

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL

Y DEL AMBIENTE

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO
SÍSMICO DE BASE”**

TESIS PRESENTADA POR:

**BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
BACH. CÉSAR PAÚL AQUINO BENAVENTE**

Para optar el Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL

Asesor:

Ing. Jorge Rosas Espinoza

**AREQUIPA – PERÚ
2017**

DEDICATORIA

A mi madre Rosario y mi padre Percy.

Por su inmenso cariño y su paciencia.

Joel Krismer Aguilar Pumarimay

A mi madre Erika.

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.

A mi padre César.

Por los ejemplos de perseverancia, constancia y sencillez que lo caracterizan y que me ha infundado siempre, por el valor mostrado para salir adelante y por el cariño que me brinda día a día.

A mis Abuelos.

Por quererme, apoyarme, por el amor de padres q siempre me demostraron ante todo, esto también se lo debo a ustedes.

A mis Hmanas:

Abigail y Fernanda porque aun siendo muy pequeñas son la motivación más grande para seguir creciendo profesionalmente, y sobre todo por el cariño y amor que me brindan.

Cesar Paul Aquino Benavente

AGRADECIMIENTOS

A mis padres.



RESUMEN

En el presente documento de tesis se realiza el diseño estructural de un edificio de ocho niveles y un sótano con la incorporación de aisladores sísmicos, el documento de tesis intenta presentar un enfoque especial en la obtención y la importancia de las propiedades de las unidades de aislación, para poder elegir la unidad o unidades de aislación más adecuadas (optimización) para el sistema de aislación. Así también el documento de tesis realiza una homologación entre el Reglamento Nacional de Edificaciones 2016 y el capítulo 17 del documento “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, basándonos en la premisa del artículo 3.9 de la Norma Técnica E.030.

El procedimiento empleado para obtener las propiedades de las unidades de aislación es el método iterativo, método que progresivamente va calculando aproximaciones a la convergencia con el coeficiente efectivo de amortiguación y el periodo fundamental de la estructura aislada. Con el procedimiento mencionado se espera que los resultados obtenidos sean una solución más aproximada al comportamiento real de las unidades de aislación ante sollicitaciones sísmicas.

Finalmente se presentan los resultados del análisis dinámico-procedimiento modal espectral de la edificación así como también los elementos estructurales del sistema de aislación, la subestructura y la superestructura.

Palabra clave: diseño estructural, aislamiento sísmico, aisladores sísmicos.

ABSTRACT

The following thesis document presents the structural design of an eight-level building and a basement with the incorporation of seismic insulators, the thesis document tries to present a special focus on the obtaining and importance of the attributes of insulation units, In order to choose the most suitable isolation unit (optimization) for the insulation system. Thus, the thesis document also makes a homologation between the National Building Regulations 2016 and chapter 17 of the document "Minimum Design Loads for Building and Other Structures", ASCE / SEI 7-10, based on the premise of article 3.9 of the Standard Technical E.030.

The procedure used to obtain the attributes of the insulation units is the iterative method, a method that progressively calculates approximations to the convergence with the effective damping coefficient and the fundamental period of the isolated structure. With the aforementioned procedure it is expected that the results obtained will be a more approximate solution to the actual behavior of the insulation units to seismic stresses.

Finally, we present the results of the dynamic analysis-modal spectral procedure of the building as well as the structural elements of the insulation system, the substructure and the superstructure.

Keyword: structural design, seismic isolation, seismic isolators.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	2
AGRADECIMIENTOS.....	3
RESUMEN.....	4
ABSTRACT.....	5
ÍNDICE CONTENIDO.....	6
ÍNDICE DE CUADROS.....	13
ÍNDICE DE IMÁGENES.....	16
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO TEÓRICO.....	22
1.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	22
1.2 JUSTIFICACIÓN DEL TEMA.....	22
1.3 MOTIVACIÓN.....	23
1.4 OBJETIVOS.....	24
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	24
1.4.2 OBJETIVO ESPECÍFICOS.....	24
1.5. ALCANCES Y LIMITACIONES.....	24
1.5.1 ALCANCES.....	24
1.5.2 LIMITACIONES.....	24
1.6 METODOLOGÍA USADA PARA LA ELABORACIÓN DE LA TESIS.....	25

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	26
2.1 PROTECCIÓN SÍSMICA CON AISLAMIENTO EN LA BASE	26
2.2 CONCEPTOS BÁSICOS	27
2.3 TIPOS DE SISTEMAS DE AISLAMIENTO.....	29
2.4 RIGIDEZ EFECTIVA Y AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO.....	33
CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO.....	34
3.1 CONCEPTOS GENERALES	34
3.1.1 PELIGRO SÍSMICO PROBABILÍSTICO	34
3.1.2 FUENTES SISMOGÉNICAS	34
3.1.3 LEYES DE ATENUACIÓN	34
3.1.4 BREVE DESCRIPCIÓN DEL SOFTWARE CRISIS 2015 VER.3.2.....	35
3.2 INFORMACIÓN REQUERIDA POR EL SOFTWARE CRISIS 2015 VER.3.2	36
3.2.1 INFORMACIÓN DE LA REGIÓN DE ESTUDIO.....	36
3.2.2 INFORMACIÓN DE LA SISMICIDAD DEL LUGAR	36
3.3 RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO UTILIZANDO EL SOFTWARE CRISIS2015 VER.3.2	37
3.4 ELABORACIÓN DE ESPECTROS.....	39

CAPÍTULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA AISLADA.....	41
4.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	42
4.1.1 UBICACIÓN	44
4.2 REQUERIMIENTOS BÁSICOS	44
4.2.1 MATERIALES	44
4.2.2 CARGAS GRAVITATORIAS.....	45
4.2.3 PARÁMETROS DE LAS NORMATIVA	47
4.2.3.1 CRITERIOS DE DESEMPEÑO	47
4.2.3.2 MOVIMIENTO DEL TERRENO	47
4.2.3.3 ESPECTROS	49
4.2.3.3.1 ESPECTRO PARA EL SISMO DE DISEÑO DBE.....	49
4.2.3.3.2 ESPECTRO PARA EL SISMO MÁXIMO CONSIDERADO MCE.....	50
4.2.3.3.3 GRÁFICO DE ESPECTROS	51
4.2.4 CRITERIO DE DISEÑO ESTRUCTURAL	53
4.2.4.1 BASES DE DISEÑO	53
4.2.4.2 EFECTOS Y CARGAS SÍSMICAS HORIZONTALES	53
4.2.4.3 COMBINACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO PARA LA SUPERESTRUCTURA.....	53
4.2.4.4 COMBINACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE AISLAMIENTO Y LA SUBESTRUCTURA	54
4.2.4.5 COMBINACIÓN DE LAS CARGAS PARA LA ESTABILIDAD DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.....	55
4.3 ANÁLISIS DE LA FUERZA SÍSMICA.....	55
4.3.1 ENFOQUE BÁSICO PARA EL MODELO	55

4.3.2 CONSIDERACIONES DEL MODELAMIENTO DETALLADO	56
4.3.2.1 EXCENTRICIDAD “E”	56
4.3.2.2 EFECTOS P-DELTA	57
4.3.2.3 LEVANTAMIENTO DE LAS UNIDADES DE AISLAMIENTO	58
4.3.2.4 VALORES LÍMITES DE LA RIGIDEZ BILINEAL DE LAS UNIDADES DE AISLAMIENTO	58
4.4 ENFOQUE DE PARTIDA PARA LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....	59
4.4.1 ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	59
4.4.2 MODELO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA CON BASE FIJA	60
4.4.3 PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE.....	61
4.5 DISEÑO PRELIMINAR BASADO EN EL PROCEDIMIENTO ELF.....	63
4.5.1 CÁLCULO DE LOS VALORES DE DISEÑO	63
4.5.1.1 DESPLAZAMIENTOS DE DISEÑO	63
4.5.1.2 RIGIDEZ EFECTIVA MÍNIMA Y MÁXIMA.....	64
4.5.1.3 FUERZAS LATERALES DE DISEÑO.....	66
4.5.1.4 LÍMITES SOBRE EL ANÁLISIS DINÁMICO	67
4.6 DISEÑO BASADO EN ANÁLISIS DINÁMICO-PROCEDIMIENTO MODAL ESPECTRAL.....	68
4.6.1 MODELO ESTRUCTURAL.....	68
4.6.2 UNIDADES DE AISLACIÓN L-RB (LEAD RUBBER BEARINGS).....	71
4.6.2.1 ELECCIÓN DE LOS SOPORTES DE GOMA DE PLOMO.....	71
4.6.2.2 PRESENTACIÓN DE PROPIEDADES Y DIMENSIONES	73

4.6.2.3 FUERZAS SÍSMICAS Y DESPLAZAMIENTOS DE DISEÑO PARA LAS UNIDADES DEL AISLADOR	77
4.6.2.4 EVALUACIÓN DE LAS UNIDADES DE AISLACIÓN	77
4.6.2.5 MODELAMIENTO, DEFINICIÓN Y ASIGNACIÓN DE PROPIEDADES A LAS UNIDADES DE AISLACIÓN	81
4.6.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO-PROCEDIMIENTO MODAL ESPECTRAL	82
4.6.3.1 MODOS DE VIBRACIÓN	82
4.6.3.2 FUERZA CORTANTE BASAL	85
4.6.3.3 DESPLAZAMIENTO	90
4.6.3.4 DERIVAS DE ENTRE PISO	94
4.6.4 CÁLCULO DE ESTABILIDAD EN LOS AISLADORES ELASTOMÉRICOS	95
4.6.4.1 ESTABILIDAD POR CARGA VERTICAL	95
4.6.4.1.1 CARGA MÁXIMA QUE SOPORTA EL AISLADOR.....	96
 CAPÍTULO V: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	 97
 5.1 FUNDAMENTOS DEL DISEÑO.....	 97
5.2 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA SUPERESTRUCTURA	99
5.2.1 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	99
5.2.1.1 DISEÑO DEL ALIGERADO 1.....	102
5.2.1.2 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS UNIDIRECCIONALES.....	108
5.2.1.2.1 DISEÑO DE LOSA MACIZA	109
5.2.2 DISEÑO DE VIGAS	113
5.2.2.1 PROCEDIMIENTO DISEÑO DE VIGA.....	118

5.2.2.2 DISEÑO DE LA VIGA DEL EJE – 2 (V-101)	127
5.2.3 DISEÑO DE COLUMNA	139
5.2.3.1 DISEÑO DE LA COLUMNA C-1 DEL PRIMER NIVEL	147
5.2.4 DISEÑO DE MUROS DE CORTE.....	160
5.2.4.1 DISEÑO DE LA PLACA P-1A (CAJA DE ASCENSOR).....	164
5.3 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA SUBESTRUCTURA.	168
5.3.1 DISEÑO DE VIGA	168
5.3.1.1 DISEÑO DE LA VIGA DEL EJE – 4 (V-001)	168
5.3.2 DISEÑO DE LA COLUMNA C-1S	174
5.3.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	184
5.3.4 DISEÑO DE LA ZAPATA (Z-1).....	187
5.3.5 DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN	193
5.3.5.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA EL MURO DE CONTENCIÓN ...	194
5.3.6 DISEÑO LOSA DE CIMENTACIÓN	208
5.3.6.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA LA LOSA DE CIMENTACIÓN ...	209
 CAPÍTULO VI: PROPUESTA ESTRUCTURAL FINAL	 222
6.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	222
6.2 SEPARACIÓN DEL EDIFICIO AISLADO	226
6.3 DETALLE TÍPICO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN	 228

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	230
CONCLUSIONES.....	230
RECOMENDACIONES	232
BIBLIOGRAFÍA	233
ANEXOS.....	235



ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro N° 3.4: Cálculo de peligro sísmico para una probabilidad de 2% de ser excedida en 50 años, $R=1$	39
Cuadro N° 4.2.3.3.1: Cálculo de peligro sísmico para una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, $R=2$	49
Cuadro N° 4.2.3.3.2: Cálculo de peligro sísmico para una probabilidad de 2% de ser excedida en 50 años, $R=1$	50
Cuadro N° 4.6.1: Vistas en planta de la edificación Hotel y vista tridimensional del sistema de aislación.	70
Cuadro N° 4.6.2.2-A: Detalle característico de la unidad de aislación LRB.	73
Cuadro N° 4.6.2.2-B: Presentación de propiedades y dimensiones de las unidades de aislación LL065G4-A, LL070G4-C, LL075G4-A.	75
Cuadro N° 4.6.2.2-C: Presentación de propiedades y dimensiones de la unidad de aislación LL080G4-H.	76
Cuadro N° 4.6.2.4-A: Propiedades a compresión y deformación al corte de las unidades de aislación.	80
Cuadro N° 4.6.2.4-B: Parámetros a utilizar en el programa de cómputo.	81
Cuadro N° 4.6.3.1-A: Pantalla de visualización de Modal Participating Mass Ratios en la superestructura para DBE.	82
Cuadro N° 4.6.3.1-B: Pantalla de visualización de Modal Participating Mass Ratios en la estructura completa para DBE.	83
Cuadro N° 4.6.3.1-C: Pantalla de visualización de Modal Participating Mass Ratios en la superestructura para MCE.	84
Cuadro N° 4.6.3.1-D: Pantalla de visualización de Modal Participating Mass Ratios en la estructura completa para MCE.	95
Cuadro N° 4.6.4.1.1: Carga máxima que soporta el aislador.	96
Cuadro N° 5.1: Factores de reducción de resistencia.	98
Cuadro N° 5.2: Metrado de cargas del aligerado.	102
Cuadro N° 5.3: Metrado de cargas de losa maciza.	109
Cuadro N° 5.4: Cálculo del acero requerido de la viga del eje-2 (V-101).	128
Cuadro N° 5.5: Cálculo del acero requerido de la viga del eje-2 (V-101).	128

Cuadro N° 5.6: Diseño por flexión para la Viga del Eje 2 (Tramos A-H).....	129
Cuadro N° 5.7: Diseño por Cortante para la Viga del Eje 2 (Tramos A-H).	132
Cuadro N° 5.8-A: Momentos actuantes de la sección (C-1) en la dirección “X”..	147
Cuadro N° 5.8-B: Cálculos de momentos máximo y mínimo de la sección (C-1) en la dirección “X”	147
Cuadro N° 5.9-A: Momentos Actuantes de la sección (C-1) en la dirección “Y”.	148
Cuadro N° 5.9-B: Momentos de la sección (C-1) en la dirección Y.	148
Cuadro N° 5.10: Cargas del análisis estructural de la sección (C-1) en la dirección “X”.	150
Cuadro N° 5.11: Momentos y cargas amplificadas de la sección (C-1) en la dirección “X”.	150
Cuadro N° 5.12: Cargas del análisis estructural de la sección (C-1) en la dirección “Y”.	151
Cuadro N° 5.13: Momentos y cargas amplificadas de la sección (C-1) en la dirección “Y”.	151
Cuadro N° 5.14: Momentos y cargas de diseño de la sección (C-1).	151
Cuadro N° 5.15: Determinación de fuerzas y momentos para cada capa de acero longitudinal, para falla frágil.....	154
Cuadro N° 5.16: Determinación de fuerzas y momentos para cada capa de acero longitudinal, para falla dúctil.	155
Cuadro N° 5.17: Resistencia de diseño para la columna bajo la acción de momento únicamente en la dirección “X” e “Y”.	157
Cuadro N° 5.18: Cálculo del acero longitudinal requerido para la sección (V-001).	169
Cuadro N° 5.19-A: Diseño por flexión para la viga (V-001) del eje 4 (Tramos A-H).	169
Cuadro N° 5.19-B: Diseño por flexión para la viga (V-001) del eje 4 (Tramos A-H).	170
Cuadro N° 5.20-A: Diseño por cortante para la viga del eje 4 (Tramos A-D).	172
Cuadro N° 5.20-B: Diseño por cortante para la viga del eje 4 (Tramos D-H).....	173
Cuadro N° 5.21: Cargas del análisis estructural de la sección (C-1S) en la dirección “X”.	174

Cuadro N° 5.22: Momentos y cargas amplificadas de la sección (C-1S) en la dirección “X”.	174
Cuadro N° 5.23: Cargas del análisis estructural de la sección (C-1S) en la dirección “Y”.	175
Cuadro N° 5.24: Momentos y cargas amplificadas de la sección (C-1S) en la dirección “Y”.	175
Cuadro N° 5.25: Momentos y cargas de diseño de la sección (C-1S).	175
Cuadro N° 5.26: Determinación de fuerzas y momentos para cada capa de acero longitudinal, para falla frágil.	178
Cuadro N° 5.27: Determinación de fuerzas y momentos para cada capa de acero longitudinal, para falla dúctil.	179
Cuadro N° 5.28: Resistencia de diseño para la columna bajo la acción de momento únicamente en la dirección “X” e “Y”.	181
Cuadro N° 5.29-A: Determinación de presiones del suelo para caso estático.	188
Cuadro N° 5.29-B: Determinación de presiones del suelo para caso sísmico.	189
Cuadro N° 5.30: Cálculo del área de acero requerido por la pantalla del muro de Contención.	198
Cuadro N° 5.31: Cálculo del área de acero vertical requerido por la pantalla del muro de Contención.	200
Cuadro N° 5.32: Cálculo del área de acero requerido en la dirección “X” de la zapata del muro de Contención.	204
Cuadro N° 5.33: Cálculo del área de acero requerido en la dirección “Y” de la zapata del muro de Contención.	206
Cuadro N° 5.34: Cálculo del área de acero requerido en la dirección “X” de la losa de cimentación (zona A y C).	213
Cuadro N° 5.35: Cálculo del área de acero requerido en la dirección “X” de la losa de cimentación (zona B).	214
Cuadro N° 5.36: Cálculo del área de acero requerido en la dirección “Y” de la losa de cimentación (zona A y C).	218
Cuadro N° 5.37: Cálculo del área de acero requerido en la dirección “Y” de la losa de cimentación (zona B).	220

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen N° 2.2-A: Comportamiento esquemático de (a) una estructura aislada y (b) una estructura convencional.	28
Imagen N° 2.2-B: Posibles ubicaciones de dispositivos de aislamiento en edificios aislados en la base. (a) Parte inferior de las columnas del sótano, (b) parte superior de las columnas del sótano, (c) parte inferior de las columnas del primer piso, y (d) parte superior de las columnas del primer piso.	28
Imagen N° 2.3: Terminología del sistema de aislamiento.....	31
Imagen N° 2.4: Rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo.	33
Imagen N° 3.3-A: Pantalla de visualización del Mapa Peligro Sísmico para una probabilidad de 2% de ser excedida en 50 años.	38
Imagen N° 3.3-B: Pantalla de visualización de Tasas de Excedencia para una probabilidad de 2% de ser excedida en 50 años.	38
Imagen N° 3.4: Gráfico de espectro obtenido a partir del cálculo de peligro sísmico. ...	40
Imagen N° 4.1-A Vista tridimensional de la arquitectura de la edificación Hotel.....	42
Imagen N° 4.1-B: Vista frontal de la arquitectura de la edificación Hotel.	43
Imagen N° 4.1-C: Vista lateral de la arquitectura de la edificación Hotel.	43
Imagen N° 4.1.1: Ubicación del terreno.	44
Imagen N° 4.2.2: Cargas verticales (unidad kN) sobre las unidades de aislación.	46
Imagen N° 4.2.3.3-A: Espectro DBE y MCE, empleados para el diseño basado en Análisis Dinámico-Procedimiento Modal Espectral.	51
Imagen N° 4.2.3.3-B: Comparación de espectros.	52
Imagen N° 4.3.2.2: Momentos debido a los efectos de la cortante horizontal y P-delta.....	57
Imagen N° 4.2.2: Pantalla de visualización de la vista de planta típica de la superestructura (izquierda) y del modelo tridimensional de la superestructura (derecha).	60
Imagen N° 4.4.3 Vista frontal de la edificación Hotel (edificación con la incorporación del sistema de aislación).	62
Imagen N° 4.6.1-A: Pantalla de visualización del Sistema de Aislación (izquierda) y del modelo tridimensional de la Superestructura (derecha).	69

Imagen N° 4.6.1-B: Pantalla de visualización de la vista lateral (izquierda) y del modelo tridimensional de la estructura completa (derecha).....	69
Imagen N° 4.6.2.1-A: Aislador elastomérico con núcleo de plomo empleado en el análisis dinámico.	72
Imagen N° 4.6.2.1-B: Aislador elastomérico con núcleo de plomo.....	72
Imagen N° 4.6.2.4: Diagrama de flujo de evaluación de las unidades de aislación.....	79
Imagen N° 4.6.3.2-A: Pantalla de visualización de la fuerza cortante en la dirección “X” en la estructura completa para el DBE.	86
Imagen N° 4.6.3.2-B: Pantalla de visualización de la fuerza cortante en la dirección “Y” en la estructura completa para el DBE.	87
Imagen N° 4.6.3.2-C: Pantalla de visualización de la fuerza cortante en la dirección “X” en la estructura completa para el MCE.....	88
Imagen N° 4.6.3.2-D: Pantalla de visualización de la fuerza cortante en la dirección “Y” en la estructura completa para el MCE.....	89
Imagen N° 4.6.3.3-A: Pantalla de visualización del máximo desplazamiento por piso en la dirección “X” en la estructura completa para el DBE.	90
Imagen N° 4.6.3.3-B: Pantalla de visualización del máximo desplazamiento por piso en la dirección “Y” en la estructura completa para el DBE.	91
Imagen N° 4.6.3.3-C: Pantalla de visualización del máximo desplazamiento por piso en la dirección “X” en la estructura completa para el MCE.	92
Imagen N° 4.6.3.3-D: Pantalla de visualización del máximo desplazamiento por piso en la dirección “Y” en la estructura completa para el MCE.	93
Imagen N° 4.6.3.4-A: Derivas de entre pisos en la dirección “X” y “Y” en la estructura completa para el DBE.....	94
Imagen N° 4.6.3.4-B: Derivas de entre pisos en la dirección “X” y “Y” en la estructura completa para el MCE.	95
Imagen N° 5.1: Sección de losa Aligerada.	100
Imagen N° 5.2: Ensanche de Viguetas.	101
Imagen N° 5.3-A: Diagrama de cargas últimas distribuidas.	103
Imagen N° 5.3-B: Diagrama de alternancia de cargas.	104

Imagen N° 5.4: Diagrama de momentos a la cara de apoyo (Envolvente).....	105
Imagen N° 5.5: Diagrama de cortantes a una distancia “d” de la cara de apoyo.	105
Imagen N° 5.6-A: Diagrama de vigueta (Ensanche).	106
Imagen N° 5.6-B: Sección de Losa Aligerada $h=0.25m$	107
Imagen N° 5.7: Sección de Losa Maciza.....	108
Imagen N° 5.8-A: Diagrama de cargas últimas distribuidas.	109
Imagen N° 5.8-B: Diagrama de alternancia de cargas.	110
Imagen N° 5.9: Diagrama de Momentos a la cara de apoyo (Envolvente).	111
Imagen N° 5.10-A: Diagrama de cortantes a una distancia “d” de la cara de apoyo. ...	112
Imagen N° 5.10-B: Sección de Losa Maciza $h=0.20m$	112
Imagen N° 5.11: Corte de Varilla Longitudinal sometida a flexión.....	115
Imagen N° 5.12: Área efectiva del concreto en tracción.	125
Imagen N° 5.13: Diagrama de momentos de la viga del eje-2 (V-101).	127
Imagen N° 5.14-A: Diagrama de cortantes a una distancia “d” de la cara de Apoyo. ...	129
Imagen N° 5.14-B: Cortes Transversales de la Viga V-101.	138
Imagen N° 5.15: Diagrama de deformaciones.	140
Imagen N° 5.16: Diagrama de interacción de una columna.	141
Imagen N° 5.17: Disposición del refuerzo transversal ante solicitaciones sísmicas.	143
Imagen N° 5.18: Distribución del acero longitudinal.....	152
Imagen N° 5.19: Diagrama de interacción para la dirección “X” e “Y” de la sección (C-1).	156
Imagen N° 5.20: Diseño final de la sección (C-1).....	159
Imagen N° 5.21-A: Diagrama de interacción de (P-1A) en la dirección “X”.	164
Imagen N° 5.21-B: Diagrama de interacción de (P-1A) en la dirección “Y”.	165
Imagen N° 5.22: Diseño final muro de corte P-1A.	167
Imagen N° 5.23: Diagrama de momentos de la sección (V-001).....	168
Imagen N° 5.24: Diagrama de cortante de la sección (V-001).....	170
Imagen N° 5.25: Corte Transversal de la Viga V-001.	173
Imagen N° 5.26: Distribución del acero longitudinal.....	176

Imagen N° 5.27: Diagrama de interacción para la dirección “X” e “Y” de la sección (C-1S).	180
Imagen N° 5.28: Diseño final de la sección (C-1S).	183
Imagen N° 5.29: Diagramas de esfuerzo del suelo en función a la excentricidad de la carga.	186
Imagen N° 5.30: Diagramas de presiones actuantes últimas de la zapata (Z-1).	189
Imagen N° 5.31-A: Diseño final sección en planta (Z-1).	192
Imagen N° 5.31-B: Diseño final sección en elevación (Z-1).	192
Imagen N° 5.32: Dimensionamiento de la pantalla cimentación del muro de contención.	193
Imagen N° 5.33 Distancia de presiones laterales actuantes en el muro de contención.	194
Imagen N° 5.34-A: Visualización del modelo tridimensional de la subestructura.	195
Imagen N° 5.34-B: Visualización de la vista lateral del modelo del muro de contención.	195
Imagen N° 5.35: Visualización de momentos en la vista lateral del modelo del muro de contención.	196
Imagen N° 5.36: Pantalla de visualización de la deformación del muro de contención.	196
Imagen N° 5.37-A: Pantalla de visualización de diagrama de momento en el eje vertical.	197
Imagen N° 5.37-B: Pantalla de visualización de diagrama de momento en el eje vertical.	197
Imagen N° 5.38-A: Pantalla de visualización de diagrama de momento en el eje vertical.	199
Imagen N° 5.38-B: Interpretación de diagrama de momentos en el eje vertical.	199
Imagen N° 5.39: Pantalla de visualización tridimensional del tramo crítico del muro de contención.	202
Imagen N° 5.40-A: Pantalla de visualización de diagrama de momentos en la dirección “X” de la zapata del muro de contención.	203
Imagen N° 5.40-B: Interpretación de diagrama de momentos en la dirección “X” de la zapata del muro de contención.	203

Imagen N° 5.41-A: Pantalla de visualización de diagrama de momentos en la dirección “Y” de la zapata del muro de contención.	205
Imagen N° 5.41-B: Interpretación de diagrama de momentos en la dirección “Y” de la zapata del muro de contención.	205
Imagen N° 5.42: Diseño final de muro de contención.	207
Imagen N° 5.43: Pantalla de visualización del modelo de la losa de cimentación.	209
Imagen N° 5.44-A: Cargas y momentos transmitidos a las columnas (C-1S) que soportara la losa de cimentación, de carga muerta (Pd) y de carga viva (PI).....	209
Imagen N° 5.44-B: Cargas y momentos transmitidos a las columnas (C-1S) que soportara la losa de cimentación, de carga sísmica “X” (P _{sx}) y de carga sísmica “Y” (P _{sy}).	210
Imagen N° 5.45: Pantalla de visualización de diagrama de momentos en la dirección “X” de la losa de cimentación.....	211
Imagen N° 5.46: Zonas de la platea de cimentación en la dirección “X”.	211
Imagen N° 5.47: Interpretación diagrama de momentos de la zona A y zona C.....	212
Imagen N° 5.48: Interpretación diagrama de momentos de la zona B.	214
Imagen N° 5.49: Pantalla de visualización de diagrama de momentos en la dirección	215
Imagen N° 5.50: Zonas de la platea de cimentación en la dirección “Y”.	216
Imagen N° 5.51: Interpretación diagrama de momentos de la zona A y zona C.....	216
Imagen N° 5.52: Interpretación diagrama de momentos de la zona B.	219
Imagen N° 5.53: Diseño final de la losa de cimentación.	221
Imagen N° 6.1-A: Vista tridimensional de la edificación Hotel (Edificación con la incorporación del sistema de aislación).....	223
Imagen N° 6.1-B: Vista tridimensional del sistema de vigas en la parte superior del sótano y la plataforma base del primer nivel de la edificación Hotel (Edificación con la incorporación del sistema de aislación).....	224
Imagen N° 6.2-A: Vista frontal de la edificación hotel (Edificación con la incorporación del sistema de aislación).	226
Imagen N° 6.2-B: Vista lateral de la edificación hotel (Edificación con la incorporación del sistema de aislación).	227

Imagen N° 6.3-A: Vista tridimensional entre la conexión del cubo rectangular de concreto armado y el aislador.....228

Imagen N° 6.3-B: Vista frontal de la distribución de acero en la interfaz perimétrica. (Interfaz entre el sótano y el primer nivel).229

Imagen N° 6.3-C: Vista frontal de la distribución de acero en la interfaz central. (Interfaz entre el sótano y el primer nivel).229



CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO TEÓRICO

1.1 Formulación del Problema

“El Perú es un país sísmico y por ende, toda estructura debe ser diseñada para resistir este tipo de solicitaciones. El objetivo de la ingeniería sismorresistente es la protección de la vida y así, su evolución sólo puede tender a la mejora del comportamiento sísmico de las edificaciones para reducir el riesgo de colapso. Por otro lado, se debe asegurar el funcionamiento de aquellas edificaciones vitales en caso de una emergencia, cambiando el objetivo de diseño para mantener la operatividad de este tipo de estructuras.” (Korswagen, Arias y Huaranga, 2012 p. 01)

1.2 Justificación del Tema

“Si bien se han obtenido buenos resultados en los comportamientos de los edificios, durante la última década el concepto de aislación sísmica ha comenzado a ser considerado seriamente como una alternativa en el diseño sismorresistente de estructuras, especialmente en aquellos casos en que se busca un mejor desempeño sísmico para las estructuras y sus contenidos. En este presente documento de tesis se pretende otorgar una visión general del comportamiento de las estructuras sísmicamente aisladas y su real aplicación en edificios. Para ello se consideró el análisis dinámico modal espectral de un edificio apórticado con aislamiento sísmico, evaluando cómo las propiedades del aislador y de la estructura interactúan entre sí. Durante el proceso también se estudia la influencia que los parámetros de respuesta de la estructura, definidas por corte basal, aceleración absoluta en el piso superior y desplazamiento relativo de la base con respecto al terreno, influyen en la elección de las características que debe poseer el aislador.” (Patricio Quintana M, 2011 p.03)

En consecuencia, para mejorar el comportamiento de ciertas edificaciones e incluso poder diseñar a fin de evitar cualquier daño a la estructura y sus contenidos, conviene considerar un sistema de aislamiento que modifique las características dinámicas de la estructura. Este documento de tesis ve por conveniente el uso de nuevas tecnologías sismorresistentes como son los aisladores sísmicos.

El mercado de sistemas de aisladores sísmicos está fuertemente impulsado por la normativa sísmica peruana, que establece que los hospitales ubicados en las zonas más sísmicas – llámese costa y sierra- necesariamente tienen que llevar estos sistemas. Eso ha impulsado mucho que se ejecuten proyectos de ese tipo. Y eso también ha incidido mucho en el sector privado, porque ven en esta norma el interés por la seguridad no sólo del edificio, sino del contenido del edificio. Vale decir, cero pérdida de operación, y obviamente no hay costos por reparación ni por pérdida de algún equipamiento importante.

1.3 Motivación

Una de las principales motivaciones radica en el gusto por el empleo de nuevas tecnologías sismorresistentes, con la intención de mostrar una nueva técnica por la cual una estructura es protegida de los efectos dañinos de los terremotos.

Es de personal motivación de este documento de tesis abarcar áreas poco desarrolladas en nuestro país, que proporcionen soluciones y nuevas perspectivas a la sociedad, dando una mejor comprensión sobre posibles soluciones.

Responder profesionalmente a las responsabilidades y desafíos sísmicos a los cuales nuestra región se encuentra sometida.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Diseñar la edificación de 8 niveles y un sótano, con el empleo de aisladores sísmicos (aisladores elastoméricos LRB), bajo el criterio del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) 2016.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Identificar los requisitos de diseño sísmico para estructuras aisladas sísmicamente en medida que pueden adoptarse y aplicarse del documento “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10.
- Realizar el análisis sísmico de la edificación y evaluar el sistema de aislamiento sísmico en la base.
- Realizar el diseño de los diferentes elementos estructurales.

1.5 Alcances y Limitaciones

1.5.1 Alcances

El alcance a desarrollar de esta tesis será de carácter académico, el desarrollo del presente documento de tesis se centrará al diseño de un edificio con aislamiento sísmico de base.

1.5.2 Limitaciones

Insuficiente reglamentación, en la Norma Técnica E.030, en el artículo 3.9 Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía, solo se limita a permitir el uso de estos sistemas, siempre y cuando se cumplan las disposiciones de esta norma (mínima fuerza cortante en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible), y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.

La premisa del artículo 3.9 de dicha norma deja un espacio muy amplio y vacío para la correcta reglamentación del uso de sistemas de aislamiento sísmico en nuestro país.

1.6 Metodología usada para la elaboración de la Tesis

La tesis está organizada de la siguiente manera:

En el capítulo I se presenta la formulación del problema y su justificación, así como la motivación por desarrollar este documento de tesis, también se fija los objetivos, alcances y limitaciones en este tema.

En el capítulo II se describen los conceptos básicos de los aisladores y sistemas de aislación, así como también su perspectiva histórica.

En el capítulo III se presenta un breve resumen sobre la realización del análisis de peligro sísmico.

En el capítulo IV se describe los requerimientos básicos, criterios de diseño, diseño preliminar y el diseño basado en el análisis dinámico-procedimiento modal espectral; este capítulo incluye el desarrollo del sistema estructural total.

En el capítulo V se presenta el análisis y diseño de los elementos estructurales tanto de la superestructura como de la subestructura.

En el capítulo VI finalmente se realiza la descripción de la edificación Hotel con la incorporación del sistema de aislamiento, así como también una breve descripción del detalle de la interfaz de la subestructura y superestructura.

Después del desarrollo de estos capítulos se procede a presentar las conclusiones y recomendación en correlación a los objetivos de este documento de tesis.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Protección Sísmica con Aislamiento en la Base

En respuesta al constante reto de encontrar nuevos y mejores medios de proyectar estructuras nuevas y existentes, en contra de los efectos devastadores de los terremotos, un número de sistemas y dispositivos innovadores han sido sugeridos en las pasadas décadas. Entre estos sistemas innovadores, el aislamiento en la base ha sido implementado en un gran número de edificios, puentes, plantas de energía nuclear, y otras estructuras, y parece, de este modo, que ha tenido una amplia aceptación. En consecuencia, esta aceptabilidad ha hecho del aislamiento en la base un sistema estructural viable en la caja de herramientas de un ingeniero estructural.

El aislamiento sísmico desacopla la estructura de los movimientos del terreno inducidos por terremotos que podrían causar daños a la estructura. Esto se consigue mediante el uso de una serie de dispositivos antisísmicos llamados aisladores, que se colocan de manera estratégica en la estructura permitiendo que actúen adecuadamente durante un terremoto.

Los aisladores sísmicos proporcionan suficiente flexibilidad a la estructura para garantizar que el periodo natural de ésta difiera del periodo natural del terremoto en la mayor medida posible. Esto evita la aparición de resonancia, que podría conducir a daños severos o incluso al colapso de la estructura.

Un sistema efectivo de aislamiento sísmico debe presentar las siguientes funciones principales:

- Rendimiento óptimo bajo cargas de servicio, verticales y horizontales, siendo tan eficaz como un apoyo estructural convencional.
- Proporcionar la suficiente flexibilidad horizontal para alcanzar el periodo natural deseado para la estructura aislada.
- Capacidad de recentrado después de la ocurrencia de un gran terremoto para que ningún desplazamiento residual pueda alterar la capacidad de servicio de la estructura.

- Proporcionar un nivel de disipación de energía adecuado con el fin de controlar los desplazamientos que podrían dañar otros elementos estructurales.

2.2 Conceptos Básicos

El aislamiento en la base es una técnica por la cual una estructura es protegida de los efectos dañinos de los terremotos instalando en la base de la estructura ya sea elementos flexibles que alargan el periodo natural fundamental de la estructura hasta un valor que es suficientemente lejos de los periodos dominantes de los sismos esperados, o por elementos que se deslizan bajo cargas laterales cuando estas cargas laterales exceden un nivel predeterminado. De esta forma, las deformaciones inducidas por un sismo ocurren al nivel de estos elementos flexibles o deslizantes mientras que la estructura se mueve esencialmente como un cuerpo rígido (ver imagen N° 2.2-A). En principio, de este modo, la estructura misma es mínimamente afectada por los movimientos en su base.

En la práctica, un sistema de aislamiento en la base requiere elementos más flexibles o más deslizables. En general, requiere:

1. Un elemento flexible que incremente el periodo natural de la estructura o un elemento deslizante que prevenga la transmisión de fuerzas sísmicas a la estructura sobre un cierto nivel.
2. Un amortiguador o un mecanismo de disipación de energía que reduzca la deflexión de los elementos flexibles o deslizantes hasta un nivel práctico.
3. Un mecanismo que proporcione al edificio con la rigidez necesaria para prevenir los desplazamientos y vibraciones bajo cargas que ocurren frecuentemente tales como el viento o sismos menores.

La ubicación del plano de aislación es seleccionada basada en las restricciones del sitio, tipo de estructura, costos de construcción, y otros factores relacionados. La imagen N° 2.2-B muestra posibles ubicaciones de este plano de aislación para edificios con y sin sótanos. Algunas ventajas y desventajas están asociadas con cada una de estas ubicaciones, relacionadas tanto a los costos añadidos de construcción como a los detalles especiales requeridos para permitir el movimiento diferencial de los componentes no estructurales tales como escaleras líneas de tuberías atravesando el plano de

aislamiento. Independientemente de donde está ubicado el plano de aislamiento, los dispositivos de aislamiento están siempre ubicados donde puedan ser fácilmente inspeccionados y reemplazados. También, es preferible incluir un diafragma rígido sobre o por debajo de estos dispositivos para distribuir las cargas laterales uniformemente a cada uno de ellos.

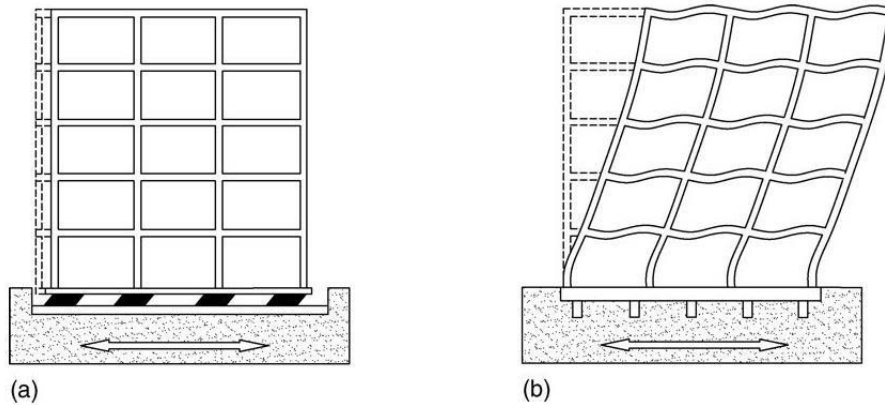


Imagen N° 2.2-A: Comportamiento esquemático de (a) una estructura aislada y (b) una estructura convencional.

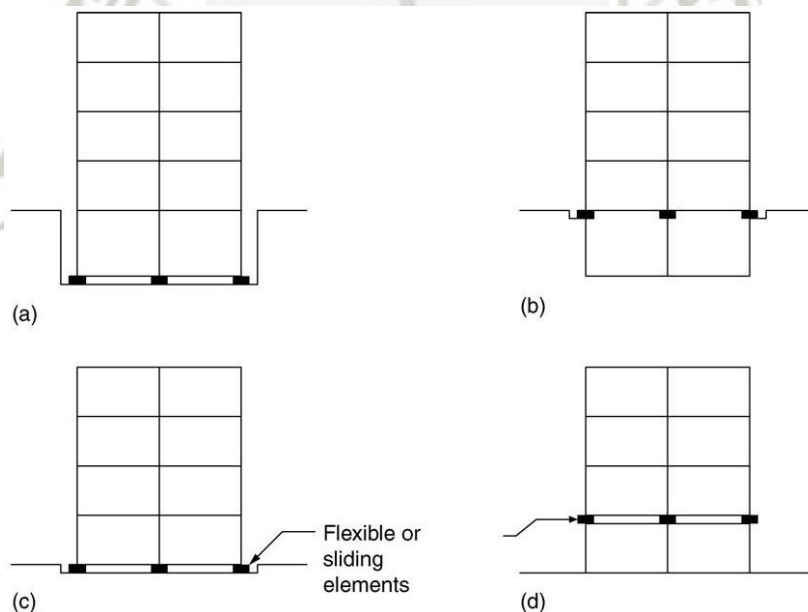


Imagen N° 2.2-B: Posibles ubicaciones de dispositivos de aislamiento en edificios aislados en la base. (a) Parte inferior de las columnas del sótano, (b) parte superior de las columnas del sótano, (c) parte inferior de las columnas del primer piso, y (d) parte superior de las columnas del primer piso.

El aislamiento sísmico puede utilizarse no sólo en estructuras de edificios sino también en estructuras para puentes, donde se involucre la separación de la superestructura de la subestructura desde la subestructura al nivel del cabezal del pilar. Para una construcción nueva, un sistema de aislamiento sísmico reduce sustancialmente las fuerzas en las columnas, elimina la necesidad de detallado dúctil.

Función del aislador

El caucho en el aislador actúa como un resorte. Horizontalmente son muy flexibles pero verticalmente muy rígidos. La alta rigidez vertical se consigue gracias a las capas delgadas de caucho reforzadas con placas de acero. Estas dos características permiten que el aislador se mueva lateralmente con una rigidez relativamente baja, aun teniendo una carga axial significativa debido a su elevada rigidez vertical. El núcleo de plomo proporciona amortiguamiento, deformándose plásticamente cuando el aislador se mueve lateralmente en un terremoto.

Beneficios

- Transferencia combinada tanto de cargas de servicio como cargas sísmicas, reduciendo así el espacio requerido por los dispositivos.
- Solución efectiva para una amplia gama de tipos de estructuras.
- Eficaz solución para el re-equipamiento o mejora de estructuras existentes.
- Su capacidad de recentrado después de un evento sísmico permite mantener la funcionalidad de la estructura.
- Tecnología probada y fiable con varias décadas de trayectoria en muy diversas aplicaciones a nivel mundial.

2.3 Tipos de Sistemas de Aislamiento

Los requerimientos de las disposiciones son intencionalmente amplios, acomodando todos los tipos de sistemas de aislación aceptables. Para ser aceptable, las disposiciones requieren que el sistema de aislación:

1. Se mantenga estable para desplazamientos sísmicos máximos.

2. Proporcione aumento de resistencia con el aumento de desplazamiento.
3. Tenga limitada degradación bajo ciclos repetidos de carga sísmica.
4. Tenga propiedades ingenieriles bien establecidas y repetibles (rigidez y amortiguamiento efectivos).

