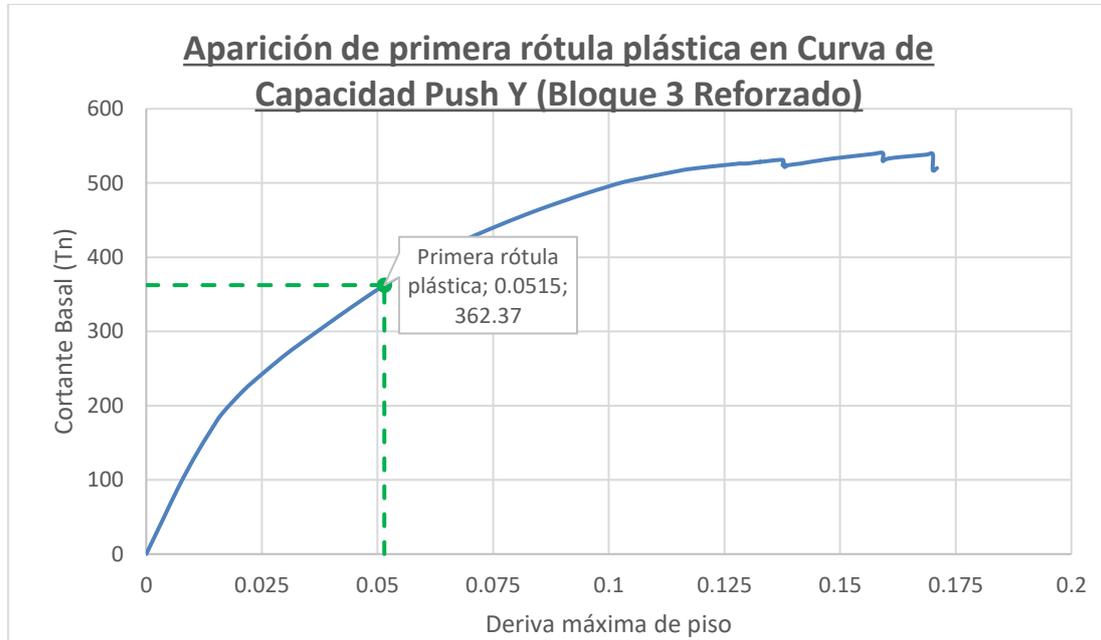
Aparición de primera rótula plástica en modelo matemático (Push Y, Bloque 3 Reforzado)



Nota: Tomado del Programa de Análisis Estructural

Figura 180

Punto de aparición de primera rótula plástica en Curva de Capacidad (Push Y, Bloque 3 Reforzado)



De la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{uy} = 538.78 \text{ Tn}$$

Del punto de aparición de la primera rótula plástica en la curva de capacidad en dirección Y, se obtuvo:

$$V_{1y} = 362.37 \text{ Tn}$$

Entonces:

$$R_{Ry} = \frac{V_u}{V_1} = \frac{538.78 \text{ Tn}}{362.37 \text{ Tn}} = 1.49$$

1.12.3.7. Comparación de Factores de Reducción, Bloque 3 Reforzado.

De los valores obtenidos previamente, se calcularon los factores de reducción sísmica reales tanto para la dirección de análisis X, como la dirección Y.

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_R$$

-Factores de Resistencia por ductilidad:

$$R_{\mu x} = 2.63 \quad R_{\mu y} = 2.85$$

-Factores de Sobrerresistencia:

$$R_{\Omega x} = 1.30 \quad R_{\Omega y} = 1.20$$

-Factores de Redundancia:

$$R_{R x} = 1.29 \quad R_{R y} = 1.49$$

-Factores de Reducción sísmica reales:

$$R_x = 2.63 * 1.30 * 1.29 = \mathbf{4.41}$$

$$R_y = 2.85 * 1.20 * 1.49 = \mathbf{5.10}$$

Se pudo observar de los factores de reducción sísmica obtenidos del Bloque 3 reforzado que, para ambas direcciones de análisis se obtuvieron valores prácticamente iguales a los factores normativos empleados para los análisis lineales ($R_{x,y}=5.40$), siendo ambos valores calculados ligeramente menores, lo que significa que las fuerzas sísmicas de diseño en los elementos estructurales aumentarían en una cantidad mínima. Esto no significa que el diseño estructural realizado en la propuesta de reforzamiento es inadecuado, debido a que gracias a un análisis estático no lineal se pudo comprobar el comportamiento real de la estructura global y el mecanismo de formación de rótulas plásticas en los elementos locales, pudiendo verificar que el desempeño estructural del Bloque 3 fue adecuado ante los criterios del comité VISION 2000 y de ASCE 41-17, por lo que se puede afirmar que la propuesta de reforzamiento para el Bloque 3 fue correcta.

ANEXO 03 - VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES EN BLOQUES EXISTENTES

BLOQUE 01 EXISTENTE

Irregularidad En Altura

Se analiza la presencia de irregularidades en altura en relación a la Tabla N°8 del artículo 20 de la norma E.030.

- **Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:** Con el análisis comparativo entre rigideces laterales por nivel, se demuestra que en el segundo entrepiso la rigidez lateral es mayor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, para la dirección X e Y, por lo tanto, existe Irregularidad de Rigidez - Piso Blando.

ANALISIS DIRECCION X-X						
Nivel	Despla. En CM (m)	Despla. Relativo de CM (m)	Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A = Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	B = 70% de la Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	A < B
3 Piso	0.05785	0.00708	53.31	7534.869	5274.408	NO
2 Piso	0.05078	0.01642	125.66	7651.815	5356.270	SI
1 Piso	0.03435	0.03435	175.52	5109.193		

ANALISIS DIRECCION Y-Y						
Nivel	Despla. En CM (m)	Despla. Relativo de CM (m)	Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A = Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	B = 70% de la Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	A < B
3 Piso	0.04158	0.00846	58.80	6950.177	4865.124	NO
2 Piso	0.03312	0.01438	129.40	9001.099	6300.769	NO
1 Piso	0.01875	0.01875	171.76	9161.781		

- **Irregularidad de Resistencia – Piso Débil:** Con el análisis comparativo entre fuerzas cortantes de entrepiso, se demuestra que la fuerza cortante actuante en un entrepiso inferior no es menor que el 80% de la fuerza cortante del entrepiso inmediato superior, para la dirección X e Y, por lo tanto no existe Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.

ANALISIS DIRECCIÓN X-X			
Nivel	A = Fuerza Cortante de Entrepiso (Ton)	B = 80% Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A < B
3 Piso	53.31	42.65	NO
2 Piso	125.66	100.53	NO
1 Piso	175.52		

ANÁLISIS DIRECCIÓN Y-Y			
Nivel	A = Fuerza Cortante de Entrepiso (Ton)	B = 80% Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A < B
3 Piso	58.80	47.04	NO
2 Piso	129.40	103.52	NO
1 Piso	171.76		

- **Irregularidad Extrema de Rigidez:** Se verifica que no presenta Irregularidad de Irregularidad Extrema de Rigidez.

ANÁLISIS DIRECCION X-X					Irregularidad Extrema	
Nivel	Despla. En CM (m)	Despla. Relativo de CM (m)	Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A = Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	B = 60% de la Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	A < B
3 Piso	0.05785	0.00708	53.31	7534.869	4520.922	NO
2 Piso	0.05078	0.01642	125.66	7651.815	4591.089	NO
1 Piso	0.03435	0.03435	175.52	5109.193		

ANÁLISIS DIRECCION Y-Y					Irregularidad Extrema	
Nivel	Despla. En CM (m)	Despla. Relativo de CM (m)	Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A = Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	B = 60% de la Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	A < B
3 Piso	0.04158	0.00846	58.80	6950.177	4170.11	NO
2 Piso	0.03312	0.01438	129.40	9001.099	5400.66	NO
1 Piso	0.01875	0.01875	171.76	9161.781		

- **Irregularidad Extrema de Resistencia:** No presenta Irregularidad de Resistencia - Piso Débil, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Extrema de Resistencia.
- **Irregularidad de Masa o Peso:** En ningún caso el peso de un nivel es mayor que 1.5 veces el peso del nivel adyacente.

Nivel	P (Ton)	1.5Pi+1	Condición	1.5Pi-1	Condición
3 Piso	-	-	-	-	-
2 Piso	331.50	-	-	499.08	Regular
1 Piso	332.72	497.25	Regular	-	-

- **Irregularidad Geométrica Vertical:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad Geométrica Vertical, puesto que los elementos estructurales se proyectan desde el primer nivel hasta el último nivel.
- **Discontinuidad En los Sistemas Resistentes:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad en los Sistemas Resistentes, puesto que los elementos estructurales son continuos en todos los niveles.

- **Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes:** No presenta Irregularidad por Discontinuidad En los Sistemas Resistentes, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad por, Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes.

En relación con los 8 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es irregular en altura para ambas direcciones de análisis.

Irregularidad en Planta

Se analiza la no presencia de irregularidades en planta en relación a la Tabla N°9 del artículo 20 de la norma E.030.

- **Irregularidad Torsional:** Se verifica la no presencia de irregularidad torsional.

ANALISIS DIRECCIÓN X-X				
Nivel	A = Despla. Relativo Máx (m)	B = Despla. Relativo Prom (m)	C = A/B	C > 1.3
3 Piso	0.0073	0.0070	1.038	No
2 Piso	0.0167	0.0163	1.026	No
1 Piso	0.0347	0.0343	1.013	No
Condición				Regular
				Drift Max - X 0.0325

ANALISIS DIRECCIÓN Y-Y				
Nivel	A = Despla. Relativo Máx (m)	B = Despla. Relativo Prom (m)	C = A/B	C > 1.3
3 Piso	0.0134	0.0107	1.253	No
2 Piso	0.0230	0.0183	1.256	No
1 Piso	0.0299	0.0238	1.257	No
Condición				Regular
				Drift Max - Y 0.0285

- **Irregularidad Torsional Extrema:** No presenta Irregularidad Torsional, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Torsional Extrema.
- **Esquinas Entrantes:** Según la configuración estructural de la edificación, aplica Irregularidad por Esquinas Entrantes, puesto que las aberturas superan el 20% de la dimensión total en **ambas direcciones**.

EJE		b (m)		Cond
X	38.70	14.40	7.74	Irregular
Y	8.70	2.95	1.74	Irregular
				Irregular

- **Discontinuidad del Diafragma:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad del Diafragma, puesto las aberturas de los diafragmas no superan el 50% del área bruta del diafragma.
- **Sistemas No Paralelos:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Sistemas No Paralelos, puesto que presenta solo ejes ortogonales a las direcciones X e Y.

En relación con los 5 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es irregular en planta para ambas direcciones de análisis.

BLOQUE 02 EXISTENTE

Irregularidad En Altura

Se analiza la presencia de irregularidades en altura en relación a la Tabla N°8 del artículo 20 de la norma E.030.

- **Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:** Con el análisis comparativo entre rigideces laterales por nivel, se demuestra que en cada entrepiso la rigidez lateral no es mayor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, para la dirección X e Y, por lo tanto, no existe Irregularidad de Rigidez - Piso Blando.

ANÁLISIS DIRECCION X-X						
Nivel	Despla. En CM (m)	Despla. Relativo de CM (m)	Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A = Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	B = 70% de la Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	A < B
3 Piso	0.01244	0.00429	45.97	10720.592	7504.415	NO
2 Piso	0.00815	0.00459	100.50	21891.309	15323.916	NO
1 Piso	0.00356	0.00356	127.69	35867.107		

ANALISIS DIRECCION Y-Y						
Nivel	Despla. En CM (m)	Despla. Relativo de CM (m)	Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A = Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	B = 70% de la Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	A < B
3 Piso	0.05027	0.01446	37.27	2576.713	1803.699	NO
2 Piso	0.03581	0.01758	77.87	4430.737	3101.516	NO
1 Piso	0.01824	0.01824	106.33	5830.902		

- **Irregularidad de Resistencia – Piso Débil:** Con el análisis comparativo entre fuerzas cortantes de entrepiso, se demuestra que la fuerza cortante actuante en un entrepiso inferior no es menor que el 80% de la fuerza cortante del entrepiso inmediato superior, para la dirección X e Y, por lo tanto no existe Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.

ANALISIS DIRECCIÓN X-X			
Nivel	A = Fuerza Cortante de Entrepiso (Ton)	B = 80% Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A < B
3 Piso	45.97	36.78	NO
2 Piso	100.50	80.40	NO
1 Piso	127.69		

ANALISIS DIRECCIÓN Y-Y			
Nivel	A = Fuerza Cortante de Entrepiso (Ton)	B = 80% Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A < B
3 Piso	37.27	29.81	NO
2 Piso	77.87	62.30	NO
1 Piso	106.33		

- **Irregularidad Extrema de Rigidez:** No presenta Irregularidad de Rigidez - Piso Blando, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Extrema de Rigidez.
- **Irregularidad Extrema de Resistencia:** No presenta Irregularidad de Resistencia - Piso Débil, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Extrema de Resistencia.
- **Irregularidad de Masa o Peso:** En ningún caso el peso de un nivel es mayor que 1.5 veces el peso del nivel adyacente.

Nivel	P (Ton)	1.5Pi+1	Condición	1.5Pi-1	Condición
3 Piso	-	-	-	-	-
2 Piso	96.87	-	-	171.02	Regular
1 Piso	114.02	145.30	Regular	-	-

- **Irregularidad Geométrica Vertical:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad Geométrica Vertical, puesto que los elementos estructurales se proyectan desde el primer nivel hasta el último nivel.
- **Discontinuidad En los Sistemas Resistentes:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad en los Sistemas Resistentes, puesto que los elementos estructurales son continuos en todos los niveles.
- **Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes:** No presenta Irregularidad por Discontinuidad En los Sistemas Resistentes, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad por, Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes.

En relación con los 8 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es regular en altura para ambas direcciones de análisis.

Irregularidad en Planta

Se analiza la no presencia de irregularidades en planta en relación a la Tabla N°9 del artículo 20 de la norma E.030.

- **Irregularidad Torsional:** Se verifica la no presencia de irregularidad torsional.

ANÁLISIS DIRECCIÓN X-X				
Nivel	A = Despla. Relativo Máx (m)	B = Despla. Relativo Prom (m)	C = A/B	C > 1.3
3 Piso	0.0040	0.0042	0.970	No
2 Piso	0.0050	0.0045	1.121	No
1 Piso	0.0046	0.0038	1.217	No
Condición				Regular
				Drift Max - X 0.0045

ANÁLISIS DIRECCIÓN Y-Y				
Nivel	A = Despla. Relativo Máx (m)	B = Despla. Relativo Prom (m)	C = A/B	C > 1.3
3 Piso	0.0193	0.0146	1.315	Si
2 Piso	0.0255	0.0167	1.529	Si
1 Piso	0.0312	0.0164	1.903	Si
Condición				Irregular
				Drift Max - Y 0.0229

- **Irregularidad Torsional Extrema:** Al presentar Irregularidad Torsional, se verifica que los valores son mayores a 1.50, por lo tanto si presenta Irregularidad Torsional Extrema.
- **Esquinas Entrantes:** Según la configuración estructural de la edificación, aplica Irregularidad por Esquinas Entrantes, puesto que las aberturas superan el 20% de la dimensión total en ambas direcciones.

EJE		b (m)		Cond
X	14.50	4.74	2.90	Irregular
Y	6.78	1.78	1.36	Irregular
				Irregular

- **Discontinuidad del Diafragma:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad del Diafragma, puesto las aberturas de los diafragmas no superan el 50% del área bruta del diafragma.
- **Sistemas No Paralelos:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Sistemas No Paralelos, puesto que presenta solo ejes ortogonales a las direcciones X e Y.

En relación con los 5 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es irregular en planta para ambas direcciones de análisis.

BLOQUE 03 EXISTENTE

Irregularidad En Altura

Se analiza la presencia de irregularidades en altura en relación a la Tabla N°8 del artículo 20 de la norma E.030.

- **Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:** Con el análisis comparativo entre rigideces laterales por nivel, se demuestra que en cada entrepiso la rigidez lateral no es mayor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, para la dirección X e Y, por lo tanto, no existe Irregularidad de Rigidez - Piso Blando.

ANÁLISIS DIRECCIÓN X-X						
Nivel	Despla. En CM (m)	Despla. Relativo de CM (m)	Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A = Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	B = 70% de la Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	A < B
3 Piso	0.04425	0.00683	32.12	4700.732	3290.512	NO
2 Piso	0.03742	0.01279	69.22	5413.585	3789.510	NO
1 Piso	0.02463	0.02463	95.53	3878.596		

ANÁLISIS DIRECCIÓN Y-Y						
Nivel	Despla. En CM (m)	Despla. Relativo de CM (m)	Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A = Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	B = 70% de la Rigidez Lateral de Entrepiso (Tn/m)	A < B
3 Piso	0.03049	0.00627	35.69	5689.337	3982.536	NO
2 Piso	0.02421	0.01051	74.75	7110.406	4977.284	NO
1 Piso	0.01370	0.01370	99.06	7230.387		

- **Irregularidad de Resistencia – Piso Débil:** Con el análisis comparativo entre fuerzas cortantes de entrepiso, se demuestra que la fuerza cortante actuante en un entrepiso inferior no es menor que el 80% de la fuerza cortante del entrepiso inmediato superior, para la dirección X e Y, por lo tanto no existe Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.

ANÁLISIS DIRECCIÓN X-X			
Nivel	A = Fuerza Cortante de Entrepiso (Ton)	B = 80% Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A < B
3 Piso	32.12	25.70	NO
2 Piso	69.22	55.37	NO
1 Piso	95.53		

ANÁLISIS DIRECCIÓN Y-Y			
Nivel	A = Fuerza Cortante de Entrepiso (Ton)	B = 80% Fuerza Cortante de Entrepiso (Tn)	A < B
3 Piso	35.69	28.56	NO
2 Piso	74.75	59.80	NO
1 Piso	99.06		

- **Irregularidad Extrema de Rigidez:** No presenta Irregularidad de Rigidez - Piso Blando, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Extrema de Rigidez.
- **Irregularidad Extrema de Resistencia:** No presenta Irregularidad de Resistencia - Piso Débil, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Extrema de Resistencia.
- **Irregularidad de Masa o Peso:** En ningún caso el peso de un nivel es mayor que 1.5 veces el peso del nivel adyacente.

Nivel	P (Ton)	1.5Pi+1	Condición	1.5Pi-1	Condición
3 Piso	-	-	-	-	-
2 Piso	230.45	-	-	361.03	Regular
1 Piso	240.69	345.68	Regular	-	-

- **Irregularidad Geométrica Vertical:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad Geométrica Vertical, puesto que los elementos estructurales se proyectan desde el primer nivel hasta el último nivel.
- **Discontinuidad En los Sistemas Resistentes:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad en los Sistemas Resistentes, puesto que los elementos estructurales son continuos en todos los niveles.
- **Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes:** No presenta Irregularidad por Discontinuidad En los Sistemas Resistentes, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad por, Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes.

En relación con los 8 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es regular en altura para ambas direcciones de análisis.

Irregularidad en Planta

Se analiza la no presencia de irregularidades en planta en relación a la Tabla N°9 del artículo 20 de la norma E.030.

- **Irregularidad Torsional:** Se verifica la no presencia de irregularidad torsional.

ANÁLISIS DIRECCIÓN X-X				
Nivel	A = Despla. Relativo Máx (m)	B = Despla. Relativo Prom (m)	C = A/B	C > 1.3
3 Piso	0.0071	0.0068	1.044	No
2 Piso	0.0131	0.0127	1.033	No
1 Piso	0.0250	0.0245	1.018	No
Condición				Regular
				Drift Max - X
				0.0312

ANÁLISIS DIRECCIÓN Y-Y				
Nivel	A = Despla. Relativo Máx (m)	B = Despla. Relativo Prom (m)	C = A/B	C > 1.3
3 Piso	0.0099	0.0078	1.261	No
2 Piso	0.0165	0.0131	1.260	No
1 Piso	0.0214	0.0170	1.259	No
				Drift Max - Y
Condición		Regular	0.0273	

- **Irregularidad Torsional Extrema:** No presenta Irregularidad Torsional, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Torsional Extrema.
- **Esquinas Entrantes:** Según la configuración estructural de la edificación, aplica Irregularidad por Esquinas Entrantes, puesto que las aberturas superan el 20% de la dimensión total en ambas direcciones.

EJE	b (m)		Cond	
X	29.10	9.60	5.82	Irregular
Y	8.70	2.95	1.74	Irregular
				Irregular

- **Discontinuidad del Diafragma:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad del Diafragma, puesto las aberturas de los diafragmas no superan el 50% del área bruta del diafragma.
- **Sistemas No Paralelos:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Sistemas No Paralelos, puesto que presenta solo ejes ortogonales a las direcciones X e Y.

En relación con los 5 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es irregular en planta para ambas direcciones de análisis.

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES EN BLOQUES REFORZADOS

BLOQUE 01 REFORZADO

Irregularidad En Altura

Se analiza la presencia de irregularidades en altura en relación a la Tabla N°8 del artículo 20 de la norma E.030.

- **Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:** Con el análisis comparativo entre rigideces laterales por nivel, se demuestra que en cada entrepiso la rigidez lateral no es mayor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, para la dirección X e Y, por lo tanto, no existe Irregularidad de Rigidez - Piso Blando.

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN X-X						
Nivel	Desplaz. En el centro de masas (cm.)	Desplaz. Rel. en el centro de masas (cm.)	Fuerza cortante de entrepiso (Tn.)	Rigidez lateral de entrepiso (Tn/cm.) [RL]	70% de la rigidez lateral de entrepiso (Tn/cm.) [RL]	[RL] < [70%RL]
Nivel 1	0.2904	0.290	272.71	939.08	-	NO
Nivel 2	0.7219	0.432	220.39	510.74	357.521	NO
Nivel 3	1.1714	0.450	113.82	253.21	177.247	

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN Y-Y						
Nivel	Desplaz. En el centro de masas (cm.)	Desplaz. Rel. en el centro de masas (cm.)	Fuerza cortante de entrepiso (Tn.)	Rigidez lateral de entrepiso (Tn/cm.) [RL]	70% de la rigidez lateral de entrepiso (Tn/cm.) [RL]	[RL] < [70%RL]
Nivel 1	0.2368	0.237	268.17	1132.479	-	NO
Nivel 2	0.5846	0.348	217.25	624.631	437.241	NO
Nivel 3	0.9178	0.333	109.54	328.758	230.131	

- **Irregularidad de Resistencia – Piso Débil:** Con el análisis comparativo entre fuerzas cortantes de entrepiso, se demuestra que la fuerza cortante actuante en un entrepiso inferior no es menor que el 80% de la fuerza cortante del entrepiso inmediato superior, para la dirección X e Y, por lo tanto no existe Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN X-X			
Nivel	Fuerza cortante de entrepiso (Tn.) [FC]	80% de la Fuerza cortante de entrepiso (Tn.) [80%FC]	[FC] < [80%FC]
Nivel 1	272.71	-	NO
Nivel 2	220.39	176.31	NO
Nivel 3	113.82	91.05	

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN Y-Y			
Nivel	Fuerza cortante de entrepiso (Tn.) [FC]	80% de la Fuerza cortante de entrepiso (Tn.) [80%FC]	[FC] < [80%FC]
Nivel 1	268.17	-	NO
Nivel 2	217.25	173.80	NO
Nivel 3	109.54	87.63	

- **Irregularidad Extrema de Rigidez:** No presenta Irregularidad de Rigidez - Piso Blando, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Extrema de Rigidez.
- **Irregularidad Extrema de Resistencia:** No presenta Irregularidad de Resistencia - Piso Débil, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Extrema de Resistencia.
- **Irregularidad de Masa o Peso:** En ningún caso el peso de un nivel es mayor que 1.5 veces el peso del nivel adyacente.

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO					
Nivel	Peso del nivel (Tn.) [Pi]	1.50 * Peso de nivel adyacente superior [1.50Pi+1]	[Pi] > [1.5*Pi+1]	1.50 * Peso de nivel adyacente inferior [1.50Pi-1]	[Pi] > [1.5*Pi-1]
Nivel 1	368.53	548.59	NO	-	
Nivel 2	365.73	318.59	*NO	552.80	NO
Nivel 3	212.39	-		548.59	*NO

*No aplica en azoteas ni sótanos.

- **Irregularidad Geométrica Vertical:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad Geométrica Vertical, puesto que los elementos estructurales se proyectan desde el primer nivel hasta el último nivel.
- **Discontinuidad En los Sistemas Resistentes:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad en los Sistemas Resistentes, puesto que los elementos estructurales son continuos en todos los niveles.
- **Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes:** No presenta Irregularidad por Discontinuidad En los Sistemas Resistentes, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad por, Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes.

En relación con los 8 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es regular en altura para ambas direcciones de análisis.

Irregularidad en Planta

Se analiza la no presencia de irregularidades en planta en relación a la Tabla N°9 del artículo 20 de la norma E.030.

- **Irregularidad Torsional:** Se verifica la no presencia de irregularidad torsional.

IRREGULARIDAD TORSIONAL, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN X-X				
NIVEL	Desplaz. Relat. Máximo (cm.)	Desplaz. Relat. Prom. (cm.)	C=[Desplaz. Relat. Máximo. (cm.)/[Desplaz. Relat. Prom (cm.)]	C > 1.3
Nivel 1	0.296	0.291	1.017	NO
Nivel 2	0.4388	0.432	1.016	NO
Nivel 3	0.4564	0.450	1.015	NO
*No aplica al no existir diafragma rígido en el entrepiso.				Deriva Máx. X 0.00566

IRREGULARIDAD TORSIONAL, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN Y-Y				
NIVEL	Desplaz. Relat. Máximo (cm.)	Desplaz. Relat. Prom. (cm.)	C=[Desplaz. Relat. Máximo. (cm.)/[Desplaz. Relat. Prom (cm.)]	C > 1.3
Nivel 1	0.2917	0.233	1.250	NO
Nivel 2	0.4292	0.343	1.250	NO
Nivel 3	0.4134	0.329	1.258	NO
*No aplica al no existir diafragma rígido en el entrepiso.				Deriva Máx. X 0.0053

- **Irregularidad Torsional Extrema:** No presenta Irregularidad Torsional, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Torsional Extrema.
- **Esquinas Entrantes:** Según la configuración estructural de la edificación, aplica Irregularidad por Esquinas Entrantes, puesto que las aberturas superan el 20% de la dimensión total en ambas direcciones.

IRREGULARIDAD DE ESQUINAS ENTRANTES			
Dirección de análisis	Dimensión total (m.) [T]	Abertura (m.) [A]	[A] > [20%T]
Dirección X	38.70	14.40	SI
Dirección Y	8.70	2.70	SI

- **Discontinuidad del Diafragma:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad del Diafragma, puesto las aberturas de los diafragmas no superan el 50% del área bruta del diafragma.
- **Sistemas No Paralelos:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Sistemas No Paralelos, puesto que presenta solo ejes ortogonales a las direcciones X e Y.

En relación con los 5 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es regular en planta para ambas direcciones de análisis.

BLOQUE 02 REFORZADO

Irregularidad En Altura

Se analiza la presencia de irregularidades en altura en relación a la Tabla N°8 del artículo 20 de la norma E.030.

- **Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:** Con el análisis comparativo entre rigideces laterales por nivel, se demuestra que en cada entrepiso la rigidez lateral no es mayor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, para la dirección X e Y, por lo tanto, no existe Irregularidad de Rigidez - Piso Blando.

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN X-X						
Nivel	Desplaz. En el centro de masas (cm.)	Desplaz. Rel. en el centro de masas (cm.)	Fuerza cortante de entrepiso (Tn.)	Rigidez lateral de entrepiso (Tn/cm.) [RL]	70% de la rigidez lateral de entrepiso (Tn/cm.) [RL]	[RL] < [70%RL]
Nivel 1	0.0764	0.076	65.35	855.35	-	NO
Nivel 2	0.1722	0.096	51.24	534.88	374.414	NO
Nivel 3	0.2687	0.097	23.75	246.16	172.312	

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN Y-Y

Nivel	Desplaz. En el centro de masas (cm.)	Desplaz. Rel. en el centro de masas (cm.)	Fuerza cortante de entrepiso (Tn.)	Rigidez lateral de entrepiso (Tn/cm.) [RL]	70% de la rigidez lateral de entrepiso (Tn/cm.) [RL]	[RL] < [70%RL]
Nivel 1	0.2742	0.274	90.72	330.869	-	NO
Nivel 2	0.5834	0.309	68.36	221.087	154.761	NO
Nivel 3	0.9148	0.331	30.99	93.524	65.467	

- **Irregularidad de Resistencia – Piso Débil:** Con el análisis comparativo entre fuerzas cortantes de entrepiso, se demuestra que la fuerza cortante actuante en un entrepiso inferior no es menor que el 80% de la fuerza cortante del entrepiso inmediato superior, para la dirección X e Y, por lo tanto no existe Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN X-X

Nivel	Fuerza cortante de entrepiso (Tn.) [FC]	80% de la Fuerza cortante de entrepiso (Tn.) [80%FC]	[FC] < [80%FC]
Nivel 1	65.35	-	NO
Nivel 2	51.24	40.99	NO
Nivel 3	23.75	19.00	

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN Y-Y

Nivel	Fuerza cortante de entrepiso (Tn.) [FC]	80% de la Fuerza cortante de entrepiso (Tn.) [80%FC]	[FC] < [80%FC]
Nivel 1	90.72	-	NO
Nivel 2	68.36	54.69	NO
Nivel 3	30.99	24.80	

- **Irregularidad Extrema de Rigidez:** No presenta Irregularidad de Rigidez - Piso Blando, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Extrema de Rigidez.
- **Irregularidad Extrema de Resistencia:** No presenta Irregularidad de Resistencia - Piso Débil, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Extrema de Resistencia.
- **Irregularidad de Masa o Peso:** En ningún caso el peso de un nivel es mayor que 1.5 veces el peso del nivel adyacente.

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO					
Nivel	Peso del nivel (Tn.) [Pi]	1.50 * Peso de nivel adyacente superior [1.50Pi+1]	[Pi] > [1.5*Pi+1]	1.50 * Peso de nivel adyacente inferior [1.50Pi-1]	[Pi] > [1.5*Pi-1]
Nivel 1	121.48	152.59	NO	-	
Nivel 2	101.73	89.98	*NO	182.22	NO
Nivel 3	59.99	-		152.59	*NO

*No aplica en azoteas ni sótanos.

- **Irregularidad Geométrica Vertical:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad Geométrica Vertical, puesto que los elementos estructurales se proyectan desde el primer nivel hasta el último nivel.
- **Discontinuidad En los Sistemas Resistentes:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad en los Sistemas Resistentes, puesto que los elementos estructurales son continuos en todos los niveles.
- **Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes:** No presenta Irregularidad por Discontinuidad En los Sistemas Resistentes, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad por, Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes.

En relación con los 8 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es regular en altura para ambas direcciones de análisis.

Irregularidad en Planta

Se analiza la no presencia de irregularidades en planta en relación a la Tabla N°9 del artículo 20 de la norma E.030.

- **Irregularidad Torsional:** Se verifica la no presencia de irregularidad torsional.

IRREGULARIDAD TORSIONAL, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN X-X				
NIVEL	Desplaz. Relat. Máximo (cm.)	Desplaz. Relat. Prom. (cm.)	C=[Desplaz. Relat. Máximo. (cm.)]/[Desplaz. Relat. Prom (cm.)]	C > 1.3
Nivel 1	0.103	0.089	1.156	NO
Nivel 2	0.1360	0.109	1.243	NO
Nivel 3	0.1451	0.112	1.291	NO

*No aplica al no existir diafragma rígido en el entrapiso. Deriva Máx. X 0.00180

IRREGULARIDAD TORSIONAL, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN Y-Y				
NIVEL	Desplaz. Relat. Máximo (cm.)	Desplaz. Relat. Prom. (cm.)	C=[Desplaz. Relat. Máximo. (cm.)/[Desplaz. Relat. Prom (cm.)]	C > 1.3
Nivel 1	0.2862	0.273	1.050	NO
Nivel 2	0.3275	0.296	1.106	NO
Nivel 3	0.3423	0.330	1.038	NO
*No aplica al no existir diafragma rígido en el entrepiso.				Deriva Máx. X 0.0042

- **Irregularidad Torsional Extrema:** No presenta Irregularidad Torsional, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Torsional Extrema.
- **Esquinas Entrantes:** Según la configuración estructural de la edificación, aplica Irregularidad por Esquinas Entrantes, puesto que las aberturas superan el 20% de la dimensión total en ambas direcciones.

IRREGULARIDAD DE ESQUINAS ENTRANTES			
Dirección de análisis	Dimensión total (m.) [T]	Abertura (m.) [A]	[A] > [20%T]
Dirección X	14.50	5.28	SI
Dirección Y	6.78	1.78	SI

- **Discontinuidad del Diafragma:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad del Diafragma, puesto las aberturas de los diafragmas no superan el 50% del área bruta del diafragma.
- **Sistemas No Paralelos:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Sistemas No Paralelos, puesto que presenta solo ejes ortogonales a las direcciones X e Y.

En relación con los 5 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es regular en planta para ambas direcciones de análisis.

BLOQUE 03 REFORZADO

Irregularidad En Altura

Se analiza la presencia de irregularidades en altura en relación a la Tabla N°8 del artículo 20 de la norma E.030.

- **Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:** Con el análisis comparativo entre rigideces laterales por nivel, se demuestra que en cada entrepiso la rigidez lateral no es mayor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, para la dirección X e Y, por lo tanto, no existe Irregularidad de Rigidez - Piso Blando.

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN X-X						
Nivel	Desplaz. En el centro de masas (cm.)	Desplaz. Rel. en el centro de masas (cm.)	Fuerza cortante de entrepiso (Tn.)	Rigidez lateral de entrepiso (Tn/cm.) [RL]	70% de la rigidez lateral de entrepiso (Tn/cm.) [RL]	[RL] < [70%RL]
Nivel 1	0.2272	0.227	201.38	886.35	-	NO
Nivel 2	0.5722	0.345	162.22	470.21	329.145	NO
Nivel 3	0.9441	0.372	87.46	235.16	164.614	

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN Y-Y						
Nivel	Desplaz. En el centro de masas (cm.)	Desplaz. Rel. en el centro de masas (cm.)	Fuerza cortante de entrepiso (Tn.)	Rigidez lateral de entrepiso (Tn/cm.) [RL]	70% de la rigidez lateral de entrepiso (Tn/cm.) [RL]	[RL] < [70%RL]
Nivel 1	0.2137	0.214	202.35	946.901	-	NO
Nivel 2	0.5257	0.312	163.00	522.451	365.715	NO
Nivel 3	0.8252	0.300	85.19	284.439	199.107	

- **Irregularidad de Resistencia – Piso Débil:** Con el análisis comparativo entre fuerzas cortantes de entrepiso, se demuestra que la fuerza cortante actuante en un entrepiso inferior no es menor que el 80% de la fuerza cortante del entrepiso inmediato superior, para la dirección X e Y, por lo tanto no existe Irregularidad de Resistencia – Piso Débil.

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN X-X			
Nivel	Fuerza cortante de entrepiso (Tn.) [FC]	80% de la Fuerza cortante de entrepiso (Tn.) [80%FC]	[FC] < [80%FC]
Nivel 1	201.38	-	NO
Nivel 2	162.22	129.78	NO
Nivel 3	87.46	69.97	

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DÉBIL, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN Y-Y			
Nivel	Fuerza cortante de entrepiso (Tn.) [FC]	80% de la Fuerza cortante de entrepiso (Tn.) [80%FC]	[FC] < [80%FC]
Nivel 1	202.35	-	NO
Nivel 2	163.00	130.40	NO
Nivel 3	85.19	68.15	

- **Irregularidad Extrema de Rigidez:** No presenta Irregularidad de Rigidez - Piso Blando, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Extrema de Rigidez.
- **Irregularidad Extrema de Resistencia:** No presenta Irregularidad de Resistencia - Piso Débil, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Extrema de Resistencia.
- **Irregularidad de Masa o Peso:** En ningún caso el peso de un nivel es mayor que 1.5 veces el peso del nivel adyacente.

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO					
Nivel	Peso del nivel (Tn.) [Pi]	1.50 * Peso de nivel adyacente superior [1.50Pi+1]	[Pi] > [1.5*Pi+1]	1.50 * Peso de nivel adyacente inferior [1.50Pi-1]	[Pi] > [1.5*Pi-1]
Nivel 1	284.05	398.13	NO	-	
Nivel 2	265.42	252.66	*NO	426.07	NO
Nivel 3	168.44	-		398.13	*NO

*No aplica en azoteas ni sótanos.

- **Irregularidad Geométrica Vertical:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad Geométrica Vertical, puesto que los elementos estructurales se proyectan desde el primer nivel hasta el último nivel.
- **Discontinuidad En los Sistemas Resistentes:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad en los Sistemas Resistentes, puesto que los elementos estructurales son continuos en todos los niveles.
- **Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes:** No presenta Irregularidad por Discontinuidad En los Sistemas Resistentes, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad por, Discontinuidad Extrema En los Sistemas Resistentes.

En relación con los 8 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es regular en altura para ambas direcciones de análisis.

Irregularidad en Planta

Se analiza la no presencia de irregularidades en planta en relación a la Tabla N°9 del artículo 20 de la norma E.030.

- **Irregularidad Torsional:** Se verifica la no presencia de irregularidad torsional.

IRREGULARIDAD TORSIONAL, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN X-X				
NIVEL	Desplaz. Relat. Máximo (cm.)	Desplaz. Relat. Prom. (cm.)	C=[Desplaz. Relat. Máximo. (cm.)/[Desplaz. Relat. Prom (cm.)]	C > 1.3
Nivel 1	0.235	0.228	1.030	NO
Nivel 2	0.3562	0.346	1.029	NO
Nivel 3	0.3832	0.373	1.028	NO
*No aplica al no existir diafragma rígido en el entrepiso.				Deriva Máx. X 0.00475

IRREGULARIDAD TORSIONAL, ANÁLISIS EN DIRECCIÓN Y-Y				
NIVEL	Desplaz. Relat. Máximo (cm.)	Desplaz. Relat. Prom. (cm.)	C=[Desplaz. Relat. Máximo. (cm.)/[Desplaz. Relat. Prom (cm.)]	C > 1.3
Nivel 1	0.2516	0.211	1.194	NO
Nivel 2	0.3678	0.308	1.196	NO
Nivel 3	0.3554	0.295	1.204	NO
*No aplica al no existir diafragma rígido en el entrepiso.				Deriva Máx. X 0.0046

- **Irregularidad Torsional Extrema:** No presenta Irregularidad Torsional, por lo tanto tampoco presenta Irregularidad Torsional Extrema.
- **Esquinas Entrantes:** Según la configuración estructural de la edificación, aplica Irregularidad por Esquinas Entrantes, puesto que las aberturas superan el 20% de la dimensión total en ambas direcciones.

IRREGULARIDAD DE ESQUINAS ENTRANTES

Dirección de análisis	Dimensión total (m.) [T]	Abertura (m.) [A]	[A] > [20%T]
Dirección X	29.10	9.60	SI
Dirección Y	8.70	2.95	SI

- **Discontinuidad del Diafragma:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Discontinuidad del Diafragma, puesto las aberturas de los diafragmas no superan el 50% del área bruta del diafragma.
- **Sistemas No Paralelos:** Según la configuración estructural de la edificación, no aplica Irregularidad por Sistemas No Paralelos, puesto que presenta solo ejes ortogonales a las direcciones X e Y.

En relación con los 5 puntos antes expuestos, se verifica que la edificación es regular en planta para ambas direcciones de análisis.

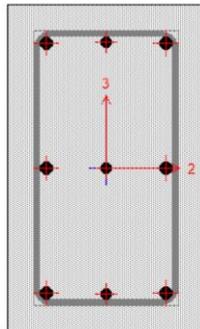
ANEXO 04 – DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

DISEÑO DE COLUMNAS

DISEÑO DE COLUMNA C5' (30X50)

1. DATOS DE GEOMETRÍA Y MATERIALES

h=	0.50	m.	Peralte de columna.
b=	0.30	m.	Ancho de columna.
d =	0.43	m.	Peralte efectivo de columna.
f'c=	210.00	Kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto.
fy=	4200.00	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero.
φl. max,min=	Ø 3/4"	Ø 5/8"	Diám. de acero longitudinal máx. y mín.
φtransv.=	Ø 3/8"		Diámetro de acero transversal.
rec=	5.00	cm.	Recubrimiento de columna.
Ln=	4.90	m.	Luz libre de la columna.
S.E:	Muros o Dual Tipo I		Tipo de sistema estructural.



Proponiendo una cuantía de acero:

As min =	0.01*b*h	cm ²
As min =	15.00	cm ²

Utilizando:	6.00	Ø 3/4"
	3.00	Ø 5/8"
As=	23.01	cm ²

Ac=	1500	cm ²
Cuantía=	1.53%	

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN: (ACERO LONGITUDINAL)

Se realizará el diseño de la columna por flexocompresión, generando diagramas de Interacción y se comparará con las cargas solicitadas por la estructura:

GENERANDO DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN:

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 3-3

PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	204.22	0.00	204.22	0.00
2	204.22	3.72	204.22	-3.72
3	198.45	5.77	198.45	-5.77
4	178.49	7.37	178.49	-7.37
5	156.07	8.75	156.07	-8.75
6	131.75	9.85	131.75	-9.85
7	104.04	10.62	104.04	-10.62
8	69.27	11.14	69.27	-11.14
9	55.51	11.35	55.51	-11.35
10	36.46	11.45	36.46	-11.45
11	10.91	10.64	10.91	-10.64
12	-13.52	8.43	-13.52	-8.43
13	-51.37	4.77	-51.37	-4.77
14	-77.18	1.97	-77.18	-1.97
15	-91.08	0.00	-91.08	0.00

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 2-2

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	204.22	0.00	204.22	0.00
2	204.22	6.73	204.22	-6.73
3	200.01	9.87	200.01	-9.87
4	180.18	12.72	180.18	-12.72
5	159.20	15.12	159.20	-15.12
6	136.61	17.13	136.61	-17.13
7	111.68	18.84	111.68	-18.84
8	84.16	20.39	84.16	-20.39
9	72.12	21.55	72.12	-21.55
10	56.23	22.74	56.23	-22.74
11	26.90	22.12	26.90	-22.12
12	5.01	18.89	5.01	-18.89
13	-21.83	14.08	-21.83	-14.08
14	-70.39	4.62	-70.39	-4.62
15	-91.08	0.00	-91.08	0.00

DEMANDA DE ELEMENTO:

Obteniendo las cargas de sollicitación de la columna:

Nivel	Caso	P (Tonf.)	V2 (Tonf.)	V3 (Tonf.)	M2 (Tonf*m.)	M3 (Tonf*m.)
Nivel 1	CM	-25.078	-0.016	-0.021	-0.117	-0.026
Nivel 1	CV	-8.588	-0.004	0.021	0.012	-0.007
Nivel 1	SSX	6.233	0.636	0.355	0.570	1.612
Nivel 1	SSY	6.684	0.033	0.706	2.409	0.090

CARGA MUERTA =	25.0782	Tonf.
CARGA VIVA =	8.5884	Tonf.

COMBINACIONES DE DISEÑO

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en la Norma E.0-60 RNE:

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060 RNE

	COMBINACIONES	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P (Tonf.)	M2 (Tonf*m.)	M3 (Tonf*m.)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	49.710	-0.143	-0.047
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	48.316	0.440	1.571
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	35.851	-0.701	-1.652
	U4=0.9CM+SISXX	28.803	0.465	1.589
	U5=0.9CM-SISXX	16.338	-0.675	-1.635
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	48.767	2.278	0.050
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	35.400	-2.539	-0.130
	U4=0.9CM+SISYY	29.254	2.304	0.067
	U5=0.9CM-SISYY	15.887	-2.513	-0.113

SISMO XX

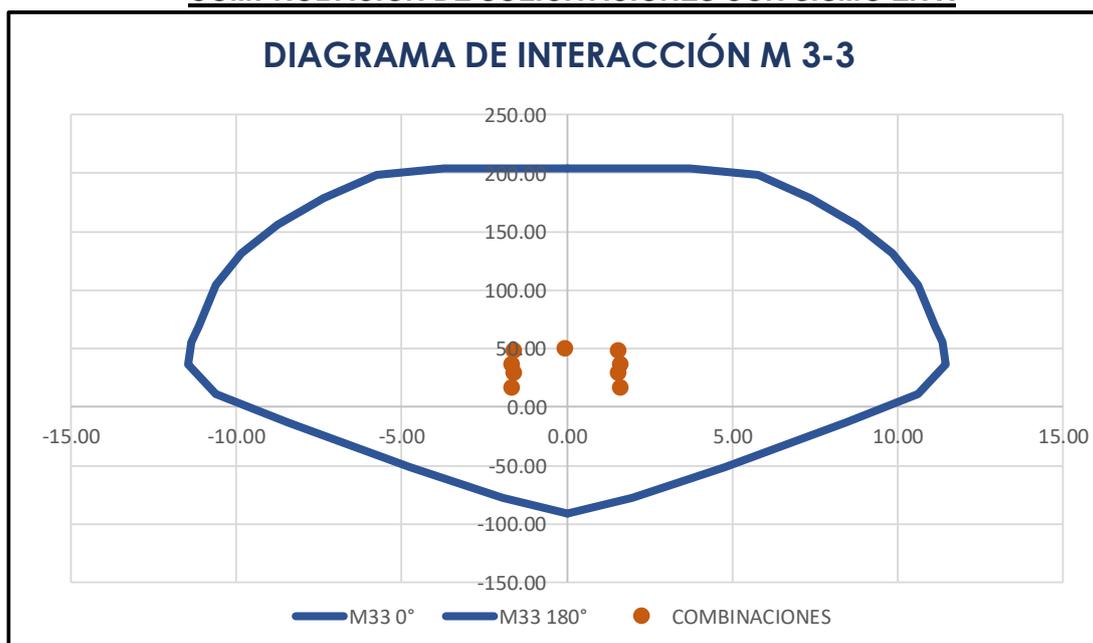
		COMBINACIONES DE DISEÑO		
COMBINACIONES		P (Tonf.)	M2 (Tonf*m.)	M3 (Tonf*m.)
SISMO XX POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	49.710	-0.143	-0.047
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	48.316	0.440	1.571
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	35.851	-0.701	-1.652
	U4=0.9CM+SISXX	28.803	0.465	1.589
	U5=0.9CM-SISXX	16.338	-0.675	-1.635
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	48.316	-0.440	-1.571
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	35.851	0.701	1.652
	U4=0.9CM+SISXX	28.803	-0.465	-1.589
	U5=0.9CM-SISXX	16.338	0.675	1.635

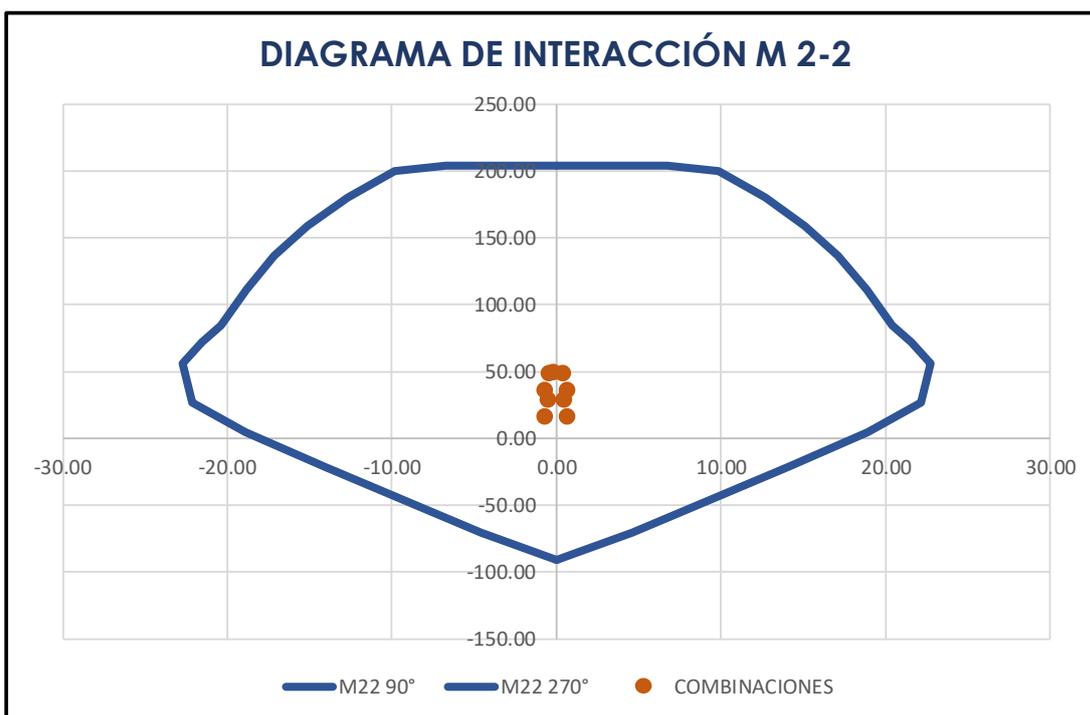
SISMO YY

		COMBINACIONES DE DISEÑO		
COMBINACIONES		P (Tonf.)	M2 (Tonf*m.)	M3 (Tonf*m.)
SISMO YY POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	49.710	-0.143	-0.047
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	48.767	2.278	0.050
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	35.400	-2.539	-0.130
	U4=0.9CM+SISXX	29.254	2.304	0.067
	U5=0.9CM-SISXX	15.887	-2.513	-0.113
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	48.767	-2.278	-0.050
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	35.400	2.539	0.130
	U4=0.9CM+SISXX	29.254	-2.304	-0.067
	U5=0.9CM-SISXX	15.887	2.513	0.113

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN:

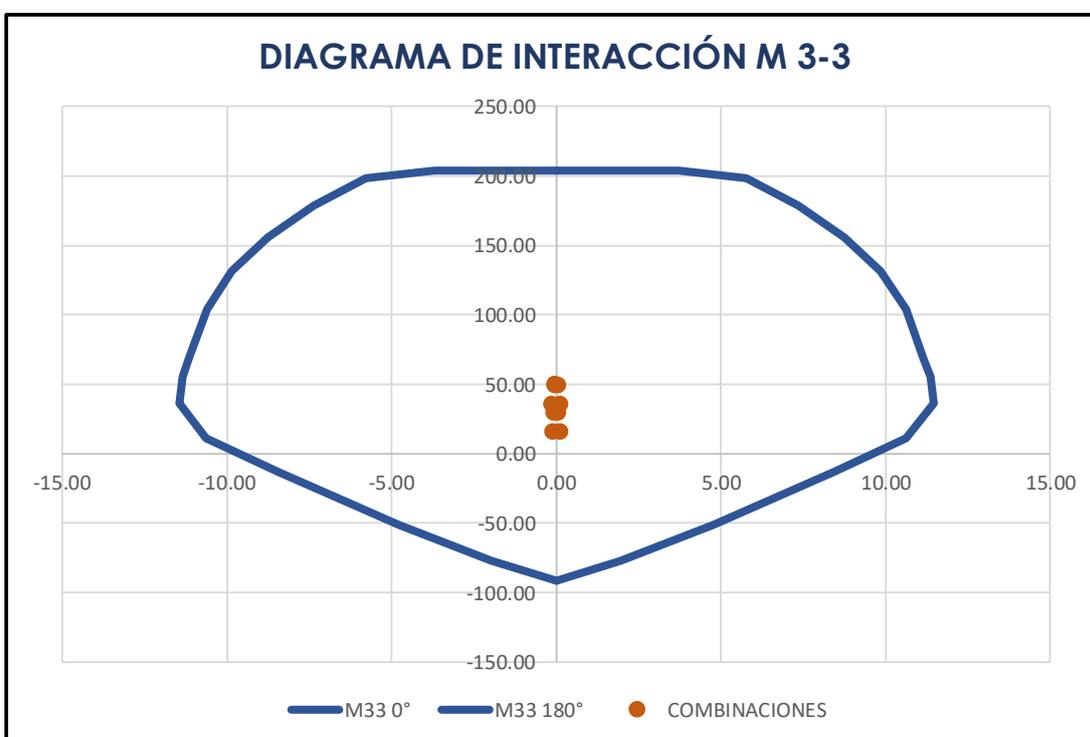
COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN X

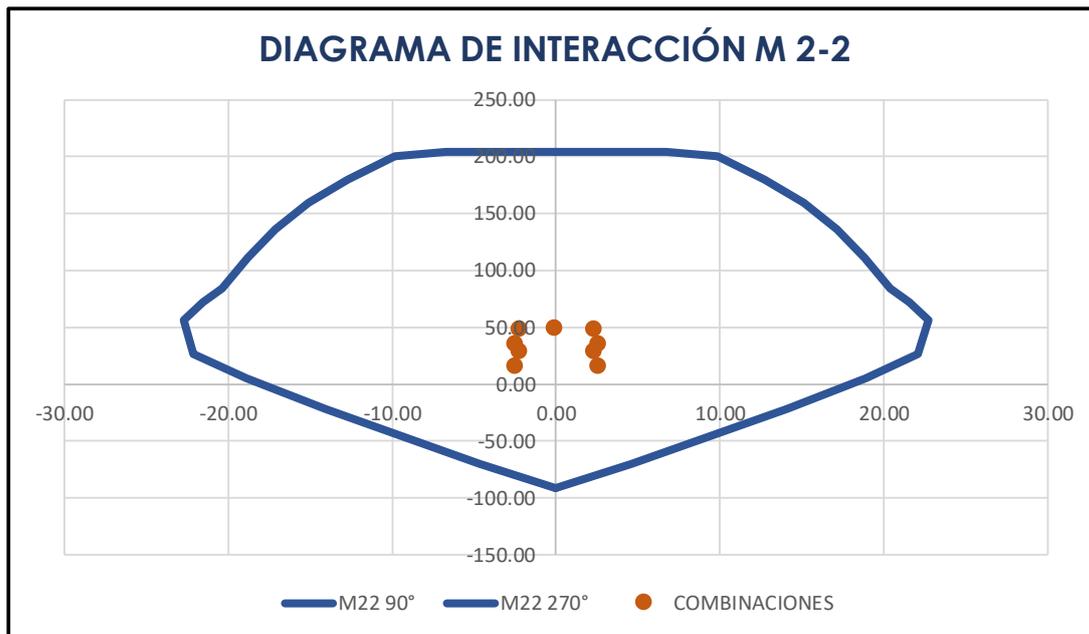




Se puede apreciar que la columna de sección C5' (30X50) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en dirección de análisis X.

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN Y





Se puede apreciar que la columna de sección C5' (30X50) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en dirección de análisis Y.

DISEÑO POR CORTANTE: (ACERO TRANSVERSAL)

Obteniendo las cargas de sollicitación de la columna:

Nivel	Caso	P (Tonf.)	V2 (Tonf.)	V3 (Tonf.)
PISO 1	CM	-25.078	-0.016	-0.021
PISO 1	CV	-8.588	-0.004	0.021
PISO 1	SX	6.233	0.636	0.355
PISO 1	SY	6.684	0.033	0.706

CARGA MUERTA =	25.0782	Tonf.
CARGA VIVA =	8.5884	Tonf.

COMBINACIONES DE DISEÑO:

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en la Norma E.060 RNE 2009.

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060 RNE

		COMBINACIONES DE DISEÑO		
COMBINACIONES		P (Tonf.)	V2 (Tonf.)	V3 (Tonf.)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	49.710	-0.029	0.008
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	48.316	0.611	0.356
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	35.851	-0.660	-0.354
	U4=0.9CM+SISXX	28.803	0.622	0.336
	U5=0.9CM-SISXX	16.338	-0.650	-0.373
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	48.767	0.008	0.707
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	35.400	-0.058	-0.705
	U4=0.9CM+SISYY	29.254	0.019	0.688
	U5=0.9CM-SISYY	15.887	-0.047	-0.725

Las cortantes últimas de diseño son:

Vu x=	0.660	Tn.
--------------	-------	-----

Vu y=	0.725	Tn.
--------------	-------	-----

DISEÑO POR CORTANTE (SECCIÓN TRANSVERSAL X) (Capítulo 11 RNE E.060-09)

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en diseño por resistencia. (Artículo 11.1.1 RNE E.060-09)

$$\phi V_n \geq V_u \qquad V_n \geq V_c + V_s$$

h=	0.30	m.	Peralte de columna en dirección "X".
b=	0.50	m.	Base de columna en dirección "X".
Ø=	0.85		Factor de reducción por corte.
Lo=	0.82	m.	Zona de confinamiento(Artículo 21.4.5.3 RNE E.060-09)
d=	23.10	cm.	Peralte efectivo de columna.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.2 RNE E.060-09)

Vc=	10.97	Tn.	Resistencia a cortante de concreto. $[0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) bd]$
------------	-------	-----	---

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	0.66	Tn.	Cortante última actuante (Desde cara de apoyo).
Vn=	0.78	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\phi]$
Vs=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Diseño del refuerzo para cortante y refuerzo mínimo: (Capítulos 11.5.6-11.5.7 RNE E.060-09)

Condición: **No se necesita refuerzo transversal. ($Vu \leq \phi Vc/2$)**
(Art. 11.5.6.1)

Diseño por corte usando estribos:

ϕ 3/8"	2
-------------	---

 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

(Art. 11.5.6.2) $s_{min} = Av \cdot fy / (3.5 \cdot b) =$ **34 cm** Refuerzo transversal mínimo

No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Separación máxima = **22 cm** (Artículo 11.5.5.1)

No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	35.48	Tn.	$Vs \text{ máx} = 2.12 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	35.48	

Disposición de refuerzo por cortante X - Capítulo 11: **No se necesita refuerzo transversal.**

Usar ϕ 3/8",	-	- @	-	resto @	-	ambos ext.
-------------------	---	-----	---	---------	---	------------

DISEÑO POR CAPACIDAD (SECCIÓN TRANSVERSAL X) (Capítulo 21 RNE E.060-09)

Momentos nominales en secciones de columna:

Mni =	13.21	Tonf*m	Momento nominal de sección inferior de columna.
Mns =	13.21	Tonf*m	Momento nominal de sección superior de columna.

Momentos probables en secciones de columna:

V nom=	5.39	Tonf*m	Cortante por momento nominal.
Vu (2.5*S)=	1.61	Tonf.	Cortante con sismo amplificado 2.50 veces.
Vu =	1.61	tonf.	Cortante última de diseño por capacidad.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.2 RNE E.060-09)

Vc=	10.97	Tn.	Resistencia a cortante de concreto. $[0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) bd]$
------------	-------	-----	---

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	1.61	Tn.	Cortante última de diseño por capacidad.
Vn=	1.90	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\phi]$
Vs=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	35.48	Tn.	$Vs \text{ máx} = 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	35.48	

Diseño por corte usando estribos: $\emptyset 3/8"$ 2 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

$$s = Av * fy * d / Vs = \mathbf{0.00} \quad \mathbf{cm}$$

Requisitos de confinamiento por Artículo 21.4.5.3: "s ≤ 8Øbl min; min(b;d)/2; 10cm"

Disposición de refuerzo por cortante - Capítulo 21:

Usar $\emptyset 3/8"$,	2@0.05m.	7 @	0.10	resto @	0.20	ambos ext.
-------------------------	----------	-----	------	---------	------	------------

DISEÑO POR CORTANTE (SECCIÓN TRANSVERSAL Y) (Capítulo 11 RNE E.060-09)

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en diseño por resistencia. (Artículo 11.1.1 RNE E.060-09)

$$\phi V_n \geq V_u \qquad V_n \geq V_c + V_s$$

h=	0.50	m.	Peralte de columna en dirección "Y".
b=	0.30	m.	Base de columna en dirección "Y".
Ø=	0.85		Factor de reducción por corte.
Lo=	0.82	m.	Zona de confinamiento (Artículo 21.4.5.3 RNE E.060-09)
d=	43.10	cm.	Peralte efectivo de columna.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.2 RNE E.060-09)

Vc=	12.28	Tn.	Resistencia a cortante de concreto. $[0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) bd]$
------------	-------	-----	---

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	0.72	Tn.	Cortante última actuante (Desde cara de apoyo).
Vn=	0.85	Tn.	Resistencia nominal a cortante. [Vu/Ø]
Vs=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. [Vn-Vc]

Diseño del refuerzo para cortante y refuerzo mínimo: (Capítulos 11.5.6-11.5.7 RNE E.060-09)

Condición: **No se necesita refuerzo transversal. (Vu ≤ ØVc/2)**
(Art. 11.5.6.1)

Diseño por corte usando estribos: Ø 3/8" 2 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

(Art. 11.5.6.2) $s_{min} = A_v \cdot f_y / (3.5 \cdot b) =$ **57 cm** Refuerzo transversal mínimo

No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Separación máxima = **22 cm** (Artículo 11.5.5.1)

No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	39.72	Tn.	$V_s \text{ máx} = 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	39.72	

Disposición de refuerzo por cortante Y - Capítulo 11: **No se necesita refuerzo transversal.**

Usar Ø 3/8",	-	- @	-	resto @	-	ambos ext.
--------------	---	-----	---	---------	---	------------

DISEÑO POR CAPACIDAD (SECCIÓN TRANSVERSAL Y) (Capítulo 21 RNE E.060-09)

Momentos nominales en secciones de columna:

Mni =	24.97	Tonf*m	Momento nominal de sección inferior de columna.
Mns =	24.97	Tonf*m	Momento nominal de sección superior de columna.

Momentos probables en secciones de columna:

V prob=	10.19	Tonf*m	Cortante por momento nominal.
Vu (2.5*S)=	1.78	Tonf.	Cortante con sismo amplificado 2.50 veces.
Vu =	1.78	tonf.	Cortante última de diseño por capacidad.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.2 RNE E.060-09)

Vc=	12.28	Tn.	Resistencia a cortante de concreto. $[0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right)bd]$
------------	-------	-----	---

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	1.78	Tn.	Cortante última de diseño por capacidad.
Vn=	2.10	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\emptyset]$
Vs=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	39.72	Tn.	$Vs \text{ máx} = 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	39.72	

Diseño por corte usando estribos: $\emptyset 3/8"$ 2 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

$$s = Av * fy * d / Vs = \mathbf{0.00 \quad cm}$$

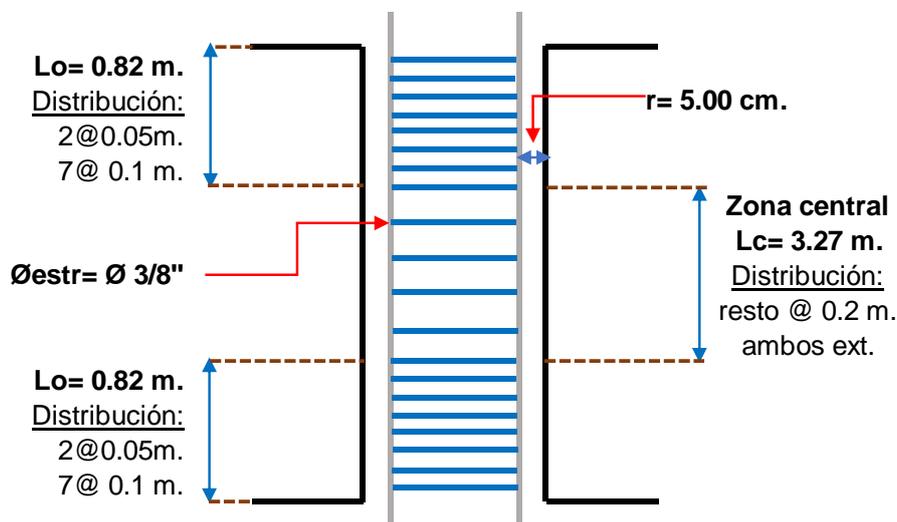
Requisitos de confinamiento por Artículo 21.4.5.3: "s ≤ 8∅bl min; min(b;d)/2; 10cm"

Disposición de refuerzo por cortante - Capítulo 21:

Usar $\emptyset 3/8"$, 2@0.05m.	7 @	0.10	resto @	0.20	ambos ext.
----------------------------------	-----	------	---------	------	------------

Distribución de refuerzo transversal en sección de columna:

Usar $\emptyset 3/8"$, 2@0.05m.	7 @	0.10	resto @	0.2	ambos ext.
----------------------------------	-----	------	---------	-----	------------



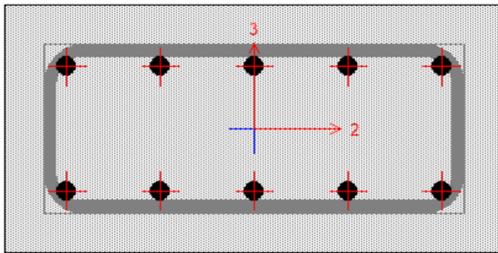
COMENTARIO

La columna de sección C5' (30X50) resiste adecuadamente las solicitaciones de flexocompresión actuantes con sismo tanto en la dirección de análisis X, como en la dirección de análisis Y, con un refuerzo de acero de 6 $\emptyset 3/4"$ + 3 $\emptyset 5/8"$. Además, la sección resiste adecuadamente las fuerzas cortantes con una distribución de estribos de: $\emptyset 3/8"$, 2@0.05m., 7@ 0.1m, resto @0.2 ambos ext.

DISEÑO DE COLUMNA C6' (25X50)

1. DATOS DE GEOMETRÍA Y MATERIALES

h=	0.50	m.	Peralte de columna.
b=	0.25	m.	Ancho de columna.
d =	0.43	m.	Peralte efectivo de columna.
f'c=	210.00	Kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto.
fy=	4200.00	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero.
φl. max,min=	Ø 3/4"	Ø 3/4"	Diám. de acero longitudinal máx. y mín.
φtransv.=	Ø 3/8"		Diámetro de acero transversal.
rec=	5.00	cm.	Recubrimiento de columna.
Ln=	4.90	m.	Luz libre de la columna.
S.E:	Muros o Dual Tipo I		Tipo de sistema estructural.



Proponiendo una cuantía de acero:

As min =	0.01*b*h	cm ²
As min =	12.50	cm ²

Utilizando:	10.00	Ø 3/4"
	0.00	Ø 5/8"
As=	28.40	cm ²

Ac=	1250	cm ²
Cuantía=	2.27%	

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN: (ACERO LONGITUDINAL)

Se realizará el diseño de la columna por flexocompresión, generando diagramas de Interacción y se comparará con las cargas solicitadas por la estructura:

GENERANDO DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN:

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 3-3

PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	189.17	0.00	189.17	0.00
2	189.17	5.89	189.17	-5.89
3	183.96	8.61	183.96	-8.61
4	165.33	11.00	165.33	-11.00
5	145.96	12.94	145.96	-12.94
6	123.87	14.62	123.87	-14.62
7	98.83	16.06	98.83	-16.06
8	69.93	17.37	69.93	-17.37
9	52.36	18.62	52.36	-18.62
10	30.66	19.56	30.66	-19.56
11	1.42	18.60	1.42	-18.60
12	-26.62	14.98	-26.62	-14.98
13	-56.88	10.33	-56.88	-10.33
14	-94.87	3.01	-94.87	-3.01
15	-107.77	0.00	-107.77	0.00

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 2-2

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	189.17	0.00	189.17	0.00
2	189.17	3.07	189.17	-3.07
3	180.37	4.63	180.37	-4.63
4	162.55	5.84	162.55	-5.84
5	140.28	6.89	140.28	-6.89
6	113.58	7.64	113.58	-7.64
7	81.99	8.24	81.99	-8.24
8	42.07	8.79	42.07	-8.79
9	30.28	8.79	30.28	-8.79
10	13.90	8.61	13.90	-8.61
11	-8.95	7.73	-8.95	-7.73
12	-45.32	5.29	-45.32	-5.29
13	-86.09	2.42	-86.09	-2.42
14	-96.93	1.28	-96.93	-1.28
15	-107.77	0.00	-107.77	0.00

DEMANDA DE ELEMENTO:

Obteniendo las cargas de sollicitación de la columna:

Nivel	Caso	P (Tonf.)	V2 (Tonf.)	V3 (Tonf.)	M2 (Tonf*m.)	M3 (Tonf*m.)
Nivel 1	CM	-8.892	-2.401	0.505	0.234	-1.612
Nivel 1	CV	-2.001	-0.688	0.249	0.116	-0.390
Nivel 1	SSX	12.398	10.141	1.819	1.005	6.313
Nivel 1	SSY	10.600	7.388	2.147	0.838	4.048

CARGA MUERTA =	8.8917	Tonf.
CARGA VIVA =	2.0008	Tonf.

COMBINACIONES DE DISEÑO

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en la Norma E.0-60 RNE:

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060 RNE

	COMBINACIONES	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P (Tonf.)	M2 (Tonf*m.)	M3 (Tonf*m.)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	15.850	0.526	-2.921
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	26.013	1.444	3.810
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	1.218	-0.567	-8.816
	U4=0.9CM+SISXX	20.400	1.216	4.862
	U5=0.9CM-SISXX	-4.395	-0.795	-7.764
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	24.215	1.276	1.545
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	3.016	-0.400	-6.551
	U4=0.9CM+SISYY	18.602	1.049	2.597
	U5=0.9CM-SISYY	-2.597	-0.627	-5.499

SISMO XX

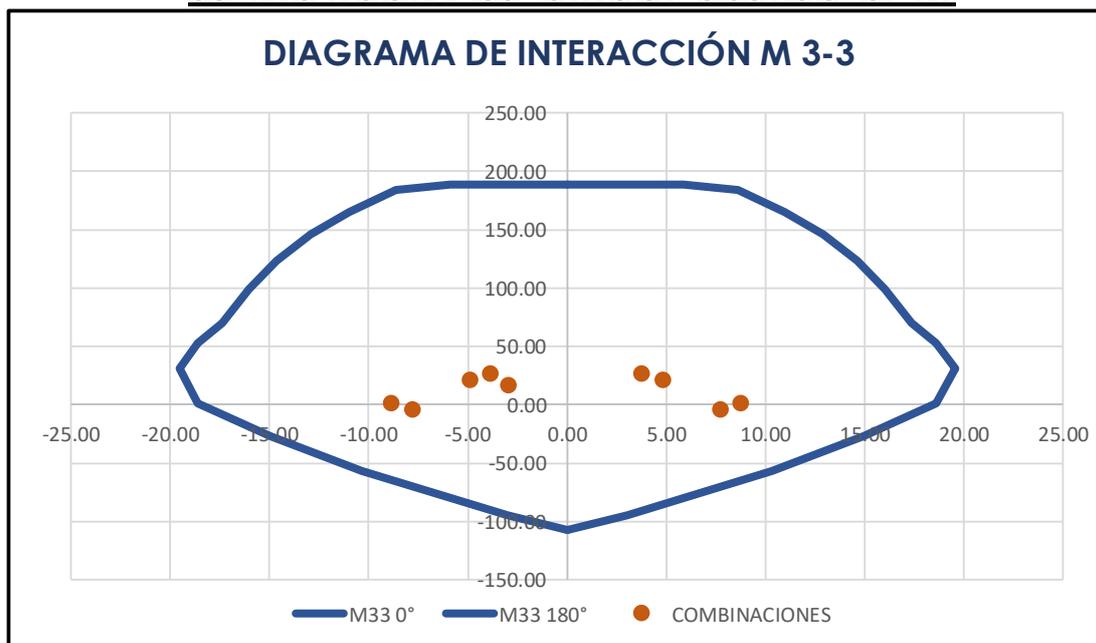
		COMBINACIONES DE DISEÑO		
COMBINACIONES		P (Tonf.)	M2 (Tonf*m.)	M3 (Tonf*m.)
SISMO XX POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	15.850	0.526	-2.921
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	26.013	1.444	3.810
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	1.218	-0.567	-8.816
	U4=0.9CM+SISXX	20.400	1.216	4.862
	U5=0.9CM-SISXX	-4.395	-0.795	-7.764
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	26.013	-1.444	-3.810
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	1.218	0.567	8.816
	U4=0.9CM+SISXX	20.400	-1.216	-4.862
	U5=0.9CM-SISXX	-4.395	0.795	7.764

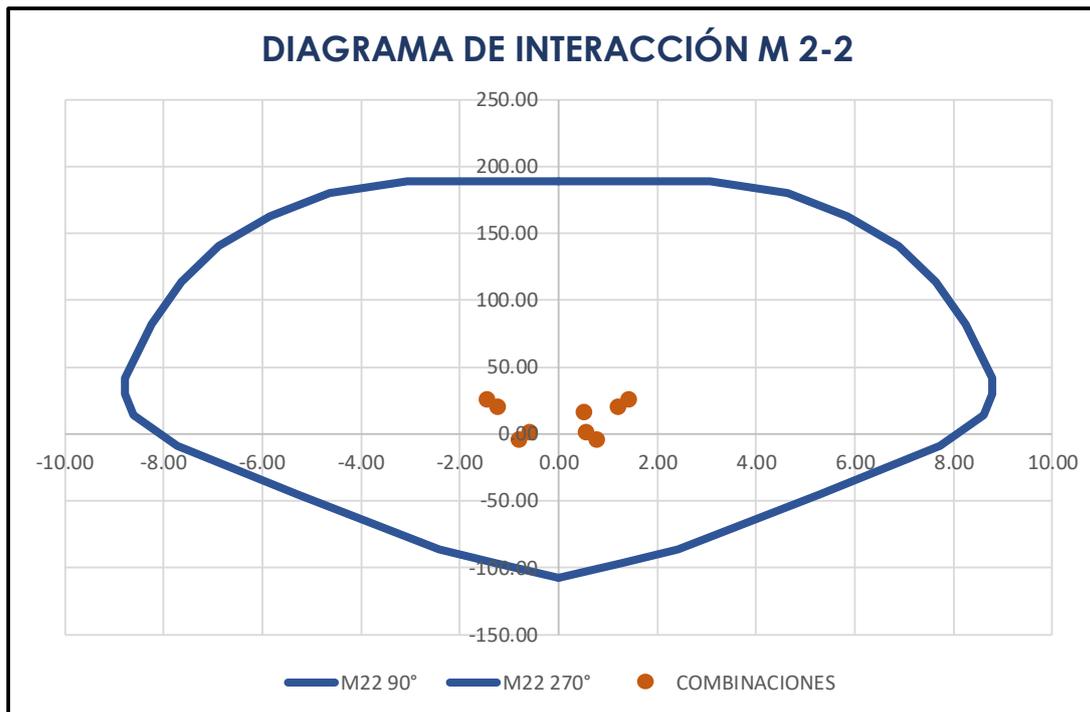
SISMO YY

		COMBINACIONES DE DISEÑO		
COMBINACIONES		P (Tonf.)	M2 (Tonf*m.)	M3 (Tonf*m.)
SISMO YY POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	15.850	0.526	-2.921
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	24.215	1.276	1.545
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	3.016	-0.400	-6.551
	U4=0.9CM+SISXX	18.602	1.049	2.597
	U5=0.9CM-SISXX	-2.597	-0.627	-5.499
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	24.215	-1.276	-1.545
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	3.016	0.400	6.551
	U4=0.9CM+SISXX	18.602	-1.049	-2.597
	U5=0.9CM-SISXX	-2.597	0.627	5.499

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN:

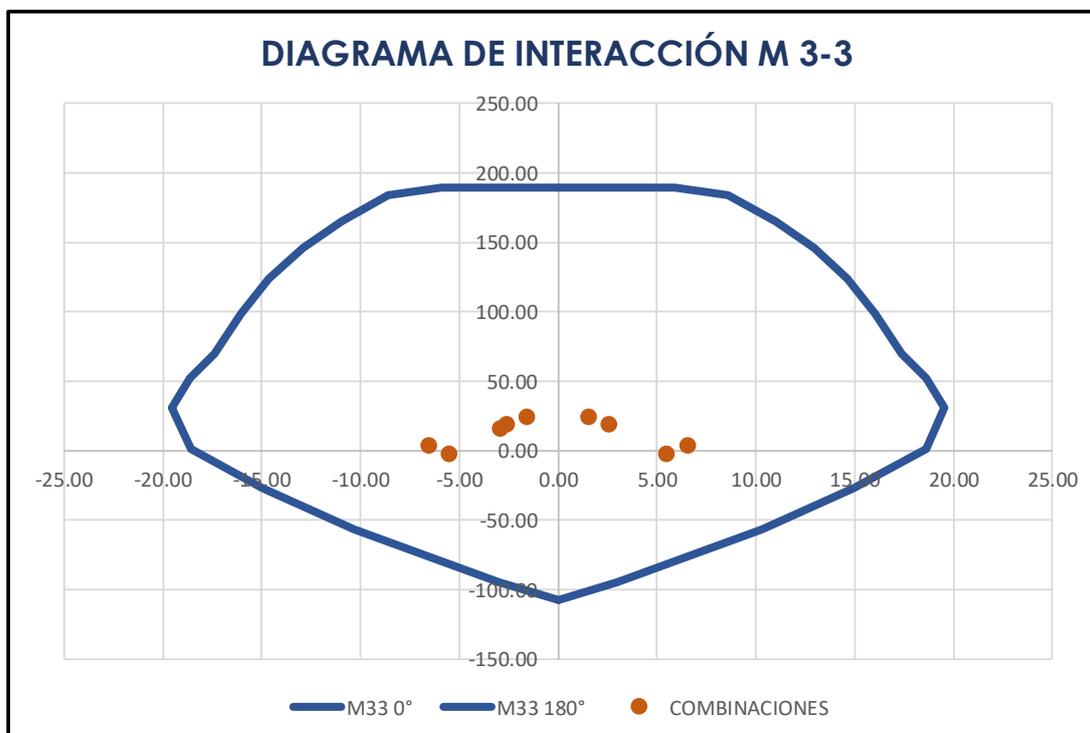
COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN X

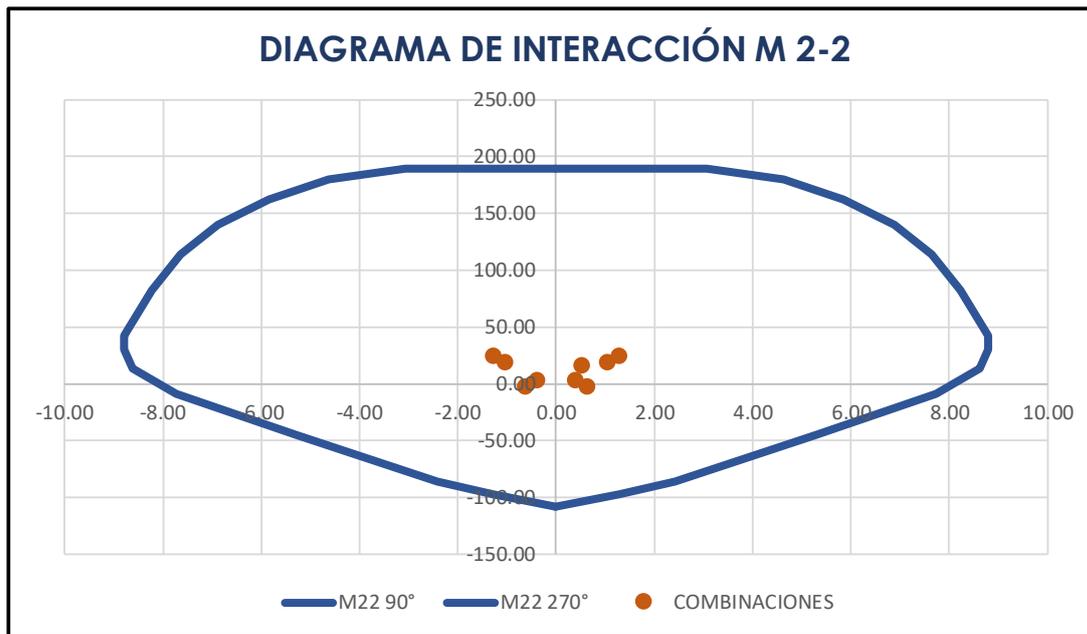




Se puede apreciar que la columna de sección C6' (25X50) resiste las sollicitaciones de diseño con Sismo en dirección de análisis X.

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN Y





Se puede apreciar que la columna de sección C6' (25X50) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en dirección de análisis Y.

DISEÑO POR CORTANTE: (ACERO TRANSVERSAL)

Obteniendo las cargas de sollicitación de la columna:

Nivel	Caso	P (Tonf.)	V2 (Tonf.)	V3 (Tonf.)
PISO 1	CM	-8.892	-2.401	0.505
PISO 1	CV	-2.001	-0.688	0.249
PISO 1	SX	12.398	10.141	1.819
PISO 1	SY	10.600	7.388	2.147

CARGA MUERTA =	8.8917	Tonf.
CARGA VIVA =	2.0008	Tonf.

COMBINACIONES DE DISEÑO:

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en la Norma E.060 RNE 2009.

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060 RNE

		COMBINACIONES DE DISEÑO		
COMBINACIONES		P (Tonf.)	V2 (Tonf.)	V3 (Tonf.)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	15.850	-4.531	1.131
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	26.013	6.280	2.762
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	1.218	-14.002	-0.876
	U4=0.9CM+SISXX	20.400	7.980	2.274
	U5=0.9CM-SISXX	-4.395	-12.302	-1.364
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	24.215	3.527	3.090
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	3.016	-11.249	-1.203
	U4=0.9CM+SISYY	18.602	5.227	2.601
	U5=0.9CM-SISYY	-2.597	-9.549	-1.692

Las cortantes últimas de diseño son:

Vu x=	14.002	Tn.
--------------	--------	-----

Vu y=	3.090	Tn.
--------------	-------	-----

DISEÑO POR CORTANTE (SECCIÓN TRANSVERSAL X) (Capítulo 11 RNE E.060-09)

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en diseño por resistencia. (Artículo 11.1.1 RNE E.060-09)

$$\emptyset V_n \geq V_u \qquad V_n \geq V_c + V_s$$

h=	0.50	m.	Peralte de columna en dirección "X".
b=	0.25	m.	Base de columna en dirección "X".
Ø=	0.85		Factor de reducción por corte.
Lo=	0.82	m.	Zona de confinamiento(Artículo 21.4.5.3 RNE E.060-09)
d=	43.10	cm.	Peralte efectivo de columna.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.2 RNE E.060-09)

Vc=	9.50	Tn.	Resistencia a cortante de concreto. $[0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) bd]$
------------	------	-----	---

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	14.00	Tn.	Cortante última actuante (Desde cara de apoyo).
Vn=	16.47	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\emptyset]$
Vs=	6.97	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Diseño del refuerzo para cortante y refuerzo mínimo: (Capítulos 11.5.6-11.5.7 RNE E.060-09)

Condición: **Se requiere calcular el refuerzo transversal. (Vu>ØVc)**
(Art. 11.5.6.1)

Diseño por corte usando estribos:

Ø 3/8"	2
--------	---

 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

(Artículo 11.5.7.2) $s = Av \cdot f_y \cdot d / V_s =$ **37 cm** Refuerzo transversal calculado

Separación máxima = **22 cm** (Artículo 11.5.5.1)

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	33.10	Tn.	$V_s \text{ máx} = 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$
----------------	-------	-----	---

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
6.97	<	33.10	

Disposición de refuerzo por cortante X - Capítulo 11:

Usar Ø 3/8",	2@0.05m.	4 @	0.20	resto @	0.20	ambos ext.
--------------	----------	-----	------	---------	------	------------

DISEÑO POR CAPACIDAD (SECCIÓN TRANSVERSAL X) (Capítulo 21 RNE E.060-09)

Momentos nominales en secciones de columna:

Mni =	22.75	Tonf*m	Momento nominal de sección inferior de columna.
Mns =	22.75	Tonf*m	Momento nominal de sección superior de columna.