Las disposiciones reconocen que las propiedades ingenieriles de un sistema de aislación, tales como la rigidez y el amortiguamiento efectivos, pueden cambiar durante repetidos ciclos de respuesta sísmica (o de lo contrario tenga un rango de valores). Tales cambios o variabilidad de los parámetros de diseño son aceptables siempre que el diseño esté basado en análisis que conservadoramente limiten el rango de valores posibles de los parámetros de diseño.

Los primeros sistemas de aislación sísmica usados en los edificios en los Estados Unidos estuvieron compuestos de asientos de apoyo elastoméricos que tuvieron ya sea un compuesto de goma de amortiguamiento elevado o un núcleo de plomo para proporcionar amortiguamiento a los modos aislados de vibración. Otros tipos de sistemas de aislación ahora incluyen sistemas deslizantes, tales como el sistema de péndulo de fricción (FPS), o alguna combinación de aisladores elastoméricos y deslizantes. Algunas aplicaciones en sitios con sacudimientos sísmicos muy fuertes usan amortiguadores suplementarios tipo fluido viscoso en paralelo con cualquier aislador deslizante o elastomérico para controlar el desplazamiento. Mientras que generalmente aplicable a todos los tipos de sistemas, ciertos requerimientos de las disposiciones (en particular, criterios de ensayos de prototipos) fueron desarrollados principalmente para sistemas aislados con asientos de apoyo elastoméricos.

El sistema de aislación típicamente proporciona sólo aislamiento horizontal y son rígidos o semi-rígidos en la dirección vertical. Una rara excepción a esta regla es el aislamiento total (horizontal y vertical) de un edificio al sur de California aislado por grandes resortes helicoidales embobinados y amortiguadores viscosos. Mientras que los conceptos básicos de las disposiciones pueden extenderse a los sistemas totalmente aislados, los requerimientos son sólo para sistemas aislados horizontalmente. El diseño de un sistema de aislamiento total requiere análisis especiales que explícitamente incluyen el sacudimiento vertical del terreno y el potencial de la respuesta por volteo.

El aislamiento sísmico es referido comúnmente como aislación en la base ya que la ubicación más común del sistema de aislación está en o cerca de la base de la estructura. Las disposiciones no restringen el plano de aislación a la base de la estructura pero requiere que la cimentación y otros elementos estructurales por debajo del sistema de aislación sean diseñados para fuerzas sísmicas no reducidas ($RI=1.0$).

Los requerimientos de diseño de las disposiciones distinguen entre los elementos estructurales que son ya sea componentes del sistema de aislamiento o parte de la estructura por debajo del sistema de aislamiento (por ejemplo, la cimentación) o sean elementos de la estructura por encima del sistema de aislamiento. El sistema de aislamiento se define como: “La colección de elementos estructurales que incluyen todas las unidades aisladores individuales que transfieren la fuerza entre los elementos del sistema de aislamiento, y todas las conexiones a los otros elementos estructurales. El sistema de aislamiento también incluye el sistema de restricción del viento, dispositivos de disipación de energía, y/o el sistema de restricción de desplazamiento si dichos sistemas y dispositivos son usados para reunir los requerimientos de diseño de las normativas”.

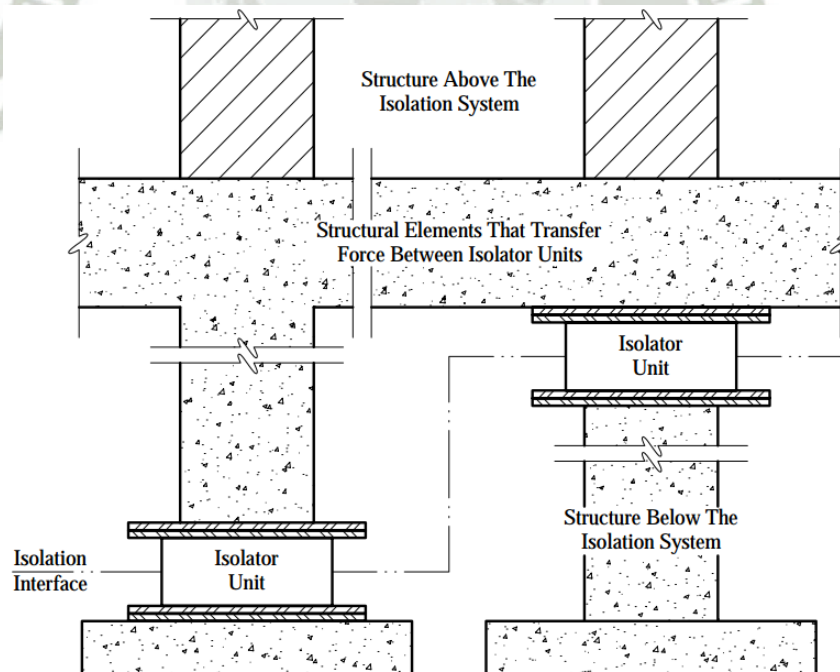


Imagen N° 2.3: Terminología del sistema de aislamiento.
Fuente: FEMA P-751: Chapter 12: Seismically Isolated Structures

La Imagen N° 2.3 ilustra esta definición y muestra que el sistema de aislamiento consiste no sólo de unidades de aislamiento (isolator units) sino también de la conexión total de elementos estructurales requeridos para que el sistema funcione apropiadamente. El sistema de aislamiento típicamente incluye segmentos de columnas y girder que se conectan justo por encima de las unidades de aislamiento ya que dichos elementos resisten momentos (debido al desplazamiento del sistema de aislamiento) y sus fluencias o fallas podrían afectar adversamente la estabilidad de las unidades de aislamiento.

La interface de aislación es un contorno imaginario entre la porción superior de la estructura, la cual está aislada, y la parte inferior de la estructura, la cual se asume que se mueve rígidamente con el terreno. Típicamente, la interface de aislamiento es un plano horizontal, pero puede estar escalonado en elevación en ciertas aplicaciones. La interface de aislación es importante para el diseño de los componentes no estructurales, incluyendo los componentes de los sistemas eléctricos y mecánicos que atraviesan la interface y deben acomodar desplazamientos relativamente grandes.

El sistema resistente al viento es típicamente una parte integral de las unidades de aislamiento. Las unidades de aislamiento elastoméricas son muy rígidas en deformaciones muy bajas y generalmente satisfacen el criterio de las derivas para cargas de viento, y la fuerza de fricción estática (frenado) de las unidades de aislamiento deslizantes generalmente es mayor que la fuerza de viento.

2.4 Rigidez Efectiva y Amortiguamiento Efectivo

Las normativas utilizan los conceptos de rigidez y amortiguamiento efectivos para definir los parámetros clave de los sistemas de aislamiento inelásticos e inherentemente no lineales en términos de las propiedades lineales dependientes de la amplitud. La rigidez efectiva es la rigidez secante del sistema de aislamiento en la amplitud de interés. El amortiguamiento efectivo es la cantidad de amortiguamiento viscoso equivalente descrito por el ciclo histerético de la amplitud de interés. La imagen N° 2.4 muestra la aplicación de estos conceptos tanto para las unidades de aislamiento histeréticas (por ejemplo, dispositivos de fricción o de fluencia) como para las unidades de aislamiento viscosas y muestra las ecuaciones de las normativas usadas para determinar la rigidez y el amortiguamiento efectivos a partir de ensayos de los prototipos. Idealmente, el amortiguamiento efectivo de los dispositivos dependiente de la velocidad (incluyendo las unidades de aislamiento viscosas) deberá basarse en el área de los ciclos histeréticos medidos durante el ensayo cíclico del sistema de aislamiento en velocidades sísmicas a escala completa. Los ensayos de prototipos generalmente son desarrollados a velocidades bajas (debido a las limitaciones de la instalación del ensayo), resultando en ciclos histeréticos con menos área, lo cual produce estimados más bajos (conservadores) del amortiguamiento efectivo.

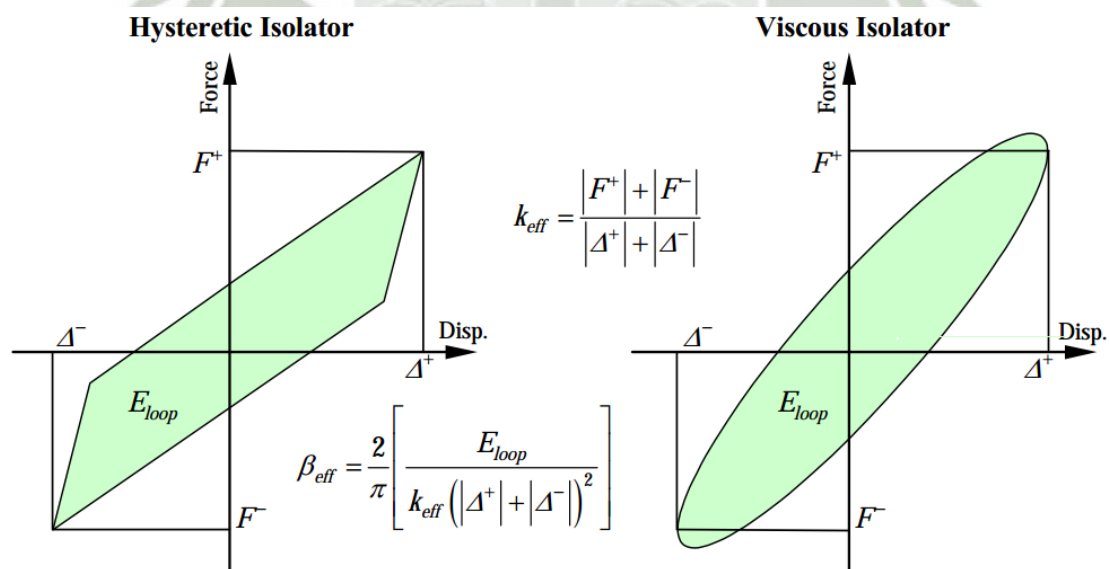


Imagen N° 2.4: Rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo.
Fuente: FEMA P-751: Chapter 12: Seismically Isolated Structures

CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO

El propósito de este capítulo no es describir en detalle las técnicas para calcular el peligro sísmico, se realizara un breve resumen del tema, con la finalidad de dar una noción sencilla del proceso realizado para obtener una parte fundamental en la obtención del espectro de diseño (DBE) y el espectro del sismo máximo considero (MCE), que posteriormente se empleara en el análisis y el diseño de la estructura aislada.

3.1 Conceptos Generales

3.1.1 Peligro Sísmico

Peligrosidad sísmica es la probabilidad de que ocurra un fenómeno físico como consecuencia de un terremoto, provocando efectos adversos a la actividad humana. Estos fenómenos además del movimiento de terreno pueden ser, la falla del terreno, la deformación tectónica, la licuefacción, inundaciones, tsunamis, etc.

El peligro sísmico es una medida de la probabilidad que el sismo más fuerte que puede ocurrir en una zona, en un cierto número de años, exceda (o no exceda) un determinado nivel de intensidad sísmica (intensidad, aceleración, velocidad, etc.).

3.1.2 Fuentes Sismogénicas

Se define como fuentes sismogénicas a aquellas líneas, área o volumen geográfico que tenga similitudes geológicas, geofísicas y sísmicas, de tal modo que se pueda considerar que posee un potencial sísmico homogéneo en toda la fuente, es decir, en las que el proceso de generación y recurrencia de sismos es espacial y temporalmente homogéneo.

3.1.3 Leyes de Atenuación

La atenuación es una función que indica la disminución de la intensidad de la onda sísmica con la distancia. Las leyes de atenuación relacionan la intensidad del movimiento del terreno, en forma de valores espectrales o en forma de valores máximos en aceleración, velocidad y desplazamiento, con parámetros de la fuente sísmica, como magnitud y distancia epicentral. Para la obtención de las leyes de atenuación es de

primordial importancia contar con una base de datos confiable y completa, que permita el ajuste de un modelo teórico apropiado que valide los datos observados. El modelo teórico a ser utilizado debe incluir todos aquellos parámetros que reflejen los aspectos físicos más relevantes del fenómeno, y debe ser además lo más simple posible. Como regla, la ley de atenuación debe considerar que la aceleración, velocidad o desplazamiento se incrementan, o son constantes, con la magnitud, M , y se reducen, o son constantes, con la distancia epicentral, R .

3.1.4 Breve descripción del software CRISIS 2015 Ver.3.2

CRISIS da un ambiente agradable para el cálculo de la peligrosidad sísmica. El programa calcula la amenaza sísmica utilizando un modelo probabilístico que tiene en cuenta las probabilidades de ocurrencia del terremoto, las características de atenuación y la distribución geográfica de los terremotos. Una interfaz gráfica amigable facilita la entrada de datos.

Resultados de peligro se dan principalmente, para cada sitio de cómputo, en términos de probabilidades de exceder un valor de intensidad dada en distintos intervalos de tiempo. También es posible obtener resultados de peligro en términos de probabilidad de no excedencia y la tasa de excedencia equivalente. Los detalles sobre el algoritmo de cálculo de riesgo se pueden encontrar siguiendo el enlace.

Algunas de las principales características de crisis son:

Ocurrencia Del Terremoto

Ocurrencia terremoto puede modelarse como un proceso de Poisson o como un proceso no Poisson. Para el caso de Poisson, CRISIS admite varios tipos de relaciones de magnitud-frecuencia: ley modificada Gutenberg-Richter, Terremoto Característica y modelo generalizado de Poisson. Para ocurrencias no Poissonian, crisis puede trabajar con un modelo generalizado para no Poissonian con la que las probabilidades de ocurrencia del terremoto se dan de forma explícita para varios marcos de tiempo.

En la pantalla de sismicidad hay dos opciones para aplicar la ley de Gutenberg-Richter modificada: la opción G-R y la opción cuadrículado.

Geometría De La Fuente

En cuanto a su distribución espacial, las fuentes se pueden modelar como áreas, líneas, SSG, Cuadrícula, aviones de la zona.

Modelos De Atenuación

Modelos de atenuación (también llamados Movimientos del suelo modelos de predicción, o GMPM) se refieren, en términos probabilísticos, las características del terremoto (por ejemplo, magnitud, ubicación hipocentro) y la ubicación del sitio en relación con la fuente, con las intensidades producidas en el lugar por el terremoto.

CRISIS admite tres familias de GMPM: mesas de atenuación proporcionados por el usuario, una función de los modelos paramétricos y modelos de atenuación generalizadas. Estas posibilidades dan CRISIS gran flexibilidad para realizar los cálculos de riesgo.

Procedimiento De Integración Espacial

CRISIS opera con un procedimiento de integración dinámica que permite el cálculo rápido de peligro en las áreas extendidas.

3.2 Información Requerida por el Software Crisis 2015 Ver.3.2

3.2.1 Información de la Región de Estudio

La información de la región de estudio hace referencia a una porción de territorio que se analizara, y está determinada por ciertas características que requiere el software Crisis 2015 Ver.3.2.

Primeramente se procede a cargar el mapa de la zona en estudio en formato .shp. Debido a la ubicación del edificio Hotel, el cual se encuentra en la ciudad de Arequipa, ingresando las coordenadas del punto en estudio (en nuestro caso el terreno donde se plantea realizar el edificio).

3.2.2 Información de la sismicidad del lugar

Se define la geometría de las fuentes sísmicas delimitadas por sus vértices en coordenadas geográficas (ingreso de coordenadas geográficas, se utilizaron 20 fuentes sismogénicas (Gamarra, 2009), para simular la generación de eventos sísmicos. CRISIS2015 supone

que, dentro de una fuente, la sismicidad se distribuye uniformemente por unidad de área (fuentes de área) o por unidad de longitud (fuentes lineales). Se considera que, dentro de una fuente sísmica, todos los puntos tiene la misma probabilidad de ser el foco de un sismo.

Se define la sismicidad de la fuente sismogénica (ingreso de parámetros sismológicos de cada una de las fuentes sismogénicas Gamarra, 2009). En este momento del análisis, necesitamos pronosticar la ocurrencia de los terremotos en nuestra zona de estudio en términos de cuatro aspectos fundamentales:

1. ¿Dónde ocurrirán los sismos?
2. ¿Cuán frecuentes?
3. ¿Cuán severos?
4. ¿Cuándo ocurrirán?

Estas preguntas puede contestarse estadísticamente, es decir en base a registros históricos instrumentales, arqueológicos o geológicos.

3.3 Resultados de la Evaluación del Peligro Sísmico utilizando el Software Crisis2015 Ver.3.2

Una vez conocidas la sismicidad de las fuentes y los patrones de atenuación (se utilizaron las leyes de atenuación de Youngs et al. (1997) y Sadigh et al. (1997), Para las diferentes fuentes sismogénicas) de las ondas generadas en cada una de ellas, el peligro sísmico puede calcularse considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas analizadas y la distancia entre cada fuente y el sitio donde se proyectará cada punto de la grilla de análisis que se extiende sobre el área de estudio. En base a lo expuesto es que se determinó la peligrosidad sísmica sobre el territorio nacional expresado en curvas de Probabilidad anual de excedencia vs Aceleración espectral.

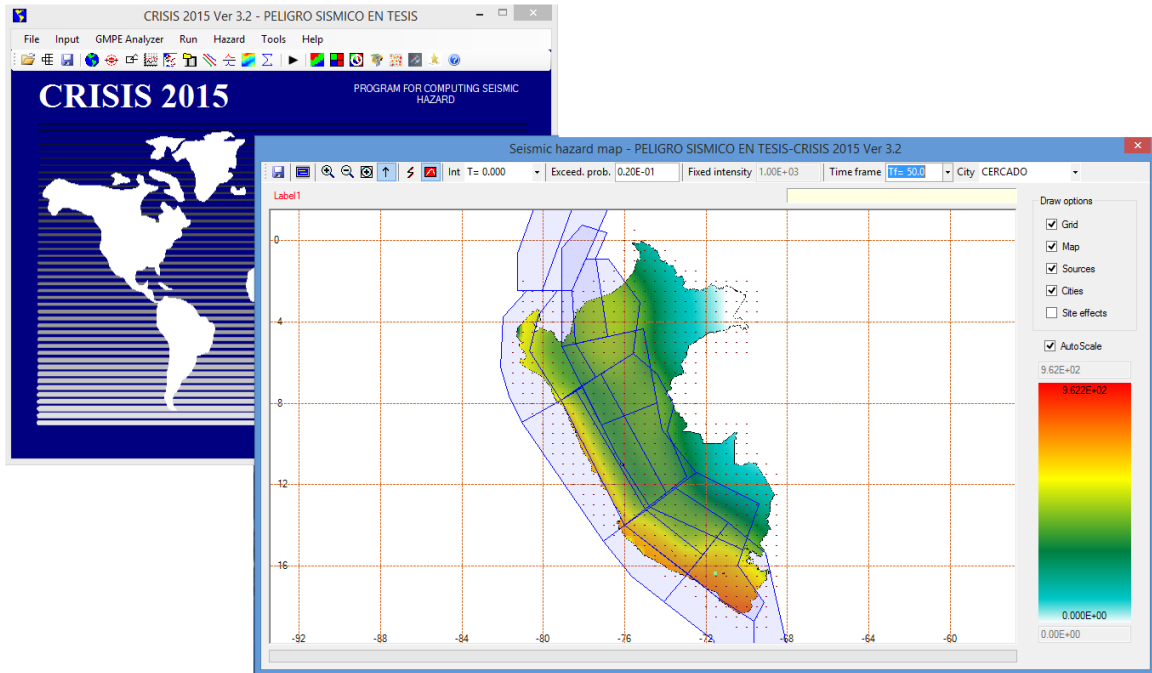


Imagen N° 3.3-A: Pantalla de visualización del Mapa Peligro Sísmico para una probabilidad de 2% de ser excedida en 50 años.

Fuente: Software CRISIS 2015 Ver.3.2

Elaboración: Propia

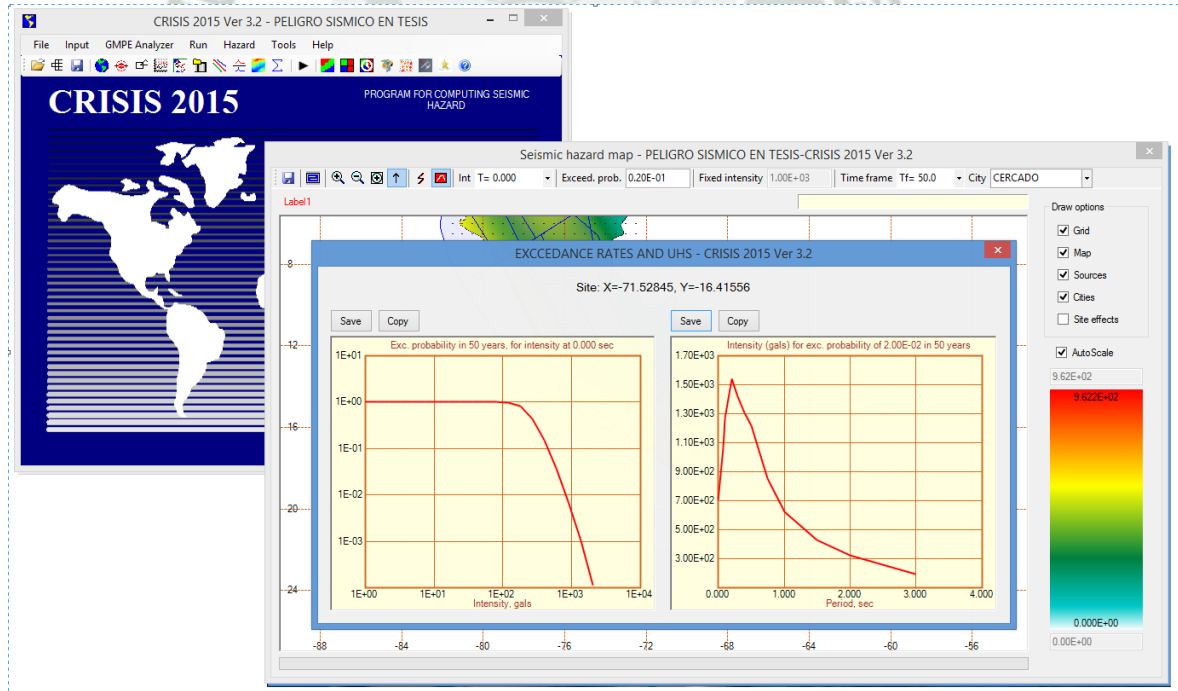


Imagen N° 3.3-B: Pantalla de visualización de Tasas de Excedencia para una probabilidad de 2% de ser excedida en 50 años.

Fuente: Software CRISIS 2015 Ver.3.2

Elaboración: Propia

3.4 Elaboración de Espectros

Con los resultados obtenidos de las gráficas en curvas de probabilidad anual de excedencia y el espectro de intensidades, de este último los resultados de aceleraciones espectrales presentados se encuentran expresados en gals $[cm/s^2]$. Cabe resaltar que el resultado obtenido, que es la aceleración espectral, remplazaría a los factores como: Z (factor de zona), C (factor de amplificación sísmica), S (factor de suelo) y g (aceleración de la gravedad), solo faltaría los datos de U (factor de uso), y R (factor de reducción) que no son analizados en por el software, pero que se pueden incluir en la construcción del espectro como lo muestra el siguiente cuadro, para luego construir una gráfica del espectro.

* Coordenadas Latitud:-16.41556; Longitud:-71.52845						
Espectro MCE - Cálculo de Peligro Sísmico (CRISIS 2015) v.3.2, R=1					Espectro MCE Normalizado, R=1	
Intensity (gals) for exc. probability of 2.0E-02 in 50 years. (ZCSg)			Espectro de Diseño			
			U	R	(ZUCSg)/R	(ZUCSg)/R
T (seg)	gal(cm/s ²)	Sa(m/s ²)	(adimensional)		Sa(m/s ²)	Sa(m/s ²)
0	703.26	7.033	1	1	7.033	15.389
0.075	1070.5	10.705	1	1	10.705	15.389
0.1	1271.4	12.714	1	1	12.714	15.389
0.2	1538.9	15.389	1	1	15.389	15.389
0.3	1415.8	14.158	1	1	14.158	15.389
0.4	1306.4	13.064	1	1	13.064	15.389
0.5	1215.6	12.156	1	1	12.156	12.156
0.75	854.02	8.540	1	1	8.540	8.540
1	626.31	6.263	1	1	6.263	6.263
1.5	431.9	4.319	1	1	4.319	4.319
2	326.22	3.262	1	1	3.262	3.262
3	195.87	1.959	1	1	1.959	1.959

Cuadro N° 3.4: Cálculo de peligro sísmico para una probabilidad de 2% de ser excedida en 50 años, R=1.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

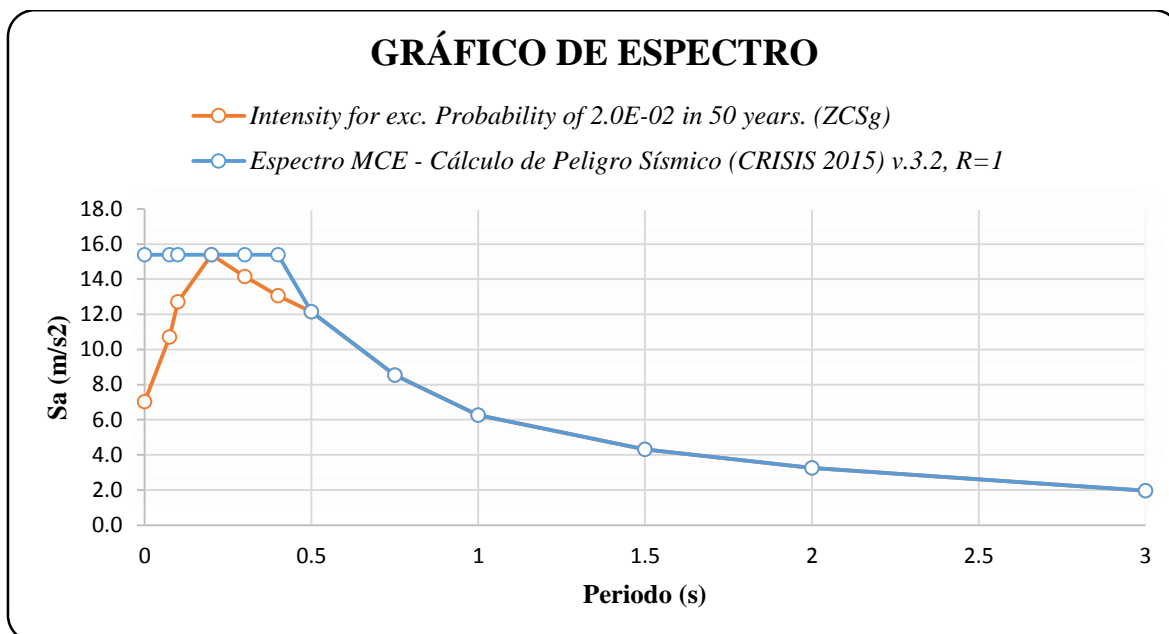
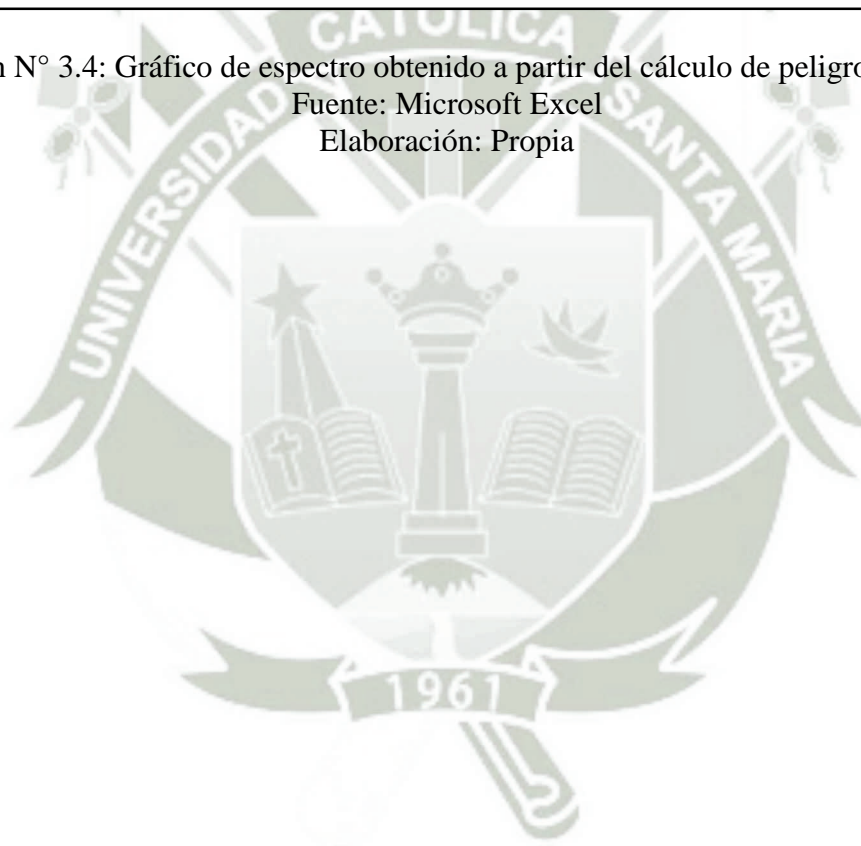


Imagen N° 3.4: Gráfico de espectro obtenido a partir del cálculo de peligro sísmico.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia



CAPÍTULO IV: DISEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA AISLADA

Este capítulo caracteriza la aislación sísmica de un edificio, localizado en el Cercado de la ciudad de Arequipa, Arequipa, un área de sismicidad muy elevada. La aislación es una estrategia de diseño apropiada para edificios donde el objetivo principal es limitar el daño sísmico y proteger la función de la instalación. Este capítulo ilustra los siguientes tópicos de diseño:

1. Requerimientos básicos.
2. Criterio de diseño estructural.
3. Análisis de la fuerza sísmica.
4. Enfoque de partida para la configuración estructural del edificio.
5. Diseño preliminar basado en el procedimiento ELF.
6. Diseño basado en análisis dinámico-procedimiento modal espectral.

Este capítulo incluye el desarrollo del sistema estructural total, pero en este capítulo el principal enfoque es sobre el diseño y análisis del sistema de aislamiento.

Enfoque de Diseño

El diseño de estructuras aisladas tiene dos objetivos: alcanzar la seguridad de vida en un sismo importante y limitar el daño debido al sacudimiento del terreno. Para reunir el primer objetivo de desempeño, el sistema de aislamiento debe ser estable y capaz de mantener fuerzas y desplazamientos asociados con el sismo considerado máximo y la estructura por encima del sistema de aislamiento debe mantenerse esencialmente elástica para el funcionamiento apropiado del sistema de aislamiento. Si se permite la respuesta inelástica significativa en la estructura por encima del sistema de aislamiento, derivas grandes e inaceptables podrían resultar debido a la naturaleza de los periodos de vibración grandes. Limitar la demanda de ductilidad en la estructura tiene el beneficio adicional de reunir el segundo objetivo de desempeño de control del daño.

La normativa, capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10, abordan los objetivos de desempeño requiriendo:

1. Diseñar la superestructura para fuerzas asociadas con el sismo de diseño, reducido sólo por una fracción del factor permitido para el diseño convencional de edificios con base fija (esto es, $RI=3/8$ $R \leq 2.0$).
2. Diseñar el sistema de aislamiento y los elementos de la estructura por debajo del sistema de aislamiento (por ejemplo, la cimentación) para las fuerzas sísmicas de diseño no reducidas.
3. Diseñar y ensayar los prototipos de las unidades de aislamiento para las fuerzas (incluyendo los efectos de volteo) y desplazamientos asociados con el sismo considerado máximo.
4. Provisión de suficiente separación entre la estructura aislada y los muros de retención circundantes y otras obstrucciones fijas para permitir el movimiento no restringido durante el sismo considerado máximo.

4.1 Descripción de la Estructura

Se ha establecido un edificio de estructura regular destinado a uso comercial, la edificación es un hotel, edificación común, dicha estructura consta de ocho pisos y un sótano con pórticos de concreto armado, centralmente se ubica dos ascensores. Las alturas de los pisos es de 3.15 metros a excepción del sótano, en todos los pisos acomodan el acceso a otros niveles y a otros sistemas mecánicos y arquitectónicos.



Imagen N° 4.1-A: Vista tridimensional de la arquitectura de la edificación Hotel.

Fuente: Software Revit 2015

Elaboración: Propia

La imagen N° 4.1-A muestra el modelo tridimensional de la edificación Hotel. La estructura tiene dimensiones al eje, en planta de 37.50 metros (dimensión de profundidad) por 22.8 metros (dimensión de la fachada).



Imagen N° 4.1-B: Vista frontal de la arquitectura de la edificación Hotel.
Fuente: Software Revit 2015
Elaboración: Propia



Imagen N° 4.1-C: Vista lateral de la arquitectura de la edificación Hotel.
Fuente: Software Revit 2015
Elaboración: Propia

El sótano presenta un área de estacionamiento, dos habitaciones destinadas a lockers para el uso de los trabajadores y dos habitaciones para el depósito de basura. En el primer nivel destaca el lobby, en el segundo nivel se encuentran ambientes de gerencia, contabilidad y administrativo, tanto como en el primer y segundo nivel se encuentran tiendas. El tercer nivel presenta un amplio gimnasio con su área de vestidores, una cocina y un comedor

para los huéspedes. Desde el cuarto al octavo nivel se encuentran las habitaciones de hospedaje, suites integradas, habitaciones simples y habitaciones dobles.

4.1.1 Ubicación

La edificación Hotel se encuentra ubicado en la calle Arica 224, distrito de Cercado, provincia y departamento de Arequipa. Presentando coordenadas: Latitud:-16.41556; Longitud:-71.52845 (coordenadas empleadas para el análisis de peligro sísmico).

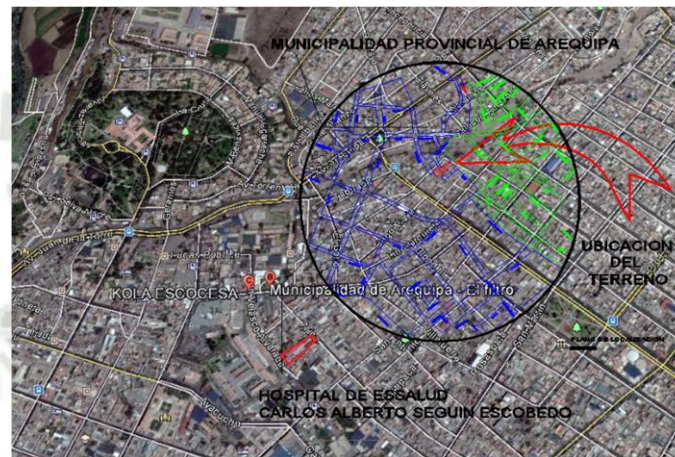


Imagen N° 4.1.1: Ubicación del terreno.
Fuente: Software Google Earth
Elaboración: Propia

4.2 Requerimientos Básicos

4.2.1 Materiales

Concreto:

Resistencia: $f'_c: 210 \text{ kg/cm}^2$

Peso por unidad de volumen: $\gamma: 2400 \text{ kgf/m}^3$

Módulo de Elasticidad $E_c: 217370.65 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson: $\nu: 0.2$

Acero:

Fluencia del acero: $f_y: 4200 \text{ kgf/cm}^2$

Módulo de Elasticidad $E_s: 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

4.2.2 Cargas Gravatorias

Las cargas para el diseño cumplen con lo señalado en la Norma Técnica E.020 y E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones 2016.

El peso (P) se calculó adicionando a la carga permanente y total de la edificación el porcentaje de 25% de la carga viva o sobrecarga, correspondiente a una edificación de categoría “C”.

Cargas Muertas:

Elementos estructurales principales (losa, vigas, columnas, etc.)	<i>peso propio</i>
Elementos no estructurales (parapetos, tabiquería exterior, etc.)	<i>peso propio</i>
Acabados de pisos	100 kgf/m ²

Cargas Vivas:

Habitaciones	200 kgf/m ²
Corredores y escaleras	400 kgf/m ²
Lugares de Asamblea-asientos fijos	300 kgf/m ²
Lugares de Asamblea-asientos móviles	400 kgf/m ²
Lugares de Asamblea-restaurante, gimnasio	400 kgf/m ²
Oficinas	250 kgf/m ²

Peso de la edificación Hotel (carga muerta y carga viva)

Sótano	750.84 tnf
Unidades de Aislación (34 und.)	27.45 tnf
Primer Piso	768.75 tnf
Segundo piso	792.80 tnf
Tercer piso	792.80 tnf
Cuarto piso	758.60 tnf
Quinto piso	758.60 tnf
Sexto piso	758.60 tnf

Séptimo piso	758.60 <i>tnf</i>
Octavo piso	758.60 <i>tnf</i>
Techo	690.69 <i>tnf</i>
Peso total de la edificación Hotel por encima del sistema de aislación	6838.04 <i>tnf</i>
Peso total de la edificación Hotel	7616.33 <i>tnf</i>

Cargas verticales sobre las unidades de aislamiento

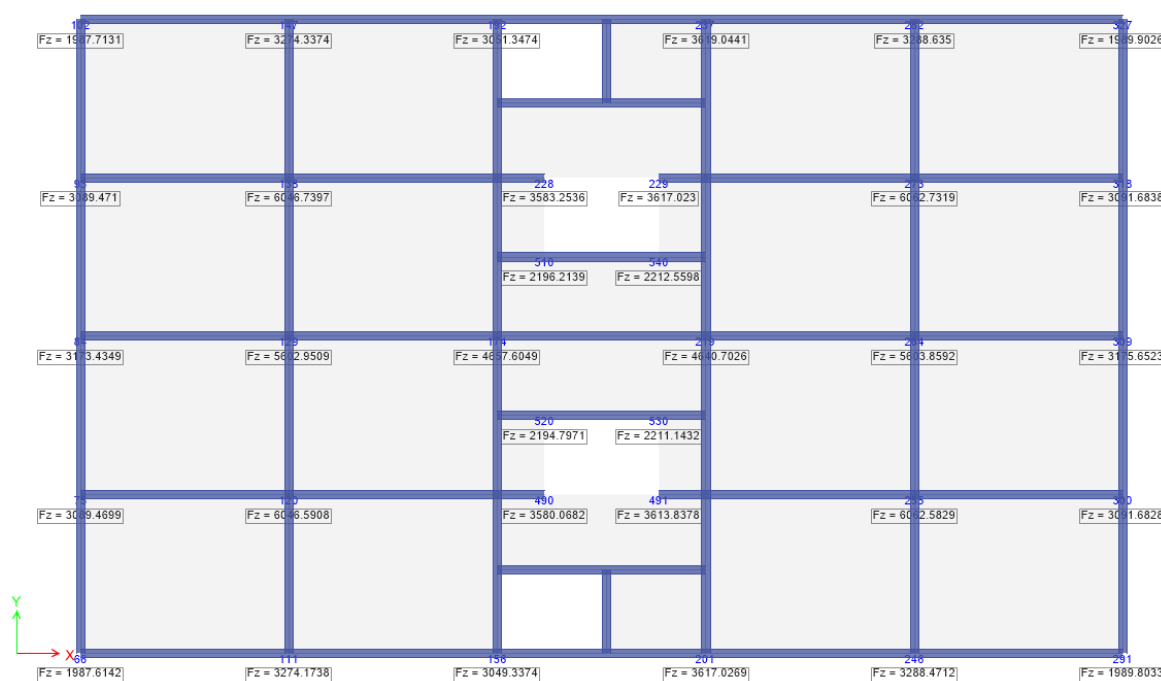


Imagen N° 4.2.2: Cargas verticales (unidad kN) sobre las unidades de aislación.

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

4.2.3 Parámetros de las Normativa

Con respecto al sistema de aislación para el diseño de la edificación Hotel se usó el Reglamento Nacional de Edificaciones 2016, y en la medida que sean aplicables los requisitos el documento “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10.

4.2.3.1 Criterios de Desempeño

Edificación Hotel	Categoría de edificación “C”
Factor de uso o importancia	U=1 (Convencional)
Factor de uso o importancia (disposición por aislamiento)	U=1 (Aislado)

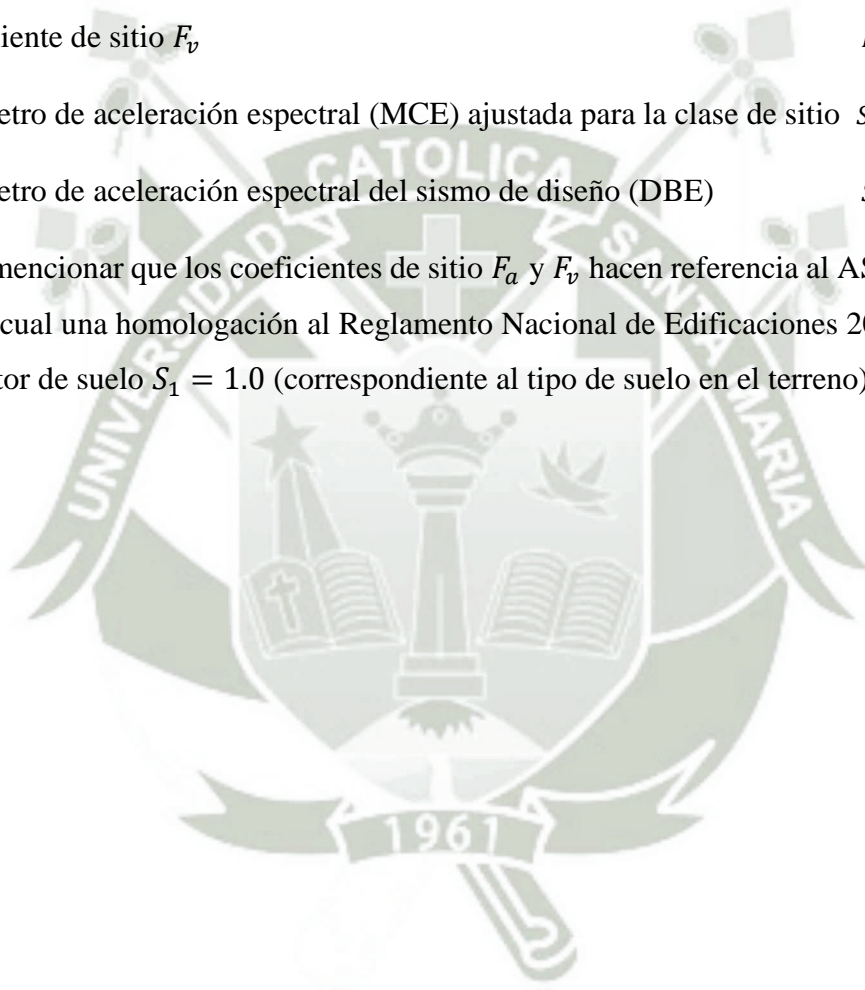
4.2.3.2 Movimiento del Terreno

La normativa, capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10 emplea parámetros de la aceleración, obtenidos de curvas de isoaceleraciones de respuesta espectral MCE (sismo máximo considerado), espectro obtenido de una probabilidad de excedencia de 2% en una estructura con vida útil de 50 años, a nivel de riesgo.