Momentos probables en secciones de columna:

V nom=	9.29	Tonf*m	Cortante por momento nominal.
Vu (2.5*S)=	29.21	Tonf.	Cortante con sismo amplificado 2.50 veces.
Vu =	9.29	tonf.	Cortante última de diseño por capacidad.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.2 RNE E.060-09)

Vc=	9.50	Tn.	Resistencia a cortante de concreto. $[0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) bd]$
------------	------	-----	---

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	9.29	Tn.	Cortante última de diseño por capacidad.
Vn=	10.92	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\phi]$
Vs=	1.42	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	33.10	Tn.	$Vs \text{ máx} = 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
1.42	<	33.10	

Diseño por corte usando estribos: Ø 3/8" 2 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

$$s = Av * fy * d / Vs = \quad \mathbf{181.04} \quad \mathbf{cm}$$

Requisitos de confinamiento por Artículo 21.4.5.3: "s ≤ 8Øbl min; min(b;d)/2; 10cm"

Disposición de refuerzo por cortante - Capítulo 21:

Usar Ø 3/8",	2@0.05m.	7 @	0.10	resto @	0.20	ambos ext.
--------------	----------	-----	------	---------	------	------------

DISEÑO POR CORTANTE (SECCIÓN TRANSVERSAL Y) (Capítulo 11 RNE E.060-09)

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en diseño por resistencia. (Artículo 11.1.1 RNE E.060-09)

$$\phi V_n \geq V_u \qquad V_n \geq V_c + V_s$$

h=	0.25	m.	Peralte de columna en dirección "Y".
b=	0.50	m.	Base de columna en dirección "Y".
Ø=	0.85		Factor de reducción por corte.
Lo=	0.82	m.	Zona de confinamiento(Artículo 21.4.5.3 RNE E.060-09)
d=	18.10	cm.	Peralte efectivo de columna.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.2 RNE E.060-09)

Vc=	7.91	Tn.	Resistencia a cortante de concreto. $[0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) bd]$
------------	------	-----	---

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	3.09	Tn.	Cortante última actuante (Desde cara de apoyo).
Vn=	3.63	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\emptyset]$
Vs=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Diseño del refuerzo para cortante y refuerzo mínimo: (Capítulos 11.5.6-11.5.7 RNE E.060-09)

Condición: **No se necesita refuerzo transversal. ($Vu \leq \emptyset Vc/2$)**
(Art. 11.5.6.1)

Diseño por corte usando estribos:

$\emptyset 3/8"$	2
------------------	---

 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

(Art. 11.5.6.2) $s_{min} = Av \cdot f_y / (3.5 \cdot b) =$ **34 cm** Refuerzo transversal mínimo
No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Separación máxima = **22 cm** (Artículo 11.5.5.1)
No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	27.80	Tn.	$Vs \text{ máx} = 2.12 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	27.80	

Disposición de refuerzo por cortante Y - Capítulo 11: **No se necesita refuerzo transversal.**

Usar $\emptyset 3/8"$,	-	- @	-	resto @	-	ambos ext.
-------------------------	---	-----	---	---------	---	------------

DISEÑO POR CAPACIDAD (SECCIÓN TRANSVERSAL Y) (Capítulo 21 RNE E.060-09)

Momentos nominales en secciones de columna:

Mni =	10.87	Tonf*m	Momento nominal de sección inferior de columna.
Mns =	10.87	Tonf*m	Momento nominal de sección superior de columna.

Momentos probables en secciones de columna:

V prob=	4.44	Tonf*m	Cortante por momento nominal.
Vu (2.5*S)=	6.31	Tonf.	Cortante con sismo amplificado 2.50 veces.
Vu =	4.44	tonf.	Cortante última de diseño por capacidad.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.2 RNE E.060-09)

Vc=	7.91	Tn.	Resistencia a cortante de concreto. $[0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) bd]$
------------	------	-----	--

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	4.44	Tn.	Cortante última de diseño por capacidad.
Vn=	5.22	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\phi]$
Vs=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	27.80	Tn.	$Vs máx = 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$
----------------	-------	-----	--------------------------------------

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	27.80	

Diseño por corte usando estribos:

ϕ 3/8"	2
-------------	---

 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

$$s = Av * fy * d / Vs = \quad \mathbf{0.00} \quad \mathbf{cm}$$

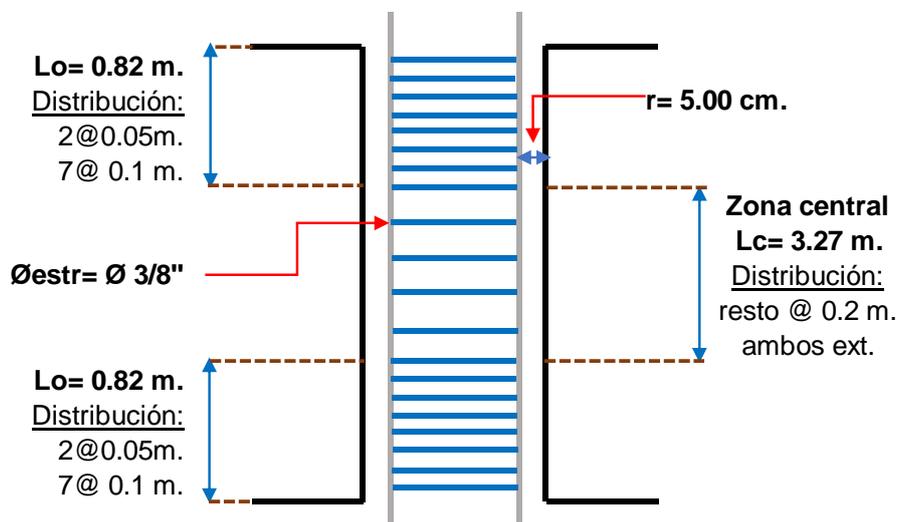
Requisitos de confinamiento por Artículo 21.4.5.3: "s ≤ 8Øbl min; min(b;d)/2; 10cm"

Disposición de refuerzo por cortante - Capítulo 21:

Usar ϕ 3/8",	2@0.05m.	7 @	0.10	resto @	0.20	ambos ext.
-------------------	----------	-----	------	---------	------	------------

Distribución de refuerzo transversal en sección de columna:

Usar ϕ 3/8",	2@0.05m.	7 @	0.10	resto @	0.2	ambos ext.
-------------------	----------	-----	------	---------	-----	------------



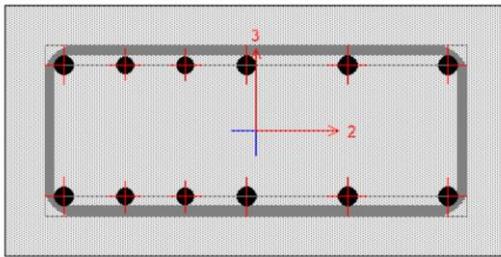
COMENTARIO

La columna de sección C6' (25X50) resiste adecuadamente las solicitaciones de flexocompresión actuantes con sismo tanto en la dirección de análisis X, como en la dirección de análisis Y, con un refuerzo de acero de 10 ϕ 3/4". Además, la sección resiste adecuadamente las fuerzas cortantes con una distribución de estribos de: ϕ 3/8", 2@0.05m., 7@ 0.1m, resto @0.2 ambos ext.

DISEÑO DE COLUMNA C7' (25X50)

1. DATOS DE GEOMETRÍA Y MATERIALES

h=	0.50	m.	Peralte de columna.
b=	0.25	m.	Ancho de columna.
d =	0.43	m.	Peralte efectivo de columna.
f'c=	210.00	Kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto.
fy=	4200.00	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero.
φl. max,min=	Ø 3/4"	Ø 5/8"	Diám. de acero longitudinal máx. y mín.
φtransv.=	Ø 3/8"		Diámetro de acero transversal.
rec=	5.00	cm.	Recubrimiento de columna.
Ln=	4.90	m.	Luz libre de la columna.
S.E:	Muros o Dual Tipo I		Tipo de sistema estructural.



Proponiendo una cuantía de acero:

As min =	0.01*b*h	cm ²
As min =	12.50	cm ²

Utilizando:	8.00	Ø 3/4"
	4.00	Ø 5/8"
As=	30.68	cm ²

Ac=	1250	cm ²
Cuantía=	2.45%	

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN: (ACERO LONGITUDINAL)

Se realizará el diseño de la columna por flexocompresión, generando diagramas de Interacción y se comparará con las cargas solicitadas por la estructura:

GENERANDO DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN:

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 3-3

PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	194.11	0.66	194.11	0.66
2	194.11	7.07	194.11	-6.80
3	185.91	9.87	186.08	-9.55
4	167.41	12.45	167.29	-12.23
5	147.99	14.62	147.01	-14.60
6	126.59	16.57	124.25	-16.68
7	101.80	18.38	98.00	-18.60
8	73.31	20.21	67.52	-20.57
9	56.17	22.26	54.74	-21.41
10	38.04	24.13	37.45	-22.24
11	13.82	23.70	6.09	-21.14
12	-7.17	20.35	-27.18	-17.26
13	-36.39	15.03	-61.63	-11.86
14	-96.73	3.37	-100.03	-4.49
15	-116.08	-0.88	-116.08	-0.88

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 2-2

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	194.11	0.00	194.11	0.00
2	194.11	3.29	194.11	-3.29
3	184.01	4.88	184.01	-4.88
4	166.02	6.13	166.02	-6.13
5	144.45	7.31	144.45	-7.31
6	117.47	8.15	117.47	-8.15
7	85.22	8.85	85.22	-8.85
8	44.51	9.55	44.51	-9.55
9	32.68	9.59	32.68	-9.59
10	16.30	9.47	16.30	-9.47
11	-6.50	8.62	-6.50	-8.62
12	-43.26	6.08	-43.26	-6.08
13	-94.00	2.46	-94.00	-2.46
14	-105.04	1.30	-105.04	-1.30
15	-116.08	0.00	-116.08	0.00

DEMANDA DE ELEMENTO:

Obteniendo las cargas de sollicitación de la columna:

Nivel	Caso	P (Tonf.)	V2 (Tonf.)	V3 (Tonf.)	M2 (Tonf*m.)	M3 (Tonf*m.)
Nivel 1	CM	-13.972	-0.384	0.059	0.068	-0.420
Nivel 1	CV	-3.144	-0.146	0.040	0.043	-0.153
Nivel 1	SSX	31.315	2.030	0.960	1.199	2.870
Nivel 1	SSY	34.191	3.237	1.844	2.310	3.839

CARGA MUERTA =	13.9721	Tonf.
CARGA VIVA =	3.1443	Tonf.

COMBINACIONES DE DISEÑO

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en la Norma E.0-60 RNE:

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060 RNE

	COMBINACIONES	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P (Tonf.)	M2 (Tonf*m.)	M3 (Tonf*m.)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	24.906	0.169	-0.847
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	52.710	1.338	2.155
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	-9.919	-1.060	-3.585
	U4=0.9CM+SISXX	43.889	1.260	2.492
	U5=0.9CM-SISXX	-18.740	-1.137	-3.248
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	55.586	2.449	3.124
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	-12.795	-2.170	-4.554
	U4=0.9CM+SISYY	46.766	2.371	3.461
	U5=0.9CM-SISYY	-21.616	-2.248	-4.217

SISMO XX

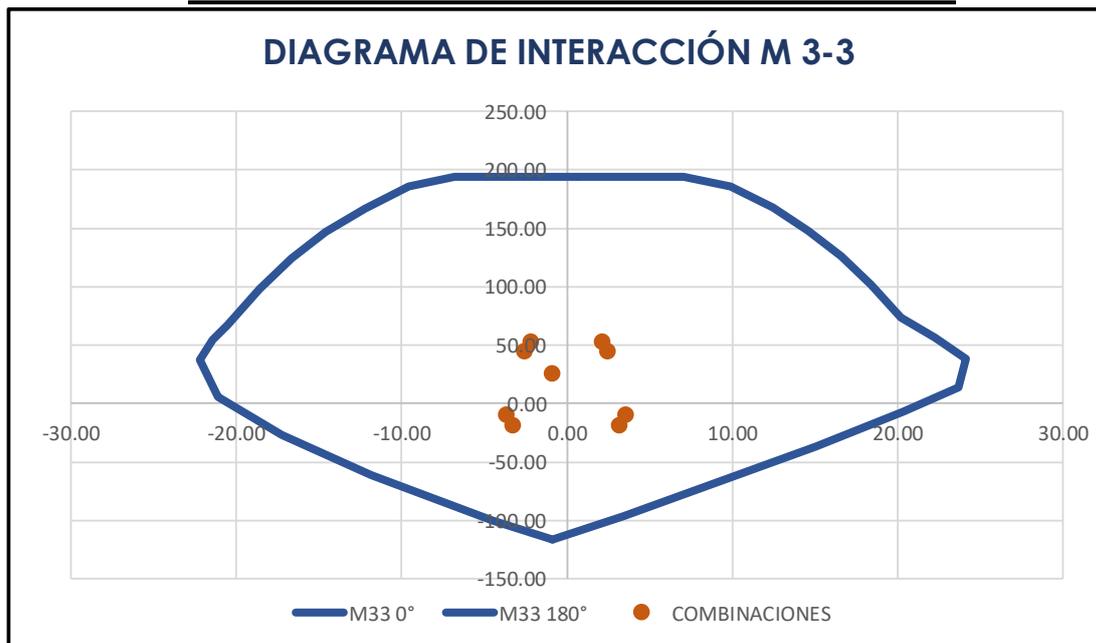
		COMBINACIONES DE DISEÑO		
COMBINACIONES		P (Tonf.)	M2 (Tonf*m.)	M3 (Tonf*m.)
SISMO XX POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	24.906	0.169	-0.847
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	52.710	1.338	2.155
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	-9.919	-1.060	-3.585
	U4=0.9CM+SISXX	43.889	1.260	2.492
	U5=0.9CM-SISXX	-18.740	-1.137	-3.248
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	52.710	-1.338	-2.155
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	-9.919	1.060	3.585
	U4=0.9CM+SISXX	43.889	-1.260	-2.492
	U5=0.9CM-SISXX	-18.740	1.137	3.248

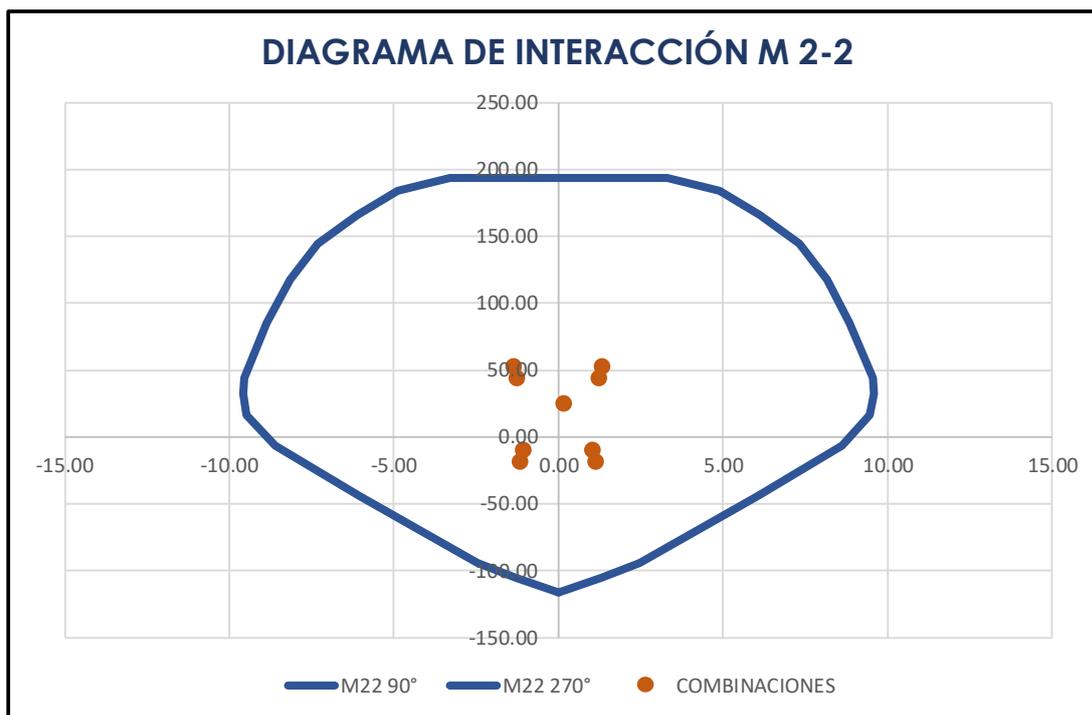
SISMO YY

		COMBINACIONES DE DISEÑO		
COMBINACIONES		P (Tonf.)	M2 (Tonf*m.)	M3 (Tonf*m.)
SISMO YY POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	24.906	0.169	-0.847
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	55.586	2.449	3.124
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	-12.795	-2.170	-4.554
	U4=0.9CM+SISXX	46.766	2.371	3.461
	U5=0.9CM-SISXX	-21.616	-2.248	-4.217
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	55.586	-2.449	-3.124
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	-12.795	2.170	4.554
	U4=0.9CM+SISXX	46.766	-2.371	-3.461
	U5=0.9CM-SISXX	-21.616	2.248	4.217

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN:

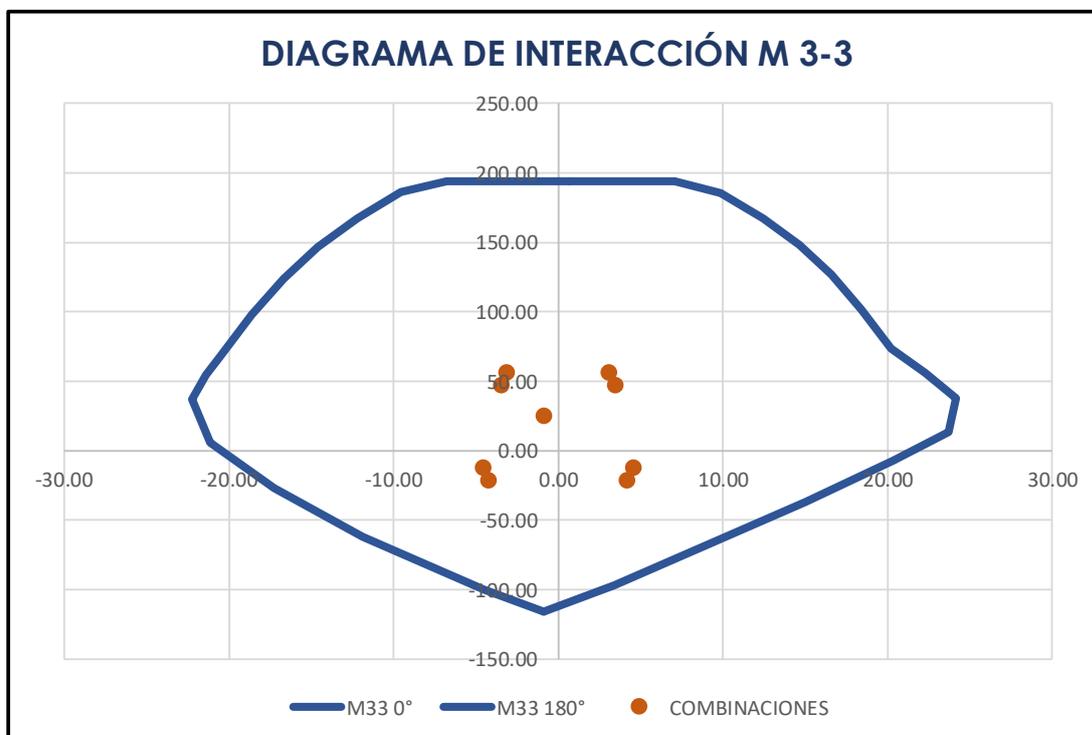
COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN X

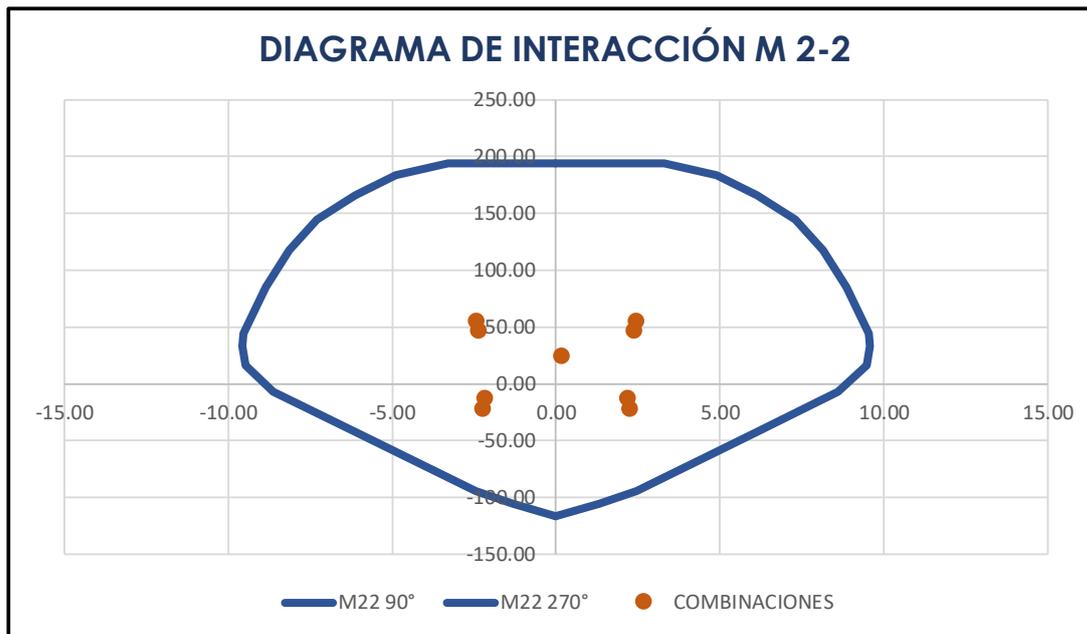




Se puede apreciar que la columna de sección C7' (25X50) resiste las sollicitaciones de diseño con Sismo en dirección de análisis X.

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN Y





Se puede apreciar que la columna de sección C7' (25X50) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en dirección de análisis Y.

DISEÑO POR CORTANTE: (ACERO TRANSVERSAL)

Obteniendo las cargas de sollicitación de la columna:

Nivel	Caso	P (Tonf.)	V2 (Tonf.)	V3 (Tonf.)
PISO 1	CM	-13.972	-0.384	0.059
PISO 1	CV	-3.144	-0.146	0.040
PISO 1	SX	31.315	2.030	0.960
PISO 1	SY	34.191	3.237	1.844

CARGA MUERTA =	13.9721	Tonf.
CARGA VIVA =	3.1443	Tonf.

COMBINACIONES DE DISEÑO:

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en la Norma E.060 RNE 2009.

COMBINACIONES DE DISEÑO E.060 RNE

		COMBINACIONES DE DISEÑO		
COMBINACIONES		P (Tonf.)	V2 (Tonf.)	V3 (Tonf.)
SISMO XX	U1=1.4CM+1.7CV	24.906	-0.786	0.150
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	52.710	1.368	1.082
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	-9.919	-2.693	-0.837
	U4=0.9CM+SISXX	43.889	1.685	1.012
	U5=0.9CM-SISXX	-18.740	-2.376	-0.907
SISMO YY	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	55.586	2.575	1.967
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	-12.795	-3.900	-1.721
	U4=0.9CM+SISYY	46.766	2.892	1.897
	U5=0.9CM-SISYY	-21.616	-3.583	-1.791

Las cortantes últimas de diseño son:

Vu x=	2.693	Tn.
--------------	-------	-----

Vu y=	1.967	Tn.
--------------	-------	-----

DISEÑO POR CORTANTE (SECCIÓN TRANSVERSAL X) (Capítulo 11 RNE E.060-09)

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en diseño por resistencia. (Artículo 11.1.1 RNE E.060-09)

$$\emptyset V_n \geq V_u \qquad V_n \geq V_c + V_s$$

h=	0.50	m.	Peralte de columna en dirección "X".
b=	0.25	m.	Base de columna en dirección "X".
Ø=	0.85		Factor de reducción por corte.
Lo=	0.82	m.	Zona de confinamiento(Artículo 21.4.5.3 RNE E.060-09)
d=	43.10	cm.	Peralte efectivo de columna.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.2 RNE E.060-09)

Vc=	10.77	Tn.	Resistencia a cortante de concreto. $[0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) bd]$
------------	-------	-----	---

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	2.69	Tn.	Cortante última actuante (Desde cara de apoyo).
Vn=	3.17	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\emptyset]$
Vs=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Diseño del refuerzo para cortante y refuerzo mínimo: (Capítulos 11.5.6-11.5.7 RNE E.060-09)

Condición: **No se necesita refuerzo transversal. ($Vu \leq \emptyset Vc/2$)**
(Art. 11.5.6.1)

Diseño por corte usando estribos:

\emptyset 3/8"	2
------------------	---

 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

(Art. 11.5.6.2) $s_{min} = Av \cdot fy / (3.5 \cdot b) =$ **68 cm** Refuerzo transversal mínimo

No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Separación máxima = **22 cm** (Artículo 11.5.5.1)

No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	33.10	Tn.	$Vs \text{ máx} = 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	33.10	

Disposición de refuerzo por cortante X - Capítulo 11: **No se necesita refuerzo transversal.**

Usar \emptyset 3/8",	-	- @	-	resto @	-	ambos ext.
------------------------	---	-----	---	---------	---	------------

DISEÑO POR CAPACIDAD (SECCIÓN TRANSVERSAL X) (Capítulo 21 RNE E.060-09)

Momentos nominales en secciones de columna:

Mni =	28.80	Tonf*m	Momento nominal de sección inferior de columna.
Mns =	28.80	Tonf*m	Momento nominal de sección superior de columna.

Momentos probables en secciones de columna:

V nom=	11.76	Tonf*m	Cortante por momento nominal.
Vu (2.5*S)=	5.74	Tonf.	Cortante con sismo amplificado 2.50 veces.
Vu =	5.74	tonf.	Cortante última de diseño por capacidad.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.2 RNE E.060-09)

Vc=	10.77	Tn.	Resistencia a cortante de concreto. $[0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) bd]$
------------	-------	-----	---

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	5.74	Tn.	Cortante última de diseño por capacidad.
Vn=	6.75	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\phi]$
Vs=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	33.10	Tn.	$Vs \text{ máx} = 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	33.10	

Diseño por corte usando estribos: $\emptyset 3/8"$ 2 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

$$s = Av * fy * d / Vs = \mathbf{0.00 \quad cm}$$

Requisitos de confinamiento por Artículo 21.4.5.3: "s ≤ 8Øbl min; min(b;d)/2; 10cm"

Disposición de refuerzo por cortante - Capítulo 21:

Usar $\emptyset 3/8"$,	2@0.05m.	7 @	0.10	resto @	0.20	ambos ext.
-------------------------	----------	-----	------	---------	------	------------

DISEÑO POR CORTANTE (SECCIÓN TRANSVERSAL Y) (Capítulo 11 RNE E.060-09)

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en diseño por resistencia. (Artículo 11.1.1 RNE E.060-09)

$$\phi V_n \geq V_u \qquad V_n \geq V_c + V_s$$

h=	0.25	m.	Peralte de columna en dirección "Y".
b=	0.50	m.	Base de columna en dirección "Y".
Ø=	0.85		Factor de reducción por corte.
Lo=	0.82	m.	Zona de confinamiento (Artículo 21.4.5.3 RNE E.060-09)
d=	18.10	cm.	Peralte efectivo de columna.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.2 RNE E.060-09)

Vc=	9.16	Tn.	Resistencia a cortante de concreto. $[0.53\sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) bd]$
------------	------	-----	---

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	1.97	Tn.	Cortante última actuante (Desde cara de apoyo).
Vn=	2.31	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\emptyset]$
Vs=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Diseño del refuerzo para cortante y refuerzo mínimo: (Capítulos 11.5.6-11.5.7 RNE E.060-09)

Condición: **No se necesita refuerzo transversal. ($Vu \leq \emptyset Vc/2$)**
(Art. 11.5.6.1)

Diseño por corte usando estribos:

$\emptyset 3/8"$	2
------------------	---

 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

(Art. 11.5.6.2) $s_{min} = Av \cdot f_y / (3.5 \cdot b) =$ **34 cm** Refuerzo transversal mínimo
No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Separación máxima = **22 cm** (Artículo 11.5.5.1)
No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	27.80	Tn.	$Vs \text{ máx} = 2.12 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	27.80	

Disposición de refuerzo por cortante Y - Capítulo 11: **No se necesita refuerzo transversal.**

Usar $\emptyset 3/8"$,	-	- @	-	resto @	-	ambos ext.
-------------------------	---	-----	---	---------	---	------------

DISEÑO POR CAPACIDAD (SECCIÓN TRANSVERSAL Y) (Capítulo 21 RNE E.060-09)

Momentos nominales en secciones de columna:

Mni =	13.00	Tonf*m	Momento nominal de sección inferior de columna.
Mns =	13.00	Tonf*m	Momento nominal de sección superior de columna.

Momentos probables en secciones de columna:

V prob=	5.31	Tonf*m	Cortante por momento nominal.
Vu (2.5*S)=	4.73	Tonf.	Cortante con sismo amplificado 2.50 veces.
Vu =	4.73	tonf.	Cortante última de diseño por capacidad.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.2 RNE E.060-09)

Vc=	9.16	Tn.	Resistencia a cortante de concreto. $[0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) bd]$
------------	------	-----	--

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	4.73	Tn.	Cortante última de diseño por capacidad.
Vn=	5.57	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\phi]$
Vs=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	27.80	Tn.	$Vs \text{ máx} = 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	27.80	

Diseño por corte usando estribos: ϕ 3/8" 2 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

$$s = Av * fy * d / Vs = \quad \mathbf{0.00} \quad \mathbf{cm}$$

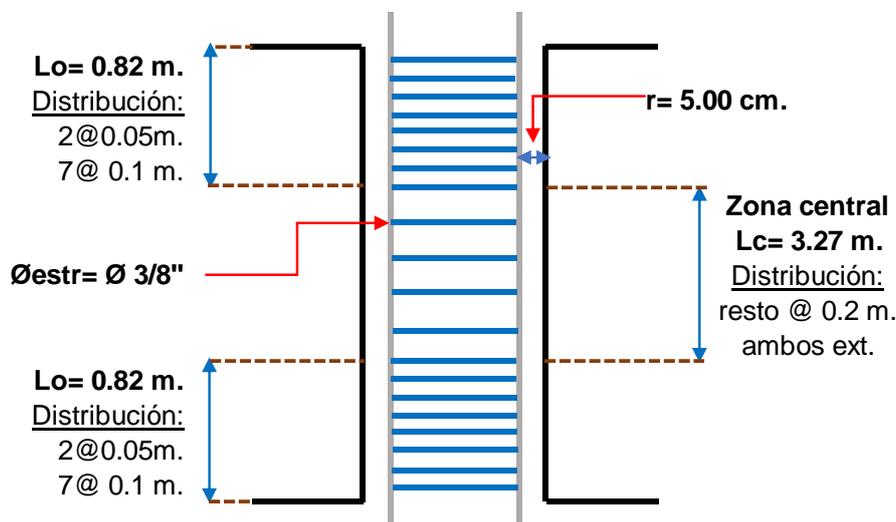
Requisitos de confinamiento por Artículo 21.4.5.3: "s ≤ 8Øbl min; min(b;d)/2; 10cm"

Disposición de refuerzo por cortante - Capítulo 21:

Usar ϕ 3/8",	2@0.05m.	7 @	0.10	resto @	0.20	ambos ext.
-------------------	----------	-----	------	---------	------	------------

Distribución de refuerzo transversal en sección de columna:

Usar ϕ 3/8",	2@0.05m.	7 @	0.10	resto @	0.2	ambos ext.
-------------------	----------	-----	------	---------	-----	------------



COMENTARIO

La columna de sección C7' (25X50) resiste adecuadamente las sollicitaciones de flexocompresión actuantes con sismo tanto en la dirección de análisis X, como en la dirección de análisis Y, con un refuerzo de acero de 8 ϕ 3/4" + 4 ϕ 5/8". Además, la sección resiste adecuadamente las fuerzas cortantes con una distribución de estribos de: ϕ 3/8", 2@0.05m., 7@ 0.1m, resto @0.2 ambos ext.

DISEÑO DE PLACAS

DISEÑO DE PLACA (BL-1) PL-1 (25X125X30X215)

1. DATOS DE GEOMETRÍA Y MATERIALES

Lmx=	125.0	cm.	Longitud de muro en dirección X.
bx=	25.0	cm	Espesor de muro en dirección X.
Lmy=	215.0	cm.	Longitud de muro en dirección Y.
by=	30.0	cm	Espesor de muro en dirección Y.
Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
hm=	490.0	cm	Altura libre no soportada en el primer nivel del muro.
f'c =	210.0	Kg/cm ²	Resistencia de concreto a compresión.
f'y =	4200.0	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
Rx,y=	6.0	6.0	Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

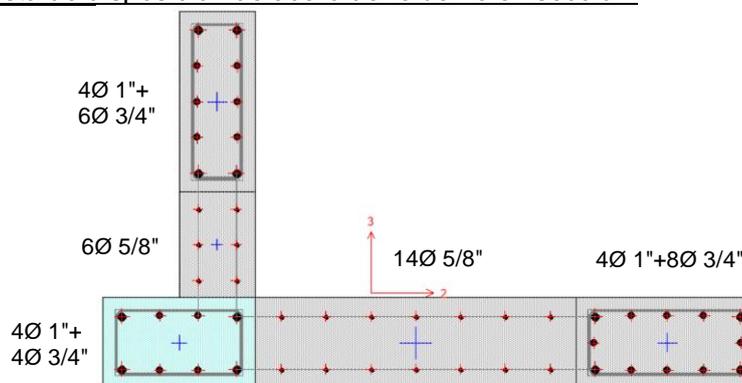
1.1. Comprobación de espesor mínimo de muro: (Artículo 14.5.3.1 RNE E.060-09)

a) hreq=	8.60	cm.	[Min(Lm,hm)/25]
b) hreq=	10.00	cm.	[10cm]
hreq=	10.00	cm.	[Máx(a,b)]

t (cm.)	>	hreq (cm.)
25.00	>	10.00

Condición: **Espesor de muro adecuado.**

1.2. Propuesta de disposición de acero de refuerzo en sección:



2. CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y ANÁLISIS DEL MURO

2.1. DEMANDA DE ELEMENTO:

Obteniendo las cargas de sollicitación del muro:

Nivel	Caso	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	CM	-64.458	-1.228	-0.381	1.350	-12.896
PISO 1	CV	-7.648	-0.453	0.071	0.693	-3.570
PISO 1	SSX Max	14.566	4.201	11.963	66.926	29.898
PISO 1	SSY Max	72.674	54.833	7.653	57.113	314.640

CARGA MUERTA =	64.458	Tn
CARGA VIVA =	7.648	Tn

2.2. COMBINACIONES DE DISEÑO

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en el Capítulo 9.2 RNE E.060-09.

U1= 1.4CM+1.7CV	(Artículo 9.2.1 RNE E.060-09)
U2= 1.25(CM+CV)+CS	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
U3= 1.25(CM+CV)-CS	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
U4= 0.9CM+CS	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
U5= 0.9CM-CS	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)

COMBINACIONES DE DISEÑO E.0-60 RNE

	COMBINACIONES DE DISEÑO					
	COMB	P	V2	V3	M2	M3
SISMO XX	U1	103.243	-2.489	-0.413	3.068	-24.124
	U2	104.699	2.100	11.575	69.479	9.315
	U3	75.567	-6.302	-12.351	-64.372	-50.480
	U4	72.578	3.096	11.620	68.141	18.291
	U5	43.446	-5.307	-12.306	-65.710	-41.504
SISMO YY	U2	162.807	52.732	7.265	59.666	294.058
	U3	17.459	-56.933	-8.041	-54.559	-335.223
	U4	130.687	53.727	7.311	58.328	303.034
	U5	-14.662	-55.938	-7.996	-55.897	-326.247

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO XX

	COMBINACIONES DE DISEÑO			
	COMBINACIONES	P	M2	M3
SISMO XX POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	103.243	3.068	-24.124
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	104.699	69.479	9.315
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	75.567	-64.372	-50.480
	U4=0.9CM+SISXX	72.578	68.141	18.291
	U5=0.9CM-SISXX	43.446	-65.710	-41.504
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	104.699	-69.479	-9.315
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	75.567	64.372	50.480
	U4=0.9CM+SISXX	72.578	-68.141	-18.291
	U5=0.9CM-SISXX	43.446	65.710	41.504

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO YY

	COMBINACIONES DE DISEÑO			
	COMBINACIONES	P	M2	M3
SISMO YY POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	103.243	3.068	-24.124
	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	162.807	59.666	294.058
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	17.459	-54.559	-335.223
	U4=0.9CM+SISYY	130.687	58.328	303.034
	U5=0.9CM-SISYY	-14.662	-55.897	-326.247
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	162.807	-59.666	-294.058
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	17.459	54.559	335.223
	U4=0.9CM+SISYY	130.687	-58.328	-303.034
	U5=0.9CM-SISYY	-14.662	55.897	326.247

3. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN CARGA AXIAL Y MOMENTO

Se realizará el diseño del muro por flexocompresión generando diagramas de Interacción y se comparará con las cargas solicitadas por la estructura:

3.1. Generando diagramas de interacción:

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 3-3

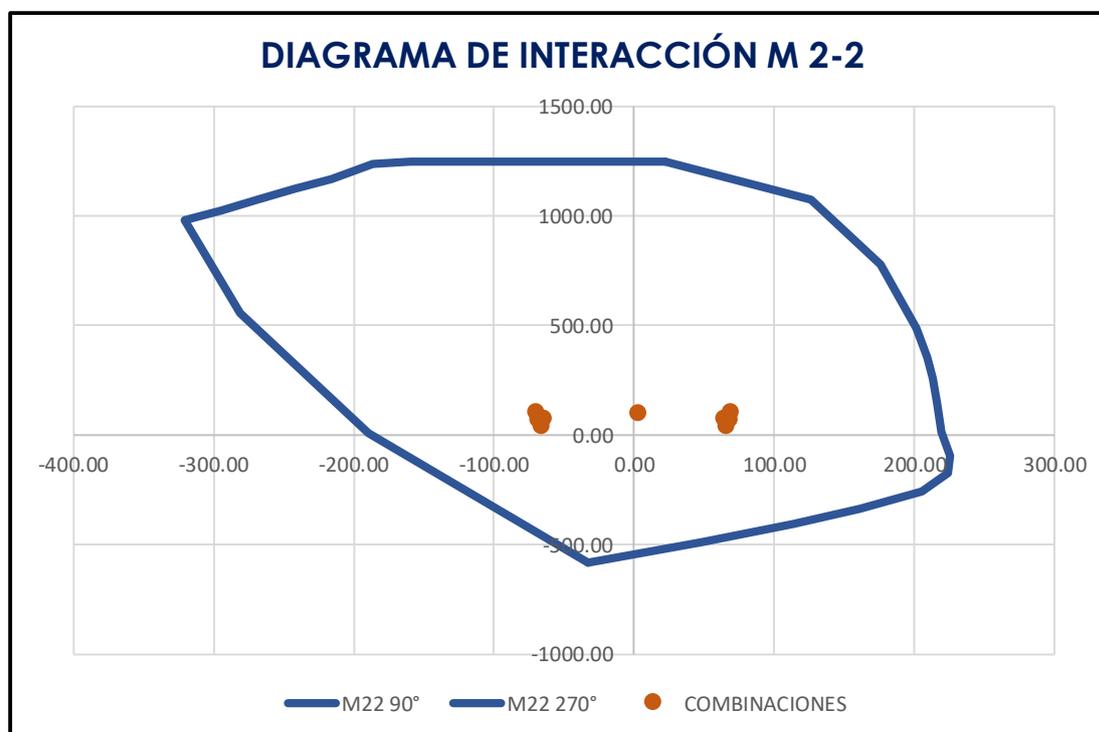
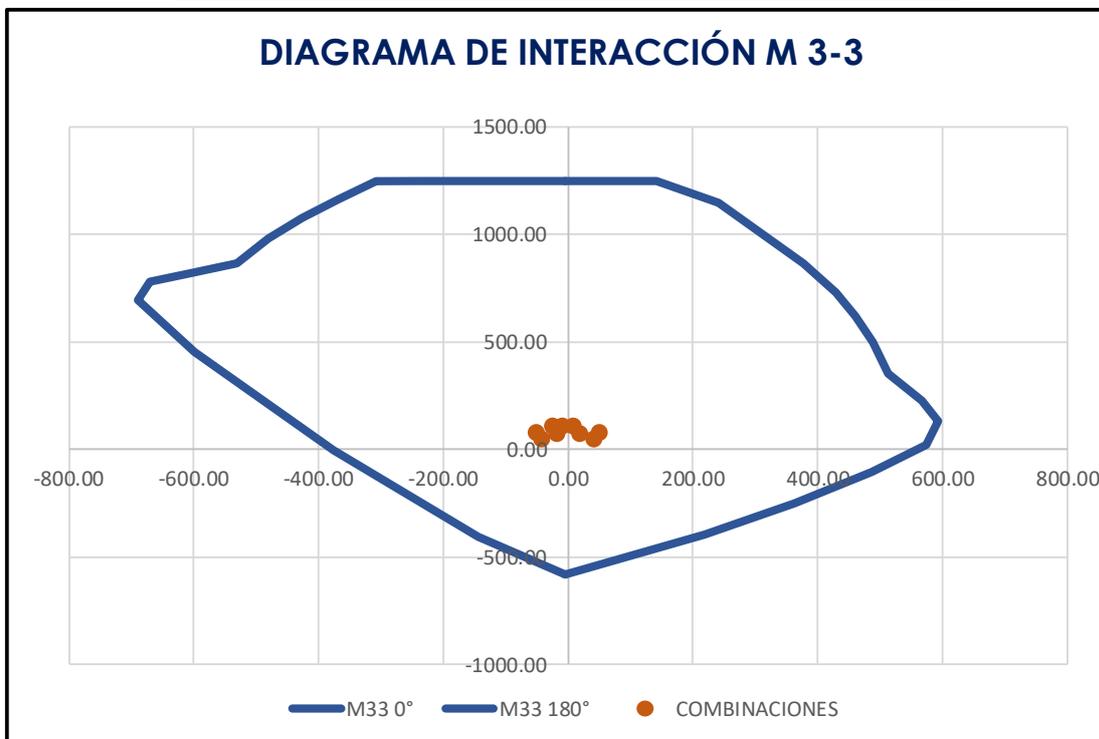
PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	1249.11	-3.98	1249.11	-3.98
2	1249.11	142.20	1249.11	-168.24
3	1146.90	240.46	1249.11	-241.16
4	865.07	376.90	1246.66	-308.35
5	729.87	428.86	1165.31	-369.06
6	620.68	460.59	1076.98	-425.84
7	497.38	488.12	980.85	-479.68
8	354.07	513.86	867.30	-530.62
9	227.92	567.26	822.66	-603.37
10	133.22	593.26	781.23	-669.98
11	23.78	573.44	696.10	-689.89
12	-101.52	486.43	452.27	-598.82
13	-248.83	363.22	-4.00	-375.12
14	-394.73	218.52	-408.03	-144.37
15	-582.78	-5.20	-582.78	-5.20

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 2-2

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	1249.11	22.32	1249.11	22.32
2	1073.17	126.11	1249.11	-46.82
3	780.78	175.73	1249.11	-76.25
4	486.99	201.82	1249.11	-104.87
5	353.54	208.97	1249.11	-132.08
6	259.87	213.19	1249.11	-159.05
7	148.62	216.25	1238.71	-186.54
8	11.78	219.34	1169.89	-216.27
9	-94.32	225.50	1122.27	-242.41
10	-172.42	223.90	1074.65	-268.54
11	-258.66	204.99	1027.03	-294.68
12	-337.55	160.90	979.41	-320.82
13	-407.27	113.90	554.35	-281.42
14	-491.07	47.83	11.01	-189.30
15	-582.78	-32.76	-582.78	-32.76

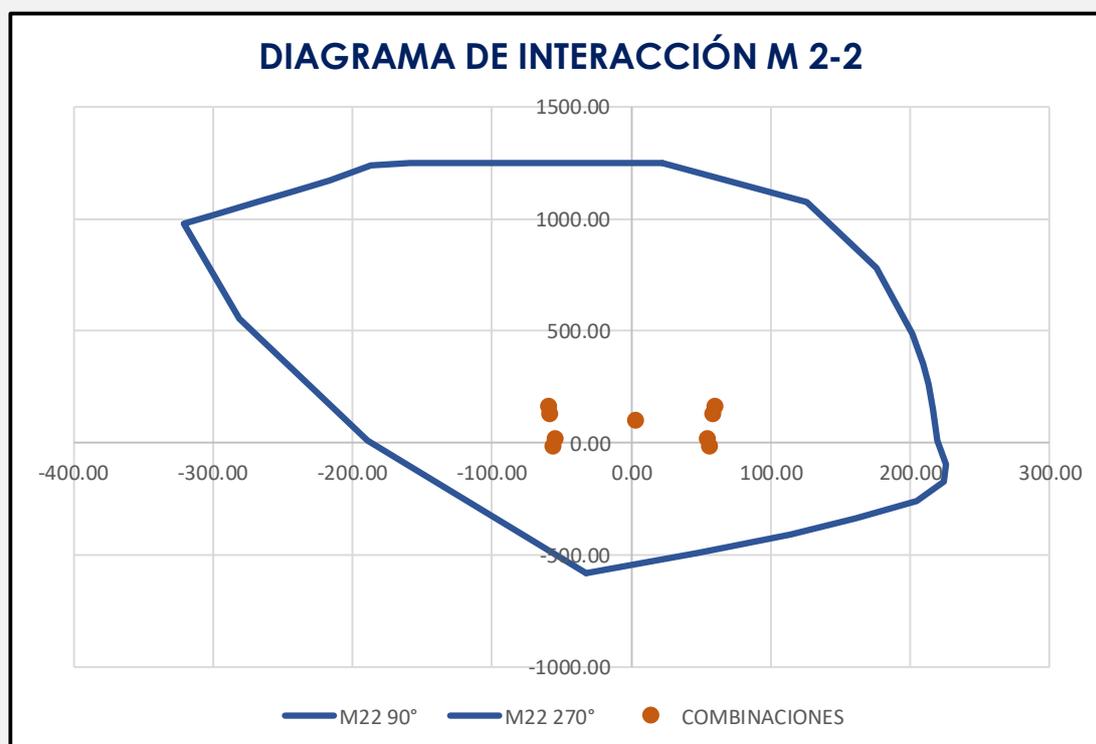
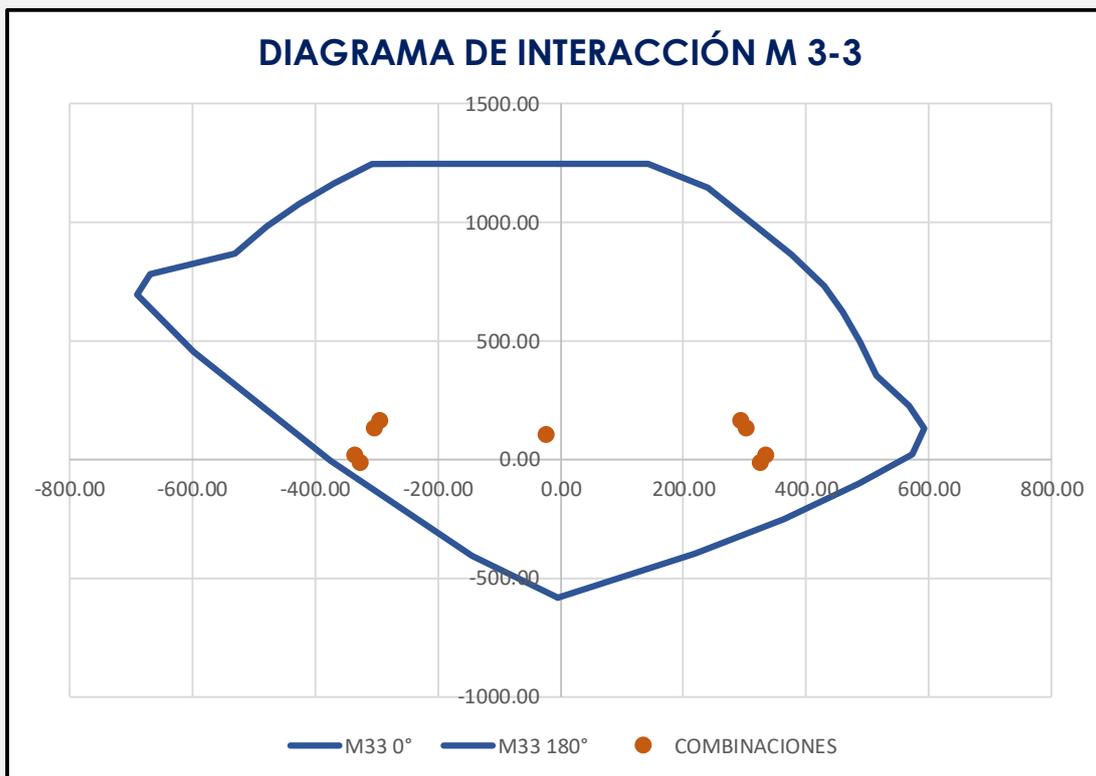
3.2. Comprobación por flexocompresión en diagrama de interacción (Paralelo y perpendicular al plano):

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN X



Se puede apreciar que el muro de sección PL-1 (25X125X30X215) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en X.

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN Y



Se puede apreciar que el muro de sección PL-1 (25X125X30X215) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en Y.

3.3. Comprobaciones por fuerza axial y cortante perpendicular al plano:

3.3.1. Resistencia axial máxima a compresión: (Artículo 10.3.6.2 RNE E.060-09)

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}$$

Ag=	8825.00	cm2	Área de la sección transversal del muro.
Ast=	152.12	cm2	Área total del refuerzo longitudinal.
Pu=	162.81	Tonf.	Carga axial última actuante.
Pn=	1749.61	Tonf.	Resistencia axial máxima nominal.
Øc=	0.70		Factor de reducción por compresión
ØPn=	1224.73	Tonf.	Resistencia axial máxima.

Comprobación:

ØPn (Tonf.)	>	Pu (Tonf.)	Condición:	OK
1224.7	>	162.81		

3.3.2. Resistencia a corte fuera del plano: (Artículo 22.5.5.1.c ACI 318-19)

La resistencia a corte perpendicular al plano del muro es tratada como una losa en una dirección. El corte en poca profundidad de una losa en una dirección, raramente controla el diseño.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad A_{cw} = b * d \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \leq 1.5; \alpha_c = 0.80 \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \geq 2.0; \alpha_c = 0.53$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
------------	---------	-----	--

3.3.2.1. Análisis en dirección del Sismo en X:

bx=	25.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis X.
Lx=	125.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis X.
dx=	19.25	cm	Peralte efectivo de sección.
Hm/Lm=	9.84		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente αc.
Acw=	2406.72	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	6.30	Tonf.	Cortante última perpendicular al plano en X.
Vc=	18.48	Tonf.	Resistencia nominal a corte perpendicular al plano.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVc=	15.71	Tonf.	Resistencia a corte perpendicular al plano.

Comprobación:

ØVc (Tonf.)	>	Vu (Tonf.)	Condición:	CUMPLE
15.71	>	6.30		

3.3.2.2. Análisis en dirección del Sismo en Y:

by=	30.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis Y.
Ly=	215.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis Y.
dy=	24.25	cm	Peralte efectivo de sección.
Hm/Lm=	5.72		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente αc.
Acw=	5214.56	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	8.04	Tonf.	Cortante última perpendicular al plano en Y.
Vc=	40.05	Tonf.	Resistencia nominal a corte perpendicular al plano.

$\emptyset v =$	0.85	Factor de reducción por cortante
$\emptyset Vc =$	34.04	Tonf. Resistencia a corte perpendicular al plano.

Comprobación:

$\emptyset Vc$ (Tonf.)	>	V_u (Tonf.)	Condición: CUMPLE
34.04	>	8.04	

4. REQUERIMIENTOS DEL REFUERZO

4.1. Cuantías de refuerzo mínimas en dirección X: (Artículo 11.10.7 RNE E.060-09)

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, ρ_l y ρ_t , para muros estructurales dependen del valor:

$$V_{comp} = A_{cw}(0.27\sqrt{f'c})$$

Vux=	12.35	Tonf.	Cortante última actuante.
bx=	25.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis X.
Lx=	125.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis X.
dx=	119.25	cm	Peralte efectivo de sección en dirección de análisis X.
Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Acw=	2981.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vcomp=	11.67	Tonf.	Cortante de comprobación. $[V_c/2]$
ph min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo horizontal mínima.
pv min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo vertical mínima.

4.1.1. Cuantía de refuerzo vertical ρ_v :

Utilizando=	\emptyset 5/8"	@ 0.15 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
ρ_v=	0.0106		Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

ρ_v	>	ρ_{min}	Condición: CUMPLE
0.0106	>	0.0025	

4.1.2. Cuantía de refuerzo horizontal ρ_h :

Utilizando=	\emptyset 3/8"	@ 0.15 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
ρ_h=	0.0038		Cuantía horizontal planteada.

Comprobación:

ρ_h	>	ρ_{min}	Condición: CUMPLE
0.0038	>	0.0025	

4.2. Cuantías de refuerzo mínimas en dirección Y: (Artículo 11.10.7 RNE E.060-09)

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, ρ_l y ρ_t , para muros estructurales dependen del valor:

$$V_{comp} = A_{cw}(0.27\sqrt{f'c})$$

Vuy=	56.93	Tonf.	Cortante última actuante.
by=	30.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis Y.
Ly=	215.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis Y.

dy=	209.25	cm	Peralte efectivo de sección en dirección de análisis Y.
Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Acw=	6277.61	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vcomp=	24.56	Tonf.	Cortante de comprobación. $[V_c/2]$
ph min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo horizontal mínima.
pv min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo vertical mínima.

4.2.1. Cuantía de refuerzo vertical pv:

Utilizando=	Ø 5/8"	@ 0.15 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
pv=	0.0088		Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

pv	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0088	>	0.0025	

4.2.2. Cuantía de refuerzo horizontal ph:

Utilizando=	Ø 3/8"	@ 0.15 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
ph=	0.0032		Cuantía horizontal planteada.

Comprobación:

ph	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0032	>	0.0025	

4.3. Necesidad de distribución de acero en 2 capas: (Artículo 21.9.4.3 RNE E.060-09)

Debe usarse al menos 2 capas cuando $b \geq 20\text{cm}$ o cuando V_u exceda a: $A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Análisis en dirección X:

bx=	25.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis X.
Acw=	2981.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	12.35	Tonf.	Cortante última actuante.
Vcomp=	22.90	Tonf.	Cortante de comprobación. $V_{comp} = A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Análisis en dirección Y:

by=	30.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis Y.
Acw=	6277.61	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	56.93	Tonf.	Cortante última actuante.
Vcomp=	48.21	Tonf.	Cortante de comprobación. $V_{comp} = A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Comprobación 1:

b min (cm.)	>	20 (cm.)
25.00	>	20.00

Comprobación 2:

Vux (Tonf.)	<	Vcomp (Tonf.)
12.35	<	22.90

Comprobación 3:

Vuy (Tonf.)	>	Vcomp (Tonf.)
56.93	>	48.21

Condición: **Se debe usar acero en 2 capas.**

5. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

(Artículo 21.9.5.3 RNE E.060-09)

5.1. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE SECCIÓN TRANSVERSAL X

La fuerza cortante de diseño V_u se debe calcular por medio de:

$$V_u = V_{ua}(M_n/M_{ua}) \leq V_{ua}R$$

Vuax=	12.35	Tonf.	Cortante última actuante en dirección X.
Muax=	64.37	Tonf*m	Momento último actuante en dirección X.
Mn=	311.02	Tonf*m	Momento resistente nominal.
R=	6.00		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.
Mn/Mua=	4.83		Razón entre momento nominal y momento último.
Vu=	59.67	Tonf.	Fuerza cortante de diseño por capacidad.

5.1.1. Chequeo de resistencia a cortante máxima:

(Artículo 11.10.4 RNE E.060-09)

$$V_n \leq A_{cw}(2.60\sqrt{f'_c})$$

Acw=	2981.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vnmax=	115.35	Tonf.	Resistencia a cortante máxima nominal.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante

ØVmax=	98.05	Tonf.	Resistencia a corte máxima.
---------------	-------	-------	-----------------------------

Comprobación:

ØVmax (Tn)	>	Vu (Tn)
98.05	>	59.67

Condición: **CUMPLE, Procede diseño.**

5.1.2. Resistencia a cortante:

$$\phi V_n \geq V_u \quad V_n \geq V_c + V_s \quad (\text{Artículo 11.10.3 RNE E.060-09})$$

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad V_s = A_{cw} \rho_h f_y \quad V_n = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_h f_y)$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Lx=	125.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis X.
Hm/Lm=	9.84		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente de resistencia del concreto a cortante.
Acw=	2981.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
ρh=	0.0038		Cuantía horizontal en dirección de análisis X.
Vn=	70.31	Tonf.	Resistencia nominal a cortante del muro.
ØVn=	59.77	Tonf.	Resistencia a cortante del muro.

Comprobación:

ØVn (Tn)	>	Vu (Tn)
59.77	>	59.67

Condición: **CUMPLE**

5.2. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE SECCIÓN TRANSVERSAL Y

La fuerza cortante de diseño V_u se debe calcular por medio de:

$$V_u = V_{ua}(M_n/M_{ua}) \leq V_{ua}R$$

Vuay=	56.93	Tonf.	Cortante última actuante en dirección Y.
Muay=	335.22	Tonf*m	Momento último actuante en dirección Y.
Mn=	631.45	Tonf*m	Momento resistente nominal.
R=	6.00		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.
Mn/Mua=	1.88		Razón entre momento nominal y momento último.
Vu=	107.24	Tn	Fuerza cortante de diseño por capacidad.

5.2.1. Chequeo de resistencia a cortante máxima: (Artículo 11.10.4 RNE E.060-09)

$$V_n \leq A_{cw}(2.60\sqrt{f'_c})$$

Acw=	6277.61	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vnmax=	242.89	Tonf.	Resistencia a cortante máxima nominal.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVnmax=	206.46	Tonf.	Resistencia a corte máxima.

Comprobación:

ØVnmax (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE, Procede diseño.
206.46	>	107.24	

5.2.2. Resistencia a cortante: $\phi V_n \geq V_u$ $V_n \geq V_c + V_s$ (Artículo 11.10.3 RNE E.060-09)

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'_c}) \qquad V_s = A_{cw}\rho_h f_y \qquad V_n = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y)$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Ly=	215.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis Y.
Hm/Lm=	5.72		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente de resistencia del concreto a cortante.
Acw=	6277.61	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
ph=	0.0032		Cuantía horizontal en dirección de análisis Y.
Vn=	131.41	Tonf.	Resistencia nominal a cortante del muro.
ØVn=	111.70	Tonf.	Resistencia a cortante del muro.

Comprobación:

ØVn (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE
111.70	>	107.24	

6. ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE (Capítulo 21.9.7 RNE E.060-09)

$$c \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/H_m)} \qquad f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6M_u}{b * L^2} \geq 0.2f'_c$$

6.1. ELEMENTOS DE BORDE EN DIRECCIÓN X

6.1.1. Necesidad de usar elementos especiales de borde: (Artículos 21.9.7.4-5 RNE E.060-09)

Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde sección crítica.
Lmx=	125.0	cm.	Longitud de muro en dirección de análisis X.

Hm/Lm=	9.84		Razón entre altura total y longitud de muro. CUMPLE
δu=	5.10	cm.	Desplazamiento de diseño. (0.75*R*δ ó 0.85*R*δ)
c der=	7.30	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo derecho.
c izq=	72.41	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo izquierdo.
c=	72.41	cm.	Mayor profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño.
δu/Hm=	0.0041		

Comprobación 1:

(Artículos 21.9.7.4(a) RNE E.060-09)

c	>	L/(600δu/H)
72.41	>	41.67

Comprobación 2:

(Artículos 21.9.7.5 RNE E.060-09)

f_{cu}	>	0.2*f'c
118.58	>	42.00

Condición: **Se necesitan elementos de borde.**

6.1.2. Extensión vertical del refuerzo transversal en SBE: (Artículo 21.9.7.4(b) RNE E.060-09)

Vu_{ax}=	12.35	Tonf.	Cortante última actuante en dirección X.
Mu_{ax}=	64.37	Tonf*m	Momento último actuante en dirección X.
Mu/4Vu=	130.30	cm.	Razón entre momento nominal y 4*cortante última.
L_{mx}=	125.00	cm.	Longitud de muro en dirección de análisis X.
Ext.v=	130.30	cm.	Se extenderá el acero de refuerzo transversal encima y debajo de la sección crítica al menos 130cm.

6.1.3. Comprobación de espesor en elementos de borde: (Artículo 21.9.7.2 RNE E.060-09)

Cuando se requiera elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos será de 15 cm.

Extremo derecho:

b=	50.0	cm.	Espesor de elemento de borde propuesto.
-----------	------	-----	---

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
50.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

b=	25.0	cm.	Espesor de elemento de borde propuesto.
-----------	------	-----	---

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
25.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.4. Longitud de elementos de borde: (Artículo 21.9.7.6(a) RNE E.060-09)

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión al menos el mayor valor entre c-0.1Lw y c/2.

Extremo derecho:

h=	30.00	cm.	Peralte de elemento de borde considerado.
c-0.1Lw=	0.00	cm.	
c/2=	3.65	cm.	Condición: CUMPLE

Extremo izquierdo:

h=	60.00	cm.
c-0.1Lw=	59.91	cm.
c/2=	36.20	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

6.1.5. Espaciamiento entre apoyos de barras longitudinales: (Artículo 21.6.4.3 RNE E.060-09)

El espaciamiento h_x entre barras longitudinales no debe exceder del menor de 35cm.

hx real=	10.00	cm.
hx max=	35.00	cm.

Espaciamiento real entre barras apoyadas lateralmente.

Comprobación:

hx real (cm)	<	hx max (cm)
10.00	<	35.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.6. Separación vertical del refuerzo transversal: (Artículo 21.6.4.2-5 RNE E.060-09)

Ø=	1	"
-----------	---	---

Mayor diámetro de barra utilizado en elem. de borde.

El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con el menor de:

a)	10.00	cm.
b)	17.50	cm.
d)	10.00	cm.

Tercera parte de la menor dimensión del SBE.

6 veces el máximo diámetro longitudinal.

10 cm.

Sv1=	10.00	cm.
-------------	-------	-----

Separación vertical dentro de longitud crítica.

Por encima de la longitud crítica del muro, la separación del refuerzo transversal será:

a)	25.40	cm.
b)	25.00	cm.

10 veces el máximo diámetro longitudinal.

25cm.

Sv2=	25.00	cm.
-------------	-------	-----

Separación vertical por encima de longitud crítica.

6.1.7. Área de refuerzo transversal para elementos de borde (Artículo 21.6.4.1(b) RNE E.060-09)

Extremo derecho:

r=	5.00	cm.
Ø=	Ø 3/8"	
Lbe=	25.00	cm.
bc1=	20.00	cm.

Recubrimiento de concreto.

Diámetro de acero en sección transversal.

Longitud de SBE medido desde cara en compresión.

Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).

bc2=	40.00	cm.
-------------	-------	-----

Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).

Ag=	1250.00	cm ²
Ach=	800.00	cm ²

Área bruta de concreto en elemento de borde. ($L_{be} \cdot b$)

Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal $[A_{sh}/(s \cdot bc)]$ para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s \cdot bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	1.80	cm2.	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	3	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	0.90	cm2.	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Extremo izquierdo:

r=	5.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
Ø=	Ø 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	55.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	50.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	15.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	1375.00	cm2	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	750.00	cm2	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [Ash/(s*bc)] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.68	cm2.	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	1	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	2.25	cm2.	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	4	ramas	Número de ramas requeridas.

6.1.8. Desarrollo de ganchos estándar en tracción dentro de SBE(Artículo 12.5.1 RNE E.060-09)

La longitud de desarrollo ldh, debe ser la mayor de:

a) $\left(\frac{0.075 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}}\right) db$ b) $8d_b$ c) $150mm$

λ=	1.00	Concreto de peso normal.
ψe=	1.00	Barras sin recubrimiento epóxico.
a)	20.70	cm.
b)	7.62	cm.
c)	15.00	cm.

Ldh req=	20.70	cm.	Longitud de desarrollo en tracción requerida.
Ldh disp=	25.00	cm.	Longitud de desarrollo en tracción disponible.

Comprobación:

Ldh disp (cm)	>	Ldh req (cm)	
25.00	>	20.70	Condición: CUMPLE

6.2. ELEMENTOS DE BORDE EN DIRECCIÓN Y

$$c \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/H_m)} \quad f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6M_u}{b * L^2} \geq 0.2f'_c$$

6.2.1. Necesidad de usar elementos especiales de borde: (Artículos 21.9.7.4-5 RNE E.060-09)

Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde sección crítica.
Lmy=	215.0	cm.	Longitud de muro en dirección de análisis Y.
Hm/Lm=	5.72		Razón entre altura total y longitud de muro. CUMPLE
δu=	5.82	cm.	Desplazamiento de diseño. (0.75*R*δ ó 0.85*R*δ)
c der=	81.44	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo derecho.
c izq=	40.31	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo izquierdo.
c=	81.44	cm.	Mayor profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño.
δu/Hm=	0.0047		

Comprobación 1:

(Artículos 21.9.7.4(a) RNE E.060-09)

c	>	L/(600δu/H)
81.44	>	71.67

Comprobación 2:

(Artículos 21.9.7.5 RNE E.060-09)

f_{cu}	>	0.2*f'c
147.02	>	42.00

Condición: **Se necesitan elementos de borde.**

6.2.2. Extensión vertical del refuerzo transversal en SBE: (Artículo 21.9.7.4(b) RNE E.060-09)

Vuay=	56.93	Tonf.	Cortante última actuante en dirección X.
Muay=	335.22	Tonf*m	Momento último actuante en dirección Y.
Mu/4Vu=	147.20	cm.	Razón entre momento nominal y 4*cortante última.
Lmy=	215.00	cm.	Longitud de muro en dirección de análisis Y.
Ext.v=	215.00	cm.	Se extenderá el acero de refuerzo transversal encima y debajo de la sección crítica al menos 215cm.

6.2.3. Comprobación de espesor en elementos de borde: (Artículo 21.9.7.2 RNE E.060-09)

Cuando se requiera elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos será de 15 cm.

Extremo derecho:

b=	30.0	cm.	Espesor de elemento de borde propuesto.
-----------	------	-----	---

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
30.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

b=	30.0	cm.	Espesor de elemento de borde propuesto.
-----------	------	-----	---

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
30.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

6.2.4. Longitud de elementos de borde: (Artículo 21.9.7.6(a) RNE E.060-09)

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión al menos el mayor valor entre $c-0.1L_w$ y $c/2$.

Extremo derecho:

h=	60.00	cm.
c-0.1L_w=	59.94	cm.
c/2=	40.72	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

h=	50.00	cm.
c-0.1L_w=	18.81	cm.
c/2=	20.16	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

6.2.5. Espaciamiento entre apoyos de barras longitudinales: (Artículo 21.6.4.3 RNE E.060-09)

El espaciamiento h_x entre barras longitudinales no debe exceder del menor de 35cm.

h_x real=	6.50	cm.
h_x max=	35.00	cm.

Espaciamiento real entre barras apoyadas lateralmente.

Comprobación:

h _x real (cm)	<	h _x max (cm)
6.50	<	35.00

Condición: **CUMPLE**

6.2.6. Separación vertical del refuerzo transversal: (Artículo 21.6.4.2-5 RNE E.060-09)

∅=	1	"
-----------	---	---

Mayor diámetro de barra utilizado en elem. de borde.

El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con el menor de:

a)	10.00	cm.
b)	17.50	cm.
d)	10.00	cm.

Tercera parte de la menor dimensión del SBE.

6 veces el máximo diámetro longitudinal.

10 cm.

S_{v1}=	10.00	cm.
------------------------	-------	-----

Separación vertical dentro de longitud crítica.

Por encima de la longitud crítica del muro, la separación del refuerzo transversal será:

a)	25.40	cm.
b)	25.00	cm.

10 veces el máximo diámetro longitudinal.

25cm.

S_{v2}=	25.00	cm.
------------------------	-------	-----

Separación vertical por encima de longitud crítica.

6.2.7. Área de refuerzo transversal para elementos de borde(Artículo 21.6.4.1(b) RNE E.060-09)

Extremo derecho:

r=	5.00	cm.
∅=	∅ 3/8"	
L_{be}=	55.00	cm.
bc₁=	50.00	cm.
bc₂=	20.00	cm.

Recubrimiento de concreto.

Diámetro de acero en sección transversal.

Longitud de SBE medido desde cara en compresión.

Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).

Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).

Ag=	1650.00	cm2	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	1000.00	cm2	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [Ash/(s*bc)] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.90	cm2.	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	2.25	cm2.	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	4	ramas	Número de ramas requeridas.

Extremo izquierdo:

r=	5.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
Ø=	Ø 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	45.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	40.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	20.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	1350.00	cm2	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	800.00	cm2	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [Ash/(s*bc)] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.90	cm2.	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	1.80	cm2.	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	3	ramas	Número de ramas requeridas.

6.2.8. Desarrollo de ganchos estándar en tracción dentro de SBE (Artículo 12.5.1 RNE E.060-09)

La longitud de desarrollo ldh, debe ser la mayor de:

$$a) \left(\frac{0.075 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) db \quad b) 8d_b \quad c) 150mm$$

$\lambda=$	1.00	Concreto de peso normal.
$\Psi_e=$	1.00	Barras sin recubrimiento epóxico.

a)	20.70	cm.	Longitud de desarrollo en tracción requerida.
b)	7.62	cm.	
c)	15.00	cm.	
Ldh req=	20.70	cm.	

Ldh disp=	45.00	cm.	Longitud de desarrollo en tracción disponible.
------------------	--------------	-----	--

Comprobación:

Ldh disp (cm)	>	Ldh req (cm)	Condición: CUMPLE
45.00	>	20.70	

DISEÑO DE PLACA (BL-1) PL-2 (25X125X30X222)

1. DATOS DE GEOMETRÍA Y MATERIALES

Lmx=	125.0	cm.	Longitud de muro en dirección X.
bx=	25.0	cm	Espesor de muro en dirección X.
Lmy=	222.0	cm.	Longitud de muro en dirección Y.
by=	30.0	cm	Espesor de muro en dirección Y.
Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
hm=	490.0	cm	Altura libre no soportada en el primer nivel del muro.
f'c =	210.0	Kg/cm ²	Resistencia de concreto a compresión.
f'y =	4200.0	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
Rx,y=	6.0	6.0	Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

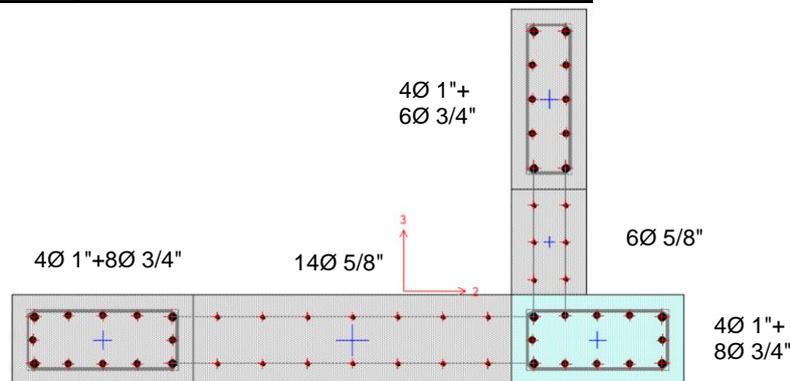
1.1. Comprobación de espesor mínimo de muro: (Artículo 14.5.3.1 RNE E.060-09)

a) hreq=	8.88	cm.	[Min(Lm,hm)/25]
b) hreq=	10.00	cm.	[10cm]
hreq=	10.00	cm.	[Máx(a,b)]

t (cm.)	>	hreq (cm.)
25.00	>	10.00

Condición: **Espesor de muro adecuado.**

1.2. Propuesta de disposición de acero de refuerzo en sección:



2. CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y ANÁLISIS DEL MURO

2.1. DEMANDA DE ELEMENTO:

Obteniendo las cargas de sollicitación del muro:

Nivel	Caso	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	CM	-42.821	-0.509	-0.660	-3.503	-11.797
PISO 1	CV	-3.707	-0.097	-0.080	-0.724	-3.015
PISO 1	SSX Max	8.415	11.323	14.529	79.955	74.419
PISO 1	SSY Max	70.954	56.964	7.648	55.770	328.395

CARGA MUERTA =	42.821	Tn
CARGA VIVA =	3.707	Tn

2.2. COMBINACIONES DE DISEÑO

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en el Capítulo 9.2 RNE E.060-09.

$U1 = 1.4CM + 1.7CV$	(Artículo 9.2.1 RNE E.060-09)
$U2 = 1.25(CM + CV) + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U3 = 1.25(CM + CV) - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U4 = 0.9CM + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U5 = 0.9CM - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)

COMBINACIONES DE DISEÑO E.0-60 RNE

	COMBINACIONES DE DISEÑO					
	COMB	P	V2	V3	M2	M3
SISMO XX	U1	66.251	-0.877	-1.059	-6.136	-21.641
	U2	66.575	10.566	13.604	74.671	55.904
	U3	49.745	-12.080	-15.453	-85.239	-92.933
	U4	46.954	10.865	13.935	76.802	63.801
	U5	30.124	-11.781	-15.122	-83.108	-85.036
SISMO YY	U2	129.113	56.207	6.724	50.486	309.880
	U3	-12.794	-57.720	-8.573	-61.054	-346.910
	U4	109.492	56.506	7.054	52.617	317.778
	U5	-32.415	-57.422	-8.242	-58.923	-339.012

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO XX

	COMBINACIONES DE DISEÑO			
	COMBINACIONES	P	M2	M3
SISMO XX POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	66.251	-6.136	-21.641
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	66.575	74.671	55.904
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	49.745	-85.239	-92.933
	U4=0.9CM+SISXX	46.954	76.802	63.801
	U5=0.9CM-SISXX	30.124	-83.108	-85.036
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	66.575	-74.671	-55.904
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	49.745	85.239	92.933
	U4=0.9CM+SISXX	46.954	-76.802	-63.801
	U5=0.9CM-SISXX	30.124	83.108	85.036

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO YY

	COMBINACIONES DE DISEÑO			
	COMBINACIONES	P	M2	M3
SISMO YY POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	66.251	-6.136	-21.641
	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	129.113	50.486	309.880
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	-12.794	-61.054	-346.910
	U4=0.9CM+SISYY	109.492	52.617	317.778
	U5=0.9CM-SISYY	-32.415	-58.923	-339.012
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	129.113	-50.486	-309.880
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	-12.794	61.054	346.910
	U4=0.9CM+SISYY	109.492	-52.617	-317.778
	U5=0.9CM-SISYY	-32.415	58.923	339.012

3. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN CARGA AXIAL Y MOMENTO

Se realizará el diseño del muro por flexocompresión generando diagramas de Interacción y se comparará con las cargas solicitadas por la estructura:

3.1. Generando diagramas de interacción:

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 3-3

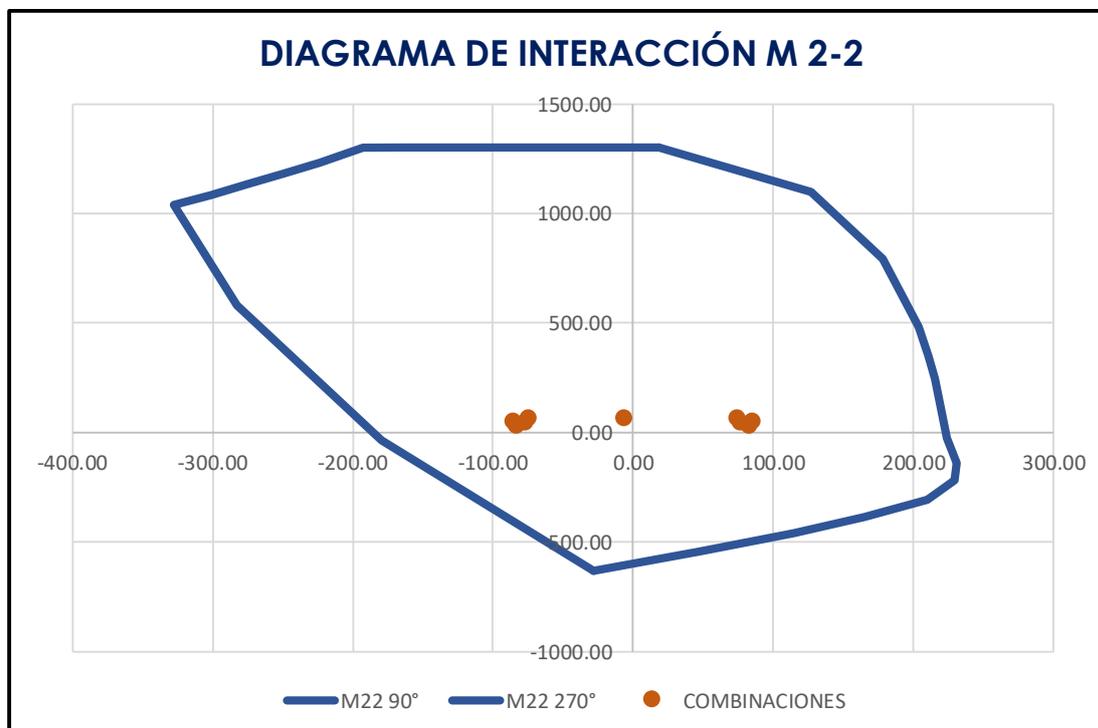
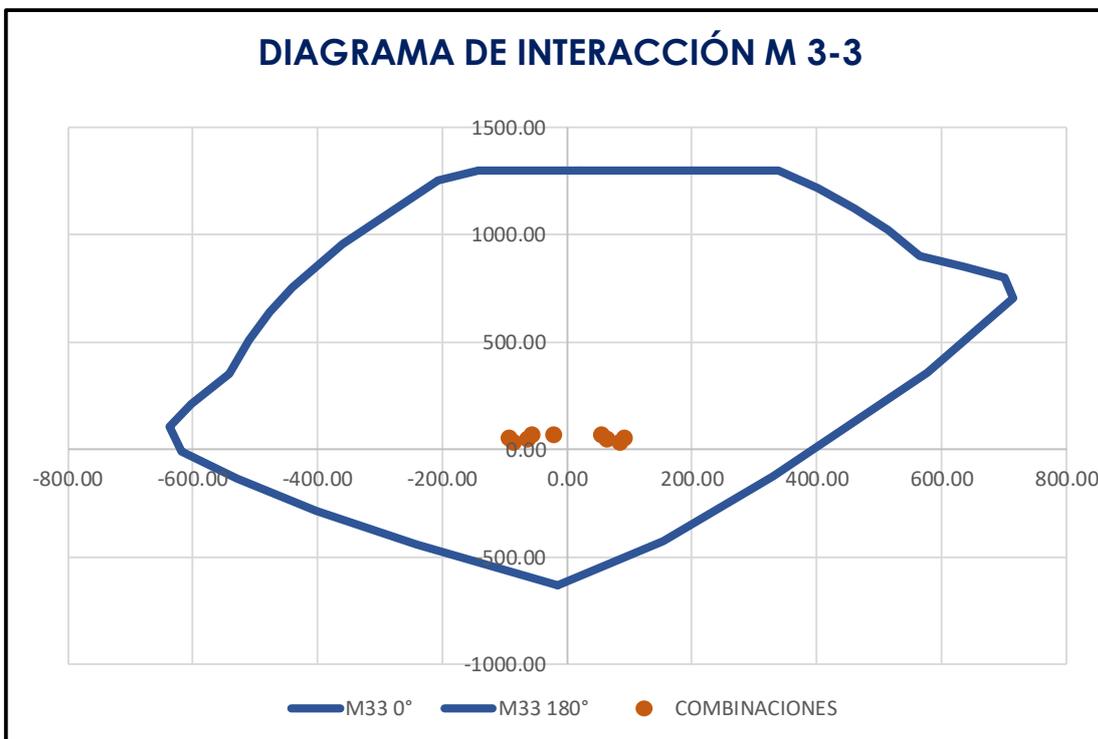
PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	1301.09	20.35	1301.09	20.35
2	1301.09	192.24	1301.09	-142.99
3	1301.09	268.81	1253.07	-207.58
4	1301.09	339.03	958.03	-359.37
5	1216.84	402.12	756.02	-440.45
6	1125.56	460.93	640.08	-477.69
7	1021.30	514.30	507.94	-510.43
8	902.46	565.74	353.87	-542.24
9	849.96	637.13	214.74	-603.17
10	803.37	701.05	106.62	-637.08
11	707.33	715.07	-7.18	-618.25
12	359.68	577.53	-134.73	-528.41
13	-126.08	329.97	-283.91	-401.11
14	-427.88	154.13	-441.71	-242.16
15	-630.23	-15.18	-630.23	-15.18

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 2-2

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	1301.09	18.54	1301.09	18.54
2	1100.17	127.32	1301.09	-51.29
3	792.88	177.90	1301.09	-81.13
4	482.88	203.78	1301.09	-110.13
5	347.62	211.03	1301.09	-137.73
6	245.81	215.79	1301.09	-165.10
7	124.12	219.67	1299.86	-193.07
8	-26.89	223.94	1231.88	-223.43
9	-139.55	231.02	1183.45	-249.48
10	-218.11	229.05	1135.03	-275.52
11	-306.92	209.87	1086.61	-301.57
12	-386.43	164.86	1038.18	-327.62
13	-459.35	114.82	581.56	-282.64
14	-544.56	47.21	-35.39	-179.45
15	-630.23	-27.95	-630.23	-27.95

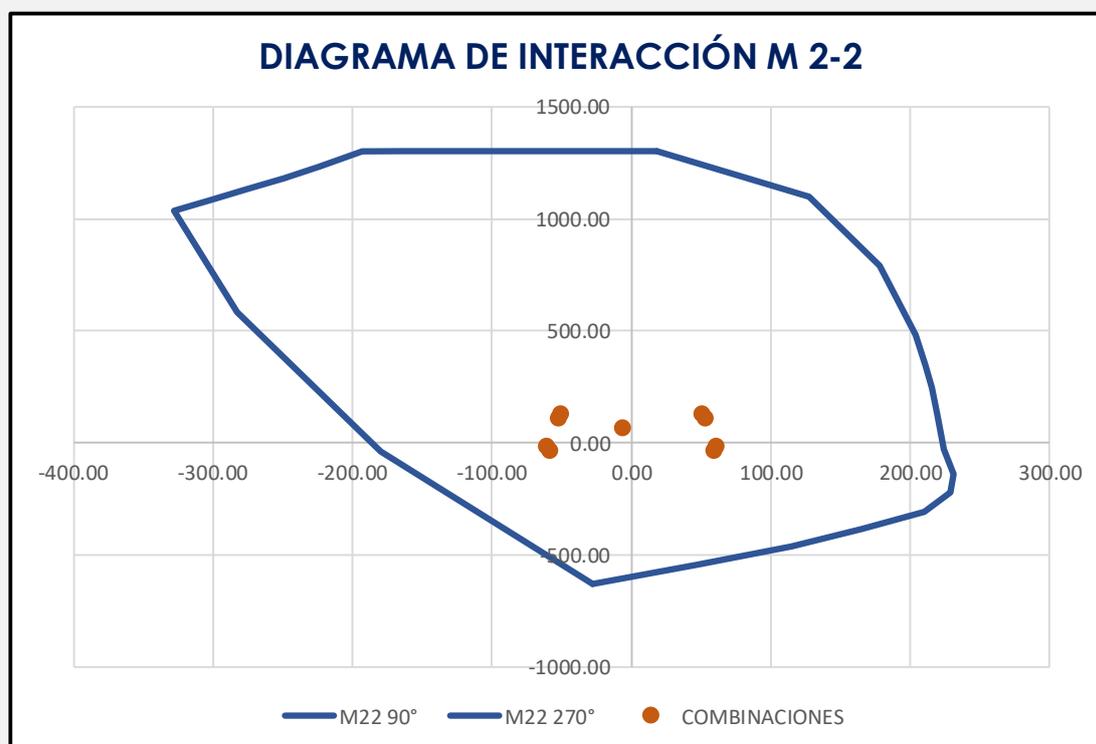
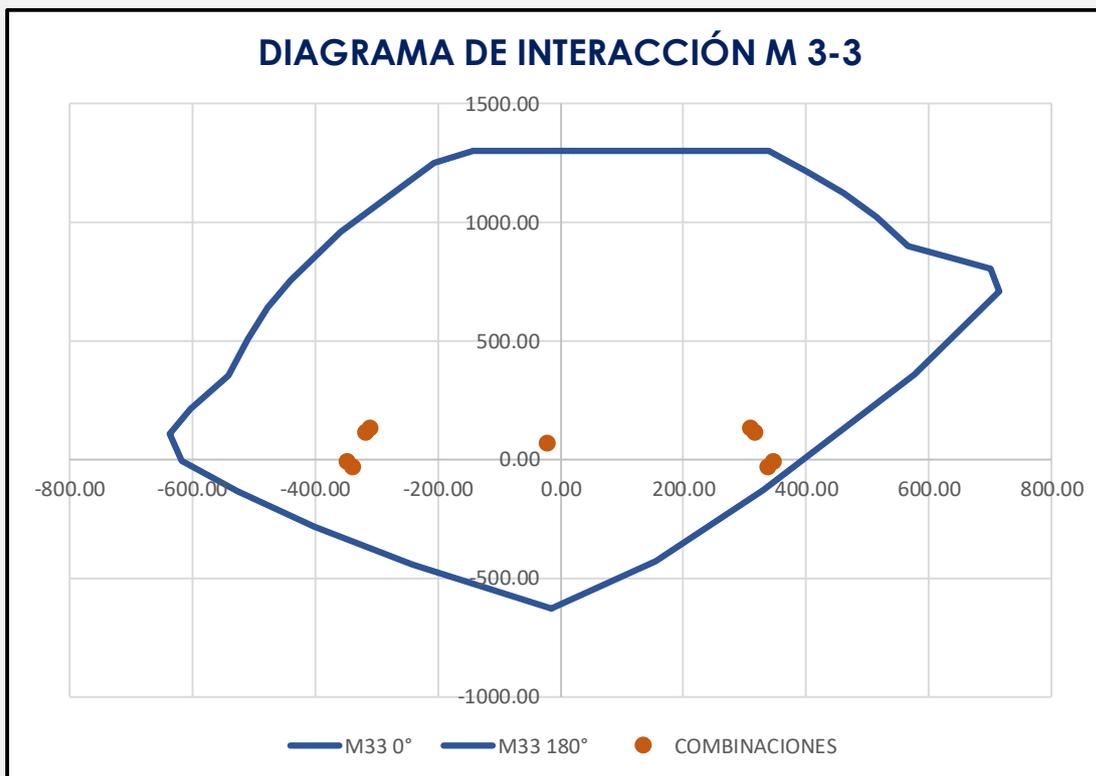
3.2. Comprobación por flexocompresión en diagrama de interacción (Paralelo y perpendicular al plano):

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN X



Se puede apreciar que el muro de sección PL-2 (25X125X30X222) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en X.