Basándonos en la premisa de la Norma Técnica E.030 en el artículo 3.9 Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía, donde permite utilizar el documento “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10 en la medida que sean aplicables, y debido a que la Norma Técnica E.030 en el artículo 2.1 Zonificación, solo hace mención a un periodo de retorno de 475 años. Al tratar de homologar ciertos requerimientos para estructuras aisladas sísmicamente entre el capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10 y la Norma Técnica E.030, este documento de tesis opto por realizar un análisis de peligro sísmico (utilizando el software CRISIS 2015 v.3.2) en la ubicación de la edificación Hotel, con lo cual se calcularon curvas de isoaceleraciones para movimientos del terreno DBE (sismo de diseño, probabilidad de excedencia de 10% en una estructura con vida útil de 50 años, es decir un periodo de retorno de 475 años) y MCE (sismo máximo considerado, probabilidad de excedencia de 2% en una estructura con vida útil de 50 años, es decir un periodo de retorno de 2475 años). Que posteriormente se graficaron en espectros, los cuales se utilizaron en el procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente (ELF) y el análisis dinámico Modal Espectral.

Tipo de suelo Perfil Tipo	S_1 : Roca o suelos muy rígidos *
Parámetro de aceleración espectral (MCE) en periodos cortos	$S_s = 1.57$
Coefficiente de sitio F_a	$F_a = 1.0$
Parámetro de aceleración espectral (MCE) ajustada para la clase de sitio	$S_{MS} = 1.57$
Parámetro de aceleración espectral del sismo de diseño (DBE)	$S_{DS} = 1.01$
Parámetro de aceleración espectral (MCE) en un periodo de 1 segundo	$S_1 = 0.64$
Coefficiente de sitio F_v	$F_v = 1.0$
Parámetro de aceleración espectral (MCE) ajustada para la clase de sitio	$S_{M1} = 0.64$
Parámetro de aceleración espectral del sismo de diseño (DBE)	$S_{D1} = 0.20$

Cabe mencionar que los coeficientes de sitio F_a y F_v hacen referencia al ASCE/SEI 7-10, por lo cual una homologación al Reglamento Nacional de Edificaciones 2016 sería al de un factor de suelo $S_1 = 1.0$ (correspondiente al tipo de suelo en el terreno).



4.2.3.3 Espectros

4.2.3.3.1 Espectro para el sismo de diseño DBE

La elaboración de este espectro parte inicialmente desde el análisis de peligro sísmico desarrollado en el capítulo III de este documento de tesis, donde se calcularon curvas de isoaceleraciones para movimientos del terreno DBE (sismo de diseño, probabilidad de excedencia de 10% en una estructura con vida útil de 50 años, es decir un periodo de retorno de 475 años), seguido por el ítem 4.2.3.1 Criterios de desempeño (factor de uso o importancia “U”) y el ítem 4.2.4.1 Bases de diseño (factor de modificación de respuesta para el diseño de la superestructura “R”).

* Coordenadas Latitud:-16.41556; Longitud:-71.52845						
Espectro DBE - Cálculo de Peligro Sísmico (CRISIS 2015) v.3.2, R=2					Espectro DBE Normalizado, R=2	
Intensity (gals) for exc. probability of 1.00E-01 in 50 years. (ZCSg)			Espectro de Diseño			(ZUCS)/R
T (seg)	gal(cm/s ²)	Sa(m/s ²)	U	R	(ZUCS)/R	
			(adimensional)		Sam/s ²	Sa(m/s ²)
0	456.08	4.561	1	2	2.280	4.955
0.075	694.24	6.942	1	2	3.471	4.955
0.1	819.74	8.197	1	2	4.099	4.955
0.2	990.97	9.910	1	2	4.955	4.955
0.3	912.2	9.122	1	2	4.561	4.955
0.4	833.47	8.335	1	2	4.167	4.955
0.5	774.85	7.749	1	2	3.874	3.874
0.75	542.71	5.427	1	2	2.714	2.714
1	400.32	4.003	1	2	2.002	2.002
1.5	269.73	2.697	1	2	1.349	1.349
2	198.08	1.981	1	2	0.990	0.990
3	113.25	1.133	1	2	0.566	0.566

Cuadro N° 4.2.3.3.1: Cálculo de peligro sísmico para una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, R=2.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

4.2.3.3.2 Espectro para el sismo máximo considerado MCE

La elaboración de este espectro parte inicialmente desde el análisis de peligro sísmico desarrollado en el capítulo III de este documento de tesis, donde se calcularon curvas de isoaceleraciones para movimientos del terreno MCE (sismo máximo considerado, probabilidad de excedencia de 2% en una estructura con vida útil de 50 años, es decir un periodo de retorno de 2475 años), seguido por el ítem 4.2.3.1 Criterios de desempeño (factor de uso o importancia “U”) y el ítem 4.2.4.1 Bases de diseño (factor de modificación de respuesta para el diseño de la superestructura “R”).

* Coordenadas Latitud:-16.41556; Longitud:-71.52845						
Espectro MCE - Cálculo de Peligro Sísmico (CRISIS 2015) v.3.2, R=1						Espectro MCE Normalizado, R=1
Intensity (gals) for exc. probability of 2.0E-02 in 50 years. (ZCSg)			Espectro de Diseño			(ZUCSg)/R
			U	R	(ZUCSg)/R	
T (seg)	gal(cm/s ²)	Sa(m/s ²)	(adimensional)		Sa(m/s ²)	Sa(m/s ²)
0	703.26	7.033	1	1	7.033	15.389
0.075	1070.5	10.705	1	1	10.705	15.389
0.1	1271.4	12.714	1	1	12.714	15.389
0.2	1538.9	15.389	1	1	15.389	15.389
0.3	1415.8	14.158	1	1	14.158	15.389
0.4	1306.4	13.064	1	1	13.064	15.389
0.5	1215.6	12.156	1	1	12.156	12.156
0.75	854.02	8.540	1	1	8.540	8.540
1	626.31	6.263	1	1	6.263	6.263
1.5	431.9	4.319	1	1	4.319	4.319
2	326.22	3.262	1	1	3.262	3.262
3	195.87	1.959	1	1	1.959	1.959

Cuadro N° 4.2.3.3.2: Cálculo de peligro sísmico para una probabilidad de 2% de ser excedida en 50 años, R=1.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

El espectro Norma Técnica E.030 se elaboró en concordancia con el anexo N° 02-PROCEDIMIENTO SUGERIDO PARA LA DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICAS que se encuentran detalladas en la norma técnica E.030; con un coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, elaborado con “R” igual a dos según el capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10 con la finalidad de validar el espectro DBE normalizado, R=2. El espectro DBE normalizado-base fija, R=7 se elaboró a partir del análisis de peligro sísmico realizado con el software CRISIS2015 v.3.2.

4.2.3.3.3 Gráfico de Espectros

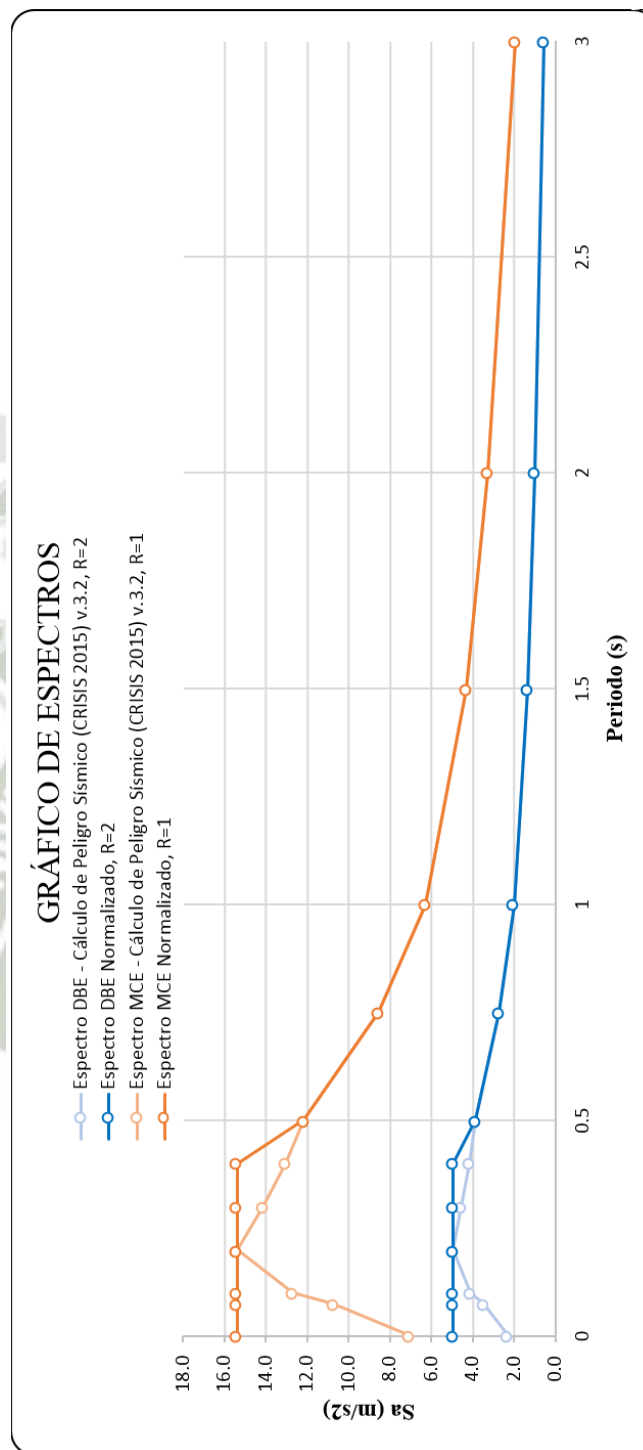


Imagen N° 4.2.3.3-A: Espectro DBE y MCE, empleados para el diseño basado en Análisis Dinámico-Procedimiento Modal Espectral.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

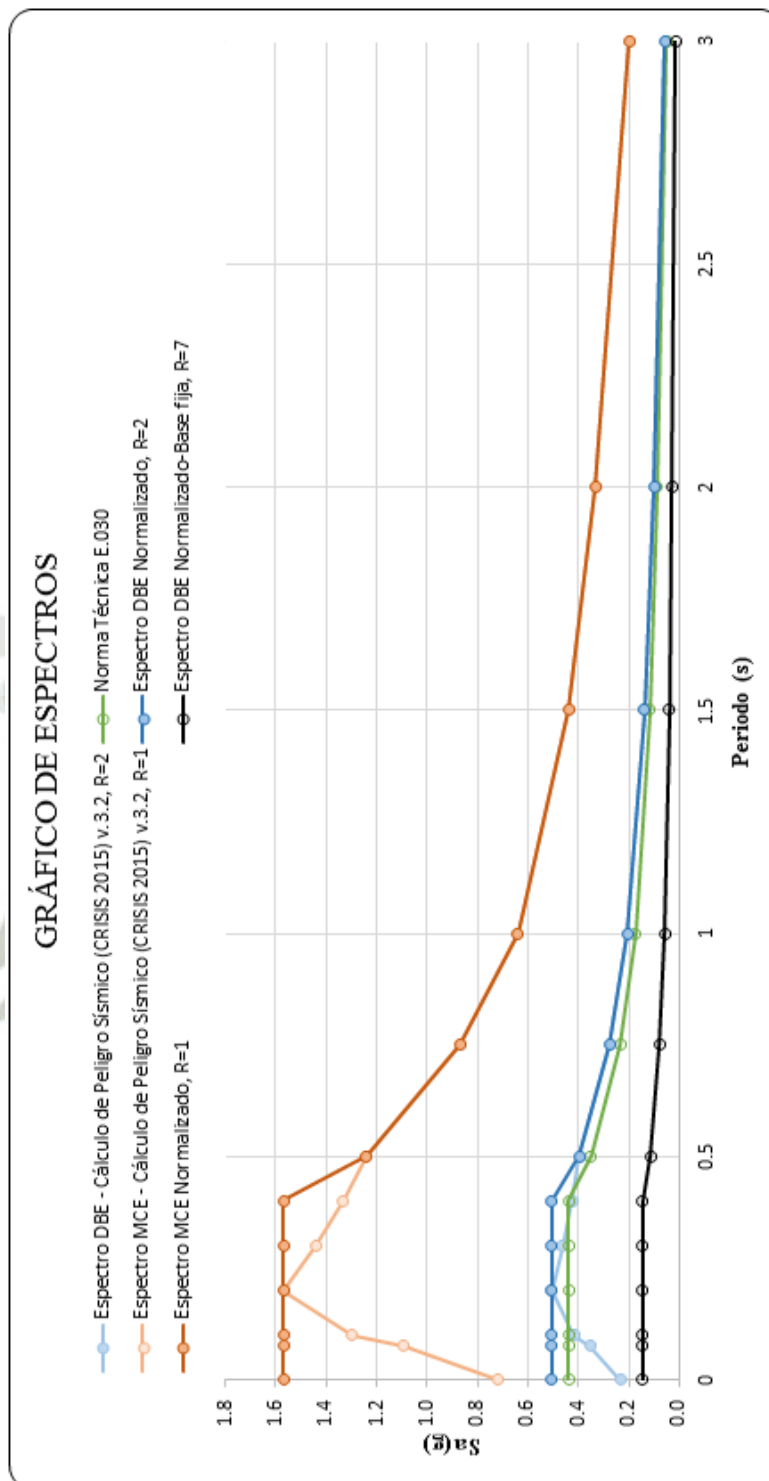


Imagen N° 4.2.3.3-B: Comparación de espectros.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

4.2.4 Criterio de Diseño Estructural

4.2.4.1 Bases de Diseño

Sistema Estructural	<i>Concreto Armado Dual</i>
Coefficiente básico de reducción R_0	$R_0 = 7$ (convencional).
Factor de modificación de respuesta para el diseño de la superestructura, R_1	2 (aislado, $\frac{3}{8}R_0 \leq 2.0$).
Irregularidad estructural en planta	<i>Ninguno</i>
Irregularidad estructural vertical	<i>Ninguno</i>

4.2.4.2 Efectos y Cargas Sísmicas Horizontales

Sismo de diseño (actuando en cualquier dirección X o Y)	<i>DBE (sitio-específico).</i>
Sismo considerado máximo (actuando en cualquier dirección X o Y)	<i>MCE (sitio-específico).</i>
Diseño de la superestructura	<i>DBE (sitio-específico).</i> $Q_E = Q_{DBE/2} = DBE / 2.0$
Diseño del sistema de aislamiento y de la cimentación	<i>MCE (sitio-específico).</i> $Q_E = Q_{MCE} = MCE / 1.0$
Excentricidad de masa – real más accidental	$e = 1.91 m$

4.2.4.3 Combinación de las Cargas de Diseño para la Superestructura

La Norma Técnica E.030 permite un análisis de respuesta espectral (Espectro de diseño, DBE, para la superestructura) con la resistencia requerida (combinaciones) de la Norma Técnica E.060 para el edificio Hotel.

Cargas de gravedad (carga muerta y carga viva)	$1.4D + 1.7L \dots$ (Combinación 1)
Cargas de gravedad y sísmicas	$1.25D + 1.25L + 1.0Sismo"X" \dots$ (Combinación 2)
Cargas de gravedad y sísmicas	$1.25D + 1.25L - 1.0Sismo"X" \dots$ (Combinación 3)
Cargas de gravedad y sísmicas	$1.25D + 1.25L + 1.0Sismo"Y" \dots$ (Combinación 4)

Cargas de gravedad y sísmicas	$1.25D + 1.25L - 1.0Sismo"Y"$... (Combinación 5)
Cargas de gravedad y sísmicas	$0.9D + 1.0SismoX$... (Combinación 6)
Cargas de gravedad y sísmicas	$0.9D - 1.0SismoX$... (Combinación 7)
Cargas de gravedad y sísmicas	$0.9D + 1.0SismoY$... (Combinación 8)
Cargas de gravedad y sísmicas	$0.9D - 1.0Sismo"Y"$... (Combinación 9)

4.2.4.4 Combinación de las Cargas de Diseño para el Sistema de Aislamiento y la Subestructura

La normativa, capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10 permite un análisis de respuesta espectral (Espectro sismo máximo considerado, MCE, para la subestructura y el sistema de aislación); en ella se usó la resistencia requerida (combinaciones) de la Norma Técnica E.060 para el edificio Hotel. En general, el método del espectro de respuesta del análisis dinámico es considerado suficiente para instalaciones que están localizadas en un sitio de suelo rígido, la cual tenga un sistema de aislamiento que reúna los requerimientos de las normativas.

Cargas de gravedad (por ejemplo, carga a largo plazo en las unidades de aislamiento)

	$1.4D + 1.7L$... (Combinación 1)
Cargas de gravedad y sísmicas	$1.25D + 1.25L + 1.0Sismo"X"$... (Combinación 2)
Cargas de gravedad y sísmicas	$1.25D + 1.25L - 1.0Sismo"X"$... (Combinación 3)
Cargas de gravedad y sísmicas	$1.25D + 1.25L + 1.0Sismo"Y"$... (Combinación 4)
Cargas de gravedad y sísmicas	$1.25D + 1.25L - 1.0Sismo"Y"$... (Combinación 5)
Cargas de gravedad y sísmicas	$0.9D + 1.0Sismo"X"$... (Combinación 6)
Cargas de gravedad y sísmicas	$0.9D - 1.0Sismo"X"$... (Combinación 7)
Cargas de gravedad y sísmicas	$0.9D + 1.0Sismo"Y"$... (Combinación 8)
Cargas de gravedad y sísmicas	$0.9D - 1.0Sismo"Y"$... (Combinación 9)

4.2.4.5 Combinación de las Cargas para la Estabilidad del Sistema de Aislamiento

Notar que en las combinaciones indicadas, la componente de la carga sísmica vertical ($0.2S_{MS}$) de $|E|$ está incluida en la combinación de carga máxima (hacia abajo), pero se excluye de la combinación de carga mínima (levantamiento). Es opinión de este documento de tesis que el sacudimiento sísmico vertical del terreno sea de una naturaleza dinámica, cambiando de dirección muy rápidamente para afectar apreciablemente el levantamiento de las unidades de aislamiento y la necesidad de no usarlo en las combinaciones de carga normativas para determinar las cargas verticales mínimas (levantamiento) sobre las unidades de aislamiento debido al sismo máximo considerado, MCE.

Carga máxima hacia abajo a corto plazo sobre las unidades de aislamiento

$$1.25D + 1.25L \pm Q_{MCE} \dots \dots \dots (\text{Combinación para estabilidad 1})$$

Carga máxima hacia abajo a largo plazo sobre las unidades de aislamiento

$$1.4D \pm 1.7L \dots \dots \dots (\text{Combinación para estabilidad 2})$$

Carga mínima hacia arriba a corto plazo sobre las unidades de aislamiento

$$0.9D \pm Q_{MCE} \dots \dots \dots (\text{Combinación para estabilidad 3})$$

4.3 Análisis de la Fuerza Sísmica

4.3.1 Enfoque Básico para el Modelo

Para acelerar el cálculo de las cargas en las unidades de aislamiento, y en otros elementos del sistema resistente a la fuerza lateral, un modelo tridimensional del edificio Hotel es desarrollado y analizado usando el programa de análisis tridimensional extendido y diseño de edificaciones Etabs. Mientras hay un número de programas a seleccionar, el programa Etabs es seleccionado para este documento de tesis ya que permite la liberación automática de la tensión en las unidades de aislamiento sometidas al levantamiento y tiene programados elementos para el modelamiento de otras propiedades no lineales de las unidades de aislamiento. Podría decirse, que todos los análisis desarrollados por el programa Etabs podrían hacerse a mano, o con hojas de cálculo (excepto el análisis confirmatorio historia de tiempo).

El modelo del Etabs es usado para desarrollar los siguientes tipos de análisis y cálculos:

1. Modelamiento de diferentes estructuras empleadas para el modelo final del edificio con base aislada, como: el modelamiento de la estructura con base fija, modelamiento del sistema de aislación incluyendo la superestructura, y finalmente modelamiento de la subestructura incluyendo el sistema de aislación y la superestructura.
2. Peso de la carga muerta y cargas vivas para el edificio – carga máxima calculada a largo plazo sobre las unidades de aislamiento.
3. Ubicación del centro de masas de la estructura por encima de la interface de aislación y la ubicación del centro de rigidez del sistema de aislación.
4. Análisis dinámico modal espectral.

4.3.2 Consideraciones del Modelamiento Detallado

Aunque una descripción completa del modelo del Etabs no es posible, suposiciones clave y métodos usados para modelar los elementos del sistema de aislamiento, subestructura y de la superestructura se describen a continuación.

4.3.2.1 Excentricidad "e"

Según el capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10 la excentricidad “e” se define como la excentricidad real medida en planta entre el centro de masas de la estructura por encima de la interface de aislación y el centro de rigidez del sistema de aislación, más la excentricidad accidental, en pies (mm), tomado como el 5 por ciento de la dimensión en planta más larga de la estructura perpendicular a la dirección de la fuerza en consideración.

Dimensión en planta más larga de la estructura. $d = 37.50 \text{ m}$

Dimensión en planta más corta de la estructura medida perpendicular a "d". $b = 22.80 \text{ m}$

Excentricidad real medida en planta entre el centro de masas de la estructura por encima de la interface de aislación y el centro de rigidez del sistema de aislación $e_{real} = 0.0364 \text{ m}$

Excentricidad accidental (5% de la dimensión en planta más larga). $e_{accidental} = 1.88 \text{ m}$

La suma de excentricidad real y excentricidad accidental. $e = 1.91 \text{ m}$

4.3.2.2 Efectos P-delta

El efecto de las cargas P-delta sobre el sistema de aislación y los elementos adyacentes de la estructura puede ser bastante significativo. La carga de compresión, P , puede ser grande debido al volteo sísmico (y a las cargas de gravedad factoradas) al mismo tiempo que los desplazamientos ocurren en el sistema de aislamiento. Los análisis con programas de computadora pueden no calcular correctamente los momentos P-delta al nivel del aislador en la estructura por encima o al nivel de la cimentación.

La imagen N° 4.3.2.2 muestra los momentos debido a los efectos P-delta (y a las cargas cortantes horizontales) para un sistema de aislamiento con asientos de apoyo elastoméricos y un sistema de aislamiento deslizante. Para el sistema elastomérico, el momento P-delta es cortado mitad hacia arriba y mitad hacia abajo. Para el sistema deslizante, el momento total P-delta es aplicado a la cimentación por debajo (debido a la orientación de la superficie deslizante). Una orientación inversa (al revés) se aplicaría al momento total P-delta sobre la estructura por encima. Los momentos P-delta son bastante significativos, particularmente en las unidades de aislamiento que resisten grandes cargas sísmicas de volteo a lo largo de las líneas de arriostre lateral.

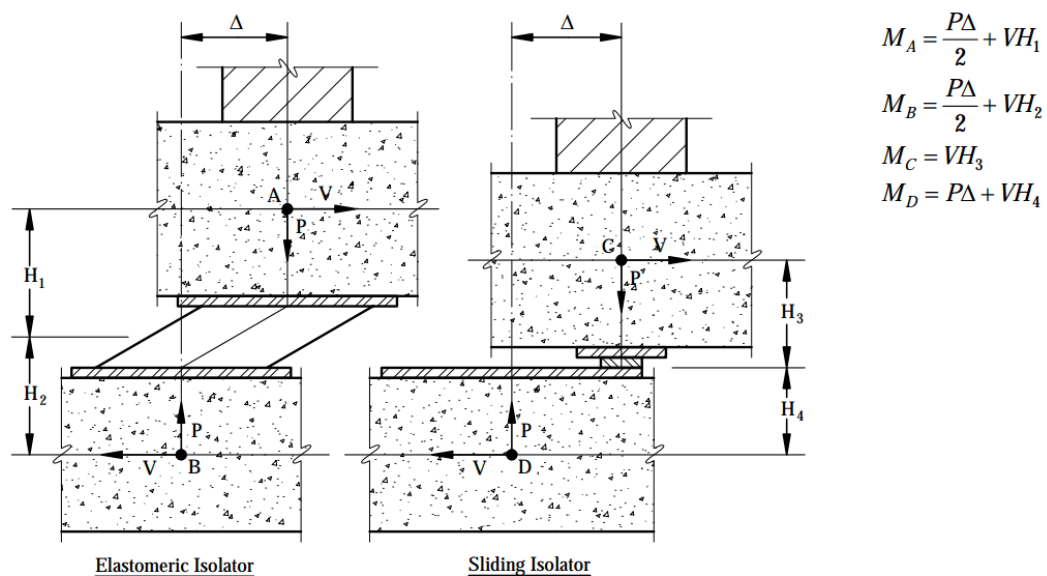


Imagen N° 4.3.2.2: Momentos debido a los efectos de la cortante horizontal y P-delta.
Fuente: FEMA P-751: Chapter 12: Seismically Isolated Structures

4.3.2.3 Levantamiento de las Unidades de Aislamiento

Las unidades de aislamiento tienden a tener pequeña o ninguna capacidad para resistir fuerzas de tensión y pueden levantarse cuando las cargas sísmicas de volteo (hacia arriba) excedan las cargas de gravedad factoradas (hacia abajo). El levantamiento local de los elementos individuales está permitido siempre que las deflexiones resultantes no causen sobreesfuerzo o inestabilidad. Para calcular los efectos del levantamiento, elementos tipo junta (gap) pueden usarse en los modelos no lineales o la tensión puede liberarse manualmente en los modelos lineales.

Las normativas, capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10, permiten el levantamiento local de las unidades de aislamiento siempre que las deflexiones resultantes no causen sobre esfuerzos de las unidades de aislamiento o en otros elementos estructurales. El levantamiento de cualquier unidad de aislamiento es probable (para las cargas sísmicas no reducidas) debido a la demanda sísmica elevada asociada con el sitio.

La suposición de que las unidades de aislamiento no tienen capacidad a tensión es conservadora, sin embargo, para el diseño de las conexiones de las unidades de aislamiento hacia la estructura por encima y a la cimentación por debajo. El diseño de los tornillos de anclaje y otros elementos de conexión, deben incluir los efectos de la tensión en las unidades de aislamiento.

4.3.2.4 Valores Límites de la Rigidez Bilineal de las Unidades de Aislamiento

El diseño de los elementos del sistema resistente a la fuerza sísmica generalmente está basado en el modelo lineal elástico de la superestructura. Cuando dichos modelos son usados, las normativas, capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10, requieren que las propiedades de la rigidez de los componentes del sistema de aislamiento no lineal estén basadas en la rigidez efectiva máxima del sistema de aislamiento (ya que esta suposición produce grandes fuerzas sísmicas en la superestructura). En contraste, las normativas requieren que el cálculo de los desplazamientos del sistema de aislamiento esté basado en la rigidez efectiva mínima del sistema de aislamiento (ya que esta suposición produce grandes desplazamientos del sistema de aislamiento).

El concepto de los valores límites, como se discutió líneas arriba, se aplican a todos los métodos de análisis disponibles. Para el procedimiento Fuerza Lateral Equivalente (ELF), las ecuaciones de las normativas, capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10, están basadas directamente en la rigidez efectiva máxima, K_{Dmax} y K_{Mmax} , son usadas para el cálculo de las fuerzas de diseño; y en la rigidez efectiva mínima, K_{Dmin} y K_{Mmin} , son usadas para el cálculo de los desplazamientos de diseño.

4.4 Enfoque de Partida para la Configuración Estructural del edificio

En el presente ítem se describe brevemente el proceso de inicio para la estructuración de la edificación Hotel (edificio que cuenta con la incorporación de un sistema de aislación).

Los planos arquitectónicos son el primer punto de partida a analizar para plantear una estructuración convencional del edificio (edificio sin la incorporación de un sistema de aislamiento sísmico), con la finalidad de respetar el aspecto arquitectónico se buscó diferentes alternativas, de las cuales se optó por una distribución simétrica; dicha distribución estructural no interfiere con las necesidades y demandas arquitectónicas que requiere la edificación Hotel.

4.4.1 Estructuración y Predimensionamiento

Debido a la existencia del capítulo V en este documento de tesis, en donde se profundiza la estructuración y el predimensionamiento de la edificación Hotel, en el presente ítem no se intenta dar un panorama a profundidad.

Una adecuada estructuración permitirá realizar un mejor modelo con el cual se conseguirá un análisis estructural más preciso, aspecto que se busca para realizar el análisis del sistema de aislación. Este ítem cita los principales criterios para lograr una estructura sismo-resistente, los cuales son:

- Simplicidad y Simetría
- Resistencia y Ductilidad
- Hiperestaticidad y Monolitismo
- Uniformidad y Continuidad de la Estructura
- Rigidez lateral
- Existencia Diafragma Rígido

El predimensionamiento es sólo una base para las dimensiones de los elementos, nos sirve como un punto de partida sobre el cual definiremos las dimensiones de los elementos estructurales, ya sean vigas, columnas, placas y losas del edificio Hotel.

4.4.2 Modelo Estructural de la Superestructura con base fija

En la imagen N° 4.4.2 se aprecia el modelo estructural del edificio sin la incorporación del sistema de aislación, como se mencionó en ítems anteriores este modelo es generado con la finalidad de ser una referencia a la estructuración del edificio Hotel (edificio que cuenta con la incorporación de un sistema de aislación) por lo tanto, dicha estructuración y predimensionamiento deberán ser afinadas o reajustadas de acuerdo a las solicitaciones reales de carga luego de haber realizado los cálculos correspondientes para completar el diseño final del edificio Hotel. Cabe aclarar el porque la presentación de la superestructura y no de la edificación completa (subestructura y superestructura), este documento de tesis cree por conveniente analizar primero, el modelo estructural de la edificación con aisladores sísmicos (modelo de la superestructura) por lo tanto, se analizó primero el modelo estructural de la superestructura con base fija como un punto de inicio.

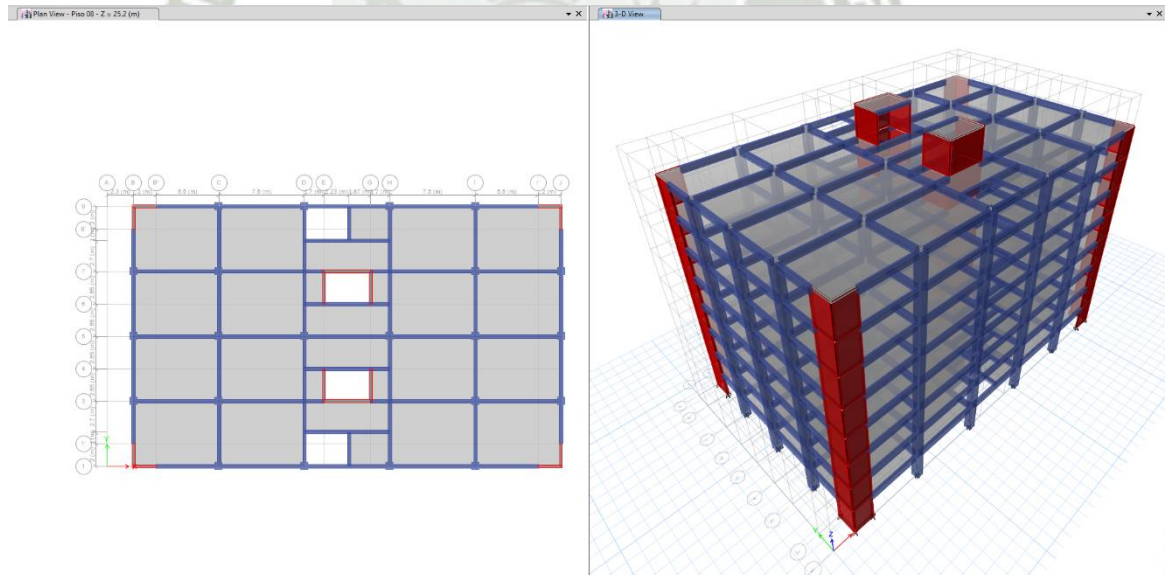


Imagen N° 4.2.2: Pantalla de visualización de la vista de planta típica de la superestructura (izquierda) y del modelo tridimensional de la superestructura (derecha).

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

4.4.3 Planteamiento Estructural del edificio con aislamiento sísmico de base

La estructuración está basada en columnas y vigas estructurales que constituyen un sistema resistente a fuerzas laterales, en el centro y en la parte central externa de la edificación se constituye aberturas que sirven para alojar los ascensores y las escaleras respectivamente para el acceso a cada piso. Los elementos de cierre consistirán en paneles de vidrio y tabiquería. En la imagen N° 4.4.3 se aprecia el modelo estructural del edificio con la incorporación del sistema de aislación, dicho modelo se obtuvo luego de ser sometido a diversos procesos iterativos, con la finalidad de que la estructuración llegue a ser afinada o reajustada de acuerdo a las solicitaciones reales de carga, que más adelante se explicaran. Luego de haber realizado los cálculos correspondientes para completar el diseño final del edificio Hotel, en posteriores ítems de este capítulo se sustentara la construcción de dicho modelo.

Así mismo la imagen N° 4.4.3 no muestra el muro de contención de la edificación Hotel pero si muestra la característica del retiro del terreno, es decir una pequeña distancia de separación entre el sistema de aislación y el terreno, debido a que el análisis del muro de contención y dicha separación se analizara más adelante en posteriores capítulos.



Imagen N° 4.4.3 Vista frontal de la edificación Hotel (edificación con la incorporación del sistema de aislación).

Fuente: Software Revit 2015

Elaboración: Propia

La edificación Hotel (edificio que cuenta con la incorporación de un sistema de aislación) cumple con la distribución estructural, la cual no interfiere con las necesidades y demandas arquitectónicas. En el capítulo VI se muestra imágenes del espacio libre entre el muro de contención y el sistema de aislación, justo por encima del nivel del sistema de aislación, dicha distancia corresponde a una longitud necesaria para el desplazamiento de la superestructura ante un eventual movimiento del terreno.

4.5 Diseño Preliminar Basado en el Procedimiento ELF

El procedimiento de la fuerza lateral equivalente (ELF) es un método basado en el desplazamiento que usa simples ecuaciones para determinar la respuesta de la estructura aislada. Las ecuaciones están basadas en el sacudimiento del terreno definido para la aceleración espectral a 1 segundo y la suposición de que la forma de modo del espectro de respuesta de diseño en periodos largos sea inversamente proporcional al periodo. Aunque el procedimiento ELF es considerado un método lineal de análisis, las ecuaciones incorporan valores dependientes de la amplitud de la rigidez y el amortiguamiento efectivos para implícitamente tomar en cuenta las propiedades no lineales del sistema de aislamiento.

Debido a que la edificación hotel no cumple con todos los requerimientos del ítem 17.4.1 del capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10 y al no poder emplear el procedimiento de la fuerza lateral equivalente para el diseño de una estructura aislada sísmicamente, se optó por realizar este procedimiento como un diseño preliminar.

4.5.1 Cálculo de los Valores de Diseño

4.5.1.1 Desplazamientos de Diseño

El diseño preliminar inicia con la selección del periodo efectivo (y del amortiguamiento) de la estructura aislada, y el cálculo del desplazamiento de diseño, D_D . En la superestructura, el periodo efectivo de la edificación (en el desplazamiento sísmico de diseño) es $T_D=2.30$ segundos; y el desplazamiento de diseño se calcula como sigue:

$$D_D = \frac{gS_{D1}T_D}{4\pi^2 B_D} = \frac{9.81 \times 0.41 \times 2.30}{4\pi^2 \times 1.46} = 0.16 \text{ m} \quad (17.5 - 1)$$

El valor de 1.46 del coeficiente de amortiguamiento, B_D , está especificado en el capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10, resultando aproximadamente el 17.50 % de amortiguamiento efectivo en 0.16 metros del desplazamiento del sistema de aislación para DBE.

La estabilidad del sistema de aislación debe ser verificada para el desplazamiento máximo, D_M , el cual se calcula como sigue:

$$D_M = \frac{gS_{M1}T_M}{4\pi^2 B_M} = \frac{9.81 \times 0.64 \times 2.68}{4\pi^2 \times 1.29} = 0.33 \text{ m} \quad (17.5 - 3)$$

El valor de 1.29 del coeficiente de amortiguamiento, B_M , está especificado en el capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10, resultando aproximadamente el 12.20 % de amortiguamiento efectivo en 0.33 metros del desplazamiento del sistema de aislación para MCE.

El desplazamiento total de las unidades del aislador específicos (considerando los efectos de la torsión) se calcula basado en las dimensiones en planta del edificio, la torsión total (debido a la excentricidad real más la accidental), y la distancia desde el centro de resistencia del edificio hasta la unidad del aislador de interés. Usando la normativa, capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10, el desplazamiento total de diseño, D_{TD} , y el desplazamiento máximo total, D_{TM} , de las unidades del aislador se calculan para la dirección crítica (transversal) de la carga sísmica como sigue:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] = 0.16 \times \left[1 + \left(\frac{37.50}{2} \right) \times \frac{12 \times 1.91}{22.50^2 + 37.50^2} \right] = 0.20 \text{ m} \quad (17.5 - 5)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] = 0.33 \times \left[1 + \left(\frac{37.50}{2} \right) \times \frac{12 \times 1.91}{22.80^2 + 37.50^2} \right] = 0.40 \text{ m} \quad (17.5 - 6)$$

Las ecuaciones anteriores asumen que la masa está distribuida en planta en proporción a la rigidez del sistema de aislación y es elevada por 5 por ciento, sin proporcionar ninguna resistencia especial a la rotación del edificio sobre el sistema de aislación. De hecho, la masa del edificio es considerablemente mayor hacia el centro del edificio. La rigidez del sistema de aislación es uniforme en planta (ya que todos los aisladores tienen una distribución simétrica tanto en el eje “X” como el eje “Y”) proporcionando significativa resistencia a la rotación sísmica dinámica del edificio.

4.5.1.2 Rigidez Efectiva Mínima y Máxima

La normativa, capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10, expresan el periodo efectivo en el desplazamiento de diseño en términos del peso del edificio y la rigidez efectiva mínima del sistema de aislamiento, K_{Dmin} . Reagrupando términos y resolviendo para la rigidez efectiva mínima:

$$k_{Dmin} = \left(\frac{4\pi^2}{g} \right) \frac{w}{T_D^2} = \left(\frac{4\pi^2}{9.81} \right) \frac{6838.04}{2.30^2} = 5201.96 \text{ tnf/m}$$

La rigidez es alrededor de 1500.92 kN/m ó 153.00 tnf/m para cada una de las 34 unidades de aislador. La rigidez efectiva puede variar sustancialmente desde una unidad del

aislador a otra y desde un ciclo de la prueba del prototipo a otro. Típicamente, una rigidez efectiva de la unidad del aislador es definida por un rango de valores para juzgar la aceptabilidad de los asientos de apoyo prototipo (y su producción). El valor mínimo del rango de rigidez, K_{Dmin} , es usado para calcular los desplazamientos de diseño del sistema de aislación; el valor máximo de la rigidez, K_{Dmax} , es usado para definir las fuerzas de diseño.

La variación de la rigidez efectiva depende del tipo específico del aislador, compuesto elastomérico, historia de carga, etc., pero debe, en todos los casos, ser lo suficientemente amplio para cumplir con los requerimientos de la normativa, capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10, que definen los valores máximos y mínimos de la rigidez efectiva basados en ensayos de los prototipos de las unidades del aislador. Sobre los tres ciclos requeridos de ensayos en D_D , el valor máximo de la rigidez efectiva (por ejemplo, en el primer ciclo) no deberá ser mayor que el 30 por ciento más grande que el valor mínimo de la rigidez efectiva (por ejemplo, en el tercer ciclo) para cumplir con la normativa. Sobre esta base, la rigidez máxima efectiva, K_{Dmax} , del sistema de aislación en el procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente, está limitada a $6762.55 \text{ tnf}/m$ (esto es $1.3 \times 5201.96 \text{ tnf}/m$). Este valor es solo un aproximado en el análisis de ELF.

El rango de la rigidez efectiva definido por K_{Dmin} y K_{Dmax} (basados en ensayos cíclicos de las unidades prototipo del aislador) no necesariamente limitan todas las posibles variaciones en la rigidez efectiva de los asientos de apoyo elastoméricos. Otras posibles fuentes de variación incluyen: reducción de la rigidez, debido a la “torcedura” en post-fabricación de los asientos de apoyo (por el fabricante), y la parcial recuperación de esta rigidez con el tiempo. Los efectos de la temperatura y el envejecimiento del material de la goma, y otros cambios en las propiedades que pueden también ocurrir en la vida de diseño de las unidades del aislador. Los asientos de apoyo elastoméricos típicamente se “tuercen” inmediatamente luego del moldeo y curado para aflojar las moléculas de goma por aplicación de la carga vertical. Las disposiciones requieren que dichas variaciones en las propiedades de las unidades del aislador se consideren en el diseño, pero no proporcionan criterios específicos. El rango completo de la rigidez efectiva tiene un rango correspondiente de periodos efectivos (con diferentes niveles de demanda espectral). El periodo efectivo más grande (correspondiente a la rigidez efectiva mínima) del rango

podrían usarse para definir los desplazamientos del diseño del sistema de aislación; y el periodo efectivo más corto (correspondiente a la rigidez efectiva máxima) del rango podría usarse para definir las fuerzas de diseño sobre la superestructura.

Como se explica en párrafos anteriores el procedimiento convencional para hallar $K_{Dmín}$ y K_{Dmax} es solo un coeficiente multiplicado por $K_{Dmín}$ y K_{Dmax} , resultante de un proceso empírico. Es opinión de este documento de tesis considerar $K_{Dmín}$ y K_{Dmax} sea igual a la rigidez efectiva total del sistema $K_{eff,D}$ y $K_{eff,M}$ (rigidez efectiva calculada mediante procesos de iteraciones en función al amortiguamiento efectivo y al periodo de la estructura), con valores obtenidos de la evaluación de las propiedades de las unidades de aislación, se obtiene los siguientes valores:

$$k_{Dmax} = 5974.43 \text{ tnf/m } \text{ ó } 58630.32 \text{ kN/m}$$

$$k_{Mmax} = 4298.78 \text{ tnf/m } \text{ ó } 42186.23 \text{ kN/m}$$

Con respecto a las fuerzas laterales de diseño en este análisis estático se usaran $K_{Dmín}$ y K_{Dmax} , valores hallados a partir de las propiedades de los aisladores; y no $K_{Dmín}$ y K_{Dmax} resultantes de un proceso empírico. Cabe resaltar que dichos valores son muy cercanos y fácilmente se podría emplear como válidos cualquiera de estos valores.

4.5.1.3 Fuerzas Laterales de Diseño

La fuerza lateral requerida para el diseño del sistema de aislación, cimentación, y otros elementos estructurales por debajo del sistema de aislación, es:

$$V_b = K_{Dmax} D_D = 5974.43 \times 0.16 = 955.94 \text{ tnf} \quad (17.5 - 7)$$

La cortante en la base (no reducida) del sismo de diseño es alrededor del 14 por ciento del peso del edificio Hotel, y la cortante en la base (no reducida) del MCE (sismo considerado máximo) está en 28.8 por ciento del peso del edificio Hotel. Con la finalidad de diseñar la estructura por encima del sistema de aislación, la cortante en la base del sismo de diseño es reducida por el factor R_1 de acuerdo a las disposiciones:

La fuerza lateral mínima requerida para el diseño por encima del sistema de aislación, es decir la superestructura, es:

$$V_s = \frac{k_{Dmax} D_D}{R_1} = \frac{5974.43 \times 0.16}{2.0} = 477.95 \text{ tnf} \quad (17.5 - 8)$$

La cual indica que la cortante en la base de 477.95 *tnf* cumple con el requerimiento del capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10, que indica que el valor de la cortante en la base, V_s , para la estructura aislada no deberá ser menor que la cortante en la base para una estructura con base fija con el mismo peso y con el mismo periodo estructural.

4.5.1.4 Límites sobre el Análisis Dinámico

Los desplazamientos y fuerzas determinadas por el procedimiento ELF proporcionan una base para la evaluación expedita del tamaño y capacidad de las unidades del aislador y de la resistencia requerida de la superestructura. Los resultados del análisis ELF también establecen límites sobre los parámetros de diseño cuando el análisis dinámico es usado como la base para el diseño. Específicamente, el desplazamiento total de diseño, D_{TD} y el desplazamiento máximo total del sistema de aislación, D_{TM} , determinados por el análisis dinámico no pueden ser menores que el 90 por ciento y el 80 por ciento, respectivamente, de los valores del procedimiento ELF correspondiente:

$$D_{TD,dinámico} \geq 0.9D_{TD,ELF} = 0.9 \times 0.20 = 0.18 \text{ m}$$

$$D_{TM,dinámico} \geq 0.8D_{TM,ELF} = 0.8 \times 0.40 = 0.32 \text{ m}$$

El sistema de aislación, la cimentación, y todos los elementos estructurales por debajo del sistema de aislación deberán diseñarse usando todos los requerimientos apropiados, pero la fuerza lateral de diseño no deberá tomarse menor que el 90 por ciento de V_b .

$$V_{b,dinámico} \geq 0.9V_{b,ELF} = 0.9 \times 955.91 = 631.14 \text{ tnf}$$

La superestructura, si fuera regular, también puede diseñarse para una menor fuerza cortante, pero no menor que el 80 por ciento de la cortante en la base del procedimiento ELF:

$$V_{s,dinámico} \geq 0.8V_{s,ELF} = 0.8 \times 477.95 = 382.36 \text{ tnf}$$

Como una excepción a lo mencionado, las fuerzas de diseño menores que el 80 por ciento de los resultados ELF son permitidos si se justifica por un análisis tiempo historia (que es rara vez, o nunca, el caso). Es de opinión de este documento de tesis excluir estas limitaciones, debido a que la estructura Hotel no cumple con los requerimientos para el análisis ELF.

4.6 Diseño Basado en Análisis Dinámico-Procedimiento Modal Espectral

Mientras que las ecuaciones del procedimiento ELF son herramientas útiles para el diseño preliminar del sistema de aislamiento, las normativas requieren un análisis dinámico para la mayoría de las estructuras aisladas. Incluso cuando no se requiere de forma estricta por las normativas, el uso de análisis dinámicos para verificar el diseño o diseñar con este procedimiento es común.

El análisis espectro de respuesta requiere que las unidades de aislamiento sean modeladas usando valores dependientes de la amplitud de la rigidez y amortiguamiento efectivos. Los valores máximos y mínimos de la rigidez efectiva típicamente son usados para individualmente capturar el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento y las fuerzas máximas en la superestructura. Las cargas horizontales son aplicadas en las dos direcciones horizontales, y la respuesta pico del sistema de aislamiento y otros elementos estructurales es determinada usando el método de combinación direccional del 100 por ciento en cada dirección horizontal. Para el análisis en la dirección vertical (dirección “Z”) se usó el espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones. En conformidad con el Norma técnica E.030.

Para los análisis dinámicos se tomaron en cuenta lo siguiente:

1. Distribución espacial de las unidades de aislamiento individuales.
2. Efectos de la excentricidad de masa real y accidental.
3. Fuerzas de volteo y levantamiento de las unidades de aislamiento individuales.
4. Variabilidad de las propiedades del sistema de aislamiento (debido a la tasa de carga, etc.).

4.6.1 Modelo Estructural

Luego de haber realizado las definiciones básicas e iniciales se procede con el modelado del edificio. Los problemas de modelamiento para las estructuras aisladas incluyen varios asuntos importantes y relativos para obtener un desempeño correcto del sistema de aislación; y se debe de tener en cuenta: los efectos P-delta sobre la estructura aislada, la distribución espacial y el levantamiento de las unidades de aislamiento entre otros.

Debido a estos problemas se usó una distribución uniforme en las columnas, en la imagen N°4.6.1-A se puede apreciar la distribución espacial de las unidades de aislamiento empleado para el análisis dinámico.

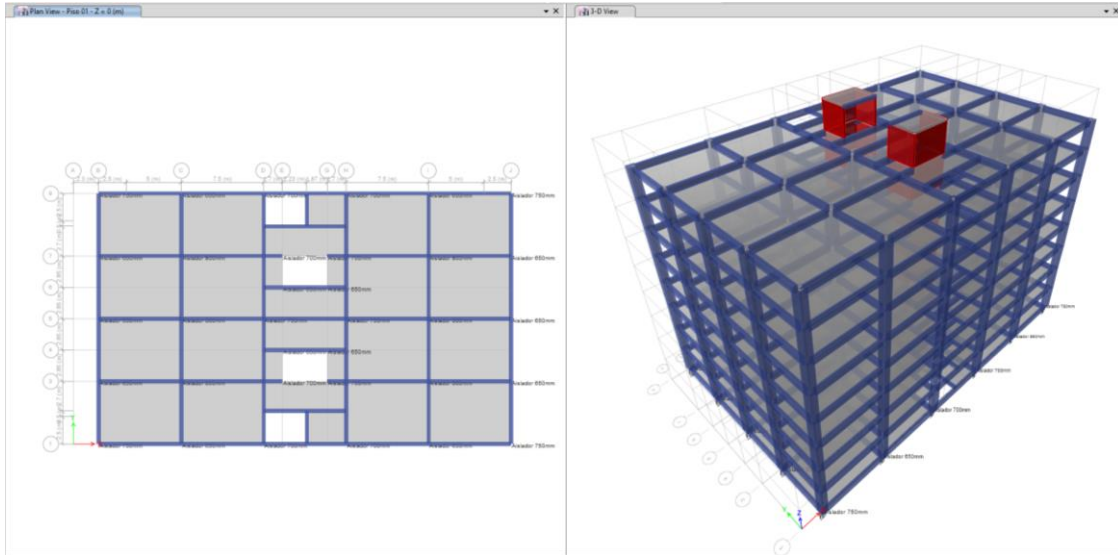


Imagen N° 4.6.1-A: Pantalla de visualización del sistema de aislamiento (izquierda) y del modelo tridimensional de la superestructura (derecha).

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

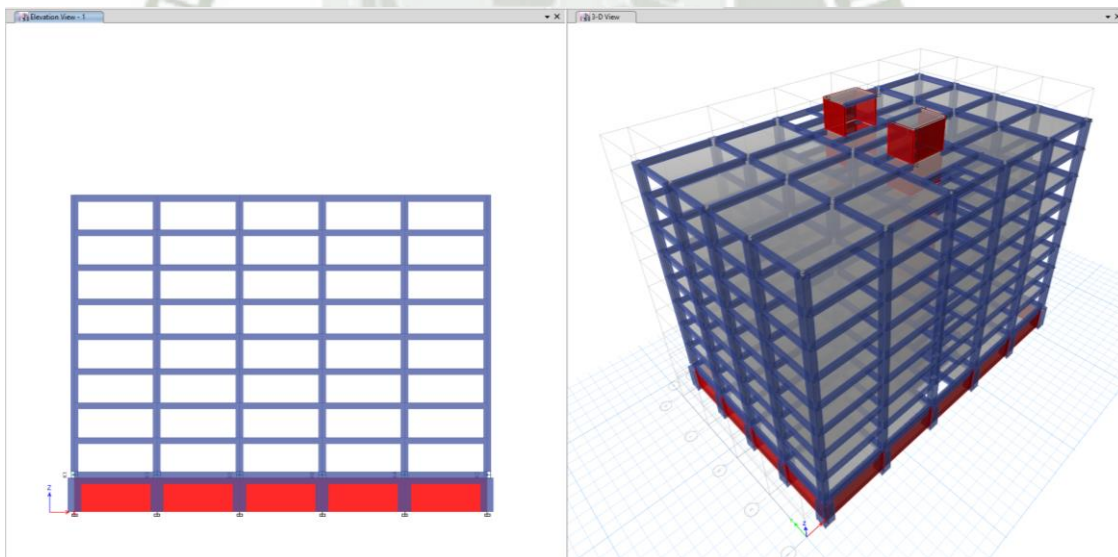
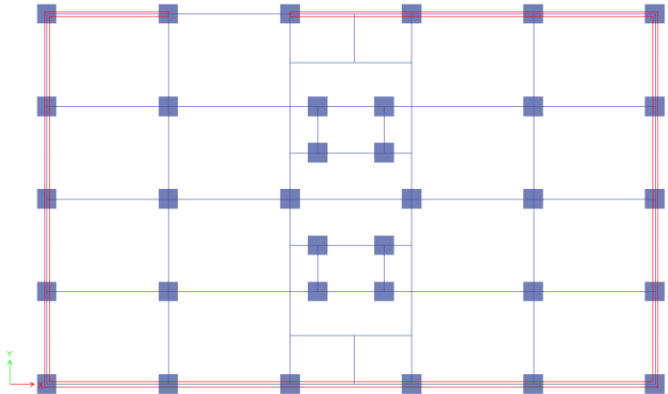
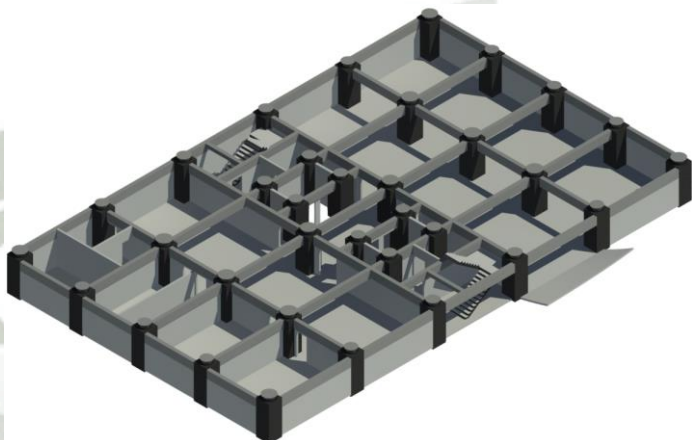
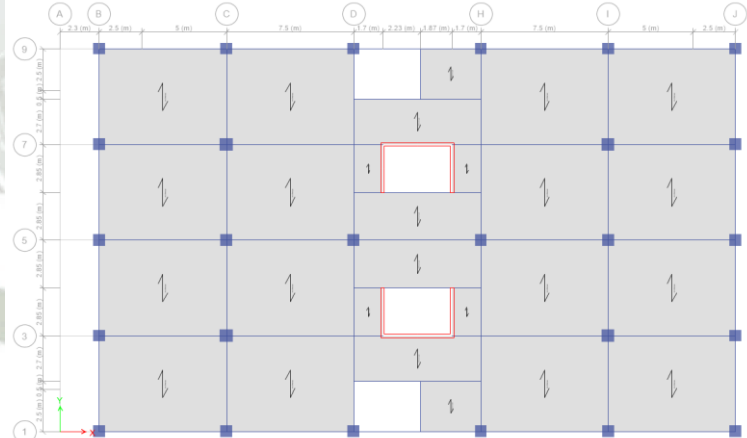


Imagen N° 4.6.1-B: Pantalla de visualización de la vista lateral (izquierda) y del modelo tridimensional de la estructura completa (derecha).

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

El Sótano presenta muros de corte alrededor del	Sótano
---	--------

<p>perímetro de 30 cm de espesor, 34 columnas distribuidas en forma simétrica; las 34 columnas presentan dimensiones de 1.2x1.2 m.</p>	
<p>El sistema de aislación se encuentra ubicado encima de la subestructura y de bajo de la superestructura. Las 34 unidades de aislación están comprendidas por cuatro diferentes tipos, de 650, 700, 750 y 800 mm de diámetro y también se encuentran conectadas por las vigas.</p>	<p style="text-align: center;">Sistema de Aislación</p> 
<p>Losa típica en todos los niveles, se encuentra compuesto por dos tipos de losas.</p> <p>Losa aligerada unidireccional con espesor de 25 cm entre los ejes B-D y H-J, y losa maciza con espesor de 20 cm. entre los ejes D-H.</p>	<p style="text-align: center;">Losa típica en todos los niveles</p> 

Cuadro N° 4.6.1: Vistas en planta de la edificación Hotel y vista tridimensional del sistema de aislación.

Fuente: Software Etabs 2016, Software Revit 2015

Elaboración: Propia

4.6.2 Unidades de Aislación L-RB (Lead Rubber Bearings)

4.6.2.1 Elección Soportes de goma de plomo

El análisis dinámico desarrollado y calculado en las secciones 4.6.2.3, 4.6.2.4, y 4.6.5 proporcionan una base para ya sea:

- Desarrollar un diseño detallado de las unidades del aislador.
- Poder elegir una determinada unidad de aislador.
- Incluir propiedades de diseño apropiadas en especificaciones basadas en desempeño.

Desarrollar un diseño detallado de un asiento de apoyo elastomérico, requiere una familiaridad con la tecnología de asientos de apoyo de goma, que generalmente está más allá de la experticia de muchos diseñadores estructurales; y a menudo varían basado en los materiales usados por diferentes fabricantes.

Debido a lo expuesto en el párrafo anterior en este documento de tesis, como en muchos proyectos de aislación sísmica, se definirá las propiedades más óptimas para las unidades del aislador dentro de un marco de múltiples opciones (Bridgestone Seismic isolation product line-up).

La elección de tipo de aisladores, se basa en tres aspectos principalmente:

- La utilización de los aisladores comúnmente instalados en edificios en el mundo, según sus respectivos parámetros de comportamiento.
- Historial de edificios con resultados positivos, comprobados en respuesta de la estructura y en la operatividad post-sismo.
- El respaldo teórico obtenido por el documento Bridgestone Seismic isolation product line-up que proporciona una amplia cantidad de datos (propiedades y características físicas y deformación), ensayos.

Continuando con el desarrollo de este documento de tesis y con la finalidad de optimizar la elección de las unidades de aislador y saber el desempeño en sus propiedades debido a sollicitaciones sísmicas, diseño o elección de las unidades de aislación, el proceso de optimización se obtiene al realizar el análisis de las características físicas (dimensiones), propiedades a la compresión y propiedades al corte a medida que las unidades de aislador

se desempeñan en solicitaciones sísmicas de DBE y MCE, es decir dejando de trabajar con la deformación por corte al 100 por ciento (valor que mayormente en documentos de pregrado es usado para diseñar unidades de aisladores) y trabajando la deformación al corte con el porcentaje solicitado por DBE y MCE. Esto con el fin de responder a la responsabilidad de reunir los estándares de desempeño para asegurar el éxito del diseño. La unidad de aislación que cumple con todas las exigencias del capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10, y junto con la normativa E.030 con la cual se realizó el análisis dinámico de la edificación Hotel. Las unidades de aislación fueron escogidas del documento Bridgestone Seismic isolation product line-up, y es el aislador de la categoría LRB- (160 mm de espesor de la goma).

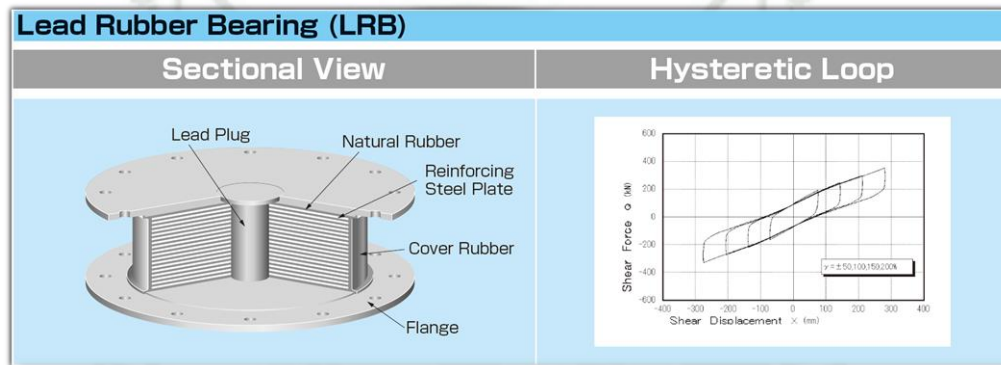


Imagen N° 4.6.2.1-A: Aislador elastomérico con núcleo de plomo empleado en el análisis dinámico.

Fuente: Bridgestone Seismic isolation product line-up.

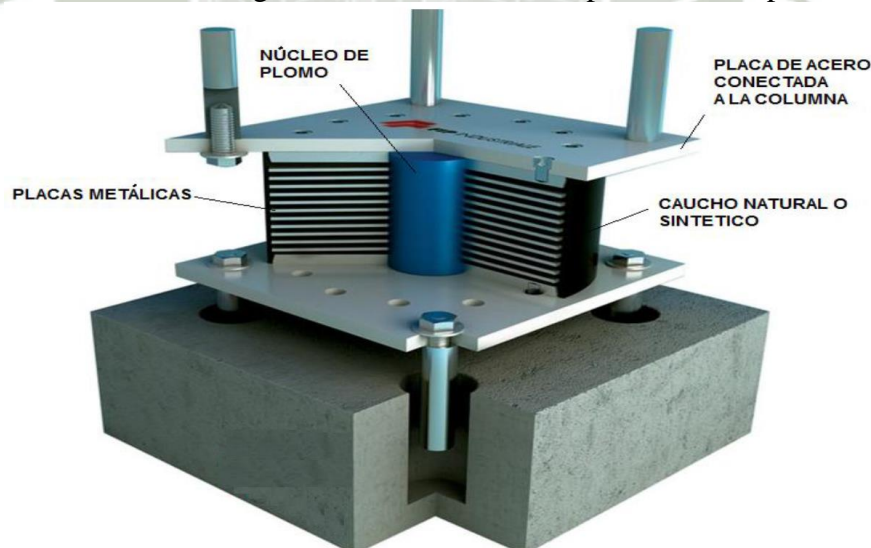


Imagen N° 4.6.2.1-B: Aislador elastomérico con núcleo de plomo.

Fuente: FIP Industriale.

4.6.2.2 Presentación de Propiedades y Dimensiones

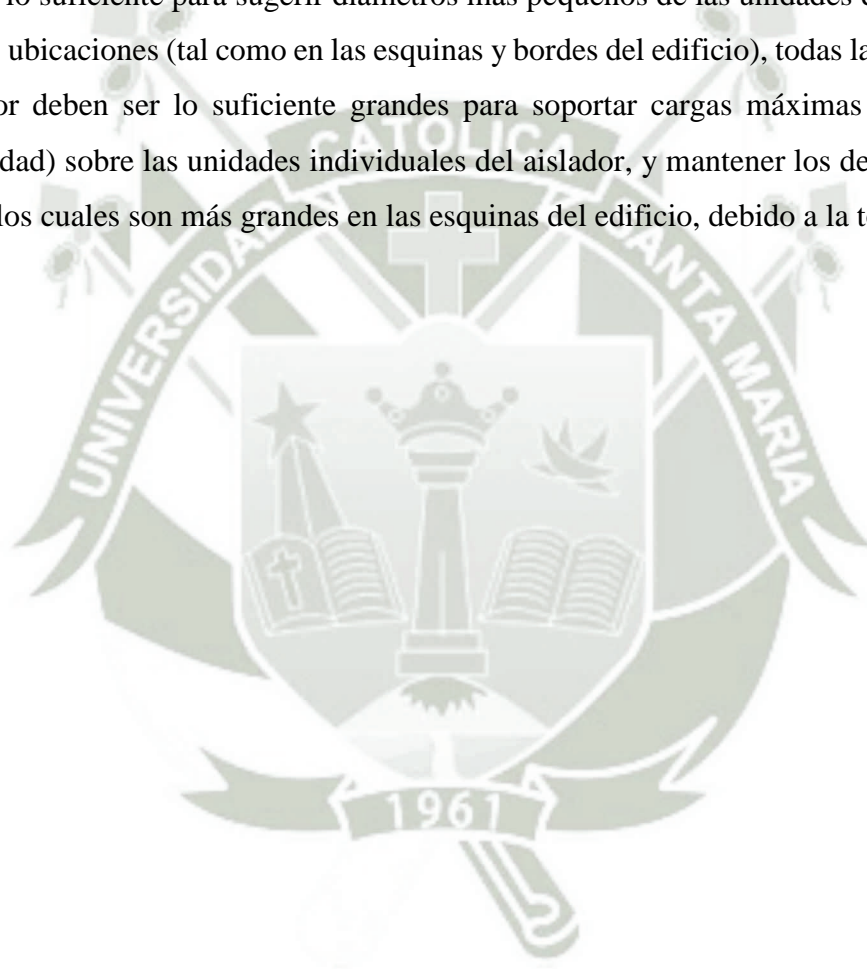
El diseño o elección de las propiedades de las unidades de aislación sísmica comúnmente se establece basado en los cálculos de la demanda ELF, pero debido a que la edificación Hotel no cumple con los requisitos que permiten usar el procedimiento ELF para el diseño de esta estructura aislada como se mencionó anteriormente, y reconociendo que el análisis dinámico es requerido para verificar estas propiedades. Los parámetros clave que influyen el tamaño son:

1. Desplazamiento pico de las unidades del aislador.
2. Carga máxima a largo plazo (gravedad) sobre las unidades individuales del aislador.
3. Carga máxima a corto plazo sobre las unidades individuales del aislador (gravedad más cargas MCE) incluyendo el desplazamiento de levantamiento máximo.

Lead Rubber Bearing (LRB)	
● Product Dimension	
Item	Description
Shape & dimensions of each part	Outer diameter : D_o (mm)
	Lead plug diameter : D_i (mm)
	Effective plane area : A_r ($\times 10^2 \text{mm}^2$)
	Thickness of each rubber layer : t_r (mm)
	Number of rubber layers : n
	Total rubber thickness : $H = n \times t_r$ (mm)
	First shape factor $S_1 = D_o / (4 \times t_r)$
	Second shape factor $S_2 = D_o / (n \times t_r)$
	Diameter of flange : D_r (mm)
	Thickness of flange: edge/center : t_r/t_{rc} (mm)
	Connecting bolt PCD : PCD (mm)
	Diameter of connecting bolt hole x qty : d_b (mm) x qty
	Bolt size (assumption) : M ($d_b - 3$)
	Thickness of each reinforced steel plate : t_s (mm)
	Total height : H_t (mm)
Total weight 1 (kN) = 1/9.80665 (tonf)	

Cuadro N° 4.6.2.2-A: Detalle característico de la unidad de aislación LRB.
Fuente: Bridgestone Seismic isolation product line-up

El cuadro N°4.6.2.2-A muestra una vista frontal de las características físicas de la unidad típica de aislación LRB, los cuadros N°4.6.2.2-B y N°4.6.2.2-C presentan y resumen las propiedades y dimensiones de los cuatro aisladores de tipo LRB- (160 mm), tipo de aislador escogido para el sistema de aislación de la edificación Hotel, cabe recalcar que siempre las propiedades que se presentan en una hoja técnica (catálogo) son a una deformación por corte del 100% a menos que se especifique lo contrario. Este documento, presenta cuatro diferentes tamaños para las unidades de aislación, que son seleccionados para todo el sistema de aislación de la edificación. Aunque las cargas verticales máximas varían lo suficiente para sugerir diámetros más pequeños de las unidades de aislación en ciertas ubicaciones (tal como en las esquinas y bordes del edificio), todas las unidades del aislador deben ser lo suficiente grandes para soportar cargas máximas a largo plazo (gravedad) sobre las unidades individuales del aislador, y mantener los desplazamientos MCE los cuales son más grandes en las esquinas del edificio, debido a la torsión.



● LL-Series (Total Rubber Thickness 160mm)

Code

Designation	Compound	Shear Modulus (N/mm ²)
G4	GO.40	0.385

Characteristics		LL060G4					LL065G4					LL070G4					LL075G4									
		C	B	A	G	H	C	B	A	G	H	C	B	A	G	H	C	B	A	G	H					
Physical Dimensions	Outer Diameter (mm)	600					650					700					750									
	Inner diameter (mm)	100	110	120	130	140	110	120	130	140	150	120	130	140	150	160	130	140	150	160	170					
	Effective Plane Area (× 10 ² mm ²)	2749	2732	2714	2695	2673	3223	3205	3186	3164	3142	3735	3716	3695	3672	3647	4265	4264	4241	4217	4191					
	Thickness of One Rubber Layer (mm)	3.95					4.4					4.9					4.85									
	Number of Rubber Layers (-)	41					37					34					34									
	Total Rubber Thickness (mm)	162					163					167					165									
	First Shape Factor (-)	38.0					36.9					35.7					38.7									
	Second Shape Factor (-)	3.70					3.99					4.20					4.55									
	Diameter of Flange (mm)	900					950					1000					1100									
	Thickness of Flange (mm)	22/28					22/28					22/28					22/28									
	Diameter of Bolt Center (mm)	775					825					875					950									
	Diameter (Number) of Fixing bolts (mm)	φ33 × 12					φ33 × 12					φ33 × 12					φ33 × 12									
	Supposed Bolt (-)	M30					M30					M30					M30									
	Thickness of One Reinforcing Steel Plate (mm)	3.1					3.1					3.1					3.1									
	Height (mm)	342.0					330.4					324.9					323.2									
Total Weight (KN)	5.9	5.9	6.0	6.0	6.1	6.5	6.5	6.6	6.6	6.7	7.1	7.2	7.2	7.3	7.3	8.3	8.3	8.4	8.4	8.5						
Compression Properties	Critical Stress (N/mm ²)	γ=0 σ _{cr}					(41.0)					(48.4)					(53.7)					(66.5)				
	Ultimate Compressive Stress (N/mm ²)	(γ ₀ , σ ₀)																								
		(γ ₁ , σ ₁)																								
		(γ ₂ , σ ₂)																								
	Compressive Stiffness (× 10 ² kN/m)	2070					2400					2680					3200									
	Nominal Long Term Compressive Stress (N/mm ²)	9.2 ^{+1.4} _{-2.1}					10.5 ^{+1.8} _{-2.4}					11.4 ^{+1.7} _{-2.6}					13.0 ^{+2.0} _{-3.0}									
	Nominal Long Term Column Load (kN)	2530	2510	2500	2480	2460	3380	3370	3340	3320	3300	4260	4240	4210	4190	4180	5570	5540	5510	5480	5450					
Allowable Tensile Stress (γ=100%) (N/mm ²)	1.0					1.0					1.0					1.0										
Shear Properties (γ=100%)	Initial Stiffness (× 10 ² kN/m)	8.86	8.89	8.92	8.95	8.98	10.4	10.4	10.4	10.4	10.5	11.7	11.8	11.8	11.8	11.9	13.6	13.6	13.7	13.7	13.8					
	Post Yield Stiffness (γ=100%) (× 10 ² kN/m)	0.682	0.684	0.686	0.688	0.691	0.796	0.798	0.801	0.803	0.806	0.903	0.905	0.908	0.910	0.913	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06					
	Characteristic Strength (kN)	63	76	90	106	123	76	90	106	123	141	90	106	123	141	160	106	123	141	160	181					
	Equivalent shear stiffness (× 10 ² kN/m)	1.07	1.15	1.24	1.34	1.45	1.26	1.35	1.45	1.56	1.67	1.44	1.54	1.64	1.76	1.87	1.69	1.79	1.91	2.03	2.16					
	Equivalent Damping Ratio (-)	0.219	0.244	0.266	0.285	0.302	0.223	0.246	0.266	0.284	0.300	0.227	0.247	0.266	0.283	0.298	0.229	0.248	0.266	0.282	0.296					

Cuadro N° 4.6.2.2-B: Presentación de propiedades y dimensiones de las unidades de aislación LL065G4-A, LL070G4-C, LL075G4-A.

Fuente: Bridgestone Seismic isolation product line-up

● LL-Series (Total Rubber Thickness 160mm)

Code

Designation	Compound	Shear Modulus (N/mm ²)
G4	GO.40	0.385

Characteristics		LL080G4					LL095G4					LL090G4					LL095G4						
		C	B	A	G	H	C	B	A	G	H	C	B	A	G	H	C	B	A	G	H		
Physical Dimensions	Outer Diameter (mm)	800					850					900					950						
	Inner diameter (mm)	140	150	160	170	180	150	160	170	180	190	160	170	180	190	200	170	180	190	200	210		
	Effective Plane Area (× 10 ³ mm ²)	4873	4850	4825	4800	4772	5498	5473	5448	5420	5391	6161	6135	6107	6078	6048	6861	6834	6805	6774	6742		
	Thickness of One Rubber Layer (mm)	5.1					5.25					5.65					6.00						
	Number of Rubber Layers (-)	33					32					30					28						
	Total Rubber Thickness (mm)	168					168					170					168						
	First Shape Factor(-)	39.2					40.5					39.8					39.6						
	Second Shape Factor (-)	4.75					5.06					5.31					5.65						
	Diameter of Flange (mm)	1150					1200					1250					1300						
	Thickness of Flange (mm)	24/32					24/32					28/36					28/36						
	Diameter of Bolt Center (mm)	1000					1050					1100					1150						
	Diameter (Number) of Fixing bolts (mm)	φ33 × 12					φ33 × 12					φ33 × 12					φ33 × 12						
	Supposed Bolt (-)	M30					M30					M30					M30						
	Thickness of One Reinforcing Steel Plate (mm)	4.4					4.4					4.4					4.4						
	Height (mm)	373.1					368.4					369.1					358.8						
Total Weight (KN)	11.4	11.4	11.5	11.6	11.6	12.5	12.5	12.6	12.7	12.8	14.2	14.2	14.3	14.4	14.5	15.1	15.1	15.2	15.3	15.3			
Compression Properties	Critical Stress (N/mm ²)	γ=0 σ _c		(74.0)					(84.9)					(88.6)					(94.1)				
	Ultimate Compressive Stress (N/mm ²)	(γ ₀ , σ _c)		(0.00,80.0)					(0.00,80.0)					(0.00,80.0)					(0.00,80.0)				
		(γ ₁ , σ ₁)		(1.00,80.0)					(1.65,80.0)					(1.90,80.0)					(2.28,80.0)				
		(γ ₂ , σ ₂)		(4.00,17.9)					(4.00,24.5)					(4.00,28.5)					(4.0,34.2)				
	Compressive Stiffness (× 10 ² kN/m)	3590					4100					4530					5060						
	Nominal Long Term Compressive Stress (N/mm ²)	13.0 ^{+2.0} _{-3.0}					15.0 ^{+0.0} _{-3.0}					15.0 ^{+0.0} _{-3.0}					15.0 ^{+0.0} _{-3.0}						
	Nominal Long Term Column Load (kN)	6330	6300	6270	6240	6200	8250	8210	8170	8130	8090	9240	9200	9160	9120	9070	10300	10300	10200	10200	10100		
Allowable Tensile Stress (γ=100%) (N/mm ²)	1.0					1.0					1.0					1.0							
Shear Properties (γ=100%)	Initial Stiffness (× 10 ² kN/m)	15.2	15.2	15.3	15.3	15.3	17.2	17.2	17.3	17.3	17.3	19.1	19.1	19.2	19.2	19.3	21.5	21.5	21.6	21.6	21.6		
	Post Yield Stiffness (γ=100%)(× 10 ² kN/m)	1.17	1.17	1.17	1.18	1.18	1.32	1.32	1.33	1.33	1.33	1.47	1.47	1.47	1.48	1.48	1.65	1.65	1.66	1.66	1.67		
	Characteristic Strength (kN)	123	141	160	181	203	141	160	181	203	226	160	181	203	226	250	181	203	226	250	278		
	Equivalent shear stiffness(× 10 ² kN/m)	1.90	2.01	2.13	2.25	2.38	2.16	2.28	2.40	2.54	2.68	2.41	2.54	2.67	2.81	2.96	2.73	2.86	3.00	3.15	3.31		
	Equivalent Damping Ratio (-)	0.232	0.250	0.266	0.281	0.294	0.234	0.251	0.266	0.280	0.293	0.236	0.251	0.266	0.279	0.291	0.238	0.252	0.266	0.278	0.290		

Cuadro N° 4.6.2.2-C: Presentación de propiedades y dimensiones de la unidad de aislación LL080G4-H.

Fuente: Bridgestone Seismic isolation product line-up

4.6.2.3 Fuerzas Sísmicas y Desplazamientos de Diseño para las Unidades del Aislador

El análisis modal espectral usado para determinar las fuerzas sísmicas de diseño y el desplazamiento incluyen excitaciones simultáneas del modelo del 100 por ciento del movimiento del terreno en la dirección crítica (en la dirección “X” y en la dirección “Y”). Para el análisis en la dirección vertical (dirección “Z”) se usó el espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones. En conformidad con el Norma técnica E.030.

El espectro empleado para el análisis modal espectral con la cual se diseñó la subestructura es el espectro MCE (sismo máximo considerado, probabilidad de excedencia de 2% en una estructura con una vida útil de 50 años, es decir un periodo de retorno de 2475 años), en los puntos 4.2.3.2 y 4.2.3.3.2 se explica en forma más amplia la obtención de este espectro.

El espectro empleado para el análisis modal espectral con la cual se diseñó el sistema de aislación y la superestructura es el espectro DBE (sismo de diseño, probabilidad de excedencia de 10% en una estructura con una vida útil de 50 años, es decir un periodo de retorno de 475 años), en los puntos 4.2.3.2 y 4.2.3.3.1 se explica en forma más amplia la obtención de este espectro.

Cuando el análisis indique que ciertas unidades del aislador podrían levantarse durante la respuesta pico DBE (como se indica por la fuerza hacia debajo de cero), la cantidad de levantamiento es pequeña y no afectaría apreciablemente la distribución de las fuerzas sísmicas en la superestructura.

4.6.2.4 Evaluación de las Unidades de Aislación

Este ítem define el proceso mediante el cual se determinó el valor de las propiedades a la compresión y al corte.

Para realizar el análisis dinámico-procedimiento modal espectral se requiere la rigidez efectiva (K_{eff}), el amortiguamiento viscoso equivalente entre otros valores, los cuales se obtienen a partir de la energía disipada por ciclo del aislador.

Como se vio en el ítem 4.6.2.2 los valores de las unidades de aislación LL065G4-A, LL070G4-C, LL075G4-A y LL080G4-H que se presentan, son para una deformación al corte al 100 por ciento; y debido a la incertidumbre con respecto al valor más cercano al porcentaje de la deformación por corte al cual están sometidos las unidades de aislación, se optó por realizar un cálculo exhaustivo para hallar la deformación por corte que se aproxime a la realidad, este cálculo es a base de las dimensiones físicas, propiedades a la compresión, propiedades del material de caucho, propiedades de la placa de acero y el desplazamiento al cual está siendo sometido el aislador. Mediante fórmulas que representan las propiedades a la compresión y propiedades al corte que tiene un origen y fundamento en base a las propiedades mecánicas del caucho y placas de acero, que fueron extraídas del catálogo Bridgestone Seismic isolation product line-up (fabricado por la Bridgestone Engineered Products Company, Inc. Bridgestone, es uno de los varios fabricantes de asientos de apoyo de goma de elevado amortiguamiento y proporciona datos en catálogos sobre las propiedades de diseño de aisladores estándar) y del documento “Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings”, de Constantinou, que proporciona directrices para establecer un rango de las propiedades de la rigidez efectiva (y del amortiguamiento efectivo) que capturan todas las fuentes de variación sobre la vida de diseño de las unidades del aislador; estas ecuaciones fueron empleadas en el desarrollo de este ítem con la finalidad de obtener un valor más preciso con respecto a valores que se utilizan por procesos empíricos como rangos de rigidez máxima aproximada, diámetro del aislador, periodo fundamental de la estructura por encima del sistema aislado, coeficiente de amortiguamiento, y otras características del aislador.

Aunque una descripción completa y detallada de las ecuaciones empleadas y de los resultados obtenidos a partir de ellas no es posible, debido a la cantidad cálculos realizados y la cantidad de fórmulas empleadas, una breve muestra de los resultados obtenidos y datos empleados se describen a continuación en el cuadro N° 4.6.2.4-A; cabe mencionar que las formulas empleadas fueron probadas para una deformación del corte del 100 por ciento dando valores idénticos a los valores proporcionados por el catálogo Bridgestone Seismic isolation product line-up, con lo que el presente documento de tesis valida los valores resultantes para las deformaciones al corte del DBE y MCE.

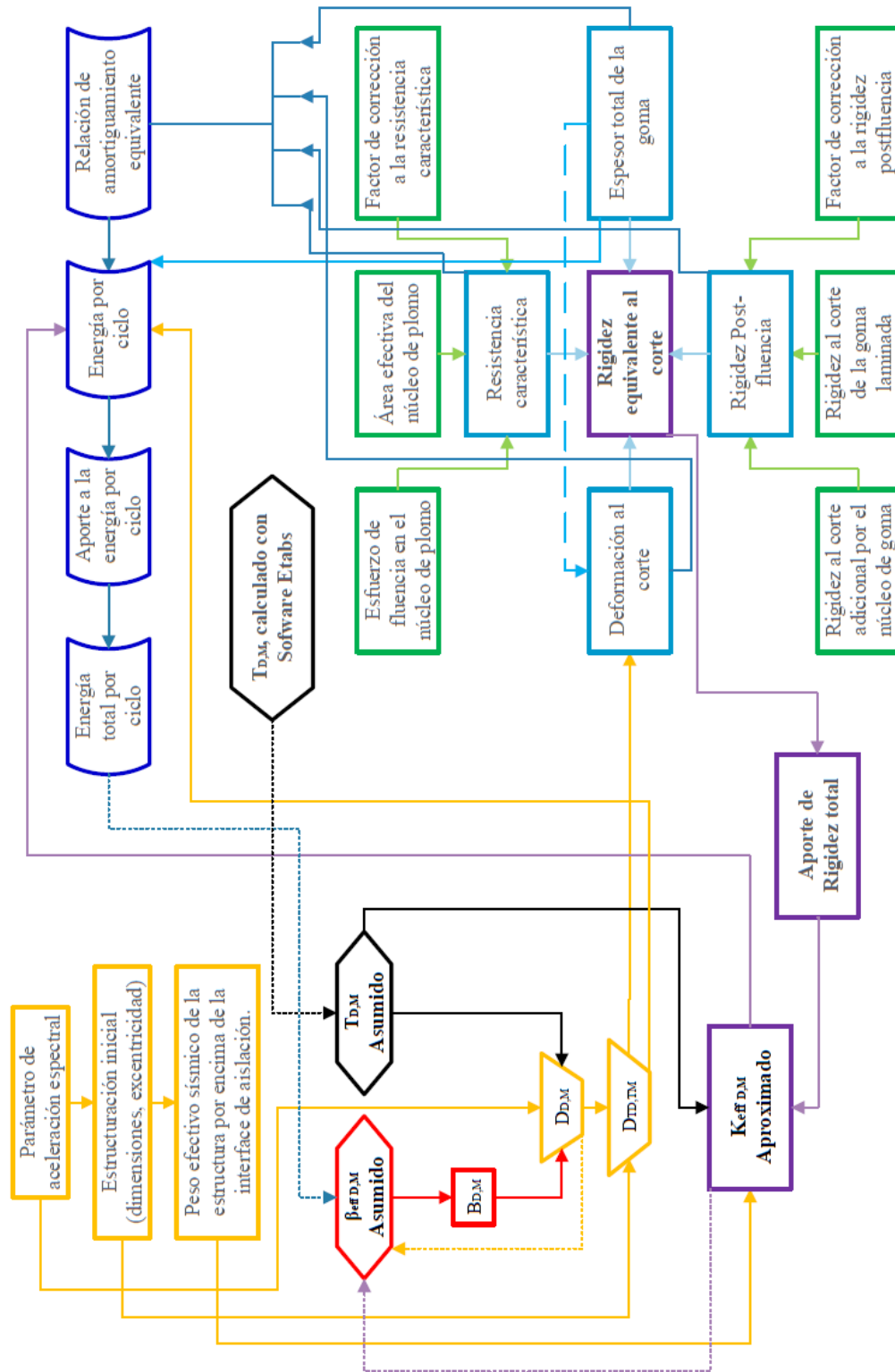


Imagen N° 4.6.2.4: Diagrama de flujo de evaluación de las unidades de aislamiento.