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN Y



Se puede apreciar que el muro de sección PL-2 (25X125X30X222) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en Y.

3.3. Comprobaciones por fuerza axial y cortante perpendicular al plano:

3.3.1. Resistencia axial máxima a compresión: (Artículo 10.3.6.2 RNE E.060-09)

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

Ag=	9035.00	cm2	Área de la sección transversal del muro.
Ast=	163.48	cm2	Área total del refuerzo longitudinal.
Pu=	129.11	Tonf.	Carga axial última actuante.
Pn=	1816.15	Tonf.	Resistencia axial máxima nominal.
Øc=	0.70		Factor de reducción por compresión
ØPn=	1271.30	Tonf.	Resistencia axial máxima.

Comprobación:

ØPn (Tonf.)	>	Pu (Tonf.)	
1271.3	>	129.11	Condición: OK

3.3.2. Resistencia a corte fuera del plano: (Artículo 22.5.5.1.c ACI 318-19)

La resistencia a corte perpendicular al plano del muro es tratada como una losa en una dirección. El corte en poca profundidad de una losa en una dirección, raramente controla el diseño.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad A_{cw} = b * d \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \leq 1.5; \alpha_c = 0.80 \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \geq 2.0; \alpha_c = 0.53$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
------------	---------	-----	--

3.3.2.1. Análisis en dirección del Sismo en X:

bx=	25.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis X.
Lx=	125.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis X.
dx=	19.25	cm	Peralte efectivo de sección.
Hm/Lm=	9.84		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente αc.
Acw=	2406.72	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	12.08	Tonf.	Cortante última perpendicular al plano en X.
Vc=	18.48	Tonf.	Resistencia nominal a corte perpendicular al plano.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVc=	15.71	Tonf.	Resistencia a corte perpendicular al plano.

Comprobación:

ØVc (Tonf.)	>	Vu (Tonf.)	
15.71	>	12.08	Condición: CUMPLE

3.3.2.2. Análisis en dirección del Sismo en Y:

by=	30.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis Y.
Ly=	222.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis Y.
dy=	24.25	cm	Peralte efectivo de sección.
Hm/Lm=	5.54		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente αc.
Acw=	5384.33	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	8.57	Tonf.	Cortante última perpendicular al plano en Y.
Vc=	41.35	Tonf.	Resistencia nominal a corte perpendicular al plano.

$\emptyset v =$	0.85	Factor de reducción por cortante
$\emptyset Vc =$	35.15	Tonf. Resistencia a corte perpendicular al plano.

Comprobación:

$\emptyset Vc$ (Tonf.)	>	V_u (Tonf.)	Condición: CUMPLE
35.15	>	8.57	

4. REQUERIMIENTOS DEL REFUERZO

4.1. Cuantías de refuerzo mínimas en dirección X: (Artículo 11.10.7 RNE E.060-09)

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, ρ_l y ρ_t , para muros estructurales dependen del valor:

$$V_{comp} = A_{cw} (0.27 \sqrt{f'c})$$

Vux=	15.45	Tonf.	Cortante última actuante.
bx=	25.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis X.
Lx=	125.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis X.
dx=	119.25	cm	Peralte efectivo de sección en dirección de análisis X.
Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Acw=	2981.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vcomp=	11.67	Tonf.	Cortante de comprobación. $[V_c/2]$
ph min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo horizontal mínima.
pv min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo vertical mínima.

4.1.1. Cuantía de refuerzo vertical ρ_v :

Utilizando=	\emptyset 5/8"	@ 0.15 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
ρ_v=	0.0106		Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

ρ_v	>	ρ_{min}	Condición: CUMPLE
0.0106	>	0.0025	

4.1.2. Cuantía de refuerzo horizontal ρ_h :

Utilizando=	\emptyset 3/8"	@ 0.15 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
ρ_h=	0.0038		Cuantía horizontal planteada.

Comprobación:

ρ_h	>	ρ_{min}	Condición: CUMPLE
0.0038	>	0.0025	

4.2. Cuantías de refuerzo mínimas en dirección Y: (Artículo 11.10.7 RNE E.060-09)

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, ρ_l y ρ_t , para muros estructurales dependen del valor:

$$V_{comp} = A_{cw} (0.27 \sqrt{f'c})$$

Vuy=	57.72	Tonf.	Cortante última actuante.
by=	30.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis Y.
Ly=	222.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis Y.

dy=	216.25	cm	Peralte efectivo de sección en dirección de análisis Y.
Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Acw=	6487.61	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vcomp=	25.38	Tonf.	Cortante de comprobación. $[V_c/2]$
ph min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo horizontal mínima.
pv min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo vertical mínima.

4.2.1. Cuantía de refuerzo vertical pv:

Utilizando=	Ø 5/8"	@ 0.15 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
pv=	0.0088		Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

pv	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0088	>	0.0025	

4.2.2. Cuantía de refuerzo horizontal ph:

Utilizando=	Ø 3/8"	@ 0.15 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
ph=	0.0032		Cuantía horizontal planteada.

Comprobación:

ph	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0032	>	0.0025	

4.3. Necesidad de distribución de acero en 2 capas: (Artículo 21.9.4.3 RNE E.060-09)

Debe usarse al menos 2 capas cuando $b \geq 20\text{cm}$ o cuando V_u exceda a: $A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Análisis en dirección X:

bx=	25.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis X.
Acw=	2981.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	15.45	Tonf.	Cortante última actuante.
Vcomp=	22.90	Tonf.	Cortante de comprobación. $V_{comp} = A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Análisis en dirección Y:

by=	30.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis Y.
Acw=	6487.61	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	57.72	Tonf.	Cortante última actuante.
Vcomp=	49.83	Tonf.	Cortante de comprobación. $V_{comp} = A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Comprobación 1:

b min (cm.)	>	20 (cm.)
25.00	>	20.00

Comprobación 2:

Vux (Tonf.)	<	Vcomp (Tonf.)
15.45	<	22.90

Comprobación 3:

Vuy (Tonf.)	>	Vcomp (Tonf.)
57.72	>	49.83

Condición: **Se debe usar acero en 2 capas.**

5. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

(Artículo 21.9.5.3 RNE E.060-09)

5.1. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE SECCIÓN TRANSVERSAL X

La fuerza cortante de diseño V_u se debe calcular por medio de:

$$V_u = V_{ua}(M_n/M_{ua}) \leq V_{ua}R$$

Vuax=	15.45	Tonf.	Cortante última actuante en dirección X.
Muax=	85.24	Tonf*m	Momento último actuante en dirección X.
Mn=	317.42	Tonf*m	Momento resistente nominal.
R=	6.00		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.
Mn/Mua=	3.72		Razón entre momento nominal y momento último.
Vu=	57.54	Tonf.	Fuerza cortante de diseño por capacidad.

5.1.1. Chequeo de resistencia a cortante máxima:

(Artículo 11.10.4 RNE E.060-09)

$$V_n \leq A_{cw}(2.60\sqrt{f'_c})$$

Acw=	2981.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vnmax=	115.35	Tonf.	Resistencia a cortante máxima nominal.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVmax=	98.05	Tonf.	Resistencia a corte máxima.

Comprobación:

ØVmax (Tn)	>	Vu (Tn)
98.05	>	57.54

Condición: **CUMPLE, Procede diseño.**

5.1.2. Resistencia a cortante:

$\phi V_n \geq V_u$ $V_n \geq V_c + V_s$ (Artículo 11.10.3 RNE E.060-09)

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'_c})$$

$$V_s = A_{cw}\rho_h f_y$$

$$V_n = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y)$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Lx=	125.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis X.
Hm/Lm=	9.84		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente de resistencia del concreto a cortante.
Acw=	2981.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
ρh=	0.0038		Cuantía horizontal en dirección de análisis X.
Vn=	70.31	Tonf.	Resistencia nominal a cortante del muro.
ØVn=	59.77	Tonf.	Resistencia a cortante del muro.

Comprobación:

ØVn (Tn)	>	Vu (Tn)
59.77	>	57.54

Condición: **CUMPLE**

5.2. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE SECCIÓN TRANSVERSAL Y

La fuerza cortante de diseño V_u se debe calcular por medio de:

$$V_u = V_{ua}(M_n/M_{ua}) \leq V_{ua}R$$

Vuay=	57.72	Tonf.	Cortante última actuante en dirección Y.
Muay=	346.91	Tonf*m	Momento último actuante en dirección Y.
Mn=	683.64	Tonf*m	Momento resistente nominal.
R=	6.00		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.
Mn/Mua=	1.97		Razón entre momento nominal y momento último.
Vu=	113.75	Tn	Fuerza cortante de diseño por capacidad.

5.2.1. Chequeo de resistencia a cortante máxima: (Artículo 11.10.4 RNE E.060-09)

$$V_n \leq A_{cw}(2.60\sqrt{f'_c})$$

Acw=	6487.61	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vnmax=	251.02	Tonf.	Resistencia a cortante máxima nominal.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVmax=	213.37	Tonf.	Resistencia a corte máxima.

Comprobación:

ØVmax (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE, Procede diseño.
213.37	>	113.75	

5.2.2. Resistencia a cortante: $\phi V_n \geq V_u$ $V_n \geq V_c + V_s$ (Artículo 11.10.3 RNE E.060-09)

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'_c}) \quad V_s = A_{cw}\rho_h f_y \quad V_n = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y)$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Ly=	222.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis Y.
Hm/Lm=	5.54		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente de resistencia del concreto a cortante.
Acw=	6487.61	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
ph=	0.0032		Cuantía horizontal en dirección de análisis Y.
Vn=	135.81	Tonf.	Resistencia nominal a cortante del muro.
ØVn=	115.44	Tonf.	Resistencia a cortante del muro.

Comprobación:

ØVn (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE
115.44	>	113.75	

6. ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE (Capítulo 21.9.7 RNE E.060-09)

$$c \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/H_m)} \quad f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6M_u}{b * L^2} \geq 0.2f'_c$$

6.1. ELEMENTOS DE BORDE EN DIRECCIÓN X

6.1.1. Necesidad de usar elementos especiales de borde: (Artículos 21.9.7.4-5 RNE E.060-09)

Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde sección crítica.
Lmx=	125.0	cm.	Longitud de muro en dirección de análisis X.

Hm/Lm=	9.84		Razón entre altura total y longitud de muro. CUMPLE
δu=	5.19	cm.	Desplazamiento de diseño. ($0.75 \cdot R \cdot \delta$ ó $0.85 \cdot R \cdot \delta$)
c der=	7.09	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo derecho.
c izq=	70.94	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo izquierdo.
c=	70.94	cm.	Mayor profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño.
$\delta u/Hm$=	0.0042		

Comprobación 1:

(Artículos 21.9.7.4(a) RNE E.060-09)

c	>	$L/(600\delta u/H)$
70.94	>	41.67

Comprobación 2:

(Artículos 21.9.7.5 RNE E.060-09)

f_{cu}	>	$0.2 \cdot f'c$
136.43	>	42.00

Condición: **Se necesitan elementos de borde.**

6.1.2. Extensión vertical del refuerzo transversal en SBE: (Artículo 21.9.7.4(b) RNE E.060-09)

Vuax=	15.45	Tonf.	Cortante última actuante en dirección X.
Muax=	85.24	Tonf*m	Momento último actuante en dirección X.
Mu/4Vu=	137.90	cm.	Razón entre momento nominal y 4*cortante última.
Lmx=	125.00	cm.	Longitud de muro en dirección de análisis X.
Ext.v=	137.90	cm.	Se extenderá el acero de refuerzo transversal encima y debajo de la sección crítica al menos 140cm.

6.1.3. Comprobación de espesor en elementos de borde: (Artículo 21.9.7.2 RNE E.060-09)

Cuando se requiera elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos será de 15 cm.

Extremo derecho:

b=	57.0	cm.	Espesor de elemento de borde propuesto.
-----------	------	-----	---

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
57.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

b=	25.0	cm.	Espesor de elemento de borde propuesto.
-----------	------	-----	---

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
25.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.4. Longitud de elementos de borde: (Artículo 21.9.7.6(a) RNE E.060-09)

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión al menos el mayor valor entre $c-0.1L_w$ y $c/2$.

Extremo derecho:

h=	30.00	cm.	Peralte de elemento de borde considerado.
c-0.1Lw=	0.00	cm.	
c/2=	3.54	cm.	Condición: CUMPLE

Extremo izquierdo:

h=	60.00	cm.
c-0.1Lw=	58.44	cm.
c/2=	35.47	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

6.1.5. Espaciamiento entre apoyos de barras longitudinales: (Artículo 21.6.4.3 RNE E.060-09)
El espaciamiento h_x entre barras longitudinales no debe exceder del menor de 35cm.

hx real=	10.00	cm.
hx max=	35.00	cm.

Espaciamiento real entre barras apoyadas lateralmente.

Comprobación:

hx real (cm)	<	hx max (cm)
10.00	<	35.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.6. Separación vertical del refuerzo transversal: (Artículo 21.6.4.2-5 RNE E.060-09)

Ø=	1	"
-----------	---	---

Mayor diámetro de barra utilizado en elem. de borde.

El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con el menor de:

a)	10.00	cm.
b)	17.50	cm.
d)	10.00	cm.

Tercera parte de la menor dimensión del SBE.

6 veces el máximo diámetro longitudinal.

10 cm.

Sv1=	10.00	cm.
-------------	-------	-----

Separación vertical dentro de longitud crítica.

Por encima de la longitud crítica del muro, la separación del refuerzo transversal será:

a)	25.40	cm.
b)	25.00	cm.

10 veces el máximo diámetro longitudinal.

25cm.

Sv2=	25.00	cm.
-------------	-------	-----

Separación vertical por encima de longitud crítica.

6.1.7. Área de refuerzo transversal para elementos de borde(Artículo 21.6.4.1(b) RNE E.060-09)

Extremo derecho:

r=	5.00	cm.
Ø=	Ø 3/8"	
Lbe=	25.00	cm.
bc1=	20.00	cm.

Recubrimiento de concreto.

Diámetro de acero en sección transversal.

Longitud de SBE medido desde cara en compresión.

Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).

bc2=	47.00	cm.
-------------	-------	-----

Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).

Ag=	1425.00	cm ²
Ach=	940.00	cm ²

Área bruta de concreto en elemento de borde. ($L_{be} \cdot b$)

Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [$A_{sh}/(s \cdot bc)$] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s \cdot bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	2.12	cm2.	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	3	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	0.90	cm2.	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Extremo izquierdo:

r=	5.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
Ø=	Ø 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	55.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	50.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	15.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	1375.00	cm2	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	750.00	cm2	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [Ash/(s*bc)] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.68	cm2.	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	1	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	2.25	cm2.	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	4	ramas	Número de ramas requeridas.

6.1.8. Desarrollo de ganchos estándar en tracción dentro de SBE(Artículo 12.5.1 RNE E.060-09)

La longitud de desarrollo ldh, debe ser la mayor de:

$$a) \left(\frac{0.075 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) db \quad b) 8d_b \quad c) 150mm$$

λ=	1.00	Concreto de peso normal.
ψe=	1.00	Barras sin recubrimiento epóxico.
a)	20.70	cm.
b)	7.62	cm.
c)	15.00	cm.

Ldh req=	20.70	cm.	Longitud de desarrollo en tracción requerida.
Ldh disp=	25.00	cm.	Longitud de desarrollo en tracción disponible.

Comprobación:

L _{dh} disp (cm)	>	L _{dh} req (cm)
25.00	>	20.70

Condición: **CUMPLE**

6.2. ELEMENTOS DE BORDE EN DIRECCIÓN Y

$$c \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/H_m)} \quad f_{cu} = \frac{P_u}{Ag} + \frac{6M_u}{b * L^2} \geq 0.2f'_c$$

6.2.1. Necesidad de usar elementos especiales de borde: (Artículos 21.9.7.4-5 RNE E.060-09)

H_m=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde sección crítica.
L_{my}=	222.0	cm.	Longitud de muro en dirección de análisis Y.
H_m/L_m=	5.54		Razón entre altura total y longitud de muro. CUMPLE
δ_u=	5.82	cm.	Desplazamiento de diseño. (0.75*R*δ ó 0.85*R*δ)
c der=	42.97	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo derecho.
c izq=	81.34	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo izquierdo.
c=	81.34	cm.	Mayor profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño.
δ_u/H_m=	0.0047		

Comprobación 1:

(Artículos 21.9.7.4(a) RNE E.060-09)

c	>	L/(600δ _u /H)
81.34	>	74.00

Comprobación 2:

(Artículos 21.9.7.5 RNE E.060-09)

f _{cu}	>	0.2*f'c
142.20	>	42.00

Condición: **Se necesitan elementos de borde.**

6.2.2. Extensión vertical del refuerzo transversal en SBE: (Artículo 21.9.7.4(b) RNE E.060-09)

V_{uay}=	57.72	Tonf.	Cortante última actuante en dirección X.
M_{uay}=	346.91	Tonf*m	Momento último actuante en dirección Y.
M_u/4V_u=	150.25	cm.	Razón entre momento nominal y 4*cortante última.
L_{my}=	222.00	cm.	Longitud de muro en dirección de análisis Y.
Ext.v=	222.00	cm.	Se extenderá el acero de refuerzo transversal encima y debajo de la sección crítica al menos 220cm.

6.2.3. Comprobación de espesor en elementos de borde: (Artículo 21.9.7.2 RNE E.060-09)

Cuando se requiera elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos será de 15 cm.

Extremo derecho:

b=	30.0	cm.	Espesor de elemento de borde propuesto.
-----------	------	-----	---

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
30.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

b=	30.0	cm.	Espesor de elemento de borde propuesto.
-----------	------	-----	---

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
30.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

6.2.4. Longitud de elementos de borde: (Artículo 21.9.7.6(a) RNE E.060-09)

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión al menos el mayor valor entre $c-0.1L_w$ y $c/2$.

Extremo derecho:

h=	57.00	cm.
c-0.1L_w=	20.77	cm.
c/2=	21.48	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

h=	60.00	cm.
c-0.1L_w=	59.14	cm.
c/2=	40.67	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

6.2.5. Espaciamiento entre apoyos de barras longitudinales: (Artículo 21.6.4.3 RNE E.060-09)

El espaciamiento h_x entre barras longitudinales no debe exceder del menor de 35cm.

h_x real=	6.50	cm.
h_x max=	35.00	cm.

Espaciamiento real entre barras apoyadas lateralmente.

Comprobación:

h _x real (cm)	<	h _x max (cm)
6.50	<	35.00

Condición: **CUMPLE**

6.2.6. Separación vertical del refuerzo transversal: (Artículo 21.6.4.2-5 RNE E.060-09)

Ø=	1	"
-----------	----------	---

Mayor diámetro de barra utilizado en elem. de borde.

El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con el menor de:

a)	10.00	cm.
b)	17.50	cm.
d)	10.00	cm.

Tercera parte de la menor dimensión del SBE.

6 veces el máximo diámetro longitudinal.

10 cm.

S_{v1}=	10.00	cm.
------------------------	--------------	-----

Separación vertical dentro de longitud crítica.

Por encima de la longitud crítica del muro, la separación del refuerzo transversal será:

a)	25.40	cm.
b)	25.00	cm.

10 veces el máximo diámetro longitudinal.

25cm.

S_{v2}=	25.00	cm.
------------------------	--------------	-----

Separación vertical por encima de longitud crítica.

6.2.7. Área de refuerzo transversal para elementos de borde(Artículo 21.6.4.1(b) RNE E.060-09)

Extremo derecho:

r=	5.00	cm.
Ø=	Ø 3/8"	
L_{be}=	52.00	cm.
bc1=	47.00	cm.

Recubrimiento de concreto.

Diámetro de acero en sección transversal.

Longitud de SBE medido desde cara en compresión.

Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).

bc2=	20.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	1560.00	cm2	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	940.00	cm2	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [Ash/(s*bc)] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.90	cm2.	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	2.12	cm2.	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	3	ramas	Número de ramas requeridas.

Extremo izquierdo:

r=	5.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
Ø=	Ø 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	55.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	50.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	20.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	1650.00	cm2	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	1000.00	cm2	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [Ash/(s*bc)] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.90	cm2.	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	2.25	cm2.	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	4	ramas	Número de ramas requeridas.

6.2.8. Desarrollo de ganchos estándar en tracción dentro de SBE(Artículo 12.5.1 RNE E.060-09)

La longitud de desarrollo l_{dh} , debe ser la mayor de:

$$a) \left(\frac{0.075 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \qquad b) 8d_b \qquad c) 150mm$$

$\lambda =$	1.00
$\psi_e =$	1.00

Concreto de peso normal.
Barras sin recubrimiento epóxico.

a)	20.70	cm.
b)	7.62	cm.
c)	15.00	cm.
Ldh req=	20.70	cm.

Longitud de desarrollo en tracción requerida.

Ldh disp=	52.00	cm.
------------------	--------------	------------

Longitud de desarrollo en tracción disponible.

Comprobación:

Ldh disp (cm)	>	Ldh req (cm)
52.00	>	20.70

Condición: **CUMPLE**

DISEÑO DE PLACA (BL-1) PL-3 (30X145)

1. DATOS DE GEOMETRÍA Y MATERIALES

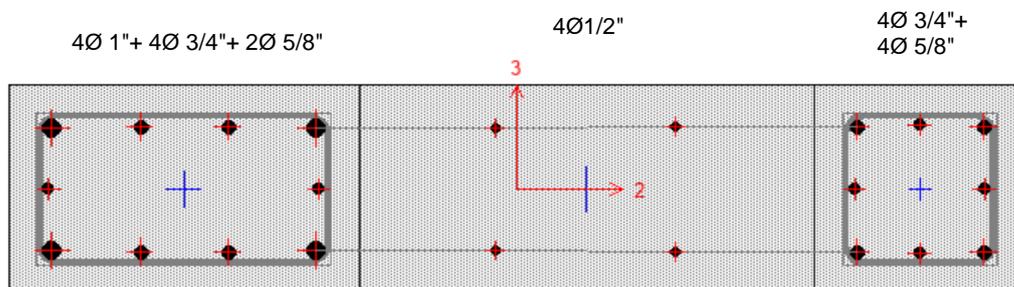
Lm=	145.0	cm.	Longitud de muro.
b=	30.0	cm	Espesor de muro.
Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
hm=	490.0	cm	Altura libre no soportada en el primer nivel del muro.
f'c =	210.0	Kg/cm ²	Resistencia de concreto a compresión.
fy =	4200.0	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
R=	6.0		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

1.1. Comprobación de espesor mínimo de muro: (Artículo 14.5.3.1 RNE E.060-09)

a) hreq=	5.80	cm.	[Min(Lm,hm)/25]
b) hreq=	10.00	cm.	[10cm]
hreq=	10.00	cm.	[Máx(a,b)]

t (cm.)	>	hreq (cm.)	Condición: Espesor de muro adecuado.
30.00	>	10.00	

1.2. Propuesta de disposición de acero de refuerzo en sección:



2. CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y ANÁLISIS DEL MURO

2.1. DEMANDA DE ELEMENTO:

Obteniendo las cargas de sollicitación del muro:

Nivel	Caso	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	CM	-60.901	-0.277	-0.004	0.000	-2.867
PISO 1	CV	-16.808	0.024	0.001	0.000	-0.524
PISO 1	SSX Max	11.450	1.518	0.080	0.000	6.532
PISO 1	SSY Max	23.324	17.421	0.010	0.000	81.878

CARGA MUERTA =	60.901	Tonf.
CARGA VIVA =	16.808	Tonf.

2.2. COMBINACIONES DE DISEÑO

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en el Capítulo 9.2 RNE E.060-09.

$U1 = 1.4CM + 1.7CV$	(Artículo 9.2.1 RNE E.060-09)
$U2 = 1.25(CM + CV) + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U3 = 1.25(CM + CV) - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U4 = 0.9CM + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U5 = 0.9CM - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)

COMBINACIONES DE DISEÑO E.0-60 RNE

	COMB	COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P	V2	V3	M2	M3
SISMO XX	U1	113.835	-0.347	-0.004	0.000	-4.905
	U2	108.587	1.202	0.075	0.000	2.293
	U3	85.686	-1.834	-0.084	0.000	-10.771
	U4	66.262	1.269	0.076	0.000	3.952
	U5	43.361	-1.767	-0.083	0.000	-9.113
SISMO YY	U2	120.460	17.105	0.006	0.000	77.639
	U3	73.813	-17.737	-0.014	0.000	-86.117
	U4	78.135	17.172	0.006	0.000	79.298
	U5	31.488	-17.671	-0.014	0.000	-84.459

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO XX

	COMBINACIONES	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
SISMO XX POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	113.835	0.000	-4.905
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	108.587	0.000	2.293
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	85.686	0.000	-10.771
	U4=0.9CM+SISXX	66.262	0.000	3.952
	U5=0.9CM-SISXX	43.361	0.000	-9.113
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	108.587	0.000	-2.293
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	85.686	0.000	10.771
	U4=0.9CM+SISXX	66.262	0.000	-3.952
	U5=0.9CM-SISXX	43.361	0.000	9.113

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO YY

	COMBINACIONES	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
SISMO YY POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	113.835	0.000	-4.905
	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	120.460	0.000	77.639
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	73.813	0.000	-86.117
	U4=0.9CM+SISYY	78.135	0.000	79.298
	U5=0.9CM-SISYY	31.488	0.000	-84.459
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	120.460	0.000	-77.639
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	73.813	0.000	86.117
	U4=0.9CM+SISYY	78.135	0.000	-79.298
	U5=0.9CM-SISYY	31.488	0.000	84.459

3. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN CARGA AXIAL Y MOMENTO

Se realizará el diseño del muro por flexocompresión generando diagramas de Interacción y se comparará con las cargas solicitadas por la estructura:

3.1. Generando diagramas de interacción:

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 3-3

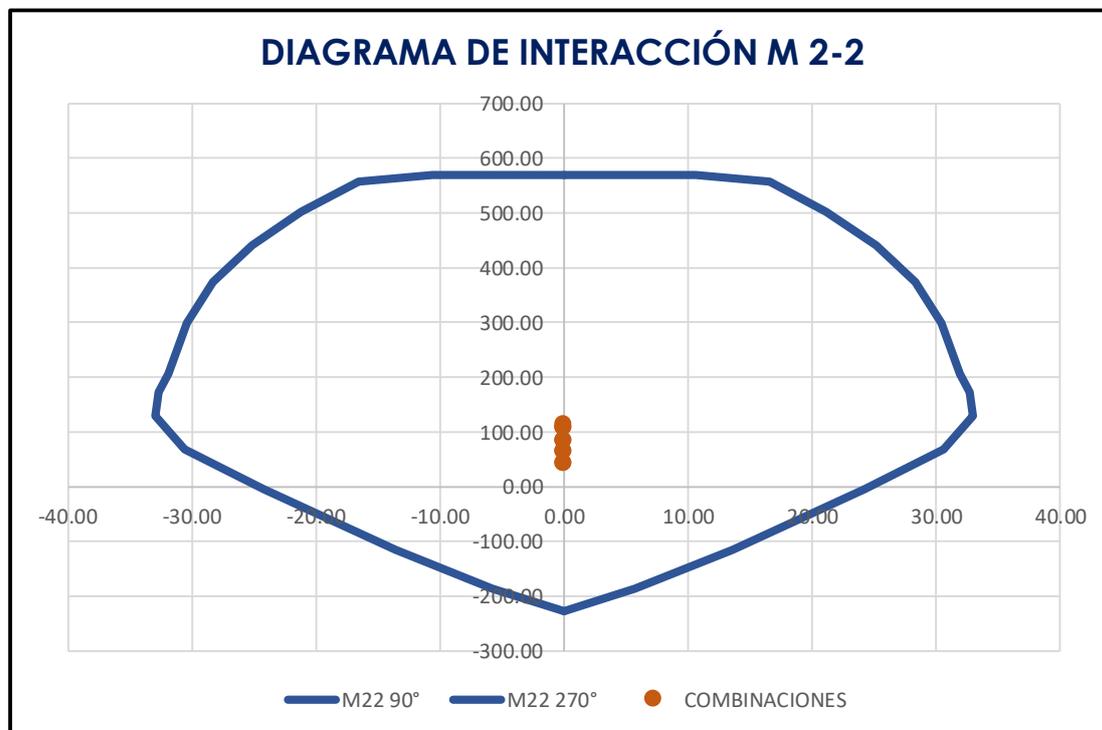
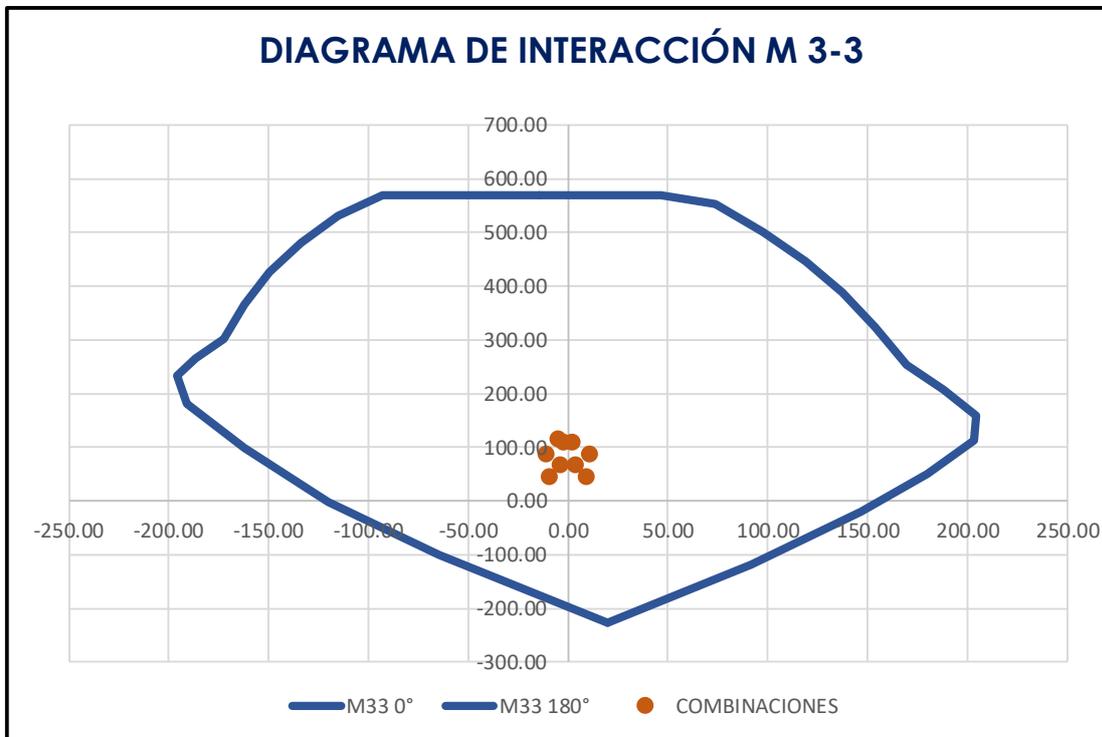
PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	570.57	-14.72	570.57	-14.72
2	570.57	46.59	570.57	-67.14
3	553.74	73.83	570.57	-93.13
4	501.59	97.81	531.73	-115.03
5	446.02	119.04	479.92	-133.81
6	388.32	137.23	425.62	-149.34
7	324.08	153.90	366.78	-161.97
8	252.71	169.68	301.55	-172.22
9	206.99	188.33	265.87	-186.85
10	159.35	204.49	233.87	-196.03
11	112.61	203.64	181.40	-191.09
12	49.69	179.73	99.58	-162.10
13	-20.06	146.79	-1.62	-119.98
14	-119.23	91.69	-101.11	-64.44
15	-227.79	19.77	-227.79	19.77

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 2-2

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	570.57	0.00	570.57	0.00
2	570.57	10.64	570.57	-10.64
3	557.67	16.55	557.67	-16.55
4	502.51	21.17	502.51	-21.17
5	440.94	25.14	440.94	-25.14
6	374.80	28.29	374.80	-28.29
7	298.61	30.42	298.61	-30.42
8	206.24	31.87	206.24	-31.87
9	171.79	32.70	171.80	-32.70
10	129.21	32.96	129.21	-32.96
11	67.09	30.59	67.09	-30.59
12	-4.40	24.21	-4.40	-24.21
13	-115.12	13.60	-115.12	-13.60
14	-187.19	5.74	-187.19	-5.74
15	-227.79	0.00	-227.79	0.00

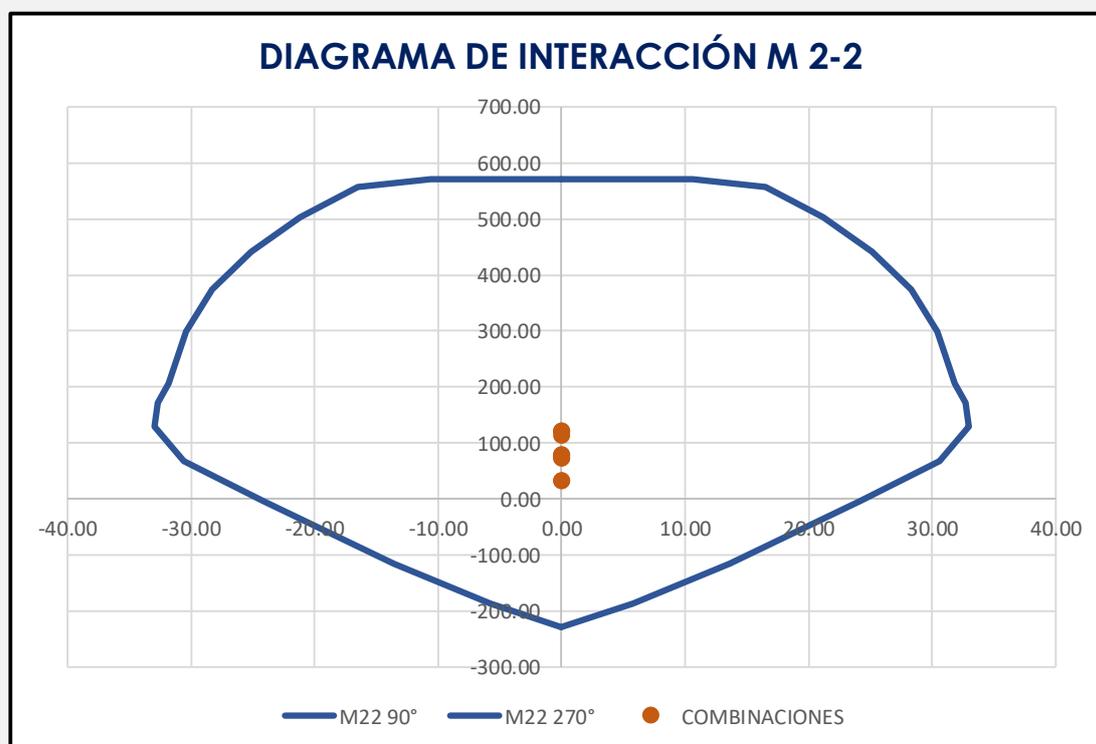
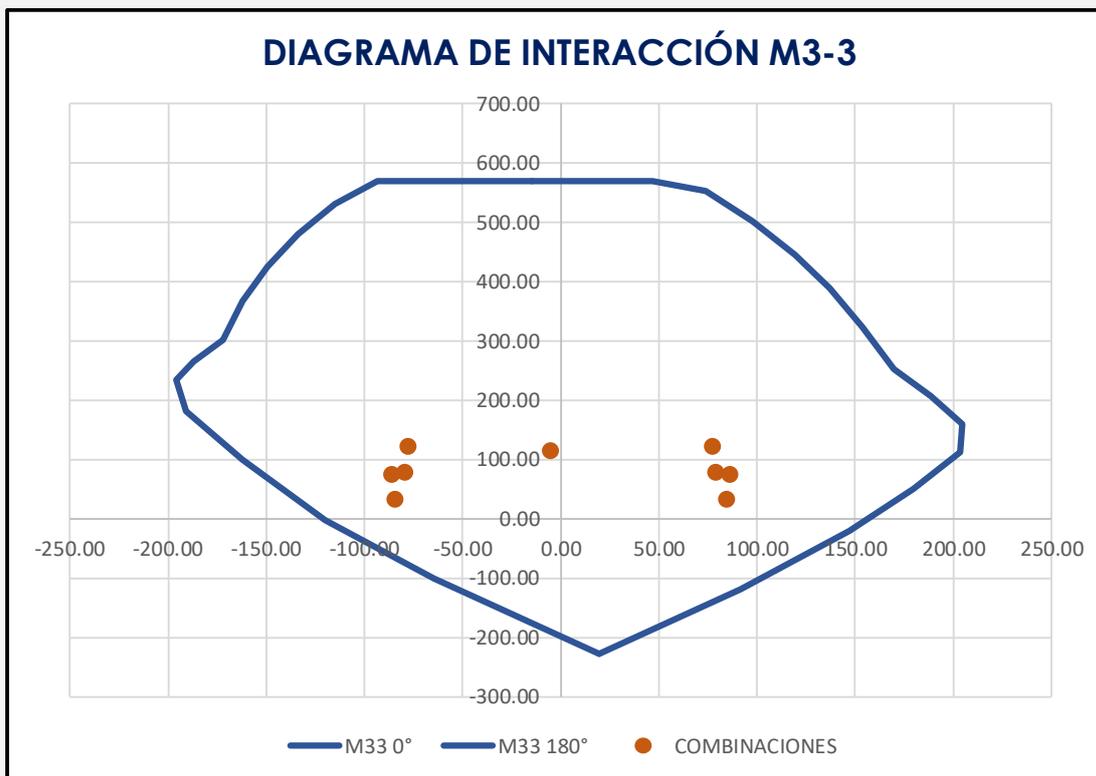
3.2. Comprobación por flexocompresión en diagrama de interacción (Paralelo y perpendicular al plano):

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN X



Se puede apreciar que el muro de sección PL-3 (30X145) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en X.

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN Y



Se puede apreciar que el muro de sección PL-3 (30X145) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en Y.

3.3. Comprobaciones por fuerza axial y cortante perpendicular al plano:

3.3.1. Resistencia axial máxima a compresión: (Artículo 10.3.6.2 RNE E.060-09)

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}$$

Ag=	4350.00	cm2	Área de la sección transversal del muro.
Ast=	60.22	cm2	Área total del refuerzo longitudinal.
Pu=	120.46	Tonf.	Carga axial última actuante.
Pn=	814.92	Tonf.	Resistencia axial máxima nominal.
Øc=	0.70		Factor de reducción por compresión
ØPn=	570.44	Tonf.	Resistencia axial máxima.

Comprobación:

ØPn (Tonf.)	>	Pu (Tonf.)	Condición: CUMPLE
570.4	>	120.46	

3.3.2. Resistencia a corte perpendicular al plano: (Artículo 11.10.5 RNE E.060-09)

La resistencia a corte perpendicular al plano del muro es tratada como una losa en una dirección. El corte en poca profundidad de una losa en una dirección, raramente controla el diseño.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad A_{cw} = b * d \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \leq 1.5; \alpha_c = 0.80 \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \geq 2.0; \alpha_c = 0.53$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Lm=	145.00	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	8.48		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente αc.

b=	30.00	cm	Espesor de muro.
d=	24.41	cm	Peralte efectivo de sección.
Acw=	3539.81	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	0.08	Tonf.	Cortante última perpendicular al plano.
Vc=	27.19	Tonf.	Resistencia nominal a corte perpendicular al plano.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVc=	23.11	Tonf.	Resistencia a corte perpendicular al plano.

Comprobación:

ØVc (Tonf.)	>	Vu (Tonf.)	Condición: CUMPLE
23.11	>	0.08	

4. REQUERIMIENTOS DEL REFUERZO

4.1. Cuantías de refuerzo mínimas: (Artículo 11.10.7 RNE E.060-09)

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, pl ypt, para muros estructurales dependen del valor:

$$V_{comp} = A_{cw}(0.27\sqrt{f'_c})$$

Vu=	17.74	Tonf.	Cortante última actuante.
b=	30.00	cm	Espesor de muro.
Lw=	145.00	cm	Longitud de muro.
d=	139.41	cm	Peralte efectivo de sección.

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Acw=	4182.38	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vcomp=	16.36	Tonf.	Cortante de comprobación. $[V_c/2]$
ph min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo horizontal mínima.
pv min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo vertical mínima.

4.1.1. Cuantía de refuerzo vertical pv:

Utilizando=	Ø 1/2"	@ 0.25 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
pv=	0.0034		Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

pv	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0034	>	0.0025	

4.1.2. Cuantía de refuerzo horizontal ph:

Utilizando=	Ø 3/8"	@ 0.15 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
ph=	0.0032		Cuantía horizontal planteada.

Comprobación:

ph	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0032	>	0.0025	

4.2. Necesidad de distribución de acero en 2 capas: (Artículo 21.9.4.3 RNE E.060-09)

Debe usarse al menos 2 capas cuando $b \geq 20\text{cm}$ o cuando V_u exceda a: $A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

b=	30.00	cm	Espesor de muro.
Acw=	4182.38	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	17.74	Tonf.	Cortante última actuante.
Vcomp=	32.12	Tonf.	Cortante de comprobación. $V_{comp} = A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Comprobación 1:

b (cm.)	>	20 (cm.)
30.00	>	20.00

Comprobación 2:

Vu (Tonf.)	<	Vcomp (Tonf.)	Condición: Se debe usar acero en 2 capas.
17.74	<	32.12	

5. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE (Artículo 21.9.5.3 RNE E.060-09)

5.1. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE EN SECCIÓN TRANSVERSAL

La fuerza cortante de diseño V_u se debe calcular por medio de:

$$V_u = V_{ua}(M_n/M_{ua}) \leq V_{ua}R$$

Vua=	17.74	Tonf.	Cortante última actuante.
Mua=	86.12	Tonf*m	Momento último actuante.
Mn=	206.89	Tonf*m	Momento resistente nominal.
R=	6.00		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

Mn/Mua=	2.40	Razón entre momento nominal y momento último.
Vu=	42.61	Tonf. Fuerza cortante de diseño por capacidad.

5.1.1. Chequeo de resistencia a cortante máxima: (Artículo 11.10.4 RNE E.060-09)

$$V_n \leq A_{cw}(2.60\sqrt{f'c})$$

Acw=	4182.38	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vnmax=	157.58	Tonf.	Resistencia a cortante máxima nominal.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVmax=	133.94	Tonf.	Resistencia a corte máxima.

Comprobación:

ØVmax (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE, Procede diseño.
133.94	>	42.61	

5.1.2. Resistencia a cortante: $\delta V_n \geq V_u$ $V_n \geq V_c + V_s$ (Artículo 11.10.3 RNE E.060-09)

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'c}) \quad V_s = A_{cw}\rho_h f_y \quad V_n = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'c} + \rho_h f_y)$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Lm=	145.00	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	8.48		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente de resistencia del concreto a cortante.
Acw=	4182.38	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
ρh=	0.0032		Cuantía horizontal.
Vn=	87.55	Tonf.	Resistencia nominal a cortante del muro.
ØVn=	74.42	Tonf.	Resistencia a cortante del muro.

Comprobación:

ØVn (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE
74.42	>	42.61	

6. ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE (Capítulo 21.9.7 RNE E.060-09)

$$c \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/H_m)} \quad f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6M_u}{b * L^2} \geq 0.2f'_c$$

6.1. ELEMENTOS DE BORDE

6.1.1. Necesidad de usar elementos especiales de borde: (Artículos 21.9.7.4-5 RNE E.060-09)

Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde sección crítica.
Lm=	145.0	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	8.48		Razón entre altura total y longitud de muro. CUMPLE
δu=	5.32	cm.	Desplazamiento de diseño. (0.75*R*δ ó 0.85*R*δ)
c der=	38.44	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo derecho.
c izq=	34.62	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo izquierdo.
c=	38.44	cm.	Mayor profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño.
δu/Hm=	0.0043		

Comprobación 1:

(Artículos 21.9.7.4(a) RNE E.060-09)

c	<	L/(600δu/H)
38.44	<	48.33

Comprobación 2:

(Artículos 21.9.7.5 RNE E.060-09)

f_{cu}	>	$0.2 \cdot f'_c$
98.89	>	42.00

Condición: **Se necesitan elementos de borde.**

6.1.2. Extensión vertical del refuerzo transversal en SBE: (Artículo 21.9.7.4(b) RNE E.060-09)

Vu=	17.74	Tonf.
Mu=	86.12	Tonf*m
Mu/4Vu=	121.38	cm.
Lm=	145.00	cm.

Cortante última actuante.

Momento último actuante.

Razón entre momento nominal y 4*cortante última.

Longitud de muro.

Ext.v=	145.00	cm.
---------------	--------	-----

Se extenderá el acero de refuerzo transversal encima y debajo de la sección crítica al menos 145cm.

6.1.3. Comprobación de espesor en elementos de borde: (Artículo 21.9.7.2 RNE E.060-09)

Cuando se requiera elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos será de 15 cm.

Extremo derecho:

b=	30.0	cm.
-----------	------	-----

Espesor de elemento de borde propuesto.

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
30.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

b=	30.0	cm.
-----------	------	-----

Espesor de elemento de borde propuesto.

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
30.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.4. Longitud de elementos de borde:

(Artículo 21.9.7.6(a) RNE E.060-09)

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión al menos el mayor valor entre $c-0.1L_w$ y $c/2$.

Extremo derecho:

h=	30.00	cm.
c-0.1Lw=	23.94	cm.
c/2=	19.22	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

h=	50.00	cm.
c-0.1Lw=	20.12	cm.
c/2=	17.31	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

6.1.5. Espaciamiento entre apoyos de barras longitudinales: (Artículo 21.6.4.3 RNE E.060-09)

El espaciamiento h_x entre barras longitudinales no debe exceder del menor de 35cm.

hx real=	7.00	cm.
hx max=	35.00	cm.

Espaciamiento real entre barras apoyadas lateralmente.

Comprobación:

hx real (cm)	<	hx max (cm)
7.00	<	35.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.6. Separación vertical del refuerzo transversal: (Artículo 21.6.4.2-5 RNE E.060-09)

$\varnothing=$	1	"	Mayor diámetro de barra utilizado en elem. de borde.
----------------	----------	---	--

El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con el menor de:

a)	10.00	cm.	Tercera parte de la menor dimensión del SBE.
b)	15.24	cm.	6 veces el máximo diámetro longitudinal.
d)	10.00	cm.	10 cm.

Sv1=	10.00	cm.	Separación vertical dentro de longitud crítica.
-------------	--------------	-----	---

Por encima de la longitud crítica del muro, la separación del refuerzo transversal será:

a)	25.40	cm.	10 veces el máximo diámetro longitudinal.
b)	25.00	cm.	25cm.
Sv2=	25.00	cm.	Separación vertical por encima de longitud crítica.

6.1.7. Área de refuerzo transversal para elementos de borde (Artículo 21.6.4.1(b) RNE E.060-09)

Extremo derecho:

r=	4.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
$\varnothing=$	\varnothing 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	26.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	22.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	22.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	780.00	cm ²	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	484.00	cm ²	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal $[A_{sh}/(s*bc)]$ para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	---------------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.99	cm ² .	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	0.99	cm ² .	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Extremo izquierdo:

r=	4.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
-----------	-------------	-----	----------------------------

Ø=	Ø 3/8"	Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	46.00 cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	42.00 cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	22.00 cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	1380.00 cm ²	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	924.00 cm ²	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [Ash/(s*bc)] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.99 cm ² .	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2 ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	1.89 cm ² .	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	3 ramas	Número de ramas requeridas.

6.1.8. Desarrollo de ganchos estándar en tracción dentro de SBE(Artículo 12.5.1 RNE E.060-09)

La longitud de desarrollo ldh, debe ser la mayor de:

$$a) \left(\frac{0.075 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad b) 8d_b \quad c) 150mm$$

λ=	1.00	Concreto de peso normal.
ψe=	1.00	Barras sin recubrimiento epóxico.

a)	20.70 cm.
b)	7.62 cm.
c)	15.00 cm.

Ldh req=	20.70 cm.	Longitud de desarrollo en tracción requerida.
-----------------	-----------	---

Ldh disp=	22.00 cm.	Longitud de desarrollo en tracción disponible.
------------------	-----------	--

Comprobación:

Ldh disp (cm)	>	Ldh req (cm)	
22.00	>	20.70	Condición: CUMPLE

DISEÑO DE PLACA (BL-1) PL-4 (30X152)

1. DATOS DE GEOMETRÍA Y MATERIALES

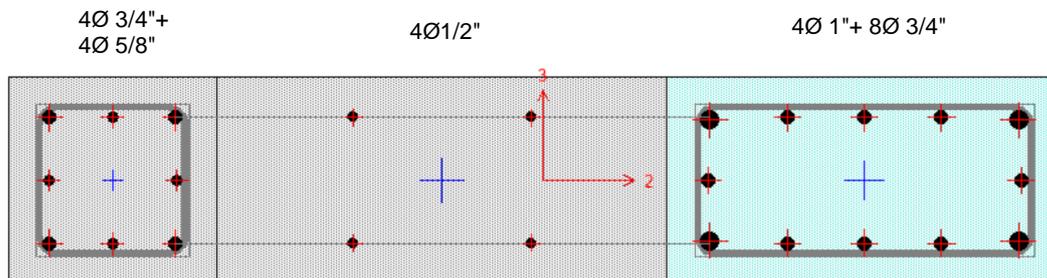
Lm=	152.0	cm.	Longitud de muro.
b=	30.0	cm	Espesor de muro.
Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
hm=	490.0	cm	Altura libre no soportada en el primer nivel del muro.
f'c =	210.0	Kg/cm ²	Resistencia de concreto a compresión.
fy =	4200.0	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
R=	6.0		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

1.1. Comprobación de espesor mínimo de muro: (Artículo 14.5.3.1 RNE E.060-09)

a) hreq=	6.08	cm.	[Min(Lm,hm)/25]
b) hreq=	10.00	cm.	[10cm]
hreq=	10.00	cm.	[Máx(a,b)]

t (cm.)	>	hreq (cm.)	Condición: Espesor de muro adecuado.
30.00	>	10.00	

1.2. Propuesta de disposición de acero de refuerzo en sección:



2. CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y ANÁLISIS DEL MURO

2.1. DEMANDA DE ELEMENTO:

Obteniendo las cargas de sollicitación del muro:

Nivel	Caso	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	CM	-44.259	0.803	0.002	0.000	-0.898
PISO 1	CV	-10.939	0.185	0.000	0.000	-0.292
PISO 1	SSX Max	8.490	1.640	0.183	0.000	7.267
PISO 1	SSY Max	21.752	18.979	0.013	0.000	91.392

CARGA MUERTA =	44.259	Tonf.
CARGA VIVA =	10.939	Tonf.

2.2. COMBINACIONES DE DISEÑO

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en el Capítulo 9.2 RNE E.060-09.

$U1 = 1.4CM + 1.7CV$	(Artículo 9.2.1 RNE E.060-09)
$U2 = 1.25(CM + CV) + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U3 = 1.25(CM + CV) - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U4 = 0.9CM + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U5 = 0.9CM - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)

COMBINACIONES DE DISEÑO E.0-60 RNE

	COMB	COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P	V2	V3	M2	M3
SISMO XX	U1	80.557	1.438	0.003	0.000	-1.753
	U2	77.487	2.874	0.186	0.000	5.780
	U3	60.506	-0.406	-0.181	0.000	-8.754
	U4	48.323	2.362	0.185	0.000	6.459
	U5	31.342	-0.917	-0.182	0.000	-8.075
SISMO YY	U2	90.748	20.213	0.016	0.000	89.905
	U3	47.244	-17.744	-0.011	0.000	-92.879
	U4	61.585	19.701	0.014	0.000	90.583
	U5	18.080	-18.256	-0.012	0.000	-92.200

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO XX

	COMBINACIONES	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
SISMO XX POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	80.557	0.000	-1.753
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	77.487	0.000	5.780
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	60.506	0.000	-8.754
	U4=0.9CM+SISXX	48.323	0.000	6.459
	U5=0.9CM-SISXX	31.342	0.000	-8.075
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	77.487	0.000	-5.780
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	60.506	0.000	8.754
	U4=0.9CM+SISXX	48.323	0.000	-6.459
	U5=0.9CM-SISXX	31.342	0.000	8.075

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO YY

	COMBINACIONES	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
SISMO YY POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	80.557	0.000	-1.753
	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	90.748	0.000	89.905
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	47.244	0.000	-92.879
	U4=0.9CM+SISYY	61.585	0.000	90.583
	U5=0.9CM-SISYY	18.080	0.000	-92.200
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	90.748	0.000	-89.905
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	47.244	0.000	92.879
	U4=0.9CM+SISYY	61.585	0.000	-90.583
	U5=0.9CM-SISYY	18.080	0.000	92.200

3. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN CARGA AXIAL Y MOMENTO

Se realizará el diseño del muro por flexocompresión generando diagramas de Interacción y se comparará con las cargas solicitadas por la estructura:

3.1. Generando diagramas de interacción:

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 3-3

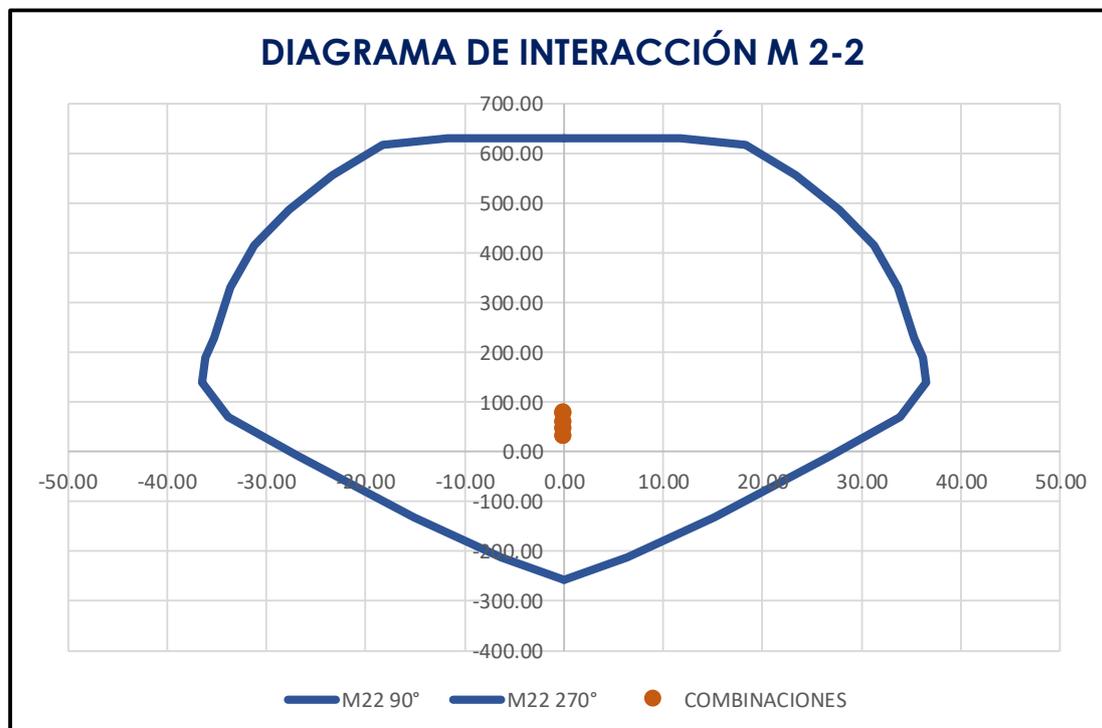
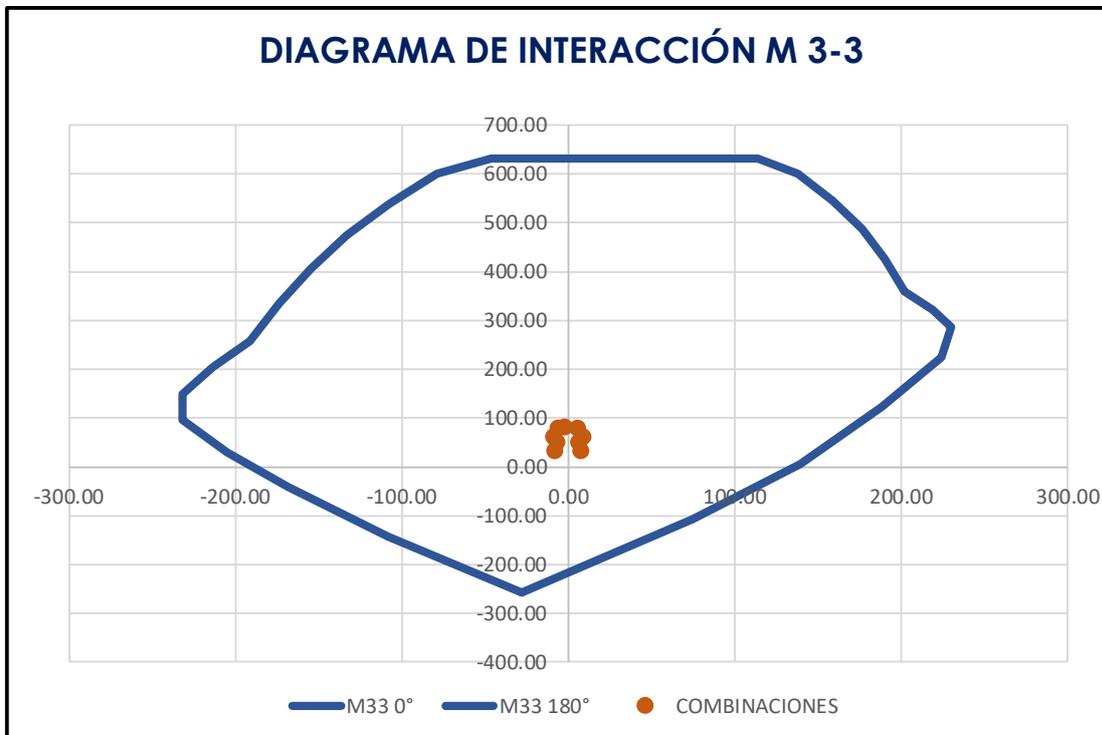
PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	631.40	27.34	631.40	27.34
2	631.40	85.04	631.40	-45.85
3	631.40	113.72	601.44	-78.92
4	600.08	138.09	539.58	-107.84
5	546.09	159.18	474.57	-132.98
6	488.62	176.40	406.29	-154.63
7	426.75	190.59	335.37	-173.48
8	358.68	202.23	256.56	-191.55
9	322.78	219.14	204.08	-213.24
10	287.47	230.21	148.22	-231.50
11	224.82	224.40	95.30	-231.66
12	123.25	188.79	29.96	-205.15
13	6.00	139.36	-42.05	-168.66
14	-107.31	74.44	-143.85	-108.02
15	-257.11	-27.95	-257.11	-27.95

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 2-2

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	631.40	0.00	631.40	0.00
2	631.40	11.76	631.40	-11.76
3	616.68	18.27	616.68	-18.27
4	555.94	23.34	555.94	-23.34
5	487.67	27.74	487.67	-27.74
6	414.23	31.23	414.23	-31.23
7	330.26	33.66	330.26	-33.66
8	227.34	35.30	227.34	-35.30
9	188.45	36.19	188.45	-36.19
10	139.79	36.48	139.79	-36.48
11	69.62	33.90	69.62	-33.90
12	-8.98	26.88	-8.98	-26.88
13	-131.54	15.12	-131.54	-15.12
14	-212.32	6.33	-212.32	-6.33
15	-257.11	0.00	-257.11	0.00

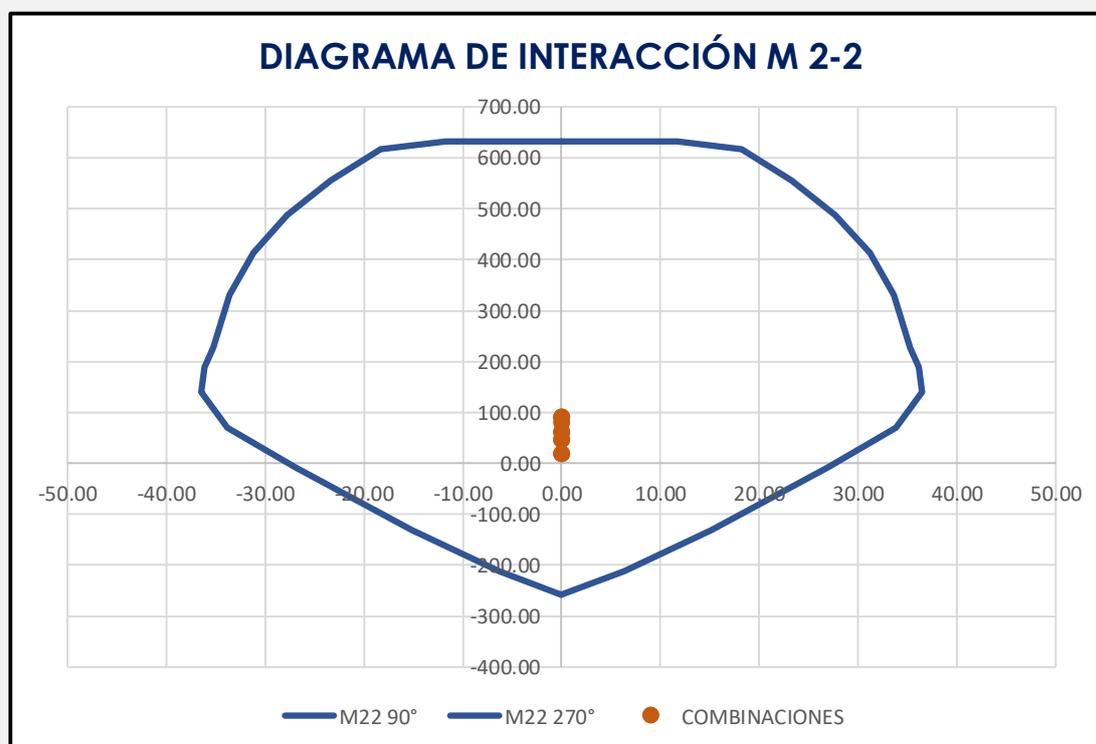
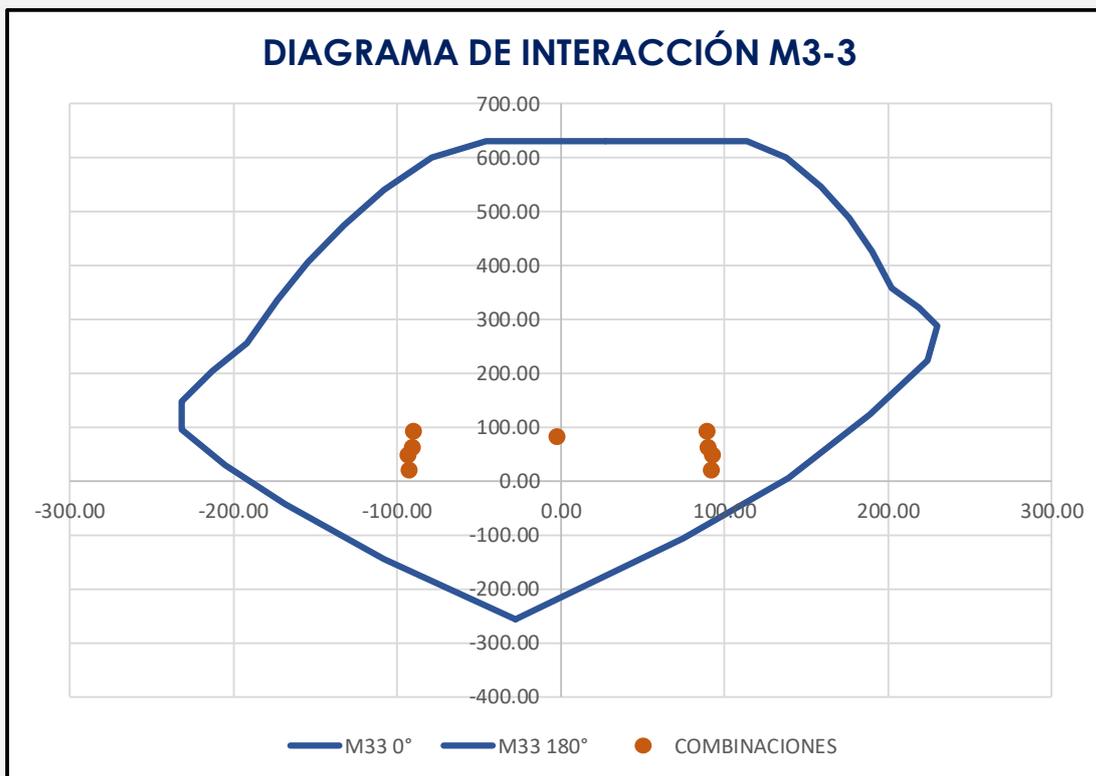
3.2. Comprobación por flexocompresión en diagrama de interacción (Paralelo y perpendicular al plano):

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN X



Se puede apreciar que el muro de sección PL-4 (30X152) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en X.

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN Y



Se puede apreciar que el muro de sección PL-4 (30X152) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en Y.

3.3. Comprobaciones por fuerza axial y cortante perpendicular al plano:

3.3.1. Resistencia axial máxima a compresión: (Artículo 10.3.6.2 RNE E.060-09)

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}$$

Ag=	4560.00	cm ²	Área de la sección transversal del muro.
Ast=	67.60	cm ²	Área total del refuerzo longitudinal.
Pu=	90.75	Tonf.	Carga axial última actuante.
Pn=	868.65	Tonf.	Resistencia axial máxima nominal.
Øc=	0.70		Factor de reducción por compresión

ØPn=	608.06	Tonf.	Resistencia axial máxima.
-------------	--------	-------	---------------------------

Comprobación:

ØPn (Tonf.)	>	Pu (Tonf.)	Condición: CUMPLE
608.1	>	90.75	

3.3.2. Resistencia a corte perpendicular al plano: (Artículo 11.10.5 RNE E.060-09)

La resistencia a corte perpendicular al plano del muro es tratada como una losa en una dirección. El corte en poca profundidad de una losa en una dirección, raramente controla el diseño.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad A_{cw} = b * d \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \leq 1.5; \alpha_c = 0.80 \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \geq 2.0; \alpha_c = 0.53$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Lm=	152.00	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	8.09		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente αc.

b=	30.00	cm	Espesor de muro.
d=	24.41	cm	Peralte efectivo de sección.
Acw=	3710.70	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	0.19	Tonf.	Cortante última perpendicular al plano.
Vc=	28.50	Tonf.	Resistencia nominal a corte perpendicular al plano.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante

ØVc=	24.22	Tonf.	Resistencia a corte perpendicular al plano.
-------------	-------	-------	---

Comprobación:

ØVc (Tonf.)	>	Vu (Tonf.)	Condición: CUMPLE
24.22	>	0.19	

4. REQUERIMIENTOS DEL REFUERZO

4.1. Cuantías de refuerzo mínimas: (Artículo 11.10.7 RNE E.060-09)

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, pl ypt, para muros estructurales dependen del valor:

$$V_{comp} = A_{cw}(0.27\sqrt{f'_c})$$

Vu=	20.21	Tonf.	Cortante última actuante.
b=	30.00	cm	Espesor de muro.
Lw=	152.00	cm	Longitud de muro.
d=	146.41	cm	Peralte efectivo de sección.

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Acw=	4392.38	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vcomp=	17.19	Tonf.	Cortante de comprobación. $[V_c/2]$
ph min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo horizontal mínima.
pv min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo vertical mínima.

4.1.1. Cuantía de refuerzo vertical pv:

Utilizando=	Ø 1/2"	@ 0.25 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
pv=	0.0034		Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

pv	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0034	>	0.0025	

4.1.2. Cuantía de refuerzo horizontal ph:

Utilizando=	Ø 3/8"	@ 0.15 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
ph=	0.0032		Cuantía horizontal planteada.

Comprobación:

ph	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0032	>	0.0025	

4.2. Necesidad de distribución de acero en 2 capas: (Artículo 21.9.4.3 RNE E.060-09)

Debe usarse al menos 2 capas cuando $b \geq 20\text{cm}$ o cuando V_u exceda a: $A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

b=	30.00	cm	Espesor de muro.
Acw=	4392.38	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	20.21	Tonf.	Cortante última actuante.
Vcomp=	33.74	Tonf.	Cortante de comprobación. $V_{comp} = A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Comprobación 1:

b (cm.)	>	20 (cm.)
30.00	>	20.00

Comprobación 2:

Vu (Tonf.)	<	Vcomp (Tonf.)	Condición: Se debe usar acero en 2 capas.
20.21	<	33.74	

5. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE (Artículo 21.9.5.3 RNE E.060-09)

5.1. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE EN SECCIÓN TRANSVERSAL

La fuerza cortante de diseño V_u se debe calcular por medio de:

$$V_u = V_{ua}(M_n/M_{ua}) \leq V_{ua}R$$

Vua=	20.21	Tonf.	Cortante última actuante.
Mua=	89.90	Tonf*m	Momento último actuante.
Mn=	233.98	Tonf*m	Momento resistente nominal.
R=	6.00		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

Mn/Mua=	2.60	Razón entre momento nominal y momento último.
Vu=	52.60	Tonf. Fuerza cortante de diseño por capacidad.

5.1.1. Chequeo de resistencia a cortante máxima: (Artículo 11.10.4 RNE E.060-09)

$$V_n \leq A_{cw}(2.60\sqrt{f'c})$$

Acw=	4392.38	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vnmax=	165.49	Tonf.	Resistencia a cortante máxima nominal.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVmax=	140.67	Tonf.	Resistencia a corte máxima.

Comprobación:

ØVmax (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE, Procede diseño.
140.67	>	52.60	

5.1.2. Resistencia a cortante: $\delta V_n \geq V_u$ $V_n \geq V_c + V_s$ (Artículo 11.10.3 RNE E.060-09)

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'c}) \quad V_s = A_{cw}\rho_h f_y \quad V_n = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'c} + \rho_h f_y)$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Lm=	152.00	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	8.09		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente de resistencia del concreto a cortante.
Acw=	4392.38	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
ρh=	0.0032		Cuantía horizontal.
Vn=	91.95	Tonf.	Resistencia nominal a cortante del muro.
ØVn=	78.16	Tonf.	Resistencia a cortante del muro.

Comprobación:

ØVn (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE
78.16	>	52.60	

6. ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE (Capítulo 21.9.7 RNE E.060-09)

$$c \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/H_m)} \quad f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6M_u}{b * L^2} \geq 0.2f'_c$$

6.1. ELEMENTOS DE BORDE

6.1.1. Necesidad de usar elementos especiales de borde: (Artículos 21.9.7.4-5 RNE E.060-09)

Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde sección crítica.
Lm=	152.0	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	8.09		Razón entre altura total y longitud de muro. CUMPLE
δu=	5.32	cm.	Desplazamiento de diseño. (0.75*R*δ ó 0.85*R*δ)
c der=	35.61	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo derecho.
c izq=	40.64	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo izquierdo.
c=	40.64	cm.	Mayor profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño.
δu/Hm=	0.0043		

Comprobación 1:

(Artículos 21.9.7.4(a) RNE E.060-09)

c	<	L/(600δu/H)
40.64	<	50.67

Comprobación 2:

(Artículos 21.9.7.5 RNE E.060-09)

f_{cu}	>	$0.2 \cdot f'_c$
90.76	>	42.00

Condición: **Se necesitan elementos de borde.**

6.1.2. Extensión vertical del refuerzo transversal en SBE: (Artículo 21.9.7.4(b) RNE E.060-09)

Vu=	20.21	Tonf.
Mu=	89.90	Tonf*m
Mu/4Vu=	111.20	cm.
Lm=	152.00	cm.

Cortante última actuante.
Momento último actuante.
Razón entre momento nominal y 4*cortante última.
Longitud de muro.

Ext.v=	152.00	cm.
---------------	--------	-----

Se extenderá el acero de refuerzo transversal encima y debajo de la sección crítica al menos 150cm.

6.1.3. Comprobación de espesor en elementos de borde: (Artículo 21.9.7.2 RNE E.060-09)

Cuando se requiera elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos será de 15 cm.

Extremo derecho:

b=	30.0	cm.
-----------	------	-----

Espesor de elemento de borde propuesto.

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
30.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

b=	30.0	cm.
-----------	------	-----

Espesor de elemento de borde propuesto.

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
30.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.4. Longitud de elementos de borde:

(Artículo 21.9.7.6(a) RNE E.060-09)

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión al menos el mayor valor entre $c-0.1L_w$ y $c/2$.

Extremo derecho:

h=	57.00	cm.
c-0.1Lw=	20.41	cm.
c/2=	17.80	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

h=	30.00	cm.
c-0.1Lw=	25.44	cm.
c/2=	20.32	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

6.1.5. Espaciamiento entre apoyos de barras longitudinales: (Artículo 21.6.4.3 RNE E.060-09)

El espaciamiento h_x entre barras longitudinales no debe exceder del menor de 35cm.

hx real=	7.00	cm.
hx max=	35.00	cm.

Espaciamiento real entre barras apoyadas lateralmente.

Comprobación:

hx real (cm)	<	hx max (cm)
7.00	<	35.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.6. Separación vertical del refuerzo transversal: (Artículo 21.6.4.2-5 RNE E.060-09)

$\emptyset=$	1	"	Mayor diámetro de barra utilizado en elem. de borde.
--------------	----------	---	--

El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con el menor de:

a)	10.00	cm.	Tercera parte de la menor dimensión del SBE.
b)	15.24	cm.	6 veces el máximo diámetro longitudinal.
d)	10.00	cm.	10 cm.

Sv1=	10.00	cm.	Separación vertical dentro de longitud crítica.
-------------	--------------	-----	---

Por encima de la longitud crítica del muro, la separación del refuerzo transversal será:

a)	25.40	cm.	10 veces el máximo diámetro longitudinal.
b)	25.00	cm.	25cm.
Sv2=	25.00	cm.	Separación vertical por encima de longitud crítica.

6.1.7. Área de refuerzo transversal para elementos de borde (Artículo 21.6.4.1(b) RNE E.060-09)

Extremo derecho:

r=	4.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
$\emptyset=$	\emptyset 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	53.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	49.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	22.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	1590.00	cm ²	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	1078.00	cm ²	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [$A_{sh}/(s*bc)$] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$A_{sh}/(s*bc)=$	0.0045
------------------------------------	---------------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.99	cm ² .	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	2.21	cm ² .	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	4	ramas	Número de ramas requeridas.

Extremo izquierdo:

r=	4.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
-----------	-------------	-----	----------------------------

Ø=	Ø 3/8"	Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	26.00 cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	22.00 cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	22.00 cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	780.00 cm ²	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	484.00 cm ²	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [Ash/(s*bc)] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.99 cm ² .	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2 ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	0.99 cm ² .	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	2 ramas	Número de ramas requeridas.

6.1.8. Desarrollo de ganchos estándar en tracción dentro de SBE(Artículo 12.5.1 RNE E.060-09)

La longitud de desarrollo ldh, debe ser la mayor de:

$$a) \left(\frac{0.075 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad b) 8d_b \quad c) 150mm$$

λ=	1.00	Concreto de peso normal.
ψe=	1.00	Barras sin recubrimiento epóxico.

a)	20.70 cm.
b)	7.62 cm.
c)	15.00 cm.