Fuente: Software Visio 2016

Elaboración: Propia

	LL080G4-H		LL065G4-A		LL075G4-A		LL070G4-C		
	L-RB		L-RB		L-RB		L-RB		
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	
Cantidad de Aisladores =	6		14		6		8		-
Total de Aisladores a Usar =	34								-
Peso Sísmico Total =	67081.17								kN
Masa Sísmica Total =	6838.04								kN-s2/m
Masa por cada Aislador (por Tipo) =	201.12								kN-s2/m
Módulo de Corte de la Goma, G _c (para LRB) =	0.385		0.385		0.385		0.385		N/mm2
Módulo Aparente de Corte del Plomo, α _c (para LRB) =	0.583		0.583		0.583		0.583		N/mm2
Peso del Aislador =	11.60		6.60		8.40		7.10		kN
Diámetro Exterior del Aislador, D _o =	800.00		650.00		750.00		700.00		mm
Área Efectiva en el Plano, A =	477200.00		318600.00		424100.00		373500.00		mm2
Espesor Total de la Goma, H =	168.00		163.00		165.00		167.00		mm
Número de Capas de Goma =	33.00		37.00		34.00		34.00		-
Espesor de cada Capa de Goma, t _c =	5.09		4.41		4.85		4.91		mm
Altura Total, h _t =	373.10		330.40		323.20		324.90		mm
Diámetro efectivo del Núcleo de Plomo, d _p =	180.00		130.00		150.00		120.00		mm
Área efectiva del Núcleo de Plomo, A _p =	25446.90		13273.23		17671.46		11309.73		mm2
Esfuerzo de Corte en Fluencia del Núcleo de Plomo, σ _{ps} =	7.97		7.97		7.97		7.97		N/mm2
Deformación por Corte, Y =	0.95	1.97	0.98	2.03	0.97	2.00	0.96	1.98	-
Factor de Corrección a la Rigidez Post-fluencia, C _{sd} (para LRB) =	1.01	0.92	1.00	0.92	1.01	0.92	1.01	0.92	-
Factor de Corrección a la Resistencia Característica, C _{qd} (para LRB) =	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-
Relación de Amortiguamiento Equivalente, H _{eq} (Y) o β =	0.298	0.219	0.267	0.186	0.269	0.188	0.231	0.153	N/mm2
Rigidez al Corte de la Goma Laminada, K _c (para LDR) =	1093.58		752.52		989.57		861.06		kN/m
Rigidez al Corte Adicional por el Núcleo de Goma, K _n (para LDR) =	88.31		47.47		62.44		39.48		kN/m
Rigidez Equivalente al Corte, K _{eq} =	2459.74	1703.90	1462.58	1055.32	1937.31	1394.41	1471.50	1102.73	kN/m
Rigidez Postfluencia, K ₂ =	1195.68	1089.85	803.24	735.03	1059.49	967.99	909.69	829.82	kN/m
Rigidez Inicial, K ₁ =	15543.80	14168.07	10442.09	9555.35	13773.42	12583.82	11825.99	10787.68	kN/m
Resistencia Característica, Q _c =	202.74	202.74	105.75	105.75	140.79	140.79	90.10	90.10	kN
Energía por Ciclo, ΔW =	118604.14	255169.56	63200.63	134583.53	84085.09	179105.32	54830.63	115734.54	kN-mm
Desplazamiento de Fluencia, D _y =	14.13	15.50	10.97	11.99	11.07	12.12	8.25	9.05	mm
Fuerza de Fluencia, F _y =	219.63	219.63	114.56	114.56	152.52	152.52	97.61	97.61	kN
Fuerza en el Asiento de Apoyo =	394.50	562.56	234.57	348.42	310.71	460.38	236.01	364.08	kN
Factor B =	1.81	1.59	1.73	1.49	1.73	1.50	1.62	1.39	-
Aporte a la Rigidez Total =	14758.41	10223.42	20476.07	14774.47	11623.87	8366.47	11771.96	8821.87	kN/m
Aporte a la Energía por Ciclo =	711624.81	1531017.39	884808.80	1884169.39	504510.54	1074631.92	438645.04	925876.30	kN-mm
Módulo de Young, E =	2.20		2.20		2.20		2.20		N/mm2
Módulo Volumétrico, E _v =	1175.00		1175.00		1175.00		1175.00		N/mm2
Factor de Corrección de E por Rugosidad, k =	0.85		0.85		0.85		0.85		-
Primer Factor de Forma del Material, S ₁ =	39.29		36.89		38.64		35.63		-
Segundo Factor de Forma del Material, S ₂ =	4.76		3.99		4.55		4.19		-
Módulo de Compresión Efectivo, E _c =	976.33		954.66		970.77		941.97		N/mm2
Factor de Corrección al Módulo de Young, α _v (para LDR) =	1.23		1.23		1.23		1.23		-
Rigidez a Compresión Vertical, K _v =	3592991.44		2390774.69		3196945.69		2669770.20		kN/m
Masa por cada Aislador (por Tipo) =	201.12		201.12		201.12		201.12		kN-s2/m
Periodo Efectivo =	1.80	2.16	2.33	2.74	2.02	2.39	2.32	2.68	s
Amortiguamiento =	349.33	197.46	235.77	125.49	272.83	145.67	196.44	97.24	kN-s/m
Diámetro efectivo del Núcleo de Plomo =	180.00		130.00		150.00		120.00		mm
Diámetro Exterior del Aislador, D _o =	800.00		650.00		750.00		700.00		mm
Cantidad de Aisladores =	6		14		6		8		-
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	
	L-RB		L-RB		L-RB		L-RB		
	LL080G4-H		LL065G4-A		LL075G4-A		LL070G4-C		

Cuadro N° 4.6.2.4-A: Propiedades a compresión y deformación al corte de las unidades de aislación.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Los parámetros a utilizar en programas de cómputo son mostrados en el cuadro N° 4.6.2.4-B, resultado del análisis conjunto e iterativo entre las propiedades del aislador (calculada en hoja de cálculo) y el periodo fundamental de la estructura (calculado en el software Etabs 2016).

	LL080G4-H		LL065G4-A		LL075G4-A		LL070G4-C		
	L-RB		L-RB		L-RB		L-RB		
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	
Número Total de Aisladores por Tipo =	6		14		6		8		
Masa =	1.182		0.673		0.856		0.724		ton
Peso =	11.600		6.600		8.400		7.100		kN
Rigidez Efectiva (U2, U3) =	2459.735	1703.903	1462.576	1055.319	1937.312	1394.411	1471.495	1102.733	kN/m
Amortiguamiento Efectivo (U2, U3) =	349.334	197.457	235.775	125.494	272.831	145.671	196.438	97.236	kN-s/m
Rigidez (U2, U3) =	15543.798	14168.068	10442.086	9555.349	13773.422	12583.824	11825.988	10787.678	kN/m
Resistencia a la Fluencia (U2, U3) =	219.630	219.630	114.560	114.560	152.521	152.521	97.613	97.613	kN
Relación de la Rigidez Post-Fluencia (U2, U3) =	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077	-
Rigidez Efectiva Vertical (U1) =	3592991.437		2390774.690		3196945.689		2669770.198		kN/m

Cuadro N° 4.6.2.4-B: Parámetros a utilizar en el programa de cómputo.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Los resultados mostrados en el cuadro N° 4.6.2.4-A son para una amortiguamiento efectivo B_D , del 17.5% y B_M del 12.2% en DBE y MCE respectivamente, en concordancia con la tabla 17.5-1 del capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10.

4.6.2.5 Modelamiento, Definición y Asignación de Propiedades a las Unidades de Aislación

Por defecto, Etabs puede modelar las unidades de aislación de diversas maneras, en el presente documento de tesis se utilizó dos tipos de modelamiento.

En Etabs con la ayuda del comando, Draw Links se modela las unidades de aislación en el modelo de estructura completa, y como un Joint Object en el modelo de la superestructura. El siguiente paso es la creación de las propiedades de los aisladores, se definen mediante la ruta “Define/Section Properties/ Link/Support/ Add New Property...” seguidamente en la ventana “Link Property Data” se procede a rellenar las características del aislador (propiedades calculadas en el ítem 4.6.2.4).

Luego de la definición de las propiedades de las unidades de aislación se procede a definir los diferentes aisladores siguiendo con la ruta “Spring Properties/ Poin Spring/ Add New Property...” seguidamente en la ventana “Point Spring Property Data” se nombra al aislador y se asignan sus correspondientes propiedades ya definidas en el párrafo anterior.

En el modelo en Etabs, se seleccionan los puntos donde se ubican los aisladores y siguiendo con la ruta “Assign/Joint/Springs...” seguidamente en la ventana “Joint Assignment – Springs” se asigna el aislador.

4.6.3. Resultados del Análisis Dinámico-Procedimiento Modal Espectral

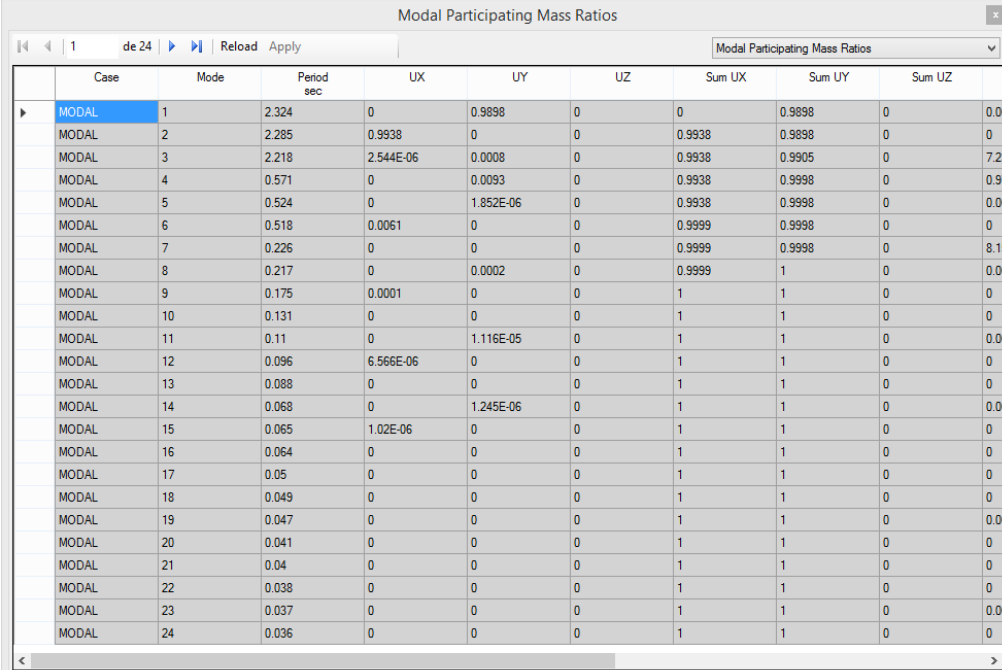
4.6.3.1 Modos de Vibración

Los modos de vibración de una estructura dependen de su rigidez y de su distribución de masas. Cada modo de vibración se asocia a una forma y periodo. Se considera un modo de vibración por cada grado de libertad en la estructura, en este caso se consideró diafragmas rígidos con 3 grados de libertad por piso.

Según la norma E-030, para hallar los periodos de vibración, se identifican los modos fundamentales, según los porcentajes de masas efectivas de la estructura. Se debe considerar aquellos modos que por lo menos sumen 90% de masa efectiva, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros.

Resultados en la superestructura para el sismo de diseño (DBE):

- El modo fundamental de vibración 1 se presenta en la dirección “Y” con periodo de 2.324 segundos.
- El modo fundamental de vibración 2 se presenta en la dirección “X” con periodo de 2.285 segundos.



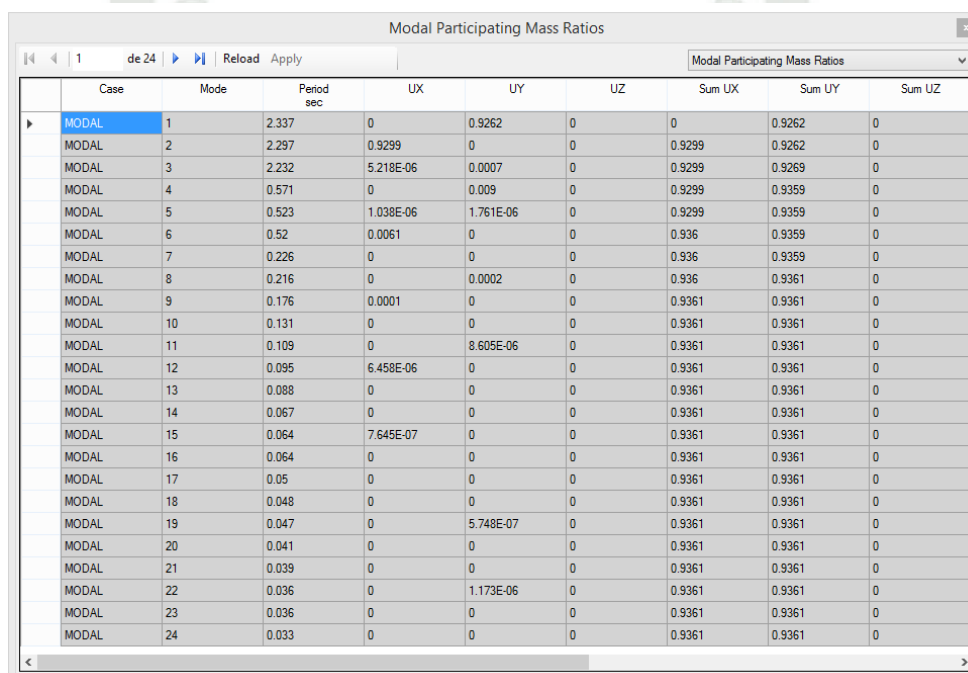
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
MODAL 1	1	2.324	0	0.9898	0	0	0.9898	0
MODAL 2	2	2.285	0.9938	0	0	0.9938	0.9898	0
MODAL 3	3	2.218	2.544E-06	0.0008	0	0.9938	0.9905	0
MODAL 4	4	0.571	0	0.0093	0	0.9938	0.9998	0
MODAL 5	5	0.524	0	1.852E-06	0	0.9938	0.9998	0
MODAL 6	6	0.518	0.0061	0	0	0.9999	0.9998	0
MODAL 7	7	0.226	0	0	0	0.9999	0.9998	0
MODAL 8	8	0.217	0	0.0002	0	0.9999	1	0
MODAL 9	9	0.175	0.0001	0	0	1	1	0
MODAL 10	10	0.131	0	0	0	1	1	0
MODAL 11	11	0.11	0	1.116E-05	0	1	1	0
MODAL 12	12	0.096	6.566E-06	0	0	1	1	0
MODAL 13	13	0.088	0	0	0	1	1	0
MODAL 14	14	0.068	0	1.245E-06	0	1	1	0
MODAL 15	15	0.065	1.02E-06	0	0	1	1	0
MODAL 16	16	0.064	0	0	0	1	1	0
MODAL 17	17	0.05	0	0	0	1	1	0
MODAL 18	18	0.049	0	0	0	1	1	0
MODAL 19	19	0.047	0	0	0	1	1	0
MODAL 20	20	0.041	0	0	0	1	1	0
MODAL 21	21	0.04	0	0	0	1	1	0
MODAL 22	22	0.038	0	0	0	1	1	0
MODAL 23	23	0.037	0	0	0	1	1	0
MODAL 24	24	0.036	0	0	0	1	1	0

Cuadro N° 4.6.3.1-A: Pantalla de visualización de Modal Participating Mass Ratios en la superestructura para DBE.

Fuente: Software Etabs 2016
Elaboración: Propia

Resultados en la estructura completa (subestructura y superestructura) para el sismo de diseño (DBE):

- El modo fundamental de vibración 1 se presenta en la dirección “Y” con periodo de 2.337 segundos.
- El modo fundamental de vibración 2 se presenta en la dirección “X” con periodo de 2.297 segundos.



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
MODAL 1	1	2.337	0	0.9262	0	0	0.9262	0
MODAL 2	2	2.297	0.9299	0	0	0.9299	0.9262	0
MODAL 3	3	2.232	5.218E-06	0.0007	0	0.9299	0.9269	0
MODAL 4	4	0.571	0	0.009	0	0.9299	0.9359	0
MODAL 5	5	0.523	1.038E-06	1.761E-06	0	0.9299	0.9359	0
MODAL 6	6	0.52	0.0061	0	0	0.936	0.9359	0
MODAL 7	7	0.226	0	0	0	0.936	0.9359	0
MODAL 8	8	0.216	0	0.0002	0	0.936	0.9361	0
MODAL 9	9	0.176	0.0001	0	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 10	10	0.131	0	0	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 11	11	0.109	0	8.605E-06	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 12	12	0.095	6.458E-06	0	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 13	13	0.088	0	0	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 14	14	0.067	0	0	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 15	15	0.064	7.645E-07	0	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 16	16	0.064	0	0	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 17	17	0.05	0	0	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 18	18	0.048	0	0	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 19	19	0.047	0	5.748E-07	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 20	20	0.041	0	0	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 21	21	0.039	0	0	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 22	22	0.036	0	1.173E-06	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 23	23	0.036	0	0	0	0.9361	0.9361	0
MODAL 24	24	0.033	0	0	0	0.9361	0.9361	0

Cuadro N° 4.6.3.1-B: Pantalla de visualización de Modal Participating Mass Ratios en la estructura completa para DBE.

Fuente: Software Etabs 2016
Elaboración: Propia

Resultados en la superestructura para el sismo considerado máximo (MCE):

- El modo fundamental de vibración 1 se presenta en la dirección “Y” con periodo de 2.680 segundos.
- El modo fundamental de vibración 2 se presenta en la dirección “X” con periodo de 2.647 segundos.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
MODAL	1	2.68	0	0.9941	0	0	0.9941	0
MODAL	2	2.647	0.9966	0	0	0.9966	0.9941	0
MODAL	3	2.558	1.669E-06	0.0008	0	0.9966	0.9948	0
MODAL	4	0.582	0	0.0051	0	0.9966	0.9999	0
MODAL	5	0.534	0	1.011E-06	0	0.9966	0.9999	0
MODAL	6	0.525	0.0033	0	0	0.9999	0.9999	0
MODAL	7	0.227	0	0	0	0.9999	0.9999	0
MODAL	8	0.217	0	0.0001	0	0.9999	1	0
MODAL	9	0.176	4.611E-05	0	0	1	1	0
MODAL	10	0.131	0	0	0	1	1	0
MODAL	11	0.11	0	5.762E-06	0	1	1	0
MODAL	12	0.096	3.39E-06	0	0	1	1	0
MODAL	13	0.088	0	0	0	1	1	0
MODAL	14	0.068	0	6.433E-07	0	1	1	0
MODAL	15	0.065	5.269E-07	0	0	1	1	0
MODAL	16	0.064	0	0	0	1	1	0
MODAL	17	0.05	0	0	0	1	1	0
MODAL	18	0.049	0	0	0	1	1	0
MODAL	19	0.047	0	0	0	1	1	0
MODAL	20	0.041	0	0	0	1	1	0
MODAL	21	0.04	0	0	0	1	1	0
MODAL	22	0.038	0	0	0	1	1	0
MODAL	23	0.037	0	0	0	1	1	0
MODAL	24	0.036	0	0	0	1	1	0

Cuadro N° 4.6.3.1-C: Pantalla de visualización de Modal Participating Mass Ratios en la superestructura para MCE.

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

Resultados en la estructura completa (subestructura y superestructura) para el sismo considerado máximo (MCE):

- El modo fundamental de vibración 1 se presenta en la dirección “Y” con periodo de 2.690 segundos.
- El modo fundamental de vibración 2 se presenta en la dirección “X” con periodo de 2.657 segundos.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
MODAL	1	2.69	0	0.9299	0	0	0.9299	0
MODAL	2	2.657	0.9323	0	0	0.9323	0.9299	0
MODAL	3	2.569	2.967E-06	0.0007	0	0.9323	0.9306	0
MODAL	4	0.582	0	0.005	0	0.9323	0.9356	0
MODAL	5	0.533	0	9.499E-07	0	0.9323	0.9356	0
MODAL	6	0.528	0.0033	0	0	0.9356	0.9356	0
MODAL	7	0.227	0	0	0	0.9356	0.9356	0
MODAL	8	0.218	0	0.0001	0	0.9356	0.9357	0
MODAL	9	0.176	4.761E-05	0	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	10	0.131	0	0	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	11	0.11	0	3.688E-06	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	12	0.096	3.051E-06	0	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	13	0.088	0	0	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	14	0.068	0	0	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	15	0.065	0	0	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	16	0.064	0	0	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	17	0.05	0	0	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	18	0.049	0	0	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	19	0.048	0	8.256E-07	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	20	0.041	0	0	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	21	0.04	0	0	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	22	0.038	0	0	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	23	0.037	0	1.384E-06	0	0.9357	0.9357	0
MODAL	24	0.036	0	0	0	0.9357	0.9357	0

Cuadro N° 4.6.3.1-D: Pantalla de visualización de Modal Participating Mass Ratios en la estructura completa para MCE.

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

Los cuadros presentados muestran una muy pequeña diferencia en el valor del periodo entre los modelos en Etabs de la superestructura y la estructura completa, al realizar un análisis de los resultados obtenidos en ambos modelos en Etabs (modos de vibración, fuerza cortante y desplazamientos) se podría considerar que sus resultados son similares, más no idénticos debido a ello, este documento de tesis cree por conveniente elegir el modelo en Etabs de la estructura completa y sus resultados para el diseño de la edificación Hotel.

4.6.3.2 Fuerza Cortante Basal

El cortante dinámico es determinado mediante la incorporación de un espectro de diseño que combinando todos los efectos producidos por las formas modales mediante métodos conocidos de combinación modal se logra obtener un valor para el cortante base. En las siguientes imágenes se aprecia los valores para el cortante dinámico en las direcciones “X” e “Y” para DBE y MCE.

Resultados en la estructura completa (subestructura y superestructura) para el sismo de diseño (DBE):

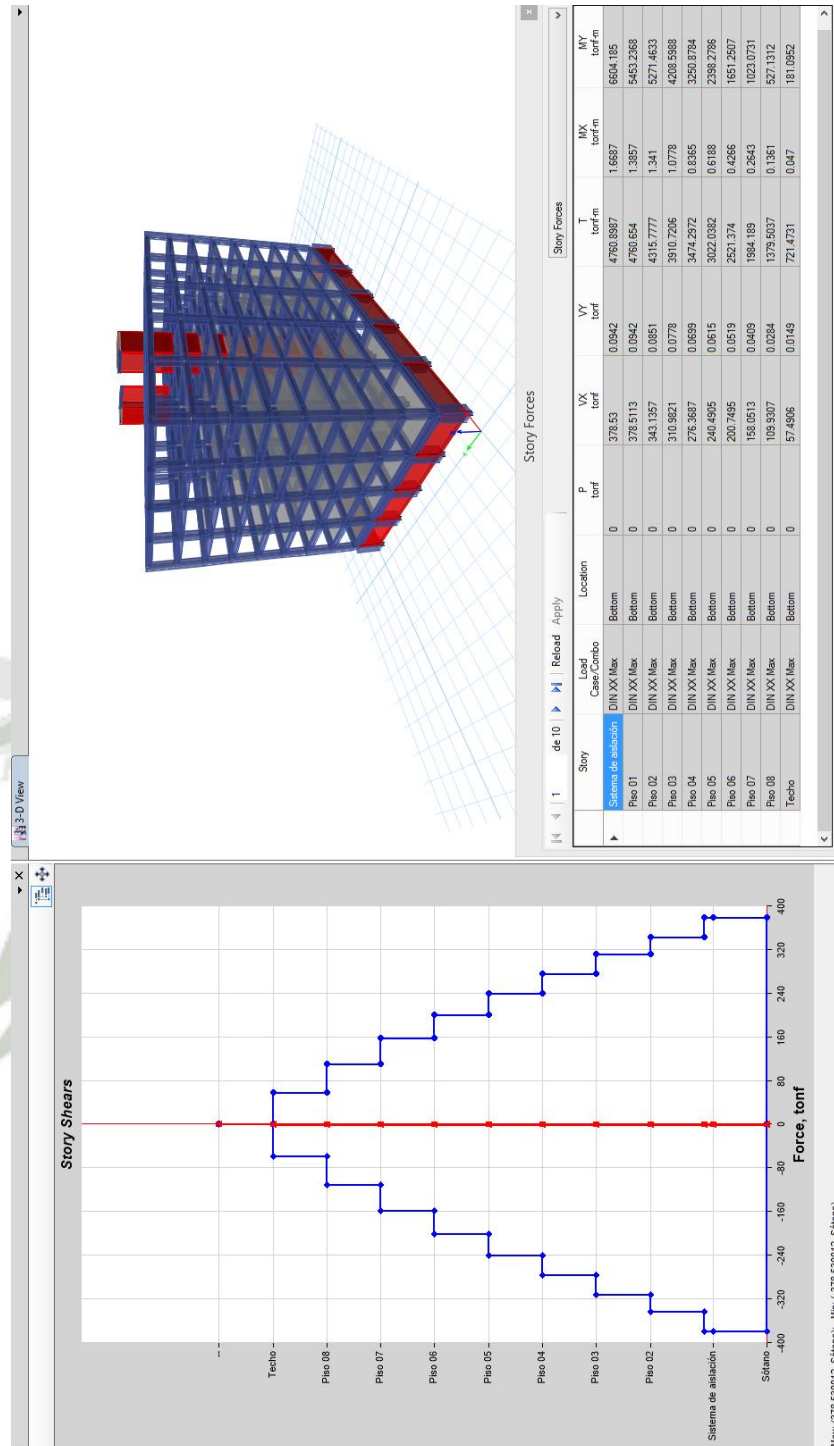


Imagen N° 4.6.3.2-A: Pantalla de visualización de la fuerza cortante en la dirección “X” en la estructura completa para el DBE.

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

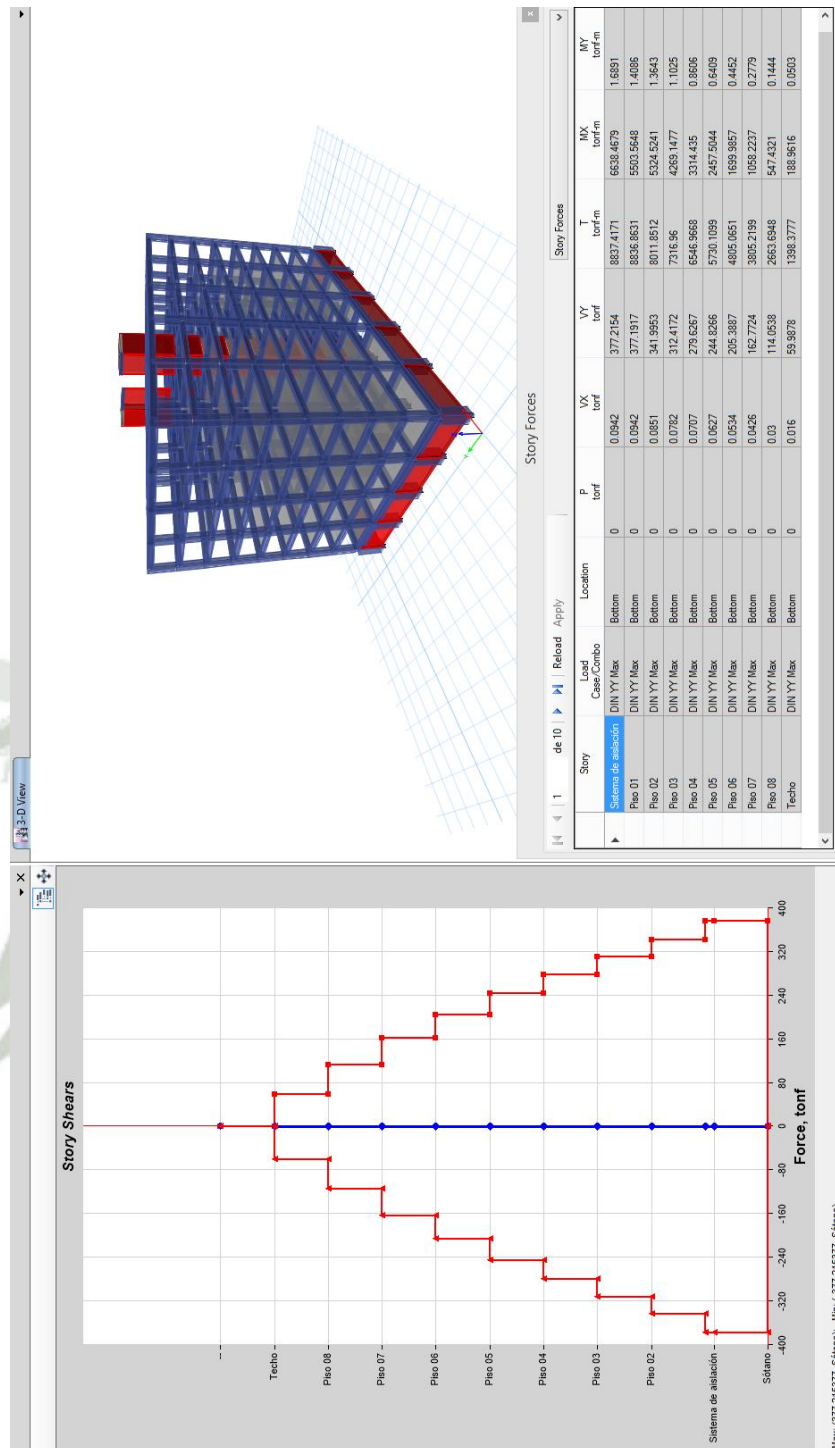


Imagen N° 4.6.3.2-B: Pantalla de visualización de la fuerza cortante en la dirección “Y” en la estructura completa para el DBE.

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

Resultados en la estructura completa (subestructura y superestructura) para el sismo considerado máximo (MCE):

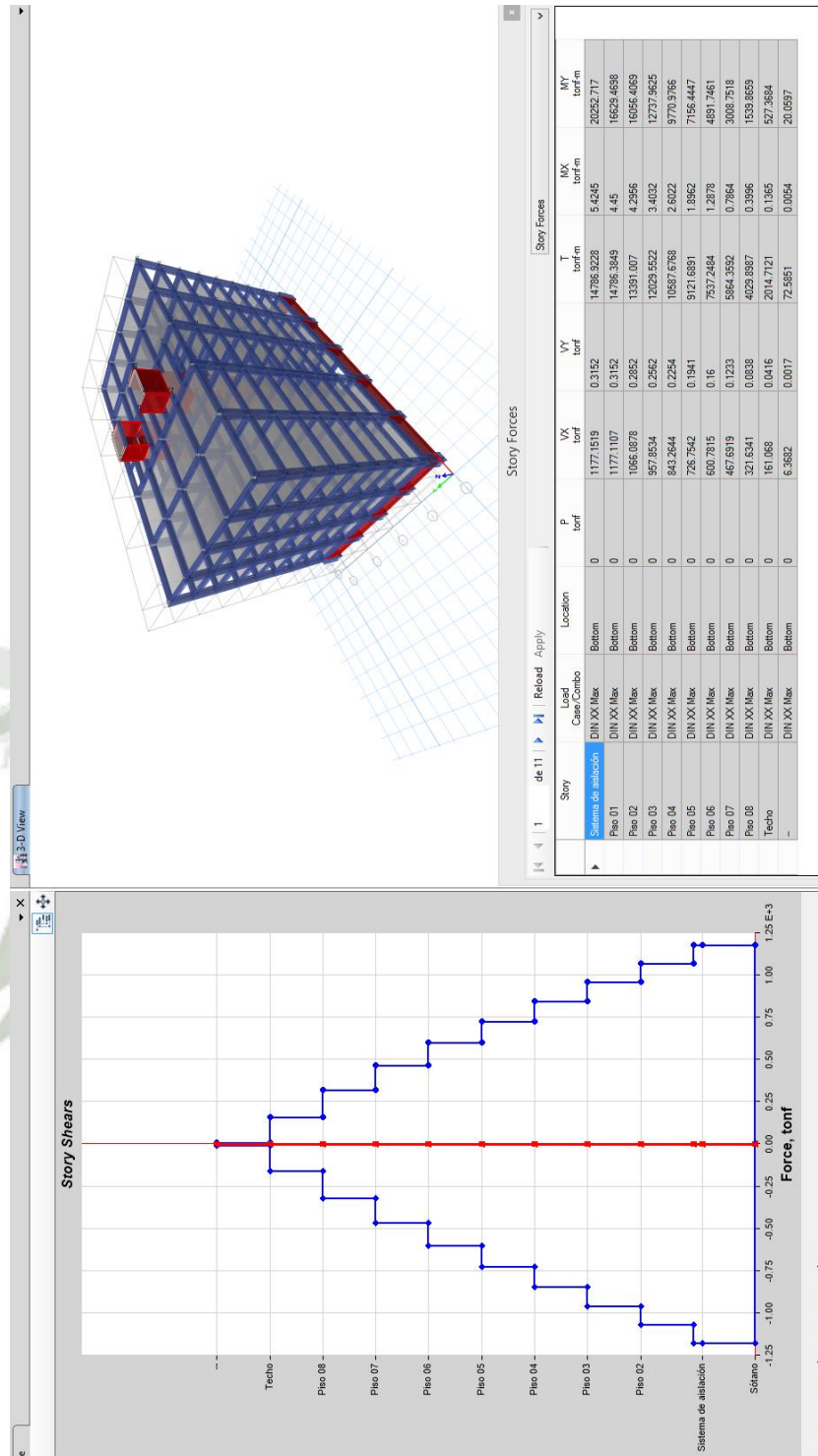


Imagen N° 4.6.3.2-C: Pantalla de visualización de la fuerza cortante en la dirección “X” en la estructura completa para el MCE.

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

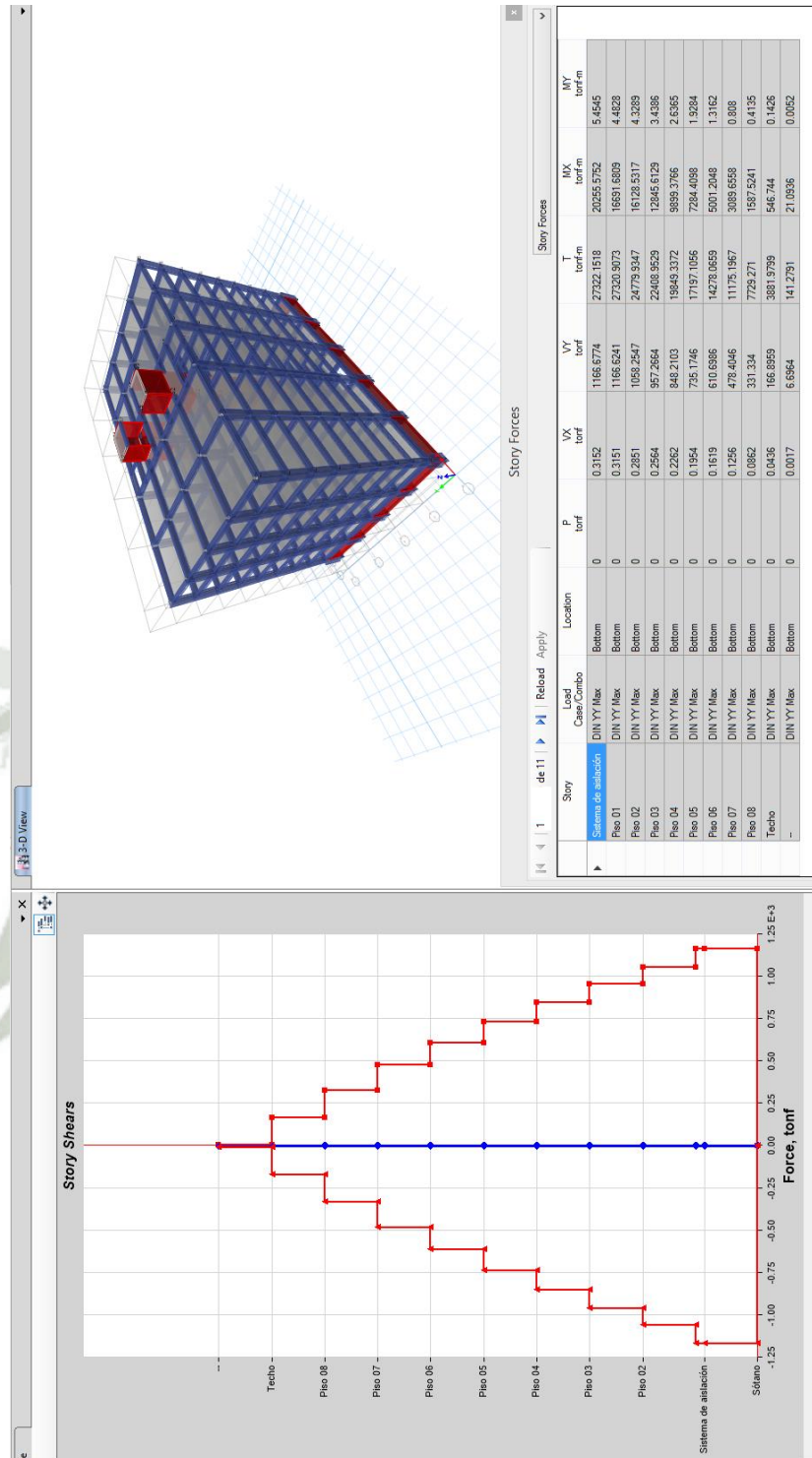


Imagen N° 4.6.3.2-D: Pantalla de visualización de la fuerza cortante en la dirección “Y” en la estructura completa para el MCE.

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

4.6.3.3 Desplazamiento

Las siguientes imágenes resumen los desplazamientos máximos totales en cada nivel, calculados según o especificado en la norma vigente. Resultados en la estructura completa (subestructura y superestructura) para el sismo de diseño (DBE):

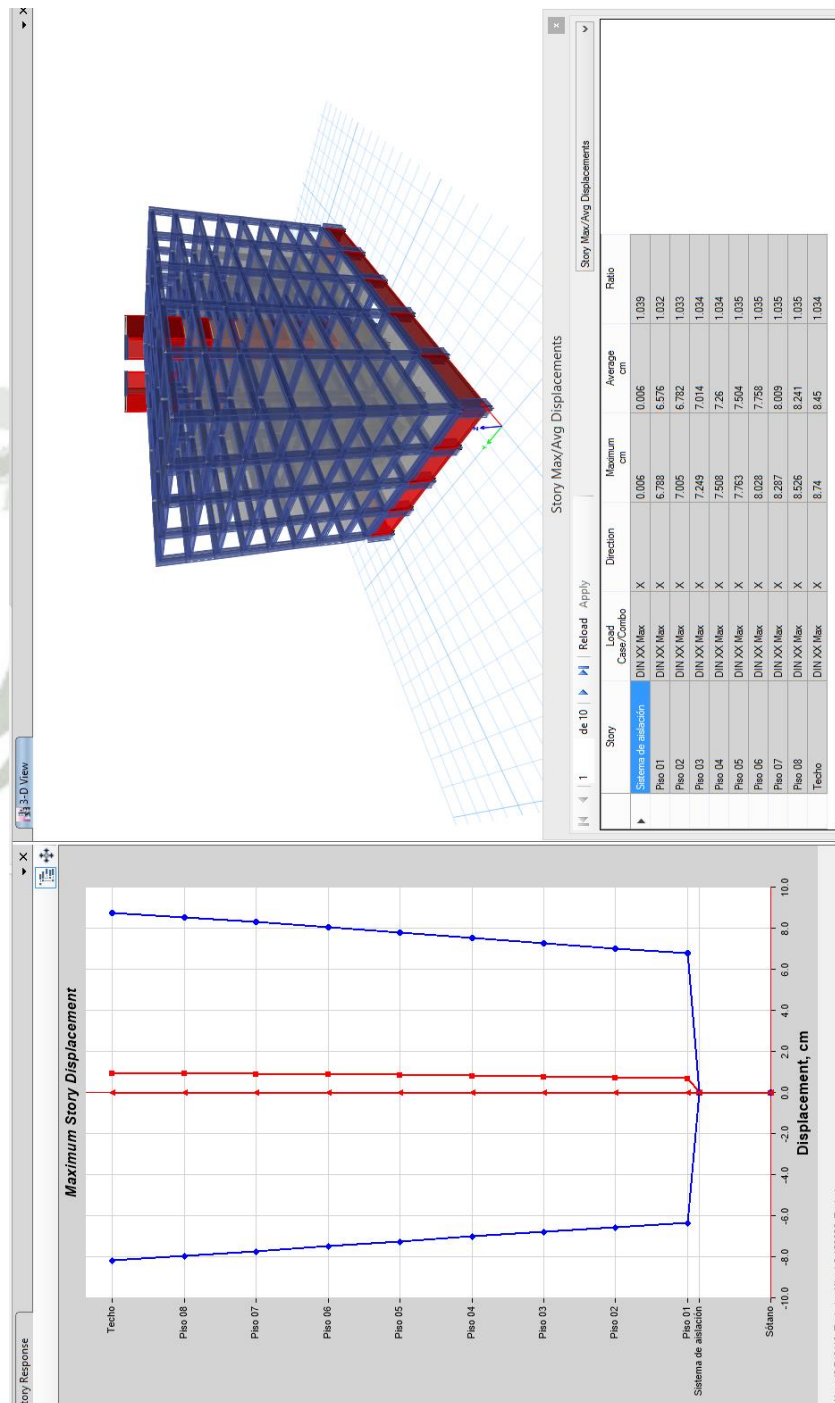


Imagen N° 4.6.3.3-A: Pantalla de visualización del máximo desplazamiento por piso en la dirección “X” en la estructura completa para el DBE.

Fuente: Software Etabs 2016
Elaboración: Propia

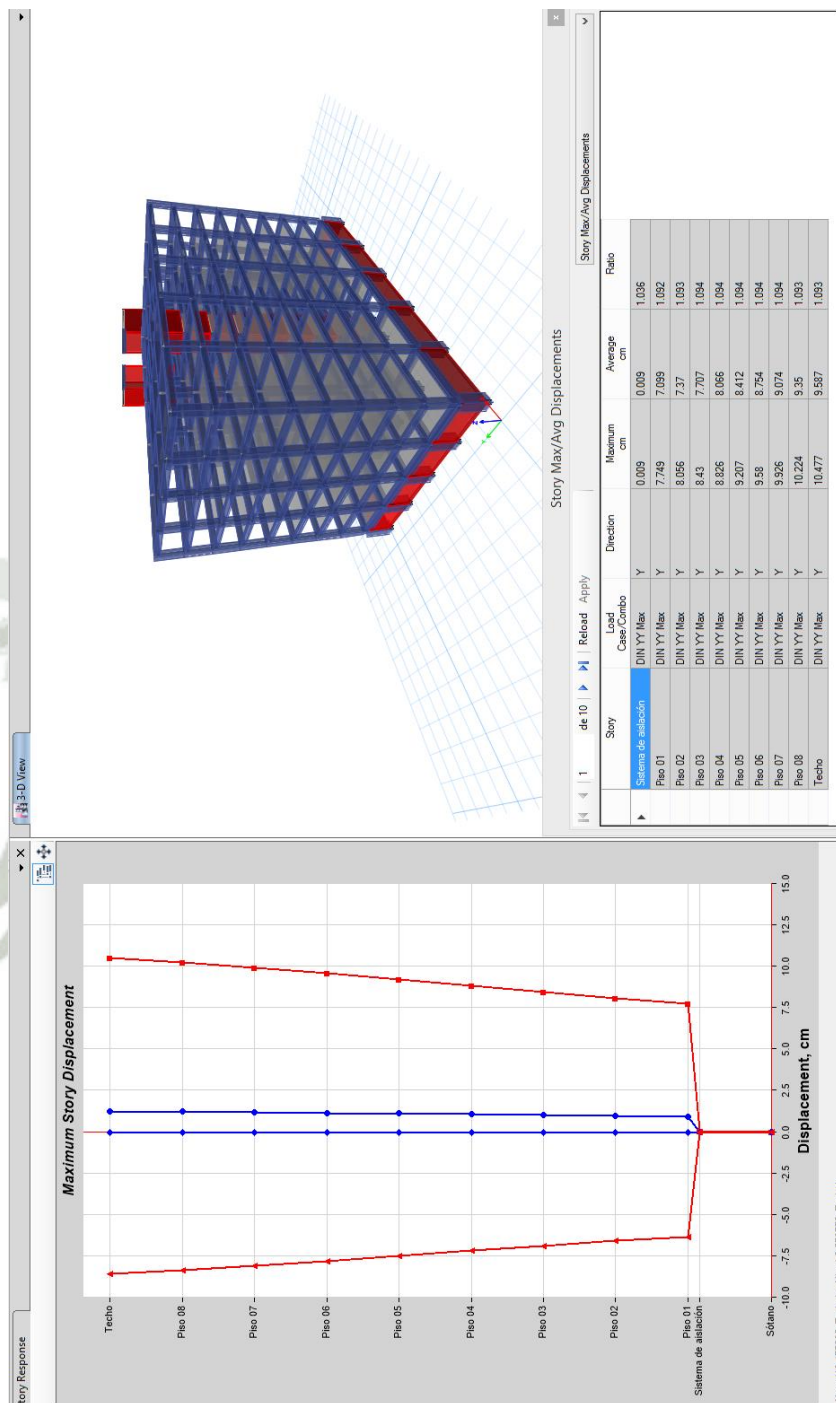


Imagen N° 4.6.3.3-B: Pantalla de visualización del máximo desplazamiento por piso en la dirección “Y” en la estructura completa para el DBE.