Ldh req=	20.70 cm.	Longitud de desarrollo en tracción requerida.
-----------------	-----------	---

Ldh disp=	49.00 cm.	Longitud de desarrollo en tracción disponible.
------------------	-----------	--

Comprobación:

Ldh disp (cm)	>	Ldh req (cm)	
49.00	>	20.70	Condición: CUMPLE

DISEÑO DE PLACA (BL-1) PL-5 (25X330)

1. DATOS DE GEOMETRÍA Y MATERIALES

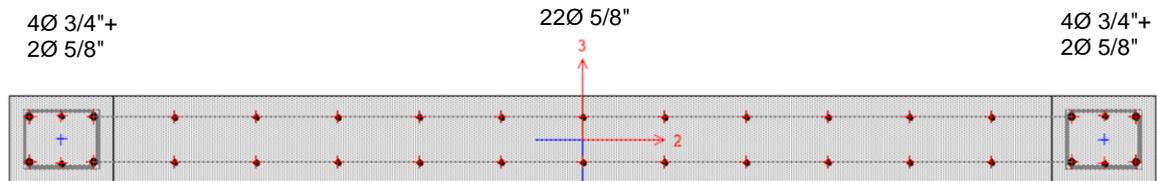
Lm=	330.0	cm.	Longitud de muro.
b=	25.0	cm	Espesor de muro.
Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
hm=	490.0	cm	Altura libre no soportada en el primer nivel del muro.
f'c =	210.0	Kg/cm ²	Resistencia de concreto a compresión.
fy =	4200.0	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
R=	6.0		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

1.1. Comprobación de espesor mínimo de muro: (Artículo 14.5.3.1 RNE E.060-09)

a) hreq=	13.20	cm.	[Min(Lm,hm)/25]
b) hreq=	10.00	cm.	[10cm]
hreq=	13.20	cm.	[Máx(a,b)]

t (cm.)	>	hreq (cm.)	Condición: Espesor de muro adecuado.
25.00	>	13.20	

1.2. Propuesta de disposición de acero de refuerzo en sección:



2. CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y ANÁLISIS DEL MURO

2.1. DEMANDA DE ELEMENTO:

Obteniendo las cargas de sollicitación del muro:

Nivel	Caso	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	CM	-36.502	-0.441	0.027	0.000	-0.963
PISO 1	CV	-5.132	-0.184	0.007	0.000	-0.326
PISO 1	SSX Max	26.445	58.218	0.022	0.000	382.696
PISO 1	SSY Max	15.576	4.991	0.335	0.000	32.436

CARGA MUERTA =	36.502	Tonf.
CARGA VIVA =	5.132	Tonf.

2.2. COMBINACIONES DE DISEÑO

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en el Capítulo 9.2 RNE E.060-09.

$U1 = 1.4CM + 1.7CV$	(Artículo 9.2.1 RNE E.060-09)
$U2 = 1.25(CM + CV) + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U3 = 1.25(CM + CV) - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U4 = 0.9CM + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U5 = 0.9CM - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)

COMBINACIONES DE DISEÑO E.0-60 RNE

		COMBINACIONES DE DISEÑO					
		COMB	P	V2	V3	M2	M3
SISMO XX	U1	59.827	-0.931	0.049	0.000	-1.901	
	U2	78.488	57.436	0.064	0.000	381.085	
	U3	25.597	-58.999	0.021	0.000	-384.306	
	U4	59.297	57.820	0.046	0.000	381.829	
	U5	6.407	-58.615	0.002	0.000	-383.562	
SISMO YY	U2	67.618	4.210	0.377	0.000	30.825	
	U3	36.467	-5.773	-0.293	0.000	-34.046	
	U4	48.427	4.594	0.359	0.000	31.569	
	U5	17.276	-5.388	-0.311	0.000	-33.302	

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO XX

		COMBINACIONES DE DISEÑO			
		COMBINACIONES	P	M2	M3
SISMO XX POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	59.827	0.000	-1.901	
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	78.488	0.000	381.085	
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	25.597	0.000	-384.306	
	U4=0.9CM+SISXX	59.297	0.000	381.829	
	U5=0.9CM-SISXX	6.407	0.000	-383.562	
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	78.488	0.000	-381.085	
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	25.597	0.000	384.306	
	U4=0.9CM+SISXX	59.297	0.000	-381.829	
	U5=0.9CM-SISXX	6.407	0.000	383.562	

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO YY

		COMBINACIONES DE DISEÑO			
		COMBINACIONES	P	M2	M3
SISMO YY POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	59.827	0.000	-1.901	
	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	67.618	0.000	30.825	
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	36.467	0.000	-34.046	
	U4=0.9CM+SISYY	48.427	0.000	31.569	
	U5=0.9CM-SISYY	17.276	0.000	-33.302	
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	67.618	0.000	-30.825	
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	36.467	0.000	34.046	
	U4=0.9CM+SISYY	48.427	0.000	-31.569	
	U5=0.9CM-SISYY	17.276	0.000	33.302	

3. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN CARGA AXIAL Y MOMENTO

Se realizará el diseño del muro por flexocompresión generando diagramas de Interacción y se comparará con las cargas solicitadas por la estructura:

3.1. Generando diagramas de interacción:

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 3-3

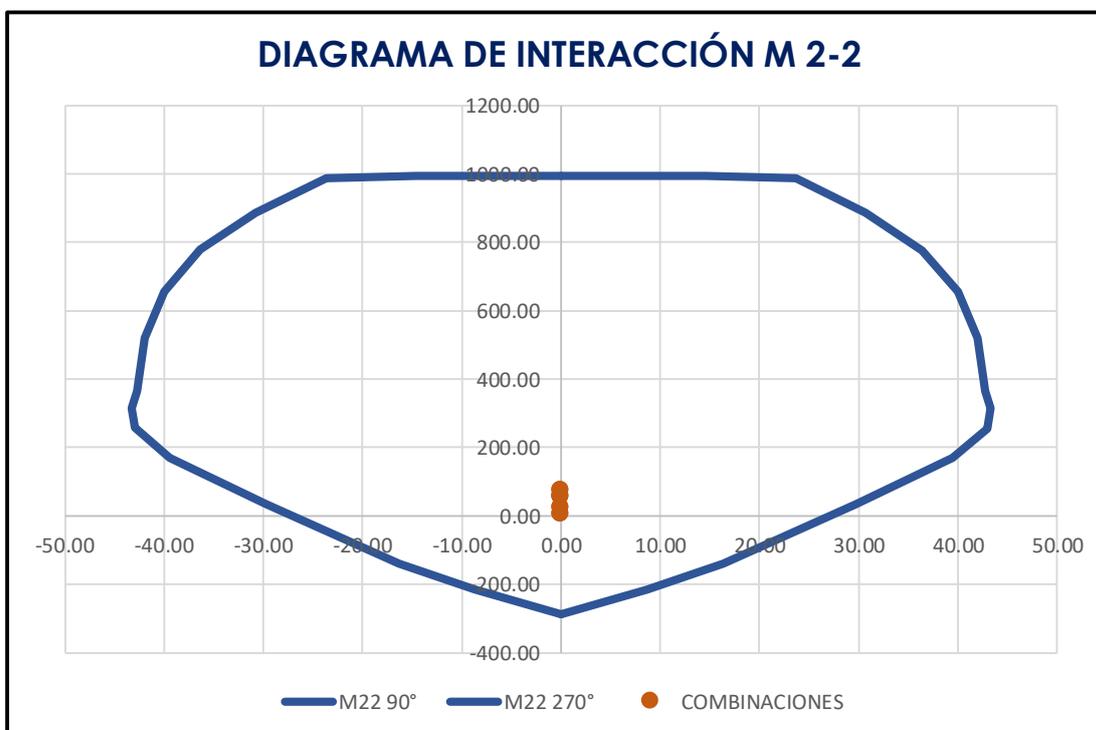
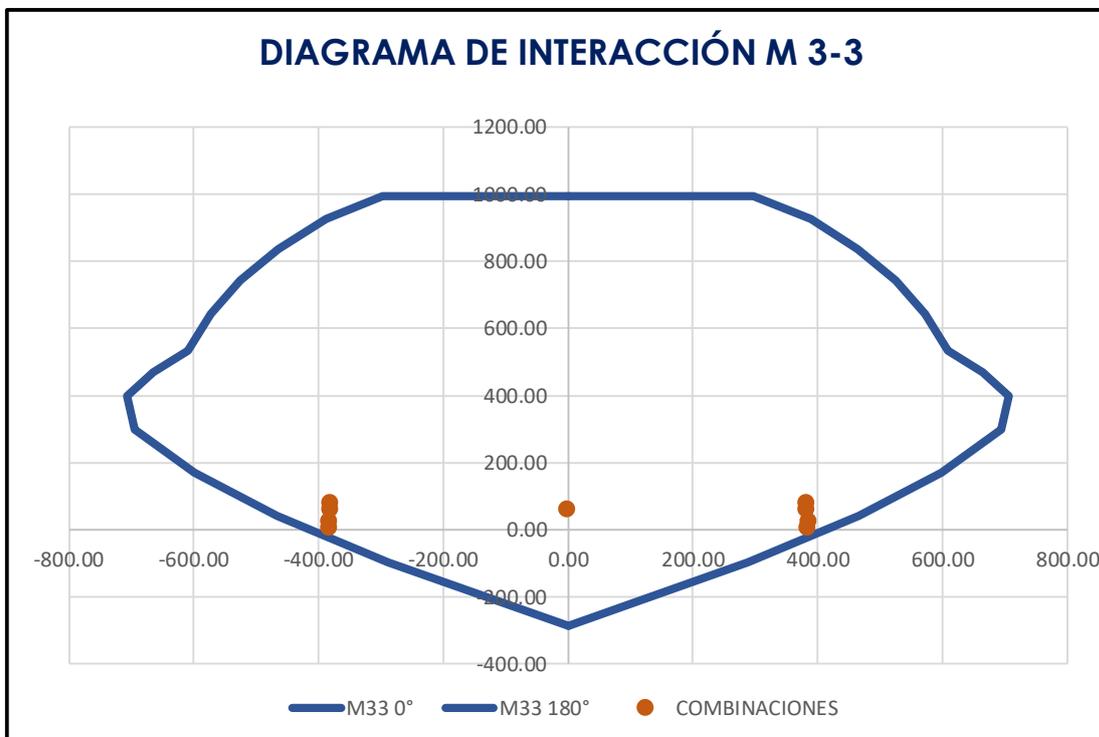
PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	996.05	0.00	996.05	0.00
2	996.05	192.49	996.05	-192.49
3	996.05	297.78	996.05	-297.78
4	928.00	388.52	928.00	-388.52
5	837.27	463.89	837.27	-463.89
6	742.70	525.04	742.70	-525.04
7	642.68	573.09	642.68	-573.09
8	534.47	609.68	534.47	-609.68
9	468.53	664.34	468.53	-664.34
10	398.55	706.27	398.55	-706.27
11	299.45	695.01	299.45	-695.01
12	171.36	599.10	171.36	-599.10
13	40.78	466.64	40.78	-466.64
14	-98.35	288.67	-98.35	-288.67
15	-287.64	0.00	-287.64	0.00

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 2-2

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	996.05	-0.02	996.05	-0.02
2	996.05	14.57	996.05	-14.59
3	987.43	23.69	987.71	-23.71
4	886.89	30.72	887.17	-30.74
5	777.52	36.36	777.80	-36.38
6	655.28	39.98	655.28	-39.98
7	520.01	41.99	520.01	-41.99
8	364.40	42.75	364.40	-42.75
9	314.79	43.26	315.10	-43.24
10	256.34	42.96	256.68	-42.94
11	170.26	39.46	170.63	-39.43
12	33.83	29.68	34.19	-29.65
13	-140.68	16.36	-140.68	-16.31
14	-214.16	8.70	-214.16	-8.65
15	-287.64	0.02	-287.64	0.02

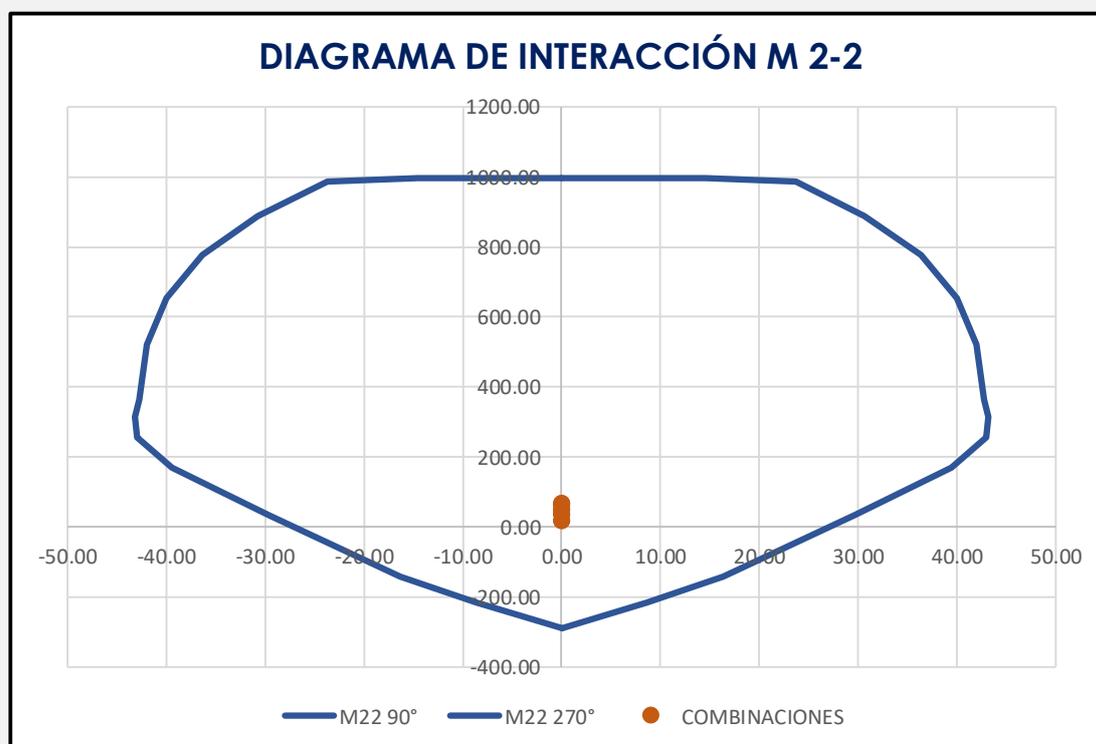
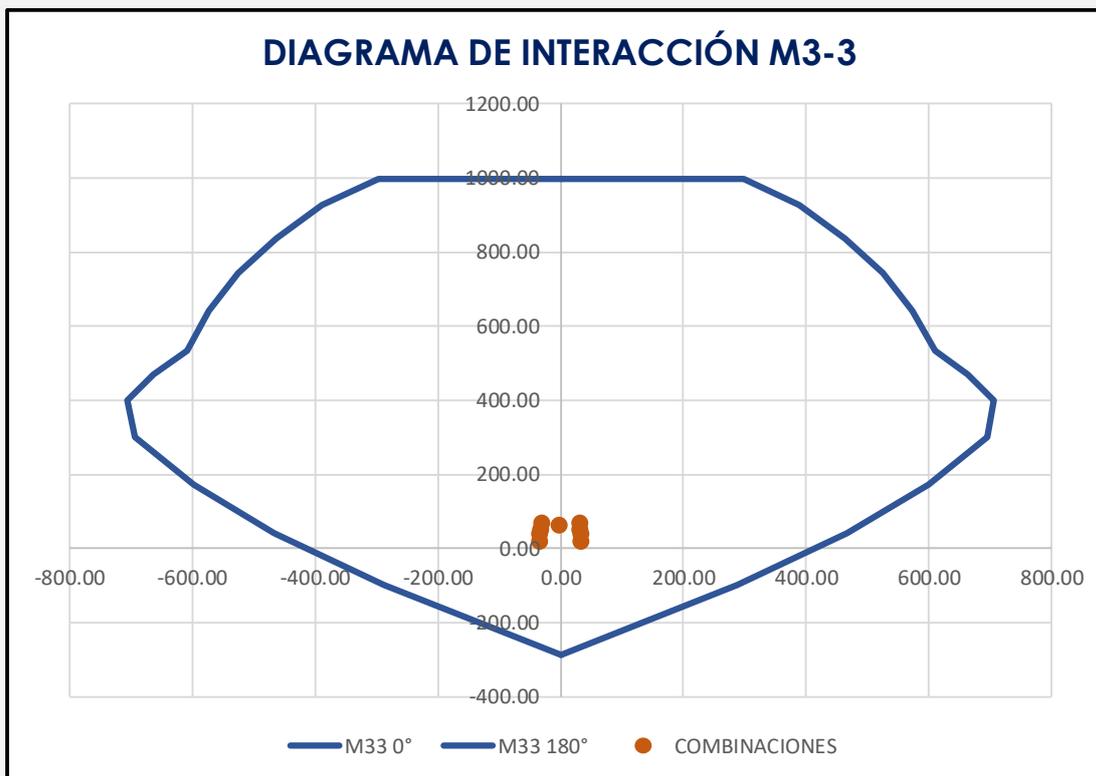
3.2. Comprobación por flexocompresión en diagrama de interacción (Paralelo y perpendicular al plano):

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN X



Se puede apreciar que el muro de sección PL-5 (25X330) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en X.

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN Y



Se puede apreciar que el muro de sección PL-5 (25X330) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en Y.

3.3. Comprobaciones por fuerza axial y cortante perpendicular al plano:

3.3.1. Resistencia axial máxima a compresión: (Artículo 10.3.6.2 RNE E.060-09)

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}$$

Ag=	8250.00	cm2	Área de la sección transversal del muro.
Ast=	74.46	cm2	Área total del refuerzo longitudinal.
Pu=	78.49	Tonf.	Carga axial última actuante.
Pn=	1417.65	Tonf.	Resistencia axial máxima nominal.
Øc=	0.70		Factor de reducción por compresión
ØPn=	992.36	Tonf.	Resistencia axial máxima.

Comprobación:

ØPn (Tonf.)	>	Pu (Tonf.)	Condición: CUMPLE
992.4	>	78.49	

3.3.2. Resistencia a corte perpendicular al plano: (Artículo 11.10.5 RNE E.060-09)

La resistencia a corte perpendicular al plano del muro es tratada como una losa en una dirección. El corte en poca profundidad de una losa en una dirección, raramente controla el diseño.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad A_{cw} = b * d \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \leq 1.5; \alpha_c = 0.80 \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \geq 2.0; \alpha_c = 0.53$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Lm=	330.00	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	3.73		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente αc.

b=	25.00	cm	Espesor de muro.
d=	19.25	cm	Peralte efectivo de sección.
Acw=	6353.74	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	0.38	Tonf.	Cortante última perpendicular al plano.
Vc=	48.80	Tonf.	Resistencia nominal a corte perpendicular al plano.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVc=	41.48	Tonf.	Resistencia a corte perpendicular al plano.

Comprobación:

ØVc (Tonf.)	>	Vu (Tonf.)	Condición: CUMPLE
41.48	>	0.38	

4. REQUERIMIENTOS DEL REFUERZO

4.1. Cuantías de refuerzo mínimas: (Artículo 11.10.7 RNE E.060-09)

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, pl ypt, para muros estructurales dependen del valor:

$$V_{comp} = A_{cw}(0.27\sqrt{f'_c})$$

Vu=	59.00	Tonf.	Cortante última actuante.
b=	25.00	cm	Espesor de muro.
Lw=	330.00	cm	Longitud de muro.
d=	324.25	cm	Peralte efectivo de sección.

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Acw=	8106.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vcomp=	31.72	Tonf.	Cortante de comprobación. $[V_c/2]$
ph min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo horizontal mínima.
pv min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo vertical mínima.

4.1.1. Cuantía de refuerzo vertical pv:

Utilizando=	Ø 5/8"	@ 0.25 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
pv=	0.0064		Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

pv	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0064	>	0.0025	

4.1.2. Cuantía de refuerzo horizontal ph:

Utilizando=	Ø 3/8"	@ 0.20 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
ph=	0.0028		Cuantía horizontal planteada.

Comprobación:

ph	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0028	>	0.0025	

4.2. Necesidad de distribución de acero en 2 capas: (Artículo 21.9.4.3 RNE E.060-09)

Debe usarse al menos 2 capas cuando $b \geq 20\text{cm}$ o cuando V_u exceda a: $A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

b=	25.00	cm	Espesor de muro.
Acw=	8106.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	59.00	Tonf.	Cortante última actuante.
Vcomp=	62.26	Tonf.	Cortante de comprobación. $V_{comp} = A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Comprobación 1:

b (cm.)	>	20 (cm.)
25.00	>	20.00

Comprobación 2:

Vu (Tonf.)	<	Vcomp (Tonf.)	Condición: Se debe usar acero en 2 capas.
59.00	<	62.26	

5. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE (Artículo 21.9.5.3 RNE E.060-09)

5.1. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE EN SECCIÓN TRANSVERSAL

La fuerza cortante de diseño V_u se debe calcular por medio de:

$$V_u = V_{ua}(M_n/M_{ua}) \leq V_{ua}R$$

Vua=	59.00	Tonf.	Cortante última actuante.
Mua=	384.31	Tonf*m	Momento último actuante.
Mn=	493.23	Tonf*m	Momento resistente nominal.
R=	6.00		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

Mn/Mua=	1.28	Razón entre momento nominal y momento último.
Vu=	75.72	Tonf. Fuerza cortante de diseño por capacidad.

5.1.1. Chequeo de resistencia a cortante máxima: (Artículo 11.10.4 RNE E.060-09)

$$V_n \leq A_{cw}(2.60\sqrt{f'c})$$

Acw=	8106.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vnmax=	305.43	Tonf.	Resistencia a cortante máxima nominal.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVmax=	259.61	Tonf.	Resistencia a corte máxima.

Comprobación:

ØVmax (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE, Procede diseño.
259.61	>	75.72	

5.1.2. Resistencia a cortante: $\delta V_n \geq V_u$ $V_n \geq V_c + V_s$ (Artículo 11.10.3 RNE E.060-09)

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'c}) \quad V_s = A_{cw}\rho_h f_y \quad V_n = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'c} + \rho_h f_y)$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Lm=	330.00	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	3.73		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente de resistencia del concreto a cortante.
Acw=	8106.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
ρh=	0.0028		Cuantía horizontal.
Vn=	158.95	Tonf.	Resistencia nominal a cortante del muro.
ØVn=	135.11	Tonf.	Resistencia a cortante del muro.

Comprobación:

ØVn (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE
135.11	>	75.72	

6. ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE (Capítulo 21.9.7 RNE E.060-09)

$$c \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/H_m)} \quad f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6M_u}{b * L^2} \geq 0.2f'_c$$

6.1. ELEMENTOS DE BORDE

6.1.1. Necesidad de usar elementos especiales de borde: (Artículos 21.9.7.4-5 RNE E.060-09)

Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde sección crítica.
Lm=	330.0	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	3.73		Razón entre altura total y longitud de muro. CUMPLE
δu=	5.00	cm.	Desplazamiento de diseño. (0.75*R*δ ó 0.85*R*δ)
c der=	51.56	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo derecho.
c izq=	51.56	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo izquierdo.
c=	51.56	cm.	Mayor profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño.
δu/Hm=	0.0041		

Comprobación 1:

(Artículos 21.9.7.4(a) RNE E.060-09)

c	<	L/(600δu/H)
51.56	<	110.00

Comprobación 2:

(Artículos 21.9.7.5 RNE E.060-09)

f_{cu}	>	$0.2 \cdot f'_c$
87.80	>	42.00

Condición: **Se necesitan elementos de borde.**

6.1.2. Extensión vertical del refuerzo transversal en SBE: (Artículo 21.9.7.4(b) RNE E.060-09)

Vu=	59.00	Tonf.
Mu=	384.31	Tonf*m
Mu/4Vu=	162.84	cm.
Lm=	330.00	cm.

Cortante última actuante.
Momento último actuante.
Razón entre momento nominal y 4*cortante última.
Longitud de muro.

Ext.v=	330.00	cm.
---------------	--------	-----

Se extenderá el acero de refuerzo transversal encima y debajo de la sección crítica al menos 330cm.

6.1.3. Comprobación de espesor en elementos de borde: (Artículo 21.9.7.2 RNE E.060-09)

Cuando se requiera elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos será de 15 cm.

Extremo derecho:

b=	25.0	cm.
-----------	------	-----

Espesor de elemento de borde propuesto.

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
25.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

b=	25.0	cm.
-----------	------	-----

Espesor de elemento de borde propuesto.

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
25.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.4. Longitud de elementos de borde: (Artículo 21.9.7.6(a) RNE E.060-09)

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión al menos el mayor valor entre $c-0.1L_w$ y $c/2$.

Extremo derecho:

h=	30.00	cm.
c-0.1Lw=	18.56	cm.
c/2=	25.78	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

h=	30.00	cm.
c-0.1Lw=	18.56	cm.
c/2=	25.78	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

6.1.5. Espaciamiento entre apoyos de barras longitudinales: (Artículo 21.6.4.3 RNE E.060-09)

El espaciamiento h_x entre barras longitudinales no debe exceder del menor de 35cm.

hx real=	8.00	cm.
hx max=	35.00	cm.

Espaciamiento real entre barras apoyadas lateralmente.

Comprobación:

hx real (cm)	<	hx max (cm)
8.00	<	35.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.6. Separación vertical del refuerzo transversal: (Artículo 21.6.4.2-5 RNE E.060-09)

$\emptyset=$	3/4	"	Mayor diámetro de barra utilizado en elem. de borde.
--------------	-----	---	--

El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con el menor de:

a)	10.00	cm.	Tercera parte de la menor dimensión del SBE.
b)	11.43	cm.	6 veces el máximo diámetro longitudinal.
d)	10.00	cm.	10 cm.

Sv1=	10.00	cm.	Separación vertical dentro de longitud crítica.
-------------	-------	-----	---

Por encima de la longitud crítica del muro, la separación del refuerzo transversal será:

a)	19.05	cm.	10 veces el máximo diámetro longitudinal.
b)	25.00	cm.	25cm.

Sv2=	15.00	cm.	Separación vertical por encima de longitud crítica.
-------------	-------	-----	---

6.1.7. Área de refuerzo transversal para elementos de borde (Artículo 21.6.4.1(b) RNE E.060-09)

Extremo derecho:

r=	4.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
$\emptyset=$	\emptyset 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	26.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	22.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	17.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	650.00	cm ²	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	374.00	cm ²	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [$A_{sh}/(s*bc)$] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.77	cm ² .	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	0.99	cm ² .	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Extremo izquierdo:

r=	4.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
Ø=	Ø 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	26.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	22.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	17.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	650.00	cm ²	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	374.00	cm ²	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [Ash/(s*bc)] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.77	cm ² .	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	0.99	cm ² .	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

6.1.8. Desarrollo de ganchos estándar en tracción dentro de SBE(Artículo 12.5.1 RNE E.060-09)

La longitud de desarrollo Ldh, debe ser la mayor de:

$$a) \left(\frac{0.075 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) db \qquad b) 8d_b \qquad c) 150mm$$

λ=	1.00	Concreto de peso normal.
ψe=	1.00	Barras sin recubrimiento epóxico.

a)	20.70	cm.
b)	7.62	cm.
c)	15.00	cm.

Ldh req=	20.70	cm.	Longitud de desarrollo en tracción requerida.
-----------------	-------	-----	---

Ldh disp=	22.00	cm.	Longitud de desarrollo en tracción disponible.
------------------	-------	-----	--

Comprobación:

Ldh disp (cm)	>	Ldh req (cm)	Condición: CUMPLE
22.00	>	20.70	

DISEÑO DE PLACA (BL-1) PL-6 (25X375)

1. DATOS DE GEOMETRÍA Y MATERIALES

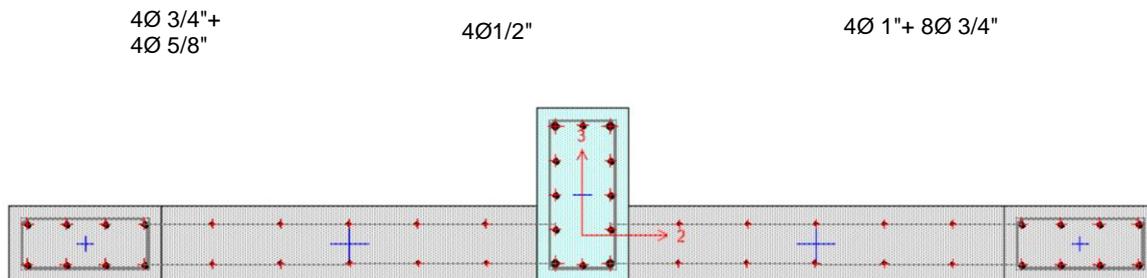
Lm=	375.0	cm.	Longitud de muro.
b=	25.0	cm	Espesor de muro.
Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
hm=	490.0	cm	Altura libre no soportada en el primer nivel del muro.
f'c =	210.0	Kg/cm ²	Resistencia de concreto a compresión.
fy =	4200.0	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
R=	6.0		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

1.1. Comprobación de espesor mínimo de muro: (Artículo 14.5.3.1 RNE E.060-09)

a) hreq=	15.00	cm.	[Min(Lm,hm)/25]
b) hreq=	10.00	cm.	[10cm]
hreq=	15.00	cm.	[Máx(a,b)]

t (cm.)	>	hreq (cm.)	Condición: Espesor de muro adecuado.
25.00	>	15.00	

1.2. Propuesta de disposición de acero de refuerzo en sección:



2. CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y ANÁLISIS DEL MURO

2.1. DEMANDA DE ELEMENTO:

Obteniendo las cargas de sollicitación del muro:

Nivel	Caso	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	CM	-76.615	-0.071	1.056	2.120	-0.360
PISO 1	CV	-19.608	0.000	0.372	0.784	0.000
PISO 1	SSX Max	2.572	88.873	0.203	0.790	635.065
PISO 1	SSY Max	6.137	6.278	2.925	12.183	43.935

CARGA MUERTA =	76.615	Tonf.
CARGA VIVA =	19.608	Tonf.

2.2. COMBINACIONES DE DISEÑO

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en el Capítulo 9.2 RNE E.060-09.

$U1 = 1.4CM + 1.7CV$	(Artículo 9.2.1 RNE E.060-09)
$U2 = 1.25(CM + CV) + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U3 = 1.25(CM + CV) - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U4 = 0.9CM + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U5 = 0.9CM - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)

COMBINACIONES DE DISEÑO E.0-60 RNE

	COMB	COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P	V2	V3	M2	M3
SISMO XX	U1	140.593	-0.100	2.110	4.301	-0.504
	U2	122.849	88.784	1.987	4.420	634.615
	U3	117.706	-88.962	1.581	2.840	-635.514
	U4	71.525	88.809	1.153	2.698	634.741
	U5	66.382	-88.937	0.747	1.118	-635.389
SISMO YY	U2	126.415	6.189	4.710	15.813	43.485
	U3	114.140	-6.367	-1.141	-8.553	-44.385
	U4	75.091	6.214	3.876	14.091	43.611
	U5	62.816	-6.342	-1.975	-10.275	-44.259

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO XX

	COMBINACIONES	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
SISMO XX POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	140.593	4.301	-0.504
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	122.849	4.420	634.615
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	117.706	2.840	-635.514
	U4=0.9CM+SISXX	71.525	2.698	634.741
	U5=0.9CM-SISXX	66.382	1.118	-635.389
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	122.849	-4.420	-634.615
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	117.706	-2.840	635.514
	U4=0.9CM+SISXX	71.525	-2.698	-634.741
	U5=0.9CM-SISXX	66.382	-1.118	635.389

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO YY

	COMBINACIONES	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
SISMO YY POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	140.593	4.301	-0.504
	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	126.415	15.813	43.485
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	114.140	-8.553	-44.385
	U4=0.9CM+SISYY	75.091	14.091	43.611
	U5=0.9CM-SISYY	62.816	-10.275	-44.259
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	126.415	-15.813	-43.485
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	114.140	8.553	44.385
	U4=0.9CM+SISYY	75.091	-14.091	-43.611
	U5=0.9CM-SISYY	62.816	10.275	44.259

3. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN CARGA AXIAL Y MOMENTO

Se realizará el diseño del muro por flexocompresión generando diagramas de Interacción y se comparará con las cargas solicitadas por la estructura:

3.1. Generando diagramas de interacción:

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 3-3

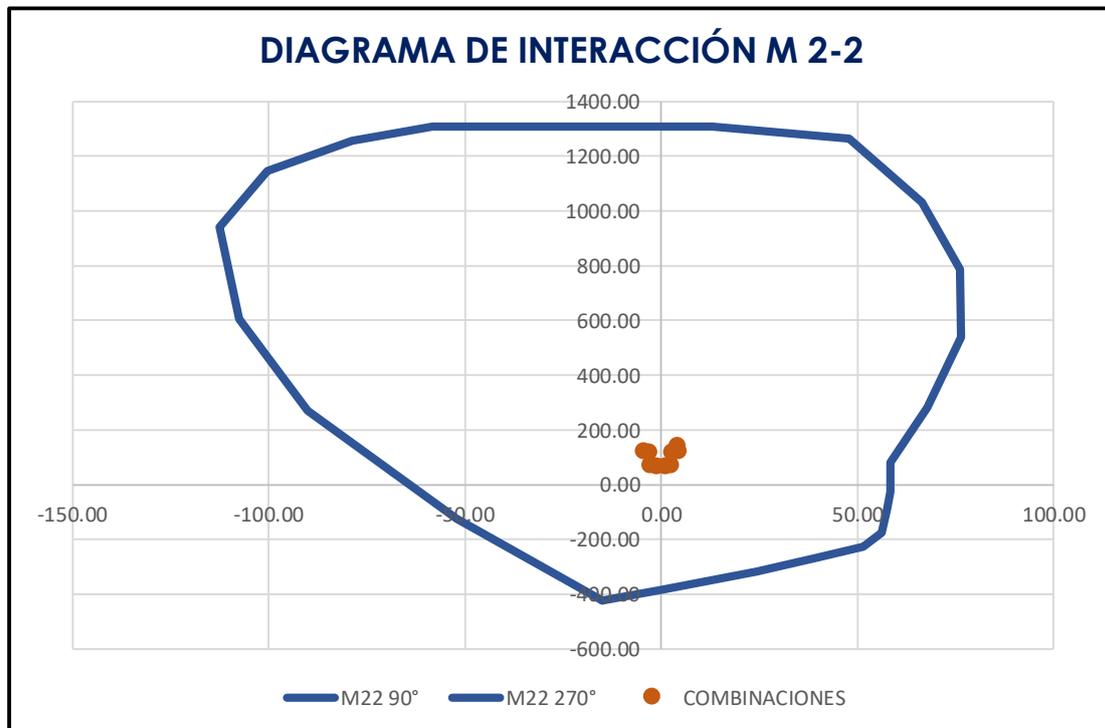
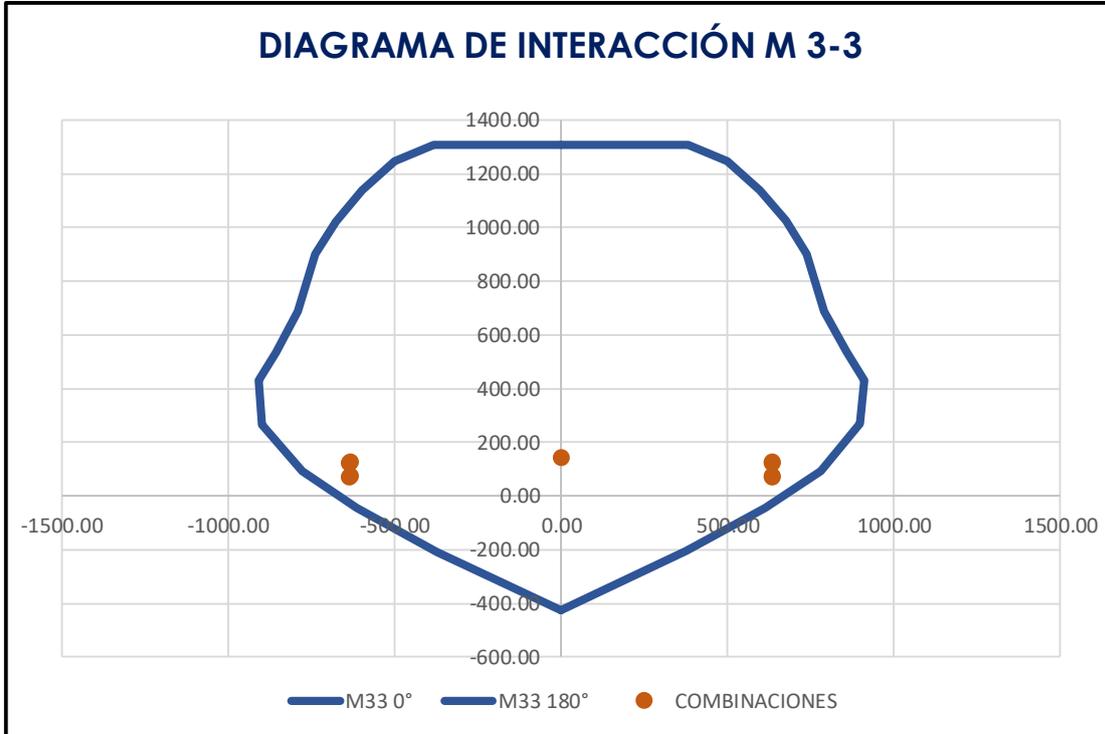
PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	1308.38	0.00	1308.38	0.00
2	1308.38	247.04	1308.38	-247.30
3	1308.38	382.49	1308.38	-382.94
4	1248.96	499.56	1248.39	-500.12
5	1139.72	597.06	1138.94	-597.68
6	1025.04	676.02	1024.00	-676.64
7	902.00	738.15	900.65	-738.72
8	689.21	791.38	686.50	-792.43
9	534.37	856.97	533.39	-857.57
10	431.09	909.69	430.02	-910.14
11	268.20	898.84	266.68	-898.13
12	94.81	779.35	94.07	-778.58
13	-42.72	615.04	-43.22	-614.37
14	-206.55	374.07	-206.92	-373.49
15	-424.42	0.00	-424.42	0.00

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 2-2

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	1308.38	13.00	1308.38	13.00
2	1264.61	47.84	1308.38	-7.23
3	1032.93	66.38	1308.38	-15.41
4	789.04	76.07	1308.38	-23.87
5	538.49	76.52	1308.38	-31.89
6	281.06	67.98	1308.38	-40.11
7	81.51	58.42	1308.38	-48.69
8	-24.30	58.45	1308.38	-58.17
9	-90.18	57.72	1258.74	-78.72
10	-174.04	56.31	1148.12	-100.29
11	-226.73	51.51	941.89	-112.69
12	-267.79	39.82	606.96	-107.49
13	-316.49	24.42	271.83	-90.03
14	-385.08	-0.10	-123.82	-52.19
15	-424.42	-14.95	-424.42	-14.95

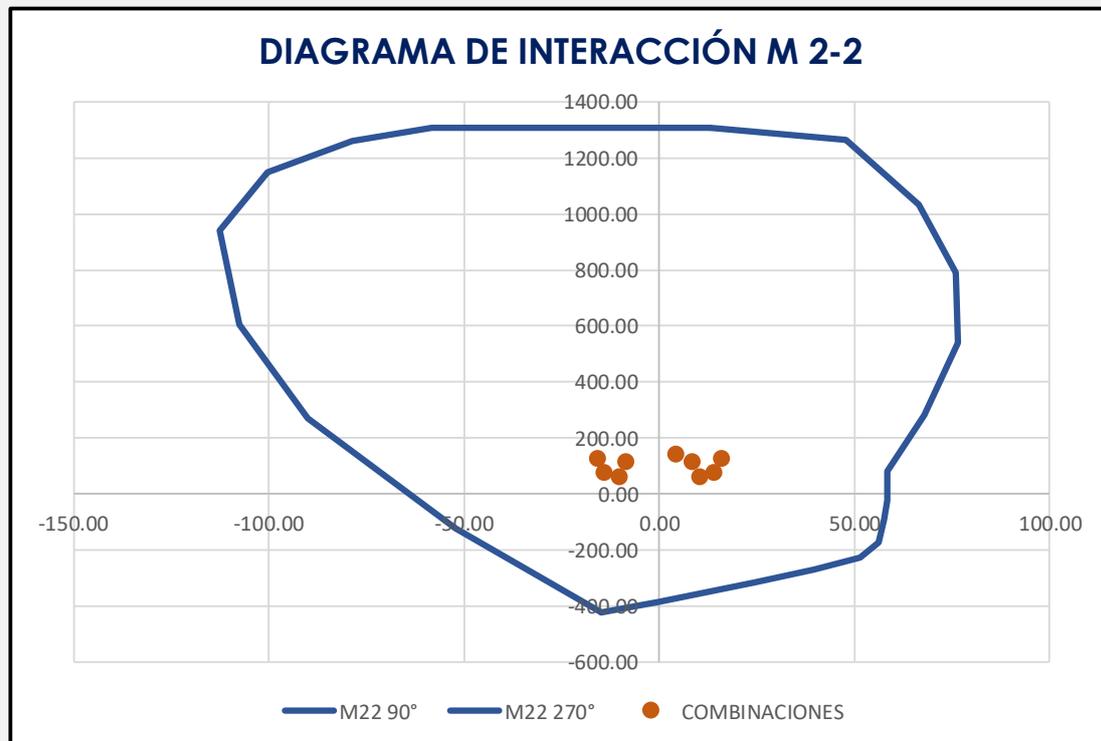
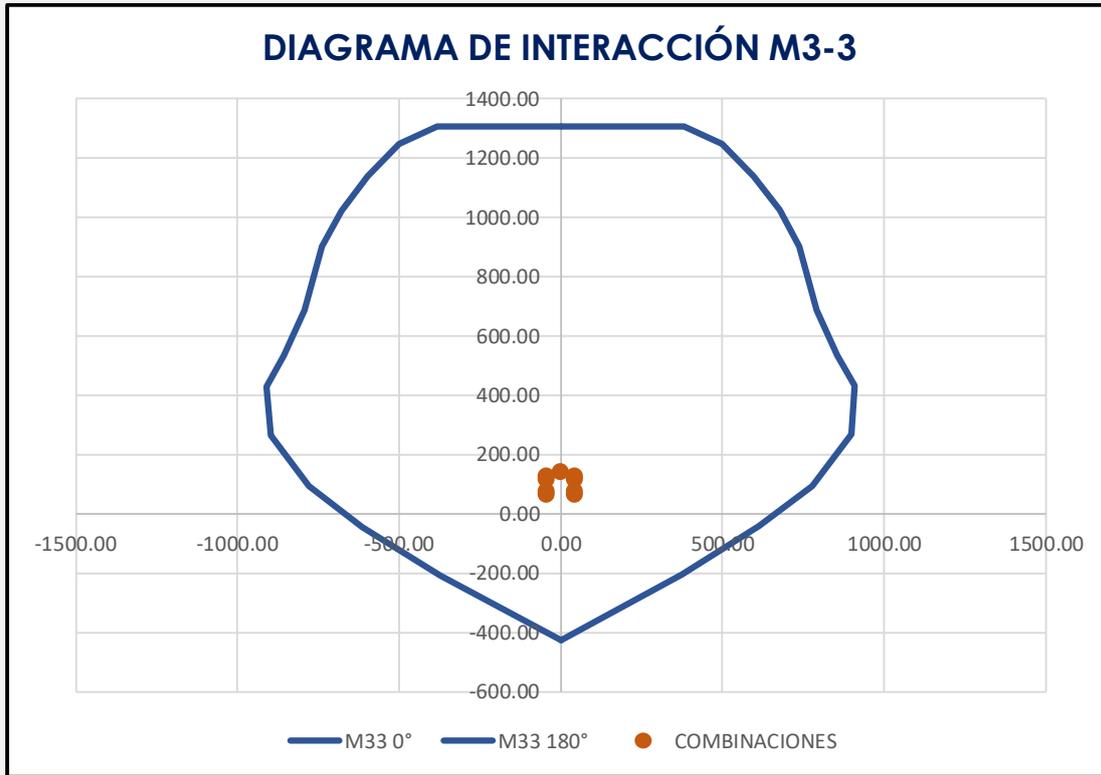
3.2. Comprobación por flexocompresión en diagrama de interacción (Paralelo y perpendicular al plano):

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN X



Se puede apreciar que el muro de sección PL-6 (25X375) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en X.

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN Y



Se puede apreciar que el muro de sección PL-6 (25X375) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en Y.

3.3. Comprobaciones por fuerza axial y cortante perpendicular al plano:

3.3.1. Resistencia axial máxima a compresión: (Artículo 10.3.6.2 RNE E.060-09)

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}$$

Ag=	9375.00	cm2	Área de la sección transversal del muro.
Ast=	114.36	cm2	Área total del refuerzo longitudinal.
Pu=	140.59	Tonf.	Carga axial última actuante.
Pn=	1706.67	Tonf.	Resistencia axial máxima nominal.
Øc=	0.70		Factor de reducción por compresión
ØPn=	1194.67	Tonf.	Resistencia axial máxima.

Comprobación:

ØPn (Tonf.)	>	Pu (Tonf.)	Condición: CUMPLE
1194.7	>	140.59	

3.3.2. Resistencia a corte perpendicular al plano: (Artículo 11.10.5 RNE E.060-09)

La resistencia a corte perpendicular al plano del muro es tratada como una losa en una dirección. El corte en poca profundidad de una losa en una dirección, raramente controla el diseño.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad A_{cw} = b * d \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \leq 1.5; \alpha_c = 0.80 \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \geq 2.0; \alpha_c = 0.53$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Lm=	375.00	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	3.28		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente αc.

b=	25.00	cm	Espesor de muro.
d=	19.41	cm	Peralte efectivo de sección.
Acw=	7279.69	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	4.71	Tonf.	Cortante última perpendicular al plano.
Vc=	55.91	Tonf.	Resistencia nominal a corte perpendicular al plano.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVc=	47.52	Tonf.	Resistencia a corte perpendicular al plano.

Comprobación:

ØVc (Tonf.)	>	Vu (Tonf.)	Condición: CUMPLE
47.52	>	4.71	

4. REQUERIMIENTOS DEL REFUERZO

4.1. Cuantías de refuerzo mínimas: (Artículo 11.10.7 RNE E.060-09)

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, pl ypt, para muros estructurales dependen del valor:

$$V_{comp} = A_{cw}(0.27\sqrt{f'_c})$$

Vu=	88.96	Tonf.	Cortante última actuante.
b=	25.00	cm	Espesor de muro.
Lw=	375.00	cm	Longitud de muro.
d=	369.41	cm	Peralte efectivo de sección.

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Acw=	9235.31	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vcomp=	36.13	Tonf.	Cortante de comprobación. $[V_c/2]$
ph min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo horizontal mínima.
pv min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo vertical mínima.

4.1.1. Cuantía de refuerzo vertical pv:

Utilizando=	Ø 1/2"	@ 0.25 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
pv=	0.0041		Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

pv	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0041	>	0.0025	

4.1.2. Cuantía de refuerzo horizontal ph:

Utilizando=	Ø 3/8"	@ 0.20 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
ph=	0.0028		Cuantía horizontal planteada.

Comprobación:

ph	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0028	>	0.0025	

4.2. Necesidad de distribución de acero en 2 capas: (Artículo 21.9.4.3 RNE E.060-09)

Debe usarse al menos 2 capas cuando $b \geq 20\text{cm}$ o cuando V_u exceda a: $A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

b=	25.00	cm	Espesor de muro.
Acw=	9235.31	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	88.96	Tonf.	Cortante última actuante.
Vcomp=	70.93	Tonf.	Cortante de comprobación. $V_{comp} = A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Comprobación 1:

b (cm.)	>	20 (cm.)
25.00	>	20.00

Comprobación 2:

Vu (Tonf.)	>	Vcomp (Tonf.)	Condición: Se debe usar acero en 2 capas.
88.96	>	70.93	

5. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE (Artículo 21.9.5.3 RNE E.060-09)

5.1. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE EN SECCIÓN TRANSVERSAL

La fuerza cortante de diseño V_u se debe calcular por medio de:

$$V_u = V_{ua}(M_n/M_{ua}) \leq V_{ua}R$$

Vua=	88.96	Tonf.	Cortante última actuante.
Mua=	635.51	Tonf*m	Momento último actuante.
Mn=	873.18	Tonf*m	Momento resistente nominal.
R=	6.00		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

Mn/Mua=	1.37	Razón entre momento nominal y momento último.
Vu=	122.23	Tonf. Fuerza cortante de diseño por capacidad.

5.1.1. Chequeo de resistencia a cortante máxima: (Artículo 11.10.4 RNE E.060-09)

$$V_n \leq A_{cw}(2.60\sqrt{f'_c})$$

Acw=	9235.31	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vnmax=	347.96	Tonf.	Resistencia a cortante máxima nominal.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante

ØVmax=	295.77	Tonf.	Resistencia a corte máxima.
---------------	--------	-------	-----------------------------

Comprobación:

ØVmax (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE, Procede diseño.
295.77	>	122.23	

5.1.2. Resistencia a cortante: $\delta V_n \geq V_u$ $V_n \geq V_c + V_s$ (Artículo 11.10.3 RNE E.060-09)

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'_c}) \quad V_s = A_{cw}\rho_h f_y \quad V_n = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y)$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Lm=	375.00	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	3.28		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente de resistencia del concreto a cortante.
Acw=	9235.31	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
ρh=	0.0028		Cuantía horizontal.
Vn=	181.09	Tonf.	Resistencia nominal a cortante del muro.
ØVn=	153.93	Tonf.	Resistencia a cortante del muro.

Comprobación:

ØVn (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE
153.93	>	122.23	

6. ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE (Capítulo 21.9.7 RNE E.060-09)

$$c \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/H_m)} \quad f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6M_u}{b * L^2} \geq 0.2f'_c$$

6.1. ELEMENTOS DE BORDE

6.1.1. Necesidad de usar elementos especiales de borde: (Artículos 21.9.7.4-5 RNE E.060-09)

Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde sección crítica.
Lm=	375.0	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	3.28		Razón entre altura total y longitud de muro. CUMPLE
δu=	5.19	cm.	Desplazamiento de diseño. (0.75*R*δ ó 0.85*R*δ)
c der=	87.49	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo derecho.
c izq=	87.49	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo izquierdo.
c=	87.49	cm.	Mayor profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño.
δu/Hm=	0.0042		

Comprobación 1:

(Artículos 21.9.7.4(a) RNE E.060-09)

c	<	L/(600δu/H)
87.49	<	125.00

Comprobación 2:

(Artículos 21.9.7.5 RNE E.060-09)

f_{cu}	>	$0.2 \cdot f'_c$
121.02	>	42.00

Condición: **Se necesitan elementos de borde.**

6.1.2. Extensión vertical del refuerzo transversal en SBE: (Artículo 21.9.7.4(b) RNE E.060-09)

Vu=	88.96	Tonf.
Mu=	635.51	Tonf*m
Mu/4Vu=	178.59	cm.
Lm=	375.00	cm.

Cortante última actuante.
Momento último actuante.
Razón entre momento nominal y 4*cortante última.
Longitud de muro.

Ext.v=	375.00	cm.
---------------	--------	-----

Se extenderá el acero de refuerzo transversal encima y debajo de la sección crítica al menos 375cm.

6.1.3. Comprobación de espesor en elementos de borde: (Artículo 21.9.7.2 RNE E.060-09)

Cuando se requiera elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos será de 15 cm.

Extremo derecho:

b=	25.0	cm.
-----------	------	-----

Espesor de elemento de borde propuesto.

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
25.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

b=	25.0	cm.
-----------	------	-----

Espesor de elemento de borde propuesto.

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
25.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.4. Longitud de elementos de borde:

(Artículo 21.9.7.6(a) RNE E.060-09)

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión al menos el mayor valor entre $c-0.1L_w$ y $c/2$.

Extremo derecho:

h=	50.00	cm.
c-0.1Lw=	49.99	cm.
c/2=	43.74	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

h=	50.00	cm.
c-0.1Lw=	49.99	cm.
c/2=	43.74	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

6.1.5. Espaciamiento entre apoyos de barras longitudinales: (Artículo 21.6.4.3 RNE E.060-09)

El espaciamiento h_x entre barras longitudinales no debe exceder del menor de 35cm.

hx real=	7.00	cm.
hx max=	35.00	cm.

Espaciamiento real entre barras apoyadas lateralmente.

Comprobación:

hx real (cm)	<	hx max (cm)
7.00	<	35.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.6. Separación vertical del refuerzo transversal: (Artículo 21.6.4.2-5 RNE E.060-09)

$\emptyset=$	3/4	"	Mayor diámetro de barra utilizado en elem. de borde.
--------------	-----	---	--

El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con el menor de:

a)	10.00	cm.	Tercera parte de la menor dimensión del SBE.
b)	11.43	cm.	6 veces el máximo diámetro longitudinal.
d)	10.00	cm.	10 cm.

Sv1=	10.00	cm.	Separación vertical dentro de longitud crítica.
-------------	-------	-----	---

Por encima de la longitud crítica del muro, la separación del refuerzo transversal será:

a)	19.05	cm.	10 veces el máximo diámetro longitudinal.
b)	25.00	cm.	25cm.
Sv2=	15.00	cm.	Separación vertical por encima de longitud crítica.

6.1.7. Área de refuerzo transversal para elementos de borde (Artículo 21.6.4.1(b) RNE E.060-09)

Extremo derecho:

r=	4.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
$\emptyset=$	\emptyset 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	46.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	42.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	17.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	1150.00	cm ²	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	714.00	cm ²	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal $[A_{sh}/(s*bc)]$ para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.77	cm ² .	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	1.89	cm ² .	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	3	ramas	Número de ramas requeridas.

Extremo izquierdo:

r=	4.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
Ø=	Ø 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	46.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	42.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	17.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	1150.00	cm ²	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	714.00	cm ²	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [$A_{sh}/(s*bc)$] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.77	cm ² .	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	1.89	cm ² .	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	3	ramas	Número de ramas requeridas.

6.1.8. Desarrollo de ganchos estándar en tracción dentro de SBE(Artículo 12.5.1 RNE E.060-09)

La longitud de desarrollo l_{dh} , debe ser la mayor de:

$$a) \left(\frac{0.075 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) db \quad b) 8d_b \quad c) 150mm$$

λ=	1.00	Concreto de peso normal.
ψ_e=	1.00	Barras sin recubrimiento epóxico.

a)	20.70	cm.
b)	7.62	cm.
c)	15.00	cm.

Ldh req=	20.70	cm.	Longitud de desarrollo en tracción requerida.
-----------------	-------	-----	---

Ldh disp=	42.00	cm.	Longitud de desarrollo en tracción disponible.
------------------	-------	-----	--

Comprobación:

Ldh disp (cm)	>	Ldh req (cm)	Condición: CUMPLE
42.00	>	20.70	

DISEÑO DE PLACA (BL-2) PL-7 (25X330)

1. DATOS DE GEOMETRÍA Y MATERIALES

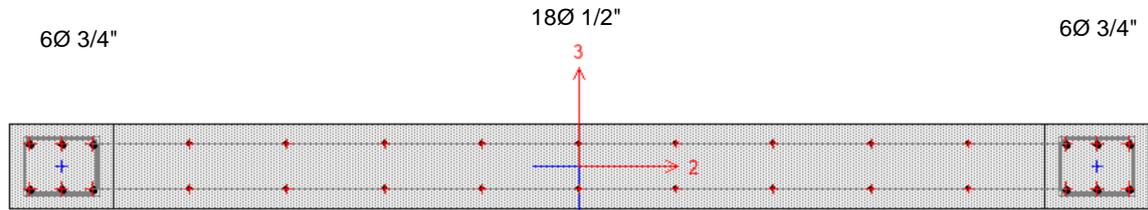
Lm=	330.0	cm.	Longitud de muro.
b=	25.0	cm	Espesor de muro.
Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
hm=	490.0	cm	Altura libre no soportada en el primer nivel del muro.
f'c =	210.0	Kg/cm2	Resistencia de concreto a compresión.
fy =	4200.0	Kg/cm2	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
R=	6.0		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

1.1. Comprobación de espesor mínimo de muro: (Artículo 14.5.3.1 RNE E.060-09)

a) hreq=	13.20	cm.	[Min(Lm,hm)/25]
b) hreq=	10.00	cm.	[10cm]
hreq=	13.20	cm.	[Máx(a,b)]

t (cm.)	>	hreq (cm.)	Condición: Espesor de muro adecuado.
25.00	>	13.20	

1.2. Propuesta de disposición de acero de refuerzo en sección:



2. CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y ANÁLISIS DEL MURO

2.1. DEMANDA DE ELEMENTO:

Obteniendo las cargas de sollicitación del muro:

Nivel	Caso	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	CM	-35.590	0.412	0.002	0.000	9.659
PISO 1	CV	-3.704	0.188	0.002	0.000	3.843
PISO 1	SSX Max	7.701	32.660	0.122	0.000	216.436
PISO 1	SSY Max	18.979	14.869	0.152	0.000	115.018

CARGA MUERTA =	35.590	Tonf.
CARGA VIVA =	3.704	Tonf.

2.2. COMBINACIONES DE DISEÑO

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en el Capítulo 9.2 RNE E.060-09.

$U1 = 1.4CM + 1.7CV$	(Artículo 9.2.1 RNE E.060-09)
$U2 = 1.25(CM + CV) + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U3 = 1.25(CM + CV) - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U4 = 0.9CM + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U5 = 0.9CM - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)

COMBINACIONES DE DISEÑO E.0-60 RNE

	COMB	COMBINACIONES DE DISEÑO				
		P	V2	V3	M2	M3
SISMO XX	U1	56.122	0.897	0.007	0.000	20.055
	U2	56.817	33.410	0.128	0.000	233.313
	U3	41.416	-31.910	-0.117	0.000	-199.559
	U4	39.731	33.031	0.124	0.000	225.129
	U5	24.330	-32.289	-0.121	0.000	-207.743
SISMO YY	U2	68.096	15.619	0.157	0.000	131.895
	U3	30.138	-14.118	-0.146	0.000	-98.142
	U4	51.010	15.239	0.153	0.000	123.711
	U5	13.052	-14.498	-0.150	0.000	-106.326

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO XX

	COMBINACIONES	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
SISMO XX POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	56.122	0.000	20.055
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	56.817	0.000	233.313
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	41.416	0.000	-199.559
	U4=0.9CM+SISXX	39.731	0.000	225.129
	U5=0.9CM-SISXX	24.330	0.000	-207.743
SISMO XX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	56.817	0.000	-233.313
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	41.416	0.000	199.559
	U4=0.9CM+SISXX	39.731	0.000	-225.129
	U5=0.9CM-SISXX	24.330	0.000	207.743

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO YY

	COMBINACIONES	COMBINACIONES DE DISEÑO		
		P	M2	M3
SISMO YY POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	56.122	0.000	20.055
	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	68.096	0.000	131.895
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	30.138	0.000	-98.142
	U4=0.9CM+SISYY	51.010	0.000	123.711
	U5=0.9CM-SISYY	13.052	0.000	-106.326
SISMO YY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	68.096	0.000	-131.895
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	30.138	0.000	98.142
	U4=0.9CM+SISYY	51.010	0.000	-123.711
	U5=0.9CM-SISYY	13.052	0.000	106.326

3. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN CARGA AXIAL Y MOMENTO

Se realizará el diseño del muro por flexocompresión generando diagramas de Interacción y se comparará con las cargas solicitadas por la estructura:

3.1. Generando diagramas de interacción:

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 3-3

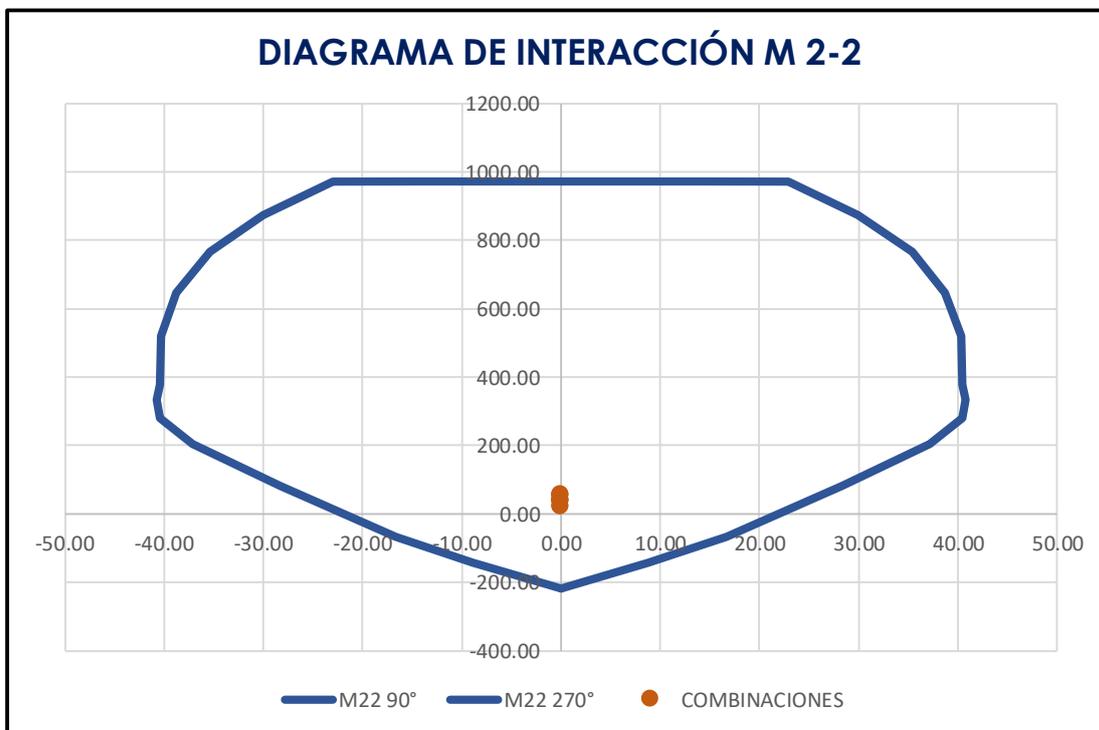
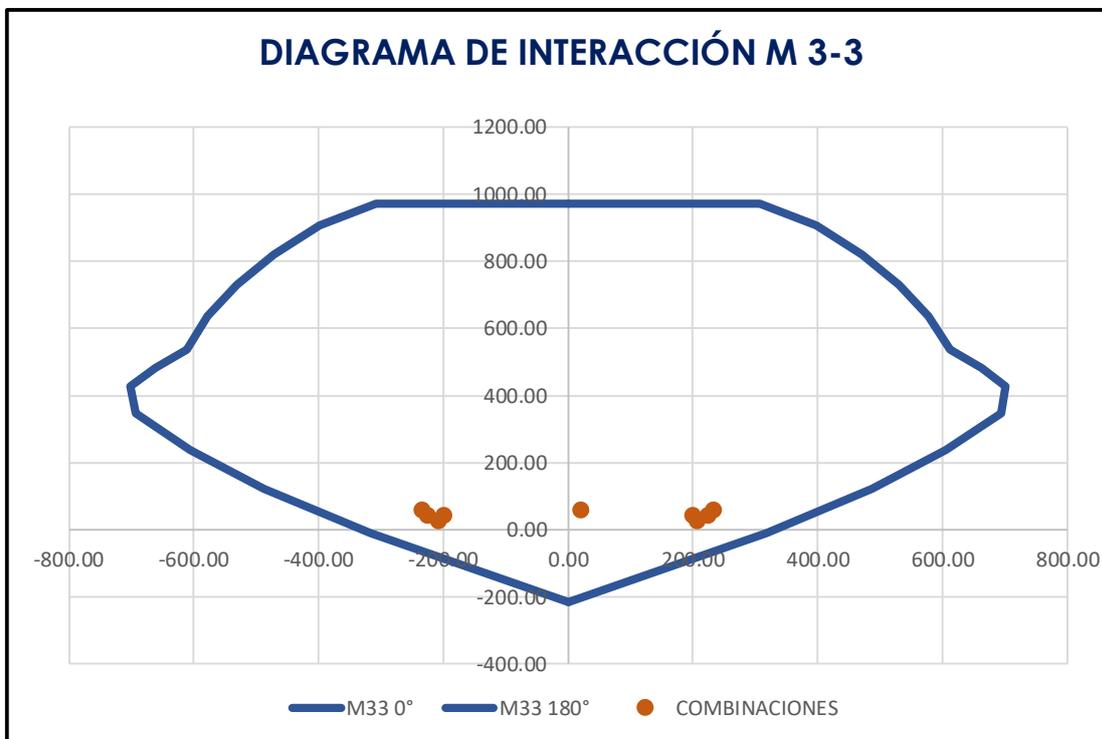
PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	973.40	0.00	973.40	0.00
2	973.40	199.79	973.40	-199.79
3	973.40	308.12	973.40	-308.12
4	906.21	397.61	906.21	-397.61
5	819.51	471.81	819.51	-471.81
6	729.85	531.38	729.85	-531.38
7	635.90	577.33	635.90	-577.33
8	536.15	611.70	536.15	-611.70
9	482.60	662.19	482.60	-662.19
10	429.28	701.69	429.28	-701.69
11	348.85	693.74	348.85	-693.74
12	236.63	606.22	236.63	-606.22
13	122.39	487.21	122.39	-487.21
14	-8.47	317.18	-8.47	-317.18
15	-216.56	0.00	-216.56	0.00

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 2-2

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	973.40	0.00	973.40	0.00
2	973.40	13.80	973.40	-13.80
3	973.00	22.96	973.00	-22.96
4	872.54	29.97	872.54	-29.97
5	765.10	35.40	765.10	-35.40
6	647.57	38.73	647.57	-38.73
7	520.22	40.32	520.22	-40.32
8	377.09	40.42	377.09	-40.42
9	333.63	40.74	333.63	-40.74
10	281.66	40.44	281.66	-40.44
11	204.13	37.17	204.13	-37.17
12	81.49	28.26	81.49	-28.26
13	-67.23	16.61	-67.23	-16.61
14	-141.89	8.82	-141.89	-8.82
15	-216.56	0.00	-216.56	0.00

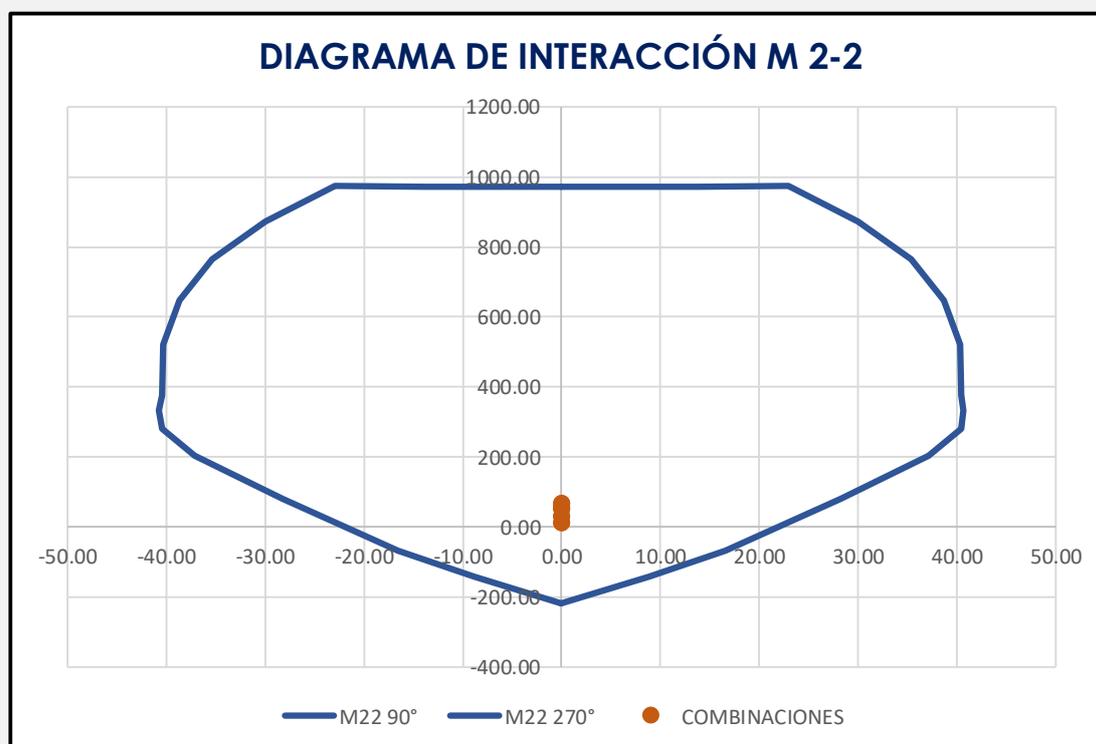
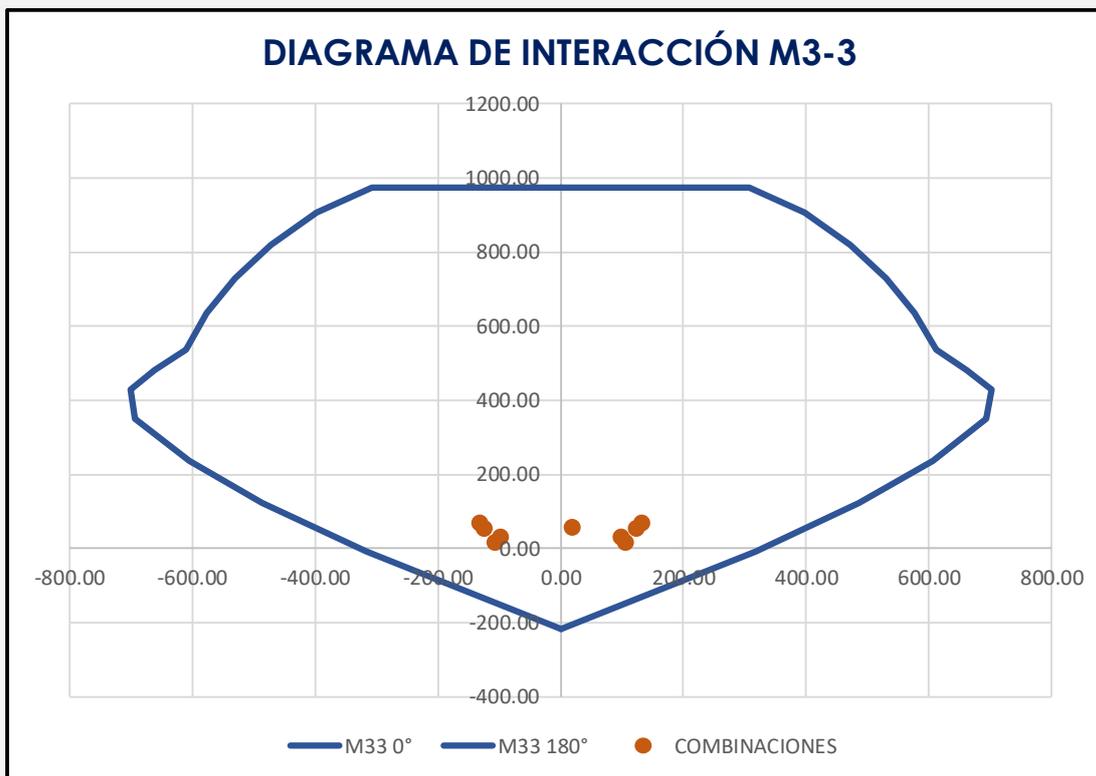
3.2. Comprobación por flexocompresión en diagrama de interacción (Paralelo y perpendicular al plano):

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN X



Se puede apreciar que el muro de sección PL-7 (25X330) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en X.

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN Y



Se puede apreciar que el muro de sección PL-7 (25X330) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en Y.

3.3. Comprobaciones por fuerza axial y cortante perpendicular al plano:

3.3.1. Resistencia axial máxima a compresión: (Artículo 10.3.6.2 RNE E.060-09)

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_yA_{st}$$

Ag=	8250.00	cm2	Área de la sección transversal del muro.
Ast=	57.30	cm2	Área total del refuerzo longitudinal.
Pu=	68.10	Tonf.	Carga axial última actuante.
Pn=	1362.45	Tonf.	Resistencia axial máxima nominal.
Øc=	0.70		Factor de reducción por compresión
ØPn=	953.71	Tonf.	Resistencia axial máxima.

Comprobación:

ØPn (Tonf.)	>	Pu (Tonf.)	Condición: CUMPLE
953.7	>	68.10	

3.3.2. Resistencia a corte perpendicular al plano: (Artículo 11.10.5 RNE E.060-09)

La resistencia a corte perpendicular al plano del muro es tratada como una losa en una dirección. El corte en poca profundidad de una losa en una dirección, raramente controla el diseño.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad A_{cw} = b * d \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \leq 1.5; \alpha_c = 0.80 \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \geq 2.0; \alpha_c = 0.53$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Lm=	330.00	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	3.73		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente αc.

b=	25.00	cm	Espesor de muro.
d=	19.41	cm	Peralte efectivo de sección.
Acw=	6406.13	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	0.16	Tonf.	Cortante última perpendicular al plano.
Vc=	49.20	Tonf.	Resistencia nominal a corte perpendicular al plano.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVc=	41.82	Tonf.	Resistencia a corte perpendicular al plano.

Comprobación:

ØVc (Tonf.)	>	Vu (Tonf.)	Condición: CUMPLE
41.82	>	0.16	

4. REQUERIMIENTOS DEL REFUERZO

4.1. Cuantías de refuerzo mínimas: (Artículo 11.10.7 RNE E.060-09)

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, pl ypt, para muros estructurales dependen del valor:

$$V_{comp} = A_{cw}(0.27\sqrt{f'_c})$$

Vu=	33.41	Tonf.	Cortante última actuante.
b=	25.00	cm	Espesor de muro.
Lw=	330.00	cm	Longitud de muro.
d=	324.41	cm	Peralte efectivo de sección.

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Acw=	8110.31	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vcomp=	31.73	Tonf.	Cortante de comprobación. $[V_c/2]$
ph min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo horizontal mínima.
pv min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo vertical mínima.

4.1.1. Cuantía de refuerzo vertical pv:

Utilizando=	Ø 1/2"	@ 0.30 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
pv=	0.0034		Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

pv	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0034	>	0.0025	

4.1.2. Cuantía de refuerzo horizontal ph:

Utilizando=	Ø 3/8"	@ 0.20 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
ph=	0.0028		Cuantía horizontal planteada.

Comprobación:

ph	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0028	>	0.0025	

4.2. Necesidad de distribución de acero en 2 capas: (Artículo 21.9.4.3 RNE E.060-09)

Debe usarse al menos 2 capas cuando $b \geq 20\text{cm}$ o cuando V_u exceda a: $A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

b=	25.00	cm	Espesor de muro.
Acw=	8110.31	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	33.41	Tonf.	Cortante última actuante.
Vcomp=	62.29	Tonf.	Cortante de comprobación. $V_{comp} = A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Comprobación 1:

b (cm.)	>	20 (cm.)
25.00	>	20.00

Comprobación 2:

Vu (Tonf.)	<	Vcomp (Tonf.)	Condición: Se debe usar acero en 2 capas.
33.41	<	62.29	

5. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE (Artículo 21.9.5.3 RNE E.060-09)

5.1. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE EN SECCIÓN TRANSVERSAL

La fuerza cortante de diseño V_u se debe calcular por medio de:

$$V_u = V_{ua}(M_n/M_{ua}) \leq V_{ua}R$$

Vua=	33.41	Tonf.	Cortante última actuante.
Mua=	233.31	Tonf*m	Momento último actuante.
Mn=	438.75	Tonf*m	Momento resistente nominal.
R=	6.00		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

Mn/Mua=	1.88	Razón entre momento nominal y momento último.
Vu=	62.83	Tonf. Fuerza cortante de diseño por capacidad.

5.1.1. Chequeo de resistencia a cortante máxima: (Artículo 11.10.4 RNE E.060-09)

$$V_n \leq A_{cw}(2.60\sqrt{f'c})$$

Acw=	8110.31	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vnmax=	305.58	Tonf.	Resistencia a cortante máxima nominal.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVmax=	259.74	Tonf.	Resistencia a corte máxima.

Comprobación:

ØVmax (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE, Procede diseño.
259.74	>	62.83	

5.1.2. Resistencia a cortante: $\delta V_n \geq V_u$ $V_n \geq V_c + V_s$ (Artículo 11.10.3 RNE E.060-09)

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'c}) \quad V_s = A_{cw}\rho_h f_y \quad V_n = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'c} + \rho_h f_y)$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Lm=	330.00	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	3.73		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente de resistencia del concreto a cortante.
Acw=	8110.31	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
ρh=	0.0028		Cuantía horizontal.
Vn=	159.03	Tonf.	Resistencia nominal a cortante del muro.
ØVn=	135.18	Tonf.	Resistencia a cortante del muro.

Comprobación:

ØVn (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE
135.18	>	62.83	

6. ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE (Capítulo 21.9.7 RNE E.060-09)

$$c \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/H_m)} \quad f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6M_u}{b * L^2} \geq 0.2f'_c$$

6.1. ELEMENTOS DE BORDE

6.1.1. Necesidad de usar elementos especiales de borde: (Artículos 21.9.7.4-5 RNE E.060-09)

Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde sección crítica.
Lm=	330.0	cm.	Longitud de muro.
Hm/Lm=	3.73		Razón entre altura total y longitud de muro. CUMPLE
δu=	0.51	cm.	Desplazamiento de diseño. (0.75*R*δ ó 0.85*R*δ)
c der=	37.93	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo derecho.
c izq=	37.93	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo izquierdo.
c=	37.93	cm.	Mayor profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño.
δu/Hm=	0.0004		

Comprobación 1:

(Artículos 21.9.7.4(a) RNE E.060-09)

c	<	L/(600δu/H)
37.93	<	110.00

Comprobación 2:

(Artículos 21.9.7.5 RNE E.060-09)

f_{cu}	>	$0.2 \cdot f'_c$
58.31	>	42.00

Condición: **Se necesitan elementos de borde.**

6.1.2. Extensión vertical del refuerzo transversal en SBE: (Artículo 21.9.7.4(b) RNE E.060-09)

Vu=	33.41	Tonf.
Mu=	233.31	Tonf*m
Mu/4Vu=	174.58	cm.
Lm=	330.00	cm.

Cortante última actuante.
Momento último actuante.
Razón entre momento nominal y 4*cortante última.
Longitud de muro.

Ext.v=	330.00	cm.
---------------	--------	-----

Se extenderá el acero de refuerzo transversal encima y debajo de la sección crítica al menos 330cm.

6.1.3. Comprobación de espesor en elementos de borde: (Artículo 21.9.7.2 RNE E.060-09)

Cuando se requiera elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos será de 15 cm.

Extremo derecho:

b=	25.0	cm.
-----------	------	-----

Espesor de elemento de borde propuesto.

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
25.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

b=	25.0	cm.
-----------	------	-----

Espesor de elemento de borde propuesto.

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
25.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.4. Longitud de elementos de borde:

(Artículo 21.9.7.6(a) RNE E.060-09)

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión al menos el mayor valor entre $c-0.1L_w$ y $c/2$.

Extremo derecho:

h=	30.00	cm.
c-0.1Lw=	4.93	cm.
c/2=	18.97	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

h=	30.00	cm.
c-0.1Lw=	4.93	cm.
c/2=	18.97	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

6.1.5. Espaciamiento entre apoyos de barras longitudinales: (Artículo 21.6.4.3 RNE E.060-09)

El espaciamiento h_x entre barras longitudinales no debe exceder del menor de 35cm.

hx real=	8.00	cm.
hx max=	35.00	cm.

Espaciamiento real entre barras apoyadas lateralmente.

Comprobación:

hx real (cm)	<	hx max (cm)
8.00	<	35.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.6. Separación vertical del refuerzo transversal: (Artículo 21.6.4.2-5 RNE E.060-09)

$\emptyset=$	3/4	"	Mayor diámetro de barra utilizado en elem. de borde.
--------------	-----	---	--

El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con el menor de:

a)	10.00	cm.	Tercera parte de la menor dimensión del SBE.
b)	11.43	cm.	6 veces el máximo diámetro longitudinal.
d)	10.00	cm.	10 cm.

Sv1=	10.00	cm.	Separación vertical dentro de longitud crítica.
-------------	-------	-----	---

Por encima de la longitud crítica del muro, la separación del refuerzo transversal será:

a)	19.05	cm.	10 veces el máximo diámetro longitudinal.
b)	25.00	cm.	25cm.

Sv2=	15.00	cm.	Separación vertical por encima de longitud crítica.
-------------	-------	-----	---

6.1.7. Área de refuerzo transversal para elementos de borde(Artículo 21.6.4.1(b) RNE E.060-09)

Extremo derecho:

r=	4.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
$\emptyset=$	\emptyset 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	26.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	22.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	17.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	650.00	cm ²	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	374.00	cm ²	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal $[A_{sh}/(s*bc)]$ para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.77	cm ² .	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	0.99	cm ² .	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Extremo izquierdo:

r=	4.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
Ø=	Ø 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	26.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	22.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	17.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	650.00	cm ²	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	374.00	cm ²	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [Ash/(s*bc)] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.77	cm ² .	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	0.99	cm ² .	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

6.1.8. Desarrollo de ganchos estándar en tracción dentro de SBE(Artículo 12.5.1 RNE E.060-09)

La longitud de desarrollo Ldh, debe ser la mayor de:

$$a) \left(\frac{0.075 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) db \qquad b) 8d_b \qquad c) 150mm$$

λ=	1.00	Concreto de peso normal.
ψe=	1.00	Barras sin recubrimiento epóxico.

a)	20.70	cm.
b)	7.62	cm.
c)	15.00	cm.

Ldh req=	20.70	cm.	Longitud de desarrollo en tracción requerida.
-----------------	-------	-----	---

Ldh disp=	22.00	cm.	Longitud de desarrollo en tracción disponible.
------------------	-------	-----	--

Comprobación:

Ldh disp (cm)	>	Ldh req (cm)	Condición: CUMPLE
22.00	>	20.70	

DISEÑO DE PLACA (BL-2) PL-8 (25X330X30X202.5)

1. DATOS DE GEOMETRÍA Y MATERIALES

Lmx=	330.0	cm.	Longitud de muro en dirección X.
bx=	25.0	cm	Espesor de muro en dirección X.
Lmy=	202.5	cm.	Longitud de muro en dirección Y.
by=	30.0	cm	Espesor de muro en dirección Y.
Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
hm=	490.0	cm	Altura libre no soportada en el primer nivel del muro.
f'c =	210.0	Kg/cm ²	Resistencia de concreto a compresión.
f'y =	4200.0	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
Rx,y=	6.0	6.0	Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.

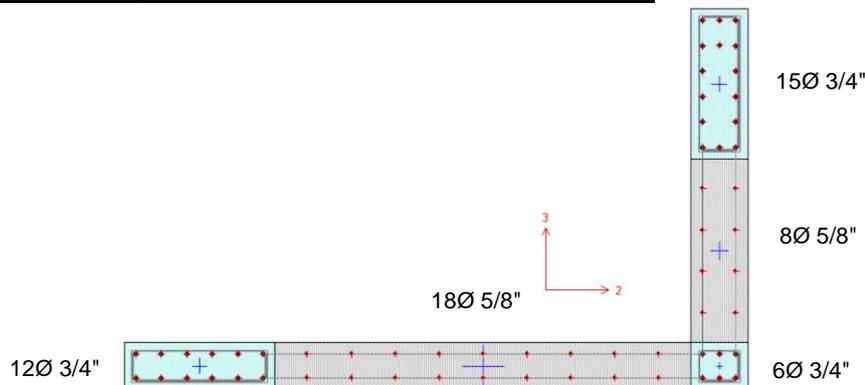
1.1. Comprobación de espesor mínimo de muro: (Artículo 14.5.3.1 RNE E.060-09)

a) hreq=	13.20	cm.	[Min(Lm,hm)/25]
b) hreq=	10.00	cm.	[10cm]
hreq=	13.20	cm.	[Máx(a,b)]

t (cm.)	>	hreq (cm.)
25.00	>	13.20

Condición: **Espesor de muro adecuado.**

1.2. Propuesta de disposición de acero de refuerzo en sección:



2. CARGAS, COMBINACIONES DE CARGA Y ANÁLISIS DEL MURO

2.1. DEMANDA DE ELEMENTO:

Obteniendo las cargas de sollicitación del muro:

Nivel	Caso	P	V2	V3	M2	M3
PISO 1	CM	-60.748	0.697	-0.507	7.059	20.699
PISO 1	CV	-6.305	0.196	-0.166	1.440	5.968
PISO 1	SSX Max	47.678	48.172	28.047	158.971	299.227
PISO 1	SSY Max	80.056	11.467	47.457	237.784	86.627

CARGA MUERTA =	60.748	Tn
CARGA VIVA =	6.305	Tn

2.2. COMBINACIONES DE DISEÑO

Se realizarán las combinaciones de carga definidas en el Capítulo 9.2 RNE E.060-09.

$U1 = 1.4CM + 1.7CV$	(Artículo 9.2.1 RNE E.060-09)
$U2 = 1.25(CM + CV) + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U3 = 1.25(CM + CV) - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U4 = 0.9CM + CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)
$U5 = 0.9CM - CS$	(Artículo 9.2.3 RNE E.060-09)

COMBINACIONES DE DISEÑO E.0-60 RNE

	COMBINACIONES DE DISEÑO					
	COMB	P	V2	V3	M2	M3
SISMO XX	U1	95.766	1.310	-0.991	12.332	39.125
	U2	131.494	49.289	27.206	169.596	332.562
	U3	36.138	-47.055	-28.888	-148.347	-265.893
	U4	102.351	48.799	27.591	165.325	317.857
	U5	6.996	-47.545	-28.503	-152.618	-280.598
SISMO YY	U2	163.872	12.584	46.616	248.409	119.961
	U3	3.760	-10.351	-48.297	-227.160	-53.293
	U4	134.730	12.095	47.001	244.138	105.256
	U5	-25.382	-10.840	-47.913	-231.431	-67.998

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO XX

	COMBINACIONES DE DISEÑO			
	COMBINACIONES	P	M2	M3
SISMO XX POSITIVO	$U1 = 1.4CM + 1.7CV$	95.766	12.332	39.125
	$U2 = 1.25(CM + CV) + SISXX$	131.494	169.596	332.562
	$U3 = 1.25(CM + CV) - SISXX$	36.138	-148.347	-265.893
	$U4 = 0.9CM + SISXX$	102.351	165.325	317.857
	$U5 = 0.9CM - SISXX$	6.996	-152.618	-280.598
SISMO XX NEGATIVO	$U2 = 1.25(CM + CV) + SISXX$	131.494	-169.596	-332.562
	$U3 = 1.25(CM + CV) - SISXX$	36.138	148.347	265.893
	$U4 = 0.9CM + SISXX$	102.351	-165.325	-317.857
	$U5 = 0.9CM - SISXX$	6.996	152.618	280.598

COMBINACIONES PARA DIAGRAMA DE INTERACCIÓN - SISMO YY

	COMBINACIONES DE DISEÑO			
	COMBINACIONES	P	M2	M3
SISMO YY POSITIVO	$U1 = 1.4CM + 1.7CV$	95.766	12.332	39.125
	$U2 = 1.25(CM + CV) + SISYY$	163.872	248.409	119.961
	$U3 = 1.25(CM + CV) - SISYY$	3.760	-227.160	-53.293
	$U4 = 0.9CM + SISYY$	134.730	244.138	105.256
	$U5 = 0.9CM - SISYY$	-25.382	-231.431	-67.998
SISMO YY NEGATIVO	$U2 = 1.25(CM + CV) + SISYY$	163.872	-248.409	-119.961
	$U3 = 1.25(CM + CV) - SISYY$	3.760	227.160	53.293
	$U4 = 0.9CM + SISYY$	134.730	-244.138	-105.256
	$U5 = 0.9CM - SISYY$	-25.382	231.431	67.998

3. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN CARGA AXIAL Y MOMENTO

Se realizará el diseño del muro por flexocompresión generando diagramas de Interacción y se comparará con las cargas solicitadas por la estructura:

3.1. Generando diagramas de interacción:

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 3-3

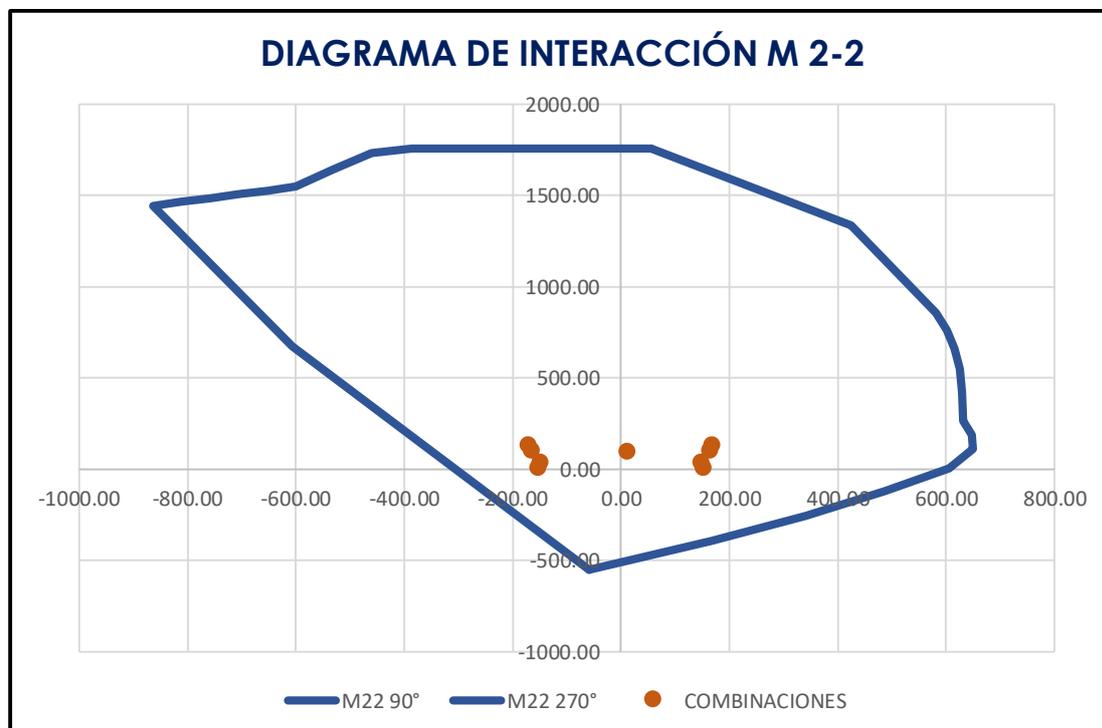
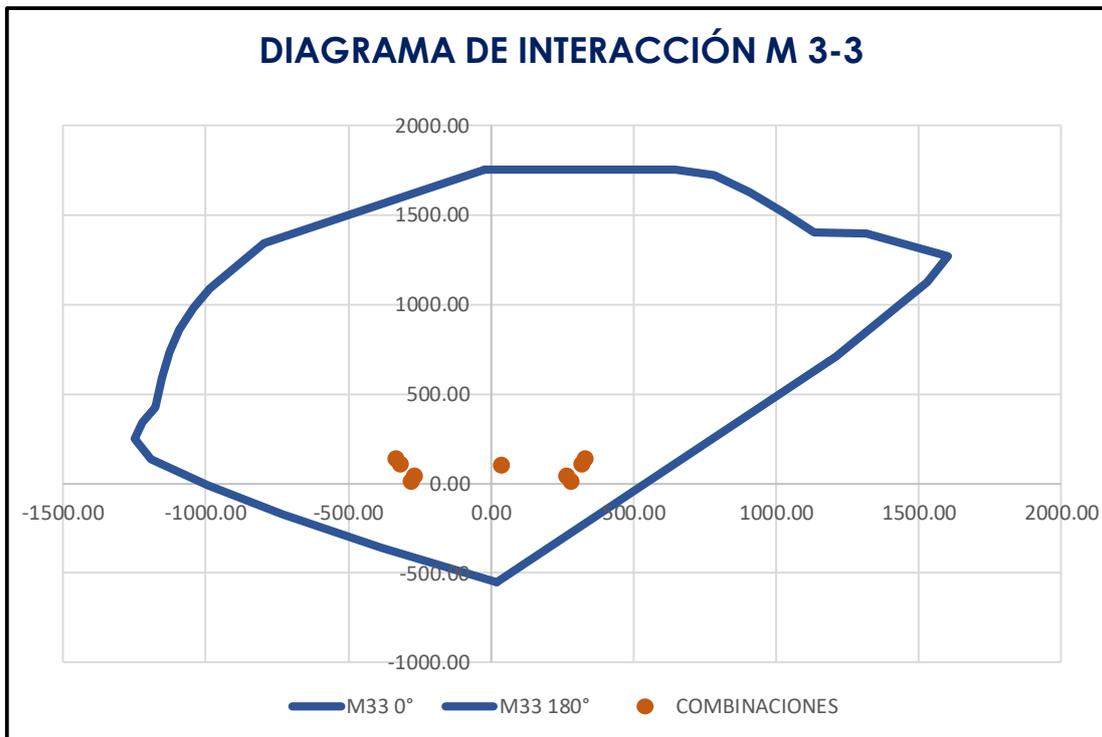
PUNTOS	M33			
	0°		180°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	1753.96	-21.80	1753.96	-21.80
2	1753.96	304.95	1340.46	-794.56
3	1753.96	482.44	1089.27	-985.22
4	1753.96	645.37	979.03	-1045.29
5	1723.93	784.55	860.99	-1092.28
6	1624.43	908.27	732.98	-1128.35
7	1518.32	1023.94	590.56	-1155.20
8	1402.67	1135.31	428.09	-1177.76
9	1397.33	1315.79	339.14	-1222.19
10	1355.52	1410.88	252.53	-1248.29
11	1313.71	1505.97	137.28	-1192.14
12	1271.90	1601.05	-7.25	-994.24
13	1124.64	1530.86	-169.52	-732.72
14	710.42	1211.11	-359.97	-383.52
15	-552.17	20.30	-552.17	20.30

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN M 2-2

PUNTOS	M22			
	90°		270°	
	phi*Pn	phi*Mn	phi*Pn	phi*Mn
1	1753.96	56.16	1753.96	56.16
2	1335.65	425.03	1753.96	-125.92
3	853.67	582.17	1753.96	-218.47
4	760.28	602.32	1753.96	-304.95
5	658.04	616.30	1753.96	-385.62
6	545.53	625.17	1729.39	-460.74
7	417.06	629.23	1641.28	-531.62
8	266.26	630.70	1547.11	-601.05
9	187.40	647.24	1526.15	-653.60
10	109.25	650.26	1505.19	-706.14
11	5.27	606.18	1484.23	-758.69
12	-119.51	486.76	1463.27	-811.24
13	-254.70	339.80	1442.31	-863.79
14	-391.38	168.31	670.01	-606.11
15	-552.17	-58.33	-552.17	-58.33

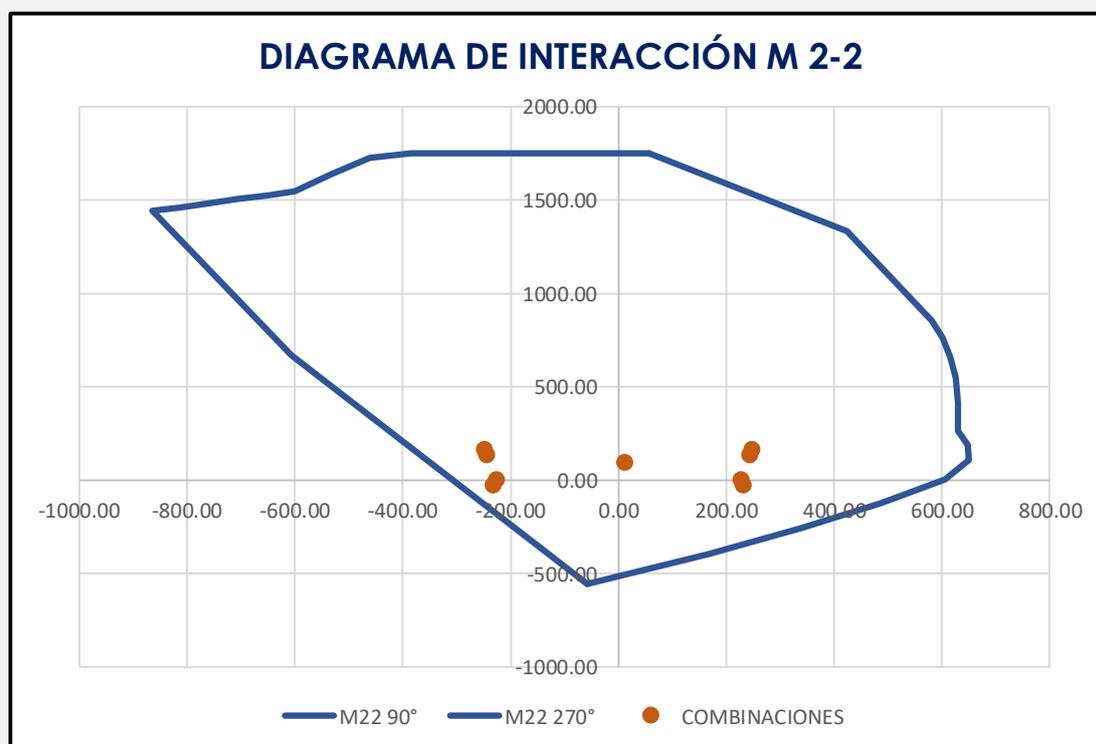
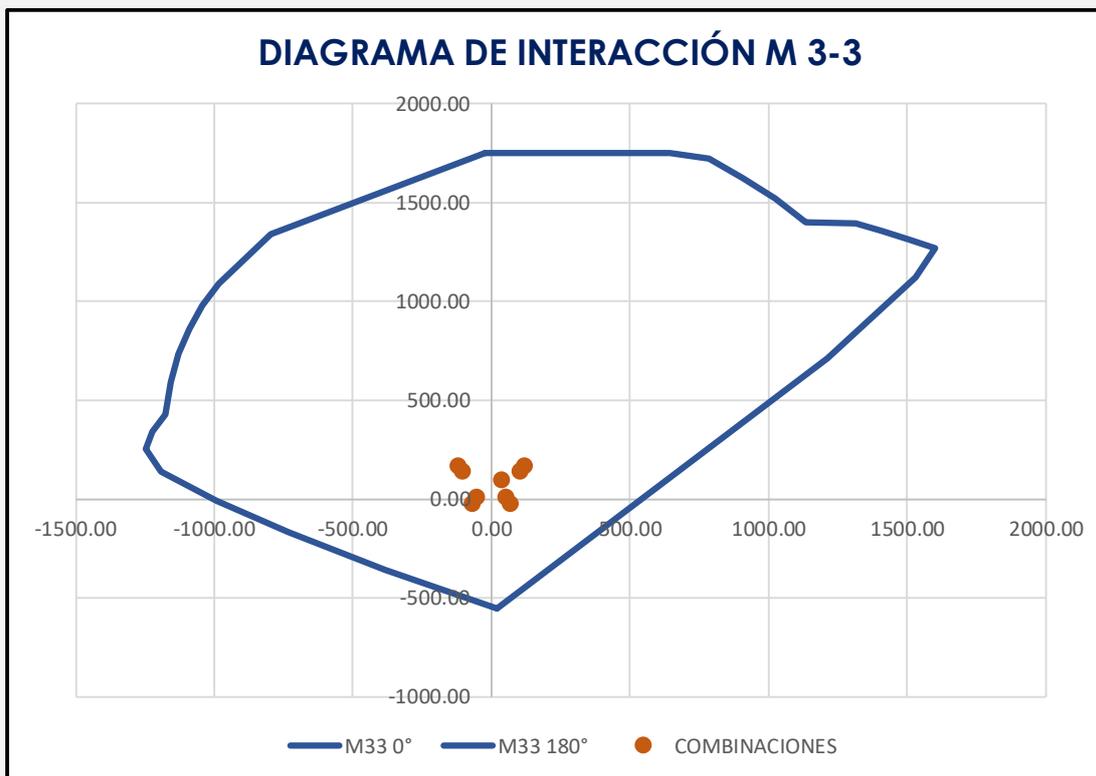
3.2. Comprobación por flexocompresión en diagrama de interacción (Paralelo y perpendicular al plano):

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN X



Se puede apreciar que el muro de sección PL-8 (25X330X30X202.5) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en X.

COMPROBACIÓN DE SOLICITACIONES CON SISMO EN Y



Se puede apreciar que el muro de sección PL-8 (25X330X30X202.5) resiste las solicitaciones de diseño con Sismo en Y.

3.3. Comprobaciones por fuerza axial y cortante perpendicular al plano:

3.3.1. Resistencia axial máxima a compresión: (Artículo 10.3.6.2 RNE E.060-09)

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

Ag=	13575.00	cm2	Área de la sección transversal del muro.
Ast=	145.46	cm2	Área total del refuerzo longitudinal.
Pu=	163.87	Tonf.	Carga axial última actuante.
Pn=	2406.48	Tonf.	Resistencia axial máxima nominal.
Øc=	0.70		Factor de reducción por compresión
ØPn=	1684.54	Tonf.	Resistencia axial máxima.

Comprobación:

ØPn (Tonf.)	>	Pu (Tonf.)	Condición: OK
1684.5	>	163.87	

3.3.2. Resistencia a corte fuera del plano: (Artículo 22.5.5.1.c ACI 318-19)

La resistencia a corte perpendicular al plano del muro es tratada como una losa en una dirección. El corte en poca profundidad de una losa en una dirección, raramente controla el diseño.

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad A_{cw} = b * d \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \leq 1.5; \alpha_c = 0.80 \quad Si \left[\frac{H_m}{L_m} \right] \geq 2.0; \alpha_c = 0.53$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
------------	---------	-----	--

3.3.2.1. Análisis en dirección del Sismo en X:

bx=	25.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis X.
Lx=	330.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis X.
dx=	19.25	cm	Peralte efectivo de sección.
Hm/Lm=	3.73		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente αc.
Acw=	6353.74	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	28.89	Tonf.	Cortante última perpendicular al plano en X.
Vc=	48.80	Tonf.	Resistencia nominal a corte perpendicular al plano.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVc=	41.48	Tonf.	Resistencia a corte perpendicular al plano.

Comprobación:

ØVc (Tonf.)	>	Vu (Tonf.)	Condición: CUMPLE
41.48	>	28.89	

3.3.2.2. Análisis en dirección del Sismo en Y:

by=	30.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis Y.
Ly=	202.50	cm	Longitud de muro en dirección de análisis Y.
dy=	24.25	cm	Peralte efectivo de sección.
Hm/Lm=	6.07		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente αc.
Acw=	4911.38	cm2	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	12.58	Tonf.	Cortante última perpendicular al plano en Y.
Vc=	37.72	Tonf.	Resistencia nominal a corte perpendicular al plano.

$\emptyset v =$	0.85	Factor de reducción por cortante
$\emptyset Vc =$	32.06	Tonf. Resistencia a corte perpendicular al plano.

Comprobación:

$\emptyset Vc$ (Tonf.)	>	V_u (Tonf.)	Condición: CUMPLE
32.06	>	12.58	

4. REQUERIMIENTOS DEL REFUERZO

4.1. Cuantías de refuerzo mínimas en dirección X: (Artículo 11.10.7 RNE E.060-09)

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, pl ypt, para muros estructurales dependen del valor:

$$V_{comp} = A_{cw}(0.27\sqrt{f'c})$$

Vux=	49.29	Tonf.	Cortante última actuante.
bx=	25.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis X.
Lx=	330.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis X.
dx=	324.25	cm	Peralte efectivo de sección en dirección de análisis X.
Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Acw=	8106.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vcomp=	31.72	Tonf.	Cortante de comprobación. [Vc/2]
ph min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo horizontal mínima.
pv min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo vertical mínima.

4.1.1. Cuantía de refuerzo vertical pv:

Utilizando=	\emptyset 5/8"	@ 0.20 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
pv=	0.0080		Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

pv	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0080	>	0.0025	

4.1.2. Cuantía de refuerzo horizontal ph:

Utilizando=	\emptyset 1/2"	@ 0.15 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
ph=	0.0069		Cuantía horizontal planteada.

Comprobación:

ph	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0069	>	0.0025	

4.2. Cuantías de refuerzo mínimas en dirección Y: (Artículo 11.10.7 RNE E.060-09)

Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, pl ypt, para muros estructurales dependen del valor:

$$V_{comp} = A_{cw}(0.27\sqrt{f'c})$$

Vuy=	48.30	Tonf.	Cortante última actuante.
by=	30.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis Y.
Ly=	202.50	cm	Longitud de muro en dirección de análisis Y.

dy=	196.75	cm	Peralte efectivo de sección en dirección de análisis Y.
Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Acw=	5902.61	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vcomp=	23.09	Tonf.	Cortante de comprobación. $[V_c/2]$
ph min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo horizontal mínima.
pv min=	0.0025	cm ² /m	Cuantía de refuerzo vertical mínima.

4.2.1. Cuantía de refuerzo vertical pv:

Utilizando=	Ø 5/8"	@ 0.15 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
pv=	0.0088		Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

pv	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0088	>	0.0025	

4.2.2. Cuantía de refuerzo horizontal ph:

Utilizando=	Ø 1/2"	@ 0.15 m.	Distribución planteada.
Capas=	2	capas	# capas planteada.
ph=	0.0057		Cuantía horizontal planteada.

Comprobación:

ph	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0057	>	0.0025	

4.3. Necesidad de distribución de acero en 2 capas: (Artículo 21.9.4.3 RNE E.060-09)

Debe usarse al menos 2 capas cuando $b \geq 20\text{cm}$ o cuando V_u exceda a: $A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Análisis en dirección X:

bx=	25.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis X.
Acw=	8106.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	49.29	Tonf.	Cortante última actuante.
Vcomp=	62.26	Tonf.	Cortante de comprobación. $V_{comp} = A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Análisis en dirección Y:

by=	30.00	cm	Espesor de muro en dirección de análisis Y.
Acw=	5902.61	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vu=	48.30	Tonf.	Cortante última actuante.
Vcomp=	45.33	Tonf.	Cortante de comprobación. $V_{comp} = A_{cw}(0.53\sqrt{f'c})$

Comprobación 1:

b min (cm.)	>	20 (cm.)
25.00	>	20.00

Comprobación 2:

Vux (Tonf.)	<	Vcomp (Tonf.)
49.29	<	62.26

Comprobación 3:

Vuy (Tonf.)	>	Vcomp (Tonf.)
48.30	>	45.33

Condición: **Se debe usar acero en 2 capas.**

5. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

(Artículo 21.9.5.3 RNE E.060-09)

5.1. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE SECCIÓN TRANSVERSAL X

La fuerza cortante de diseño V_u se debe calcular por medio de:

$$V_u = V_{ua}(M_n/M_{ua}) \leq V_{ua}R$$

Vuax=	49.29	Tonf.	Cortante última actuante en dirección X.
Muax=	332.56	Tonf*m	Momento último actuante en dirección X.
Mn=	1296.6	Tonf*m	Momento resistente nominal.
R=	6.00		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.
Mn/Mua=	3.90		Razón entre momento nominal y momento último.
Vu=	192.17	Tonf.	Fuerza cortante de diseño por capacidad.

5.1.1. Chequeo de resistencia a cortante máxima:

(Artículo 11.10.4 RNE E.060-09)

$$V_n \leq A_{cw}(2.60\sqrt{f'c})$$

Acw=	8106.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vnmax=	313.65	Tonf.	Resistencia a cortante máxima nominal.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVmax=	266.60	Tonf.	Resistencia a corte máxima.

Comprobación:

ØVmax (Tn)	>	Vu (Tn)
266.60	>	192.17

Condición: **CUMPLE, Procede diseño.**

5.1.2. Resistencia a cortante:

$\phi V_n \geq V_u$ $V_n \geq V_c + V_s$ (Artículo 11.10.3 RNE E.060-09)

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'c})$$

$$V_s = A_{cw}\rho_h f_y$$

$$V_n = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'c} + \rho_h f_y)$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Lx=	330.00	cm	Longitud de muro en dirección de análisis X.
Hm/Lm=	3.73		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente de resistencia del concreto a cortante.
Acw=	8106.34	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
ρh=	0.0069		Cuantía horizontal en dirección de análisis X.
Vn=	296.50	Tonf.	Resistencia nominal a cortante del muro.
ØVn=	252.03	Tonf.	Resistencia a cortante del muro.

Comprobación:

ØVn (Tn)	>	Vu (Tn)
252.03	>	192.17

Condición: **CUMPLE**

5.2. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE SECCIÓN TRANSVERSAL Y

La fuerza cortante de diseño V_u se debe calcular por medio de:

$$V_u = V_{ua}(M_n/M_{ua}) \leq V_{ua}R$$

Vuay=	48.30	Tonf.	Cortante última actuante en dirección Y.
Muay=	227.16	Tonf*m	Momento último actuante en dirección Y.
Mn=	672.1	Tonf*m	Momento resistente nominal.
R=	6.00		Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas.
Mn/Mua=	2.96		Razón entre momento nominal y momento último.
Vu=	142.90	Tn	Fuerza cortante de diseño por capacidad.

5.2.1. Chequeo de resistencia a cortante máxima: (Artículo 11.10.4 RNE E.060-09)

$$V_n \leq A_{cw}(2.60\sqrt{f'_c})$$

Acw=	5902.61	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
Vnmax=	228.38	Tonf.	Resistencia a cortante máxima nominal.
Øv=	0.85		Factor de reducción por cortante
ØVmax=	194.13	Tonf.	Resistencia a corte máxima.

Comprobación:

ØVmax (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE, Procede diseño.
194.13	>	142.90	

5.2.2. Resistencia a cortante: $\phi V_n \geq V_u$ $V_n \geq V_c + V_s$ (Artículo 11.10.3 RNE E.060-09)

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'_c}) \qquad V_s = A_{cw}\rho_h f_y \qquad V_n = A_{cw}(\alpha_c\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y)$$

Hm=	1230.00	cm.	Altura total del muro desde base hasta parte superior.
Ly=	202.50	cm	Longitud de muro en dirección de análisis Y.
Hm/Lm=	6.07		Relación entre altura total de muro y longitud de muro.
αc=	0.53		Coefficiente de resistencia del concreto a cortante.
Acw=	5902.61	cm ²	Área de corte de la sección transversal de muro.
ph=	0.0057		Cuantía horizontal en dirección de análisis Y.
Vn=	187.47	Tonf.	Resistencia nominal a cortante del muro.
ØVn=	159.35	Tonf.	Resistencia a cortante del muro.

Comprobación:

ØVn (Tn)	>	Vu (Tn)	Condición: CUMPLE
159.35	>	142.90	

6. ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE (Capítulo 21.9.7 RNE E.060-09)

$$c \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/H_m)} \qquad f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6M_u}{b * L^2} \geq 0.2f'_c$$

6.1. ELEMENTOS DE BORDE EN DIRECCIÓN X

6.1.1. Necesidad de usar elementos especiales de borde: (Artículos 21.9.7.4-5 RNE E.060-09)

Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde sección crítica.
Lmx=	330.0	cm.	Longitud de muro en dirección de análisis X.

Hm/Lm=	3.73		Razón entre altura total y longitud de muro. CUMPLE
δu=	1.10	cm.	Desplazamiento de diseño. ($0.75 \cdot R \cdot \delta$ ó $0.85 \cdot R \cdot \delta$)
c der=	12.07	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo derecho.
c izq=	105.52	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo izquierdo.
c=	105.52	cm.	Mayor profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño.
$\delta u/Hm$=	0.0009		

Comprobación 1:

(Artículos 21.9.7.4(a) RNE E.060-09)

c	<	$L/(600\delta u/H)$
105.52	<	110.00

Comprobación 2:

(Artículos 21.9.7.5 RNE E.060-09)

f_{cu}	>	$0.2 \cdot f'c$
82.98	>	42.00

Condición: **Se necesitan elementos de borde.**

6.1.2. Extensión vertical del refuerzo transversal en SBE: (Artículo 21.9.7.4(b) RNE E.060-09)

Vuax=	49.29	Tonf.	Cortante última actuante en dirección X.
Muax=	332.56	Tonf*m	Momento último actuante en dirección X.
Mu/4Vu=	168.68	cm.	Razón entre momento nominal y 4*cortante última.
Lmx=	330.00	cm.	Longitud de muro en dirección de análisis X.
Ext.v=	330.00	cm.	Se extenderá el acero de refuerzo transversal encima y debajo de la sección crítica al menos 330cm.

6.1.3. Comprobación de espesor en elementos de borde: (Artículo 21.9.7.2 RNE E.060-09)

Cuando se requiera elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos será de 15 cm.

Extremo derecho:

b=	25.0	cm.	Espesor de elemento de borde propuesto.
-----------	------	-----	---

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
25.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

b=	25.0	cm.	Espesor de elemento de borde propuesto.
-----------	------	-----	---

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
25.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.4. Longitud de elementos de borde: (Artículo 21.9.7.6(a) RNE E.060-09)

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión al menos el mayor valor entre $c-0.1Lw$ y $c/2$.

Extremo derecho:

h=	30.00	cm.	Peralte de elemento de borde considerado.
c-0.1Lw=	0.00	cm.	
c/2=	6.04	cm.	Condición: CUMPLE

Extremo izquierdo:

h=	80.00	cm.
c-0.1Lw=	72.52	cm.
c/2=	52.76	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

6.1.5. Espaciamiento entre apoyos de barras longitudinales: (Artículo 21.6.4.3 RNE E.060-09)
El espaciamiento h_x entre barras longitudinales no debe exceder del menor de 35cm.

hx real=	8.00	cm.
hx max=	35.00	cm.

Espaciamiento real entre barras apoyadas lateralmente.

Comprobación:

hx real (cm)	<	hx max (cm)
8.00	<	35.00

Condición: **CUMPLE**

6.1.6. Separación vertical del refuerzo transversal: (Artículo 21.6.4.2-5 RNE E.060-09)

Ø=	3/4	"
-----------	-----	---

Mayor diámetro de barra utilizado en elem. de borde.

El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con el menor de:

a)	10.00	cm.
b)	12.50	cm.
d)	10.00	cm.

Tercera parte de la menor dimensión del SBE.

6 veces el máximo diámetro longitudinal.

10 cm.

Sv1=	10.00	cm.
-------------	-------	-----

Separación vertical dentro de longitud crítica.

Por encima de la longitud crítica del muro, la separación del refuerzo transversal será:

a)	19.05	cm.
b)	25.00	cm.

10 veces el máximo diámetro longitudinal.

25cm.

Sv2=	15.00	cm.
-------------	-------	-----

Separación vertical por encima de longitud crítica.

6.1.7. Área de refuerzo transversal para elementos de borde(Artículo 21.6.4.1(b) RNE E.060-09)

Extremo derecho:

r=	4.00	cm.
-----------	------	-----

Recubrimiento de concreto.

Ø=	Ø 3/8"	
-----------	--------	--

Diámetro de acero en sección transversal.

Lbe=	26.00	cm.
-------------	-------	-----

Longitud de SBE medido desde cara en compresión.

bc1=	22.00	cm.
-------------	-------	-----

Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).

bc2=	17.00	cm.
-------------	-------	-----

Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).

Ag=	650.00	cm ²
------------	--------	-----------------

Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)

Ach=	374.00	cm ²
-------------	--------	-----------------

Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal $[A_{sh}/(s*bc)]$ para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.77	cm2.	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	0.99	cm2.	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Extremo izquierdo:

r=	4.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
Ø=	Ø 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	76.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	72.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	17.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	1900.00	cm2	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	1224.00	cm2	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [Ash/(s*bc)] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.77	cm2.	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	Número de ramas requeridas.

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	3.24	cm2.	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	5	ramas	Número de ramas requeridas.

6.1.8. Desarrollo de ganchos estándar en tracción dentro de SBE(Artículo 12.5.1 RNE E.060-09)

La longitud de desarrollo ldh, debe ser la mayor de:

$$a) \left(\frac{0.075 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) db \quad b) 8d_b \quad c) 150mm$$

λ=	1.00	Concreto de peso normal.
ψe=	1.00	Barras sin recubrimiento epóxico.
a)	25.61	cm.
b)	10.16	cm.
c)	15.00	cm.

Ldh req=	25.61	cm.	Longitud de desarrollo en tracción requerida.
Ldh disp=	26.00	cm.	Longitud de desarrollo en tracción disponible.

Comprobación:

Ldh disp (cm)	>	Ldh req (cm)	
26.00	>	25.61	Condición: CUMPLE

6.2. ELEMENTOS DE BORDE EN DIRECCIÓN Y

$$c \geq \frac{L_m}{600(\delta_u/H_m)} \quad f_{cu} = \frac{P_u}{A_g} + \frac{6M_u}{b * L^2} \geq 0.2f'_c$$

6.2.1. Necesidad de usar elementos especiales de borde: (Artículos 21.9.7.4-5 RNE E.060-09)

Hm=	1230.0	cm.	Altura total del muro desde sección crítica.
Lmy=	202.5	cm.	Longitud de muro en dirección de análisis Y.
Hm/Lm=	6.07		Razón entre altura total y longitud de muro. CUMPLE
δu=	4.48	cm.	Desplazamiento de diseño. (0.75*R*δ ó 0.85*R*δ)
c der=	5.08	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo derecho.
c izq=	90.21	cm.	Profundidad de eje neutro en extremo izquierdo.
c=	90.21	cm.	Mayor profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño.
δu/Hm=	0.0036		

Comprobación 1:

(Artículos 21.9.7.4(a) RNE E.060-09)

c	>	L/(600δu/H)
90.21	>	67.50

Comprobación 2:

(Artículos 21.9.7.5 RNE E.060-09)

f_{cu}	>	0.2*f'c
133.23	>	42.00

Condición: **Se necesitan elementos de borde.**

6.2.2. Extensión vertical del refuerzo transversal en SBE: (Artículo 21.9.7.4(b) RNE E.060-09)

Vuay=	48.30	Tonf.	Cortante última actuante en dirección X.
Muay=	227.16	Tonf*m	Momento último actuante en dirección Y.
Mu/4Vu=	117.58	cm.	Razón entre momento nominal y 4*cortante última.
Lmy=	202.50	cm.	Longitud de muro en dirección de análisis Y.
Ext.v=	202.50	cm.	Se extenderá el acero de refuerzo transversal encima y debajo de la sección crítica al menos 205cm.

6.2.3. Comprobación de espesor en elementos de borde: (Artículo 21.9.7.2 RNE E.060-09)

Cuando se requiera elementos de borde confinados, el espesor mínimo de éstos será de 15 cm.

Extremo derecho:

b=	30.0	cm.	Espesor de elemento de borde propuesto.
-----------	------	-----	---

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
30.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

b=	30.0	cm.	Espesor de elemento de borde propuesto.
-----------	------	-----	---

Comprobación:

b (cm.)	>	15 (cm.)
30.00	>	15.00

Condición: **CUMPLE**

6.2.4. Longitud de elementos de borde: (Artículo 21.9.7.6(a) RNE E.060-09)

El elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema en compresión al menos el mayor valor entre $c-0.1L_w$ y $c/2$.

Extremo derecho:

h=	30.00	cm.
c-0.1L_w=	0.00	cm.
c/2=	2.54	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

Extremo izquierdo:

h=	80.00	cm.
c-0.1L_w=	69.96	cm.
c/2=	45.11	cm.

Peralte de elemento de borde considerado.

Condición: **CUMPLE**

6.2.5. Espaciamiento entre apoyos de barras longitudinales: (Artículo 21.6.4.3 RNE E.060-09)

El espaciamiento h_x entre barras longitudinales no debe exceder del menor de 35cm.

h_x real=	8.00	cm.
h_x max=	35.00	cm.

Espaciamiento real entre barras apoyadas lateralmente.

Comprobación:

h _x real (cm)	<	h _x max (cm)
8.00	<	35.00

Condición: **CUMPLE**

6.2.6. Separación vertical del refuerzo transversal: (Artículo 21.6.4.2-5 RNE E.060-09)

∅=	3/4	"
-----------	-----	---

Mayor diámetro de barra utilizado en elem. de borde.

El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con el menor de:

a)	10.00	cm.
b)	12.50	cm.
d)	10.00	cm.

Tercera parte de la menor dimensión del SBE.

6 veces el máximo diámetro longitudinal.

10 cm.

S_{v1}=	10.00	cm.
------------------------	-------	-----

Separación vertical dentro de longitud crítica.

Por encima de la longitud crítica del muro, la separación del refuerzo transversal será:

a)	19.05	cm.
b)	25.00	cm.

10 veces el máximo diámetro longitudinal.

25cm.

S_{v2}=	15.00	cm.
------------------------	-------	-----

Separación vertical por encima de longitud crítica.

6.2.7. Área de refuerzo transversal para elementos de borde(Artículo 21.6.4.1(b) RNE E.060-09)

Extremo derecho:

r=	4.00	cm.
∅=	∅ 3/8"	
L_{be}=	26.00	cm.
bc1=	22.00	cm.
bc2=	22.00	cm.
Ag=	780.00	cm ²
Ach=	484.00	cm ²

Recubrimiento de concreto.

Diámetro de acero en sección transversal.

Longitud de SBE medido desde cara en compresión.

Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).

Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).

Área bruta de concreto en elemento de borde. (L_{be}*b)

Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [Ash/(s*bc)] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.99	cm2.	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	0.99	cm2.	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	2	ramas	

Extremo izquierdo:

r=	4.00	cm.	Recubrimiento de concreto.
Ø=	Ø 3/8"		Diámetro de acero en sección transversal.
Lbe=	76.00	cm.	Longitud de SBE medido desde cara en compresión.
bc1=	72.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a h).
bc2=	22.00	cm.	Dimensión transversal del núcleo medido entre bordes externos del refuerzo transversal. (Paralelo a b).
Ag=	2280.00	cm2	Área bruta de concreto en elemento de borde. (Lbe*b)
Ach=	1584.00	cm2	Área medida entre bordes exteriores del refuerzo.

El refuerzo transversal [Ash/(s*bc)] para cada dirección debe ser al menos:

$$\frac{A_{sh}}{s * bc} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash/(s*bc)=	0.0045
--------------------	--------

Refuerzo transversal paralelo a peralte de SBE:

Ashx=	0.99	cm2.	Área de sección transversal requeridas.
# ramas=	2	ramas	

Refuerzo transversal paralelo a ancho de SBE:

Ashy=	3.24	cm2.	Área de sección transversal requeridas
# ramas=	5	ramas	

6.2.8. Desarrollo de ganchos estándar en tracción dentro de SBE(Artículo 12.5.1 RNE E.060-09)

La longitud de desarrollo ldh, debe ser la mayor de:

$$a) \left(\frac{0.075 \psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) db \quad b) 8d_b \quad c) 150mm$$

λ=	1.00	Concreto de peso normal.
ψe=	1.00	Barras sin recubrimiento epóxico.

a)	25.61	cm.
b)	10.16	cm.
c)	15.00	cm.
Ldh req=	25.61	cm.

Longitud de desarrollo en tracción requerida.

Ldh disp=	26.00	cm.
------------------	--------------	------------

Longitud de desarrollo en tracción disponible.

Comprobación:

Ldh disp (cm)	>	Ldh req (cm)
26.00	>	25.61

Condición: **CUMPLE**

DISEÑO DE VIGAS

DISEÑO DE VIGA VR-01 (30x50)

DATOS PRELIMINARES:

h=	0.50	m.	Peralte de viga.
b=	0.30	m.	Ancho de viga.
f'c=	210.00	Kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto.
fy=	4200.00	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero.
Øf,c=	0.90	0.85	Factor de reducción por flexión y corte-torsión.
β1=	0.850		Factor β1 (Artículo 10.2.7.3 RNE E.060-09)
φl. max,min=	Ø 5/8"	Ø 5/8"	Diám. de acero longitudinal máx. y mín.
φtransv.=	Ø 3/8"		Diámetro de acero transversal.
rec=	4.00	cm.	Recubrimiento de viga.
Ln=	2.20	m.	Luz libre de viga.
S.E:	Muros o Dual Tipo I		Tipo de sistema estructural.

DISEÑO POR FLEXIÓN: (ACERO LONGITUDINAL) (Capítulo 10 RNE E.060-09)

Fórmulas para cálculo de Acero, en viga simplemente reforzada:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi 0.85 f'_c b d^2}} \right)$$

Módulo de elasticidad de materiales: (Capítulo 8.5 RNE E.060-09)

Ec=	217370.65	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad del concreto.
Es=	2000000	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

Límites de la deformaciones unitarias en vigas: (Capítulo 10.2 RNE E.060-09)

εcu=	0.003		Deformación unitaria máxima del concreto.
εty=	0.0021		Deformación unitaria de tracción en fluencia. [fy/Es]

Cálculo del Acero Positivo (Parte inferior de la viga):

Mu(+)=	5.21	Tn.m	Momento positivo actuante en la viga.
d=	0.443	m.	Peralte efectivo de la viga.
As(+)=	3.21	cm ²	Área de acero calculada.
a=	2.51	cm.	Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos.
As(+)=	3.21	cm ²	Conformidad del acero en proceso iterativo
As coloc(+)=	5.97	cm ²	As colocado
ρ=	0.00450		ρ = As/bd

Verificación de Cuantía Máxima y Mínima:

Cuantía Máxima

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ty}} \right)$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_b = 0.02125$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.01063$$

Cuantía Mínima

$$\rho_{\text{min}} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.00242$$

$\rho_{\text{máx}} = 0.01063$	> 0.00450	$> \rho_{\text{min}} = 0.00242$
-------------------------------	-------------	---------------------------------

La cuantía de acero colocada cumple con los requisitos normativos, CONFORME.

Diseño para viga doblemente reforzada

$\rho_{\text{máx}}=$	0.01063
$As1(+)=$	14.11 cm ²
$a=$	11.06 cm.
$d'=$	0.06 m.

As colocado (Flexión)= 0 cm²

$$f's = E_s \varepsilon_{cu} \left(\frac{c - d'}{c} \right) = 3.35 \text{ Tn/cm}^2$$

$$c = \left(\frac{a}{\beta_1} \right) = 13.02 \text{ cm.}$$

As colocado (Compresión)= 0 cm²

No se considera en el diseño

$$Mu1 = \emptyset * As1 * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 20.65 \text{ Tn.m}$$

$$Mu2 = Mu - Mu1 = 0.00 \text{ Tn.m}$$

$$As2 = \frac{Mu2}{\emptyset fy (d - d')} = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$AsT = As1 + As2 = 0.00 \text{ cm}^2$$

As colocado=

0	Ø 1/2"
0	Ø 1/2"

$$A's = \frac{Mu2}{\emptyset * f's * (d - d')} = 0.00 \text{ cm}^2$$

As colocado=

0	Ø 1/2"
0	Ø 1/2"

Cálculo de Acero Negativo (Parte superior de la Viga):

$Mu(-)=$	3.85	Tn.m
$d=$	0.443	m.
$As(-)=$	2.35	cm ²
$a=$	1.84	cm.
$As(-)=$	2.35	cm ²
$As coloc(-)=$	5.97	cm ²
$\rho=$	0.00450	

Momento negativo actuante en la viga.

Peralte efectivo de la viga.

Área de acero calculada.

Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos.

Conformidad del acero en proceso iterativo

As colocado

3	Ø 5/8"
0	Ø 5/8"

$\rho = As/bd$

Verificación de Cuantía Máxima y Mínima:

Cuantía Máxima

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ty}} \right)$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_b = 0.02125$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.01063$$

Cuantía Mínima

$$\rho_{\text{min}} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.00242$$

$\rho_{\text{máx}} = 0.01063$	> 0.00450	$> \rho_{\text{min}} = 0.00242$
-------------------------------	-------------	---------------------------------

La cuantía de acero colocada cumple con los requisitos normativos, CONFORME.

Diseño para viga doblemente reforzada

$\rho_{\text{máx}}=$	0.01063
$As1(-)=$	14.11 cm ²
$a=$	11.06 cm.
$d'=$	0.06 m.

As colocado (Flexión)= 0 cm²

$$f's = E_s \varepsilon_{cu} \left(\frac{c - d'}{c} \right) = 3.35 \text{ Tn/cm}^2$$

$$c = \left(\frac{a}{\beta_1} \right) = 13.02 \text{ cm.}$$

As colocado (Compresión)= 0 cm²

No se considera en el diseño

$$Mu1 = \emptyset * As1 * fy * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 20.65 \text{ Tn.m}$$

$$Mu2 = Mu - Mu1 = 0.00 \text{ Tn.m}$$

$$As2 = \frac{Mu2}{\emptyset fy (d - d')} = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$AsT = As1 + As2 = 0.00 \text{ cm}^2$$

As colocado=

0	Ø 1/2"
0	Ø 1/2"

$$A's = \frac{Mu2}{\emptyset * f's * (d - d')} = 0.00 \text{ cm}^2$$

As colocado=

0	Ø 1/2"
0	Ø 1/2"

DISEÑO POR CORTANTE (ACERO TRANSVERSAL) (Capítulo 11 RNE E.060-09)

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en diseño por resistencia. (Artículo 11.1.1 RNE E.060-09)

$$\phi V_n \geq V_u \qquad V_n \geq V_c + V_s$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.1 RNE E.060-09)

V_c=	10.20	Tn.	Resistencia a cortante del concreto. $[0.53\sqrt{f'c} bd]$
-----------------------	-------	-----	--

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Zona de confinamiento:

2h=	1.00	m.
d=	0.44	m.

V_u=	5.45	Tn.	Cortante última actuante (Desde cara de apoyo).
V_n=	6.41	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[V_u/\phi]$
V_s=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[V_n-V_c]$

Diseño del refuerzo para cortante y refuerzo mínimo: (Capítulos 11.5.6-11.5.7 RNE E.060-09)

Condición: **Se requiere refuerzo transversal mínimo. ($\phi V_c/2 \leq V_u \leq \phi V_c$)**
(Art. 11.5.6.1)

Diseño por corte usando estribos:

ϕ 3/8"	2
-------------	---

 ramas

A_v=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
-----------------------	------	-----------------	--

(Art. 11.5.6.2) $s_{min} = A_v \cdot f_y / (3.5 \cdot b) =$ **57 cm** Refuerzo transversal mínimo

Separación máxima = **22 cm** (Artículo 11.5.5.1)

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

V_s máx=	40.79	Tn.	$V_s \text{ máx} = 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$
---------------------------	-------	-----	---

Comprobación:

V _s	<	V _s máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	40.79	

Zona central:

V_u=	2.65	Tn.	Cortante última actuante (Desde 2h hasta centro).
V_n=	3.12	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[V_u/\phi]$
V_s=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[V_n-V_c]$

Diseño del refuerzo para cortante y refuerzo mínimo: (Capítulos 11.5.6-11.5.7 RNE E.060-09)

Condición: **No se necesita refuerzo transversal. ($V_u \leq \phi V_c/2$)**
(Art. 11.5.6.1)

Diseño por corte usando estribos:

ϕ 3/8"	2
-------------	---

 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

(Art. 11.5.6.2) $s_{min} = A_v \cdot f_y / (3.5 \cdot b) =$ **57 cm** Refuerzo transversal mínimo

No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Separación máxima = **22 cm** (Artículo 11.5.5.1)

No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	40.79	Tn.	$V_s \text{ máx} = 2.12 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$
----------------	-------	-----	---

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	40.79	

Disposición de refuerzo por cortante - Capítulo 11:

Usar \varnothing 3/8",	2@0.05m.	5 @	0.20	resto @	-	ambos ext.
--------------------------	----------	-----	------	---------	---	------------

DISEÑO POR CAPACIDAD (ACERO TRANSVERSAL) (Capítulo 21 RNE E.060-09)

Áreas de acero en secciones de viga:

As izq(-)=	5.97	cm ²	Área de acero negativo izquierdo.
As izq(+)=	5.97	cm ²	Área de acero positivo izquierdo.
As der(-)=	5.97	cm ²	Área de acero negativo derecho.
As der(+)=	5.97	cm ²	Área de acero positivo derecho.

Momentos resistentes en secciones de viga:

Mn izq(-)=	10.51	Tonf*m	Momento nominal con acero negativo izquierdo.
Mn izq(+)=	10.51	Tonf*m	Momento nominal con acero positivo izquierdo.
Mn der(-)=	10.51	Tonf*m	Momento nominal con acero negativo derecho.
Mn der(+)=	10.51	Tonf*m	Momento nominal con acero positivo derecho.

Cortantes por momentos nominales:

V nom izq=	9.55	Tonf.	Cortante por momento nominal izquierdo.
V nom der=	9.55	Tonf.	Cortante por momento nominal derecho.

Cargas distribuidas en la viga:

V isost izq=	2.98	Tonf.	Cortante isostático gravitacional amplificado izq.
V isost der=	3.00	Tonf.	Cortante isostático gravitacional amplificado der.

Cortante de diseño: (Artículo 21.4.3 RNE E.060-09)

Vu izq=	12.53	tonf.	Cortante última izquierda.
Vu der=	12.55	tonf.	Cortante última derecha.
Vu (2.5*S)=	24.24	tonf.	Cortante con sismo amplificado 2.50 veces.
Vu=	12.55	tonf.	Cortante por capacidad según Cap.21.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.1 RNE E.060-09)

Vc=	10.20	Tn.	Resistencia a cortante del concreto. $[0.53 \sqrt{f'c} b d]$
------------	-------	-----	--

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	12.55	Tn.	Cortante por capacidad según Cap.21.
Vn=	14.77	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\emptyset]$
Vs=	4.57	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	40.79	Tn.	$Vs \text{ máx} = 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
4.57	<	40.79	

Diseño por corte usando estribos: Ø 3/8" 2 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

$$s = Av * fy * d / Vs = \quad \mathbf{57.72} \quad \mathbf{cm}$$

Requisitos de confinamiento por Artículo 21.4.4.4: "s ≤ d/4; 10Øbl min; 24Øestr; 30cm"

Disposición de refuerzo por cortante - Capítulo 21:

Usar Ø 3/8",	2@0.05m.	6 @	0.15	resto @	0.20	ambos ext.
--------------	----------	-----	------	---------	------	------------

DISEÑO POR TORSION (Capítulo 11.6 RNE E.060-09)

Verificación de diseño de refuerzo por torsión (Artículo 11.6.1 RNE E.060-09)

Acp=	1500.00	cm ²	Área por perímetro exterior de sección transversal.
Pcp=	160.00	cm.	Perímetro exterior de la sección transversal.
Tu=	0.390	Tonf*m	Momento torsor último actuante.

Umbral de torsión para secciones transversales sólidas: $T_{th} = \emptyset 0.27 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$

Øt=	0.85		Factor de reducción por torsión.
ØTth=	0.468	Tonf*m	Umbral de torsión para secciones transversales.

Comprobación:

ØTth (Tonf*m)	>	Tu (Tonf*m)	Condición: Se puede ignorar el efecto torsional
0.468	>	0.390	

Cálculo de las propiedades de la sección

x1=	21.05	cm.	Ancho que encierra el estribo cerrado.
x2=	41.05	cm.	Altura que encierra el estribo cerrado.
Aoh=	863.95	cm ²	Área encerrada por el eje del refuerzo transversal.
Ao=	734.36	cm ²	0.85*Aoh. (Artículo 11.6.3.6 RNE E.060-09)
Ph=	124.19	cm.	Perímetro del eje del refuerzo transversal.
d=	44.25	cm.	Peralte efectivo de la viga.



Verificación de sección para soportar T_u
(Artículo 11.6.3.1 RNE E.060-09)

V_c=	10.20	Tonf.
V_u=	12.55	Tonf.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

Resistencia a corte del concreto. $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$
Cortante última actuante.

Comprobación:

$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2}$	<	$\phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$
10.20	<	32.40

Condición: **Sección suficientemente grande**

Cálculo de refuerzo transversal por torsión:
(Artículo 11.6.3.6 RNE E.060-09)

$$T_n = \frac{2 A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

T_n=	0.46	Tonf*m
θ=	45.00	°
A_t/s=	0.007	cm ² /cm

Resistencia nominal a torsión. $[T_u/\phi]$
(Artículo 11.6.3.6 (a) RNE E.060-09)
(Artículo 11.6.3.6 RNE E.060-09) [1 rama de estribo]

Refuerzo requerido por cortante:

V_u=	12.55	Tn.
V_n=	14.77	Tn.
V_s=	4.57	Tn.
A_v/s=	0.025	cm ² /cm

Cortante última actuante. $\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{d f_{yt}}$
Cortante nominal. $[V_u/\phi]$
Cortante asumida por el acero. $[V_n - V_c]$
Acero requerido por cortante [2 ramas de estribo]

Separación de estribos por efecto de corte y torsión: (Artículo 11.6.3.8 RNE E.060-09)

$2A_t/s + A_v/s$=	0.039	cm ² /cm
ϕ_{est}=	ϕ 3/8"	
s=	35.97	cm.

Acero por cortante y torsión [2 ramas de estribo]
Diámetro de varilla utilizada en estribos.
Espaciamiento entre estribos requerido.

Refuerzo transversal mínimo por torsión: (Artículo 11.6.5.2 RNE E.060-09)

$$1) (A_v + 2A_t) = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad 2) (A_v + 2A_t) \geq \frac{3.5 b_w s}{f_{yt}}$$

$A_{min 1}$=	0.021	cm ² /cm
$A_{min 2}$=	0.025	cm ² /cm

Condición: **Considerar $A_{min 2}$**

s_{min}=	56.800	cm
------------------------------	--------	----

Espaciamiento entre estribos mínimo.

Comprobación:

$A_{s min}$	<	$2A_t/s + A_v/s$
0.0250	<	0.0395

Condición: **Considerar área de acero calculada.**

Cálculo de refuerzo longitudinal por torsión
(Artículo 11.6.3.7 RNE E.060-09)

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot^2 \theta$$

A_t/s=	0.007	cm ² /cm
θ=	45.00	°
A_l=	0.924	cm ²

(Artículo 11.6.3.6 RNE E.060-09)
(Artículo 11.6.3.6 (a) RNE E.060-09)
(Artículo 11.6.3.7 RNE E.060-09)

Refuerzo longitudinal mínimo por torsión: (Artículo 11.6.5.3 RNE E.060-09)

$$A_{l min} = \frac{1.33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad \frac{A_t}{s} \geq \frac{1.75 b_w}{f_{yt}}$$

A_t/s=	0.007	cm ² /cm
$1.75 b_w / f_{yt}$=	0.013	cm ² /cm

Área de acero transversal requerida por torsión.
Condición mínima de A_t/s .

Comprobación:

At/s	<	1.75bw/fyt
0.0074	<	0.0125

Condición: **Considerar 1.75bw/fyt**

Al min=	5.331	cm ²
----------------	-------	-----------------

Área de acero longitudinal mínima por torsión.

Comprobación:

Al (cm ²)	<	Almin (cm ²)
0.92	<	5.33

Condición: **Considerar acero mínimo**

Disposiciones finales del diseño por torsión:

Refuerzo longitudinal por torsión:

Al=	5.33	cm ²
As colocado=	0.00	cm ²

Área de acero longitudinal requerida por torsión.

As colocado.	0	Ø 5/8"	+
	0	Ø 5/8"	

* El acero se distribuirá en la parte central de la sección, en adición al acero por flexión.

Separación de estribos por efecto de corte y torsión:

At/s=	0.007	cm ² /cm
2At/s+Av/s=	0.039	cm ² /cm
s=	35.97	cm.
s colocado=	35.00	cm.

Acero requerido por torsión [1 rama de estribo]

Acero por cortante y torsión [2 ramas de estribo]

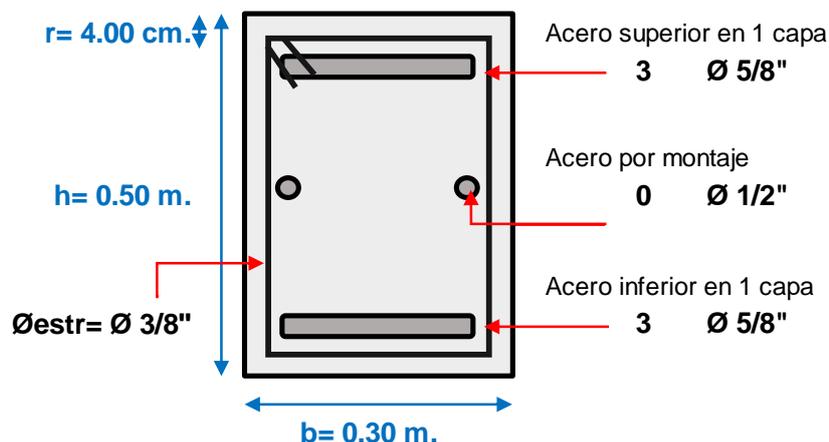
Espaciamiento requerido por torsión y cortante.

Espaciamiento entre estribos colocado.

Las disposiciones calculadas por torsión NO se tomarán en cuenta en los resultados finales, debido a que se puede ignorar el efecto torsional según el Artículo 11.6.1 RNE E.060-09.

DISTRIBUCIÓN FINAL DE ACERO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN VIGA:

Distribución de refuerzo longitudinal en sección de viga:



Distribución de refuerzo transversal en sección de viga:

Usar Ø 3/8", 2@0.05m.	6 @	0.15	resto @	0.2	ambos ext.
-----------------------	-----	------	---------	-----	------------

COMENTARIO

La viga de sección 30 x 50 resiste adecuadamente los momentos actuantes con un refuerzo superior de 3Ø 5/8" y un refuerzo inferior de 3Ø 5/8". Además, la sección resiste adecuadamente las fuerzas cortantes con una distribución de estribos de: Ø 3/8", 2@0.05m., 6@ 0.15m, resto @0.2 ambos ext.

DISEÑO DE VIGA VR-02 (25x50)

DATOS PRELIMINARES:

h=	0.50	m.	Peralte de viga.
b=	0.25	m.	Ancho de viga.
f'c=	210.00	Kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto.
fy=	4200.00	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero.
Øf,c=	0.90	0.85	Factor de reducción por flexión y corte-torsión.
β1=	0.850		Factor β1 (Artículo 10.2.7.3 RNE E.060-09)
φl. max,min=	Ø 5/8"	Ø 5/8"	Diám. de acero longitudinal máx. y mín.
φtransv.=	Ø 3/8"		Diámetro de acero transversal.
rec=	4.00	cm.	Recubrimiento de viga.
Ln=	2.70	m.	Luz libre de viga.
S.E:	Muros o Dual Tipo I		Tipo de sistema estructural.

DISEÑO POR FLEXIÓN: (ACERO LONGITUDINAL) (Capítulo 10 RNE E.060-09)

Fórmulas para cálculo de Acero, en viga simplemente reforzada:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c b d^2}}\right)$$

Módulo de elasticidad de materiales:

(Capítulo 8.5 RNE E.060-09)

Ec=	217370.65	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad del concreto.
Es=	2000000	Kg/cm ²	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

Límites de la deformaciones unitarias en vigas:

(Capítulo 10.2 RNE E.060-09)

εcu=	0.003	Deformación unitaria máxima del concreto.
εty=	0.0021	Deformación unitaria de tracción en fluencia. [fy/Es]

Cálculo del Acero Positivo (Parte inferior de la viga):

Mu(+)=	4.26	Tn.m	Momento positivo actuante en la viga.
d=	0.443	m.	Peralte efectivo de la viga.
As(+)=	2.62	cm ²	Área de acero calculada.
a=	2.47	cm.	Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos.
As(+)=	2.62	cm ²	Conformidad del acero en proceso iterativo
As coloc(+)=	5.97	cm ²	As colocado
ρ=	0.00540		ρ = As/bd

3	Ø 5/8"	+
0	Ø 5/8"	

Verificación de Cuantía Máxima y Mínima:

Cuantía Máxima

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{ty}}\right)$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.5 * \rho_b$$

ρb=	0.02125
ρmáx=	0.01063

Cuantía Mínima

$$\rho_{\text{min}} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

ρmin=	0.00242
--------------	---------

ρmáx=	0.01063	> 0.00540	>	ρmin=	0.00242
--------------	---------	---------------------	-------------	--------------	---------

La cuantía de acero colocada cumple con los requisitos normativos, CONFORME.

Diseño para viga doblemente reforzada

$\rho_{m\acute{a}x} =$	0.01063	
$As1(+)=$	11.75	cm ²
$a=$	11.06	cm.
$d'=$	0.06	m.

As colocado (Flexión)= 0 cm²

$$f's = E_s \varepsilon_{cu} \left(\frac{c - d'}{c} \right) = 3.35 \text{ Tn/cm}^2$$

$$c = \left(\frac{a}{\beta_1} \right) = 13.02 \text{ cm.}$$

As colocado (Compresión)= 0 cm²

No se considera en el diseño

$$Mu1 = \emptyset * As1 * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 17.21 \text{ Tn.m}$$

$$Mu2 = Mu - Mu1 = 0.00 \text{ Tn.m}$$

$$As2 = \frac{Mu2}{\emptyset f_y (d - d')} = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$AsT = As1 + As2 = 0.00 \text{ cm}^2$$

As colocado=

0	Ø 1/2"	+
0	Ø 1/2"	

$$A's = \frac{Mu2}{\emptyset * f's * (d - d')} = 0.00 \text{ cm}^2$$

As colocado=

0	Ø 1/2"	+
0	Ø 1/2"	

Cálculo de Acero Negativo (Parte superior de la Viga):

$Mu(-)=$	7.98	Tn.m
$d=$	0.443	m.
$As(-)=$	5.04	cm ²
$a=$	4.74	cm.
$As(-)=$	5.04	cm ²
$As\ coloc(-)=$	5.97	cm ²
$\rho=$	0.00540	

Momento negativo actuante en la viga.

Peralte efectivo de la viga.

Área de acero calculada.

Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos.

Conformidad del acero en proceso iterativo

As colocado

3	Ø 5/8"	+
0	Ø 5/8"	

$\rho = As/bd$

Verificación de Cuantía Máxima y Mínima:

Cuantía Máxima

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'c}{f_y} * \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{ty}} \right)$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5 * \rho_b$$

$$\rho_b = 0.02125$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.01063$$

Cuantía Mínima

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.00242$$

$\rho_{m\acute{a}x} =$	0.01063	> 0.00540	>	$\rho_{min} =$	0.00242
------------------------	---------	---------------------	-------------	----------------	---------

La cuantía de acero colocada cumple con los requisitos normativos, CONFORME.

Diseño para viga doblemente reforzada

$\rho_{m\acute{a}x} =$	0.01063	
$As1(-)=$	11.75	cm ²
$a=$	11.06	cm.
$d'=$	0.06	m.

As colocado (Flexión)= 0 cm²

$$f's = E_s \varepsilon_{cu} \left(\frac{c - d'}{c} \right) = 3.35 \text{ Tn/cm}^2$$

$$c = \left(\frac{a}{\beta_1} \right) = 13.02 \text{ cm.}$$

As colocado (Compresión)= 0 cm²

No se considera en el diseño

$$Mu1 = \emptyset * As1 * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 17.21 \text{ Tn.m}$$

$$Mu2 = Mu - Mu1 = 0.00 \text{ Tn.m}$$

$$As2 = \frac{Mu2}{\emptyset f_y (d - d')} = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$AsT = As1 + As2 = 0.00 \text{ cm}^2$$

As colocado=

0	Ø 1/2"	+
0	Ø 1/2"	

$$A's = \frac{Mu2}{\emptyset * f's * (d - d')} = 0.00 \text{ cm}^2$$

As colocado=

0	Ø 1/2"	+
0	Ø 1/2"	

DISEÑO POR CORTANTE (ACERO TRANSVERSAL) (Capítulo 11 RNE E.060-09)

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en diseño por resistencia. (Artículo 11.1.1 RNE E.060-09)

$$\emptyset V_n \geq V_u \qquad V_n \geq V_c + V_s$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.1 RNE E.060-09)

Vc=	8.50	Tn.	Resistencia a cortante del concreto. $[0.53\sqrt{f'c} bd]$
------------	------	-----	--

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Zona de confinamiento:

2h=	1.00	m.
d=	0.44	m.

Vu=	4.82	Tn.	Cortante última actuante (Desde cara de apoyo).
Vn=	5.67	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\emptyset]$
Vs=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Diseño del refuerzo para cortante y refuerzo mínimo: (Capítulos 11.5.6-11.5.7 RNE E.060-09)

Condición: **Se requiere refuerzo transversal mínimo. ($\emptyset Vc/2 \leq Vu \leq \emptyset Vc$)**
(Art. 11.5.6.1)

Diseño por corte usando estribos:

\emptyset 3/8"	2
------------------	---

 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

(Art. 11.5.6.2) $s_{min} = Av \cdot f_y / (3.5 \cdot b) =$ **68 cm** Refuerzo transversal mínimo

Separación máxima = **22 cm** (Artículo 11.5.5.1)

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	33.99	Tn.	$Vs \text{ máx} = 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	33.99	

Zona central:

Vu=	1.58	Tn.	Cortante última actuante (Desde 2h hasta centro).
Vn=	1.86	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\emptyset]$
Vs=	0.00	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Diseño del refuerzo para cortante y refuerzo mínimo: (Capítulos 11.5.6-11.5.7 RNE E.060-09)

Condición: **No se necesita refuerzo transversal. ($Vu \leq \emptyset Vc/2$)**
(Art. 11.5.6.1)

Diseño por corte usando estribos:

\emptyset 3/8"	2
------------------	---

 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
(Art. 11.5.6.2) $s_{min} = A_v \cdot f_y / (3.5 \cdot b) =$	68 cm		Refuerzo transversal mínimo

No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Separación máxima = **22 cm** (Artículo 11.5.5.1)
No aplica, al no requerir refuerzo transversal.

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	33.99	Tn.	$V_s \text{ máx} = 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
0.00	<	33.99	

Disposición de refuerzo por cortante - Capítulo 11:

Usar \varnothing 3/8",	2 @ 0.05m.	5 @	0.20	resto @	-	ambos ext.
--------------------------	------------	-----	------	---------	---	------------

DISEÑO POR CAPACIDAD (ACERO TRANSVERSAL) (Capítulo 21 RNE E.060-09)

Áreas de acero en secciones de viga:

As izq(-)=	5.97	cm ²	Área de acero negativo izquierdo.
As izq(+)=	5.97	cm ²	Área de acero positivo izquierdo.
As der(-)=	5.97	cm ²	Área de acero negativo derecho.
As der(+)=	5.97	cm ²	Área de acero positivo derecho.

Momentos resistentes en secciones de viga:

Mn izq(-)=	10.39	Tonf*m	Momento nominal con acero negativo izquierdo.
Mn izq(+)=	10.39	Tonf*m	Momento nominal con acero positivo izquierdo.
Mn der(-)=	10.39	Tonf*m	Momento nominal con acero negativo derecho.
Mn der(+)=	10.39	Tonf*m	Momento nominal con acero positivo derecho.

Cortantes por momentos nominales:

V nom izq=	7.70	Tonf.	Cortante por momento nominal izquierdo.
V nom der=	7.70	Tonf.	Cortante por momento nominal derecho.

Cargas distribuidas en la viga:

V isost izq=	2.98	Tonf.	Cortante isostático gravitacional amplificado izq.
V isost der=	3.00	Tonf.	Cortante isostático gravitacional amplificado der.

Cortante de diseño:

(Artículo 21.4.3 RNE E.060-09)

Vu izq=	10.68	tonf.	Cortante última izquierda.
Vu der=	10.70	tonf.	Cortante última derecha.
Vu (2.5*S)=	24.24	tonf.	Cortante con sismo amplificado 2.50 veces.
Vu=	10.70	tonf.	Cortante por capacidad según Cap.21.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.3.1.1 RNE E.060-09)

Vc=	8.50	Tn.	Resistencia a cortante del concreto. $[0.53 \sqrt{f'_c} b d]$
------------	------	-----	---

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	10.70	Tn.	Cortante por capacidad según Cap.21.
Vn=	12.59	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\emptyset]$
Vs=	4.09	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.5.7.9 RNE E.060-09)

Vs máx=	33.99	Tn.	$Vs \text{ máx} = 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
4.09	<	33.99	

Diseño por corte usando estribos: Ø 3/8" 2 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

$$s = Av * fy * d / Vs = \quad \mathbf{64.56} \quad \mathbf{cm}$$

Requisitos de confinamiento por Artículo 21.4.4.4: "s ≤ d/4; 10Øbl min; 24Øestr; 30cm"

Disposición de refuerzo por cortante - Capítulo 21:

Usar Ø 3/8",	2@0.05m.	6 @	0.15	resto @	0.20	ambos ext.
--------------	----------	-----	------	---------	------	------------

DISEÑO POR TORSION (Capítulo 11.6 RNE E.060-09)

Verificación de diseño de refuerzo por torsión (Artículo 11.6.1 RNE E.060-09)

Acp=	1250.00	cm ²	Área por perímetro exterior de sección transversal.
Pcp=	150.00	cm.	Perímetro exterior de la sección transversal.
Tu=	0.220	Tonf*m	Momento torsor último actuante.

Umbral de torsión para secciones transversales sólidas: $T_{th} = \emptyset 0.27 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$

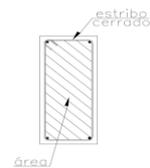
Øt=	0.85		Factor de reducción por torsión.
ØTth=	0.346	Tonf*m	Umbral de torsión para secciones transversales.

Comprobación:

ØTth (Tonf*m)	>	Tu (Tonf*m)	Condición: Se puede ignorar el efecto torsional
0.346	>	0.220	

Cálculo de las propiedades de la sección

x1=	16.05	cm.	Ancho que encierra el estribo cerrado.
x2=	41.05	cm.	Altura que encierra el estribo cerrado.
Aoh=	658.71	cm ²	Área encerrada por el eje del refuerzo transversal.
Ao=	559.90	cm ²	0.85*Aoh. (Artículo 11.6.3.6 RNE E.060-09)
Ph=	114.19	cm.	Perímetro del eje del refuerzo transversal.
d=	44.25	cm.	Peralte efectivo de la viga.



Verificación de sección para soportar Tu

(Artículo 11.6.3.1 RNE E.060-09)

Vc=	8.50	Tonf.
Vu=	10.70	Tonf.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

Resistencia a corte del concreto. $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$
Cortante última actuante.

Comprobación:

$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}}\right)^2}$	<	$\phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$
10.25	<	32.40

Condición: **Sección suficientemente grande**

Cálculo de refuerzo transversal por torsión:

(Artículo 11.6.3.6 RNE E.060-09)

Tn=	0.26	Tonf*m
θ=	45.00	°
At/s=	0.006	cm ² /cm

$$T_n = \frac{2 A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Resistencia nominal a torsión. [Tu/Ø]
(Artículo 11.6.3.6 (a) RNE E.060-09)
(Artículo 11.6.3.6 RNE E.060-09) [1 rama de estribo]

Refuerzo requerido por cortante:

Vu=	10.70	Tn.
Vn=	12.59	Tn.
Vs=	4.09	Tn.
Av/s=	0.022	cm ² /cm

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{d f_{yt}}$$

Cortante última actuante.
Cortante nominal. [Vu/Ø]
Cortante asumida por el acero. [Vn-Vc]
Acero requerido por cortante [2 ramas de estribo]

Separación de estribos por efecto de corte y torsión:

(Artículo 11.6.3.8 RNE E.060-09)

2At/s+Av/s=	0.033	cm ² /cm
Øest=	Ø 3/8"	
s=	43.03	cm.

Acero por cortante y torsión [2 ramas de estribo]
Diámetro de varilla utilizada en estribos.
Espaciamiento entre estribos requerido.

Refuerzo transversal mínimo por torsión:

(Artículo 11.6.5.2 RNE E.060-09)

$$1) (A_v + 2A_t) = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad 2) (A_v + 2A_t) \geq \frac{3.5 b_w s}{f_{yt}}$$

Amin 1=	0.017	cm ² /cm
Amin 2=	0.021	cm ² /cm

Condición: **Considerar Asmin 2**

s min=	68.160	cm
---------------	--------	----

Espaciamiento entre estribos mínimo.

Comprobación:

As min	<	2At/s+Av/s
0.0208	<	0.0330

Condición: **Considerar área de acero calculada.**

Cálculo de refuerzo longitudinal por torsión

(Artículo 11.6.3.7 RNE E.060-09)

At/s=	0.006	cm ² /cm
θ=	45.00	°
Al=	0.628	cm ²

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot^2 \theta$$

(Artículo 11.6.3.6 RNE E.060-09)
(Artículo 11.6.3.6 (a) RNE E.060-09)
(Artículo 11.6.3.7 RNE E.060-09)

Refuerzo longitudinal mínimo por torsión:

(Artículo 11.6.5.3 RNE E.060-09)

$$A_{lmin} = \frac{1.33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \qquad \frac{A_t}{s} \geq \frac{1.75 b_w}{f_{yt}}$$

At/s=	0.006	cm ² /cm
1.75bw/fyt=	0.010	cm ² /cm

Área de acero transversal requerida por torsión.
Condición mínima de At/s.

Comprobación:

At/s	<	1.75bw/fyt
0.0055	<	0.0104

Condición: **Considerar 1.75bw/fyt**

Al min=	4.547	cm ²
----------------	-------	-----------------

Área de acero longitudinal mínima por torsión.

Comprobación:

Al (cm ²)	<	Almin (cm ²)
0.63	<	4.55

Condición: **Considerar acero mínimo**

Disposiciones finales del diseño por torsión:

Refuerzo longitudinal por torsión:

Al=	4.55	cm ²
As colocado=	0.00	cm ²

Área de acero longitudinal requerida por torsión.

As colocado.	0	Ø 5/8"	+
	0	Ø 5/8"	

* El acero se distribuirá en la parte central de la sección, en adición al acero por flexión.

Separación de estribos por efecto de corte y torsión:

At/s=	0.006	cm ² /cm
2At/s+Av/s=	0.033	cm ² /cm
s=	43.03	cm.
s colocado=	40.00	cm.

Acero requerido por torsión [1 rama de estribo]

Acero por cortante y torsión [2 ramas de estribo]

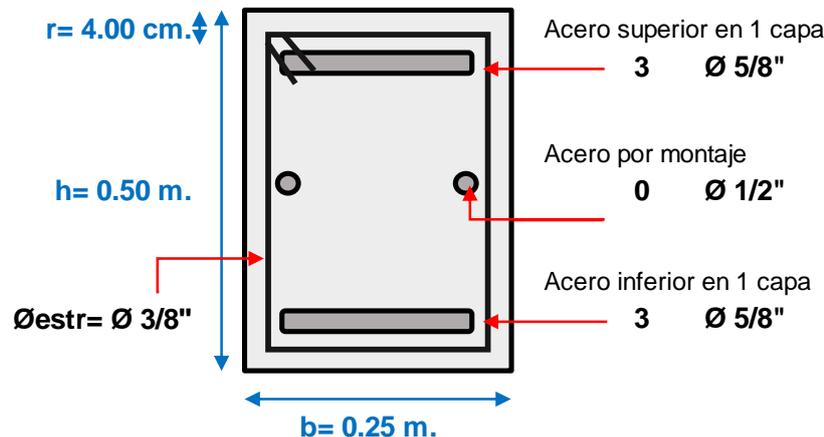
Espaciamiento requerido por torsión y cortante.

Espaciamiento entre estribos colocado.

Las disposiciones calculadas por torsión NO se tomarán en cuenta en los resultados finales, debido a que se puede ignorar el efecto torsional según el Artículo 11.6.1 RNE E.060-09.

DISTRIBUCIÓN FINAL DE ACERO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN VIGA:

Distribución de refuerzo longitudinal en sección de viga:



Distribución de refuerzo transversal en sección de viga:

Usar Ø 3/8", 2@0.05m.	6 @	0.15	resto @	0.2	ambos ext.
-----------------------	-----	------	---------	-----	------------

COMENTARIO

La viga de sección 25 x 50 resiste adecuadamente los momentos actuantes con un refuerzo superior de 3Ø 5/8" y un refuerzo inferior de 3Ø 5/8". Además, la sección resiste adecuadamente las fuerzas cortantes con una distribución de estribos de: Ø 3/8", 2@0.05m., 6@ 0.15m, resto @0.2 ambos ext.

DISEÑO DE VIGA DE GRAN PERALTE - VR-03 (25X75)

DATOS PRELIMINARES:

h=	0.75	m.	Peralte de viga.	Ln/h=	0.67
b=	0.25	m.	Ancho de viga.		
f'c=	210.00	Kg/cm ²	Resistencia a compresión del concreto.		
fy=	4200.00	Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero.		
Øf,c=	0.90	0.85	Factor de reducción por flexión y corte-torsión.		
Øl. max,min=	Ø 5/8"	Ø 1/2"	Diám. de acero longitudinal máx. y mín.		
Øtransv.=	Ø 3/8"		Diámetro de acero transversal.		
rec=	4.00	cm.	Recubrimiento de viga.		
Ln=	0.50	m.	Luz libre de viga.		
L=	0.65	m.	Luz entre ejes de apoyos de viga.		

DISEÑO POR FLEXIÓN: (ACERO LONGITUDINAL)

(Capítulo 10 RNE E.060-09)

Para las vigas de gran peralte, se empleará un análisis que considere la distribución no lineal de las deformaciones unitarias, empleando la teoría de F. Leonhardt. (Artículo 10.2.2 RNE E.060-09)

Condición de apoyo: Varios tramos continuos.

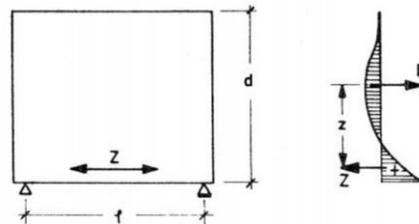
L/h= 0.87

Si $3 > L/h > 1$; $Z = 0.15h(2 + L/h)$

Si $L/h \leq 1$; $Z = 0.45L$

Z= 0.2925 m.

Brazo de palanca.



Módulo de elasticidad de materiales:

(Capítulo 8.5 RNE E.060-09)

Ec= 217370.65 Kg/cm²

Módulo de elasticidad del concreto.

Es= 2000000 Kg/cm²

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

Cálculo del Acero Positivo (Parte inferior de la viga): $As = \frac{Mu}{\phi fy Z}$

Mu(+)= 4.89 Tn.m

Momento positivo actuante en la viga.

d= 0.693 m.

Peralte efectivo de la viga.

As req (+)= 4.42 cm²

Área de acero requerido.

As coloc(+)= 5.97 cm²

As colocado 3 Ø 5/8" +

ρ col= 0.00345

$\rho = As/bd$ 0 Ø 5/8"

Verificación de Cuantía Mínima:

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$$

ρmin= 0.00242

Cuantía mínima.

ρ col= 0.00345

Cuantía colocada.

Comprobación:

ρ col	>	ρmin
0.00345	>	0.00242

Condición: **CUMPLE**

Cálculo de Acero Negativo (Parte superior de la Viga): $A_s = \frac{Mu}{\phi f_y Z}$

Mu(-)=	11.26	Tn.m	Momento negativo actuante en la viga.
d=	0.693	m.	Peralte efectivo de la viga.
As req (-)=	10.18	cm ²	Área de acero requerido.
As coloc(-)=	10.54	cm ²	As colocado
ρ=	0.00609		$\rho = As/bd$

4	Ø 5/8"
2	Ø 1/2"

Verificación de Cuantía Mínima: $\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$

ρmin=	0.00242	Cuantía mínima.
ρ col=	0.00609	Cuantía colocada.

Comprobación:

ρ col	>	ρmin	Condición: CUMPLE
0.00609	>	0.00242	

DISEÑO POR CORTANTE (ACERO TRANSVERSAL) (Capítulo 11.8 RNE E.060-09)

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en diseño por resistencia. (Artículo 11.1.1 RNE E.060-09)

$$\phi V_n \geq V_u \quad V_n \geq V_c + V_s$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto: (Artículo 11.8.3 RNE E.060-09)

Vc=	13.30	Tn.	Resistencia a cortante del concreto. $[0.53\sqrt{f'c} bd]$
------------	-------	-----	--

Cuantía de refuerzo para cortante vertical (Estribos): (Artículo 11.8.8 RNE E.060-09)

pv min=	0.0025	Cuantía de refuerzo vertical mínima.
s=	13.85	cm. Espaciamiento entre estribos mínimo.

Utilizando=	Ø 3/8" @ 0.10 m.	Distribución planteada. CUMPLE
Capas=	2 ramas	# ramas planteada.
pv=	0.00568	Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

pv	>	ρmin	Condición: CUMPLE
0.0057	>	0.0025	

Cuantía de refuerzo para cortante horizontal (As longitudinal): (Artículo 11.8.9 RNE E.060-09)

ph min=	0.0015	Cuantía de refuerzo horizontal mínima.
s2=	13.85	cm. Espaciamiento entre estribos mínimo.

Utilizando=	Ø 1/2" @ 0.10 m.	Distribución planteada. CUMPLE
Capas=	2 ramas	# ramas planteada.
pv=	0.01032	Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

pv	>	ρmin	Condición: CUMPLE
0.0103	>	0.0015	

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante: (Artículo 11.8.6 RNE E.060-09)

Vu=	23.12	Tn.	Cortante última actuante (Desde 0.15Ln).
Vn=	27.20	Tn.	Resistencia nominal a cortante. [Vu/Ø]
Vs req=	13.90	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. [Vn-Vc]

Necesidad de colocar refuerzo diagonal: (Artículo 21.9.9.3 RNE E.060-09)

Ln/h=	0.67		$V_{comp} = A_{cw}(1.04\sqrt{f'c})$
Vcomp=	26.09	Tn.	