Fuente: Software Etabs 2016
Elaboración: Propia

Resultados en la estructura completa (subestructura y superestructura) para el sismo considerado máximo (MCE):

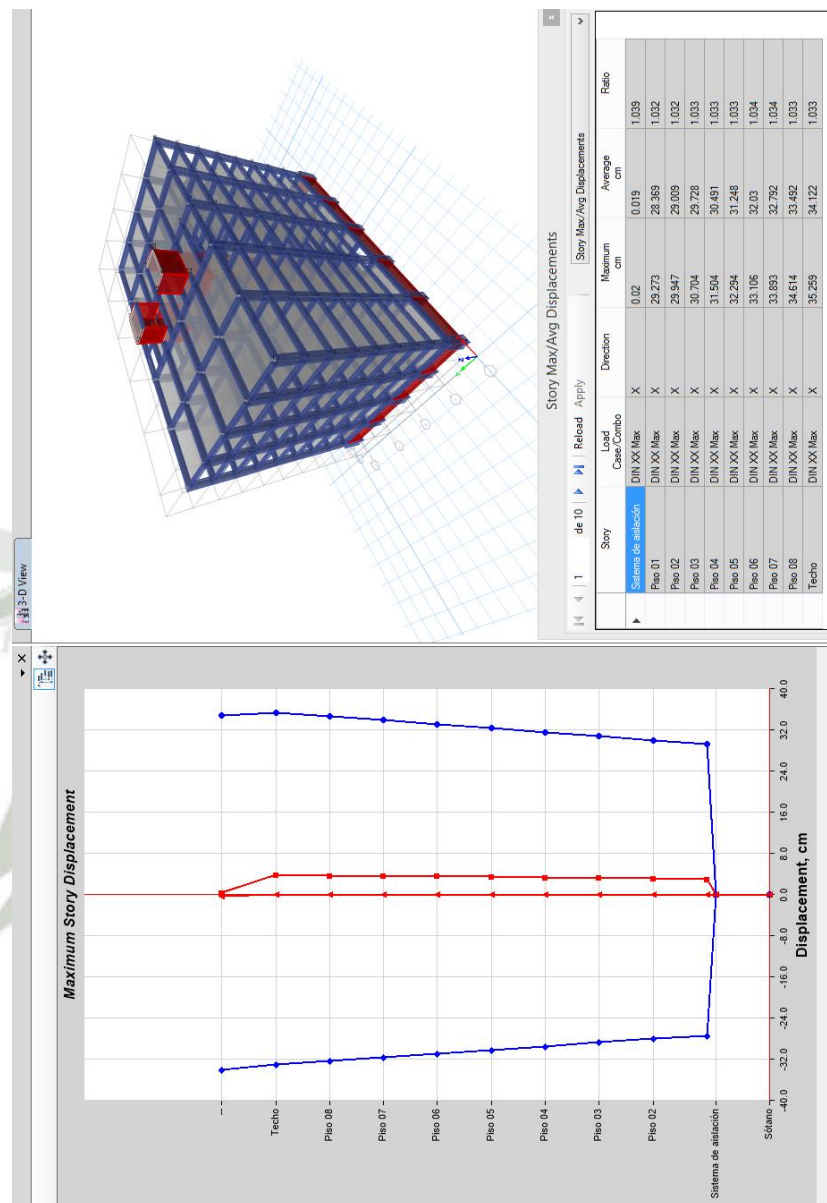


Imagen N° 4.6.3.3-C: Pantalla de visualización del máximo desplazamiento por piso en la dirección “X” en la estructura completa para el MCE.

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

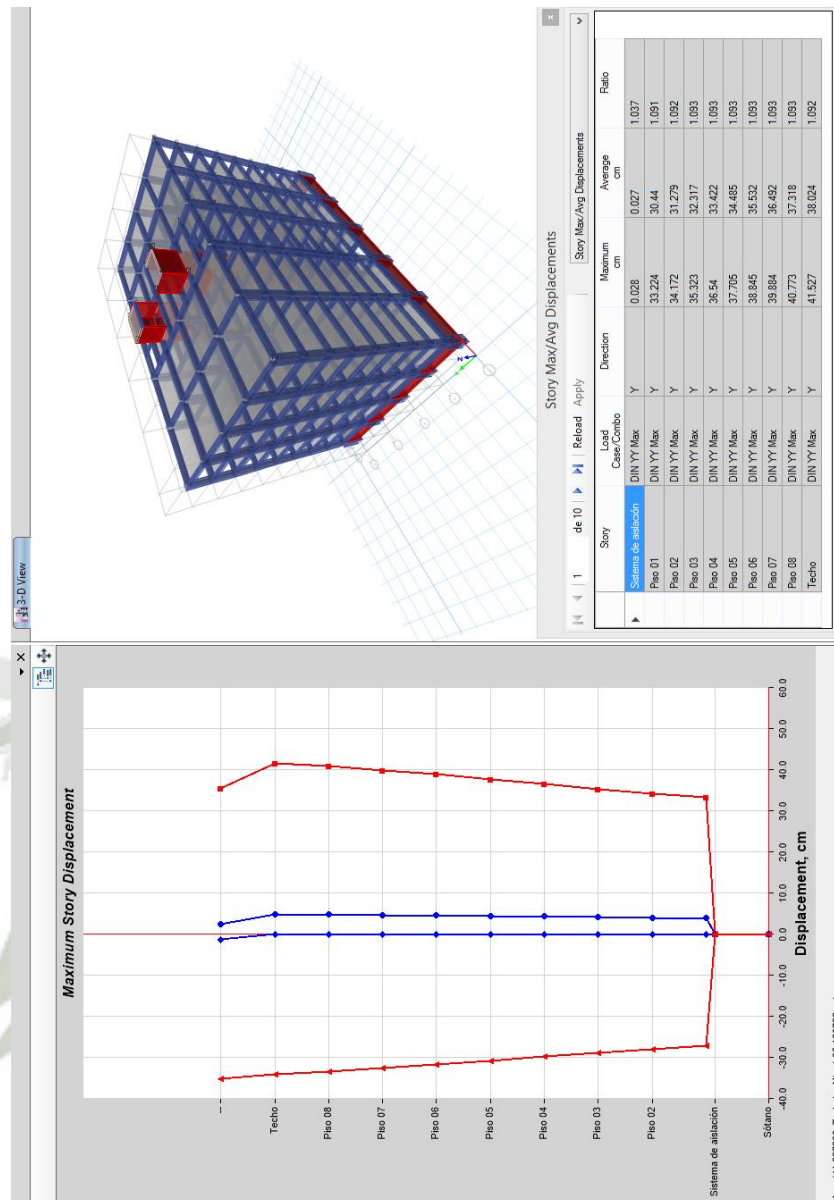


Imagen N° 4.6.3.3-D: Pantalla de visualización del máximo desplazamiento por piso en la dirección “Y” en la estructura completa para el MCE.

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

4.6.3.4 Derivas de entre piso

Según el reglamento E.030, para tener la seguridad que el edificio sea lo suficientemente rígido ante fuerzas laterales, que no presenten desplazamientos excesivos en las principales direcciones de análisis, el artículo 5.2 indica que el máximo desplazamiento calculado no deberá exceder la fracción de entrepiso (distorsión) de 0.007 (material predominante de concreto armado); las distorsiones de entre piso se calcularon según el artículo 5.1 para una estructura regular y con un $R=2$.

Resultados en la estructura completa (subestructura y superestructura) para el sismo de diseño (DBE):

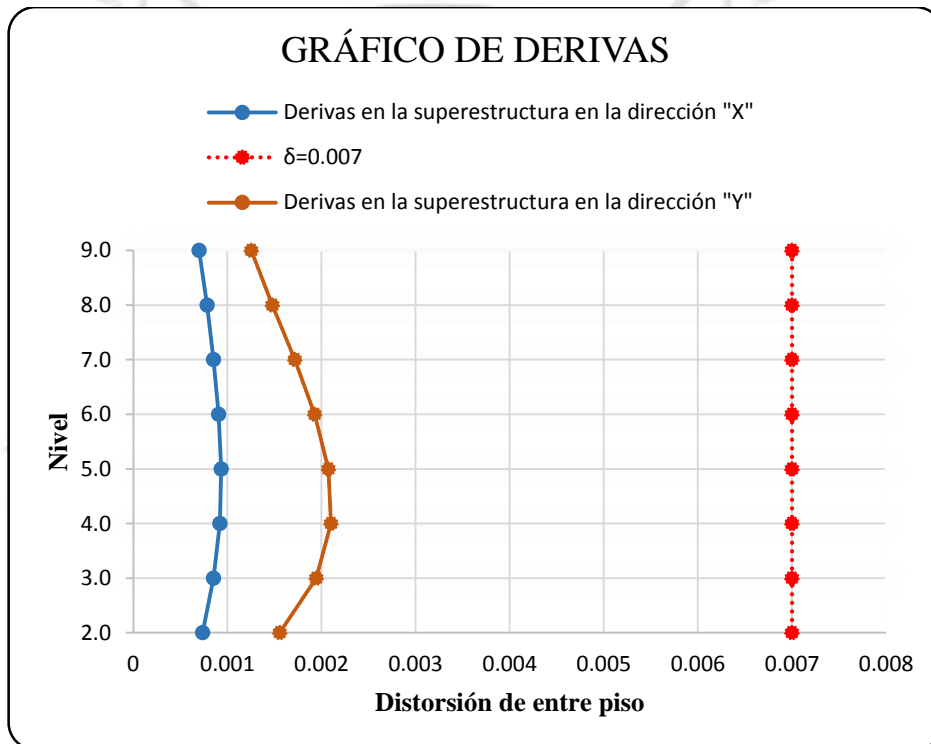


Imagen N° 4.6.3.4-A: Derivas de entre pisos en la dirección "X" y "Y" en la estructura completa para el DBE.

Fuente: Software Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Resultados en la estructura completa (subestructura y superestructura) para el sismo considerado máximo (MCE):

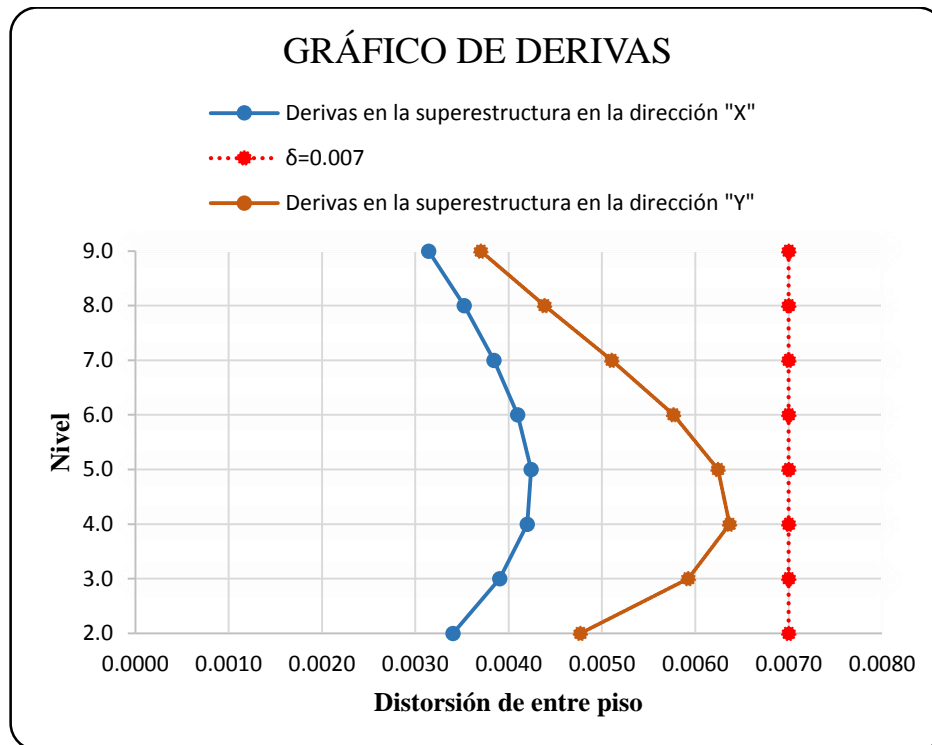


Imagen N° 4.6.3.4-B: Derivas de entre pisos en la dirección “X” y “Y” en la estructura completa para el MCE.

Fuente: Software Microsoft Excel
Elaboración: Propia

4.6.4 Cálculo de Estabilidad en los aisladores Elastoméricos

4.6.4.1 Estabilidad por carga vertical

En este ítem se procede a comprobar el diseño del sistema de aislación de forma breve y con las pautas que indica el capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10 utilizando la combinación de cargas descrita en el ítem 4.2.4.5 del capítulo IV de este documento de tesis.

Cada elemento del sistema de aislación deberá diseñarse para ser estable bajo la carga vertical de diseño cuando esté sometida a un desplazamiento horizontal igual al desplazamiento máximo total, según el ítem 17.2.4.6 del capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10. Este último párrafo hace referencia al efecto P-delta, cuyo cálculo se encuentra implícito en el siguiente capítulo, concluyendo con la verificación sobre los elementos estructurales (columnas del sótano). Así mismo los resultados obtenidos de las combinaciones de carga para efectos del levantamiento local de las unidades de aislación concluyen que no causan un sobre esfuerzos o inestabilidad a las unidades de aislación u otros elementos estructurales.

Mostrar el cálculo de cada una de las 34 unidades de aislación con respecto al párrafo anterior no es lo apropiado, debido a lo extenso que sería el proceso de cálculo de cada tipo de aislador.

4.6.4.1.1 Carga máxima que soporta el aislador

Según los valores proporcionados por el catálogo Bridgestone Seismic isolation product line-up, se realizará una comparación entre la capacidad que soportan cada tipo de unidad de aislación (catálogo del fabricante) y la carga máxima a la que está sometida (ver imagen N° 4.2.2 del capítulo IV).

No es necesario mostrar una comparación de cada una de las 34 unidades de aislación, debido a que cada tipo de aislador soporta una carga axial máxima igual, solo es necesario comparar la mayor carga axial máxima actuante sobre cada tipo de aislador, como se muestra en el siguiente cuadro:

	LL080G4-H	LL065G4-A	LL075G4-A	LL070G4-C	
Capacidad axial máxima =	6200.00	3340.00	5510.00	4260.00	kN
Carga axial máxima sometida =	6062.73	3288.64	4657.60	3619.04	kN
	<i>¡Cumple estabilidad!</i>	<i>¡Cumple estabilidad!</i>	<i>¡Cumple estabilidad!</i>	<i>¡Cumple estabilidad!</i>	

Cuadro N° 4.6.4.1.1: Carga máxima que soporta el aislador.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

CAPÍTULO V: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.1 Fundamentos del Diseño

Método de Diseño por Resistencia

El método de diseño por resistencia se caracteriza por amplificar las cargas actuantes y estudia las condiciones del elemento en la etapa última. En este método, adicional a la amplificación de las cargas se usan factores de reducción de resistencia.

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en la Norma Peruana E.060.

$$\phi R_n \geq R_u$$

El código ACI (American Concrete Institute) y la Norma Peruana E.060 separan las recomendaciones de resistencia para la seguridad estructural en dos partes: factores de carga y factores de reducción de capacidad.

Los Factores de Carga

Tienen el propósito de dar seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificaciones del diseño, para que sea sumamente improbable la falla y también ayudan a asegurar que las deformaciones bajo cargas de servicio no sean excesivas.

De acuerdo a la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones recomienda que la resistencia requerida (R_u) para resistir las cargas sean:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm 1.00CS$$

$$U = 1.25(CM + CV \pm CV_i)$$

$$U = 0.9(CM \pm 1.25CV_i)$$

Dónde:

$CM = \text{Carga muerta.}$

$CV = \text{Carga viva.}$

$CV_i = \text{Carga de viento.}$

$CS = \text{Carga Sismo.}$

Los Factores de Reducción de Capacidad

Los factores de reducción de capacidad ϕ , toman en cuenta las inexactitudes de los cálculos y fluctuaciones en la resistencia del material, en la mano de obra y en las dimensiones.

En el cuadro 5.1, se presenta los valores del factor de reducción de resistencia (ϕ), según las solicitaciones en la sección de acuerdo a la Norma E.060 de Concreto Armado.

Solicitaciones en la Sección	Factor de Reducción (ϕ)
Por Flexión:	0.90
Por Cortante y Torsión:	0.85
Por Flexo-Compresión:	0.75(Columnas con Espirales) 0.70(Columnas Estribadas)

Cuadro N° 5.1: Factores de reducción de resistencia.

Fuente: Norma E.060

Verificación de Condiciones de Servicio

El diseño por resistencia no garantiza necesariamente un adecuado comportamiento ante cargas de servicio. Los estados límites que más interesan son las deflexiones excesivas y la figuración excesiva.

Las deflexiones deben calcularse y evitar que excedan los límites estipulados en la Norma E.060 de Concreto Armado. Las mismas deben ser controladas tanto por problemas de apariencia como por los daños que pueden causar a los elementos no estructurales (tabiquería) o el mal funcionamiento que puede generar en la estructura.

En el caso de la fisuración, debe controlarse el ancho de las grietas y evitar que se excedan los límites definidos en la norma para garantizar un comportamiento satisfactorio de la sección, asegurándose su durabilidad y estética.

5.2 Diseño de Elementos Estructurales de la Superestructura

De acuerdo al capítulo 17.6.4.2 del ASCE/SEI 7-10 sistema de aislación y elementos por encima del sistema de aislación se indica lo siguiente:

Sometido a los límites de los procedimientos de esta sección, los elementos estructurales por encima del sistema de aislación deberán diseñarse usando los requerimientos apropiados para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas a partir del análisis dinámico reducido por un factor R_1 .

De acuerdo a este requerimiento es que la Subestructura ha sido diseñada para un espectro de respuesta DBE (sismo de diseño) afectándola por el factor de reducción ($R_1=2$).

5.2.1 Diseño de Losas Aligeradas

Consideraciones Generales

Son aquellas formadas por losas nervadas con unidades de relleno aligerado, la losa superior y las nervaduras se vacían monolíticamente, constituyendo una unidad resistente a la flexión y al corte, que posee la forma de una viga de sección T.

La Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones especifica las siguientes limitaciones:

- El ancho de los nervios o viguetas deberá ser como mínimo 10 cm y el peralte no mayor a 3 veces y medio el menor ancho de la vigueta.
- El espaciamiento libre entre los nervios o viguetas será como máximo 75 cm.
- El espesor de la losa entre viguetas no será menor de 1/12 de la distancia libre entre viguetas, ni menor de 5 cm.

Diseño por flexión

Consiste en determinar el refuerzo de acero por flexión que requiere una sección cuando se conoce el momento actuante y las características geométricas de la sección. Como se trata de una losa aligerada unidireccional de $h=25$ cm para el hotel planteado, realizaremos el diseño teniendo en consideración la forma en que actúa el momento y como produce los efectos de compresión en la sección. Normalmente en losas aligeradas los momentos positivos actuantes no son tan grandes y su eje neutro cae dentro del espesor de la losa de 5 cm; para el momento negativo las viguetas se diseñan como una

viga rectangular del ancho igual a la dimensión de la base (b) que se determinará en función al cortante, siendo válidas las ecuaciones desarrolladas para vigas rectangulares.

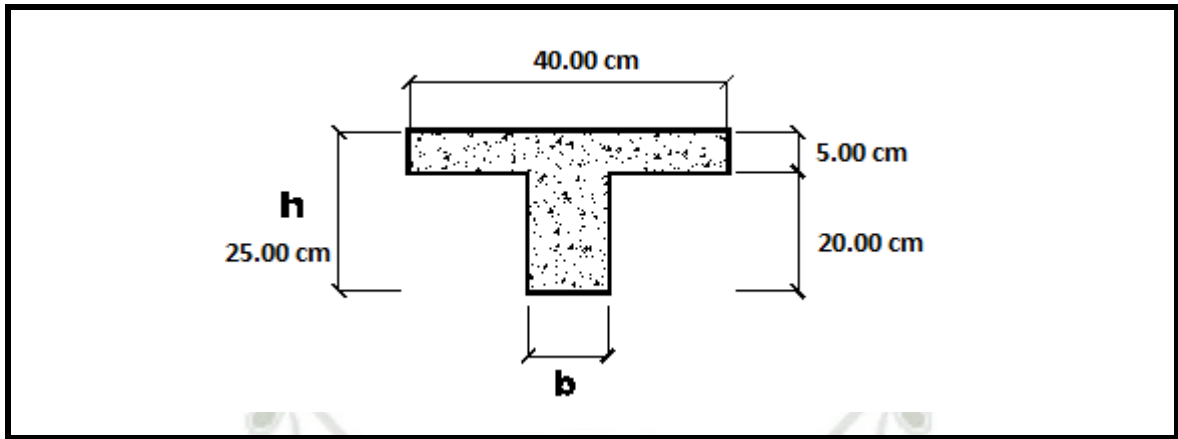


Imagen N° 5.1: Sección de losa Aligerada.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

$$A_s = \frac{M_u}{\left(\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \right)} \quad (\text{Ecuación 5.1})$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{(0.85 * f'_c * b)} \quad (\text{Ecuación 5.2})$$

Dónde:

- Mu = Momento actuante de rotura (Del análisis de las viguetas).
- As = Área de acero (cm²).
- ϕ = factor de reducción de capacidad (ϕ = 0.9).
- fy = Esfuerzo de fluencia del acero (fy = 4200 kg/cm²).
- d = Peralte efectivo.
- a = Altura del rectángulo de esfuerzos equivalentes.
- b = Ancho de viguetas cuando el momento es positivo se toma 40 cm y 10 cm para momentos negativos.

Diseño por Cortante

El esfuerzo cortante nominal en la rotura, como medida de la tracción diagonal se calculará por:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Ecuación 5.3})$$

Dónde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia $\phi=0.85$ para corte Para que el diseño sea aceptable: $\phi V_c > V_u$; siendo el cortante “ V_u ” el que se encuentra a una distancia “ d ” de la cara.

Ensanche de Viguetas

En algunos casos es necesario ensanchar las viguetas para que estas puedan resistir adecuadamente el cortante que reciben, producto de las cargas actuantes, para ellos se usará la siguiente ecuación.

$$b = \frac{V_{act.}}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * d} \quad (\text{Ecuación 5.4})$$

La longitud del ensanche de vigueta se determinará en función al diagrama de cortante que se obtenga del análisis

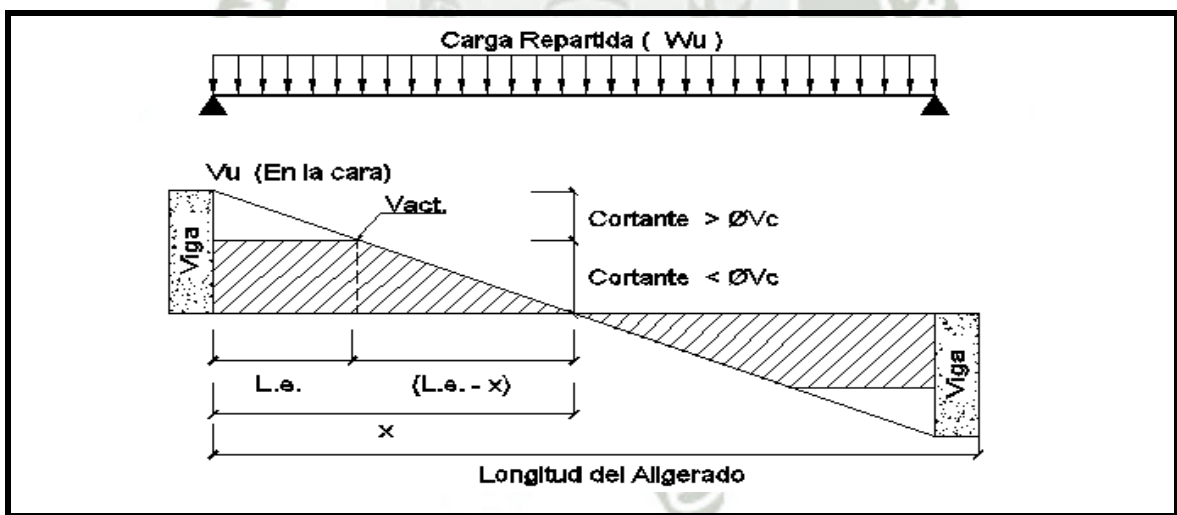


Imagen N° 5.2: Ensanche de Viguetas.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

Dada las características de geometría que se tiene se deduce:

$$V_{act.} = \phi V_c.$$

$$V_{act} = V_u - W_u * L.e. ; \text{ despejando Longitud ensanche (L.e.)}$$

$$Le = \frac{Vu - Vact.}{Wu} \quad (\text{Ecuación 5.5})$$

Refuerzo por Temperatura

Para evitar fisuraciones en la losa de 5cm, es que se proveerá a la losa de refuerzo por temperatura:

$$Ast = 0.0018 * b * t \quad (\text{Reemplazando datos en franja unitaria})$$

$$Ast = 0.0018 * 100 * 5$$

$$Ast = 0.90 \text{ cm}^2$$

El Espaciamiento para una varilla de 6mm será:

$$S = \frac{Av}{Ast} = \frac{0.28 \text{ cm}^2}{0.90 \text{ cm}^2} = 0.31 \text{ m}, \text{ Se colocará } \phi 6 \text{ mm} @ 0.25 \text{ m}.$$

5.2.1.1 Diseño del Aligerado 1

El aligerado que se diseñará corresponde a la losa de la base del 1er Nivel, el cual se ha evaluado considerando una envolvente de esfuerzos y realizando la debida alternancia de cargas propias de la carga viva.

I. Metrado de cargas

Metrado por Carga Muerta	
<i>Peso de Aligerado</i>	= 350 Kg/m ²
<i>Peso de piso y cielo raso</i>	= 100 Kg/ m ²
<i>Peso de tabiquería</i>	= 100 Kg/ m ²
CM	= 550 Kg/ m²
Metrado por Carga Viva	
<i>Peso de la Sobrecarga</i>	= 400 Kg/ m ²
CV	= 400 Kg/ m²

Cuadro N° 5.2: Metrado de cargas del aligerado.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Para Calculo de la Carga Ultima, de la hipótesis siguiente se tiene:

$$W_u = 1.4 * C.M. + 1.7 * C.V$$

$$W_u = 1.4 * 550 + 1.7 * 400$$

$$W_u = 1450 _ Kg / m^2$$

Para el área de influencia de $b=40$ cm se tiene:

$$W_u = 1450 * 0.40 = 580 _ Kg / m$$

II. Alternancia de cargas

En el siguiente diagrama se puede observar los estados de carga:

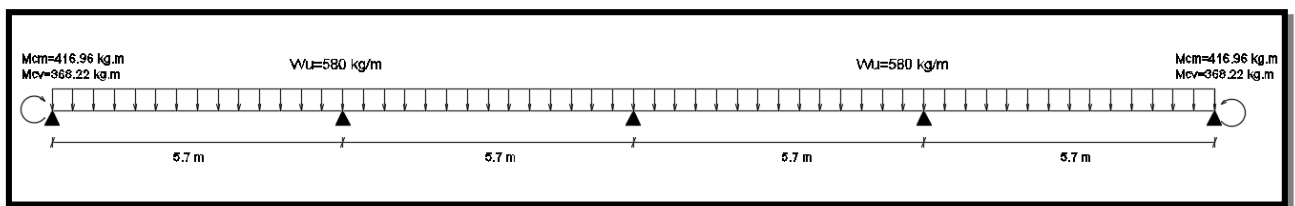
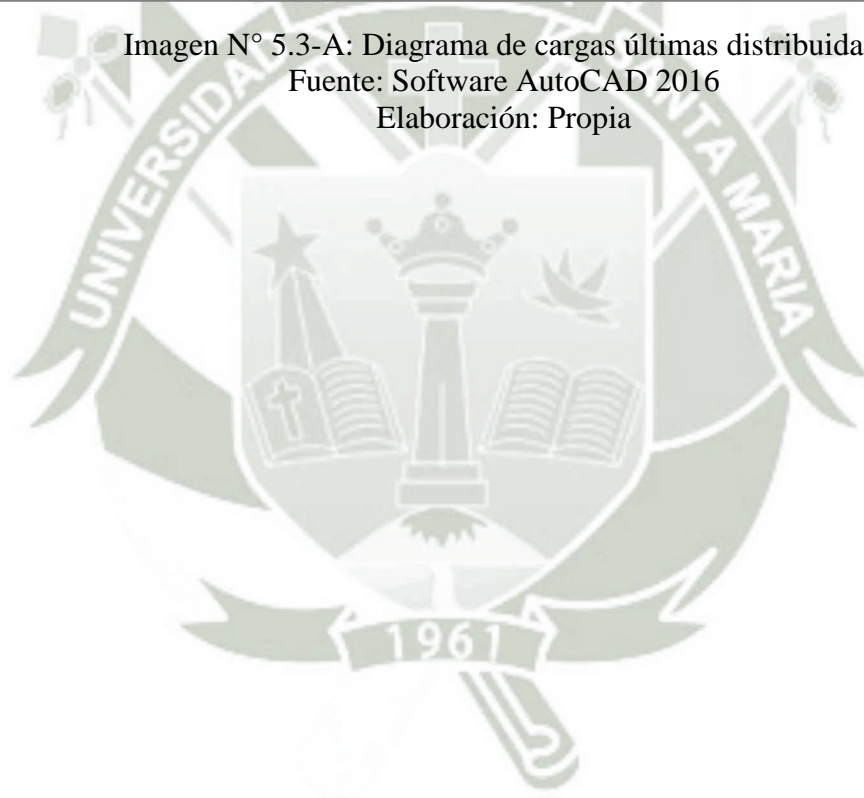


Imagen N° 5.3-A: Diagrama de cargas últimas distribuidas.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia



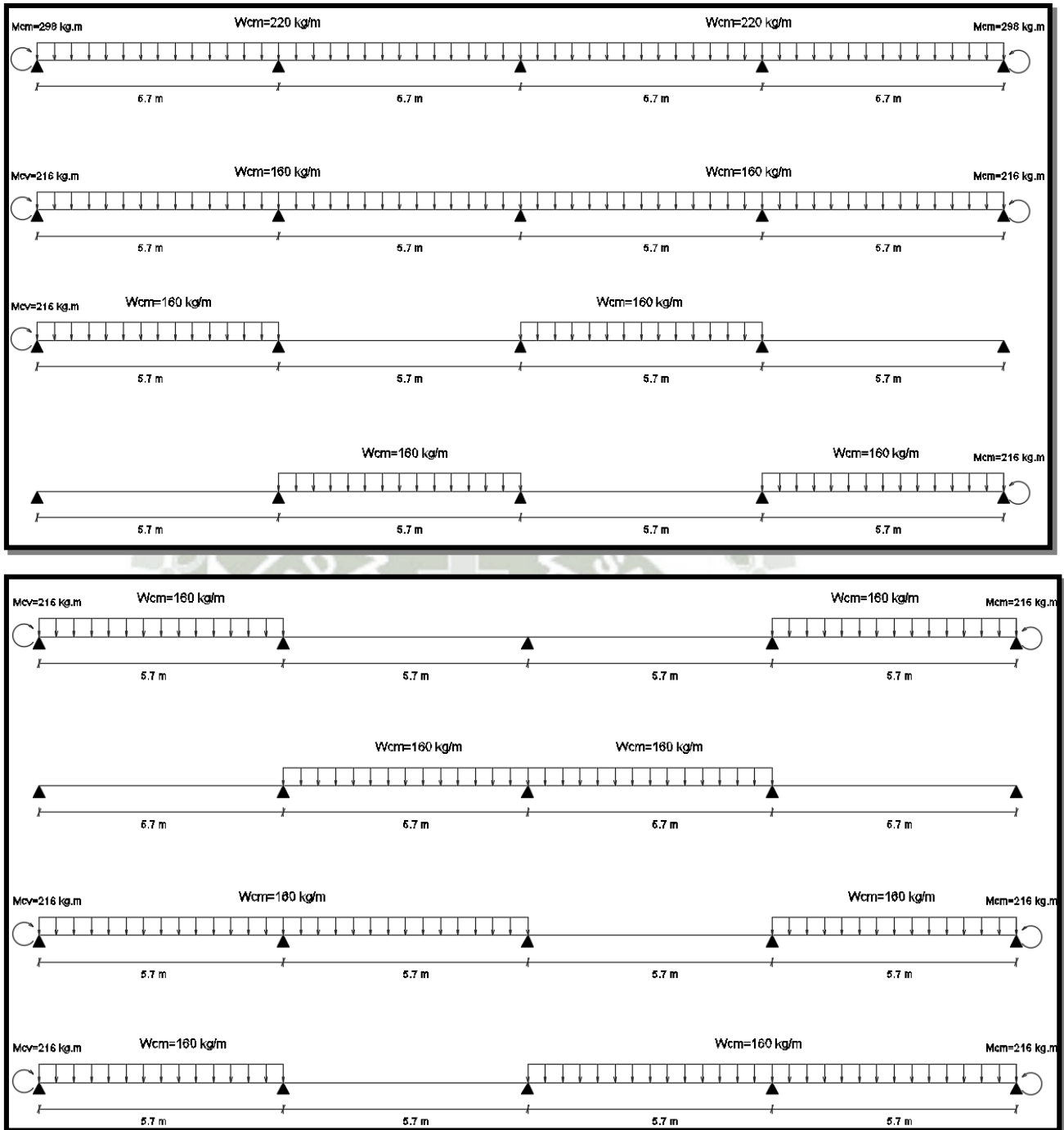


Imagen N° 5.3-B: Diagrama de alternancia de cargas.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

Cálculo de los Semi – Empotramientos:

- Momento de Carga Muerta:

$$M_{cm} = \frac{220 * 5.7^2}{24} = 297.83 \text{ Kg} - m.$$

- Momento de Carga Viva: $M_{cv} = \frac{160 * 5.7^2}{24} = 216.60 \text{ Kg} - \text{m}$.
- Momento último de Carga Muerta: $M_u = 1.4 * 297.83 = 416.96 \text{ Kg} - \text{m}$.
- Momento último de Carga Viva: $M_u = 1.7 * 216.60 = 368.22 \text{ Kg} - \text{m}$.

III. Diseño por flexión

Del análisis se tiene los siguientes momentos:

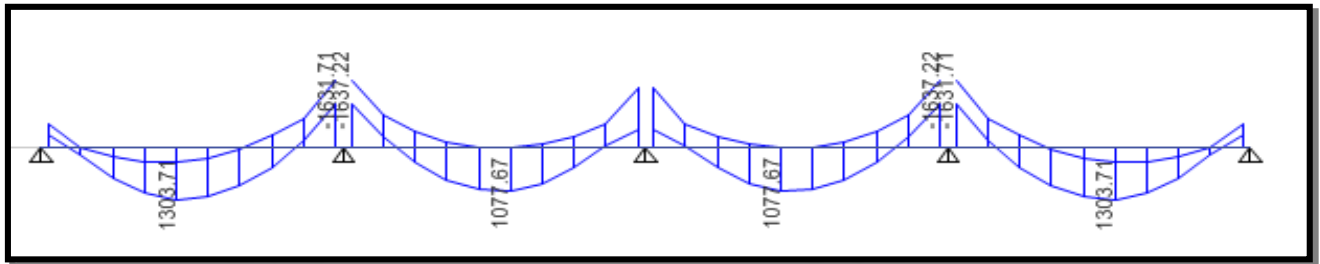


Imagen N° 5.4: Diagrama de momentos a la cara de apoyo (Envolvente).

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

Cálculo del acero del Tramo entre eje 1 y 2:

$$M_u (-) = 572.40 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad b = 10 \text{ cm}, \quad d = 22 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad A_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$M_u (+) = 1309.71 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad b = 40 \text{ cm}, \quad d = 22 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad A_s = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$M_u (-) = 1637.22 \text{ Kg} \cdot \text{m} \quad b = 10 \text{ cm}, \quad d = 22 \text{ cm} \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad A_s = 2.22 \text{ cm}^2$$

IV. Diseño por Cortante

Del análisis se tiene el siguiente diagrama de cortantes a una distancia “d” de la cara del apoyo (Envolvente).

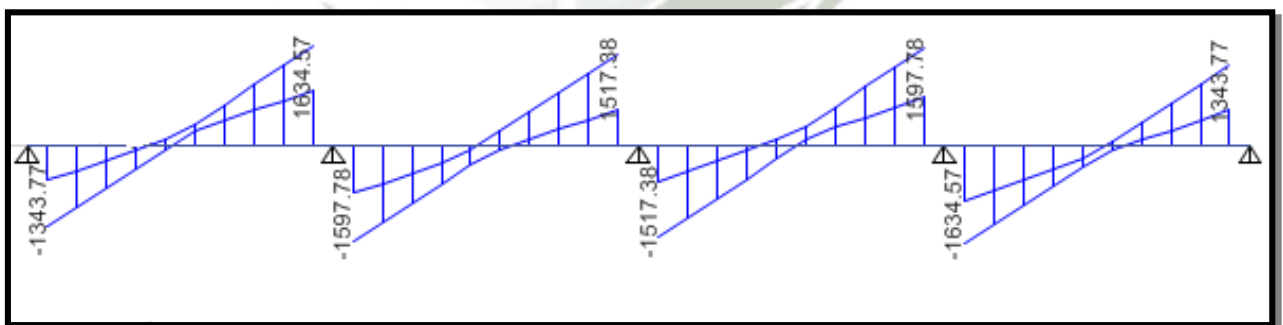


Imagen N° 5.5: Diagrama de cortantes a una distancia “d” de la cara de apoyo.

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

Se tiene que:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 22 = 1436.24 \text{ Kg}$$

Del diagrama: $V_d = 1634.57 \text{ Kg} > 1436.24 \text{ Kg}$. (Se deberá efectuar ensanche de vigueta con una base “b” en una longitud L_e).

➤ Cálculo de la base de la vigueta:

$$b = \frac{V_u}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * d}$$

$$b = \frac{1634.57 \text{ Kg.}}{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 22} = 11.38 \text{ cm.} \approx 15 \text{ cm.}$$

➤ Cálculo de la longitud de ensanche (L_e):

$$L_e = \frac{V_u - V_{act.}}{W_u}$$

$$L_e = \frac{1762.20 \text{ Kg.} - 1436.24 \text{ Kg.}}{580 \text{ Kg/m.}} = 0.56 \text{ m.} \approx 0.60 \text{ m.}$$

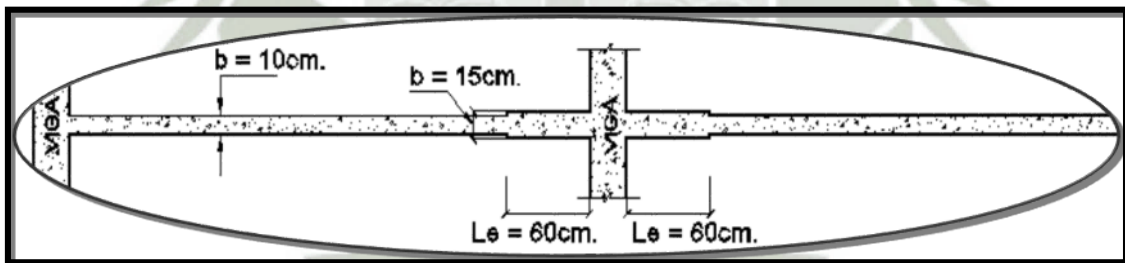


Imagen N° 5.6-A: Diagrama de vigueta (Ensanche).

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

V. Diseño de Losa Aligerada Tipo -1 h=0.25 m (ver detalle en Planos Anexos)

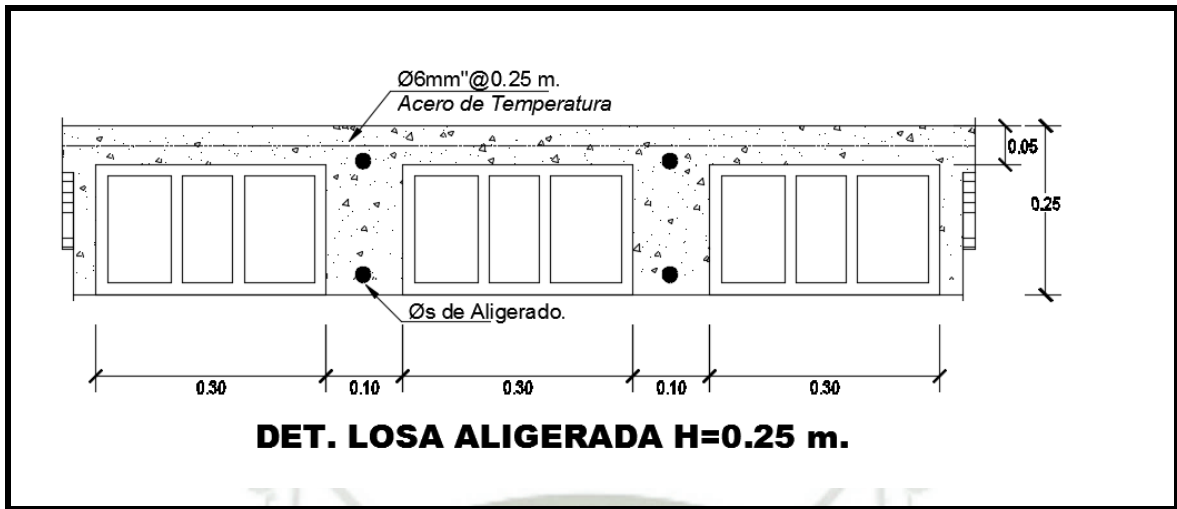
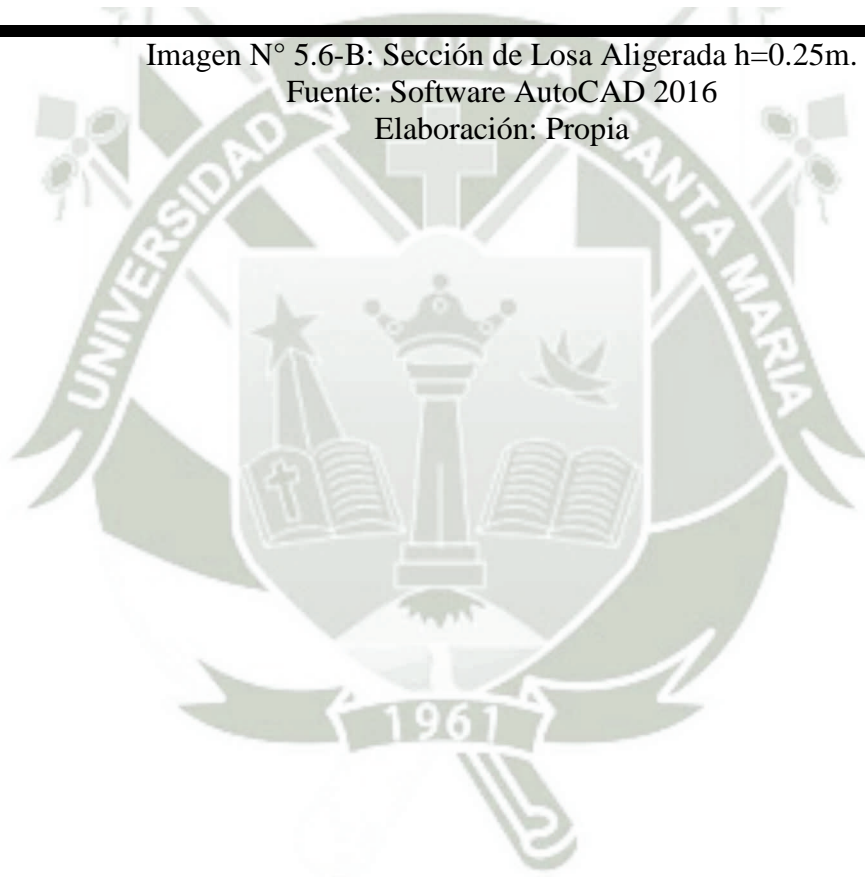


Imagen N° 5.6-B: Sección de Losa Aligerada h=0.25m.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia



5.2.1.2 Diseño de Losas Macizas Unidireccionales

Diseño por flexión

Consiste en determinar el refuerzo de acero por flexión que requiere una sección cuando se conoce el momento actuante y las características geométricas de la sección. Como se trata de una losa maciza unidireccional de $h=20$ cm para el hotel planteado, realizaremos el diseño teniendo en consideración la forma en que actúa el momento y como produce los efectos de compresión en la sección. Para su diseño se consideró como una viga rectangular de ancho ($b=100$ cm), siendo válidas las ecuaciones desarrolladas para vigas rectangulares.