Comprobación 1:

Ln/h	<	2
0.67	<	2.00

Comprobación 2:

Vcomp	>	Vu	Condición: No se necesita colocar refuerzo diagonal.
26.09	>	23.12	

Resistencia provista por el refuerzo vertical y horizontal: (Artículo 11.8.6 RNE E.060-09)

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{L_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - \frac{L_n}{d}}{12} \right) \right] f_y d$$

Ln/d=	0.72		Relación Ln/d.
Vs=	70.20	Tn.	Aporte del refuerzo de acero a resistencia por corte.

Comprobación:

Vs	>	Vs req	Condición: CUMPLE
70.20	>	13.90	

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante: (Artículo 11.8.3 RNE E.060-09)

Vs máx=	65.23	Tn.	$V_s \text{ máx} = 2.60 * \sqrt{f'c} * bw * d$
----------------	-------	-----	--

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
13.90	<	65.23	

DISEÑO POR CAPACIDAD (ACERO TRANSVERSAL) (Capítulo 21 RNE E.060-09)

Áreas de acero en secciones de viga:

As izq(-)=	10.54	cm ²	Área de acero negativo izquierdo.
As izq(+)=	5.97	cm ²	Área de acero positivo izquierdo.
As der(-)=	10.54	cm ²	Área de acero negativo derecho.
As der(+)=	5.97	cm ²	Área de acero positivo derecho.

Momentos resistentes en secciones de viga:

Mn izq(-)=	12.95	Tonf*m	Momento nominal con acero negativo izquierdo.
Mn izq(+)=	7.33	Tonf*m	Momento nominal con acero positivo izquierdo.
Mn der(-)=	12.95	Tonf*m	Momento nominal con acero negativo derecho.

Mn der(+)=	7.33	Tonf*m	Momento nominal con acero positivo derecho.
-------------------	------	--------	---

Cortantes por momentos nominales:

V nom izq=	40.57	Tonf.	Cortante por momento nominal izquierdo.
V nom der=	40.57	Tonf.	Cortante por momento nominal derecho.

Cargas distribuidas en la viga:

V isost izq=	0.49	Tonf.	Cortante isostático gravitacional amplificado izq.
V isost der=	3.47	Tonf.	Cortante isostático gravitacional amplificado der.

Cortante de diseño:

(Artículo 21.4.3 RNE E.060-09)

Vu izq=	41.06	tonf.	Cortante última izquierda.
Vu der=	44.04	tonf.	Cortante última derecha.
Vu (2.5*S)=	30.43	tonf.	
Vu=	30.43	tonf.	Cortante por capacidad según Cap.21.

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto:

(Artículo 11.8.3 RNE E.060-09)

Vc=	13.30	Tn.	Resistencia a cortante del concreto. $[0.53\sqrt{f'c} bd]$
------------	-------	-----	--

Resistencia proporcionada por el refuerzo de cortante:

(Capítulo 11.5 RNE E.060-09)

Vu=	30.43	Tn.	Cortante por capacidad según Cap.21.
Vn=	35.80	Tn.	Resistencia nominal a cortante. $[Vu/\emptyset]$
Vs=	22.50	Tn.	Resistencia nominal por refuerzo de corte. $[Vn-Vc]$

Chequeo de resistencia máxima del refuerzo por cortante:

(Artículo 11.8.3 RNE E.060-09)

Vs máx=	65.23	Tn.	$Vs máx = 2.60 * \sqrt{f'c} * bw * d$
----------------	-------	-----	---------------------------------------

Comprobación:

Vs	<	Vs máx	Condición: CUMPLE
22.50	<	65.23	

Cuantías de acero propuestas por capacidad:

Cuantía de refuerzo para cortante vertical (Estribos):

(Artículo 11.8.8 RNE E.060-09)

pv min=	0.0025		Cuantía de refuerzo vertical mínima.
s=	13.85	cm.	Espaciamiento entre estribos mínimo.

Utilizando=	Ø 3/8"	@ 0.10 m.	Distribución planteada. CUMPLE
Capas=	2	ramas	# ramas planteada.
pv=	0.00568		Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

pv	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0057	>	0.0025	

Cuantía de refuerzo para cortante horizontal (As longitudinal): (Artículo 11.8.9 RNE E.060-09)

ph min=	0.0015		Cuantía de refuerzo horizontal mínima.
s2=	13.85	cm.	Espaciamiento entre estribos mínimo.
Utilizando=	Ø 1/2"	@ 0.10 m.	Distribución planteada. CUMPLE
Capas=	2	ramas	# ramas planteada.
pv=	0.01032		Cuantía vertical planteada.

Comprobación:

pv	>	pmin	Condición: CUMPLE
0.0103	>	0.0015	

Resistencia provista por el refuerzo vertical y horizontal: (Artículo 11.8.6 RNE E.060-09)

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{L_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - \frac{L_n}{d}}{12} \right) \right] f_y d$$

Ln/d=	0.72		Relación Ln/d.
Vs=	70.20	Tn.	Aporte del refuerzo de acero a resistencia por corte.

Comprobación:

Vs	>	Vs req	Condición: CUMPLE
70.20	>	22.50	

Diseño por corte usando estribos: Ø 3/8" 2 ramas

Av=	1.42	cm ²	Área de refuerzo por cortante de un estribo.
------------	------	-----------------	--

s = **10.00 cm**

Requisitos de confinamiento por Artículo 21.4.4.4: "s ≤ d/4; 10Øbl min; 24Øestr; 30cm"

Disposición de refuerzo por cortante - Capítulo 21:

Usar ,	2@0.05m.	14 @	0.10	resto @	0.10	ambos ext.
--------	----------	------	------	---------	------	------------

DISEÑO POR TORSION (Capítulo 11.6 RNE E.060-09)

Verificación de diseño de refuerzo por torsión (Artículo 11.6.1 RNE E.060-09)

Acp=	1875.00	cm ²	Área por perímetro exterior de sección transversal.
Pcp=	200.00	cm.	Perímetro exterior de la sección transversal.
Tu=	2.360	Tonf*m	Momento torsor último actuante.

Umbral de torsión para secciones transversales sólidas: $T_{th} = 0.27 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$

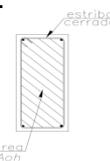
Øt=	0.85		Factor de reducción por torsión.
ØTth=	0.585	Tonf*m	Umbral de torsión para secciones transversales.

Comprobación:

ØTth (Tonf*m)	<	Tu (Tonf*m)	Condición: No se puede ignorar el efecto torsion;
0.585	<	2.360	

Cálculo de las propiedades de la sección

x1=	16.05	cm.	Ancho que encierra el estribo cerrado.
x2=	66.05	cm.	Altura que encierra el estribo cerrado.



Aoh=	1059.90	cm ²	Área encerrada por el eje del refuerzo transversal.
Ao=	900.91	cm ²	0.85*Aoh. (Artículo 11.6.3.6 RNE E.060-09)
Ph=	164.19	cm.	Perímetro del eje del refuerzo transversal.
d=	69.25	cm.	Peralte efectivo de la viga.

Verificación de sección para soportar Tu

(Artículo 11.6.3.1 RNE E.060-09)

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$$

Vc=	13.30	Tonf.	Resistencia a corte del concreto. $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$
Vu=	30.43	Tonf.	Cortante última actuante.

Comprobación:

$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2}$	<	$\phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.1 \sqrt{f'_c}\right)$
26.84	<	32.40

Condición: **Sección suficientemente grande**

Cálculo de refuerzo transversal por torsión:

(Artículo 11.6.3.6 RNE E.060-09)

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Tn=	2.78	Tonf*m	Resistencia nominal a torsión. $[T_u/\phi]$
θ=	45.00	°	(Artículo 11.6.3.6 (a) RNE E.060-09)
At/s=	0.037	cm ² /cm	(Artículo 11.6.3.6 RNE E.060-09) [1 rama de estribo]

Refuerzo requerido por cortante:

$$\left[\frac{A_v}{s} \left(1 + \frac{L_n}{d}\right) + A_{vh} \left(\frac{11 - \frac{L_n}{d}}{12}\right) \right] = \frac{V_s}{d f_{yt}}$$

Vu=	30.43	Tn.	Cortante última actuante. V_s
Vn=	35.80	Tn.	Cortante nominal. $[V_u/\phi]$
Vs=	22.50	Tn.	Cortante asumida por el acero. $[V_n - V_c]$
Av/s=	0.000	cm ² /cm	Acero requerido por cortante [2 ramas de estribo]

Separación de estribos por efecto de corte y torsión:

(Artículo 11.6.3.8 RNE E.060-09)

2At/s+Av/s=	0.073	cm ² /cm	Acero por cortante y torsión [2 ramas de estribo]
Øest=	Ø 3/8"		Diámetro de varilla utilizada en estribos.
s=	19.35	cm.	Espaciamiento entre estribos requerido.

Refuerzo transversal mínimo por torsión:

(Artículo 11.6.5.2 RNE E.060-09)

$$1) (A_v + 2A_t) = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$2) (A_v + 2A_t) \geq \frac{3.5 b_w s}{f_{yt}}$$

Amin 1=	0.017	cm ² /cm
Amin 2=	0.021	cm ² /cm

Condición: **Considerar Asmin 2**

s min=	68.160	cm ²	Espaciamiento entre estribos mínimo.
---------------	--------	-----------------	--------------------------------------

Comprobación:

As min	<	2At/s+Av/s
0.0208	<	0.0734

Condición: **Considerar área de acero calculada.**

Cálculo de refuerzo longitudinal por torsión

(Artículo 11.6.3.7 RNE E.060-09)

$$A_l = \frac{A_t}{s} P_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot^2 \theta$$

At/s=	0.037	cm ² /cm	(Artículo 11.6.3.6 RNE E.060-09)
θ=	45.00	°	(Artículo 11.6.3.6 (a) RNE E.060-09)
Al=	6.024	cm ²	(Artículo 11.6.3.7 RNE E.060-09)

Refuerzo longitudinal mínimo por torsión:

(Artículo 11.6.5.3 RNE E.060-09)

$$A_{l_{min}} = \frac{1.33\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)P_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad \frac{A_t}{s} \geq \frac{1.75b_w}{f_{yt}}$$

At/s=	0.037	cm ² /cm	Área de acero transversal requerida por torsión.
1.75bw/fyt=	0.010	cm ² /cm	Condición mínima de At/s.

Comprobación:

At/s	>	1.75bw/fyt	Condición: Considerar At/s
0.0367	>	0.0104	

Al min=	2.580	cm ²	Área de acero longitudinal mínima por torsión.
----------------	-------	-----------------	--

Comprobación:

Al (cm ²)	>	Almin (cm ²)	Condición: Considerar área de acero calculada.
6.02	>	2.58	

Disposiciones finales del diseño por torsión:

Refuerzo longitudinal por torsión:

Al=	6.02	cm ²	Área de acero longitudinal requerida por torsión.
Utilizando=	Ø 1/2"		Diámetro de barra propuesto
Capas=	2	ramas	# ramas planteada.
s=	19.04	cm.	Espaciamiento requerido por refuerzo longitudinal.
s colocado=	15.00	cm.	Espaciamiento entre varillas horizontales colocado.

* El acero se distribuirá en toda la sección, en adición al acero por flexión.

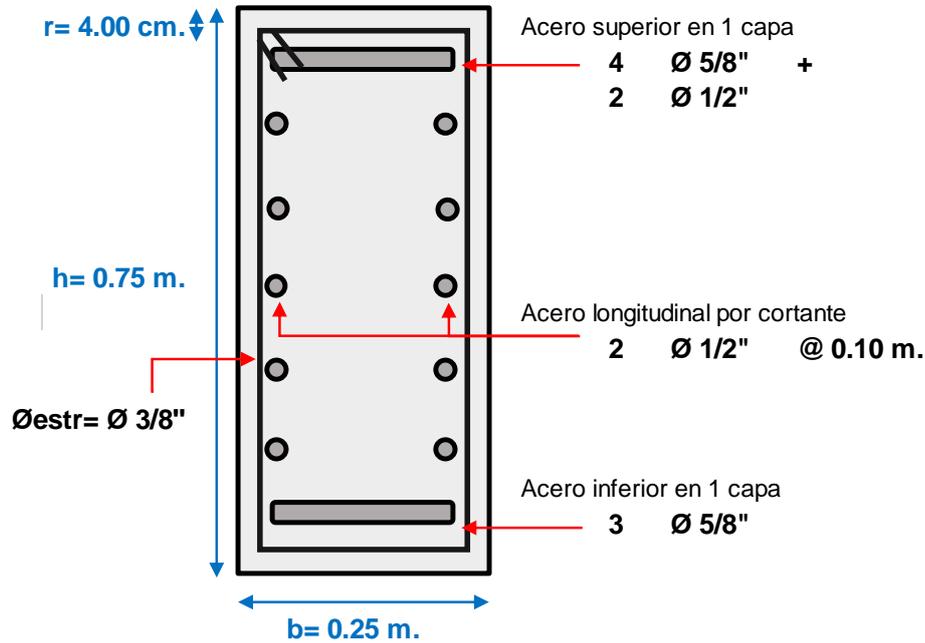
Separación de estribos por efecto de corte y torsión:

At/s=	0.037	cm ² /cm	Acero requerido por torsión [1 rama de estribo]
2At/s+Av/s=	0.073	cm ² /cm	Acero por cortante y torsión [2 ramas de estribo]
s=	19.35	cm.	Espaciamiento requerido por torsión y cortante.
s colocado=	15.00	cm.	Espaciamiento entre estribos colocado.

Las disposiciones calculadas por torsión SI se tomarán en cuenta en los resultados finales, debido a que no puede ignorar el efecto torsional según el Artículo 11.6.1 RNE E.060-09.

DISTRIBUCIÓN FINAL DE ACERO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN VIGA:

Distribución de refuerzo longitudinal en sección de viga



Distribución de refuerzo transversal en sección de viga:

Usar ,	2@0.05m.	14 @	0.10	resto @	0.10	ambos ext.
--------	----------	------	------	---------	------	------------

COMENTARIO

La viga de sección 25 x 75 resiste adecuadamente los momentos actuantes con un refuerzo superior de $4\varnothing 5/8'' + 2\varnothing 1/2''$ y un refuerzo inferior de $3\varnothing 5/8''$; además, se colocó un refuerzo de Acero longitudinal por cortante de $2\varnothing 1/2'' @ 0.1\text{m.}$ en toda la altura de la viga. Finalmente, la sección resiste adecuadamente las fuerzas cortantes con una distribución de estribos de: $\varnothing 3/8''$, $2@0.05\text{m.}$, $14@ 0.1\text{m.}$ resto $@0.1$ ambos ext.

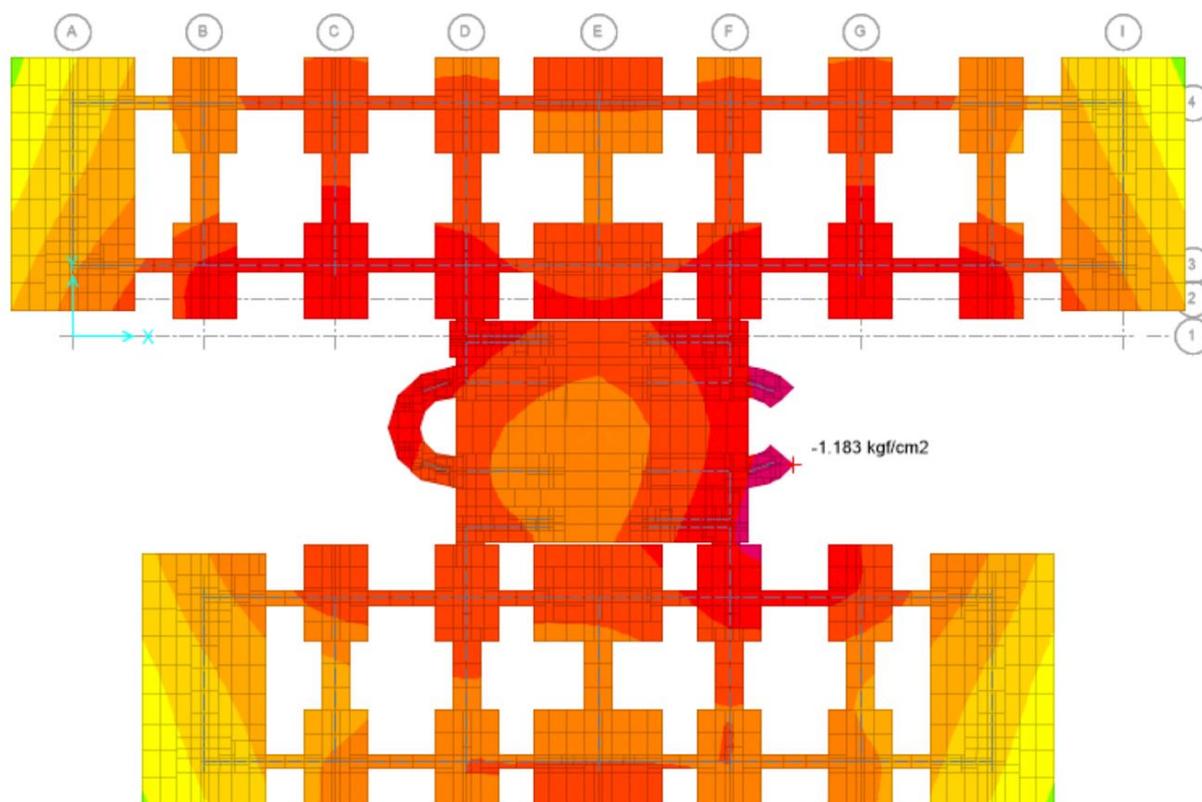
DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Verificación de la Presión Admisible:

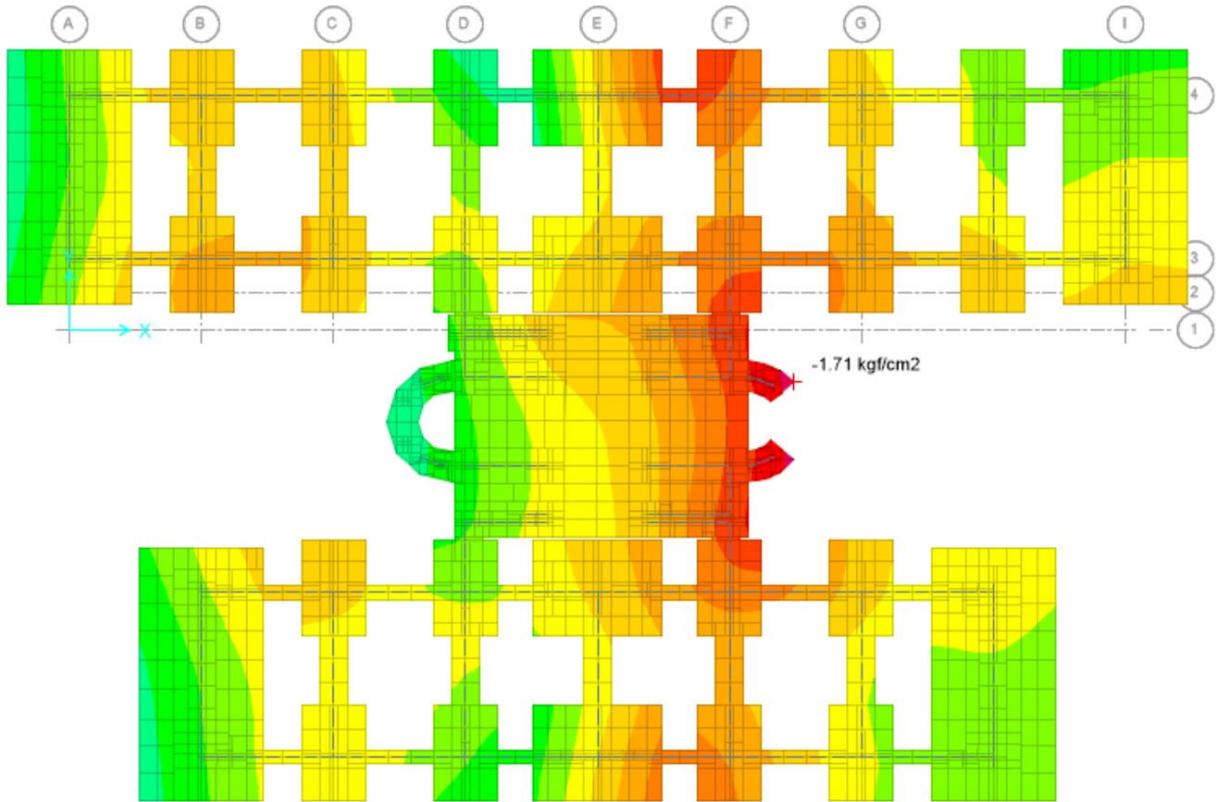
Las zapatas transmitirán una presión al terreno, ejercida por las cargas impuestas de la estructura, las cuales para cargas de servicio y viento no deberán exceder a 1.33 kg/cm², y para combinaciones con cargas eventuales no excederán a 1.73 kg/cm².

PRESIONES EN EL TERRENO			
COMBINACIONES DE CARGA	PRESION MÁXIMA (kg/cm ²)	PRESIÒN ADMISIBLE SERVICIO (kg/cm ²)	PRESIÒN ADMISIBLE CARGA EVENTUAL (kg/cm ²)
VERIFICACIÓN 1	1.183	1.33	OK
VERIFICACIÓN 2	1.710		1.73 OK
VERIFICACIÓN 3	1.679		1.73 OK
VERIFICACIÓN 4	1.624		1.73 OK
VERIFICACIÓN 5	1.622		1.73 OK

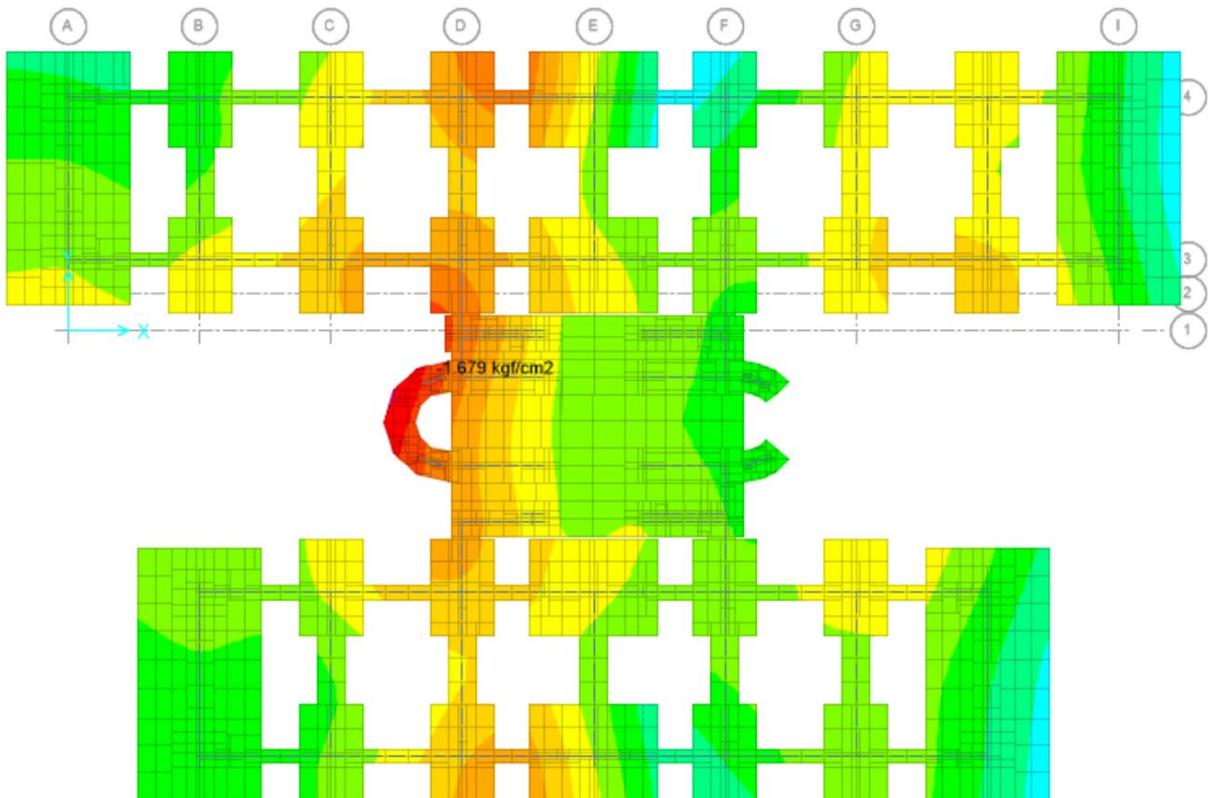
VERIFICACIÓN 1= CM+CV



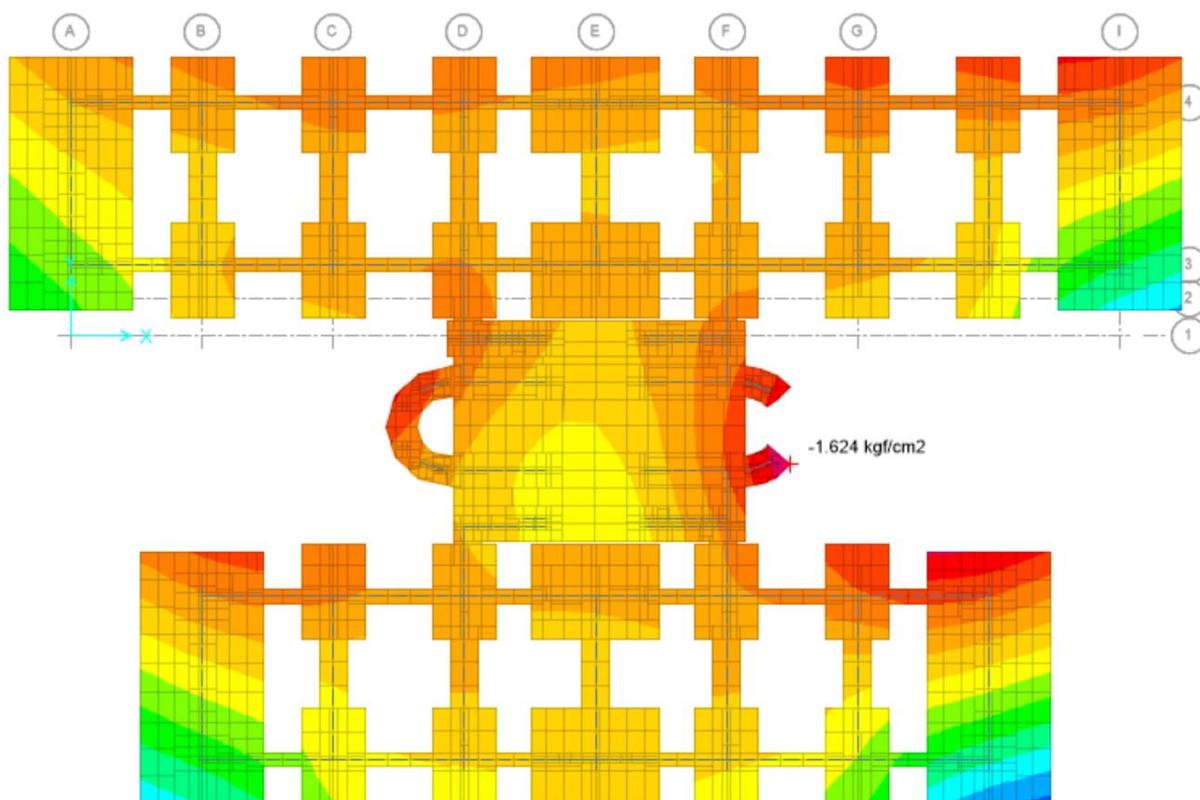
VERIFICACIÓN 2= CM+CV+0.8SX



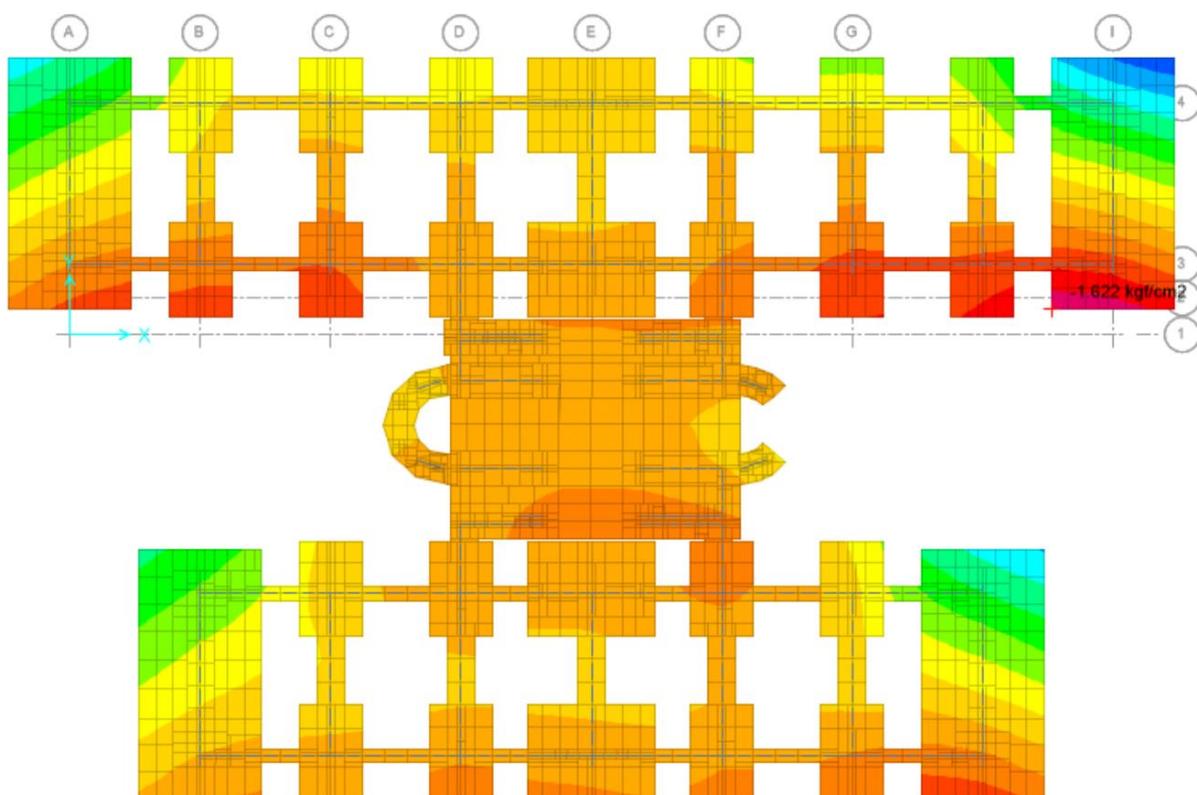
VERIFICACIÓN 3= CM+CV+0.8SY



VERIFICACIÓN 4= CM+CV-0.8SX



VERIFICACIÓN 5= CM+CV-0.8SY



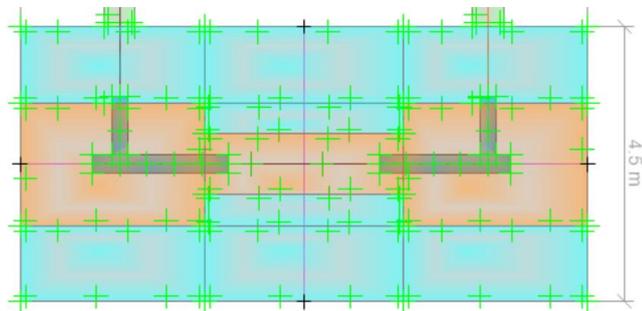
Diseño Estructural de Zapatas:

DISEÑO DE ZAPATA (Z-REF 1) H= 0.90 m

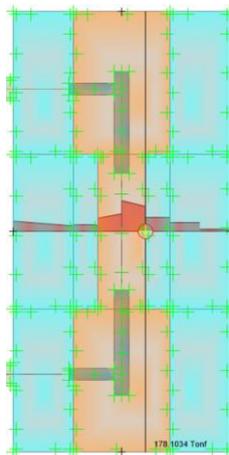
1. Datos iniciales

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$b_x = 450 \text{ cm}$	$\beta_1 = 0.85$	
$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$b_y = 900 \text{ cm}$	$\phi_f = 0.90$	▼
$h = 90 \text{ cm}$	$\phi_{long} = 5/8 \text{ ''}$	$\phi_c = 0.85$	▼
$d = 82.21 \text{ cm}$	Recubrimiento = 7 cm	$\phi_a = 0.70$	▼

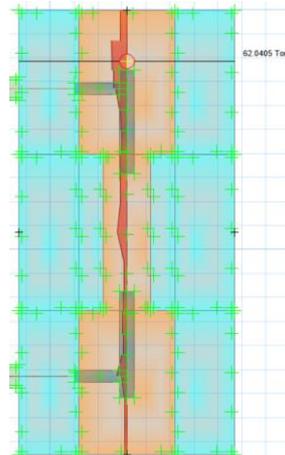
2. Dimensiones de la Zapata



3. Verificación por Punzonamiento



$V_{ux} = 178.10 \text{ Tn}$
 $V_{nx} = 209.53 \text{ Tn}$



$V_{uy} = 62.04 \text{ Tn}$
 $V_{ny} = 72.99 \text{ Tn}$

$V_n = \frac{V_u}{\phi}$

Datos de Columna:

Lado Mayor de la Columna/Placa =	227 cm
Lado Menor de la Columna/Placa =	121 cm

$b_o = 831.26 \text{ cm}$	Perímetro de la sección crítica	$b_o = 2m + 2n$
$\alpha_s = 20$	Factor para Columnas en esquina	$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}}$
$\beta_c = 1.88$	Relacion entre el lado mayor y el lado menor.	

Para zapatas, V_c debe ser el menor valor entre: (Art. 11.12.2.1)

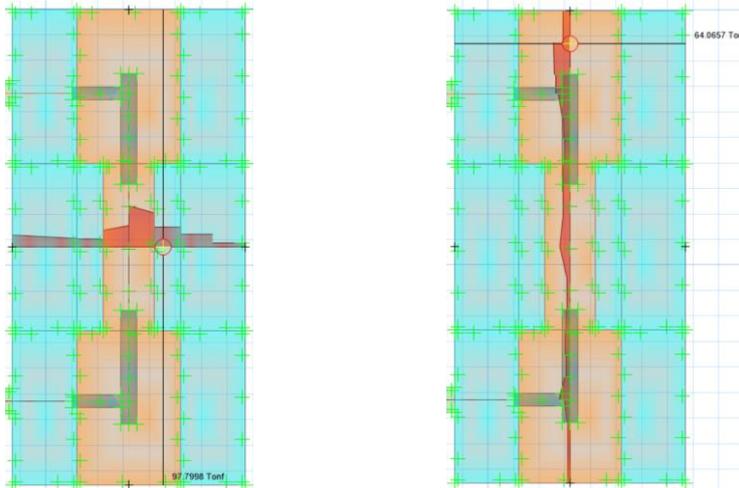
$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 1212.07 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 1252.11 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

$$V_c = 0.27 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 1228.10 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

4. Verificación por Cortante (Art. 11.3.1.1)

Se verifica el corte a una distancia "d" de la cara mas cargada:



$$V_{ux} = 97.80 \text{ Tn}$$

$$V_{nx} = 115.06 \text{ Tn}$$

$$V_{uy} = 64.07 \text{ Tn}$$

$$V_{ny} = 75.38 \text{ Tn}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_{cx} = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_y * d = 656.15 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

$$V_{cy} = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_x * d = 328.07 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

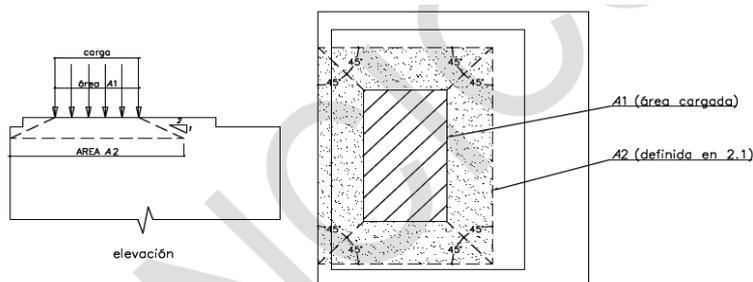
5. Verificación por Aplastamiento (Art. 10.17.1)

$$\text{Carga Axial de la Columna } P_u = 65.22 \text{ Tn}$$

$$P_n = 93.17 \text{ Tn}$$

$$A_1 = 8825 \text{ cm}^2 \quad \text{Área cargada (área de columna).}$$

$$A_2 = 149100 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la base inferior del tronco de la pirámide, contenida en su totalidad dentro del apoyo.}$$



$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$A_0 = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} * A_1 = 17650 \text{ cm}^2$$

La resistencia de diseño al aplastamiento del concreto no debe exceder de :

$$P_{nb} = 0.85 * f'_c * A_1 = 2100.35 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

$$P_{nb} = 0.85 * f'_c * A_0 = 4200.70 \text{ Tn} \quad \text{Cumple} \quad (\text{No Aplica, } A_2 \text{ no se encuentra dentro del área de la zapata})$$

5. Cálculo de Refuerzo por Flexión

Diagrama de Momentos Máximos Positivos

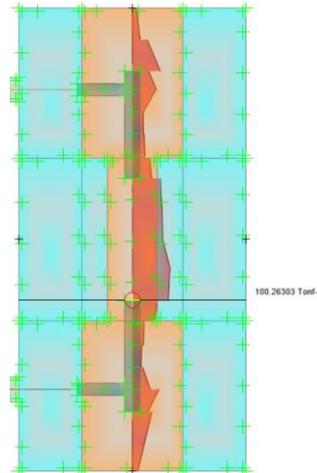
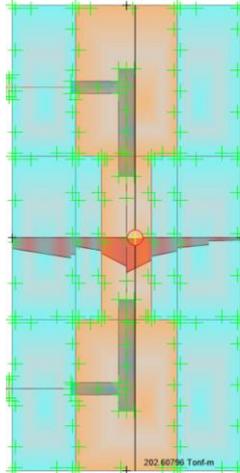
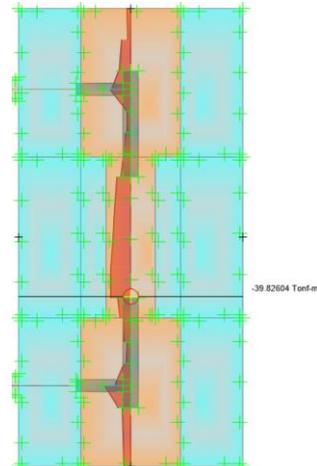
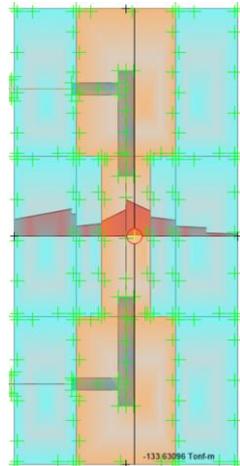


Diagrama de Momentos Máximos Negativos



VALORES DE ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR (Tn.m)					
Momentos Positivos (+) - Parte Inferior			Momentos Negativos (-) - Parte Superior		
Mux (+) =	202.61 Tn.m	Muy (+) =	100.26 Tn.m	Mux (-) =	133.63 Tn.m
Mnx (+) =	225.12 Tn	Mny (+) =	111.40 Tn	Muy (-) =	39.83 Tn.m
				Mnx (-) =	148.48 Tn
				Mny (-) =	44.26 Tn

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f'_y * (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s * f'_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Condición : Acero distribuido en 2 Capas

Según Art. 9.7.2 = $A_{smin} = 0.0018 bh$ $A_{smin x} = 72.90\text{cm}^2$ $A_{smin y} = 145.80\text{cm}^2$

Según Art. 10.5.4 = $A_{smin} = 0.0012 bh$ $A_{smin x} = 48.60\text{cm}^2$ $A_{smin y} = 97.20\text{cm}^2$

5.1 Cálculo de Acero Inferior

5.1.1 Área de Acero Paralelo al Eje X

As requerido = 66.25cm²

As colocado= 66.25cm² *Se utilizó Asmin*

As = **34**

φ

5/8 "

Finalmente:

5/8 "

@ 10 cm

5.1.2 Área de Acero Paralelo al Eje Y

As requerido = 32.39cm²

As colocado= 97.20cm² *Se utilizó Asmin*

As = **50**

φ

5/8 "

Finalmente:

5/8 "

@ 15 cm

5.2 Cálculo de Acero Superior

5.2.1 Área de Acero Paralelo al Eje X

As requerido = 43.45cm²

As colocado= 48.60cm² *Se utilizó Asmin*

As = **25**

φ

5/8 "

Finalmente:

5/8 "

@ 15 cm

5.2.2 Área de Acero Paralelo al Eje Y

As requerido = 12.84cm²

As colocado= 97.20cm² *Se utilizó Asmin*

As = **50**

φ

5/8 "

Finalmente:

5/8 "

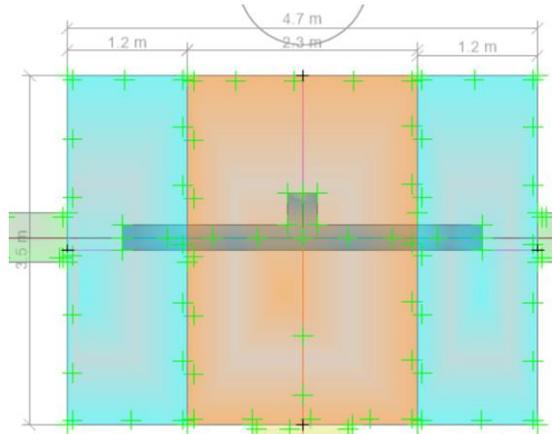
@ 15 cm

DISEÑO DE ZAPATA (Z-REF 2) H= 0.90 m

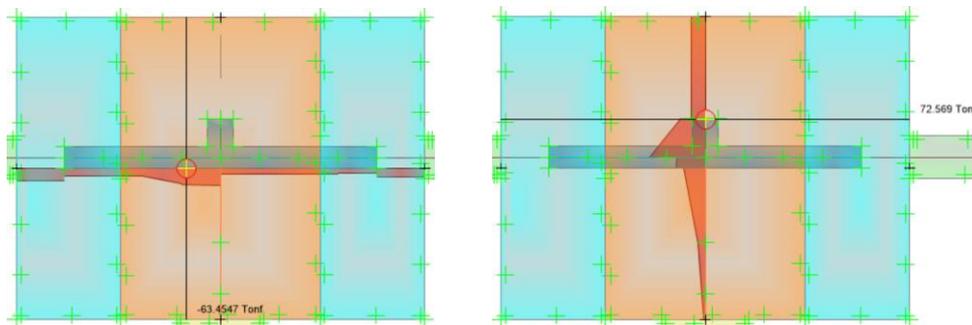
1. Datos iniciales

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$b_x = 470 \text{ cm}$	$\beta_1 = 0.85$	▼
$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$b_y = 350 \text{ cm}$	$\phi_f = 0.90$	▼
$h = 90 \text{ cm}$	$\phi_{long} = 5/8 \text{ ''}$	$\phi_c = 0.85$	▼
$d = 82.21 \text{ cm}$	Recubrimiento = 7 cm	$\phi_a = 0.70$	▼

2. Dimensiones de la Zapata



3. Verificación por Punzonamiento



$V_{ux} = 63.45 \text{ Tn}$	$V_{uy} = 72.57 \text{ Tn}$	$V_n = \frac{V_u}{\phi}$
$V_{nx} = 74.65 \text{ Tn}$	$V_{ny} = 85.38 \text{ Tn}$	

Datos de Columna:

Lado Mayor de la Columna/Placa =	375 cm
Lado Menor de la Columna/Placa =	25 cm

$b_o = 1080.97 \text{ cm}$	Perímetro de la sección crítica	$b_o = 2m + 2n$
$\alpha_s = 40$	Factor para Columnas interiores	$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}}$
$\beta_c = 15.00$	Relacion entre el lado mayor y el lado menor.	

Para zapatas, V_c debe ser el menor valor entre: (Art. 11.12.2.1)

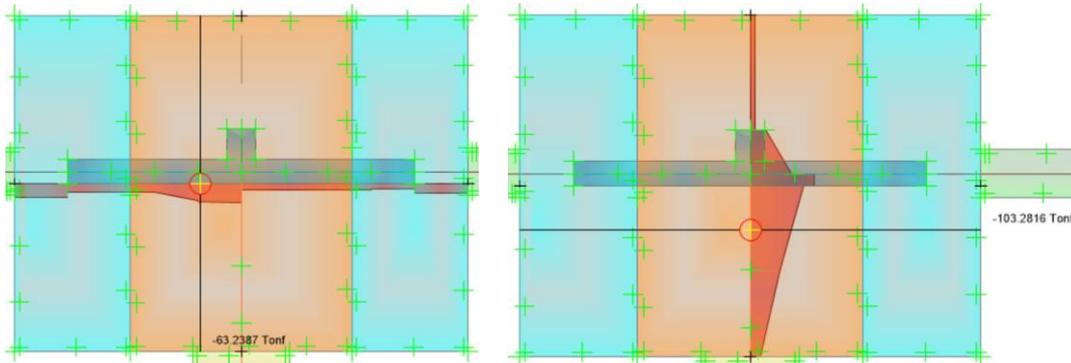
$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 1576.17 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 893.16 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

$$V_c = 0.27 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 2024.23 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

4. Verificación por Cortante (Art. 11.3.1.1)

Se verifica el corte a una distancia "d" de la cara mas cargada:



$$V_{ux} = 63.24 \text{ Tn} \quad V_{uy} = 103.28 \text{ Tn} \quad V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_{nx} = 74.40 \text{ Tn} \quad V_{ny} = 121.51 \text{ Tn}$$

$$V_{cx} = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_y * d = 255.17 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

$$V_{cy} = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_x * d = 342.66 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

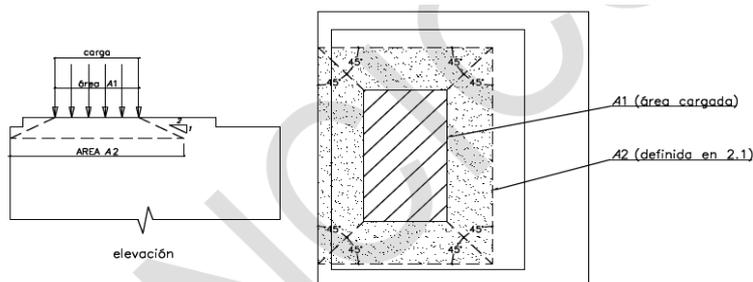
5. Verificación por Aplastamiento (Art. 10.17.1)

$$\text{Carga Axial de la Columna } P_u = 134.90 \text{ Tn}$$

$$P_n = 192.71 \text{ Tn}$$

$$A_1 = 10328 \text{ cm}^2 \quad \text{Área cargada (área de columna).}$$

$$A_2 = 56400 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la base inferior del tronco de la pirámide, contenida en su totalidad dentro del apoyo.}$$



$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$A_0 = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} * A_1 = 20656 \text{ cm}^2$$

La resistencia de diseño al aplastamiento del concreto no debe exceder de :

$$P_{nb} = 0.85 * f'_c * A_1 = 2458.06 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

$$P_{nb} = 0.85 * f'_c * A_0 = 4916.13 \text{ Tn} \quad \text{Cumple} \quad (\text{Aplica, } A_2 \text{ se encuentra dentro del área de la zapata})$$

5. Cálculo de Refuerzo por Flexión

Diagrama de Momentos Máximos Positivos

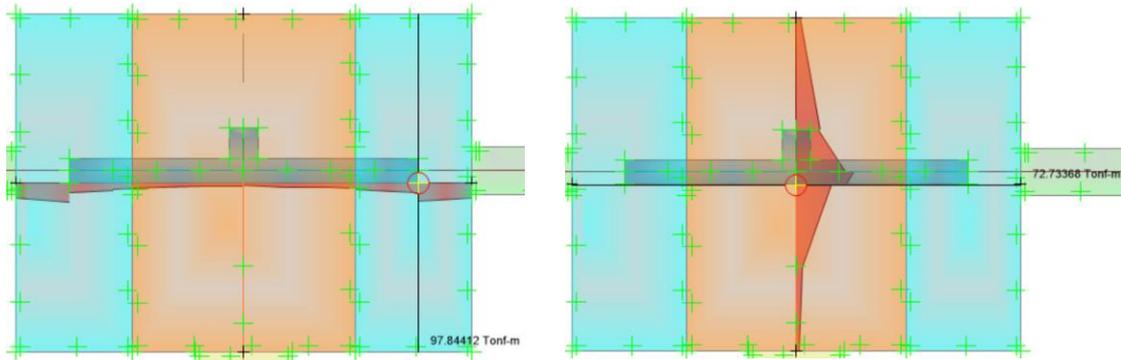
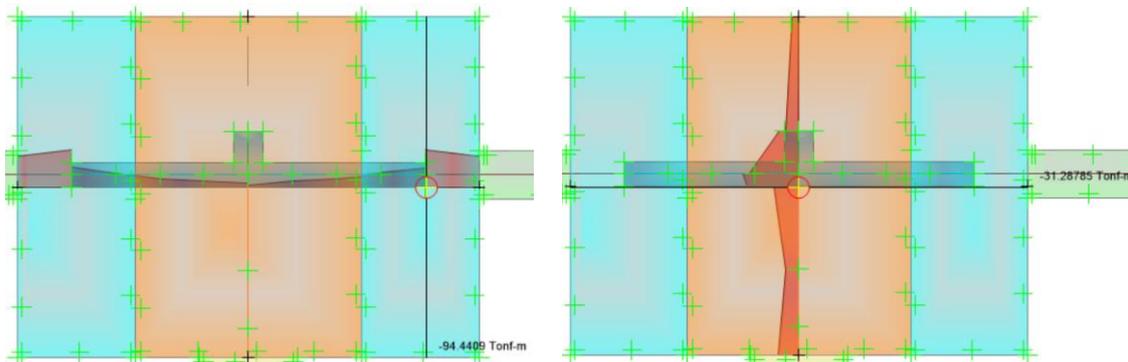


Diagrama de Momentos Máximos Negativos



VALORES DE ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR (Tn.m)					
Momentos Positivos (+) - Parte Inferior			Momentos Negativos (-) - Parte Superior		
Mux (+) =	97.84 Tn.m	Muy (+) =	72.73 Tn.m	Mux (-) =	94.44 Tn.m
Mnx (+) =	108.71 Tn	Mny (+) =	80.81 Tn	Muy (-) =	31.29 Tn.m
				Mnx (-) =	104.93 Tn
				Mny (-) =	34.77 Tn

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f'_y * (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s * f'_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Condición : Acero distribuido en 2 Capas

Según Art. 9.7.2 = $A_{smin} = 0.0018 bh$ $A_{smin x} = 76.14 \text{ cm}^2$ $A_{smin y} = 56.70 \text{ cm}^2$

Según Art. 10.5.4 = $A_{smin} = 0.0012 bh$ $A_{smin x} = 50.76 \text{ cm}^2$ $A_{smin y} = 37.80 \text{ cm}^2$

5.1 Cálculo de Acero Inferior

5.1.1 Área de Acero Paralelo al Eje X

As requerido = 31.72cm²

As colocado= 50.76cm² *Se utilizó Asmin*

As = **26** ϕ **5/8 "** Finalmente:

5/8 "	@ 15 cm
-------	---------

5.1.2 Área de Acero Paralelo al Eje Y

As requerido = 23.58cm²

As colocado= 37.80cm² *Se utilizó Asmin*

As = **20** ϕ **5/8 "** Finalmente:

5/8 "	@ 15 cm
-------	---------

5.2 Cálculo de Acero Superior

5.2.1 Área de Acero Paralelo al Eje X

As requerido = 30.61cm²

As colocado= 50.76cm² *Se utilizó Asmin*

As = **26** ϕ **5/8 "** Finalmente:

5/8 "	@ 15 cm
-------	---------

5.2.2 Área de Acero Paralelo al Eje Y

As requerido = 10.10cm²

As colocado= 37.80cm² *Se utilizó Asmin*

As = **20** ϕ **5/8 "** Finalmente:

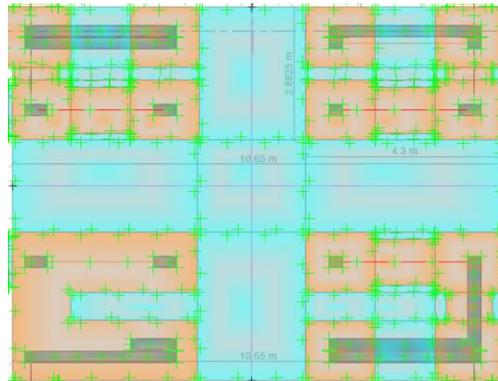
5/8 "	@ 15 cm
-------	---------

DISEÑO DE ZAPATA (Z-REF 3) H= 0.90 m

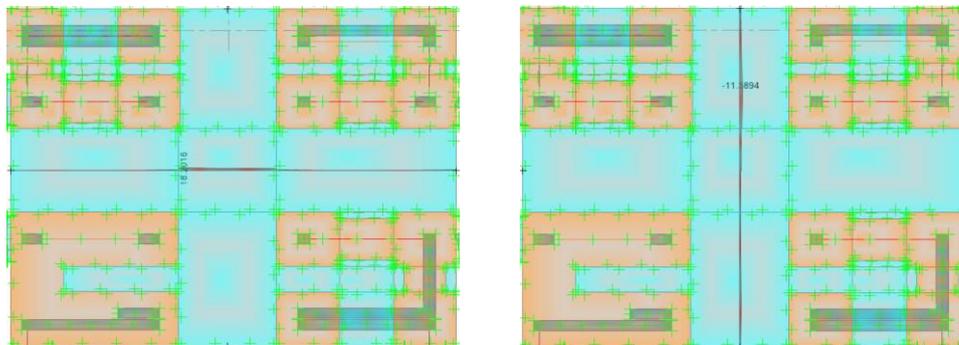
1. Datos iniciales

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$b_x = 1065 \text{ cm}$	$\beta_1 = 0.85$	▼
$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	$b_y = 810 \text{ cm}$	$\phi_f = 0.90$	▼
$h = 90 \text{ cm}$	$\phi_{long} = 5/8 \text{ ''}$	$\phi_c = 0.85$	▼
$d = 82.21 \text{ cm}$	Recubrimiento = 7 cm	$\phi_a = 0.70$	▼

2. Dimensiones de la Zapata



3. Verificación por Punzonamiento



$V_{ux} = 18.20 \text{ Tn}$	$V_{uy} = 11.39 \text{ Tn}$	$V_n = \frac{V_u}{\phi}$
$V_{nx} = 21.41 \text{ Tn}$	$V_{ny} = 13.40 \text{ Tn}$	

Datos de Columna:

Lado Mayor de la Columna/Placa =	50 cm
Lado Menor de la Columna/Placa =	25 cm

$b_o = 150.00 \text{ cm}$	Perímetro de la sección crítica	$b_o = 2m + 2n$
$\alpha_s = 40$	Factor para Columnas interiores	$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}}$
$\beta_c = 2.00$	Relacion entre el lado mayor y el lado menor.	

Para zapatas, V_c debe ser el menor valor entre: (Art. 11.12.2.1)

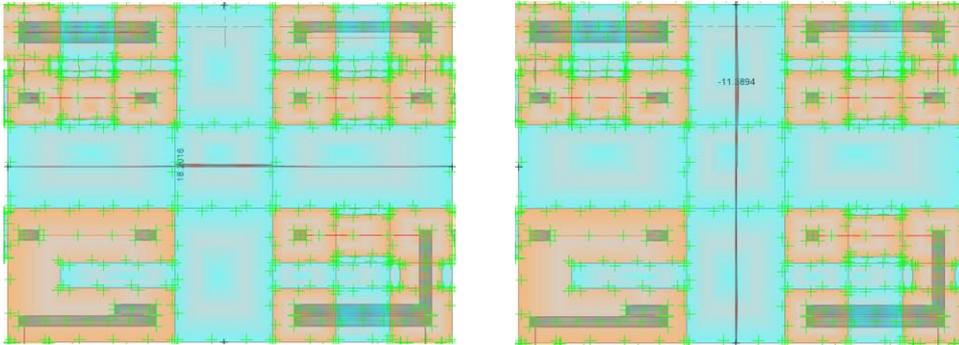
$$V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 218.72 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 218.72 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

$$V_c = 0.27 * \left(2 + \frac{\alpha_s * d}{b_o}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 1332.69 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

4. Verificación por Cortante (Art. 11.3.1.1)

Se verifica el corte a una distancia "d" de la cara mas cargada:



$$V_{ux} = 18.20 \text{ Tn} \quad V_{uy} = 11.39 \text{ Tn} \quad V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_{nx} = 21.41 \text{ Tn} \quad V_{ny} = 13.40 \text{ Tn}$$

$$V_{cx} = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_y * d = 590.53 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

$$V_{cy} = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_x * d = 776.44 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

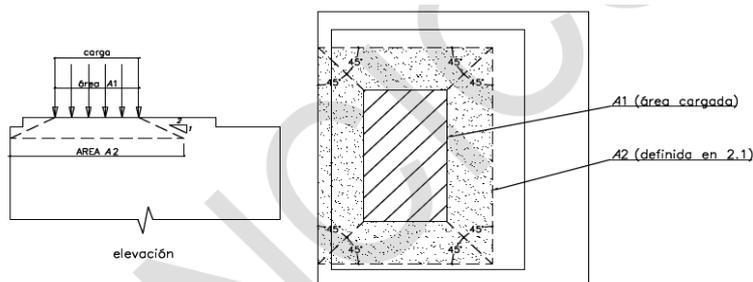
5. Verificación por Aplastamiento (Art. 10.17.1)

$$\text{Carga Axial de la Columna } P_u = 37.69 \text{ Tn}$$

$$P_n = 53.84 \text{ Tn}$$

$$A_1 = 1250 \text{ cm}^2 \quad \text{Área cargada (área de columna).}$$

$$A_2 = 19500 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de la base inferior del tronco de la pirámide, contenida en su totalidad dentro del apoyo.}$$



$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

$$A_0 = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} * A_1 = 2500 \text{ cm}^2$$

La resistencia de diseño al aplastamiento del concreto no debe exceder de :

$$P_{nb} = 0.85 * f'_c * A_1 = 297.50 \text{ Tn} \quad \text{Cumple}$$

$$P_{nb} = 0.85 * f'_c * A_0 = 595.00 \text{ Tn} \quad \text{Cumple} \quad (\text{Aplica, } A_2 \text{ se encuentra dentro del área de la zapata})$$

5. Cálculo de Refuerzo por Flexión

Diagrama de Momentos Máximos Positivos

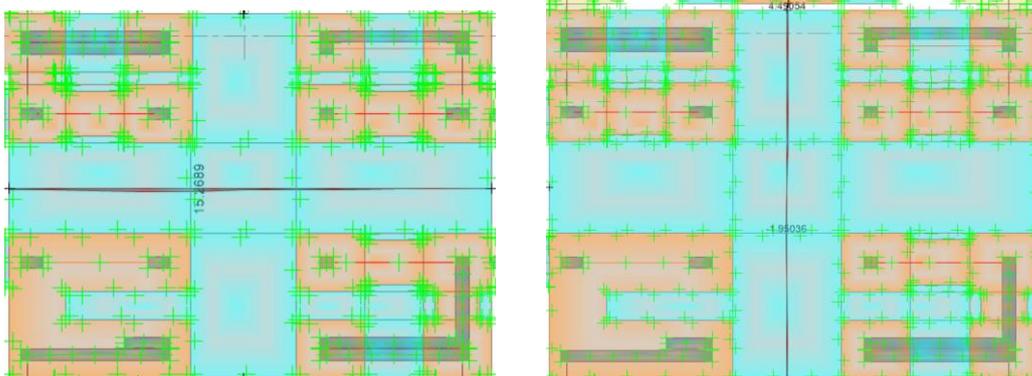
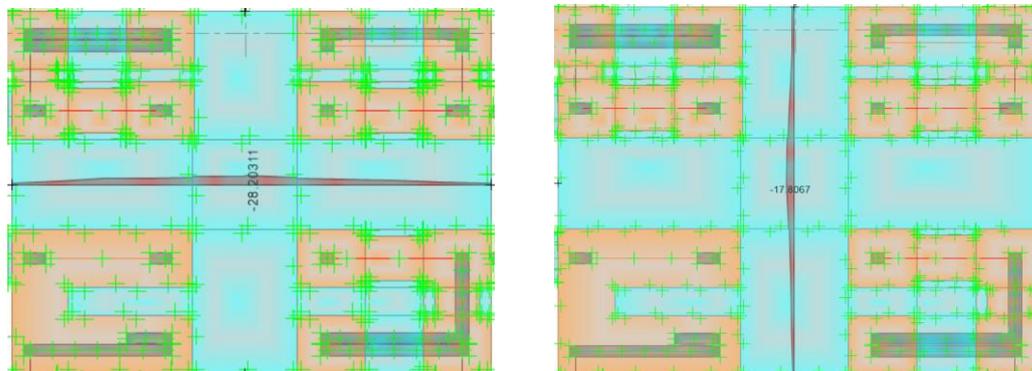


Diagrama de Momentos Máximos Negativos



VALORES DE ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR (Tn.m)							
Momentos Positivos (+) - Parte Inferior			Momentos Negativos (-) - Parte Superior				
Mux (+) =	15.27 Tn.m	Muy (+) =	4.49 Tn.m	Mux (-) =	28.20 Tn.m	Muy (-) =	17.81 Tn.m
Mnx (+) =	16.97 Tn	Mny (+) =	4.99 Tn	Mnx (-) =	31.33 Tn	Mny (-) =	19.79 Tn

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f'_y * (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s * f'_y}{0.85 * f'_c * b} \quad \text{Condición : Acero distribuido en 2 Capas}$$

Según Art. 9.7.2 = $A_{smin} = 0.0018 bh$ $A_{smin x} = 172.53\text{cm}^2$ $A_{smin y} = 131.22\text{cm}^2$

Según Art. 10.5.4 = $A_{smin} = 0.0012 bh$ $A_{smin x} = 115.02\text{cm}^2$ $A_{smin y} = 87.48\text{cm}^2$

5.1 Cálculo de Acero Inferior

5.1.1 Área de Acero Paralelo al Eje X

As requerido = 4.92cm²

As colocado= 115.02cm² *Se utilizó Asmin*

As = 59

φ

5/8 "

Finalmente:

5/8 "

@ 15 cm

5.1.2 Área de Acero Paralelo al Eje Y

As requerido = 1.45cm²

As colocado= 87.48cm² *Se utilizó Asmin*

As = 45

φ

5/8 "

Finalmente:

5/8 "

@ 15 cm

5.2 Cálculo de Acero Superior

5.2.1 Área de Acero Paralelo al Eje X

As requerido = 9.08cm²

As colocado= 115.02cm² *Se utilizó Asmin*

As = 59

φ

5/8 "

Finalmente:

5/8 "

@ 15 cm

5.2.2 Área de Acero Paralelo al Eje Y

As requerido = 5.74cm²

As colocado= 87.48cm² *Se utilizó Asmin*

As = 45

φ

5/8 "

Finalmente:

5/8 "

@ 15 cm

ANEXO 05 – PLANILLA DE METRADOS

RESUMEN METRADOS			
PROYECTO : “DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022”			
CLIENTE : UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA			
FECHA : FEBRERO 2024			
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	TOTAL
01.	ESTRUCTURAS DE CONCRETO		
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
01.01.01	TRASLADO DE EQUIPO Y HERRAMIENTAS	Glb	1
01.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	858.47
01.01.03	DEMOLICION DE PISOS H=0.15m	m ²	124.61
01.01.04	DEMOLICION DE CIMIENTOS CORRIDOS	m ³	15.64
01.01.05	DEMOLICION DE LOSAS ALIGERADAS	m ²	54.36
01.01.06	DEMOLICION DE TABIQUES EXISTENTES E=0.15m	ml	675
01.01.07	DEMOLICION DE TABIQUES EXISTENTES E=0.25m	ml	297
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.02.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m ³	358.10
01.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJA CON MATERIAL PROPIO	m ³	180.78
01.02.03	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION EN TERRENO NORMAL CON COMPACTADORA	m2	204.24
01.02.04	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE + 30% DE ESPONJAMIENTO	m ³	465.54
01.02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/MAQ. D=10KM	m ³	465.54
01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
01.03.01	FALSA ZAPATA CONCRETO CICLOPEO 1:6+30%P.G.	m ³	30.08
01.03.02	CONCRETO PARA CIMIENTO CORRIDO CONCRETO 1:10+30%P.G.	m ³	14.14
01.03.03	FALSO PISO MEZCLA 1:8 E=6"	m ³	18.69
01.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.04.01	ZAPATAS		
01.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C=280 KG/CM2	m ³	184.46
01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATAS	m ²	154.89
01.04.01.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg	5966.01
01.04.02	VIGAS		
01.04.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN VIGAS	m ³	6.43
01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS	m ²	71.55
01.04.02.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg	917.67
01.04.03	COLUMNAS		
01.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=210 KG/CM2	m ³	9.54
01.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m ²	20.52
01.04.03.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg	1083.62
01.04.04	PLACAS		
01.04.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN PLACAS	m ³	199.04
01.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PLACAS	m ²	1178.69
01.04.04.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg	28784.54
01.04.05	COLUMNETAS		
01.04.05.01	CONCRETO F'C=175 KG/CM2 EN COLUMNETAS	m ³	29.49
01.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNETAS	m ²	650.32
01.04.05.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg	2806.28
01.04.06	VIGAS DE CONFINAMIENTO		
01.04.06.01	CONCRETO F'C=175 KG/CM2 EN VIGA DE CONFINAMIENTO	m ³	5.03
01.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGA DE CONFINAMIENTO	m ²	62.34
01.04.06.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg	591.68

01.04.07	LOSAS MACIZAS		
01.04.07.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN LOSAS MACIZAS	m ³	10.87
01.04.07.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN LOSAS MACIZAS	m ²	54.36
01.04.07.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg	458.87
01.05	OTROS		
01.05.01	MURO DE SOGA - LADRILLO KING KONG 18 HUECOS C:A 1:5	ml	249.51
01.05.02	MURO DE CABEZA - LADRILLO KING KONG 18 HUECOS C:A 1:5	ml	67.33
01.06	SEGURIDAD Y SALUD		
01.06.01	EQUIPOS DE PROTECCIÓN PERSONAL	glb	1
01.06.02	EQUIPOS DE PROTECCIÓN COLECTIVA	glb	1
01.06.03	CAPACITACIÓN EN SEGURIDAD Y SALUD	glb	1
01.06.04	RECURSOS PARA RESPUESTA ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y S	glb	1

PLANILLA DE METRADOS DE ESTRUCTURAS

PROYECTO : “DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022”
 CLIENTE : UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
 FECHA : FEBRERO 2024

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	N° VECES	LARGO	ANCHO	ALTURA	DIÁMETROS						SUBTOTAL	TOTAL
							1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"		
							0.207	0.526	0.934	1.459	2.101	3.735		
01.	ESTRUCTURAS DE CONCRETO													
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES													
01.01.01	TRASLADO DE EQUIPO Y HERRAMIENTAS	Glb												1
			1										1	
01.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2		Área										858.47
			1	858.47									858.47	
01.01.03	DEMOLICION DE PISOS H=0.15m	m²												124.61
	Z REF-01		4	2.10	5.50								46.20	
	Z REF-02		2	3.50	4.70								32.90	
			-1	1.63	2								-3.26	
	Z REF-03		1	10.65	8.10								86.27	
			-1	3.30	10								-33.00	
			-1	1.50	3								-4.50	
01.01.04	DEMOLICION DE CIMIENTOS CORRIDOS	m³												15.64
	Cimientos d-d		4	5.88	0.70	0.60							9.88	
	Cimientos C-C		4	2.40	1.00	0.60							5.76	
01.01.05	DEMOLICION DE LOSAS ALIGERADAS	m²												54.36
	ZONA PLACA 1		12	1.85	0.30								6.66	
	ZONA PLACA 2		12	1.85	0.30								6.66	
	ZONA PLACA 3		18	1.80	0.30								9.72	
	ZONA PLACA 4		18	1.80	0.30								9.72	
	ZONA PLACA 5		12	2.70	0.30								9.72	
	ZONA PLACA 6		6	3.45	0.30								6.21	
	ZONA PLACA 7		3	2.70	0.30								2.43	
	ZONA PLACA 8		3	3.60	0.30								3.24	
01.01.05	DEMOLICION DE TABIQUES EXISTENTES E=0.15m	ml												675.00
			12	5.50		3.00							198.00	
			24	4.50		1.60							172.80	
			12	3.81		3.00							137.16	
			12	0.97		3.00							34.92	
			12	2.40		3.00							86.40	
			12	1.27		3.00							45.72	
01.01.05	DEMOLICION DE TABIQUES EXISTENTES E=0.25m	ml												297.00
			12	1.73		3.00							62.10	
			12	0.90		3.00							32.40	
			12	0.90		3.00							32.40	
			21	2.70		3.00							170.10	
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS													
01.02.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m³												358.10
	Z REF-01		4	2.50	3.00	1.70							51.00	
			4	3.40	3.00	1.70							69.36	
			8	2.00	3.00	0.90							43.20	
			4	1.12	3.00	0.90							12.10	
	Z REF-02		4	2.40	3.50	1.70							57.12	
			4	2.30	1.50	0.90							12.42	
			4	2.30	1.75	0.90							14.49	
	Z REF-03		1	10.65	2.00	1.70							36.21	
			6	1.30	0.25	1.70							3.32	
			2	1.30	1.30	1.70							5.75	

			1	8.40	0.30	1.70							4.28	
			1	8.15	0.60	1.70							8.31	
			4	2.30	1.30	1.70							20.33	
			1	86.27	-46.00	0.90							36.24	
			-1	3.30	10	0.90							-11.97	
			-1	1.50	3	0.90							-4.05	
01.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJA CON MATERIA	m³												180.78
	Z REF-01		4	2.50	3.00	0.60							18.00	
			4	3.40	3.00	0.60							24.48	
			8	2.00	3.00	0.60							28.80	
			4	1.12	3.00	0.60							8.06	
	Z REF-02		4	2.40	3.50	0.60							20.16	
			4	2.30	1.50	0.60							8.28	
			4	2.30	1.75	0.60							9.66	
	Z REF-03		1	10.65	2.00	0.60							12.78	
			6	1.30	0.25	0.60							1.17	
			2	1.30	1.30	0.60							2.03	
			1	8.40	0.30	0.60							1.51	
			1	8.15	0.60	0.60							2.93	
			4	2.30	1.30	0.60							7.18	
			1	86.27	0.00	0.60							51.76	
			-1	3.30	10	0.90							-11.97	
			-1	1.50	3	0.90							-4.05	
01.02.03	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION EN TERRENO NORMAL CON COMPACTADORA	m³												204.24
	Z REF-01		4	2.50	3.00								30.00	
			4	3.40	3.00								40.80	
			8	2.00	3.00								48.00	
			4	1.12	3.00								13.44	
	Z REF-02		4	2.40	3.50								33.60	
			4	2.30	1.50								13.80	
			4	2.30	1.75								16.10	
	Z REF-03		1	10.65	2.00								21.30	
			6	1.30	0.25								1.95	
			2	1.30	1.30								3.38	
			1	8.40	0.30								2.52	
			1	8.15	0.60								4.89	
			4	2.30	1.30								11.96	
			1	86.27	0.00								0.00	
			-1	3.30	10								-33.00	
			-1	1.50	3								-4.50	
01.02.04	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE + 30% DE ESPONJAMIENTO	m³												465.54
	ELIMINACION DE MATERIAL DE ZAPATAS			V exc	V relleno	factor							465.54	
				358.10	0.00	1.30								
01.02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/MAQ. D=10KM	m³												465.54
	ELIMINACION DE MATERIAL DE ZAPATAS			358.10	0.00	1.30							465.54	
01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE													
01.03.01	FALSA ZAPATA CONCRETO CICLOPEO 1:6+30%P.G.	m³												30.08
	Z REF-01		4	2.50	3.00	0.20							6.00	
			4	3.40	3.00	0.20							8.16	

	Z REF-02		4	2.40	3.50	0.20							6.72	
	Z REF-03		1	10.65	2.00	0.20							4.26	
			6	1.30	0.25	0.20							0.39	
			2	1.30	1.30	0.20							0.68	
			1	8.40	0.30	0.20							0.50	
			1	8.15	0.60	0.20							0.98	
			4	2.30	1.30	0.20							2.39	
01.03.02	CONCRETO PARA CIMIENTO CORRIDO CONCRETO	m³												32.83
	Ejes entre 4-4, 5-5 Y 5-5, 6-6		4	5.50	0.70	0.60							9.24	
	Ejes entre B-C y H-I		4	2.40	0.85	0.60							4.90	
01.03.03	FALSO PISO MEZCLA 1:8 E=6"	m²												18.69
	Z REF-01		4	2.10	5.50	0.15							6.93	
	Z REF-02		2	3.50	4.70	0.15							4.94	
			-1	1.63	2	0.15							-0.49	
	Z REF-03		1	10.65	8.10	0.15							12.94	
			-1	3.30	10	0.15							-4.95	
			-1	1.50	3	0.15							-0.68	
01.04.01	ZAPATAS													
01.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C=280 KG/CM2	m³												184.46
	Z REF-01		4	2.50	3.00	0.60							18.00	
			4	3.40	3.00	0.60							24.48	
			4	4.50	9.00	0.30							48.60	
	Z REF-02		4	2.40	3.50	0.60							20.16	
			4	4.70	3.50	0.30							19.74	
	Z REF-03		1	10.65	2.00	0.60							12.78	
			6	1.30	0.25	0.60							1.17	
			2	1.30	1.30	0.60							2.03	
			1	8.40	0.30	0.60							1.51	
			1	8.15	0.60	0.60							2.93	
			4	2.30	1.30	0.60							7.18	
			1	10.65	8.10	0.30							25.88	
01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATAS	m²		Longitud	N° Caras									154.89
	Z REF-01		4	1.25	4	0.90							18.00	
			4	9.00	2	0.90							64.80	
			4	2.00	2	0.30							4.80	
	Z REF-02		4	1.20	4	0.90							17.28	
			4	3.50	2	0.90							25.20	
			4	2.30	2	0.30							5.52	
	Z REF-03		1	2.00	2	0.90							3.60	
			1	2.30	2	0.90							4.14	
			1	1.30	3	0.90							3.51	
			1	24.10	1	0.30							7.23	
			1	0.90	1	0.90							0.81	
01.04.01.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg												
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 5/8"	5/8		Longitud	N° Varillas									5966.01
	Z REF-01		2	2.22	30				194.34				194.34	
			4	1.78	29				301.25				301.25	
			1	4.76	59				409.75				409.75	
			2	9.26	6				162.12				162.12	
			2	3.80	2				22.18				22.18	
			1	9.26	29				391.80				391.80	
	Dowels		4	0.48	61				169.10				169.10	
			2	0.48	20				27.72				27.72	

	Z REF-02		2	1.73	17					85.82			85.82	
			1	4.96	17					123.02			123.02	
			2	3.76	6					65.83			65.83	
			1	3.76	23					126.17			126.17	
			4	3.76	76					1667.70			1667.70	
	Z REF-03		1	10.91	10					159.18			159.18	
			1	8.36	12					146.37			146.37	
			1	10.91	38					604.87			604.87	
			1	8.36	54					658.65			658.65	
			1	3.10	27					122.12			122.12	
			1	8.95	2					26.12			26.12	
			1	9.20	1					13.42			13.42	
			1	2.10	25					76.60			76.60	
			1	2.80	41					167.49			167.49	
			2	2.17	7					44.32			44.32	
			1	2.49	7					25.43			25.43	
			1	0.48	162					112.27			112.27	
			1	0.48	90					62.37			62.37	
01.04.02	VIGAS													
01.04.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN VIGAS	m³											6.43	
	VR-01		12	2.20	0.30	0.30							2.38	
	VR-02		6	2.30	0.25	0.30							1.04	
			6	3.30	0.25	0.30							1.49	
			6	2.50	0.25	0.30							1.13	
	VR-03		6	0.50	0.25	0.55							0.41	
01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS	m²		Longitud	Perimetro								71.55	
	VR-01		12	2.20	0.9								23.76	
	VR-02		6	2.30	0.9								12.42	
			6	3.30	0.9								17.82	
			6	2.50	0.9								13.50	
	VR-03		6	0.50	1.35								4.05	
01.04.02.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg											917.67	
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 3/8"	3/8		Longitud	N° Varillas									
	VR-01		12	1.42	15			134.45					134.45	
	VR-02		6	1.42	59			264.41					264.41	
	VR-03		6	1.82	6			34.46					34.46	
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 5/8"	5/8		Longitud	N° Varillas									
	VR-01		12	2.87	3			150.74					150.74	
	VR-02		6	9.82	3			257.89					257.89	
	VR-03		6	0.92	3			24.16					24.16	
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 1/2"	1/2		Longitud	N° Varillas									
	VR-03		6	0.92	10			51.56					51.56	
01.04.03	COLUMNAS													
01.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=210 KG/CM2	m³											9.54	
	C-5'		4	0.35	0.30	12.00							5.04	
	C-6'		3	0.30	0.25	12.00							2.70	
	C-7'		2	0.30	0.25	12.00							1.80	
01.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m²											20.52	
	C-5'		2	4.40	0.35								3.08	
			1	4.40	0.30								1.32	
			2	3.20	0.35								2.24	
			1	3.20	0.30								0.96	
	C-6'		2	4.40	0.30								2.64	

			1	4.40	0.25								1.10	
			2	3.20	0.30								1.92	
			1	3.20	0.25								0.80	
	C-7'		2	4.40	0.30								2.64	
			1	4.40	0.25								1.10	
			2	3.20	0.30								1.92	
			1	3.20	0.25								0.80	
01.04.03.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg												1083.62
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 3/8"	3/8		Longitud	N° Varillas									
	C-5'		4	1.12	75			176.74					176.74	
	C-6'		3	0.92	75			108.88					108.88	
	C-7'		2	0.92	75			72.59					72.59	
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 5/8"	5/8		Longitud	N° Varillas									
	C-5'		4	13.19	1					76.98			76.98	
	C-7'		2	11.49	4					134.11			134.11	
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 3/4"	3/4		Longitud	N° Varillas									
	C-5'		4	13.29	2					223.38			223.38	
	C-6'		3	11.54	4					290.95			290.95	
01.04.04	PLACAS													
01.04.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN PLACAS	m³												199.04
	PLACA 01		4	1.05	0.25	12.00							12.60	
			4	1.75	0.30	12.00							25.20	
	PLACA 02		4	1.05	0.25	12.00							12.60	
			4	1.75	0.30	12.00							25.20	
	PLACA 03		6	1.05	0.30	12.00							22.68	
	PLACA 04		6	1.05	0.30	12.00							22.68	
	PLACA 05		4	2.90	0.25	12.00							34.80	
	PLACA 06		2	3.45	0.25	12.00							20.70	
	PLACA 07		1	3.45	0.25	12.00							10.35	
	PLACA 08		1	2.00	0.25	12.00							6.00	
			1	1.73	0.30	12.00							6.23	
01.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PLACAS	m²		Longitud	N° Caras									1178.69
	PLACA 01		12	0.95	2	3.20							72.96	
			12	1.65	2	3.20							126.72	
			12	0.25	1	3.20							9.60	
			12	0.30	1	3.20							11.52	
	PLACA 02		12	0.95	2	3.20							72.96	
			12	1.65	2	3.20							126.72	
			12	0.25	1	3.20							9.60	
			12	0.30	1	3.20							11.52	
	PLACA 03		18	0.95	2	3.20							109.44	
			18	0.30	1	3.20							17.28	
	PLACA 04		18	0.95	2	3.20							109.44	
			18	0.30	1	3.20							17.28	
	PLACA 05		12	2.70	2	3.20							207.36	
	PLACA 06		6	1.73	2	3.20							66.43	
			6	3.75	1	3.20							72.00	
			6	0.25	1	3.20							4.80	
	PLACA 07		3	2.70	2	3.20							51.84	
	PLACA 08		3	2.70	2	3.20							51.84	
			3	1.53	2	3.20							29.38	
01.04.04.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg												28784.54
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 3/8"	3/8		Longitud	N° Varillas									

	PLACA 01		4	1.44	210			636.25					636.25	
			4	0.96	210			424.17					424.17	
			4	1.54	210			680.43					680.43	
			4	0.96	210			424.17					424.17	
			4	1.13	136			323.34					323.34	
			4	1.83	136			523.64					523.64	
			4	0.31	68			44.35					44.35	
			4	0.36	272			206.02					206.02	
	PLACA 02		4	1.44	210			636.25					636.25	
			4	0.96	210			424.17					424.17	
			4	1.54	210			680.43					680.43	
			4	0.96	210			424.17					424.17	
			4	1.13	136			323.34					323.34	
			4	1.83	136			523.64					523.64	
			4	0.31	68			44.35					44.35	
			4	0.36	272			206.02					206.02	
	PLACA 03		6	1.02	210			676.02					676.02	
			6	1.16	136			497.89					497.89	
			6	0.36	136			154.52					154.52	
	PLACA 04		6	1.02	210			676.02					676.02	
			6	1.16	136			497.89					497.89	
			6	0.36	136			154.52					154.52	
	PLACA 05		4	3.04	96			614.03					614.03	
			4	0.31	288			187.85					187.85	
	PLACA 06		2	1.32	420			583.23					583.23	
			2	0.78	420			344.64					344.64	
			2	3.85	104			421.22					421.22	
			2	0.31	312			101.75					101.75	
	PLACA 07		1	3.04	96			153.51					153.51	
			1	0.31	240			39.13					39.13	
	PLACA 08		1	1.52	210			167.90					167.90	
			1	0.31	420			68.49					68.49	
			1	1.72	210			189.99					189.99	
			1	0.31	420			68.49					68.49	
			1	3.20	136			228.92					228.92	
			1	1.91	136			136.63					136.63	
			4	0.31	340			221.76					221.76	
			4	0.36	272			206.02					206.02	
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 1/2"	1/2		Longitud	N° Varillas									
	PLACA 03		6	12.70	4			284.68					284.68	
	PLACA 04		6	12.70	4			284.68					284.68	
	PLACA 06		2	12.80	20			478.21					478.21	
	PLACA 07		1	12.75	18			214.35					214.35	
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 5/8"	5/8		Longitud	N° Varillas									
	PLACA 01		4	12.75	20				1488.18				1488.18	
	PLACA 02		4	12.75	20				1488.18				1488.18	
	PLACA 03		6	12.75	4				446.45				446.45	
	PLACA 04		6	12.75	4				446.45				446.45	
	PLACA 05		4	12.75	22				1637.00				1637.00	
	PLACA 08		1	12.85	16				299.97				299.97	
			1	13.16	10				192.00				192.00	
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 3/4"	3/4		Longitud	N° Varillas									
	PLACA 01		4	12.90	14					1517.76			1517.76	