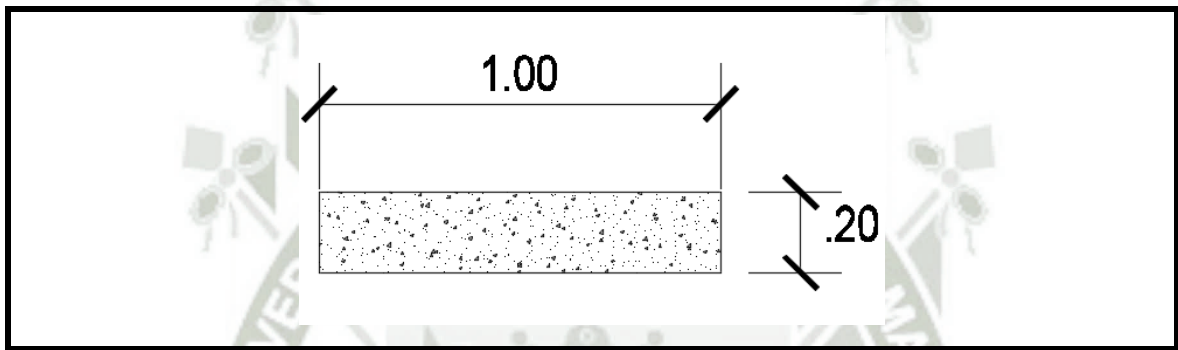


Imagen N° 5.7: Sección de Losa Maciza.
Fuente: Software AutoCAD 2016
Elaboración: Propia

Diseño por Cortante

El esfuerzo cortante nominal en la rotura, como medida de la tracción diagonal se calculará por:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Ecuación 5.6})$$

Dónde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia $\phi=0.85$ para corte.

Para que el diseño sea aceptable: $\phi V_c > V_u$; siendo el cortante “ V_u ” el que se encuentra a una distancia “ d ” de la cara.

5.2.1.2.1 Diseño de Losa Maciza

La Losa Maciza de $h=20\text{cm}$ que se diseñará corresponde a la losa ubicada entre los Ejes C Y F en todos los niveles de la edificación, el cual se ha evaluado considerando una envolvente de esfuerzos y realizando la debida alternancia de cargas propias de la carga viva.

I. Metrado de Cargas

<i>Metrado por Carga Muerta</i>	
<i>Peso propio de la Losa</i>	$= 480 \text{ Kg/m}^2$
<i>Peso de piso y cielo raso</i>	$= 100 \text{ Kg/m}^2$
<i>Peso de tabiquería</i>	$= 100 \text{ Kg/m}^2$
CM	$= 680 \text{ Kg/m}^2$
<i>Metrado por Carga Viva</i>	
<i>Peso de la Sobrecarga</i>	$= 400 \text{ Kg/m}^2$
CV	$= 400 \text{ Kg/m}^2$

Cuadro N° 5.3: Metrado de cargas de losa maciza.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Cálculo de la Carga ultima para el área de influencia de $b=100\text{ cm}$ se tiene:

$$W_u = 1632 * 1.00 = 1632 \text{ Kg/m}$$

II. Alternancia de cargas

En el siguiente diagrama se puede observar los estados de carga

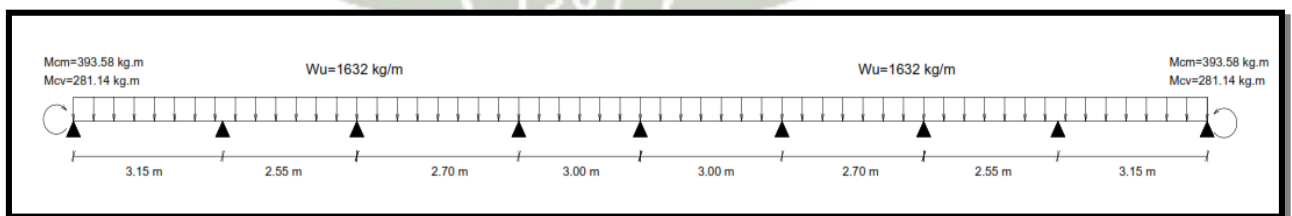


Imagen N° 5.8-A: Diagrama de cargas últimas distribuidas.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

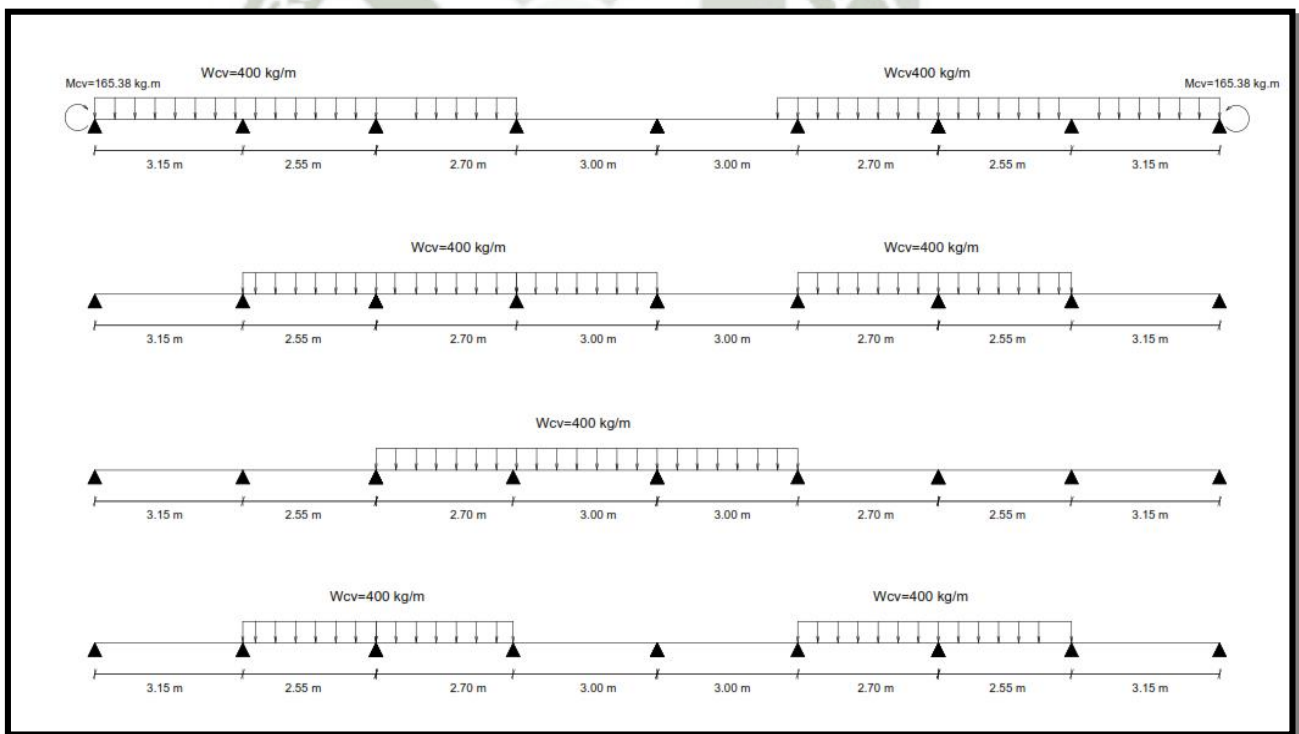
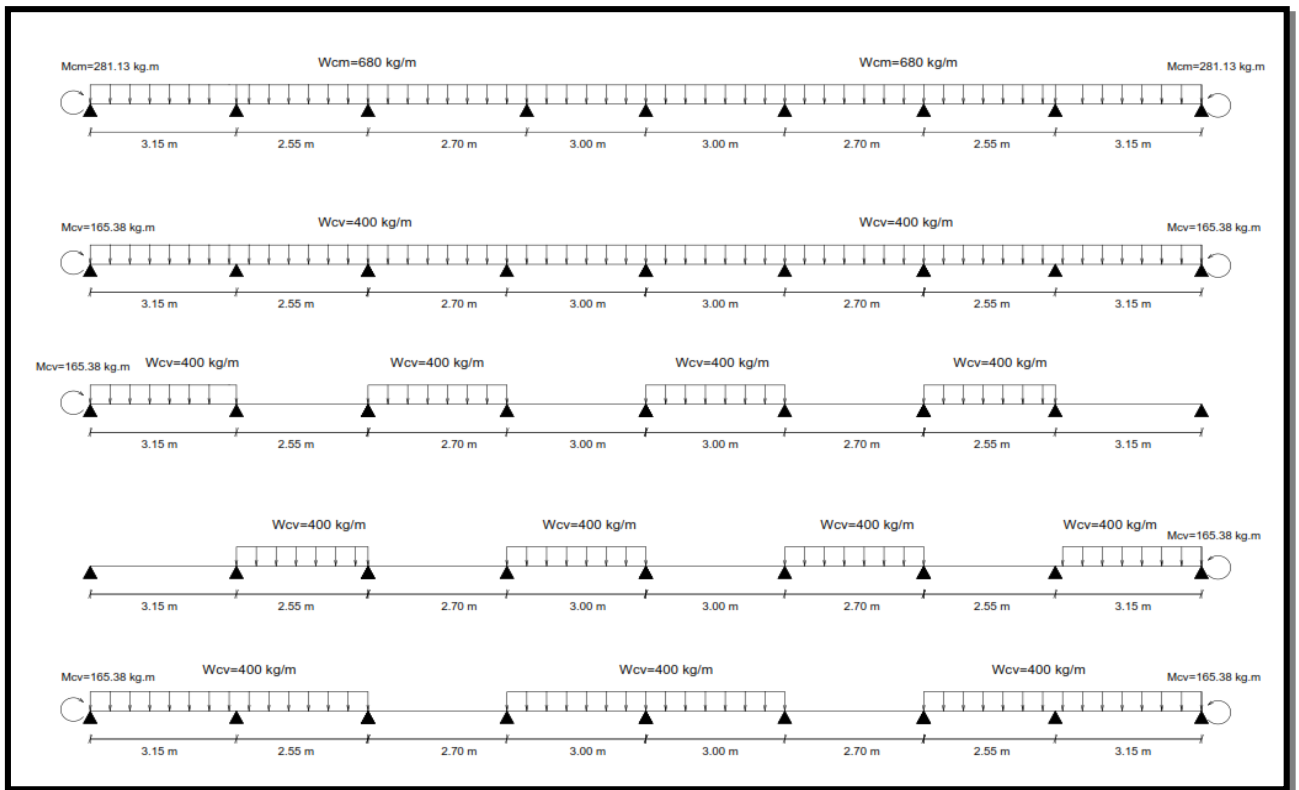


Imagen N° 5.8-B: Diagrama de alternancia de cargas.
Fuente: Software AutoCAD 2016
Elaboración: Propia

Cálculo de los Semi – Empotramientos:

- Momento de Carga Muerta: $M_{cm} = \frac{680 * 3.15^2}{24} = 281.13 \text{Kg} - m.$
- Momento de Carga Viva: $M_{cv} = \frac{400 * 3.15^2}{24} = 165.38 \text{Kg} - m.$
- Momento último de Carga Muerta: $M_u = 1.4 * 281.13 = 393.58 \text{Kg} - m.$
- Momento último de Carga Viva: $M_u = 1.7 * 165.38 = 281.14 \text{Kg} - m.$

III. Diseño por flexión

Del análisis se tiene los siguientes momentos:

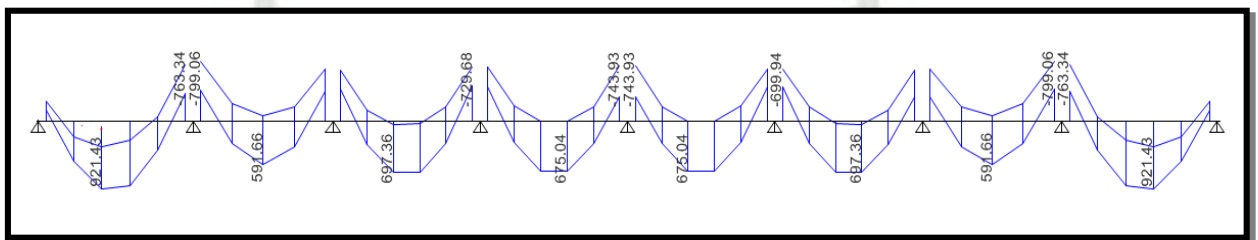


Imagen N° 5.9: Diagrama de Momentos a la cara de apoyo (Envolvente).

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

Cálculo del acero del tramo entre eje 1 y 2:

$$M_u (-) = 263.82 \text{ Kg.-m } b=100 \text{ cm } d=17\text{cm } f'c=210 \text{ kg/cm}^2 \text{ As} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$M_u (+) = 921.43 \text{ Kg.-m } b=100 \text{ cm } d=17\text{cm } f'c=210 \text{ kg/cm}^2 \text{ As} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$M_u (-) = 799.06 \text{ Kg.-m } b=100 \text{ cm } d=17\text{cm } f'c=210 \text{ kg/cm}^2 \text{ As} = 1.25\text{cm}^2$$

$$M_u (+) = 591.66 \text{ Kg.-m } b=100 \text{ cm } d=17\text{cm } f'c=210 \text{ kg/cm}^2 \text{ As} = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$M_u (-) = 692.70 \text{ Kg.-m } b=100 \text{ cm } d=17\text{cm } f'c=210 \text{ kg/cm}^2 \text{ As} = 1.09\text{cm}^2$$

Calculo del Área de Acero Mínimo

$$A_{st} = 0.0018 * b * t \quad (\text{Reemplazando datos franja unitaria})$$

$$A_{st} = 0.0018 * 100 * 20$$

$$A_{st} = 3.60\text{cm}^2$$

El Área de acero calculado para los momentos actuantes son menores que el acero mínimo requerido para esta losa, por lo tanto se considera el acero mínimo para su diseño.

Por lo Tanto:

$$S = \frac{A_v}{A_{st}} = \frac{1.29 \text{ cm}^2}{3.60 \text{ cm}^2} = 0.30\text{m}$$

Se colocará $\phi 1/2'' @ 0.30\text{m}$. distribuida en dos capas.

IV. Diseño por cortante

Del análisis se tiene el siguiente diagrama de cortantes a una distancia “d” de la cara del apoyo (Envolvente).

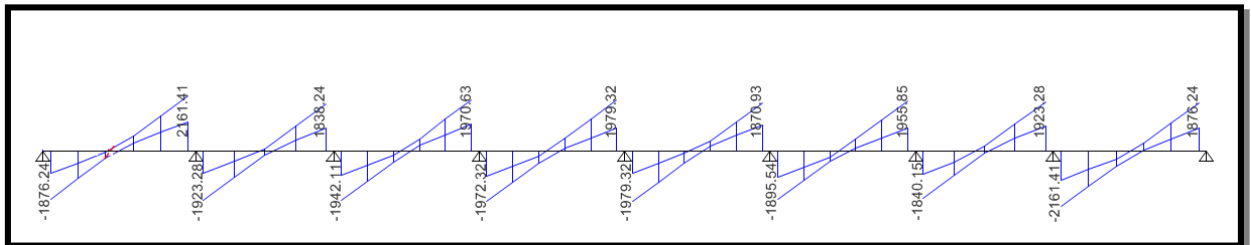


Imagen N° 5.10-A: Diagrama de cortantes a una distancia “d” de la cara de apoyo.

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

Se tiene que:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11098.22 \text{ Kg.}$$

Del diagrama: $V_d = 2161.41 \text{ Kg} > 11098.24 \text{ Kg}$. El concreto es capaz de soportar la fuerza cortante Actuante.

V. Diseño de Losa Maciza h=0.20 m(ver detalle en Planos Anexos)

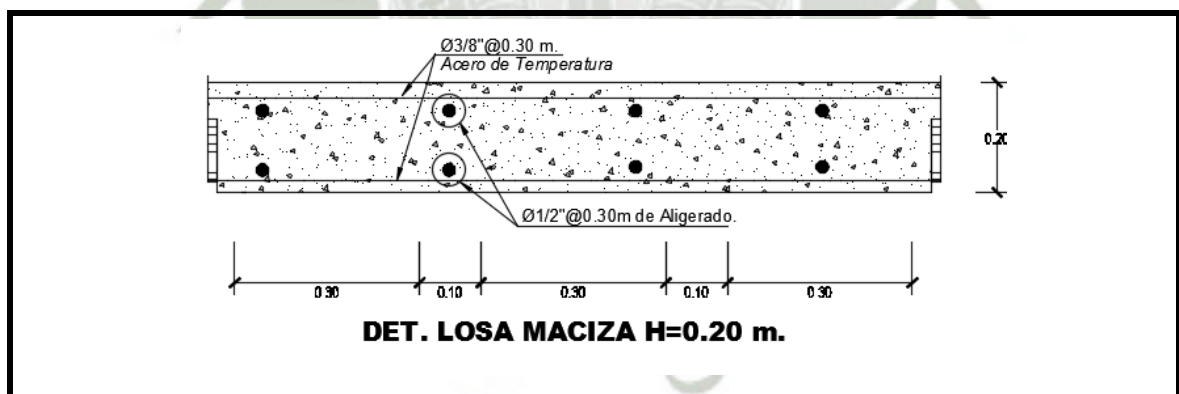


Imagen N° 5.10-B: Sección de Losa Maciza h=0.20m.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

5.2.2 Diseño de Vigas

En el presente acápite se procederá a diseñar las vigas por el “Método de Diseño a la Rotura” de acuerdo a las envolventes de esfuerzos para la hipótesis de carga planteada en el análisis estructural.

Consideraciones Generales para el Diseño de Vigas

Estos elementos estarán diseñados para resistir principalmente flexión aunque también están sometidos a cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos torsores. Se caracterizan porque su compresión axial es menor que $(A_g * f'_c / 10)$, donde A_g es el área bruta de la sección.

En cuanto a su geometría, se recomienda que la relación luz libre / peralte efectivo de estos elementos sea mayor que 4, por otro lado su relación ancho / peralte debe ser mayor que 0.3 y su ancho no será menor que 25 cm. ni mayor que $(b + 1.5h)$, donde b es el ancho del apoyo y h su peralte.

Referente a la flexión

El refuerzo longitudinal en cualquier sección del elemento, tanto positivo como negativo, no será menor que el definido a través de las siguientes expresiones:

$$\text{A.C.I. 10.5.1} \quad A_{smin} = 0.8 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \quad (\text{Ecuación 5.7})$$

$$\text{A.C.I. 10-3} \quad A_{smin} \geq \frac{14.1}{f_y} * b_w * d \quad (\text{Ecuación 5.8})$$

La cuantía máxima del refuerzo garantiza que en caso de colapso, la estructura genere una falla dúctil, o sea que falle por fluencia del acero de refuerzo y no por aplastamiento del concreto que sería una falla frágil. Esto tiene como objetivo la seguridad pues así daría más tiempo para evacuar la zona que colapsara.

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b \dots \text{Para elementos que no resisten movimientos sísmicos}$$

$\rho_{max} = 0.50\rho_b$ Para elementos que resisten movimientos sísmicos

Según E-060 en (8.8.2) recomienda:

Por lo menos la tercera parte del refuerzo por momento positivo deberá prolongarse dentro del apoyo, cumpliendo con el anclaje requerido.

En elementos que resisten momento de sismo deberá cumplirse que la resistencia a momento positivo, en la cara del nudo, no sea menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo. EL A.C.I. en 21.3 establece que en los extremos la resistencia al momento debe ser por lo menos igual al 50 % de la resistencia a momento negativo.

Según E-060 en (9.6) los momentos negativos calculado por medio de la teoría elástica en los apoyos de los elementos continuos, sujetos a flexión, para cualquier distribución de cargas, se pueden aumentar o disminuir en no más de: $20\left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b}\right)(\%)$

Los momentos negativos así modificados deberán usarse para calcular los momentos y fuerzas internas en cualquier otra sección del elemento.

La redistribución de momentos, deberá hacerse cuando la sección en la cual se reduce el momento, se diseña de tal manera que ρ ó $\rho - \rho'$ sea menor o igual a $0.5\rho_b$.

Las consideraciones en cuanto al corte del refuerzo indican:

Existen varios criterios que deben tomarse en cuenta en la determinación de los puntos de corte del refuerzo, los cuales son válidos tanto para refuerzo positivo como para el negativo. Entre ellos se tiene:

- Las fuerzas cortantes que actúan sobre los elementos tienden a incrementar la tensión en las varillas de acero. Este incremento debe tomarse en cuenta para el corte del refuerzo.
- Cada varilla debe tener una adecuada longitud de anclaje para garantizar que pueda alcanzar el esfuerzo de fluencia en los puntos de máximo esfuerzo.
- Debe evitarse, en lo posible, el corte de barras en tensión en zonas donde la fuerza

cortante es elevada pues se producen grandes concentraciones de esfuerzos y grietas inclinadas en los puntos de corte. En general, el número de cortes de acero debe reducirse al máximo par simplificar el diseño y la construcción.

- Como consecuencia de estas consideraciones es necesario extender el refuerzo “ d ” o $12 db$ más allá del punto de corte teórico.

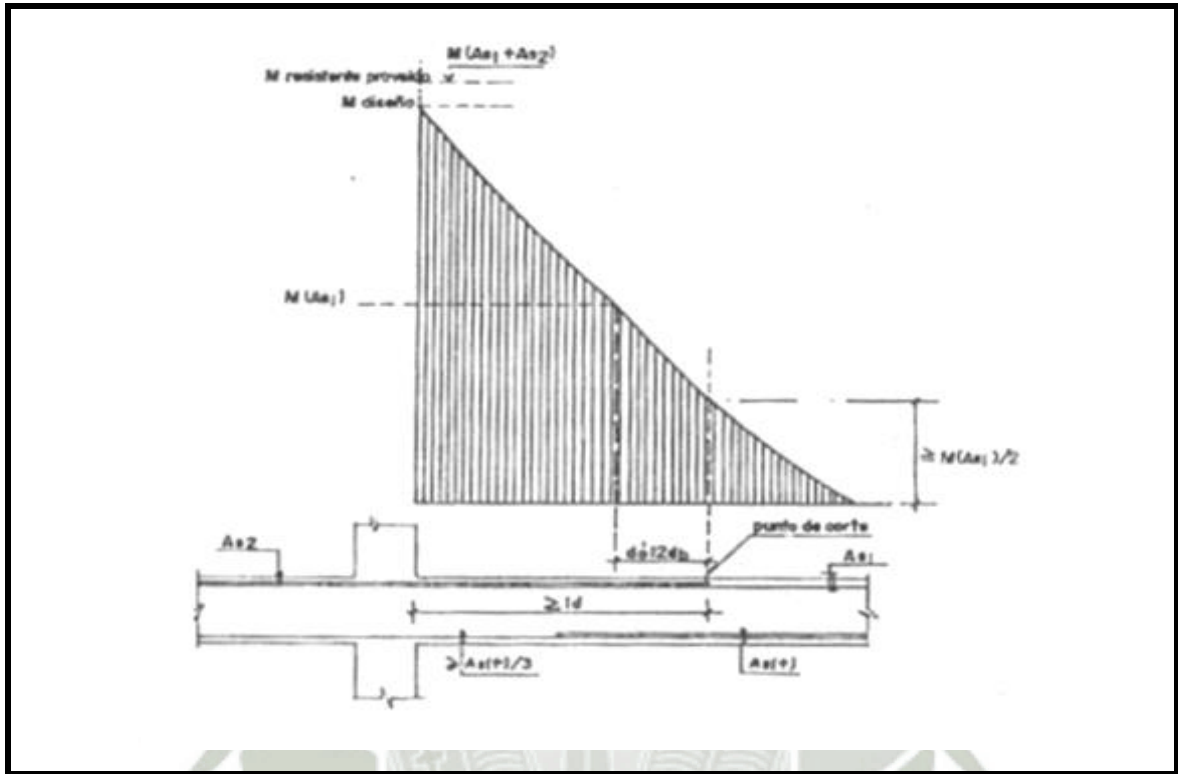


Imagen N° 5.11: Corte de Varilla Longitudinal sometida a flexión.
Fuente: Libro Antonio Blanco Blasco “Estructuración y Diseño en Concreto Armado”

Referente al Corte (Refuerzo Transversal)

Consideraciones en cuanto al refuerzo transversal indican:

- El refuerzo transversal estará constituido por estribos cerrados o zunchos con espaciamiento menor que $d/4$ ó 10 cm.
- Según E-060 en (13.7.1), el refuerzo transversal cumplirá con las condiciones siguientes, a menos que las exigencias por diseño por esfuerzo cortante sean mayores:
 - Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo $3/8$ ”.

- Deberá colocarse estribos en ambos extremos del elemento, en una longitud (medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz), igual a dos veces el peralte del elemento (zona de confinamiento), con un espaciamiento “s” (como se muestra en la figura – 4.5).
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro 30 cm.
- El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento “s” a 5 cm.
- El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de 0.5d.

Los estribos de confinamiento deben disponerse no sólo en los extremos de los elementos sometidos a flexión sino en todas las secciones en la que se espera la formación de rótulas plásticas ante los desplazamientos generados por las cargas sísmicas. En este caso, los estribos se dispondrán en una longitud igual a 2h a ambos lados de la sección en consideración.

Según E-060 13.7.1.2, la fuerza cortante (V_u) de los elementos en flexión deberán determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes. La fuerza cortante de diseño es:

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm V_{est} \quad (\text{Ecuación 5.9})$$

Dónde:

V_u : Fuerza de diseño

M_{pr1} , M_{pr2} : Resistencia probable a la flexión de los dos extremos del elemento asumiendo que el esfuerzo de fluencia del acero es 1.25 fy; y que el factor de reducción de resistencia, ϕ es igual a 1.

L: Longitud del elemento.

V_{est} : Fuerza cortante debida a cargas de gravedad. Para vigas simétricas sometidas a carga uniforme es igual a $W_u * L / 2$.

Si la fracción de la fuerza cortante de diseño constituida por el primer término de la

relación es mayor que el 50% del total y la carga axial del elemento es menor que $A_g \cdot f_c / 20$, se considerará que el aporte del concreto a la resistencia al corte es nulo. Esta recomendación se ha incluido como el medio más sencillo para incrementar el refuerzo transversal del elemento ya que se ha demostrado experimentalmente que las piezas sometidas a cargas cíclicas requieren mayor refuerzo transversal para asegurar la falla por flexión. Esta medida adoptada por su sencillez no debe interpretarse como un aporte nulo del núcleo de concreto ya que en realidad, éste juega un papel importante en el comportamiento de la pieza.

Referente a las longitudes de Desarrollo y Ganchos

Las barras que se corten en apoyos intermedios sin usar gancho, deberán prolongarse a través de la columna interior. La parte de l_d que no se halle dentro del núcleo confinado deberá incrementarse por un factor de 1.60.

Según E-060 (8.8.1.3), las zonas críticas para el desarrollo del refuerzo en elementos en flexión, serán las secciones de máximo esfuerzo y las secciones del tramo donde termina o se doble el refuerzo adyacente.

Según E-060 (8.8.1.4), el refuerzo debe extenderse más allá de la sección en que ya no es necesario; una distancia igual al peralte efectivo del elemento (d) o 12 veces el diámetro de la barra d_b , la que sea mayor, siempre que desarrolle " l_d " desde el punto de máximo esfuerzo, excepto en los apoyos de los tramos simplemente apoyados y en el extremo de voladizos.

Según E-060 (8.8.1.5) Cuando se use refuerzo continuo y adicionalmente otro de menor longitud (bastones) se deberá cumplir:

- El refuerzo que continua deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo l_d más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario.
- El refuerzo por flexión no deberá terminarse en una zona de tracción a menos que se cumpla que en el punto de corte el refuerzo que continua proporcione el doble del área requerida por flexión, y el cortante no exceda las $\frac{3}{4}$ partes de lo permitido.

Fórmulas para el desarrollo de los ganchos estándar en tracción.

$$l_{dg} = 318 * \frac{db}{\sqrt{f'c}} \quad (\text{Ecuación 5.10})$$

$$l_{dg} = 8 * db \quad (\text{Ecuación 5.11})$$

$$l_{dg} = 15cm. \quad (\text{Ecuación 5.12})$$

5.2.2.1 Procedimiento Diseño de Viga

I. Diseño de los Elementos por Flexión

Para el diseño de los elementos por flexión se tendrá presente las consideraciones desarrolladas en acápite anterior donde se prevé la disposición del refuerzo en zonas en zonas sísmicas y las cuantías mínimas.

Cuantía balanceada

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1 * 6000}{f_y * (6000 + f_y)} \quad (\text{Ecuación 5.13})$$

Área de Acero

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad (\text{Ecuación 5.14})$$

Longitud en Compresión.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (\text{Ecuación 5.15})$$

II. Diseño de los Elementos por Cortante

En las estructuras resistentes a sismos se debe asegurar que no ocurra una falla por cortante, sino buscar la falla por flexión; para el diseño por corte se evaluará el cortante “Vu” según el acápite anterior donde obtenido para zonas de alto riesgo sísmico. Por lo que la fuerza cortante se evaluará como sigue:

$$V_u \leq \phi V_n; \quad V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ecuación 5.16})$$

Para elementos conectados monolíticamente con los otros, como es el caso de las edificaciones de concreto armado, la fuerza de corte “ V_u ” se puede tomar a una distancia “ d ” de la cara de apoyo.

Contribución del concreto en la resistencia al corte.

Para elementos sujetos únicamente a corte y flexión, será dada por:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (\text{Ecuación 5.17})$$

Contribución del refuerzo en la resistencia al corte

Si la fuerza cortante $V_u \geq \phi V_c$, deberá proporcionarse refuerzo transversal por corte de manera que se cumpla:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (\text{Ecuación 5.18})$$

El valor de V_s , cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento, será:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (\text{Ecuación 5.19})$$

La resistencia al corte V_s deberá cumplir:

$$V_s \leq 2,1 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Límites del espaciamiento del refuerzo por corte

$$V_s \leq 1,1 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad \Rightarrow \quad s_{max} \leq (\text{El menor de } d/2 \text{ ó } 60 \text{ cm})$$

$$V_s > 1,1 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad \Rightarrow \quad s_{max} \leq (\text{El menor de } d/4 \text{ ó } 30 \text{ cm})$$

Refuerzo mínimo por corte

En el caso de vigas, cuando $V_u > 0.5 * \phi * V_c$, se proporcionará un área mínima de refuerzo por corte igual a:

$$A_{v_{min}} = 3.5 * \frac{b_w * s}{f_y} \quad (\text{Ecuación 5.20})$$

III. Diseño por Corte y Torsión de Vigas

Debido al carácter monolítico de las estructuras de concreto, la existencia de acciones torsionales se presentan en combinación con las solicitaciones de flexión.

Cuando se trata de una torsión hiperestática, como es el caso que nos ocupa, el código ACI y la Norma Peruana consideran que no es necesario diseñar con un momento torsor teórico en base a un análisis elástico considerando secciones brutas, sino que especifican el diseño en base a un momento torsor máximo aplicando que es de:

$$T_u = 1,1, \phi \sqrt{f'c} \sum \left(\frac{x^2 y}{3} \right) \quad (\text{Ecuación 5.21})$$

Pero, cuando se hace esta reducción, los valores de los cortes y momentos adyacentes deberán modificarse. Para nuestro caso utilizaremos los momentos torsores resultado del análisis. Los efectos de torsión deberán incluirse conjuntamente con la flexión y el corte, siempre que el momento torsor (T_u) $T_u \geq 0,13 \phi \sqrt{f'c} \sum (X^2 Y)$, donde $\phi=0,85$. De lo contrario no considerar.

RESISTENCIA A LA TORSIÓN

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a torsión deberá basarse en la expresión

$$T_u \leq \phi T_n \quad (\text{Ecuación 5.22})$$

$$T_n = T_c + T_s \quad (\text{Ecuación 5.23})$$

RESISTENCIA DEL CONCRETO

La contribución del concreto a la torsión: T_c , podrá evaluarse considerando:

$$T_c = \frac{0.20 * \sqrt{f'c} * \sum(X^2 * Y)}{\sqrt{1 + \left(0.40 * \frac{V_u}{C_i * T_u}\right)^2}} \quad \text{Donde } c_i = \frac{b * d}{\sum(X^2 Y)} \quad (\text{Ecuación 5.24})$$

La contribución del concreto al corte: V_c en las secciones en las cuales

$$V_c = \frac{0.53 * \sqrt{f'c} * b * d}{\sqrt{1 + \left(2.5 * C_i * \frac{T_u}{V_u}\right)^2}} \quad (\text{Ecuación 5.25})$$

DETALLES DEL REFUERZO

- El esfuerzo por fluencia no deberá exceder de 4200 Kg/cm²
- El refuerzo requerido por torsión estará compuesto por estribos cerrados o espirales combinados con barras longitudinales.
- El refuerzo por torsión deberá prolongarse por lo menos una distancia (b+d) más allá del punto donde teóricamente es requerido.
- Los límites de separación del refuerzo por torsión deberán ser los siguientes:
- Para estribos cerrados: menor o igual a (X₁+Y₁)/4 pero sin exceder de 30 cm.

DISEÑO DEL REFUERZO

Cuando el momento torsor “ T_u ” excede la resistencia del concreto ϕT_c , deberá proporcionándosele refuerzo por torsión, evaluándose T_s de acuerdo a:

$$T_s = A_t \alpha_t X_1 Y_1 f_y / s \quad (\text{Ecuación 5.26})$$

Donde A_t es el área de una rama del estribo dentro de una distancia s , y α_t se evalúa considerando:

$$\alpha_t = 0,66 + 0,33 * \frac{Y_1}{X_1} \leq 1,50 \quad (\text{Ecuación 5.27})$$

El área de las barras longitudinales distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados, A_l , se calculara considerando:

$$A_{L1} = 2 * A_t \left[\frac{X_1 + Y_1}{s} \right]$$

$$A_{L2} = \left[\frac{28 * X * s}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 * c_t}} \right) - 2A_t \right] \frac{X_1 + Y_1}{s} \quad \text{La mayor} \quad (\text{Ecuación. 5.28})$$

El valor de A_L calculado con la formula anterior no necesita ser mayor al que se obtendría sustituyendo $3.50 \frac{b_w * s}{f_y}$ por $2A_t$

La resistencia al momento torsor T_s no excederá 4 veces T_c . En el caso de miembros sujetos a tracción axial significativa al valor de T_c que sirve como limite a T_s ($T_{s_{max}} \leq 4T_c$) se calculara con la fórmula de T_c multiplicada por $(1-0,028N_u/Ag)$.

Dónde: N_u es la tracción.

El área de estribos requeridos por torsión y corte deberá evaluarse considerando:

$$\frac{\text{Area de 1 rama del estribo}}{s} = \frac{A_v}{s} + \frac{A_t}{2s} \quad (\text{Ecuación 5.29})$$

REQUISITOS MÍNIMOS DEL REFUERZO

Cuando $T_u > 0,13 \sqrt{f'c} \sum X^2Y$ y cuando se debe usar refuerzo por corte de acuerdo a lo indicado en la sección del análisis lo indique, el área mínima de estribos por torsión y corte será:

$$A_v + 2A_t = 3.50 * \frac{b_w * s}{f_y} \quad (\text{Ecuación 5.30})$$

IV. Cálculo de deflexiones

Las deflexiones en las estructuras de concreto armado son función del tiempo y por lo tanto pueden ser de dos tipos: instantánea y a largo plazo. Las primeras se deben fundamentalmente al comportamiento elástico de la estructura y se producen inmediatamente después que las cargas son aplicadas. Las segundas son consecuencia del creep y contracción del concreto y son ocasionadas por cargas sostenidas a lo largo del

tiempo. Las deformaciones a largo plazo pueden llegar a ser el doble de las deformaciones instantáneas.

Deflexiones instantáneas

Las deflexiones instantáneas son deformaciones elásticas y por lo tanto las expresiones de Resistencia de Materiales pueden ser utilizadas.

El momento flector que actúa sobre una sección influye un fisuramiento y éste, a su vez, en un momento de inercia.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] * I_{cr} \quad (\text{Ecuación 5.31})$$

El momento flector crítico se determina mediante:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_r} \quad (\text{Ecuación 5.32})$$

De las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones se deduce:

$$c = \left(\sqrt{2 * n * \rho + (n * \rho)^2} - n * \rho \right) * d \quad (\text{Ecuación 5.33})$$

El momento de la sección fisurada será:

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + n * A_s * (d - c)^2 + (n - 1) * A'_s * (c - d')^2 \quad (\text{Ecuación 5.34})$$

Deflexiones a largo Plazo

La aplicación de cargas durante un periodo más o menos prolongado origina, por efecto del creep deflexiones considerables. Si la sección cuenta con acero en compresión, por compatibilidad de deformaciones, éste se deforma cada vez más absorbiendo mayores esfuerzos y descargando el concreto comprimido.

Las flechas a largo plazo se determinan multiplicando la deflexión instantánea producida por la carga considerada por un factor λ igual a:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \quad (\text{Ecuación 5.35})$$

Dónde: ξ : Factor dependiente del tiempo, es igual a:

Para 5 años o más.....	2.0
Para 12 meses.....	1.4
Para 6 meses.....	1.2
Para 3 meses.....	1.0

ρ' : Cuantía de acero en compresión.

Control de fisuras

El ancho de las grietas es limitado de acuerdo al tipo de exposición que tendrá el elemento diseñado.

Gergely y Lutz propusieron la siguiente expresión para determinar el ancho máximo más probable que se puede presentar en la superficie de una pieza sometida a flexión.

$$w = 0.0011 * \beta * f_s *^3 \sqrt{d_c * A} \quad (\text{Ecuación 5.36})$$

Dónde:

w: Ancho de fisura en milésimos de cm.

β : Relación entre la distancia del eje neutro a la fibra exterior en tensión y la distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo. Para vigas es aproximadamente 1.2 y para losas 1.35

f_s : Esfuerzo de trabajo del acero en Kg/cm². ($f_s = 0.6 * f_y$)

d_c : Distancia de la fibra exterior en tracción al centro de la varilla o alambre más cercano a ella, en cm.

A: Área efectiva del concreto en tracción que rodea al acero en tracción y que tiene el mismo centroide que éste, dividido entre el número de varillas

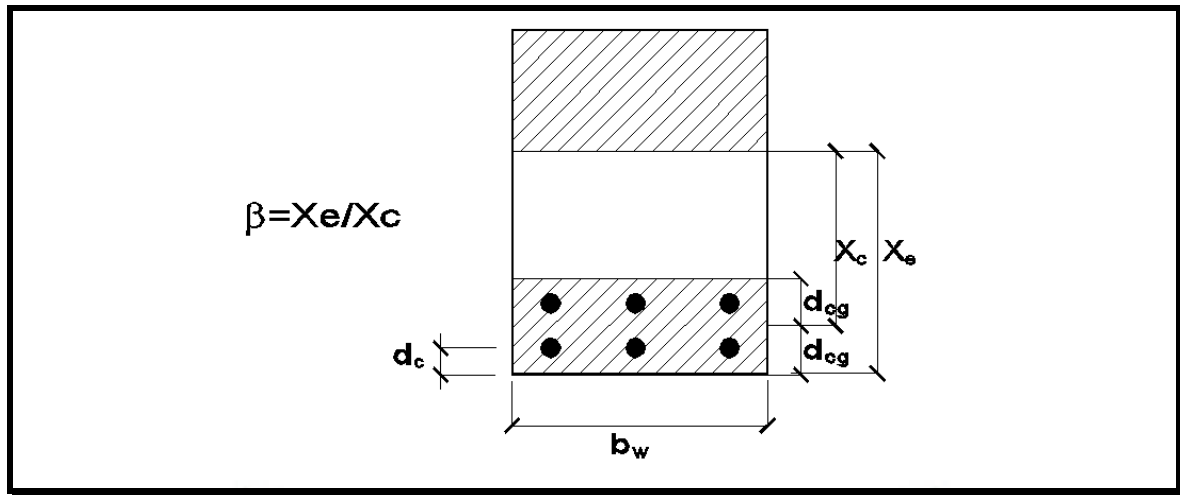


Imagen N° 5.12: Área efectiva del concreto en tracción.

Fuente: Libro Antonio Blanco Blasco “Estructuración y Diseño en Concreto Armado”

El código A.C.I. prefiere dar mayor importancia a la distribución del refuerzo y por ello propone el siguiente parámetro para el control de grietas, válido cuando el esfuerzo de fluencia es mayor que 2800 Kg/cm².

$$z = f_s *^3 \sqrt{d_c * A} \quad (\text{Ecuación 5.37})$$

El valor “z” estará limitado por:

Para vigas en interiores..... $z \leq 30900 \text{ Kg/cm}$.

Para vigas en exteriores..... $z \leq 23200 \text{ Kg/cm}$.

Para losas en interiores..... $z \leq 27500 \text{ Kg/cm}$.

Para losas en exteriores..... $z \leq 20600 \text{ Kg/cm}$.

Las limitaciones propuestas para el parámetro “z” corresponden a ancho de fisura de 0.3 mm. y 0.4 mm. Para estructuras expuestas o no a la intemperie

En las formulas anteriores:

A_g = Área total de la sección transversal.

A_{st} = Área total del refuerzo en una sección.

A_t = Área de una rama de un estribo cerrado que resiste a torsión.

- A_v = Área de refuerzo cortante.
- $A's$ = Área del refuerzo en compresión.
- a = profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos
- b = ancho de la cara en compresión del elemento
- c = Distancia de la fibra más alejada en compresión al eje neutro
- d' = Distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del refuerzo en compresión.
- d = Distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del refuerzo en tracción.
- E_c = Modulo de elasticidad del concreto.
- E_s = Modulo de elasticidad de refuerzo de acero.
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$
- $f'c$ = Resistencia del concreto.
- l_n = Luz libre del elemento.
- M_u = Momento de diseño obtenido del análisis lineal y elástico.
- ρ = Cuantía del refuerzo del refuerzo en tracción.
- ρ' = Cuantía del refuerzo en compresión.
- s = Espaciamiento de estribos.
- V_c = Resistencia al corte.
- V_s = Resistencia nominal al corte proporcionado por el acero.
- V_u = Fuerza cortante ultima obtenida del análisis.
- X_1 = Lado menor de una sección rectangular.
- Y_1 = Lado mayor de una sección rectangular.
- β_1 = Factor debido al tipo de concreto utilizado.
- M_{cr} = Momento flector crítico.

M_a =Momento flector máximo al que está sometido la sección sin agrietar, bajo la condición para la cual se está evaluando la flecha.

I_g =Momento de Inercia de la sección bruta de concreto, sin agrietar, respecto al centro de gravedad, despreciando la presencia del refuerzo.