	PLACA 02		4	12.90	14					1517.76		1517.76	
	PLACA 03		6	12.90	4					650.47		650.47	
	PLACA 04		6	12.90	4					650.47		650.47	
	PLACA 06		2	13.25	8					445.41		445.41	
	PLACA 08		1	12.9	27					731.78		731.78	
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 1"	1		Longitud	N° Varillas								
	PLACA 01		4	12.95	8						1547.78	1547.78	
	PLACA 02		4	12.95	8						1547.78	1547.78	
01.04.05	COLUMNETAS												
01.04.05.01	CONCRETO F'C=175 KG/CM2 EN COLUMNETAS	m³											29.49
	CA-1		48	0.15	0.25	3.03						5.45	
			48	0.15	0.25	1.60						2.88	
	CA-2		12	0.15	0.43	3.03						2.31	
	CA-3		12	0.15	1.32	3.03						7.19	
	CA-4		12	0.15	1.10	3.03						5.99	
	CA-5		30	0.25	0.25	3.03						5.67	
01.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNETAS	m²		Longitud	N° Caras								650.32
	CA-1		48	0.33	2	3.03						94.38	
			48	0.33	2	1.60						49.92	
	CA-2		12	0.50	2	3.03						36.30	
	CA-3		12	1.47	2	3.03						106.72	
	CA-4		12	2.50	2	3.03						181.50	
	CA-5		30	1.00	2	3.03						181.50	
01.04.05.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg											2806.28
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 1/4"	1/4		Longitud	N° Varillas								
	CA-1		48	0.70	18		125.19					125.19	
			48	0.70	13		90.42					90.42	
	CA-2		12	1.06	18		47.39					47.39	
	CA-3		12	0.97	18		43.37					43.37	
			12	0.80	18		35.77					35.77	
	CA-4		12	0.98	18		43.82					43.82	
			12	0.58	18		25.93					25.93	
	CA-5		30	0.90	18		100.60					100.60	
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 3/8"	3/8		Longitud	N° Varillas								
	CA-1		48	3.55	6		537.78					537.78	
			48	2.13	6		321.91					321.91	
	CA-2		12	3.55	8		179.26					179.26	
	CA-3		12	3.55	20		448.15					448.15	
	CA-4		12	3.55	16		358.52					358.52	
	CA-5		30	3.55	8		448.15					448.15	
01.04.06	VIGAS DE CONFINAMIENTO												
01.04.06.01	CONCRETO F'C=175 KG/CM2 EN VIGA DE CONFINAMIENTO	m³											5.03
			12	0.15	0.20	1.65						0.59	
			12	0.15	0.20	3.00						1.08	
			12	0.15	0.20	2.23						0.80	
			24	0.15	0.20	1.51						1.09	
			12	0.15	0.20	1.60						0.58	
			12	0.25	0.15	0.62						0.28	
			6	0.25	0.15	1.75						0.39	
			3	0.25	0.15	1.95						0.22	
01.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGA DE CONFINAMIENTO	m²		Longitud	N° Caras								62.34

			12	0.20	2.00	1.65							7.92	
			12	0.20	2.00	3.00							14.40	
			12	0.20	2.00	2.23							10.70	
			24	0.20	2.00	1.51							14.50	
			12	0.20	2.00	1.60							7.68	
			12	0.15	2.00	0.62							2.23	
			6	0.15	2.00	1.75							3.15	
			3	0.15	2.00	1.95							1.76	
01.04.06.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg												
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 1/4"	1/4		Longitud	N° Varillas									591.68
			12	0.60	12				17.88				17.88	
			12	0.60	18				26.83				26.83	
			12	0.60	14				20.87				20.87	
			24	0.60	11				32.79				32.79	
			12	0.60	11				16.39				16.39	
			12	0.60	7				10.43				10.43	
			6	0.60	12				8.94				8.94	
			3	0.60	13.00				4.84				4.84	
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 3/8"	3/8		Longitud	N° Varillas									
			12	2.30	4				58.07				58.07	
			12	3.65	4				92.16				92.16	
			12	2.88	4				72.71				72.71	
			12	3.83	4				96.70				96.70	
			12	1.17	4				29.54				29.54	
			12	2.25	4				56.81				56.81	
			6	2.40	4				30.30				30.30	
			3	2.60	4				16.41				16.41	
01.04.07	LOSAS MACIZAS													
01.04.07.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN LOSAS MACIZAS	m³												10.87
	ZONA PLACA 1		12	1.85	0.30	0.20							1.33	
	ZONA PLACA 2		12	1.85	0.30	0.20							1.33	
	ZONA PLACA 3		18	1.80	0.30	0.20							1.94	
	ZONA PLACA 4		18	1.80	0.30	0.20							1.94	
	ZONA PLACA 5		12	2.70	0.30	0.20							1.94	
	ZONA PLACA 6		6	3.45	0.30	0.20							1.24	
	ZONA PLACA 7		3	2.70	0.30	0.20							0.49	
	ZONA PLACA 8		3	3.60	0.30	0.20							0.65	
01.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSAS MACIZAS	m²		Longitud	N° Caras									54.36
	ZONA PLACA 1		12	1.85	1	0.30							6.66	
	ZONA PLACA 2		12	1.85	1	0.30							6.66	
	ZONA PLACA 3		18	1.80	1	0.30							9.72	
	ZONA PLACA 4		18	1.80	1	0.30							9.72	
	ZONA PLACA 5		12	2.70	1	0.30							9.72	
	ZONA PLACA 6		6	3.45	1	0.30							6.21	
	ZONA PLACA 7		3	2.70	1	0.30							2.43	
	ZONA PLACA 8		3	3.60	1	0.30							3.24	
01.04.07.03	ACERO Fy=4200 GRADO 60	kg												
	ACERO CORRUGADO DE ϕ 3/8"	3/8		Longitud	N° Varillas									458.87
	ZONA PLACA 1		12	0.35	12				26.51				26.51	
			12	1.25	2				15.78				15.78	
			12	1.55	2				19.57				19.57	

	ZONA PLACA 2		12	0.35	12			26.51					26.51	
			12	1.25	2			15.78					15.78	
			12	1.55	2			19.57					19.57	
	ZONA PLACA 3		18	1.10	4			41.66					41.66	
			18	0.95	6			53.97					53.97	
	ZONA PLACA 4		18	1.10	4			41.66					41.66	
			18	0.95	6			53.97					53.97	
	ZONA PLACA 5		12	2.70	2			34.08					34.08	
			12	0.35	18			39.77					39.77	
	ZONA PLACA 6		6	3.75	2			23.67					23.67	
			6	0.35	24			26.51					26.51	
	ZONA PLACA 7		3	2.70	2			8.52					8.52	
			3	0.35	18			9.94					9.94	
	ZONA PLACA 8		3	1.53	3			7.24					7.24	
			3	0.35	22			12.15					12.15	
			3	2.70	2			8.52					8.52	
01.05	OTROS													
01.05.01	MURO DE SOGA - LADRILLO KING KONG 18 HUECOS C:A 1:5	ml			Cantidad									249.51
			4	1.65	3	2.83							56.03	
			4	3.00	3	1.40							50.40	
			4	2.23	3	1.40							37.46	
			4	1.51	3	2.83							51.28	
			4	1.60	3	2.83							54.34	
01.05.02	MURO DE CABEZA - LADRILLO KING KONG 18 HUECOS C:A 1:5	ml			Cantidad									67.33
			4	0.62	3	2.83							21.06	
			2	1.75	3	2.83							29.72	
			1	1.95	3	2.83							16.56	
01.06	SEGURIDAD Y SALUD													
01.06.01	EQUIPOS DE PROTECCIÓN PERSONAL	glb												1.00
01.06.02	EQUIPOS DE PROTECCIÓN COLECTIVA	glb												1.00
01.06.03	CAPACITACIÓN EN SEGURIDAD Y SALUD	glb												1.00
01.06.04	RECURSOS PARA RESPUESTA ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD	glb												1.00

ANEXO 06 – PRESUPUESTO REFERENCIAL DE OBRA

RESUMEN DE PRESUPUESTO

S10

Página: 1

Hoja resumen

Obra **0307015** “DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022”
Localización **021801** ANCASH - SANTA - CHIMBOTE
Fecha Al **24/02/2024**

Presupuesto base

001	DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIO DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL,2022	838,969.31
	(CD) S/.	838,969.31
	COSTO DIRECTO	838,969.31
	GASTOS GENERALES (8%)	67,117.54
	UTILIDADES (7%)	58,727.85
		=====
	SUB TOTAL	964,814.70
	IGV(18%)	173,666.65
		=====
	PRESUPUESTO TOTAL	1,138,481.35

Descompuesto del costo directo

MANO DE OBRA	S/.	251,054.34
MATERIALES	S/.	552,990.18
EQUIPOS	S/.	34,924.79
SUBCONTRATOS	S/.	
Total descompuesto costo directo	S/.	838,969.31

Nota : Los precios de los recursos no incluyen I.G.V. son vigentes al : 24/02/2024

PRESUPUESTO POR PARTIDAS

Presupuesto

Presupuesto	0307015	“DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022”			
Subpresupuesto	001	DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIO DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022			
Cliente	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA	Costo al	24/02/2024		
Lugar	ANCASH - SANTA - CHIMBOTE				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio \$/.	Parcial \$/.
01	ESTRUCTURA DE CONCRETO				838,969.31
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES				22,750.66
01.01.01	TRASLADO DE EQUIPO Y HERRAMIENTAS	GLB	1.00	833.10	833.10
01.01.02	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	858.47	4.08	3,502.56
01.01.03	DEMOLICION DE PISOS H=0.15m	m2	124.61	1.77	220.56
01.01.04	DEMOLICION DE CIMIENTOS CORRIDOS	m3	15.64	16.27	254.46
01.01.05	DEMOLICION DE LOSAS ALIGERADAS	m2	54.36	1.77	96.22
01.01.06	DEMOLICION DE TABIQUES EXISTENTES E=0.15M	m	675.00	15.51	10,469.25
01.01.07	DEMOLICION DE TABIQUES EXISTENTES E=0.25M	m	297.00	24.83	7,374.51
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				57,014.51
01.02.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m3	358.10	85.14	30,488.63
01.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJA CON MATERIAL PROPIO	m3	180.78	54.74	9,895.90
01.02.03	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION EN TERRENO NORMAL CON COMPACTADORA	m2	204.24	5.68	1,160.08
01.02.04	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE + 30% DE ESPONJAMIENTO	m3	465.54	7.42	3,454.31
01.02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/MAQ. D = 10KM	m3	465.54	25.81	12,015.59
01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				13,123.11
01.03.01	FALSA ZAPATA CONCRETO CICLOPEO 1:6+30% P.G.	m3	30.08	307.16	9,239.37
01.03.02	CONCRETO PARA CIMIENTO CORRIDO CONCRETO 1:10 + 30% P.G.	m3	14.14	220.84	3,122.68
01.03.03	FALSO PISO MEZCLA 1:8 e = 6"	m2	18.69	40.72	761.06
01.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				746,081.03
01.04.01	ZAPATAS				138,698.71
01.04.01.01	CONCRETO EN ZAPATAS F'C=280 KG/CM2	m3	184.46	393.23	72,535.21
01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATAS	m2	154.89	69.72	10,798.93
01.04.01.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	5,966.01	9.28	55,364.57
01.04.02	VIGAS				17,889.95
01.04.02.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN VIGAS.	m3	6.43	416.20	2,676.17
01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS.	m2	71.55	93.61	6,697.80
01.04.02.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	917.67	9.28	8,515.98
01.04.03	COLUMNAS				16,185.79
01.04.03.01	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=210KG/CM2	m3	9.54	498.66	4,757.22
01.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	20.52	66.89	1,372.58
01.04.03.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	1,083.62	9.28	10,055.99
01.04.04	PLACAS				412,571.75
01.04.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN PLACAS	m3	199.04	396.77	78,973.10
01.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PLACA	m2	1,178.69	56.40	66,478.12
01.04.04.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	28,784.54	9.28	267,120.53
01.04.05	COLUMNETAS				82,023.87
01.04.05.01	CONCRETO F'C=175 KG/CM2 EN COLUMNETAS	m3	29.49	498.67	14,705.78
01.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNETAS	m2	650.32	63.47	41,275.81
01.04.05.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	2,806.28	9.28	26,042.28
01.04.06	VIGAS DE CONFINAMIENTO				13,256.80
01.04.06.01	CONCRETO F'C=175 KG/CM2 EN VIGA DE CONFINAMIENTO	m3	5.03	383.77	1,930.36
01.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGA DE CONFINAMIENTO	m2	62.34	93.61	5,835.65
01.04.06.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	591.68	9.28	5,490.79
01.04.07	LOSAS MACIZAS				13,412.59
01.04.07.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN LOSAS MACIZAS	m3	10.87	406.33	4,416.81
01.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSAS MACIZAS	m2	54.36	87.15	4,737.47
01.04.07.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60	kg	458.87	9.28	4,258.31
1.05	OTROS				23,350.51
01.05.01	MURO DE SOGA - LADRILLO KING-KONG 18 HUECOS C.A 1:5	m2	249.51	69.72	17,395.84
01.05.02	MURO DE CABEZA - LADRILLO KING-KONG 18 HUECOS C.A 1:5	m2	67.33	88.44	5,954.67

1.06	SEGURIDAD Y SALUD EN OBRA				28,691.06
01.06.01	EQUIPO DE PROTECCION PERSONAL	GLB	1.00	6,694.60	6,694.60
01.06.02	EQUIPO DE PROTECCION COLECTIVA	GLB	1.00	18,742.25	18,742.25
01.06.03	CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD	GLB	1.00	3,000.00	3,000.00
01.06.04	RECURSOS PARA RESPUESTA ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD	GLB	1.00	254.21	254.21
	COSTO DIRECTO				838,969.31
	GASTOS GENERALES (8%)				67,117.54
	UTILIDADES (7%)				58,727.85
					=====
	SUB TOTAL				964,814.70
	IGV(18%)				173,666.65
					=====
	PRESUPUESTO TOTAL				1,138,481.35

SON : UN MILLON OCHOCIENTOS TREINTA Y OCHO MIL CUATROCIENTOS OCHENTA Y UNO CON 35/100 SOLES

RELACIÓN DE INSUMOS

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra	0307015	“DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022”				
Subpresupuesto	001	DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIO DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FIN				
Fecha	24/02/2024					
Lugar	021801	ANCASH - SANTA - CHIMBOTE				
Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
MANO DE OBRA						
0101010003	OPERARIO	hh	3,990.8701	27.71	110,587.01	
0101010004	OFICIAL	hh	2,599.8942	21.79	56,651.69	
0101010005	PEON	hh	3,945.4135	19.71	77,764.10	
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	190.9174	27.71	5,290.32	
0147000032	TOPOGRAFO	hh	27.4710	27.71	761.22	
					251,054.34	
MATERIALES						
0202010062	CLAVOS CON CABEZA 3"	kg	328.6190	7.00	2,300.33	
0202010064	CLAVOS CON CABEZA 2 1/2"	kg	7.6104	7.00	53.27	
0202010065	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	kg	42,639.1035	7.00	298,473.72	
0202010132	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg	121.2739	7.00	848.92	
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg	127.2643	7.00	890.85	
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg	686.2242	7.00	4,803.57	
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3	264.7130	53.39	14,133.03	
0205000036	PIEDRA GRANDE DE 8"	m3	7.0700	53.39	377.47	
0205010004	ARENA GRUESA	m3	227.8165	49.15	11,197.18	
0205020021	PIEDRA GRANDE	m3	15.6416	53.39	835.11	
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL	4,507.7207	25.17	113,459.33	
0217120001	LADRILLO KK 18 HUECOS 9 X13X24 cm.	und	14,923.2133	0.75	11,192.41	
0229990009	GASA	pza	1.0000	4.24	4.24	
0230980010	ROPA DE TRABAJO (CONJUNTO)	und	20.0000	84.74	1,694.80	
0238000000	HORMIGON	m3	54.4846	49.15	2,677.92	
0239050000	AGUA	m3	135.2181	4.24	573.32	
0239080002	ALCOHOL YODADO	und	1.0000	21.18	21.18	
0239130045	ELABORACION, IMPLEMENTACION Y ADMINISTRACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	GLB	1.0000	3,000.00	3,000.00	
0239900115	REDES ANTICAIIDAS 10X5M	und	10.0000	423.72	4,237.20	
0243000050	YESO EN BOLSAS DE 18 KG.	BOL	8.5847	14.83	127.31	
0243010003	MADERA TORNILLO	p2	9,579.9031	6.40	61,311.38	
0243160052	REGLA DE MADERA	p2	1.1214	6.40	7.18	
0243550002	ANDAMIO METALICO	und	20.0000	525.42	10,508.40	
0254110097	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln	21.4618	48.31	1,036.82	
02670100010011	CASCO DE SEGURIDAD	und	20.0000	42.37	847.40	
02670100010012	GUANTES DE CUERO	und	20.0000	21.19	423.80	
02670100010013	ZAPATOS DE SEGURIDAD PUNTA DE ACERO	und	20.0000	152.54	3,050.80	
02670100010014	PROTECTOR DE OIDOS	und	20.0000	12.71	254.20	
02670100010015	LENTES DE SEGURIDAD	und	20.0000	21.18	423.60	
0267080021	ARNES CON TRES ANILLO	und	25.0000	101.69	2,542.25	
02671000050002	BOTIQUIN PARA LA OBRA	und	1.0000	42.37	42.37	
0267110022	ROLLO CINTA DE SEÑALIZACION PELIGRO	und	20.0000	72.72	1,454.40	
02901300080002	JABON LIQUIDO ANTIBACTERIAL X 800 ml. PARA DISPENSADOR	USO	2.0000	50.84	101.68	
0290230052	MEDICINAS PARA BOTIQUIN	und	1.0000	84.74	84.74	
					552,990.18	
EQUIPOS						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			6,930.15	
0301220014	CAMION PLATAFORMA 4X2, 178-210 HP ¹ , 12 TN	hm	2.0000	180.03	360.06	
0301270007	VOLQUETE DE 15 M3	hm	18.6216	387.92	7,223.69	
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	186.9495	12.87	2,406.04	
0348040037	NIVEL TIPOGRAFICO	hm	27.4710	8.47	232.68	
0348960002	CIZALLA	hm	1,299.4758	8.47	11,006.56	
0348960012	ROTO MARTILLO ROMPEDOR DE CONCRETO	HE	235.4404	8.47	1,994.18	
0349040021	RETROEXCAVADOR SILLANTAS 58 HP 1 YD3.	hm	19.6648	170.37	3,350.29	
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	128.9493	7.80	1,005.80	
0349100022	PLANCHA COMPACTADORA VIBRAT. 5.80 HP	hm	32.6784	12.71	415.34	
					34,924.79	
				Total	S/.	838,969.31

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0307015 “DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022”						
Subpresupuesto	001 DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIO DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL,2022						
Parfida	01.01.01 TRASLADO DE EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
Rendimiento	GLB/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB		833.10	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0101010005	PEON		hh	3.0000	24.0000	19.71	473.04
	Equipos						
0301220014	CAMION PLATAFORMA 4X2, 178-210 HP*, 12 TN		hm	0.2500	2.0000	180.03	360.06
							360.06
Parfida	01.01.02 TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR						
Rendimiento	m2/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : m2		4.08	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	0.1000	0.0032	27.71	0.09
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.0640	19.71	1.26
0147000032	TOPOGRAFO		hh	1.0000	0.0320	27.71	0.89
							2.24
	Materiales						
0202010132	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"		kg		0.0020	7.00	0.01
0243000050	YESO EN BOLSAS DE 18 KG.		BOL		0.0100	14.83	0.15
0243010003	MADERA TORNILLO		p2		0.0200	6.40	0.13
0254110097	PINTURA ESMALTE SINTETICO		gln		0.0250	48.31	1.21
							1.50
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	2.24	0.07
0348040037	NIVEL TIPOGRAFICO		hm	1.0000	0.0320	8.47	0.27
							0.34
Parfida	01.01.03 DEMOLICION DE PISOS H=0.15m						
Rendimiento	m2/DIA	350.0000	EQ. 350.0000	Costo unitario directo por : m2		1.77	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0229	27.71	0.63
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.0457	19.71	0.90
							1.53
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	1.53	0.05
0348960012	ROTO MARTILLO ROMPEDOR DE CONCRETO		HE	1.0000	0.0229	8.47	0.19
							0.24
Parfida	01.01.04 DEMOLICION DE CIMENTOS CORRIDOS						
Rendimiento	m3/DIA	120.0000	EQ. 120.0000	Costo unitario directo por : m3		16.27	
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0667	21.79	1.45
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.1333	19.71	2.63
							4.08
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	4.08	0.12
0348960012	ROTO MARTILLO ROMPEDOR DE CONCRETO		HE	1.2500	0.0833	8.47	0.71
0349040021	RETROEXCAVADOR SILLANTAS 58 HP 1 YD3.		hm	1.0000	0.0667	170.37	11.36
							12.19

Partida	01.01.05	DEMOLICION DE LOSAS ALIGERADAS					
Rendimiento	m2/DIA	350.0000	EQ. 350.0000	Costo unitario directo por : m2	1.77		
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.0229	27.71	0.63
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.0457	19.71	0.90
							1.53
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	1.53	0.05
0348960012	ROTO MARTILLO ROMPEDOR DE CONCRETO		HE	1.0000	0.0229	8.47	0.19
							0.24
Partida	01.01.06	DEMOLICION DE TABIQUES EXISTENTES E=0.15M					
Rendimiento	m/DIA	40.0000	EQ. 40.0000	Costo unitario directo por : m	15.51		
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.2000	27.71	5.54
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.4000	19.71	7.88
							13.42
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	13.42	0.40
0348960012	ROTO MARTILLO ROMPEDOR DE CONCRETO		HE	1.0000	0.2000	8.47	1.69
							2.09
Partida	01.01.07	DEMOLICION DE TABIQUES EXISTENTES E=0.25M					
Rendimiento	m/DIA	25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m	24.83		
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.3200	27.71	8.87
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.6400	19.71	12.61
							21.48
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	21.48	0.64
0348960012	ROTO MARTILLO ROMPEDOR DE CONCRETO		HE	1.0000	0.3200	8.47	2.71
							3.35
Partida	01.02.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS					
Rendimiento	m3/DIA	4.5000	EQ. 4.5000	Costo unitario directo por : m3	85.14		
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	1.7778	27.71	49.26
0101010005	PEON		hh	1.0000	1.7778	19.71	35.04
							84.30
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		1.0000	84.30	0.84
							0.84
Partida	01.02.02	RELLENO Y COMPACTADO DE ZANJA CON MATERIAL PROPIO					
Rendimiento	m3/DIA	7.0000	EQ. 7.0000	Costo unitario directo por : m3	54.74		
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	1.1429	27.71	31.67
0101010005	PEON		hh	1.0000	1.1429	19.71	22.53
							54.20
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		1.0000	54.20	0.54
							0.54

Partida	01.02.03	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION EN TERRENO NORMAL CON COMPACTADORA					
Rendimiento	m2/DIA	100.0000	EQ. 100.0000	Costo unitario directo por : m2	5.68		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO	hh	0.1000	0.0080	27.71	0.22	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0800	21.79	1.74	
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.0800	19.71	1.58	
3.54							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	3.54	0.11	
0349100022	PLANCHA COMPACTADORA VIBRAT. 5.80 HP	hm	2.0000	0.1600	12.71	2.03	
2.14							
Partida	01.02.04	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE + 30% DE ESPONJAMIENTO					
Rendimiento	m3/DIA	25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m3	7.42		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO	hh	0.1000	0.0320	27.71	0.89	
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.3200	19.71	6.31	
7.20							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	7.20	0.22	
0.22							
Partida	01.02.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/MAQ. D = 10KM					
Rendimiento	m3/DIA	200.0000	EQ. 200.0000	Costo unitario directo por : m3	25.81		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0400	27.71	1.11	
0101010005	PEON	hh	3.0000	0.1200	19.71	2.37	
3.48							
Equipos							
0301270007	VOLQUETE DE 15 M3	hm	1.0000	0.0400	387.92	15.52	
0349040021	RETROEXCAVADOR S/LLANTAS 58 HP 1 YD3.	hm	1.0000	0.0400	170.37	6.81	
22.33							
Partida	01.03.01	FALSA ZAPATA CONCRETO CICLOPEO 1:6+30% P.G.					
Rendimiento	m3/DIA	25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m3	307.16		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.6400	27.71	17.73	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.3200	21.79	6.97	
0101010005	PEON	hh	8.0000	2.5600	19.71	50.46	
75.16							
Materiales							
0205020021	PIEDRA GRANDE	m3		0.5200	53.39	27.76	
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL		5.0000	25.17	125.85	
0238000000	HORMIGON	m3		1.3000	49.15	63.90	
0239050000	AGUA	m3		1.6200	4.24	6.87	
224.38							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	75.16	2.25	
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.3200	12.87	4.12	
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	0.5000	0.1600	7.80	1.25	
7.62							

Partida	01.03.02 CONCRETO PARA CIMIENTO CORRIDO CONCRETO 1:10 + 30% P.G.					
Rendimiento	m3/DIA	25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m3	220.84	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.3200	27.71	8.87
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.6400	21.79	13.95
0101010005	PEON	hh	8.0000	2.5600	19.71	50.46
						73.28
Materiales						
0205000036	PIEDRA GRANDE DE 8"	m3		0.5000	53.39	26.70
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL		2.9000	25.17	72.99
0238000000	HORMIGON	m3		0.8300	49.15	40.79
0239050000	AGUA	m3		0.1800	4.24	0.76
						141.24
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	73.28	2.20
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.3200	12.87	4.12
						6.32
Partida	01.03.03 FALSO PISO MEZCLA 1:8 e = 6"					
Rendimiento	m2/DIA	120.0000	EQ. 120.0000	Costo unitario directo por : m2	40.72	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0667	27.71	1.85
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0667	21.79	1.45
0101010005	PEON	hh	8.0000	0.5333	19.71	10.51
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000	0.0667	27.71	1.85
						15.66
Materiales						
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL		0.5430	25.17	13.67
0238000000	HORMIGON	m3		0.1950	49.15	9.58
0239050000	AGUA	m3		0.0240	4.24	0.10
0243160052	REGLA DE MADERA	p2		0.0600	6.40	0.38
						23.73
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	15.66	0.47
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.0667	12.87	0.86
						1.33
Partida	01.04.01.01 CONCRETO EN ZAPATAS F'C=280 KG/CM2					
Rendimiento	m3/DIA	25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m3	393.23	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.3200	27.71	8.87
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.3200	21.79	6.97
0101010005	PEON	hh	8.0000	2.5600	19.71	50.46
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	2.0000	0.6400	27.71	17.73
						84.03
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.6000	53.39	32.03
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4800	49.15	23.59
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL		9.7300	25.17	244.90
0239050000	AGUA	m3		0.1860	4.24	0.79
						301.31
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	84.03	2.52
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.3200	12.87	4.12
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	0.5000	0.1600	7.80	1.25
						7.89

Partida	01.04.01.02		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATAS			
Rendimiento	m2/DIA	16.0000	EQ. 16.0000	Costo unitario directo por : m2	69.72	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.5000	27.71	13.86
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.5000	21.79	10.90
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.5000	19.71	9.86
34.62						
Materiales						
0202010062	CLAVOS CON CABEZA 3"	kg		0.2400	7.00	1.68
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.2100	7.00	1.47
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		4.8300	6.40	30.91
34.06						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	34.62	1.04
1.04						
Partida	01.04.01.03		ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60			
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg	9.28	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	27.71	0.89
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	21.79	0.70
1.59						
Materiales						
0202010065	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	kg		1.0500	7.00	7.35
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0030	7.00	0.02
7.37						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.59	0.05
0348960002	CIZALLA	hm	1.0000	0.0320	8.47	0.27
0.32						
Partida	01.04.02.01		CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN VIGAS.			
Rendimiento	m3/DIA	20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3	416.20	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.4000	27.71	11.08
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.4000	21.79	8.72
0101010005	PEON	hh	8.0000	3.2000	19.71	63.07
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	2.0000	0.8000	27.71	22.17
105.04						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.6000	53.39	32.03
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4800	49.15	23.59
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL		9.7300	25.17	244.90
0239050000	AGUA	m3		0.1850	4.24	0.78
301.30						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	105.04	3.15
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.4000	12.87	5.15
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	0.5000	0.2000	7.80	1.56
9.86						

Partida	01.04.02.02		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS.			
Rendimiento	m2/DIA	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2	93.61	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	27.71	18.47
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	21.79	14.53
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.6667	19.71	13.14
46.14						
Materiales						
0202010062	CLAVOS CON CABEZA 3"	kg		0.2400	7.00	1.68
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.2100	7.00	1.47
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		6.7100	6.40	42.94
46.09						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	46.14	1.38
1.38						
Partida	01.04.02.03		ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60			
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg	9.28	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	27.71	0.89
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	21.79	0.70
1.59						
Materiales						
0202010065	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	kg		1.0500	7.00	7.35
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0030	7.00	0.02
7.37						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.59	0.05
0348960002	CIZALLA	hm	1.0000	0.0320	8.47	0.27
0.32						
Partida	01.04.03.01		CONCRETO EN COLUMNAS F'C=210KG/CM2			
Rendimiento	m3/DIA	10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m3	498.66	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	27.71	22.17
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	21.79	17.43
0101010005	PEON	hh	8.0000	6.4000	19.71	126.14
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	2.0000	1.6000	27.71	44.34
210.08						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5500	53.39	29.36
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.5400	49.15	26.54
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL		8.4300	25.17	212.18
0239050000	AGUA	m3		0.1840	4.24	0.78
268.86						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	210.08	6.30
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.8000	12.87	10.30
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	0.5000	0.4000	7.80	3.12
19.72						

Partida	01.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS						
Rendimiento	m2/DIA	16.0000	EQ. 16.0000	Costo unitario directo por : m2		66.89		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.5000	27.71	13.86		
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.5000	21.79	10.90		
0101010005	PEON	hh	0.5000	0.2500	19.71	4.93		
						29.69		
Materiales								
0202010132	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.1700	7.00	1.19		
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.3000	7.00	2.10		
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		5.1600	6.40	33.02		
						36.31		
Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	29.69	0.89		
						0.89		
Partida	01.04.03.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60						
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		9.28		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	27.71	0.89		
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	21.79	0.70		
						1.59		
Materiales								
0202010065	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	kg		1.0500	7.00	7.35		
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0030	7.00	0.02		
						7.37		
Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.59	0.05		
0348960002	CIZALLA	hm	1.0000	0.0320	8.47	0.27		
						0.32		
Partida	01.04.04.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN PLACAS						
Rendimiento	m3/DIA	22.0000	EQ. 22.0000	Costo unitario directo por : m3		396.77		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.7273	27.71	20.15		
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.3636	21.79	7.92		
0101010005	PEON	hh	8.0000	2.9091	19.71	57.34		
						85.41		
Materiales								
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.6000	53.39	32.03		
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4800	49.15	23.59		
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL		9.7300	25.17	244.90		
0239050000	AGUA	m3		0.1800	4.24	0.76		
						301.28		
Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	85.41	2.56		
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.3636	12.87	4.68		
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.3636	7.80	2.84		
						10.08		

Partida	01.04.04.02		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PLACA			
Rendimiento	m2/DIA	16.0000	EQ. 16.0000	Costo unitario directo por : m2	56.40	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.5000	27.71	13.86
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.5000	21.79	10.90
0101010005	PEON	hh	0.5000	0.2500	19.71	4.93
						29.69
Materiales						
0202010062	CLAVOS CON CABEZA 3"	kg		0.2200	7.00	1.54
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.3600	7.00	2.52
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		3.4000	6.40	21.76
						25.82
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	29.69	0.89
						0.89
Partida	01.04.04.03		ACERO F Y=4200 KG/CM2 GRADO 60			
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg	9.28	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	27.71	0.89
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	21.79	0.70
						1.59
Materiales						
0202010065	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	kg		1.0500	7.00	7.35
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0030	7.00	0.02
						7.37
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.59	0.05
0348960002	CIZALLA	hm	1.0000	0.0320	8.47	0.27
						0.32
Partida	01.04.05.01		CONCRETO F' C=175 KG/CM2 EN COLUMNETAS			
Rendimiento	m3/DIA	10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m3	498.67	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	27.71	22.17
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	21.79	17.43
0101010005	PEON	hh	8.0000	6.4000	19.71	126.14
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO L/VIANO	hh	2.0000	1.6000	27.71	44.34
						210.08
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5500	53.39	29.36
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.5400	49.15	26.54
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL		8.4300	25.17	212.18
0239050000	AGUA	m3		0.1860	4.24	0.79
						268.87
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	210.08	6.30
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.8000	12.87	10.30
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	0.5000	0.4000	7.80	3.12
						19.72

Partida	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNETAS					
Rendimiento	m2/DIA	18.0000	EQ. 18.0000	Costo unitario directo por : m2	63.47	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.4444	27.71	12.31
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.4444	21.79	9.68
0101010005	PEON	hh	0.5000	0.2222	19.71	4.38
						26.37
Materiales						
0202010132	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.1700	7.00	1.19
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.3000	7.00	2.10
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		5.1600	6.40	33.02
						36.31
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	26.37	0.79
						0.79
Partida	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60					
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg	9.28	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	27.71	0.89
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	21.79	0.70
						1.59
Materiales						
0202010065	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	kg		1.0500	7.00	7.35
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0030	7.00	0.02
						7.37
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.59	0.05
0348960002	CIZALLA	hm	1.0000	0.0320	8.47	0.27
						0.32
Partida	CONCRETO F'C=175 KG/CM2 EN VIGA DE CONFINAMIENTO					
Rendimiento	m3/DIA	20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3	383.77	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.4000	27.71	11.08
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.4000	21.79	8.72
0101010005	PEON	hh	8.0000	3.2000	19.71	63.07
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO L/MIANO	hh	2.0000	0.8000	27.71	22.17
						105.04
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.5500	53.39	29.36
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.5400	49.15	26.54
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL		8.4300	25.17	212.18
0239050000	AGUA	m3		0.1860	4.24	0.79
						268.87
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	105.04	3.15
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.4000	12.87	5.15
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	0.5000	0.2000	7.80	1.56
						9.86

Partida	01.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGA DE CONFINAMIENTO					
Rendimiento	m2/DIA	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2		93.61	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	27.71	18.47	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	21.79	14.53	
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.6667	19.71	13.14	
						46.14	
Materiales							
0202010062	CLAVOS CON CABEZA 3"	kg		0.2400	7.00	1.68	
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.2100	7.00	1.47	
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		6.7100	6.40	42.94	
						46.09	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	46.14	1.38	
						1.38	
Partida	01.04.06.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 GRADO 60					
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		9.28	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	27.71	0.89	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	21.79	0.70	
						1.59	
Materiales							
0202010065	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	kg		1.0500	7.00	7.35	
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0030	7.00	0.02	
						7.37	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.59	0.05	
0348960002	CIZALLA	hm	1.0000	0.0320	8.47	0.27	
						0.32	
Partida	01.04.07.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 EN LOSAS MACIZAS					
Rendimiento	m3/DIA	20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3		406.33	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.8000	27.71	22.17	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.4000	21.79	8.72	
0101010005	PEON	hh	8.0000	3.2000	19.71	63.07	
						93.96	
Materiales							
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.6000	53.39	32.03	
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4800	49.15	23.59	
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL		9.7300	25.17	244.90	
0239050000	AGUA	m3		0.1800	4.24	0.76	
						301.28	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	93.96	2.82	
0348010008	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 11 P3-18 HP	hm	1.0000	0.4000	12.87	5.15	
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.4000	7.80	3.12	
						11.09	

Partida	01.04.07.02		ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSAS MACIZAS			
Rendimiento	m2/DIA	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2	87.15	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	27.71	18.47
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	21.79	14.53
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.6667	19.71	13.14
46.14						
Materiales						
0202010064	CLAVOS CON CABEZA 2 1/2"	kg		0.1400	7.00	0.98
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.1000	7.00	0.70
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		5.9300	6.40	37.95
39.63						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	46.14	1.38
1.38						
Partida	01.04.07.03		ACERO F`Y=4200 KG/CM2 GRADO 60			
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg	9.28	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	27.71	0.89
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	21.79	0.70
1.59						
Materiales						
0202010065	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	kg		1.0500	7.00	7.35
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0030	7.00	0.02
7.37						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.59	0.05
0348960002	CIZALLA	hm	1.0000	0.0320	8.47	0.27
0.32						
Partida	01.05.01		MURO DE SOGA - LADRILLO KING-KONG 18 HUECOS C:A 1:5			
Rendimiento	m2/DIA	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2	69.72	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	27.71	18.47
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.6667	19.71	13.14
31.61						
Materiales						
0202010132	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.0221	7.00	0.15
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.0310	49.15	1.52
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	BOL		0.0300	25.17	0.76
0217120001	LADRILLO KK 18 HUECOS 9 X13X24 cm.	und		42.0000	0.75	31.50
0239050000	AGUA	m3		0.0060	4.24	0.03
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		0.5001	6.40	3.20
37.16						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	31.61	0.95
0.95						

Partida	01.05.02	MURO DE CABEZA - LADRILLO KING-KONG 18 HUECOS C:A 1:5					
Rendimiento	m2/DIA	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2	88.44		
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.6667	27.71	18.47
0101010005	PEON		hh	0.5000	0.3333	19.71	6.57
							25.04
	Materiales						
0205010004	ARENA GRUESA		m3		0.0580	49.15	2.85
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		BOL		0.4080	25.17	10.27
0217120001	LADRILLO KK 18 HUECOS 9 X13X24 cm.		und		66.0000	0.75	49.50
0239050000	AGUA		m3		0.0080	4.24	0.03
							62.65
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	25.04	0.75
							0.75
Partida	01.06.01	EQUIPO DE PROTECCION PERSONAL					
Rendimiento	GLB/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB	6,694.60		
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales						
0230980010	ROPA DE TRABAJO (CONJUNTO)		und		20.0000	84.74	1,694.80
02670100010011	CASCO DE SEGURIDAD		und		20.0000	42.37	847.40
02670100010012	GUANTES DE CUERO		und		20.0000	21.19	423.80
02670100010013	ZAPATOS DE SEGURIDAD PUNTA DE ACERO		und		20.0000	152.54	3,050.80
02670100010014	PROTECTOR DE OIDOS		und		20.0000	12.71	254.20
02670100010015	LENTES DE SEGURIDAD		und		20.0000	21.18	423.60
							6,694.60
Partida	01.06.02	EQUIPO DE PROTECCION COLECTIVA					
Rendimiento	GLB/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB	18,742.25		
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales						
0239900115	REDES ANTICAIDAS 10X5M		und		10.0000	423.72	4,237.20
0243550002	ANDAMIO METALICO		und		20.0000	525.42	10,508.40
0267080021	ARNES CON TRES ANILLO		und		25.0000	101.69	2,542.25
0267110022	ROLLO CINTA DE SEÑALIZACION PELIGRO		und		20.0000	72.72	1,454.40
							18,742.25
Partida	01.06.03	CAPACITACION DE SEGURIDAD Y SALUD					
Rendimiento	GLB/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB	3,000.00		
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales						
0239130045	ELABORACION, IMPLEMENTACION Y ADMINISTRACION DEL GLB				1.0000	3,000.00	3,000.00
							3,000.00
Partida	01.06.04	RECURSOS PARA RESPUESTA ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD					
Rendimiento	GLB/DIA	1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB	254.21		
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Materiales						
0229990009	GASA		pza		1.0000	4.24	4.24
0239080002	ALCOHOL YODADO		und		1.0000	21.18	21.18
02671000050002	BOTIQUIN PARA LA OBRA		und		1.0000	42.37	42.37
02901300080002	JABON LIQUIDO ANTIBACTERIAL X 800 ml. PARA DISPENSA USO		und		2.0000	50.84	101.68
0290230052	MEDICINAS PARA BOTIQUIN		und		1.0000	84.74	84.74
							254.21

ANEXO 07 – MATRIZ DE CONSISTENCIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA				
TITULO	Pregunta de investigación	Objetivos	Hipótesis	Variabes
“DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA – UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022”	Pregunta principal	Objetivo Principal	Hipótesis Principal	Variabes Independientes
	¿Cómo es el desempeño sísmico del edificio antiguo de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa?	Evaluar el desempeño sísmico del edificio antiguo de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa con fines de reforzamiento estructural.	<i>El desempeño sísmico del edificio antiguo de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa con fines de reforzamiento estructural no cumple con los objetivos de desempeño según el comité VISION 2000 y ASCE 41-17.</i>	Edificio de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la UNS
	Pregunta específicos	Objetivos específicos		Variabes Dependientes
	<ul style="list-style-type: none"> • ¿Cómo se comporta sísmicamente y cuáles son las características estructurales del edificio antiguo de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa? • ¿Cuáles son los niveles de desempeño sísmico del edificio antiguo de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa para distintos niveles de amenaza sísmica según el Comité VISION 2000 y ASCE 41-17? • ¿El edificio antiguo de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa cumple con los objetivos de desempeño según el comité VISION 2000 y ASCE 41-17? • ¿Cuál es la propuesta de reforzamiento estructural para el edificio antiguo de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa? 	<ul style="list-style-type: none"> • Determinar el comportamiento sísmico y las características estructurales del edificio antiguo de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa. • Obtener los niveles de desempeño sísmico del edificio antiguo de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa para distintos niveles de amenaza sísmica según el Comité VISION 2000 y ASCE 41-17. • Verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica del edificio antiguo de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa, según el Comité VISION 2000 y ASCE 41-17. • Proponer el reforzamiento estructural para el edificio antiguo de laboratorios de la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa, en caso no se cumplan los objetivos de desempeño. 		Desempeño Sísmico.

ANEXO 08 – MATRIZ DE OPERALIZACIÓN DE VARIABLE

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS	MÉTODOS
Edificio de laboratorios de la Escuela de Ingeniería en Energía de la UNS (<i>Variable independiente</i>)	Edificio de concreto armado de 3 niveles que tiene como finalidad la realización de prácticas de laboratorio para las diversas escuelas de ingeniería de la Universidad Nacional del Santa.	Elaboración del modelo matemático y análisis sísmico del edificio de laboratorios la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa, con la aplicación del análisis dinámico modal espectral. Se evaluarán los resultados obtenidos según la normativa NTP E.030.	Rigidez	Control de derivas o distorsión de piso	• Programas de Análisis Estructural	• Cuantitativo
			Resistencia y Ductilidad	Sección y armado del refuerzo de los elementos estructurales	• Programas de Análisis Estructural • Hojas de Cálculo en Microsoft Excel • Ensayos de Compresión de Prismas Diamantinos	• Cuantitativo
Desempeño Sísmico (<i>Variable dependiente</i>)	Un nivel de desempeño describe una condición limitante de daño que debe satisfacerse para un edificio y sismo considerado. La condición limitante incluye el daño físico, el tratamiento de seguridad de vida para los ocupantes y la continuidad de servicio del edificio después del movimiento sísmico. (ATC-40, 1996)	Determinación de los niveles de desempeño sísmico que producirán los distintos niveles de amenaza sísmica del edificio de laboratorios la escuela de Ingeniería en Energía de la Universidad Nacional del Santa, realizando un análisis estático no lineal y obtener su curva de capacidad, según el ASCE 41-17.	Análisis No Lineal	• Patrón de Carga • Definición de No Linealidad • Curva de Capacidad • Punto de Desempeño	• Programas de Análisis Estructural • Hojas de Cálculo en Microsoft Excel	• Cuantitativo
			Niveles de Desempeño Estructural	• Probabilidad de Accidentes • Costo de reparación • Tiempo de reparación	• Programas de Análisis Estructural • Hojas de Cálculo en Microsoft Excel	• Cuantitativo
			Niveles de Desempeño No - Estructural	• Probabilidad de Accidentes • Costo de reparación • Tiempo de reparación	• Programas de Análisis Estructural • Hojas de Cálculo en Microsoft Excel	• Cuantitativo

ANEXO 09 – GUÍA RESUMEN DE RECOLECCIÓN DE DATOS

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA		FORMATO DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE DIAMANTINA																																																			
TESIS:	"DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERIA EN ENERGIA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"																																																				
TESISTAS:	-Bach. Fernández Campos Víctor André -Bach. Christian Hugo Pifil Salinas																																																				
UBICACIÓN:	Universidad Nacional del Santa - Distrito de Nuevo Chimbote - Provincia del Santa - Departamento de Ancash																																																				
ELEMENTOS ENSAYADOS: COLUMNAS ESTRUCTURALES																																																					
1. DE LA MUESTRA:	Consiste en 4 muestras de testigos diamantinos extraídos en el edificio.																																																				
2. DE LOS EQUIPOS:	-Máquina diamantina Marca BOSCH. -Brocas diamantinas de 3" y 4" de diámetro. -Máquina de compresión Marca ARSOU GROUP Modelo PR 403.																																																				
3. MÉTODO DEL ENSAYO:	-Norma NTP 339.059/ASTM C670 -Norma ASTM C39 NTP 339.034 ASTM C42.																																																				
4. RESULTADOS:	<table border="1"> <thead> <tr> <th>N°</th> <th>IDENTIFIC. DE MUESTRAS</th> <th>LONGITUD EN CAMPO (cm.)</th> <th>DIÁMETRO (cm.)</th> <th>CARGA MAX (Kg.)</th> <th>SECCIÓN (cm²)</th> <th>FACTOR DE CORRECCIÓN (L/D)</th> <th>RESISTENCIA OBTENIDA (Kg/cm²)</th> <th>TIPO DE FALLA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>COLUMNA 02</td> <td>20</td> <td>9.55</td> <td>13420</td> <td>71.63</td> <td>1.00</td> <td>197.00</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>COLUMNA 03</td> <td>20</td> <td>9.55</td> <td>16305</td> <td>71.63</td> <td>1.00</td> <td>239.00</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>COLUMNA 04</td> <td>20</td> <td>9.55</td> <td>23750</td> <td>71.63</td> <td>0.90</td> <td>313.00</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>COLUMNA 05</td> <td>21</td> <td>9.55</td> <td>13930</td> <td>71.63</td> <td>1.00</td> <td>204.00</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table>								N°	IDENTIFIC. DE MUESTRAS	LONGITUD EN CAMPO (cm.)	DIÁMETRO (cm.)	CARGA MAX (Kg.)	SECCIÓN (cm ²)	FACTOR DE CORRECCIÓN (L/D)	RESISTENCIA OBTENIDA (Kg/cm ²)	TIPO DE FALLA	1	COLUMNA 02	20	9.55	13420	71.63	1.00	197.00	2	2	COLUMNA 03	20	9.55	16305	71.63	1.00	239.00	2	3	COLUMNA 04	20	9.55	23750	71.63	0.90	313.00	2	4	COLUMNA 05	21	9.55	13930	71.63	1.00	204.00	2
N°	IDENTIFIC. DE MUESTRAS	LONGITUD EN CAMPO (cm.)	DIÁMETRO (cm.)	CARGA MAX (Kg.)	SECCIÓN (cm ²)	FACTOR DE CORRECCIÓN (L/D)	RESISTENCIA OBTENIDA (Kg/cm ²)	TIPO DE FALLA																																													
1	COLUMNA 02	20	9.55	13420	71.63	1.00	197.00	2																																													
2	COLUMNA 03	20	9.55	16305	71.63	1.00	239.00	2																																													
3	COLUMNA 04	20	9.55	23750	71.63	0.90	313.00	2																																													
4	COLUMNA 05	21	9.55	13930	71.63	1.00	204.00	2																																													
5. OBSERVACIONES:	1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad fecha e identificación han sido proporcionadas por el laboratorio "GEOLAB Ingenieros Consultores E.I.R.L."																																																				
6. RESISTENCIA A UTILIZAR EN MODELOS MATEMÁTICOS:					FOTOGRAFÍA DEL ENSAYO REALIZADO																																																
De acuerdo a los resultados de resistencias a compresión del concreto obtenidas, se utilizará el valor promedio del total como resistencia en columnas para los modelos matemáticos de los bloques del edificio, el cual es: 238.25 Kg/cm².																																																					

FORMATO DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE DIAMANTINA

TESIS: "DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERIA EN ENERGIA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"

TESISTAS: -Bach. Fernández Campos Víctor André
-Bach. Christian Hugo Pifil Salinas

UBICACIÓN: Universidad Nacional del Santa - Distrito de Nuevo Chimbote - Provincia del Santa - Departamento de Ancash

ELEMENTOS ENSAYADOS: VIGAS ESTRUCTURALES

1. DE LA MUESTRA: Consiste en 3 muestras de testigos diamantinos extraídos en el edificio.

2. DE LOS EQUIPOS: -Máquina diamantina Marca BOSCH.
-Brocas diamantinas de 3" y 4" de diámetro.
-Máquina de compresión Marca ARSOU GROUP Modelo PR 403.

3. MÉTODO DEL ENSAYO: -Norma NTP 339.059/ASTM C670
-Norma ASTM C39 NTP 339.034 ASTM C42.

4. RESULTADOS:

Nº	IDENTIFIC. DE MUESTRAS	LONGITUD EN CAMPO (cm.)	DIÁMETRO (cm.)	CARGA MAX (Kg.)	SECCIÓN (cm ²)	FACTOR DE CORRECCIÓN (L/D)	RESISTENCIA OBTENIDA (Kg/cm ²)	TIPO DE FALLA
1	VIGA 109	22	9.55	11040	71.63	1.00	162.00	2
2	VIGA 102	21	9.55	10905	71.63	1.00	160.00	2
3	VIGA 101	22	9.55	11650	71.63	1.00	171.00	2

5. OBSERVACIONES:

1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad fecha e identificación han sido proporcionadas por el laboratorio "GEOLAB Ingenieros Consultores E.I.R.L."

6. RESISTENCIA A UTILIZAR EN MODELOS MATEMÁTICOS:

De acuerdo a los resultados de resistencias a compresión del concreto obtenidas, se utilizará el valor promedio del total como resistencia en vigas para los modelos matemáticos de los bloques del edificio, el cual es: **164.63 Kg/cm²**.

FOTOGRAFÍA DEL ENSAYO REALIZADO



FORMATO DE RESULTADOS DE ENSAYOS DE DIAMANTINA

TESIS: "DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERIA EN ENERGIA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"

TESISTAS: -Bach. Fernández Campos Víctor André
-Bach. Christian Hugo Pifil Salinas

UBICACIÓN: Universidad Nacional del Santa - Distrito de Nuevo Chimbote - Provincia del Santa - Departamento de Ancash

ELEMENTOS ENSAYADOS: PLACAS ESTRUCTURALES

1. DE LA MUESTRA: Consiste en 2 muestras de testigos diamantinos extraídos en el edificio.

2. DE LOS EQUIPOS: -Máquina diamantina Marca BOSCH.
-Brocas diamantinas de 3" y 4" de diámetro.
-Máquina de compresión Marca ARSOU GROUP Modelo PR 403.

3. MÉTODO DEL ENSAYO: -Norma NTP 339.059/ASTM C670
-Norma ASTM C39 NTP 339.034 ASTM C42.

4. RESULTADOS:

Nº	IDENTIFIC. DE MUESTRAS	LONGITUD EN CAMPO (cm.)	DIÁMETRO (cm.)	CARGA MAX (Kg.)	SECCIÓN (cm ²)	FACTOR DE CORRECCIÓN (L/D)	RESISTENCIA OBTENIDA (Kg/cm ²)	TIPO DE FALLA
1	PLACA M1	21	9.55	11750	71.63	1.00	172.00	2
2	PLACA M2	22	9.55	13950	71.63	1.00	204.00	2

5. OBSERVACIONES:

1) La información referente al muestreo, procedencia, cantidad fecha e identificación han sido proporcionadas por el laboratorio "GEOLAB Ingenieros Consultores E.I.R.L."

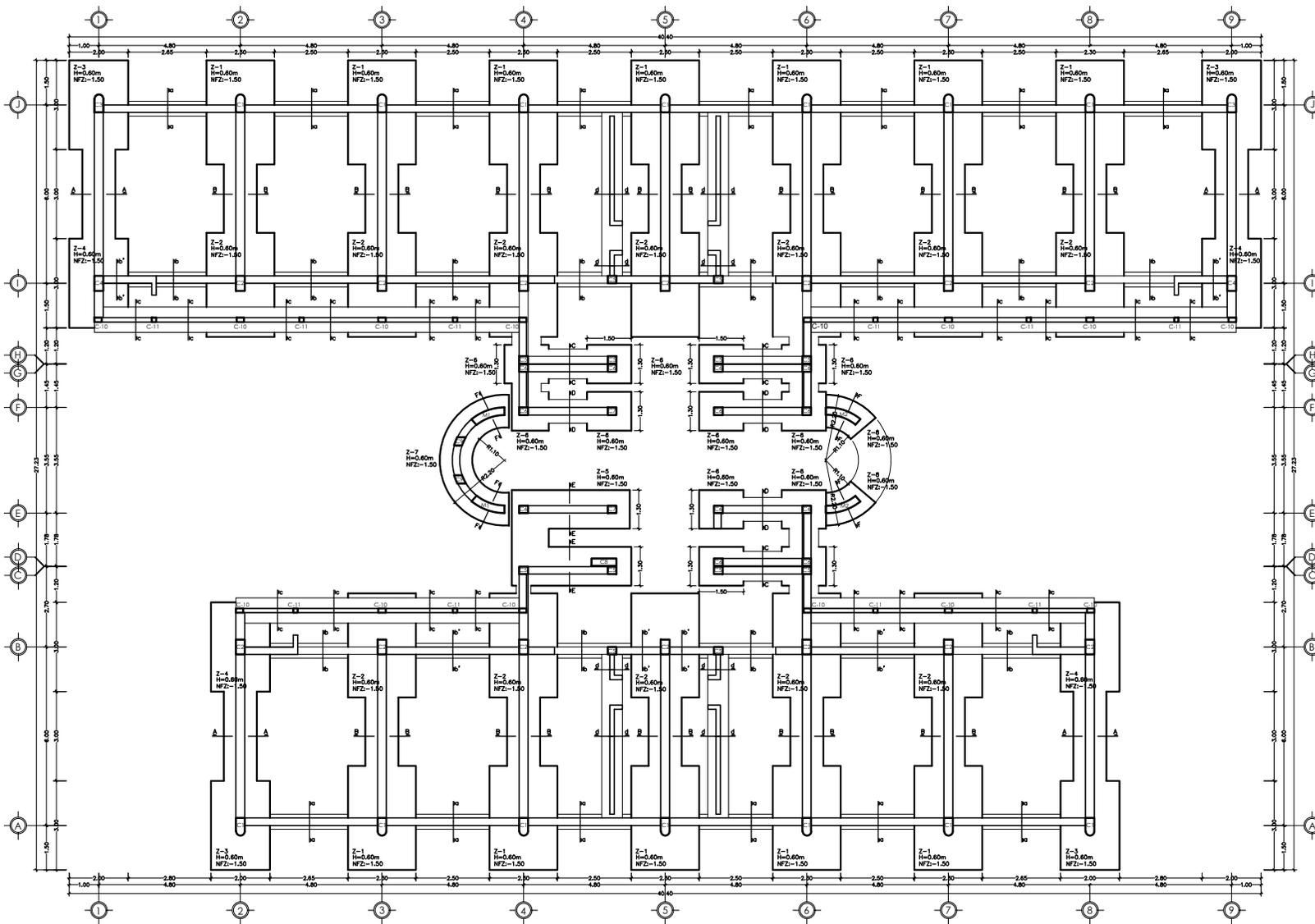
6. RESISTENCIA A UTILIZAR EN MODELOS MATEMÁTICOS:

De acuerdo a los resultados de resistencias a compresión del concreto obtenidas, se utilizará el valor promedio del total como resistencia en placas para los modelos matemáticos de los bloques del edificio, el cual es: **188.00 Kg/cm²**.

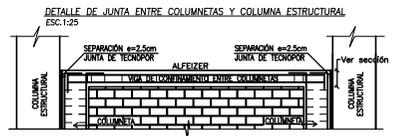
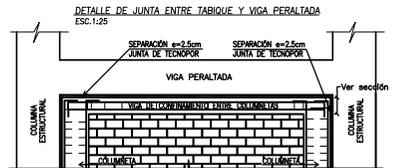
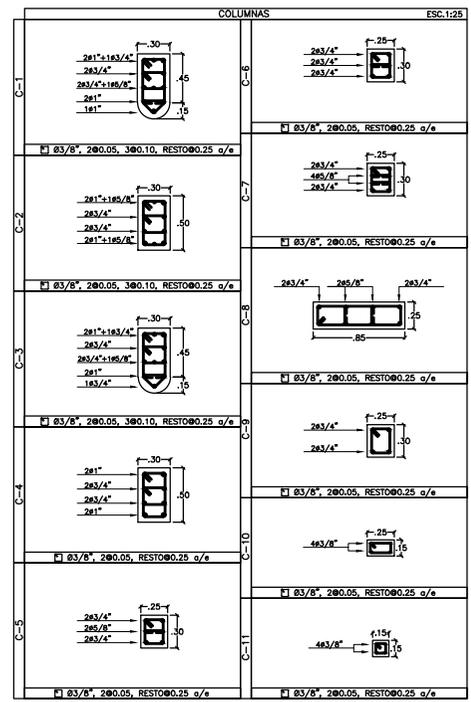
FOTOGRAFÍA DEL ENSAYO REALIZADO



ANEXO 10 – PLANOS

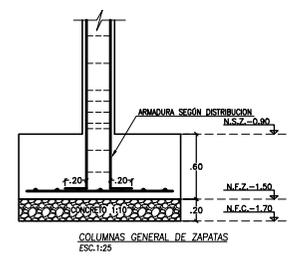


CIMENTACIÓN - EXISTENTE
Escala: 1/75

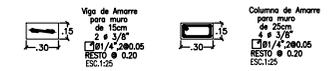
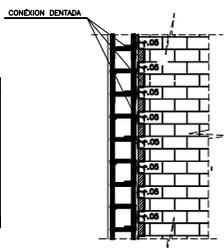
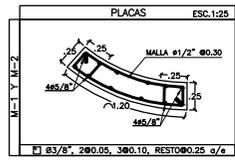


CUADRO DE ZAPATAS						
DETALLE REFUERZO DE ZAPATAS						
Tipo	Cantidad	a	b	N.F.Z.	Refuerso Inf. a	Refuerso Inf. b
Z-1	12	2.30	3.50	-1.50	Ø5/8" @ 15cm	Ø5/8" @ 15cm
Z-2	12	2.30	3.50	-1.50	Ø5/8" @ 15cm	Ø5/8" @ 15cm
Z-3	4	2.00	3.00	-1.50	Ø1/2" @ 15cm	Ø1/2" @ 15cm
Z-4	4	2.00	3.00	-1.50	Ø1/2" @ 15cm	Ø1/2" @ 15cm
Z-5	1	1.30	4.00	-1.50	Ø5/8" @ 15cm	Ø5/8" @ 15cm
Z-6	12	1.30	1.30	-1.50	Ø1/2" @ 15cm	Ø1/2" @ 15cm
Z-7	1	VER PLANTA	-	-1.50	Ø1/2" @ 15cm	Ø1/2" @ 15cm
Z-8	2	VER PLANTA	-	-1.50	Ø1/2" @ 15cm	Ø1/2" @ 15cm

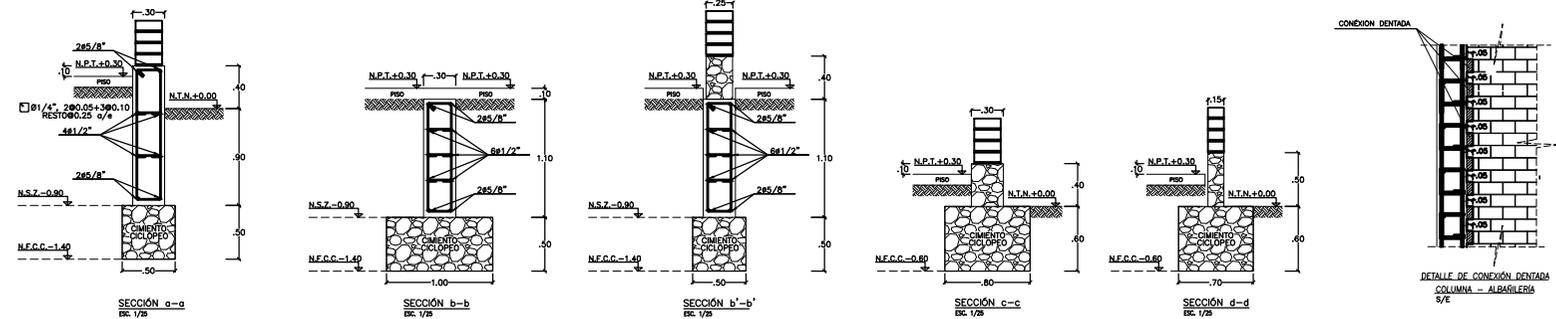
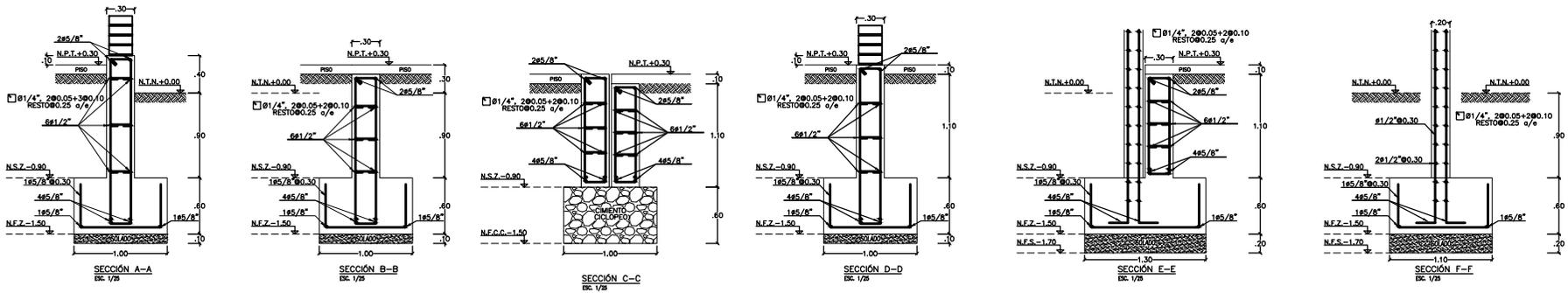
REFUERZO ZAPATAS
hz=0.60



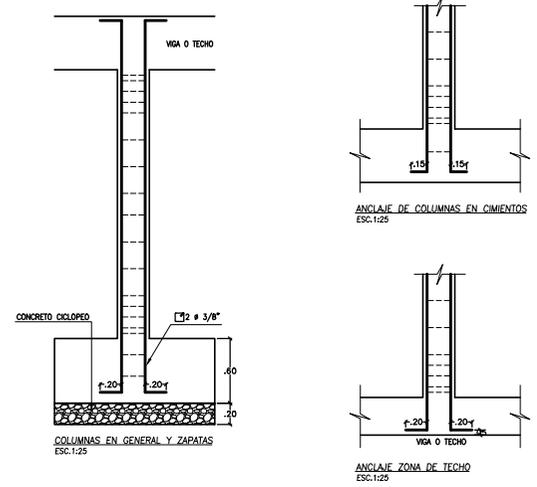
COLUMNAS GENERAL DE ZAPATAS
ESC. 1:25



<p>UNS UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA</p>	SITUACIÓN EXISTENTE
	PLANO Nº
TÍTULO: "DISEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"	
PLANO:	E-01
ESTRUCTURAS - CIMENTACIÓN EXISTENTE	
ESCALA: CPS	FECHA: FEBRERO 2024



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
1.00 CONCRETO	
Cimientos en general	: Indicados
En general:	: $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
2.00 REQUERIMIENTOS LIBRES	
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Todos los elementos)	
3.00 REQUERIMIENTOS LIBRES	
Paso grapo dilgado $H=0.20\text{m}$: 300 Kg/m^2
Filo terminado	: 100 Kg/m^2
Paso específico concreto	: 2400 Kg/m^3
Paso ladrillo concreto aspa	: 300 Kg/m^2
4.00 SOBRECARGAS	
Azules	: 150 Kg/m^2
Escaleras	: 500 Kg/m^2
Aligerado	: Indicados
5.00 NORMAS	
Reglamento Nacional de Construcciones (RNC)	
American Concrete Institute (ACI)	
6.00 CONSIDERACIONES GENERALES	
LADRILLO: Será de arcilla hecho a máquina, tipo ICARO_REX	
Resistencia a compresión 250 kg/cm^2	
MORTERO: Resistencia $\geq 10 \text{ kg/cm}^2$	
1:5 cemento arena grueso en volumen.	

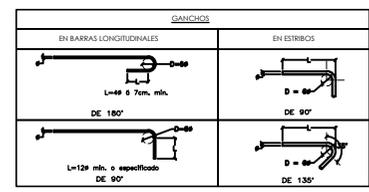
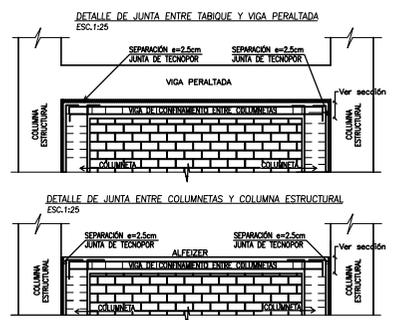
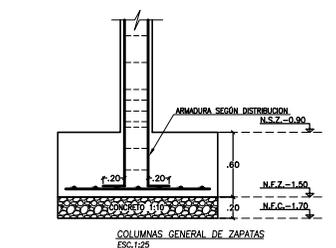
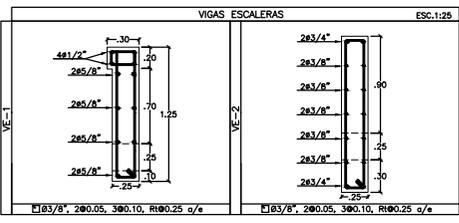


TRASLAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS		
	LOSAS Y VIGAS (cm)	COLUM. (cm)	LOSAS Y VIGAS		EN COLUMNAS
6mm	30				
3/8"	40	30			
1/2"	50	40			
5/8"	60	50			
3/4"	70	60			
1"	120	90			

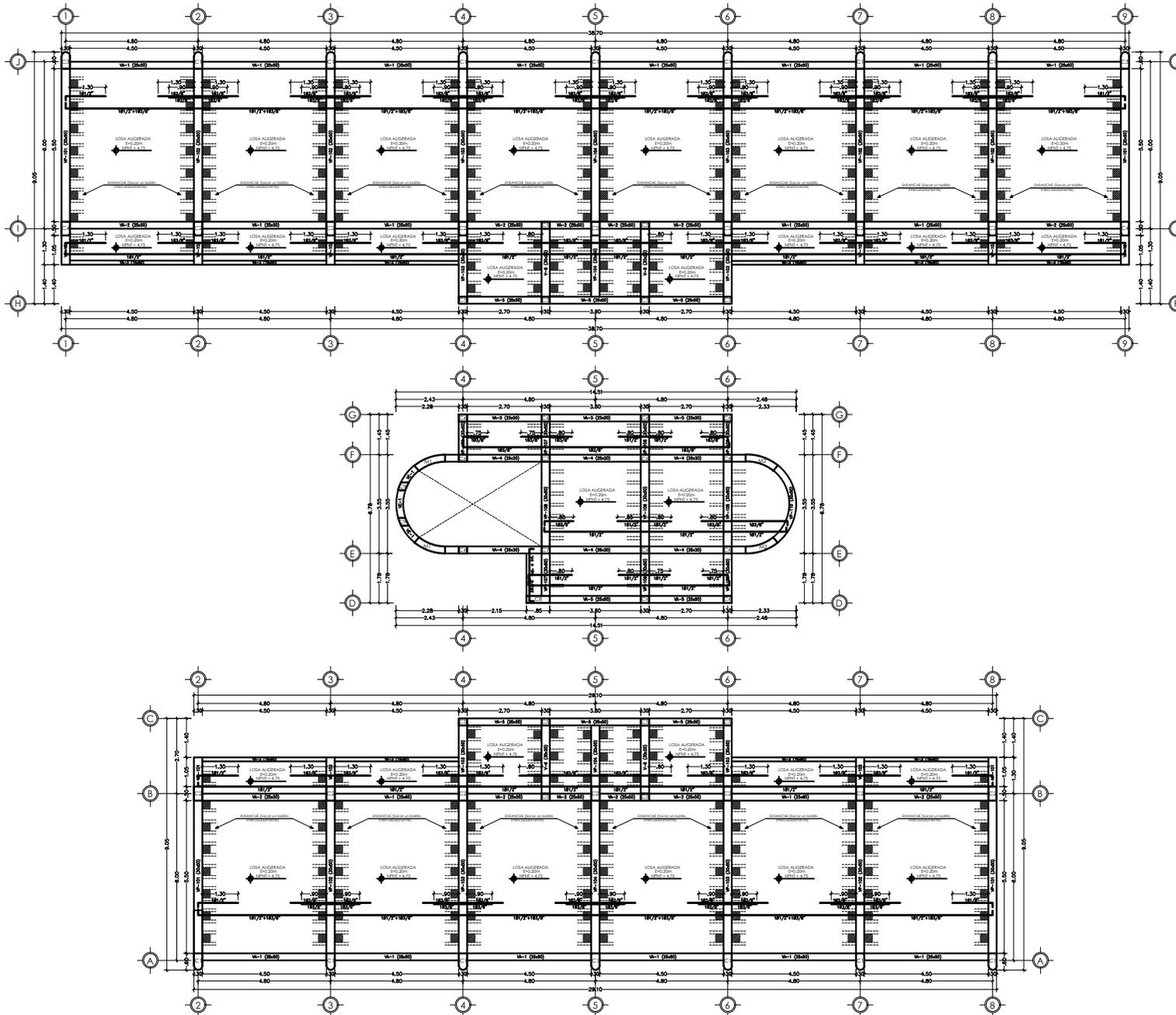
No se permitirán empalmes del refuerzo superior (negativo) en una longitud de 1/4 de luz de la losa o viga a cada lado de la columna o apoy.

Los empalmes L se ubicarán en el trazo central. No se empalmarán más del 50% de la columna en un mismo SECCION.

θ	L	R _{min}
8 mm	7 cm	1.5 cm
5/8"	10 cm	2.0 cm

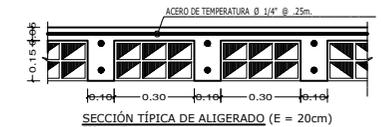


<p>UNS UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA</p>	SITUACIÓN EXISTENTE
	PLANO N°
<p>TEMA: "DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"</p>	
<p>PLANO: ESTRUCTURAS - CIMENTACIÓN DETALLES</p>	
<p>CAD: CPS</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>
<p>FECHA: FEBRERO 2024</p>	
<p>E-02</p>	



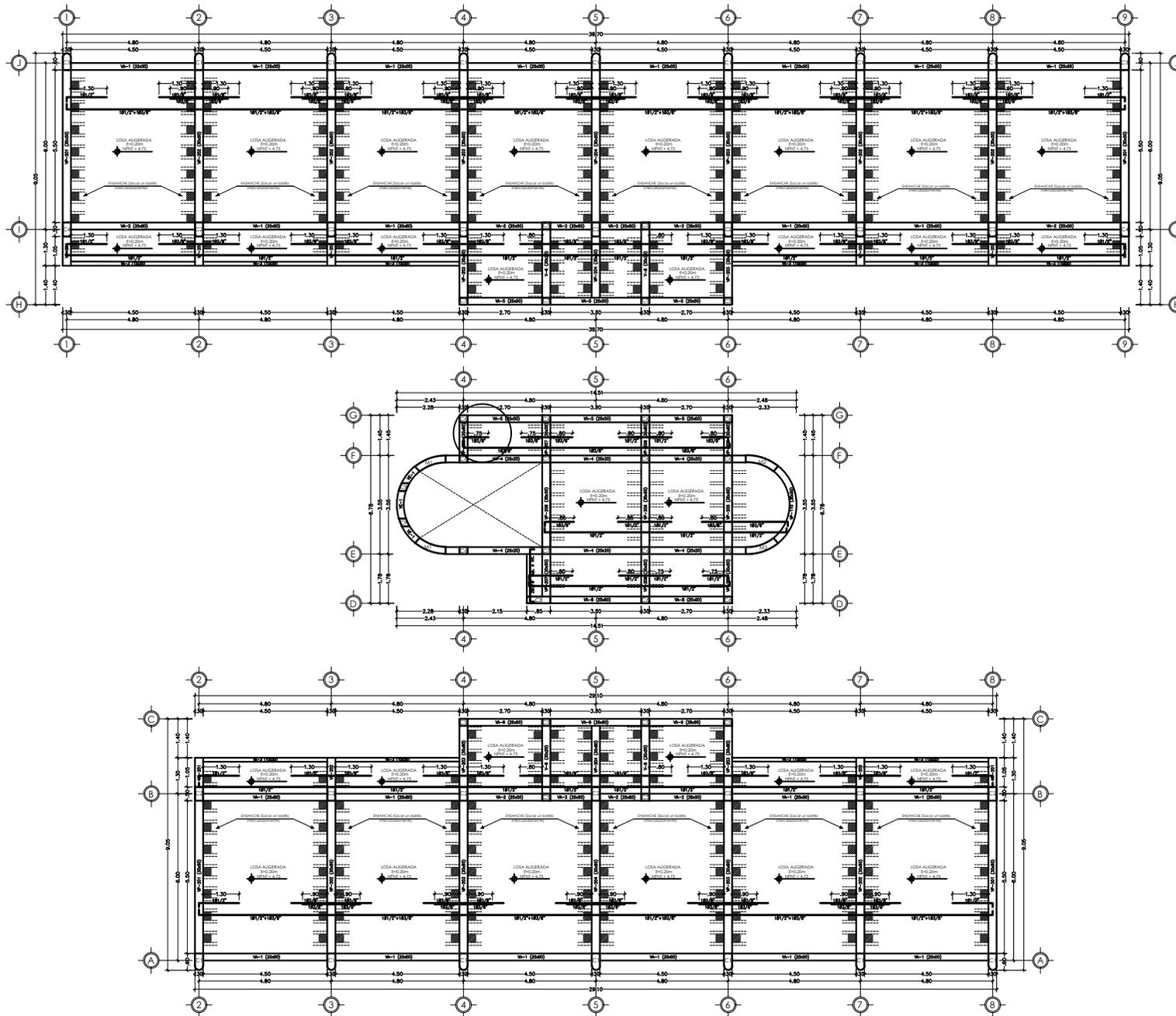
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
1.00 CONCRETO	
Orientes en general	: Indicados
En general:	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
2.00 ACERO DE REFUERZO:	
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Todos los elementos)	
3.00 RECURSIVAMENTE LIBRES	
Peso propio aligerado H=0.20m	: 300 Kg/m ²
Piso terminado	: 100 Kg/m ²
Peso específico concreto	: 2400 Kg/m ³
Peso ladrillo conoete soga	: 300 Kg/m ²
4.00 SOBRECARGAS:	
Azulejos	: 150 Kg/m ²
Escaleras	: 500 Kg/m ²
Alferrado	: Indicados
5.00 NORMAS:	
Reglamento Nacional de Construcciones (RNC)	American Concrete Institute (ACI)
6.00 CONSIDERACIONES GENERALES	
LABORIO: Será de arcilla hecho a máquina, tipo ICARO, REX.	
Resistencia a compresión 230 kg/cm ² .	
MORTERO: Resistencia $\geq 140 \text{ Kg/cm}^2$	
1:5 cemento arena gruesa en volumen.	

VIGAS		ESC.1:25
 $2\#1\frac{1}{2}$ $3\#5/8$ $2\#1\frac{1}{2}$ $3\#3/4$	 $2\#5/8 \pm 1\#1\frac{1}{2}$ $2\#5/8 \pm 1\#1\frac{1}{2}$	$\square 83/8", 2\#0.05, 3\#0.10, 5\#0.15, R\#0.25 \text{ a/g}$
 $3\#5/8$ $2\#1\frac{1}{2}$ $3\#3/4$	 $2\#5/8$ $2\#5/8$ $2\#5/8$	$\square 83/8", 2\#0.05, 3\#0.10, 5\#0.15, R\#0.25 \text{ a/g}$
 $2\#5/8$ $2\#1\frac{1}{2}$ $2\#5/8$	 $3\#5/8$ $3\#5/8$	$\square 83/8", 2\#0.05, 3\#0.10, 5\#0.15, R\#0.25 \text{ a/g}$
 $2\#3/4$ $2\#5/8$ $2\#5/8$ $2\#3/4$	 $6\#3/8$ $2\#5/8$ $2\#5/8$ $2\#5/8$	$\square 83/8", 2\#0.05, 3\#0.10, 5\#0.15, R\#0.25 \text{ a/g}$
 $4\#3/8$ $2\#3/4$ $2\#5/8$ $2\#3/4$	 $2\#3/4$ $2\#5/8$ $2\#3/4$	$\square 83/8", 2\#0.05, 3\#0.10, 5\#0.15, R\#0.25 \text{ a/g}$



ALIGERADO 1º NIVEL - EXISTENTE
Escala: 1/75

 UNS UNIVERSIDAD NACIONAL DE SANTA	SITUACIÓN EXISTENTE
	TESIS: "DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"
PLANO: ESTRUCTURAS - VIGAS Y LOSAS 1º NIVEL (EXISTENTE)	PLANO Nº: E-03
CDD: CPS	ESCALA: INDICADA
FECHA: FEBRERO 2024	

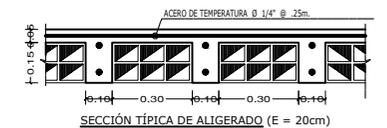


ALIGERADO 2º NIVEL - EXISTENTE
Escala: 1/75

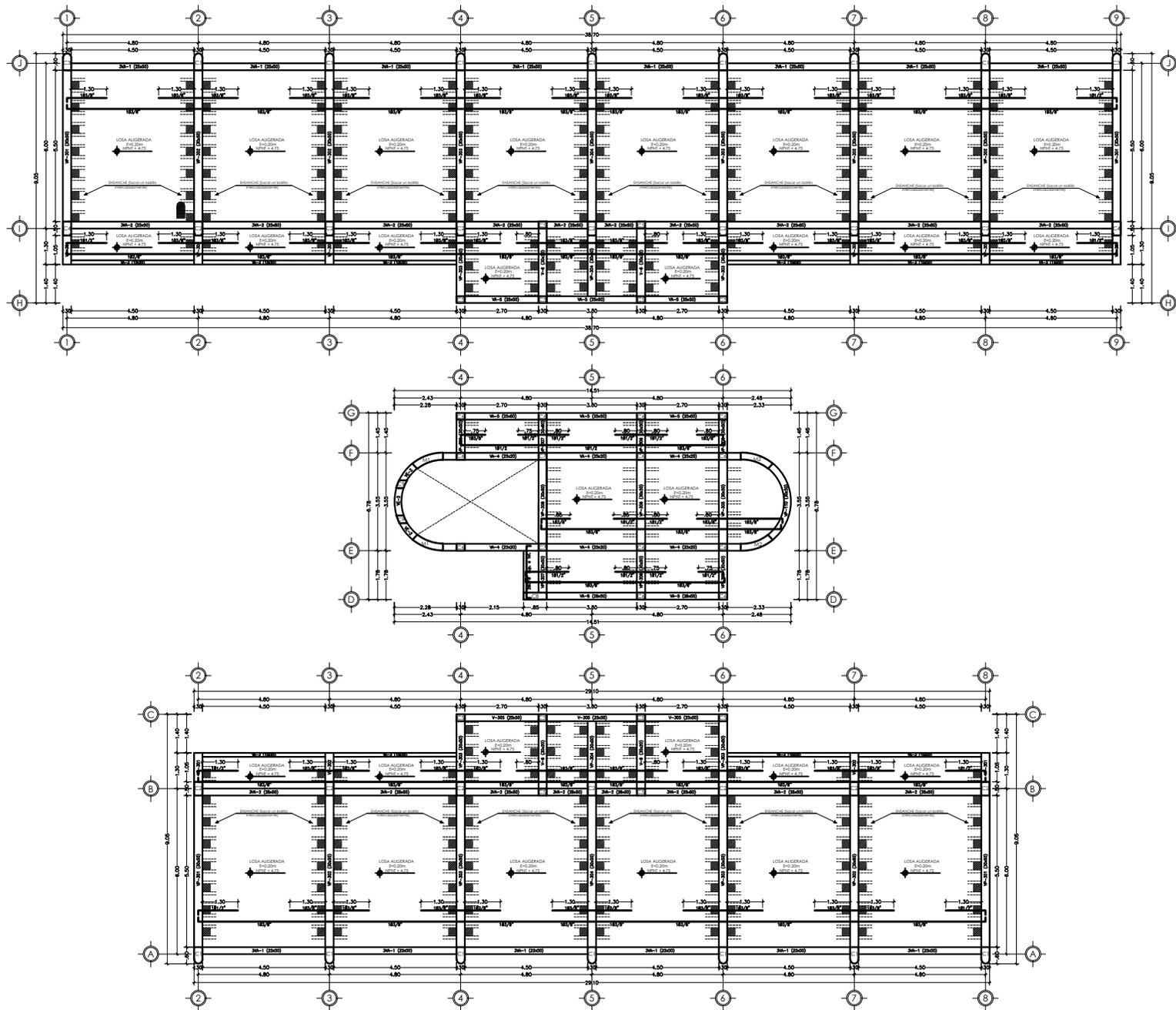
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- 1.00 CONCRETO**
Orientes en general : Indicados
En general : $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- 2.00 ACERO DE REFUERZO:**
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (Todos los elementos)
- 3.00 RECURSIVAMENTE LIBRES**
Peso propio aligerado H=0.20m : 300 Kg/m²
Plao terminado : 100 Kg/m²
Peso específico concreto : 2400 Kg/m³
Peso ladrillo coneteo soya : 300 Kg/m²
- 4.00 SOBRECARGAS:**
Azoteas : 150 Kg/m²
Escaleras : 500 Kg/m²
Aligerado : Indicados
- 5.00 NORMAS:**
Reglamento Nacional de Construcciones (RNC)
American Concrete Institute (ACI)
- 6.00 CONSIDERACIONES GENERALES**
LABORIO: Será de ardo hecho a máquina, tipo ICAROL-REX.
Resistencia a compresión 230 kg/cm².
MORTERO: Resistencia $\geq 140 \text{ Kg/cm}^2$
1:5 cemento arena gruesa en volumen.

VIGAS		ESC.1:25
VA-1		
VA-2		
VA-3		
VA-4		
VA-5		
VA-6		
VA-7		
VA-8		

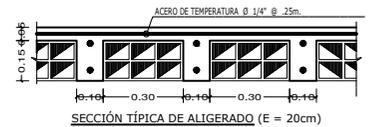


<p>UNS UNIVERSIDAD NACIONAL DE SANTA</p>	SITUACIÓN EXISTENTE
	<p>TESIS: "DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"</p> <p>PLANO Nº: E-04</p>
<p>PLANO: ESTRUCTURAS - VIGAS Y LOSAS 2º NIVEL (EXISTENTE)</p>	
<p>UBI: CPS</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>
<p>FECHA: FEBRERO 2024</p>	



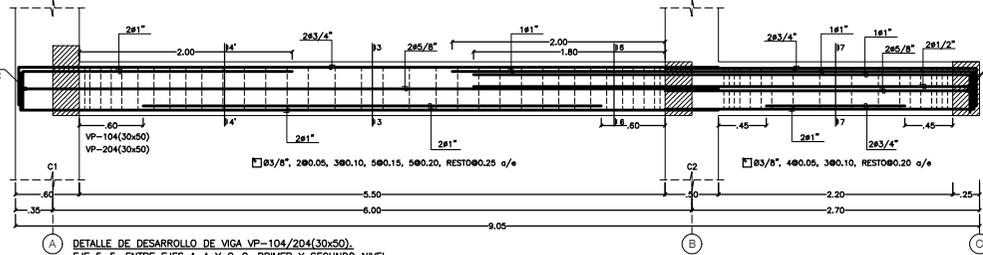
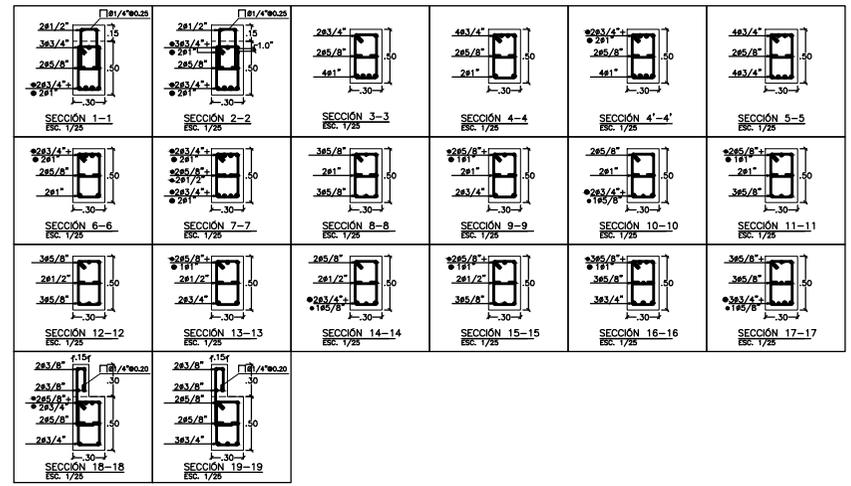
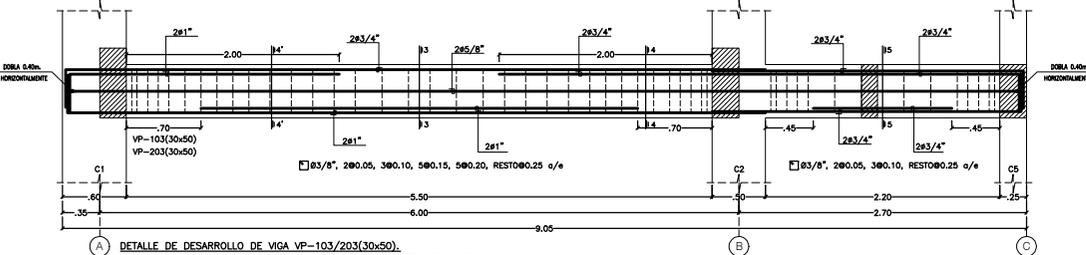
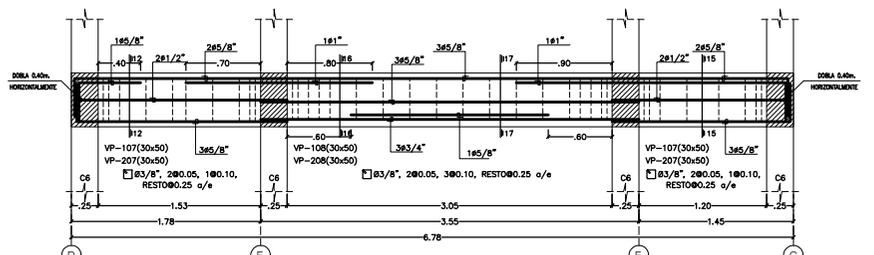
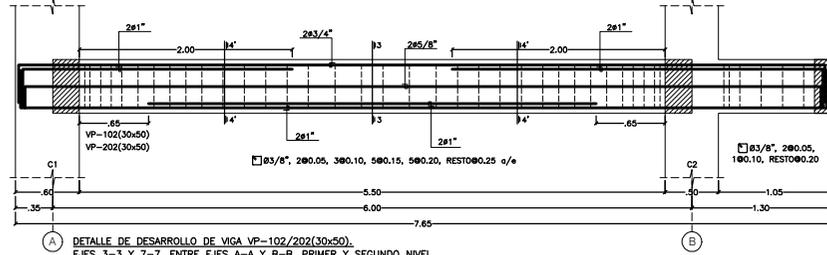
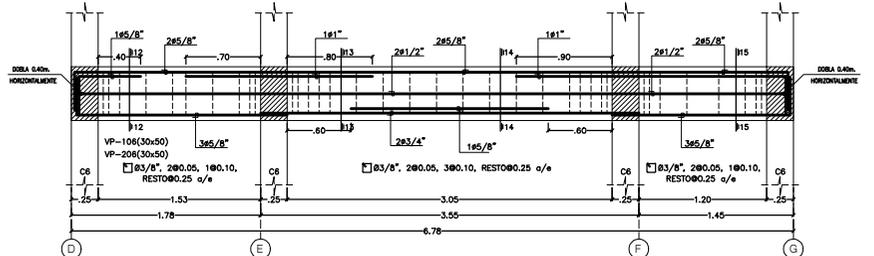
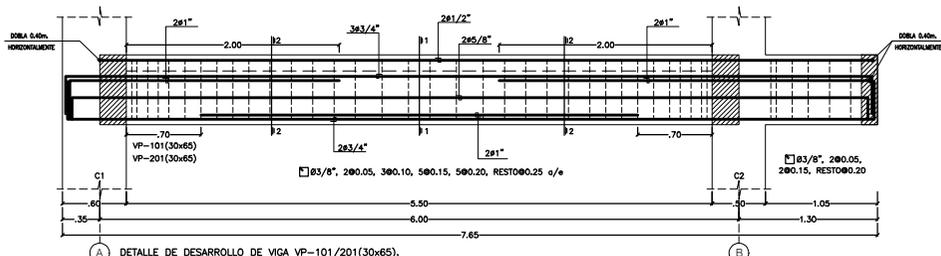
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
1.00 CONCRETO	
Orientes en general	: Indicados
En general	: $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
2.00 ACERO DE REFUERZO:	
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (Todos los elementos)	
3.00 RECURSIVAMENTE LIBRES	
Peso propio aligerado H=0.20m	: 300 Kg/m ²
Piso terminado	: 100 Kg/m ²
Peso específico concreto	: 2400 Kg/m ³
Peso ladrillo conrete soga	: 300 Kg/m ²
4.00 SOBRECARGAS:	
Azulejos	: 150 Kg/m ²
Escaleras	: 500 Kg/m ²
Móvilario	: Indicados
5.00 NORMAS:	
Reglamento Nacional de Construcciones (RNC)	American Concrete Institute (ACI)
6.00 CONSIDERACIONES GENERALES	
LADRILLO: Será de arcilla hacha o máquina, tipo ICARO, RX.	
Resistencia a compresión 230 kg/cm ² .	
MORTERO: Resistencia 600 Kg/cm^2 .	
1:5 cemento arena gruesa en volumen.	

VIGAS		ESC.1:25
 2#1/2" @ 150mm 3#5/8" @ 150mm 3#3/4" @ 150mm r=25mm 1#1/4" @ 150mm	 2#5/8" @ 150mm 2#5/8" @ 150mm r=25mm	 2#5/8" @ 150mm 2#5/8" @ 150mm r=25mm
 3#5/8" @ 150mm 2#1/2" @ 150mm 3#3/4" @ 150mm r=25mm	 2#5/8" @ 150mm 2#5/8" @ 150mm r=25mm	 2#5/8" @ 150mm 2#5/8" @ 150mm r=25mm
 2#5/8" @ 150mm 2#1/2" @ 150mm 2#5/8" @ 150mm r=15mm	 3#5/8" @ 150mm 3#5/8" @ 150mm r=25mm	 3#5/8" @ 150mm 3#5/8" @ 150mm r=25mm
 2#3/4" @ 150mm 2#5/8" @ 150mm 2#5/8" @ 150mm 2#3/4" @ 150mm r=25mm	 3#3/8" @ 150mm r=15mm	 2#5/8" @ 150mm 2#5/8" @ 150mm 2#5/8" @ 150mm 2#5/8" @ 150mm r=25mm
 4#3/8" @ 150mm 2#3/4" @ 150mm 2#5/8" @ 150mm 2#3/4" @ 150mm r=25mm	 2#3/4" @ 150mm 2#5/8" @ 150mm 2#3/4" @ 150mm 2#3/4" @ 150mm r=25mm	 2#3/4" @ 150mm 2#5/8" @ 150mm 2#3/4" @ 150mm 2#3/4" @ 150mm r=25mm



ALIGERADO 3º NIVEL - EXISTENTE
Escala: 1/75

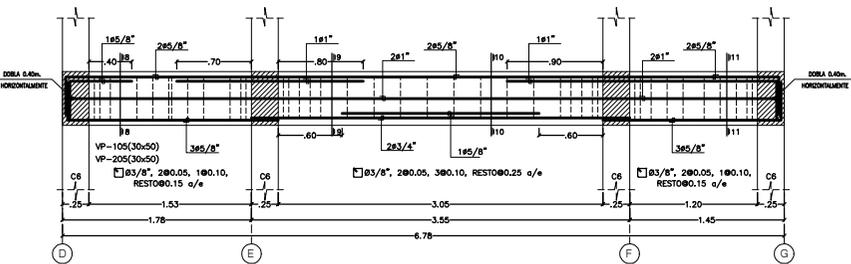
 UNS UNIVERSIDAD NACIONAL DE SANTA	SITUACIÓN EXISTENTE
	TESIS: "DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"
PLANO: ESTRUCTURAS - VIGAS Y LOSAS 3º NIVEL (EXISTENTE)	PLANO Nº: E-05
CAD: CPS ESCALA: INDICADA FECHA: FEBRERO 2024	



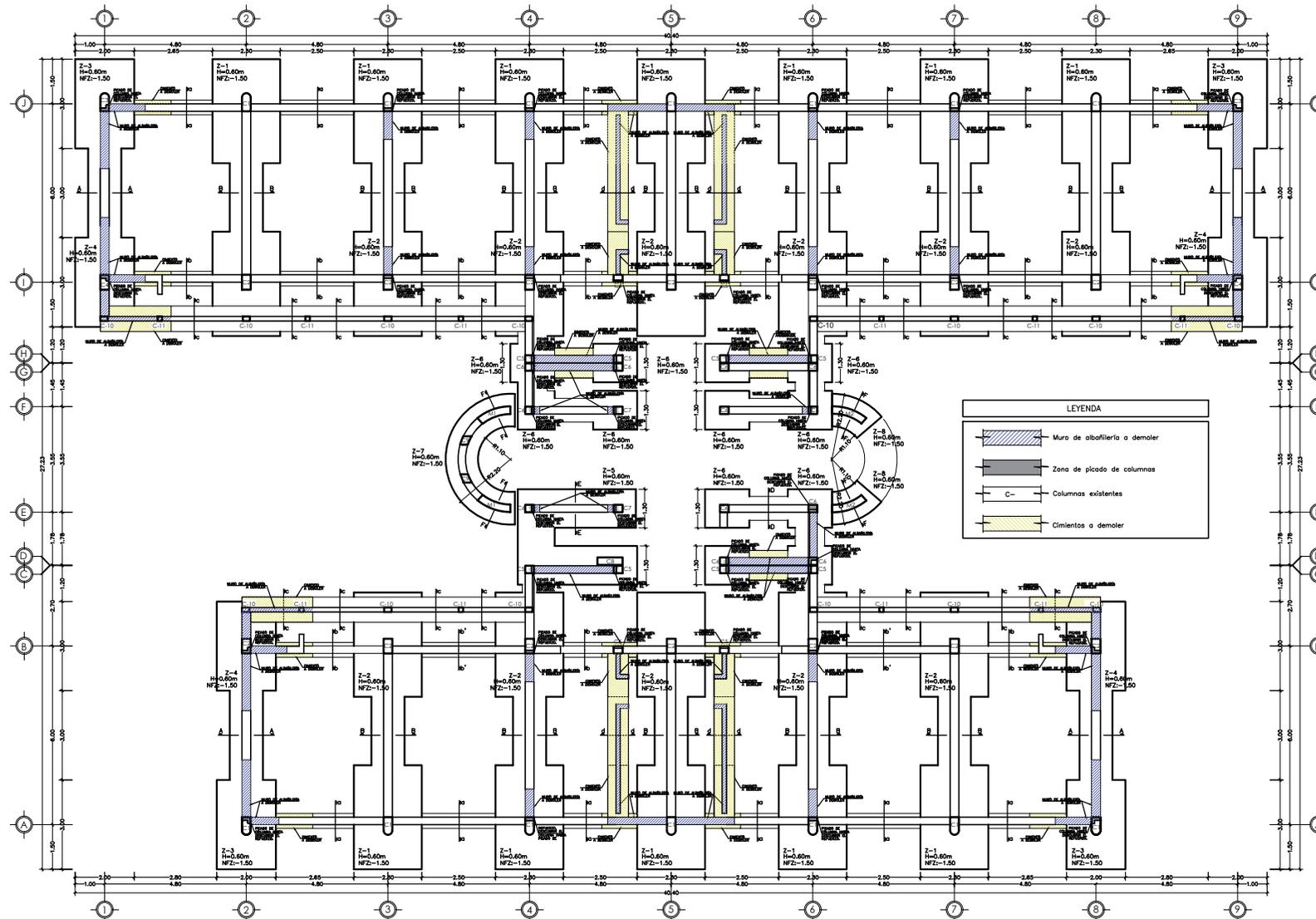
TRASAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS				
Ø	LOSAS VIGAS (cm.)	COLUMNA (cm.)	LOSAS Y VIGAS		EN COLUMNAS		
6mm.	30				Ø	L	
3/8"	40	30			6 mm.	7 cm.	1.5 cm.
1/2"	50	40			3/8"	10 cm.	2.2 cm.
5/8"	60	50					
3/4"	70	60					
1"	120	90					

No se permitirán empalmes del refuerzo superior (negativo) en una longitud de 1/4 de la longitud de la losa o viga o cada lado de la columna o apoyos.

Los empalmes L se ubicarán en el tercio central. No se permitirán más del 50% de la empalmada en una misma SECCIÓN.

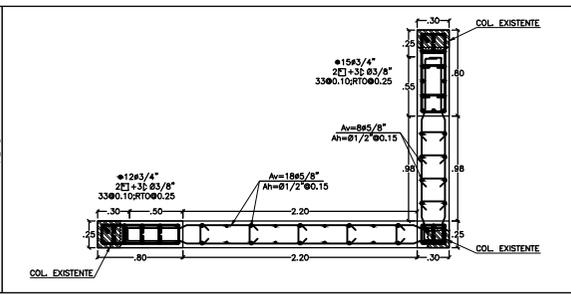
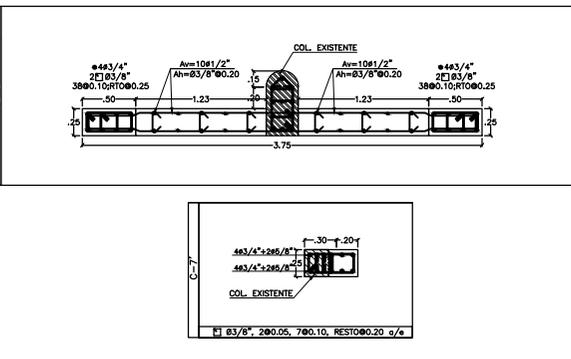
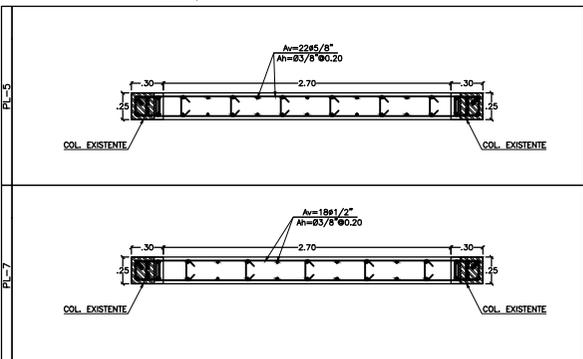
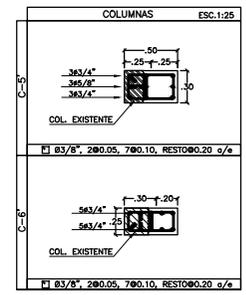
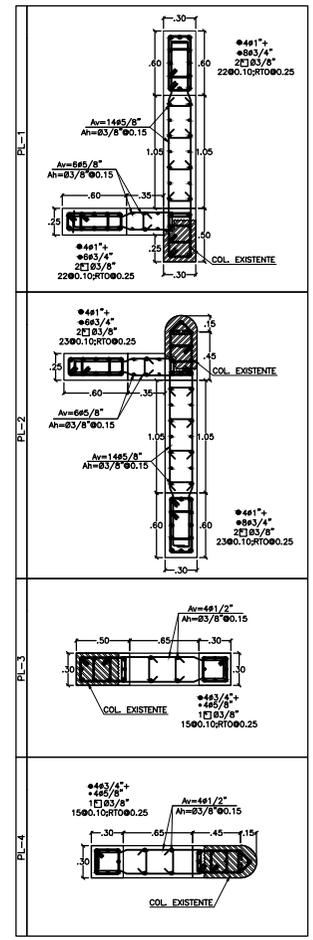


	UNS UNIVERSIDAD NACIONAL DE SANTA	SITUACIÓN EXISTENTE
	TÍTULO: "DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"	PLANO Nº: E-06
PLANO: ESTRUCTURAS - DESARROLLO DE VIGAS 1 Y 2° NIVEL (EXISTENTE)		
CAD: CPS	ESCALA: INDICADA	FECHA: FEBRERO 2024

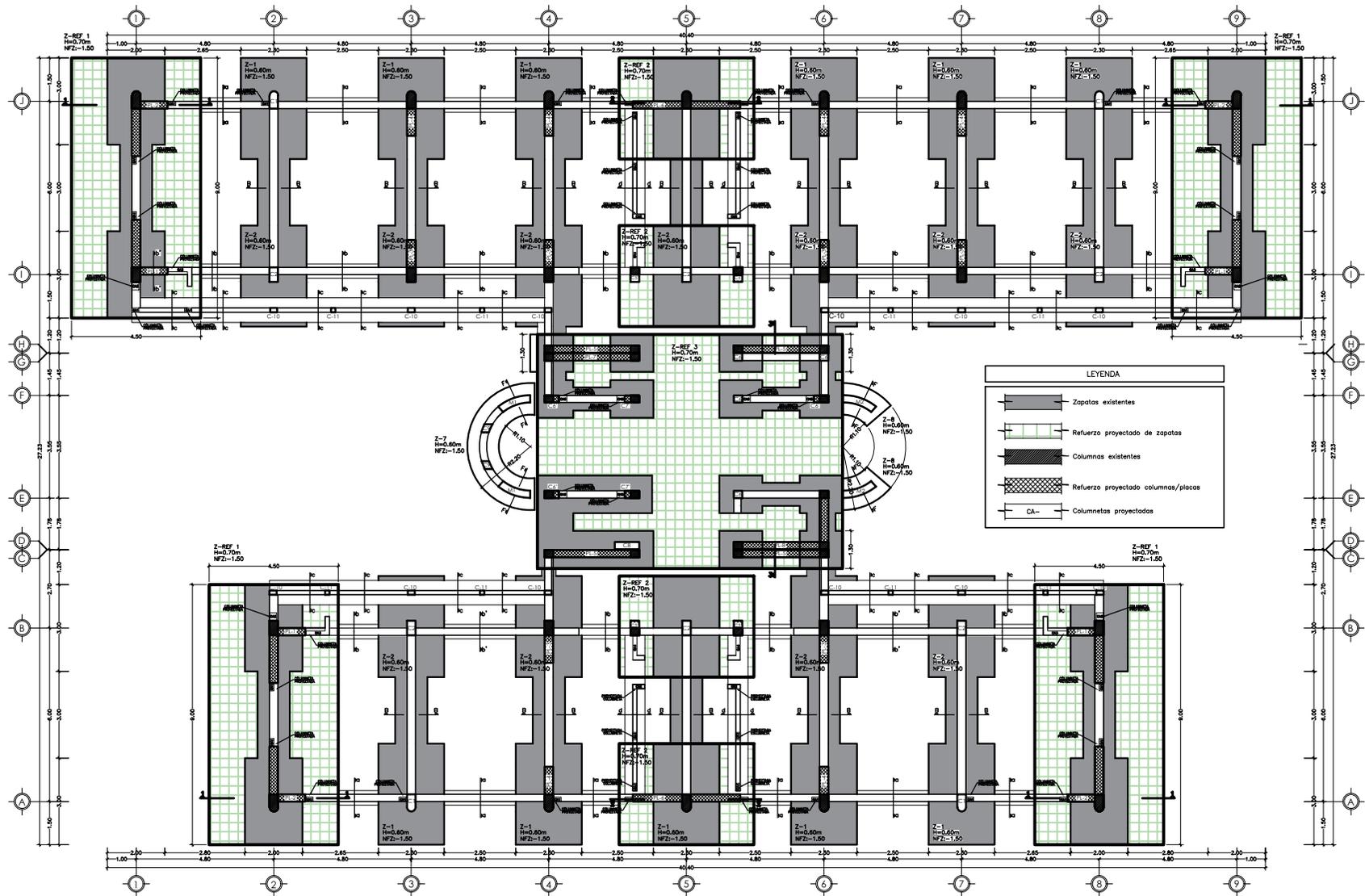


CIMENTACIÓN - DEMOLICIÓN
Escala: 1/75

LEYENDA	
	Muro de abalfillado a demoler
	Zona de picado de columnas
	Columnas existentes
	Cimientos a demoler



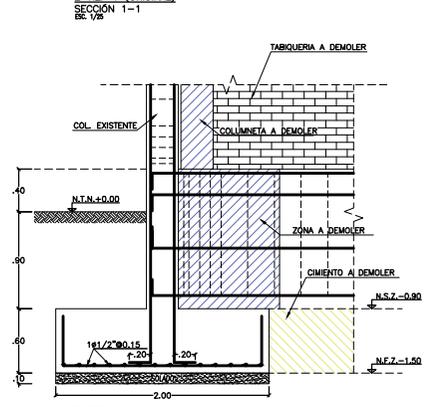
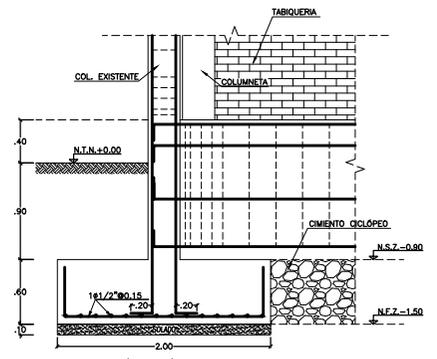
<p>UNS UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA</p>	PROPUESTA DE REFORZAMIENTO
	PLANO Nº
<p>TEMA: "DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"</p>	ER-1
<p>PLANO: REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS CIMENTACION - DEMOLICIÓN</p>	
<p>LAB: CPS ESCALA: INDICADA FECHA: FEBRERO 2024</p>	



- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**
1. EL REFORZO DE LAS ZAPATAS SE DEBERÁ REALIZAR DE MANERA SECUENCIAL EN TODAS LAS UBICACIONES DE LAS COLUMNAS REFORZADAS.
 2. SE APUNTALARÁ EL ÁREA ALEJADA A CADA UBICACIÓN, TENIENDO EN CUENTA EL VOLUMEN DE EXCAVACIÓN A REALIZAR (VER DETALLE EN PLANTA DE OBRERÍA).
 3. SE DEBERÁ ENCARAR LA ZONA A REFORZAR HASTA QUE SE DESCUBRAN LAS CARGAS SUPERIORES Y LATERALES DE LAS ZAPATAS (VER DETALLE EN PLANTA).
 4. SE DEBERÁ PICAR HASTA UNA PROFUNDIDAD DE 5cm LAS CARGAS SUPERIORES DE LA ZAPATA. (NOTA 1)
 5. SE PERFORARÁ CON TALADRO DE BROCA DE ACERO AL DIÁMETRO DE LA BARRA DE ACERO QUE SE ANCLARÁ EN UNA PROFUNDIDAD DE 40cm. (NOTA 2)
 6. SE PERFORARÁ CON TALADRO DE BROCA #5/8" CADA 0.30m, EN UNA PROFUNDIDAD DE 0.70m EN ZONAS DONDE SE COLOCARÁN DOWELS. (NOTA 3)
 7. SE DEBERÁ APLICAR PEGAMENTO EPÓXICO PARA UN CONCRETO ANTIDON CON CONCRETO NUEVO EN LAS SUPERFICIES RUOSAS. (NOTA 4)
 8. SE DEBERÁ COLOCAR LAS VARILLAS DE ACERO DE LOS REFORZOS DE LAS COLUMNAS, PLACAS Y ZAPATAS. (NOTA 5)
 9. SE ENCARARÁN LAS ZAPATAS Y COLUMNAS Y SE VACIARÁ EL CONCRETO NUEVO. (NOTA 6)
- NOTA: PARA LA COLOCACIÓN DEL NUEVO REFORZO SE UTILIZARÁ UN DETECTOR DE ARMADURAS DE ACERO PARA EVITAR TALADRAR EN UBICACIONES DONDE SE ENCUENTREN REFORZOS EXISTENTES. EN CASO DE TALADRAR EN LA UBICACIÓN DE ACERO EXISTENTE, SE DETENDRÁ LA PERFORACIÓN Y SE PROCEDERÁ A RELLENAR EL AGUERO CON MORTERO EXPANSIVO.

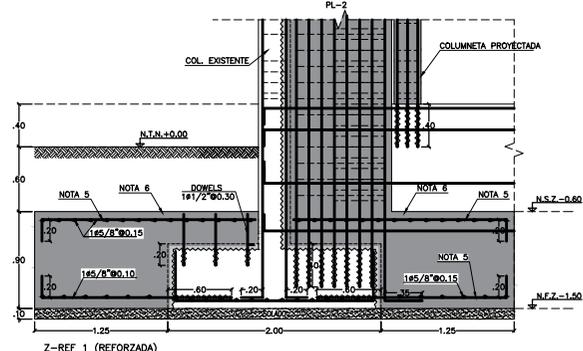
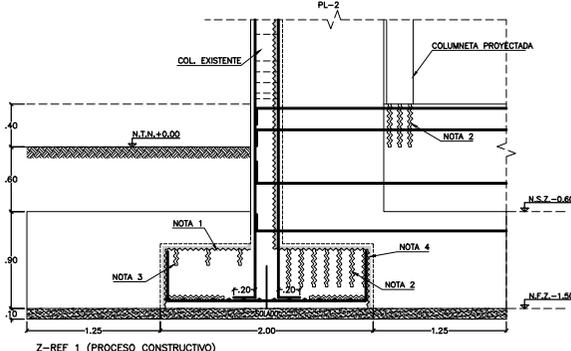
LEYENDA

- Zapatas existentes
- Reforzo proyectado de zapatas
- Columnas existentes
- Reforzo proyectado columnas/placas
- CA- Columnetas proyectadas



CIMENTACIÓN - REFORZAMIENTO
Escala: 1/75

- SISTEMA PARA LINE CONCRETO NUEVO Y EXISTENTE (SIKAQUIL 32 O SIMILAR)**
1. LA SUPERFICIE DEBE ESTAR LIBRE DE POLVO, PARTES SUELTAS, GRASAS ENTRE OTROS.
 2. LA RESISTENCIA MECÁNICA DE LA SUPERFICIE DEBE ESTAR FIBRE.
 3. USAR ADHESIVO ESTRUCTURAL A BASE DE RESINAS EPÓXICAS.
 4. LA COLOCACIÓN SE REALIZA CON BROCHA O RODILLO SOBRE LA SUPERFICIE PREPARADA.
 5. EL CONCRETO NUEVO DEBE SER VACIADO ANTES DE 3 HORAS A 20°C O 2H A 30°C.
- NOTA: LAS VARILLAS DE ACERO EXISTENTES EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO FUERON TOMADAS DE LOS PLANOS PROPORCIONADOS POR EL PROPIETARIO.



CUADRO DE ZAPATAS

DETALLE REFORZO DE ZAPATAS

Tipo	Cantidad	a	b	N.F.Z.	Reforzo Inf. a	Reforzo Inf. b	Reforzo Inf. c	Reforzo Inf. d
Z-REF1	4	4.50	8.00	-1.50	#5/8"Ø.10m	#5/8"Ø.15m	#5/8"Ø.15m	#5/8"Ø.15m
Z-REF2	4	4.70	3.50	-1.50	#5/8"Ø.15m	#5/8"Ø.15m	#5/8"Ø.15m	#5/8"Ø.15m
Z-REF3	1	10.65	8.10	-1.50	#5/8"Ø.15m	#5/8"Ø.15m	#5/8"Ø.15m	#5/8"Ø.15m

REFORZO ZAPATAS
h=0.70

UNS
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA

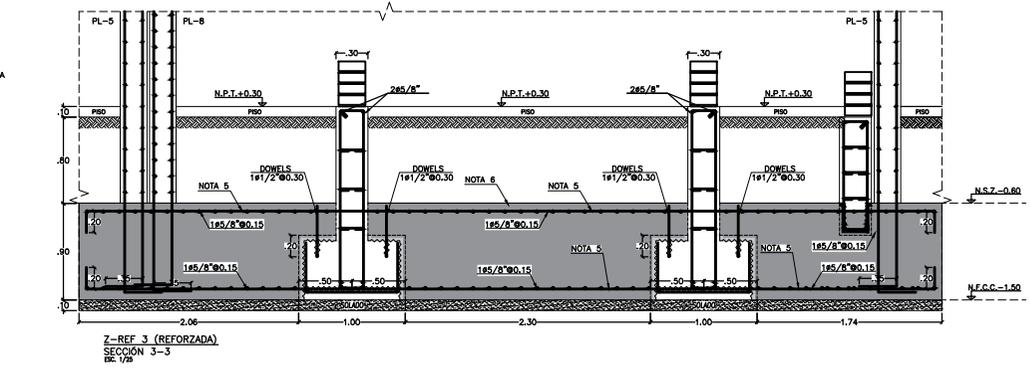
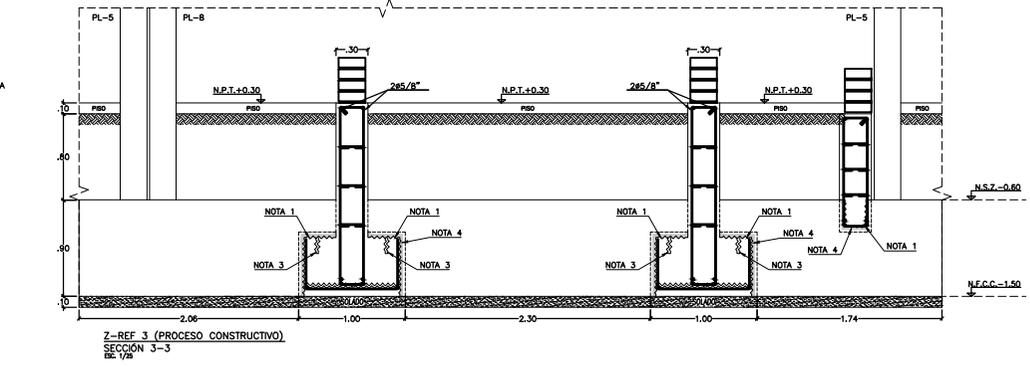
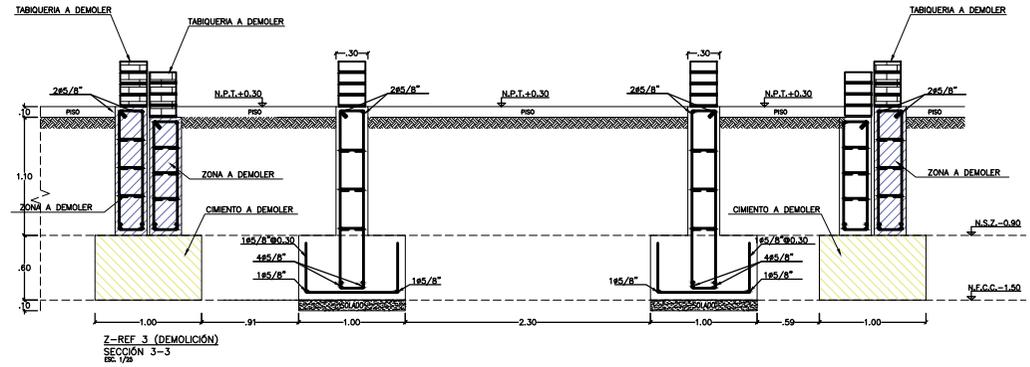
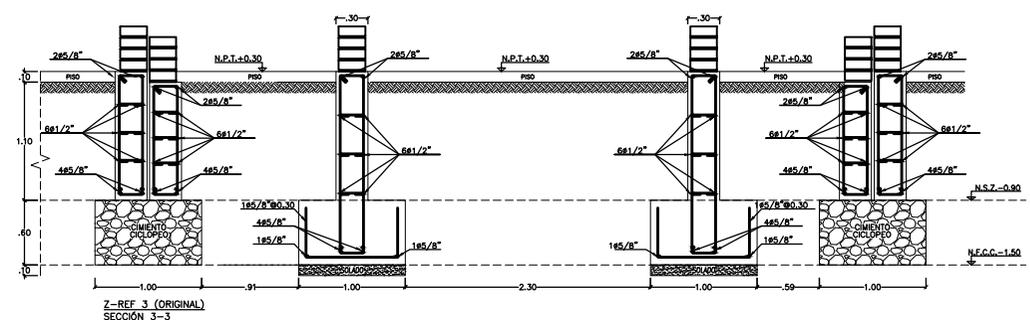
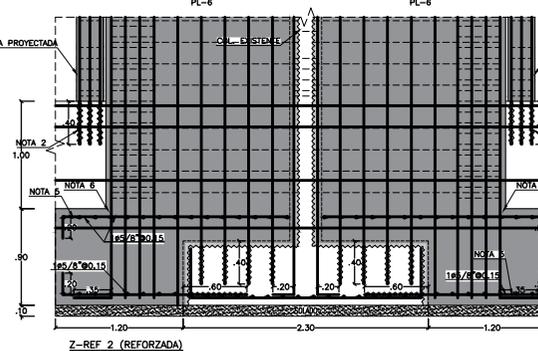
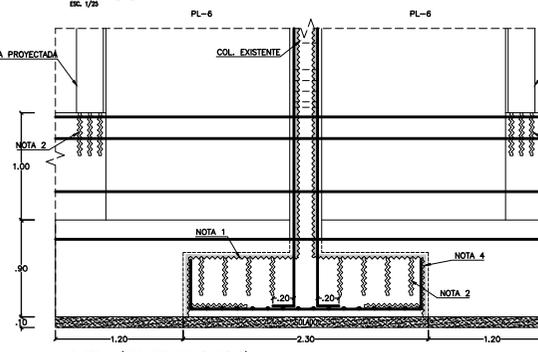
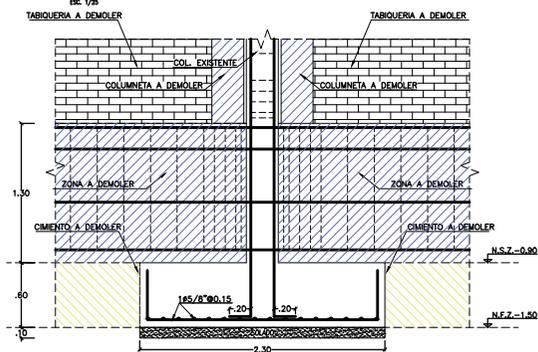
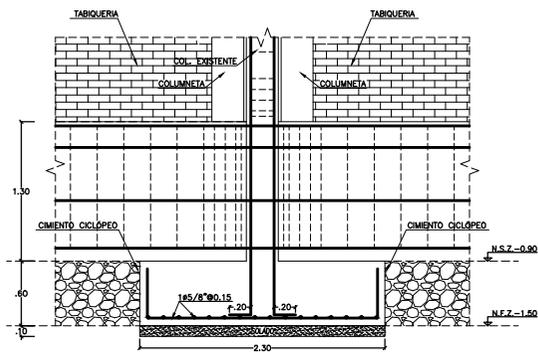
PROPOSTA DE REFORZAMIENTO

PLANO Nº: **ER-2**

TÍTULO: "DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"

PLANO: REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS CIMENTACIÓN - REFORZAMIENTO

FECHA: FEBRERO 2024



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

1. EL REFUERZO DE LAS ZAPATAS SE DEBERÁ REALIZAR DE MANERA SECUENCIAL EN TODAS LAS UBICACIONES DE LAS COLUMNAS REFORZADAS.
2. SE APUNTALARÁ EL AGUERO ADECUADA A CADA UBICACIÓN, TENIENDO EN CUENTA EL VOLUMEN DE EXCAVACIÓN A REALIZAR (VER DETALLE EN PLANTA DE UBICACIONES).
3. SE DEBERÁ EXCAVAR LA ZONA A REFORZAR HASTA QUE SE DESCUBRAN LAS CARAS SUPERIORES Y LATERALES DE LAS ZAPATAS (VER DETALLE EN PLANTA).
4. SE DEBERÁ PICAR HASTA UNA PROFUNDIDAD DE 50cm LAS CARAS DESCUBIERTAS DE LA ZAPATA (NOTA 1).
5. SE PERFORARÁ CON TALADRO DE BROCA DE ACERO AL DIÁMETRO DE LA BARRA DE ACERO QUE SE ANCLARÁ EN UNA PROFUNDIDAD DE 60cm (NOTA 3).
6. SE PERFORARÁ CON TALADRO DE BROCA 85/8\"/>

SETIMO PARA UNIR CONCRETO NUEVO Y EXISTENTE (SECUENCIA 32 O SIMILAR)

1. LA SUPERFICIE DEBE ESTAR LIBRE DE POLVO, PARTES SUELTAS, GRASAS ENTRE OTRAS.
2. LA RESISTENCIA MECÁNICA DE LA SUPERFICIE DEBE ESTAR FIRME.
3. USAR ADHESIVO ESTRUCTURAL A BASE DE RESINAS EPOXICAS.
4. LA COLOCACION SE REALIZA CON BROCHA O RODILLO SOBRE LA SUPERFICIE PREPARADA.
5. EL CONCRETO NUEVO DEBE SER VACADO ANTES DE 3 HORAS A 20°C O A 21 A 30°C.

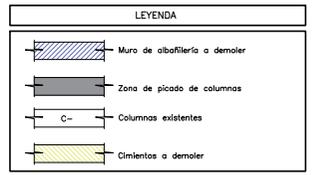
NOTA: LAS VARRILLAS DE ACERO EXISTENTES EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO FUERON TOMADAS DE LOS PLANOS PROPORCIONADOS POR EL PROPIETARIO.

ANCLAJE QUÍMICO DE REFUERZO

1. PICAR CUIDADOSAMENTE LA SUPERFICIE HORIZONTAL O VERTICAL HASTA DESCUBRIR EL APOZADO GROSERO.
2. REALIZAR LA PERFORACION CON UN TALADRO POTO PERFORADOR Y LA BROCA ADECUADA DE ACERO AL CUADRO AQUINADO.
3. INTRODUCIR UN CEPILLO DE CERDAS DE ALAMBRE Y ESCARBAR EL INTERIOR PARA ELIMINAR LAS PARTICULAS SUELTAS.
4. LIMPIAR EL HUECO CON AIRE A PRESION LIBRE DE ASES.
5. PROTEGER EL HUECO CONTRA LA PENETRACION DE AGUA Y OTRAS PARTICULAS CONTAMINANTES.
6. LIMPIAR EL ELEMENTO A ANCLAR HASTA QUE ESTE TOTALMENTE LIBRE DE CONTAMINANTES.
7. APLICAR UNA CANTIDAD ADECUADA DE RESINA EPOXICA TIPO HELLER-200 O SIMILAR EN LOS HUECOS CORRESPONDIENTES.
8. INTRODUCIR EL REFUERZO ESPECIFICADO Y ESPERAR EL TIEMPO DE CURADO SEGUN ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL FABRICANTE.
9. LIMPIAR EL SOBRIANTE SI ES NECESARIO Y ASEQUIRARSE QUE EL ELEMENTO NO SE MUEVA DURANTE EL TIEMPO DE CURADO RECOMENDADO.

NOTA: PARA LA COLOCACION DEL NUEVO REFUERZO SE UTILIZARA UN DETECTOR DE ARMADURAS DE ACERO PARA EVITAR TALADRAR EN UBICACIONES DONDE SE ENCUENTREN REFUERZOS EXISTENTES. EN CASO DE TALADRAR EN LA UBICACION DE ACERO EXISTENTE SE DETENDRA LA PERFORACION Y SE PROCEDERA A RELLENAR EL AGUERO CON MORTERO EXPANSIVO.

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE		
Ø	Longitud (mm.)	Broca
1/2"	200	5/8"
5/8"	200	3/4"
3/4"	400	1"
1"	400	1 1/4"





UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO

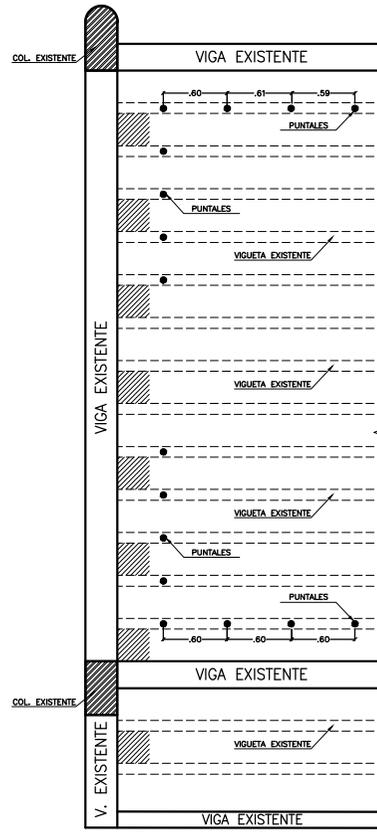
PLANO Nº

ER-3

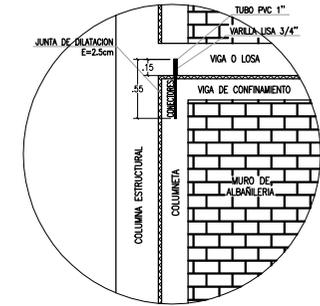
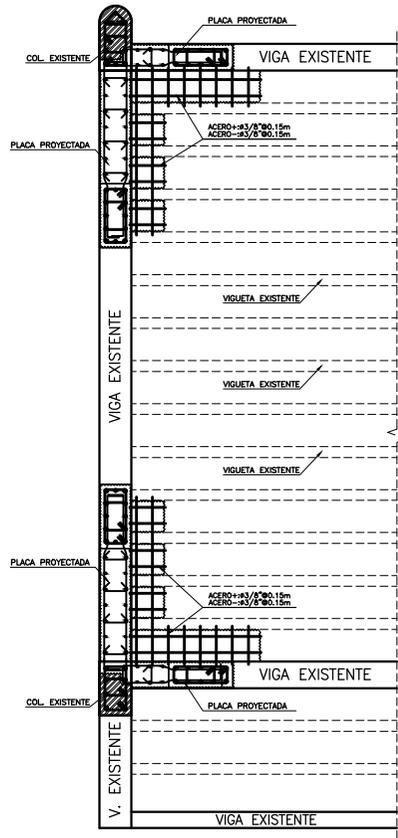
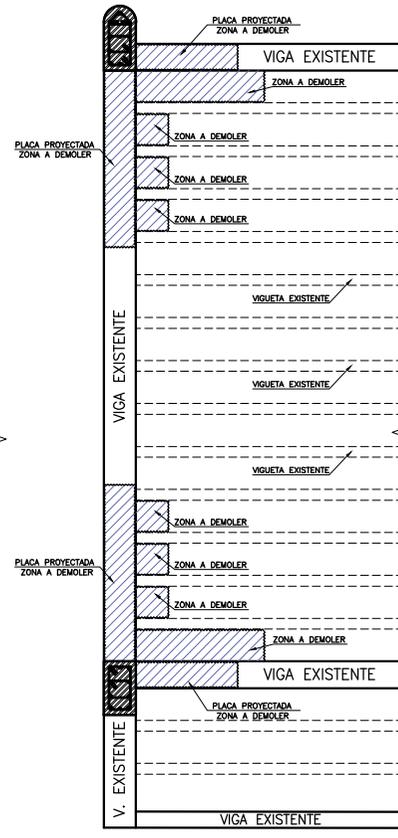
TÍTULO: "DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"

PLANO: REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS
DETALLES DE REFORZAMIENTO EN ZAPATAS

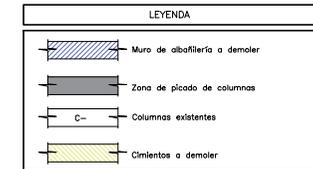
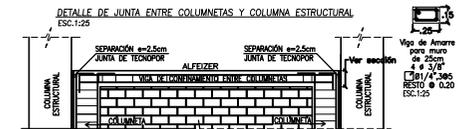
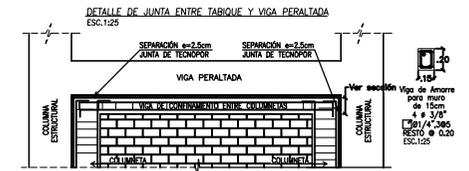
UBI: CPS ESCALA: INDICADA FECHA: FEBRERO 2024



DETALLE DE REFUERZO EN LOSAS
ESC: 1:25



DETALLE TÍPICO DE ANCLAJE PARA TABIQUERÍA ESBELTA
ESC: 1/25



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

1. EL REFUERZO DE LAS ZAPATAS SE DEBERÁ REALIZAR DE MANERA SECCIONAL EN TODAS LAS UBICACIONES DE LAS COLUMNAS REFORZADAS.
2. SE APUNTALARÁ EL ÁREA ADECUADA A CADA UBICACIÓN, TENIENDO EN CUENTA EL VOLUMEN DE EXCAVACIÓN A REALIZAR (VER DETALLE EN PLANTA DE ORIENTACIÓN).
3. SE DEBERÁ EXCAVAR LA ZONA A REFORZAR HASTA QUE SE DESCUBRAN LAS CARGAS SUPERIORES Y LATERALES DE LAS ZAPATAS (VER DETALLE EN PLANTA).
4. SE DEBERÁ PICAR HASTA UNA PROFUNDIDAD DE 5cm LAS CARAS DESCUBIERTAS DE LA ZAPATA. (NOTA 1)
5. SE PERFORARÁ CON TALADRO DE BROCA DE ACIERO AL DIÁMETRO DE LA BARRA DE ACERO QUE SE ANCLARÁ EN UNA PROFUNDIDAD DE 6cm. (NOTA 2)
6. SE PERFORARÁ CON TALADRO DE BROCA #3/8" CADA 0,30m EN UNA PROFUNDIDAD DE 0,20m EN ZONAS DONDE SE COLOCARÁN JONJES. (NOTA 3)
7. SE DEBERÁ APLICAR PEGAMENTO EPÓXICO PARA UNIR CONCRETO ANTIQUO CON CONCRETO NUEVO EN LAS SUPERFICIES PIZOSAS. (NOTA 4)
8. SE DEBERÁ COLOCAR LAS VARILLAS DE ACERO DE LOS REFUERZOS DE LAS COLUMNAS, PLACAS Y ZAPATAS. (NOTA 5)
9. SE ENCOFRARÁN LAS ZAPATAS Y COLUMNAS Y SE VACIARÁ EL CONCRETO NUEVO. (NOTA 6)

NOTA: PARA LA COLOCACIÓN DEL NUEVO REFUERZO SE UTILIZARÁ UN DETECTOR DE ARMADURAS DE ACERO PARA EVITAR TALADRAR EN UBICACIONES DONDE SE ENCUENTREN REFUERZOS EXISTENTES. EN CASO DE TALADRAR EN LA UBICACIÓN DE ACERO EXISTENTE, SE DETENDRÁ LA PERFORACIÓN Y SE PROCEDERÁ A RELLENAR EL AGUERO CON MORTERO EXPANSIVO.

SISTEMA PARA UNIR CONCRETO NUEVO Y EXISTENTE (SQUADUR 32 O SIMILAR)

1. LA SUPERFICIE DEBE ESTAR LIBRE DE POLVO, PARTES SUELTAS, GRASAS ENTRE OTROS.
2. LA RESISTENCIA MECÁNICA DE LA SUPERFICIE DEBE ESTAR FIRME.
3. SE DEBERÁ APUNTALAR LA ZONA A REFORZAR A BASE DE RESINAS EPÓXICAS.
4. LA COLOCACIÓN SE REALIZA CON BROCA O RODILLO SOBRE LA SUPERFICIE PREPARADA.
5. EL CONCRETO NUEVO DEBE SER VACIADO ANTES DE 3 HORAS A 20°C O A 2h A 30°C.

NOTA: LAS VARILLAS DE ACERO EXISTENTES EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO FUERON TOMADAS DE LOS PLANOS PROPORCIONADOS POR EL PROYECTANTE.

Ø	Longitud (mm.)	Broca
1/2"	200	5/8"
5/8"	200	3/4"
3/4"	400	1"
1"	400	1 1/4"

PLAN DE TRABAJO - PLACAS/COLUMNAS

TRABAJOS PRELIMINARES

1. PROVINCAMENTE SE DEBERÁ PROTEGER LOS PISOS DE LOS AMBIENTES DE LOS PISOS QUE SE HAN PLANIFICADO REFORZAR.
2. SE DEBERÁ APUNTALAR LOS TECHOS ADYACENTES A LA LOSA A DEMOLER PARA EVITAR DESPLAZAMIENTOS VERTICALES.
3. SE DEBEN TOMAR TODAS LAS PRECAUCIONES DE SEGURIDAD PARA EL PERSONAL ENCARGADO DE ESTA LABOR.
4. SE DEBEN CONSIDERAR ANIMANDOS UBICADOS EXTERNAMENTE PARA REALIZAR ESTA LABOR.

PROCEDIMIENTO PARA ANCLAJE VERTICAL DE VARILLAS DE COLUMNAS:

1. SE INICIARÁ REALIZANDO LA PERFORACIÓN DE LAS ZAPATAS PARA COLOCAR LAS VARILLAS DE LAS NUEVAS COLUMNAS CON LA BASE CONSIDERAR DETALLE LO INDICADO EN EL DETALLE IMPRIMACIÓN DE COLUMNAS.
2. SE COLOCA LA VARILLA ASEGURÁNDOLA CON UN EPÓXICO TIPO MULTI SEGUIR ESPECIFICACIONES DEL FABRICANTE.

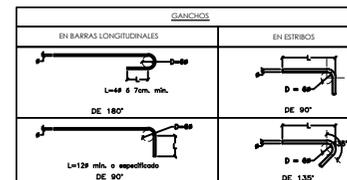
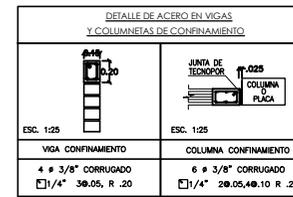
PROCEDIMIENTO PARA ANCLAJE HORIZONTAL DE COLUMNAS:

1. SE INICIARÁ REALIZANDO LA PERFORACIÓN DE LAS COLUMNAS EXISTENTES PARA ADJAR UNOS PERROS A LO ALTO DEL MURO, CONSIDERAR DETALLE LO INDICADO EN EL DETALLE XXX.
2. SE COLOCA LA VARILLA ASEGURÁNDOLA CON UN EPÓXICO TIPO MULTI SEGUIR ESPECIFICACIONES DEL FABRICANTE.

ANCLAJE QUÍMICO DE REFUERZO

1. PICAR CUIDADOSAMENTE LA SUPERFICIE HORIZONTAL O VERTICAL HASTA DESCUBRIR EL AGREGADO GRUESO.
2. REALIZAR LA PERFORACIÓN CON UN TALADRO ROTO PERFORADOR Y LA BROCA ADECUADA DE ACIERO AL CUADRO ADJUNTO.
3. INTRODUCIR UN CEPILLO DE CERDAS DE ALAMBRE Y ESCARIFICAR EL INTERIOR PARA ELIMINAR LAS PARTÍCULAS SUELTAS.
4. LIMPIAR EL HUECO CON AIRE A PRESIÓN LIBRE DE ACEITES.
5. PROTEGER EL HUECO CONTRA LA PENETRACIÓN DE AGUA Y OTRAS PARTÍCULAS CONTAMINANTES.
6. LIMPIAR EL ELEMENTO A ANCLAR HASTA QUE ESTE TOTALMENTE LIBRE DE CONTAMINANTES.
7. APLICAR UNA CANTIDAD ADECUADA DE RESINA EPÓXICA TIPO MULTI RES-100 O SIMILAR EN LOS HUECOS CORRESPONDIENTES.
8. INTRODUCIR EL REFUERZO ESPECIFICADO Y ESPERAR EL TIEMPO DE CURADO SEGÚN ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL FABRICANTE.
9. LIMPIAR EL SOBRESANTE SI ES NECESARIO Y ASEGURARSE QUE EL ELEMENTO NO SE MUEVA DURANTE EL TIEMPO DE CURADO RECOMENDADO.

NOTA: PARA LA COLOCACIÓN DEL NUEVO REFUERZO SE UTILIZARÁ UN DETECTOR DE ARMADURAS DE ACERO PARA EVITAR TALADRAR EN UBICACIONES DONDE SE ENCUENTREN REFUERZOS EXISTENTES. EN CASO DE TALADRAR EN LA UBICACIÓN DE ACERO EXISTENTE, SE DETENDRÁ LA PERFORACIÓN Y SE PROCEDERÁ A RELLENAR EL AGUERO CON MORTERO EXPANSIVO.



TRASLAPES Y EMPALMES

Ø	LOSAS, VIGAS (cm.)	(cm.)	EN COLUMNAS
6mm.	30		
3/8"	40	30	
1/2"	50	40	
5/8"	60	50	
3/4"	70	60	
1"	120	90	

Los empalmes L se ubicarán en el tercio central. No se empalmarán más del 50% de la estructura en una misma sección.

Ø	L	L _{min.}
6 mm.	7 cm.	1,5 cm.
3/8"	10 cm.	2,0 cm.

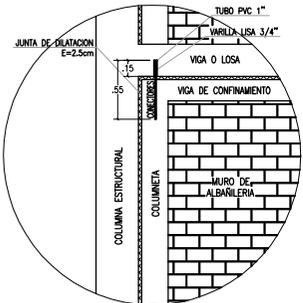
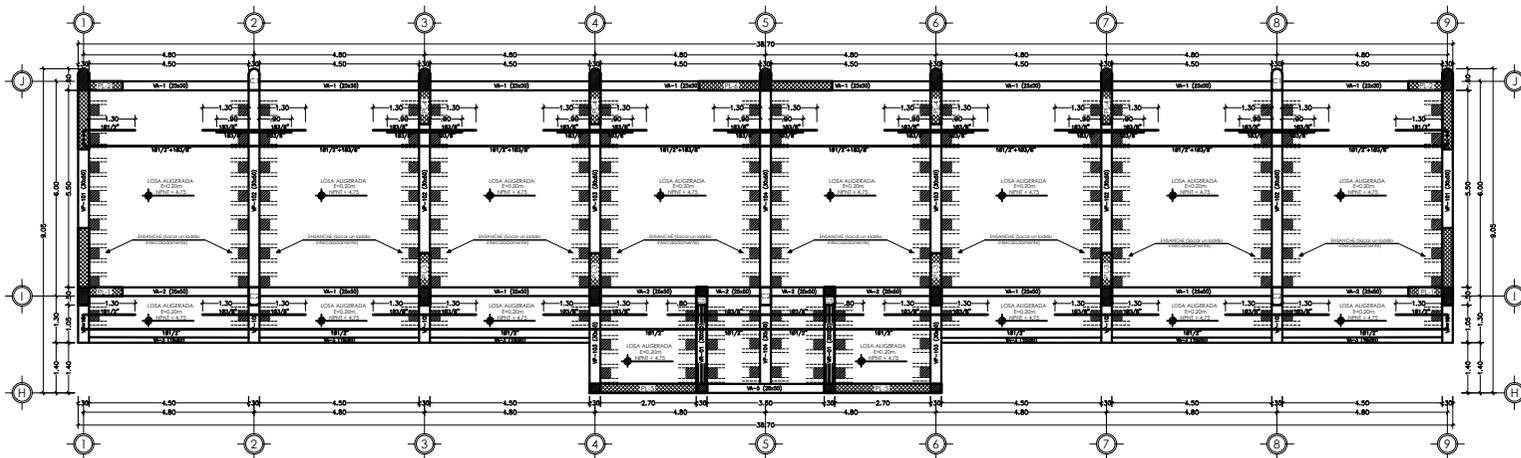


TÍTULO: "DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"

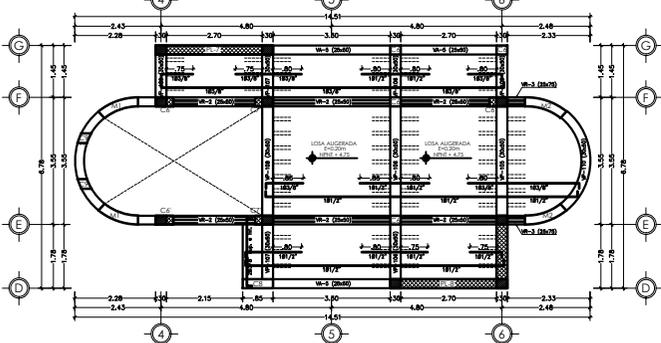
PLANO: REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS
DETALLES DE REFORZAMIENTO EN LOSAS

FECHA: FEBRERO 2024

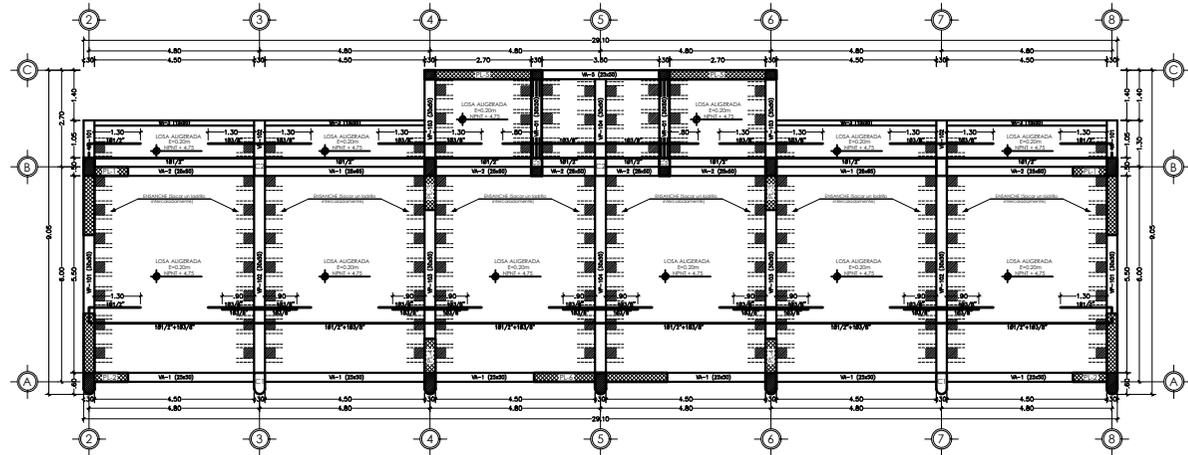
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO
PLANO Nº ER-4



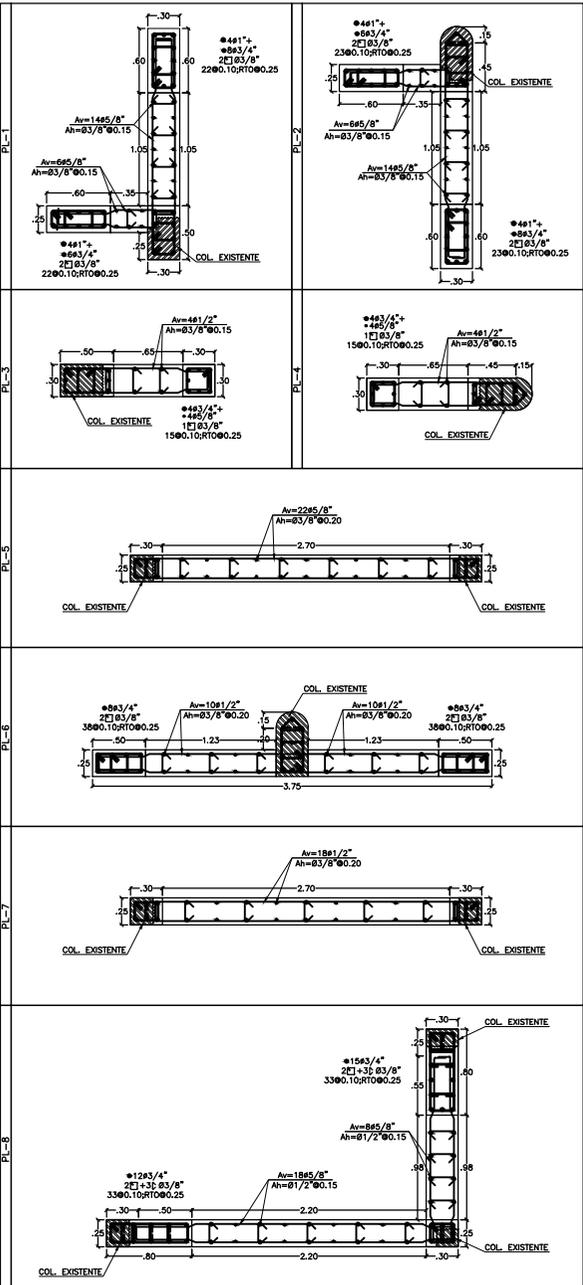
DETALLE TÍPICO DE ANCLAJE PARA TABIQUERÍA ESBELTA
ESC. 1/25



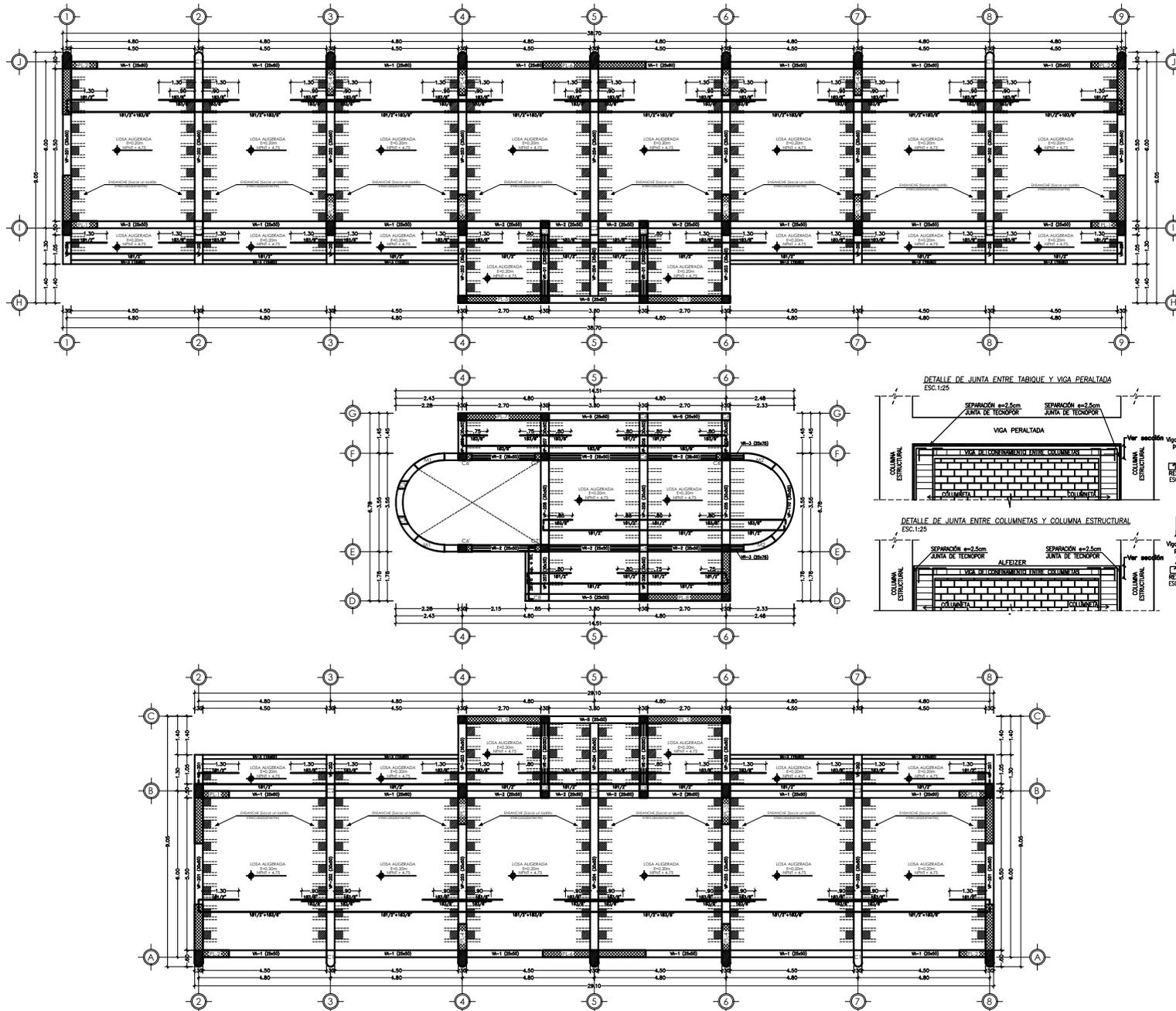
CUADRO DE COLUMNETAS		ESCALA 1:25	
SECCION	ACERO		
CA-1	6 ϕ 3/8" [] 8mm, 205, 400.10 RESTO ϕ 0.25		
CA-2	8 ϕ 3/8" [] 8mm, 205, 400.10 RESTO ϕ 0.25		
CA-3	20 ϕ 3/8" [] 8mm, 205, 400.10 RESTO ϕ 0.25		
CA-4	16 ϕ 3/8" [] 8mm, 205, 400.10 RESTO ϕ 0.25		
CA-5	8 ϕ 3/8" [] 8mm, 205, 400.10 RESTO ϕ 0.25		



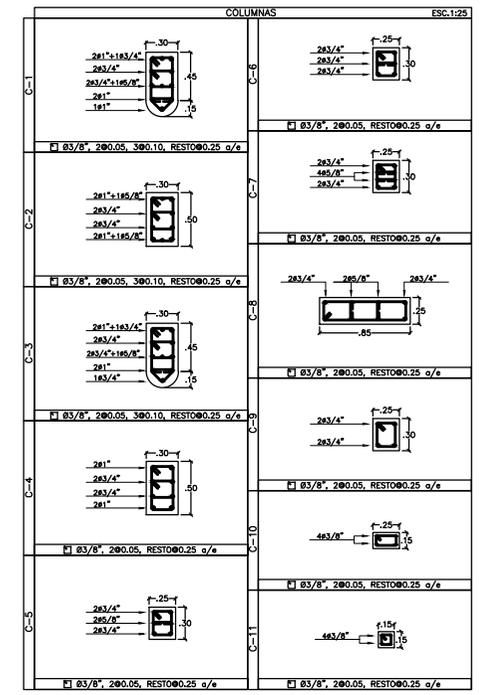
ALIGERADO 1º NIVEL - REFORZADO
Escala: 1/75

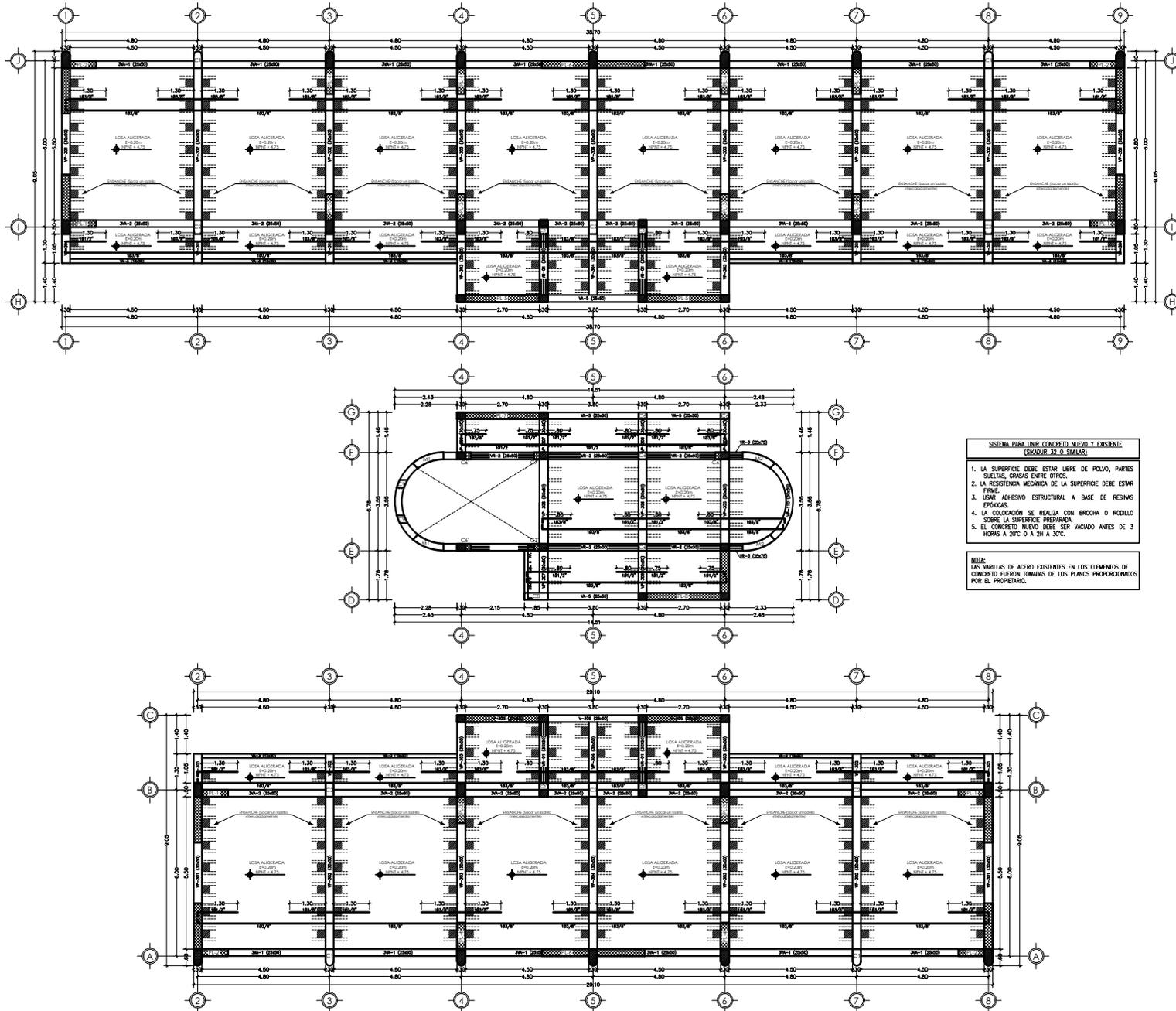


	<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SANTA</p>	<p>PROPUESTA DE REFORZAMIENTO</p>
	<p>TESIS: "DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"</p>	<p>PLANO Nº: ER-5</p>
<p>PLANO: REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS LOSAS Y VIGAS 1º NIVEL</p>		
<p>CAD: CPS</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>	<p>FECHA: FEBRERO 2024</p>



ALIGERADO 2º NIVEL - REFORZADO
Escala: 1/75

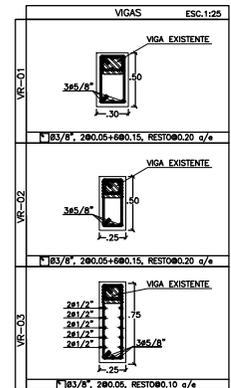
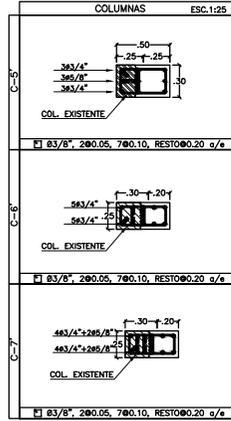




SISTEMA PARA UNIR CONCRETO NUEVO Y EXISTENTE (BRADUR 32 O SIMILAR)

1. LA SUPERFICIE DEBE ESTAR LIBRE DE POLVO, PARTES SUeltas, GRASA ENTRE OTROS.
2. LA RESISTENCIA MECÁNICA DE LA SUPERFICIE DEBE ESTAR FIRME.
3. USAR ADHESIVO ESTRUCTURAL A BASE DE RESINAS EPOXICAS.
4. LA COLOCACIÓN SE REALIZA CON BROCHA O RODILLO SOBRE LA SUPERFICIE PREPARADA.
5. EL CONCRETO NUEVO DEBE SER VACADO ANTES DE 3 HORAS A 200.0 O A 20 A 30%.

NOTA: LAS VARILLAS DE ACERO EXISTENTES EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO FUERA TIEMAS DE LOS PLANOS PROPORCIONADOS POR EL PROPIETARIO.



ANCLAJE QUIMICO DE REFUERZO

1. PEAR CUIDADAMENTE LA SUPERFICIE HORIZONTAL O VERTICAL HASTA DESGARRAR EL ACRESCIDO OJEO.
2. REALIZAR LA PERFORACIÓN CON UN TALADRO ROTO PERFORAR Y LA BROCA ADECUADA DE ACUERDO AL CUADRO ADJUNTO.
3. INTRODUCIR UN SELLO DE CERRAS DE ALAMBRE Y ESCARIFICAR EL INTERIOR PARA ELIMINAR LAS PARTICULAS SUELAS.
4. LIMPIAR EL HUECO CON AIRE A PRESION LIBRE DE ACEITES.
5. PROTEGER EL HUECO CONTRA LA PENETRACION DE AGUA Y OTRAS PARTICULAS CONTAMINANTES.
6. LIMPIAR EL ELEMENTO A ANCLAR HASTA QUE ESTE TOTALMENTE LIBRE DE CONTAMINANTES.
7. APLICAR UNA CANTIDAD ADECUADA DE RESINA EPOXICA TIPO HILTI RE-500 O SIMILAR EN LOS HUECOS CORRESPONDIENTES.
8. INTRODUCIR EL REFUERZO ESPECIFICADO Y ESPERAR EL TIEMPO DE CURADO SEGUN ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL FABRICANTE.
9. LIMPIAR EL SOBORTE SI ES NECESARIO Y ASEGURARSE QUE EL ELEMENTO NO SE MUEVA DURANTE EL TIEMPO DE CURADO RECOMENDADO.

NOTA: PARA LA COLOCACION DEL NUEVO REFUERZO SE UTILIZARA UN DETECTOR DE ARMAZONES DE ACERO PARA EVITAR TALADRAR EN UBICACIONES DONDE SE ENCUENTREN REFUERZOS EXISTENTES. EN CASO DE TALADRAR EN LA UBICACION DE ACERO EXISTENTE, SE DETENDRA LA PERFORACION SE PROCEDERA A RELLENAR EL AGUERO CON MORTERO EPOXICO.

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE

Ø	Longitud (mm.)	Broca
1/2"	200	5/8"
5/8"	200	3/4"
3/4"	400	1"
1"	400	1 1/4"

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.00 CONCRETO SIMPLE
 En el primer nivel, en las zonas de muros nuevos según detalle.
 Sólido (Cemento Tipo M5) : C/M, 1:12
 Falso Piso (Cemento Tipo M5) : C/M, 1:10

2.00 CONCRETO ARMADO:
 Según elementos estructurales se tiene .
 Zapatas (Cemento Tipo M5) : f'c = 280 Kg/cm2
 Columnas Estructurales (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm2
 Vigas (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm2
 Losa Aligerada (Cemento Tipo I) : f'c = 210 Kg/cm2
 Columnetas (Cemento Tipo I) : f'c = 175 Kg/cm2
 Vigas de confinamiento (Cemento Tipo I) : f'c = 175 Kg/cm2

3.00 ACERO DE REFUERZO:
 En todos los elementos, se empleará fierro corrugado C-40 Según planos y detalles

4.00 SOBRECARGAS:
 Autos : 250 Kg/m2
 Circulación : 400 Kg/m2
 Laboratorias : 300 Kg/m2
 Carga Muerta de Acabados : 100 Kg/m2

5.00 CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO:
 Df=1.40m : q_{ult} 80 Kg/cm2

6.00 NORMAS:
 Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)
 American Concrete Institute (ACI)

7.00 RECOMENDACIONES:
 Zapatas : 7.0 cm.
 Elementos de confinamiento : 2.5 cm.
 Columnas estructurales y Pisos : 4.0 cm.
 Vigas estructurales : 4.0 cm.
 Aligerado : 2.5 cm.

8.00 CONCRETO:
 Todo el concreto estructural deberá ser vibrado convenientemente. Para el concreto se deberá tener todas las disposiciones necesarias en cuanto a rigidez y alineamiento de encofrados, colocación precisa de armaduras, proporción óptima de mezcla y uso mínimo de cementación, o fin de obtener elementos de concreto adecuados. Se deberá realizar ensayos previos a fin de establecer la proporción correcta de volúmenes de arena, cemento, agua y arena controlada al tamaño de los agregos, evitando todo tipo de congejeras y fenómenos de exudación.

9.00 CONSIDERACIONES GENERALES
 El proceso constructivo se regirá según lo estipulado en el R.M.E. V/A/1 Instrucción de Proyección. Se respetarán las notas adjuntas en los planos y a falta de detalles se consultará al Proyectista.
 El Acero de las columnas No estructurales acordó de la cimentación proyectada con una longitud de desarrollo de 20cm y fajas no servirán de apoyo a los elementos estructurales horizontales como vigas y losas.
10.00 IMPORTANTE:
 Todo el relleno necesario luego de las excavaciones será con MATERIAL PROPIO, adecuadamente compactado. Para las excavaciones se deberá tener en cuenta los rines geotécnicos y los taludes necesarios según el estado de fundación, respetando los fondos de cimentación.

PLAN DE TRABAJO - PLACAS/COLUMNAS

TRABAJOS PRELIMINARES

1. PREVIAMENTE SE DEBERA PROTEGER LOS PISOS DE LOS AMBIENTES DE LOS Pisos QUE SE HAN PLANIFICADO REFORZAR.
2. SE DEBERA APUNTALAR LOS TECHOS ADYACENTES A LA LOSA A DEMOLER PARA EVITAR DESPLAZAMIENTOS VERTICALES.
3. SE DEBERA TOMAR TODAS LAS PRECAUCIONES DE SEGURIDAD PARA EL PERSONAL ENCARGADO DE ESTA LABOR.
4. SE DEBERA CONSIDERAR ANIMAR UBICADOS EXTERIORMENTE PARA REALIZAR ESTA LABOR.

PROCEDIMIENTO PARA ANCLAJE VERTICAL DE VARILLAS DE COLUMNAS:

1. SE INICIARA REALIZANDO LA PERFORACION DE LAS ZAPATAS PARA CONECTAR LAS VARILLAS DE LAS NUEVAS COLUMNAS CON LA BASE CONSIDERAR DETALLE LO INDICADO EN EL DETALLE AMPLIACION DE COLUMNAS.
2. SE COLOCARÁ LA VARILLA ASEGURANDOLA CON UN EPÓXICO TIPO HILTI SEGUIR ESPECIFICACIONES DEL FABRICANTE.

PROCEDIMIENTO PARA ANCLAJE HORIZONTAL DE COLUMNAS:

1. SE INICIARA REALIZANDO LA PERFORACION DE LAS COLUMNAS EXISTENTES PARA ALDAR UNOS PERROS A LO ALTO DEL HUECO, CONSIDERAR DETALLE LO INDICADO EN EL DETALLE XXX.
2. SE COLOCARÁ LA VARILLA ASEGURANDOLA CON UN EPÓXICO TIPO HILTI SEGUIR ESPECIFICACIONES DEL FABRICANTE.



ALIGERADO 3º NIVEL - REFORZADO
 Escala: 1/75



UNS
UNIVERSIDAD
DEL SANTA

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO

PLANO N°

ER-7

TEMA: "DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE LABORATORIOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA - UNS CON FINES DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL, 2022"

PLANO: REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS LOSAS Y VIGAS 3º NIVEL

CURSO: CPS ESCALA: INDICADA FECHA: FEBRERO 2024