I_{cr} =Momento de Inercia de la sección fisurada, respecto al eje neutro.

f_r =Tensión de rotura del concreto.

Y_t =Distancia del eje centroidal de la sección bruta del concreto, despreciando la presencia del refuerzo, a la fibra extrema en tracción.

ρ =Distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión bajo condiciones elásticas.

n =Relación modular igual E_s/E_c .

5.2.2.2 Diseño de la Viga del Eje – 2 (VP-101)

I. Diseño por Flexión

Según el diagrama de envolvente desarrollado para el pórtico se tiene que los momentos últimos son:

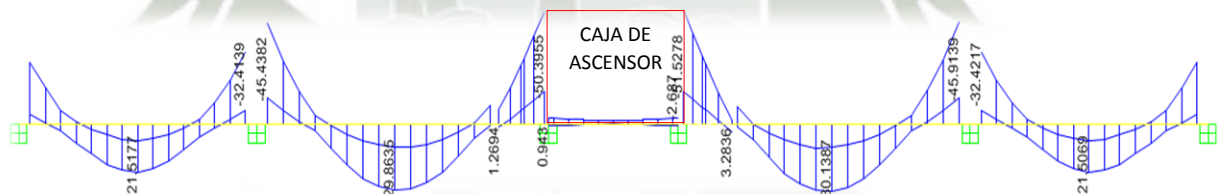


Imagen N° 5.13: Diagrama de momentos de la viga del eje-2 (VP-101).

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

Cálculo del Acero requerido

En el Apoyo A se tiene $M_u (-) = 27.817$ Tn-m., median el método de iteraciones es que suponiendo un longitud de compresión (a) inicial se procede a calcular el A_s requerido. Al ser este un momento no muy considerable y al no superar la Cuantía Max (ρ_{max}) de Acero se diseña como una viga simplemente reforzada.

MOMENTO NEGATIVO	
a=	9.763 cm
As=	12.45 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85
b	30 cm
f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm
d=	64 cm
Mu=	27.817 tn.m
teta=	0.9
Asmax=	20.40 cm ²
Asmin=	6.40 cm ²
ρmax=	0.0106
ρmin=	0.0033
ρ=	0.0065
CONDICION	Simpl. Ref

Cuadro N° 5.4: Cálculo del acero requerido de la viga del eje-2 (VP-101).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

De la tabla se obtiene que en el Apoyo A es necesario:

$$As = 12.45 \text{ cm}^2, \text{ se colocaran } 2\text{Ø}1'' + 1\text{Ø}3/4''$$

En el tramo del Eje C al Eje D se tiene $Mu (-) = 50.39 \text{ Tn-m.}$; mediante el método de iteraciones, es que suponiendo un longitud de compresión (a) inicial se procede a calcular el As requerido. Al ser este un momento muy considerable es que la sección requiere que la viga se diseñe como doblemente reforzada ya q sobrepasa la cuantía máxima de acero (ρ_{max}).

MOMENTO NEGATIVO	
a=	19.224 cm
As=	24.51 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85
b	30 cm
f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm
d=	64 cm
Mu=	50.390 tn.m
teta=	0.9
Asmax=	20.40 cm ²
Asmin=	6.40 cm ²
ρmax=	0.0106
ρmin=	0.0033
ρ=	0.0128
CONDICION	Dobl. Ref.
Mu max sop=	43.1827 tn.m
Mu reman.=	7.2073 tn.m
A's=	3.29
As traccion=	23.69 cm ²
As compresion=	3.29 cm ²

Cuadro N° 5.5: Cálculo del acero requerido de la viga del eje-2 (VP-101).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

De la tabla se obtiene que en el Apoyo del Ascensor es necesario:

$A_s = 23.69 \text{ cm}^2$, $5\emptyset 1''$ Acero en Tracción

$A_s' = 3.29 \text{ cm}^2$, $3\emptyset 3/4''$ Acero en Compresión

		PORTICO EJE 2									
		TRAMO A-B			TRAMO B-C			TRAMO C-D (ASENSOR)			
	UNIDAD	APOYO A	CENTRO	APOYO B	APOYO B	CENTRO	APOYO C	APOYO C	CENTRO	APOYO D	
$Mu(-)$	Tn.m	27.817	-	32.420	45.502	-	8.400	6.83	-	50.390	
$Mu(+)$	Tn.m	-	21.515	-	-	29.86	0.539	1.185	-	-	
ρ_{sup}	%	0.0065	-	0.008	0.0113	-	0.0018	0.0015	-	0.0128	
ρ_{inf}	%	-	0.0049	-	-	0.0070	0.0001	0.0003	-	-	
ρ_{max}	%	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	-	0.0106	
ρ_{min}	%	0.0033	0.0033	0.003	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	-	0.0033	
$A_s \text{ Sup}$	cm ²	12.45	-	14.73	21.46	-	3.55	2.87	-	23.69	
$A_s \text{ inf}$	cm ²	-	9.44	-	1.06	13.45	0.22	0.49	-	3.29	
$A_s \text{ min}$	cm ²	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	-	6.40	
\emptyset_{sup}	var.	$2\emptyset 1''+1\emptyset 3/4''$	$2\emptyset 1''$	$4\emptyset 1''+1\emptyset 3/4''$	$4\emptyset 1''+1\emptyset 3/4''$	$2\emptyset 1''$	$2\emptyset 1''$	$2\emptyset 1''$	-	$5\emptyset 1''$	
\emptyset_{inf}	var.	$3\emptyset 3/4''$	$3\emptyset 3/4''+2\emptyset 5/8''$	$3\emptyset 3/4''$	$3\emptyset 3/4''$	$5\emptyset 3/4''$	$3\emptyset 3/4''$	$3\emptyset 3/4''$	-	$3\emptyset 3/4''$	

		PORTICO EJE 2								
		TRAMO E (ASENSOR)-F			TRAMO F-G			TRAMO G-H		
	UNIDAD	APOYO E	CENTRO	APOYO F	APOYO F	CENTRO	APOYO G	APOYO G	CENTRO	APOYO H
$Mu(-)$	Tn.m	51.52	-	2.271	7.71	-	45.910	32.42	-	27.880
$Mu(+)$	Tn.m	-	-	3.28	0.827	30.13	-	-	21.5	-
ρ_{sup}	%	0.0131	-	0.0005	0.0017	-	0.0114	0.0077	-	0.0065
ρ_{inf}	%	-	-	0.0007	0.0002	0.0071	-	-	0.0049	-
ρ_{max}	%	0.0106	-	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106
ρ_{min}	%	0.0033	-	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
A_s	cm ²	24.20	-	0.94	3.25	-	21.64	14.73	-	12.48
A_s'	cm ²	3.80	-	1.37	0.83	13.59	1.24	-	9.43	-
$A_s \text{ min}$	cm ²	6.40	-	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40
\emptyset_{sup}	var.	$5\emptyset 1''$	-	$2\emptyset 1''$	$2\emptyset 1''$	$2\emptyset 1''$	$4\emptyset 1''+1\emptyset 3/4''$	$4\emptyset 1''+1\emptyset 3/4''$	$2\emptyset 1''$	$2\emptyset 1''+1\emptyset 3/4''$
\emptyset_{inf}	var.	$3\emptyset 3/4''$	-	$3\emptyset 3/4''$	$3\emptyset 3/4''$	$5\emptyset 3/4''$	$3\emptyset 3/4''$	$3\emptyset 3/4''$	$3\emptyset 3/4''+2\emptyset 5/8''$	$3\emptyset 3/4''$

Cuadro N° 5.6: Diseño por flexión para la Viga del Eje 2 (Tramos A-H).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

II. Diseño por Cortante

Según el diagrama de envolvente desarrollado para el pórtico se tiene que los Cortantes últimos a una distancia “d” de la cara de Apoyo son:

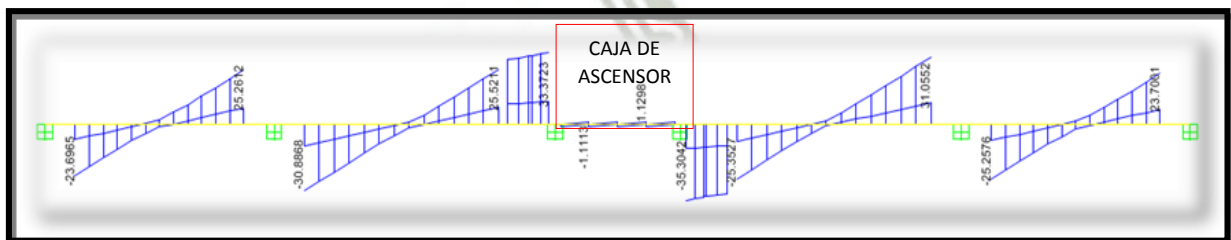


Imagen N° 5.14-A: Diagrama de cortantes a una distancia “d” de la cara de Apoyo.

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

Ejemplo de diseño por Cortante

Para el Tramo A – B del pórtico del eje 2 se tiene $M_u (-) = 27.817$ Tn-m. y $M_u (-) = 32.420$ Tn-m. En los extremos correspondientes, el V_{est} es el max cortante para el tramo que calcula el software por cargas de gravedad. , con los dichos calores se calculara el Cortante último actuante.

$$V_u = \frac{27.817 + 32.420}{7.5} \pm 25.26. \quad , \quad V_u = 33.914 \text{tn} .$$

Calculo del Cortante Resistente del Concreto (V_c):

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{210} * 30 * 64$$

$$V_c = 14746.425 \text{Kg}$$

Calculo del Cortante Nominal (V_n) así como de Cortante de Aporte del Acero de Refuerzo (V_s):

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{33914.00}{0.85} - 14746.42$$

$$V_s = 25152.398 \text{Kg}$$

Como $V_n \geq V_c$ se evalúa en que condición se está:

$$V_s \leq 1.10 \sqrt{f'c} b_w d \quad \text{ó} \quad 1.10 \sqrt{f'c} b_w d < V_s < 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$$

$$V_s = 1.10 \sqrt{210} * 30 * 64$$

$$V_s = 30605.79 \text{Kg}$$

Se tiene que $V_s \leq 1.10\sqrt{f'c}b_w d$, $25152.398 \text{ kg} < 30605.787 \text{ kg}$, por lo que el Espaciamiento de Estribos deberá cumplir con los siguientes límites de Espaciamiento:

$$S \leq \frac{d}{2} \quad \text{ó} \quad S \leq 60\text{cm}$$

Calculo del Espaciamiento de Acero de refuerzo por Cortante dentro de la Zona de Confinamiento.

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$S = \frac{1.42 * 4200 * 64}{25152.398}$$

$$S = 30.35\text{cm}$$

La Zona de Confinamiento (L_o) tendrá una longitud de $2d$:

$$L_o = 2 * 64$$

$$L_o = 128\text{cm}$$

Espaciamiento Máximo en Zona de Confinamiento:

- $S = \frac{d}{4}$, $S = \frac{64}{4}$, $S = 16\text{cm}$
- $S = 8 * d_b$, $S = 8 * 1.905$, $S = 15.24\text{cm}$
- $S = 30\text{cm}$

Por lo Tanto se Tomara el Espaciamiento Menor:

$$S = 15.00\text{cm}$$

Cálculo del espaciamiento de acero de refuerzo por cortante fuera de la zona de confinamiento.

$$S = \frac{d}{2} \quad , \quad S = \frac{64}{2} \quad , \quad S = 32\text{cm}$$

Por seguridad se considerara $S = 20 \text{ cm}$ fuera de la zona de confinamiento.

El Diseño por Cortante tendrá el siguiente Espaciamiento:

$$\emptyset 3/8'' 1@0.05;9@0.15;rto@0.20$$

		PORTICO EJE 2							
		TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D(ASENSOR)		TRAMO E (ASENSOR)-F	
	UNIDAD	APOYO A	APOYO B	APOYO B	APOYO C	APOYO C	APOYO D	APOYO E	APOYO F
Vu	Tn	23.69	25.26	30.88	25.52	27.12	33.37	35.30	29.20
Vu crit	Tn	33.91		40.16		41.13		46.37	
Vc	Tn	14.75		14.75		14.75		14.75	
Vs	Tn	25.15		32.50		33.64		39.80	
∅	var.	3/8"		3/8"		3/8"		3/8"	
Av	cm2	1.42		1.42		1.42		1.42	
# ramas	und	2		2		2		2	
S	cm	30.35		23.49		22.69		19.18	
Smax	cm	15.24		15.24		15.24		15.24	
Dist. De Estribos		1@0.05;9@0.15;rto@0.20		1@0.05;9@0.15;rto@0.20		1@0.05;9@0.15;rto@0.20		1@0.05;9@0.15;rto@0.20	

		EJE 2			
		TRAMO F-G		TRAMO G-H	
	UNIDAD	APOYO F	APOYO G	APOYO G	APOYO H
Vu	Tn	25.35	31.05	25.25	23.70
Vu crit.	Tn	40.37		32.88	
Vc	Tn	14.75		14.75	
Vs	Tn	32.74		23.94	
∅	var.	3/8"		3/8"	
Av	cm2	1.42		1.42	
# ramas	und	2		2	
S	cm	23.31		31.89	
Smax	cm	15.24		15.24	
Dist. De Estribos		1@0.05;9@0.15;rto@0.20		1@0.05;9@0.15;rto@0.20	

Cuadro N° 5.7: Diseño por Cortante para la Viga del Eje 2 (Tramos A-H).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

III. Diseño por Cortante y Torsión

En el Tramo E-F del Eje 2

Se tiene que: $T_u \geq 0,13\phi\sqrt{f'c} \sum(X^2Y)$ Reemplazando datos se tiene:

$$T_u \geq 0.13 * 0.85 * \sqrt{210} \sum(30^2 * 70)$$

$$T_u = 100881.72 \text{ Kg} - \text{cm} = 1008.82 \text{ Kg} - \text{m} \quad (\text{Torsor Resistente})$$

$$T_a = 2395.61 \text{ Kg.} - \text{m} \quad (\text{Torsor Actuante del Análisis Estructural})$$

$$T_u > T_a$$

Por consiguiente la sección deberá ser diseñada por Torsión

Se tiene:

$$T_c = \frac{0.20x\sqrt{210x30^2x70}}{\sqrt{1+\left(\frac{0.40x36370}{0.0304x2620}\right)^2}} = \frac{182591.34}{206.275} = 885.18 \quad \text{Kg.} - m.$$

Dónde : $C_t = \frac{30x64}{30^2x70} = 0.0304$; $T_u = 2395.61\text{Kg} - m$ y $V_u = 35304.2\text{Kg}$

Condición: $T_u = 4 * \phi * T_c$ y $T_s \leq 4 * T_c$

Entonces las dimensiones de la sección son las correctas para efectos de resistir adecuadamente los efectos por Torsión.

Requerimientos de Estribos por Efectos de Corte y Torsión:

Al considerar ambos efectos la fuerza resistente del concreto al cortante será determinada mediante la siguiente ecuación:

$$V_c = \frac{0.53 * \sqrt{210} * 30 * 64}{\sqrt{1+\left(2.5 * 0.0304 * \frac{2320}{35304.2}\right)^2}} = \frac{14746.42}{1.000012} = 14746.25\text{Kg}.$$

Por lo que la fuerza para el diseño del estribo será:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad V_s = \frac{35304.2}{0.85} - 14746.25 = 28041.99\text{kg}.$$

Chequear:

$$V_s \leq V_s^{max}$$

$$V_s^{max} = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d = 2.1 * \sqrt{210} * 30 * 64 = 58429.23\text{Kg}.$$

Se tiene: $28041.99 \text{ Kg} < 58429.23 \text{ Kg}$. La sección es adecuada al corte.

Cálculo del espaciamiento de estribos por efectos de Corte solamente:

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{1.29 * 2 * 4200 * 64}{28041.99} = 24.73 \text{ cm.}$$

Diseño del estribo para que resista fuerzas de cortante y Torsión:

Por Cortante :

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_s}{f_y * x d} = \frac{28041.99 \text{ kg}}{4200 * 64} = 0.104 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm.}}$$

Por Torsión se tiene :

$$T_s = A_t \alpha_t X_1 Y_1 f_y / s$$

Y para esto se sabe:

$$T_s = \frac{T_u}{\phi} - T_c = \frac{2395.61}{0.85} - 885.18 = 1844.23 \text{ Kg} - m.$$

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 \left(\frac{62}{22} \right) = 1.59 \leq 1.5 \quad \text{Usar } 1.5$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{1844.23 * 100 \text{ kg}}{1.5 * 22 * 62 * 4200} = 0.021 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm.}}$$

Área requerida por corte y Torsión:

$$\frac{\text{Area de } 2 \text{ Ramas}}{s} = \frac{A_v}{s} + 2 * \frac{A_t}{s}$$

$$\frac{\text{Area de } 2 \text{ Ramas}}{s} = 0.10 + 2 * 0.021$$

$$\text{Area de } 2 \text{ Ramas} = 0.142 \frac{\text{cm.}^2}{\text{cm.}}$$

Requerimientos mínimos según la Norma E-060

$$\frac{A_v}{s} + 2 * \frac{A_t}{s} = \frac{3.5 * b}{f_y} \quad \text{Reemplazando datos se tiene:}$$

$$\frac{A_v}{s} + 2 * \frac{A_t}{s} = \frac{3.5 * 30}{4200} = 0.025 \frac{\text{cm.}^2}{\text{cm.}}$$

Por lo que el espaciamiento del estribo será:

$$s = \frac{1.29 \text{ cm.}^2 * 2}{0.142 \frac{\text{cm.}^2}{\text{cm.}}} = 18.16 \text{ cm.}$$

$$\text{Máxima espaciamiento por corte: } s \leq 0.5 * d \quad \text{ó} \quad s = \left(\frac{X_1 + Y_1}{4} \right)$$

$$s \leq 0.5 * 64 = 32.00 \text{cm.}$$

$$s = \left(\frac{22 + 62}{4} \right) = 21.00 \text{cm.}$$

Por lo que se colocará estribos de $\phi 1/2''$: 1@0.05, Resto@0.175m. C/extremo. En Vigas que Tactuante > 1008.82Kg.m

Cálculo del refuerzo longitudinal por Torsión:

$$A_l = 2 * A_t * \left(\frac{X_1 + Y_1}{s} \right) \leq 3.5x \frac{b_w x S}{f_y} \left(\frac{X_1 + Y_1}{s} \right)$$

$$A_l = 2 * A_t * \left(\frac{X_1 + Y_1}{s} \right) = 2 * 0.021 * (22 + 62) = 3.53 \text{cm}^2$$

$$A_l \leq 3.5x \frac{30}{4200} (22 + 62) = 2.1 \text{cm}^2$$

$$3.53 \text{cm}^2 \leq 2.1 \text{cm}^2 \quad (\text{No cumple})$$

$$A_l = 2.1 \text{cm}^2 \quad (\text{Área de Acero Longitudinal por Torsión})$$

Por lo que se colocará dos varillas de $\phi 1/2''$ corridos en el medio así mismo posibilitarán el montaje de la viga.

IV. Cálculo de la deflexión.

Cálculo del Eje Neutro "c": Por equilibrio se tiene:

$$\frac{b * c^2}{2} + (2n - 1) * A' s * (c - d') = n * A s (d - c)$$

$$\frac{30 * c^2}{2} + (2 * 9.66 - 1) * 8.52 * (c - 6) = 9.66 * 23.12 * (64 - c)$$

$$15 * c^2 + 379.46 * c - 15231.68 = 0 \quad \text{Resolviendo la Ecuación:}$$

$$c_1 = 21.64 \text{ cm.} \quad Y \quad c_2 = -46.93 \text{ cm.}$$

Cálculo de la Inercia fisurada

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + (2n - 1) * A's * (c - d')^2 + n * A_s * (d - c)^2$$

$$I_{cr} = \frac{30 * 21.64^3}{3} + (2 * 9.66 - 1) * 8.52 * (21.64 - 6)^2 + 9.66 * 23.12 * (64 - 21.64)^2$$

$$I_{cr_1} = 0.005403m^4 \quad (\text{En el Apoyo Lateral izquierdo})$$

Realizando el mismo procedimiento para el centro de luz y apoyo lateral derecho se obtuvieron las siguientes inercias fisuradas:

$$I_{cr_2} = 0.003959m^4 \quad (\text{En el Centro de Luz})$$

$$I_{cr_3} = 0.005782m^4 \quad (\text{En el Apoyo Lateral Derecho})$$

Cálculo del Icr promedio para el tramo:

$$I_{cr} = \frac{I_{cr_1} + 2 * I_{cr_2} + I_{cr_3}}{4} \quad \text{Reemplazando datos:}$$

$$I_{cr} = \frac{0.005403 + 2 * 0.003959 + 0.005782}{4} = 0.004776m^4$$

Deflexión instantánea:

$$y_{inst} = \frac{5 * l^2}{48 * EI} (M_{CL} - 0.1(M_1 + M_2)) \quad (\text{Ecuación 5.38})$$

Del análisis estructural tenemos los siguientes momentos debidos a cargas de gravedad:

$$M_1 = 2979000 \text{ _Kg - cm}^2, M_2 = 3374700 \text{ _Kg - cm}^2$$

$$M_{CL} = 1646000 \text{ _Kg - cm}^2 ; L = 8.75 \text{ m (luz libre)}$$

$$y_{inst} = \frac{5 \times 875^2}{48 \times 217370.65 \times 477565.06} (1646000 - 0.1(2979000 + 3374700))$$

$$y_{inst} = 0.78cm.$$

Deflexión diferida:

$$y_{dif} = \lambda * y_{inst} \quad (Ecuación 5.39)$$

Se puede considerar que la carga sostenida corresponde a un 100% de la carga muerta y aun determinado porcentaje de la carga viva. (Se consideró 50%).

$$y_{inst} = 0.63cm. \quad (\text{Deflexión Instantánea para } 100\% \text{ Cm y } 50\% \text{ CV})$$

$$\text{Dónde: } \lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad \xi = 2 \quad \text{para una deflexión en 5 años.}$$

La cuantía en compresión es de: $\rho' = \frac{10.14}{30 * 64} = 0.00528$; Por lo tanto

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0.00528} = 1.58$$

$$y_{dif} = \lambda * y_{inst} = 1.58 * (0.63cm.) = 1.00cm.$$

$$\text{Deflexión total: } y = y_{inst} + y_{dif} = 0.78 + 1.00 = 1.78cm.$$

Del RNE E0.60 Deflexiones máximas permisibles se tiene:

$$y_{max} = \frac{l}{480} = \frac{875}{480} = 1.82cm$$

$$y < y_{max}$$

$$1.78cm < 1.82cm \quad (\text{Deflexión Permissible})$$

V. Control de fisura en viga

Según la figura se tiene que: $\theta = \frac{h_1}{h_2} = \frac{46.38}{52.38} = 0.885$

Ancho de fisura: $w = \theta * Z * 10^{-6}$ cm. (Norma Peruana)

$$Z = f_s * \sqrt{dc * A} \quad ; \quad f_s = 0.6 * 4200 \text{Kg} / \text{cm}^2 = 2520 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

$$Z = 2520 * \sqrt{6 * 132} = 23315.37 \text{Kg} / \text{cm}$$

Según Norma Peruana: $w = 0.885 * 23315.37 * 10^{-6}$ cm.

$$w = 0.021 \text{cm.} \quad \text{ó} \quad w = 0.21 \text{ mm.}$$

Como se puede apreciar los anchos de fisura son menores a los establecidos en el ítem iv.

Cálculo de deflexiones.

Para Z:

$$23315.37 \text{Kg} / \text{cm}^2 < 30900 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

VI. Diseño final Viga VP-101(Ver detalle Planos Anexos)

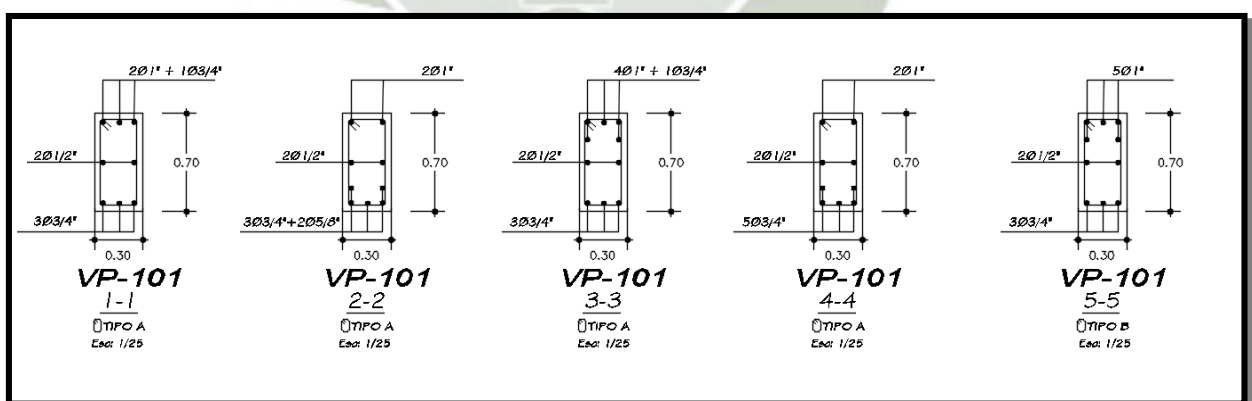


Imagen N° 5.14-B: Cortes Transversales de la Viga VP-101

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

5.2.3 Diseño de Columna

Consideraciones y Generalidades

Estos elementos se caracterizan porque su carga axial amplificada es mayor que $(A_g * f'_c / 10)$ y están constituidos principalmente por columnas.

Las columnas son los elementos verticales de las estructuras que son utilizados para resistir básicamente solicitaciones de compresión axial aunque, por lo general ésta actúa en combinación con corte, flexión o torsión ya que en las estructuras de concreto armado, la continuidad del sistema genera momentos flectores en todos sus elementos.

Si bien es cierto que las recomendaciones del código A.C.I. están orientadas a evitar la formación de rótulas plásticas en columnas, existe la probabilidad que se desarrollen ante un sismo severo. Por ello, el código recomienda que la fuerza cortante, V_c , se determine con el mismo criterio que para los elementos sometidos a flexión, es decir, el refuerzo de confinamiento del elemento debe prepararse para resistir la fuerza cortante que experimente la fluencia de las regiones confinadas.

Cuando los extremos de las vigas que transmiten cargas a una determinada columna entran en fluencia, se habrá alcanzado el mayor momento flector que aquellas puedan transmitirle. Si la columna cuenta con una adecuada resistencia superior a ese momento, ese exceso no será utilizado.

En ningún caso la fuerza cortante de diseño será menor que la obtenida del análisis. Las columnas que reciben reacciones de elementos rígidos como muros están sometidas a esfuerzos de corte elevados. Por ello, si la carga axial amplificada generada por las solicitaciones sísmicas es mayor que $A_g * f'_c / 10$ se recomienda proveerlas de refuerzo por confinamiento en toda su altura. Este acero se extenderá dentro del muro a una distancia mayor o igual que la longitud de anclaje del refuerzo longitudinal de la columna buscando de este modo dar confinamiento al concreto que reciba la carga concentrada.

En las uniones columna zapata, el refuerzo transversal de columnas se extenderá 30 cm. dentro del cimiento.

Diseño por Flexo-Compresión

El diseño por Flexo-Compresión se basa en las mismas hipótesis del diseño en flexión. Además, para el diseño de estos elementos deben considerarse además el problema de esbeltez y la flexión biaxial presentes en la columna. A lo largo del elemento aparecerán momentos, denominados de 2° orden, que son producidos por la excentricidad de la carga axial generada por la deformación presente en la columna. Los momentos de 2° orden incrementarán la deflexión de la columna, incrementando los esfuerzos en ella.

Condición de falla balanceada

La falla balanceada en columnas es la condición para el cual se produce simultáneamente la falla del concreto y la fluencia de la capa exterior en tracción del acero.

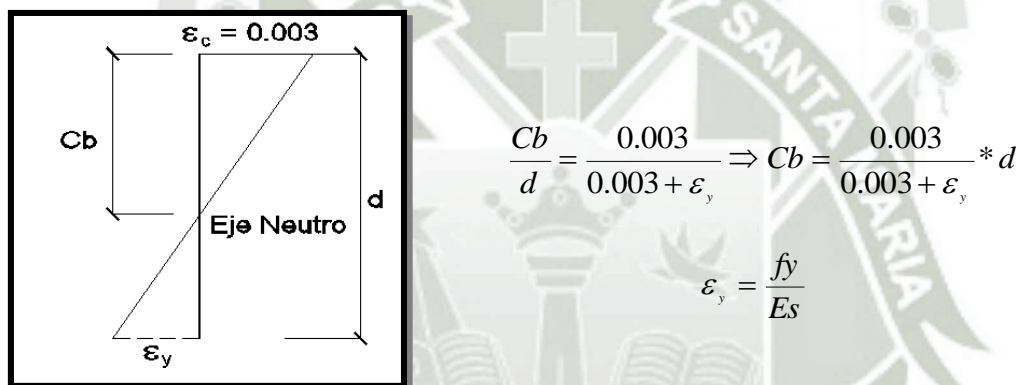


Imagen N° 5.15: Diagrama de deformaciones.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

Falla Dúctil: Ocurre cuando falla primero el acero, para esta condición tenemos: $C < C_b$.

Falla Frágil: Ocurre cuando falla primero el concreto, para esta condición tenemos: $C > C_b$

Factor de Reducción de Resistencia en Columnas (ϕ)

Según el **A.C.I.** el parámetro ϕ no es contante , y depende de la magnitud de la carga axial, este parámetro afecta tanto al momento nominal como a la carga axial nominal de la columna. Así tenemos:

$$\text{Si } P_u > 0.10 * f'c * A_g$$

$$\phi = 0.70 \quad (\text{Para columnas estribadas})$$

$$\phi = 0.75 \quad (\text{Para columnas zunchadas})$$

$$\text{Si } Pu \leq 0.10 * f'c * Ag$$

$$\phi = 0.90 - \frac{2 * Pu}{f'c * Ag} \geq 0.70 \quad (\text{Para columnas estribadas})$$

$$\phi = 0.90 - \frac{1.5 * Pu}{f'c * Ag} \geq 0.75 \quad (\text{Para columnas zunchadas})$$

III. Diagrama de Interacción de Columnas

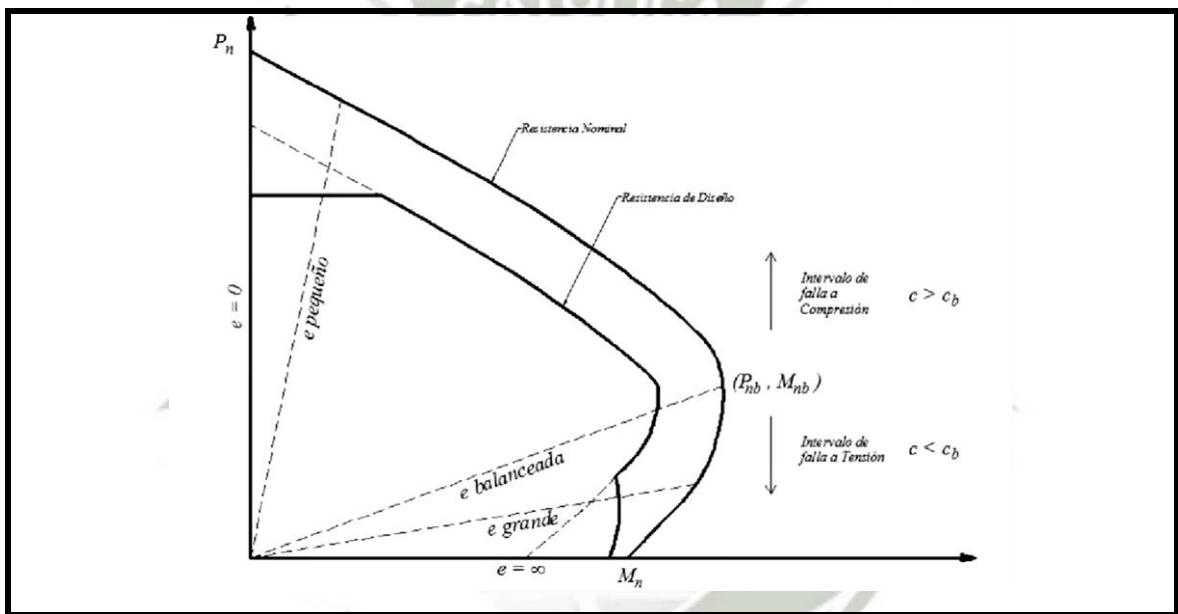


Imagen N° 5.16: Diagrama de interacción de una columna.

Fuente: Ricardo Oviedo Sarmiento Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.

Diseño por Flexión Biaxial

La Norma Peruana indica como método aproximado la ecuación planteada por Bresler.

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{n_x}} + \frac{1}{\phi P_{n_y}} - \frac{1}{\phi P_{n_o}} \quad (\text{Ecuación 5.40})$$

Dónde:

P_u = Resistencia última en flexión biaxial

ϕPn_x = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en X ($e_x=0$)

ϕPn_y = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_y=0$)

ϕPn_o = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de carga axial únicamente en ($e_x=e_y=0$)

Nota: Esta ecuación es válida para valores de $P_u/\phi Pn_o / 0,1$. Si no se cumple esta última relación, la Norma recomienda usar la siguiente expresión:

$$\frac{Mu_x}{\phi Mn_x} + \frac{Mu_y}{\phi Mn_y} \leq 1,0 \quad (\text{Ecuación 5.41})$$

Dónde:

$\phi Mn_x, \phi Mn_y$: Son las resistencias de diseño de la sección respecto a los ejes X e Y.

Este método supone un diseño previo, y con el acero así definido se verifica la resistencia en flexión biaxial. Primero se realizará el estudio de flexión uniaxial con lo cual se determinara el acero. Luego, con este valor se aplica Bresler y se verificara la capacidad resistente en flexión biaxial.

Diseño por Cortante

Para el diseño por cortante se tendrá en consideración lo expresado en el ítem. 5.2.1.4 sobre la forma de obtener el esfuerzo de cortante; y la manera de disposición del refuerzo se muestra en la imagen N° 5.17

Se colocarán estribos cerrados en ambos extremos del elemento sobre una longitud de confinamiento “lo”, medida desde la cara del nudo, que no sea menor que:

- Un sexto de la luz libre del elemento.
- La máxima dimensión de la sección del elemento.
- 45 cm.

El primer estribo se ubicara a 5 cm. de la cara del nudo y los demás se colocarán como se detalla en la imagen N° 5.17

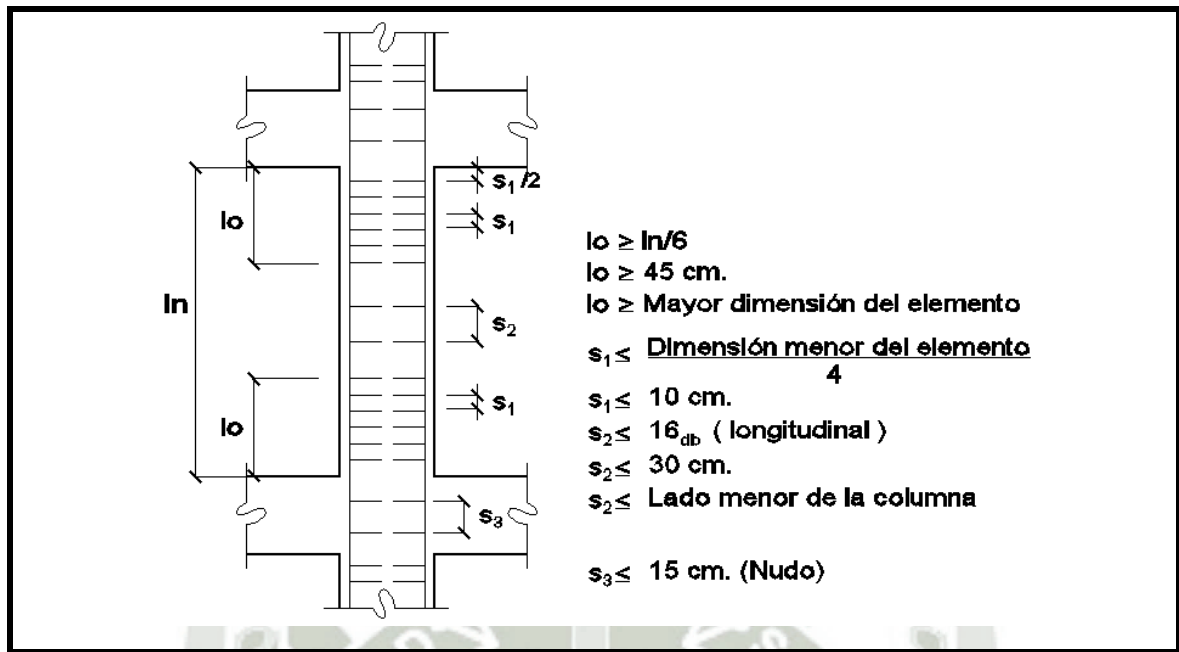


Imagen N° 5.17: Disposición del refuerzo transversal ante solicitaciones sísmicas.

Fuente: Libro Antonio Blanco Blasco “Estructuración y Diseño en Concreto Armado”

El cálculo de resistencia admisible del concreto y el acero será el mismo que para el diseño de vigas.

Nudos, Los nudos son los elementos encargados de garantizar la estabilidad e integridad de las estructuras dúctiles en las que se esperan desplazamientos en el rango inelástico. Su diseño y detallado es importante en estructuras que resisten solicitaciones sísmicas.

El área mínima de refuerzo transversal que deberá proporcionarse dentro del nudo, deberá cumplir con:

$$A_v \leq 7.0 * \frac{b * s}{f_y} \quad (\text{Ecuación 5.42})$$

Siendo: “b” es el ancho del nudo en la dirección que se está analizando. El espaciamiento “s” no deberá exceder de 15 cm.

Efectos de Esbeltez

La Norma trata el problema evaluando un factor de corrección de los momentos de primer orden del Análisis de tal manera que el diseño de las Columnas se haga con el momento ya corregido.

En el efecto de esbeltez, se considera dos factores de corrección, el primero corrige el momento debido a cargas de gravedad (δl) y otro que corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos y que en la mayoría de los casos se deben a cargas de sismo (δg).

δl : Este factor afecta a cada columna como elemento individual

δg : Este factor afecta a todas las columnas de un entrepiso por igual considerando que los desplazamientos laterales son iguales para todas las columnas de un entre piso

Luego el Momento Corregido será:

$$M_c = (\delta l) M_{uv} + (\delta g) M_{us} \quad (\text{Ecuación 5.43})$$

En la Formula del Momento de diseño corregido (M_c), el valor M_{uv} es el momento debido a cargas verticales amplificadas provenientes de un análisis de primer orden y M_{us} es el Momento debido a Cargas Laterales amplificadas también proveniente de un análisis de primer orden.

Efectos Locales de Esbeltez

Para el Factor δl se evalúa con la siguiente expresión:

$$\delta l = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1.0 \quad (\text{Ecuación 5.44})$$

Dónde:

P_u : Carga amplificada actuante sobre la columna

ϕ : Factor de reducción de resistencia igual a 0.7 para columnas es y de 0.75 para el caso de columnas con espirales.

P_c : Carga Crítica de Pandeo (formula de Euler)

C_m : Coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

La Carga crítica se considera:

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{L_n^2} \quad (\text{Ecuación 5.45})$$

Dónde:

$$EI = \frac{E_c \times I_g}{2.5(1 + \beta d)} \quad (\text{Ecuación 5.46})$$

Siendo:

Ec: Modulo de elasticidad del Concreto.

Ig: Inercia de la Sección Bruta de Concreto (en la dirección analizada).

Es: Modulo de elasticidad de acero.

βd : Relación entre el momento máximo debido a carga muerta y el momento máximo debido a la carga total, siempre positivo. (Momento de carga sostenida sobre momento total).

Ln: Luz libre de la columna en la dirección analizada considerándose la distancia entre las vigas o losas capaces de proporcionar apoyo lateral.

El coeficiente Cm se obtiene de:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (\text{Ecuación 5.47})$$

Dónde:

M1: Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna; es positivo si el elemento esta flexionado en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M2: Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

Los efectos Locales de Esbeltez pueden ser despreciados si:

$$\frac{L_n}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (\text{Ecuación 5.48})$$

Dónde: $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$, $r = 0.3h$ (sección rectangular), $r = 0.25D$ (sección circular)

Por lo Tanto: $\delta l = 1$

Efectos Globales de Esbeltez

Para el factor δg se evalúa con la siguiente expresión:

$$\delta g = \frac{1}{1 - Q} \quad \text{o} \quad \delta g = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \quad (\text{Ecuación 5.49})$$

Dónde: $Q = \frac{\sum P_u \times \Delta u}{V_u \times h}$ (Ecuación 5.50)

Siendo:

$\sum P_u$: Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

u : Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso, debido a cargas laterales amplificadas y calculadas con un análisis de primer orden. Para el caso de sismo deberá multiplicarse por el factor de reducción de ductilidad (R_d) considerado en la determinación de estas fuerzas.

V_u : Fuerza cortante Amplificada a nivel de entrepiso, debido a las cargas laterales que originan la deformación de la estructura.

h : altura del entrepiso considerado.

Si $Q < 0.06$ los efectos globales de Segundo Orden se pueden despreciar ($\delta g = 1$) solo se amplificara el momento por δl .

Si $0.06 < Q < 1.25$ se toman en cuenta los efectos globales, calculando δg con el valor de Q obtenido.

Si $Q > 1.25$ deberá cambiarse la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden.

5.2.3.1 Diseño de la Columna C-1 del Primer Nivel

I. Chequeo por Efecto Local de Esbeltez

En la Dirección X-X

Datos de la Sección:

$$L_n = 2.80 \text{ m} \qquad d = 0.64 \text{ m}$$

$$B = 0.70 \text{ m} \qquad r = 0.21 \text{ m}$$

$$h = 0.70 \text{ m}$$

$$\text{Dónde: } r = 0.30 \times (0.70) = 0.21 \text{ m}$$

Del análisis estructural se obtuvieron los siguientes momentos actuantes:

EJE X-X		
Momentos	M. Sup (tn.m)	M. Inf(tn.m)
Mcm	4.574	-14.6704
Mcv	2.7496	-9.1868
Mcs	1.1811	2.7819

Cuadro N° 5.8-A: Momentos actuantes de la sección (C-1) en la dirección “X”.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Cálculo de los momentos flectores M_1 y M_2 , para el cálculo de estos momentos se consideró momentos por carga sísmica por lo cual se tomaron las siguientes combinaciones de carga para su amplificación.

$$M_u = 1.25(M_{cm} + M_{cv}) \pm 1.0M_{cs}$$

De la ecuación antes indicada se obtuvieron los siguientes momentos flectores actuantes:

M Sup.=	10.3356 tn.m	M Sup.=	7.9734 tn.m
M Inf.=	-27.0396 tn.m	M Inf.=	-32.6034 tn.m

Cuadro N° 5.8-B: Cálculos de momentos máximo y mínimo de la sección (C-1) en la dirección “X”.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Por lo Tanto:

$$M_1 = -32.6034 \text{ Tn-m} \quad \text{y} \quad M_2 = 10.3356 \text{ Tn-m}$$

Los efectos Locales de Esbeltez pueden ser despreciados si:

$$\frac{L_n}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{Reemplazando datos:}$$

$$\frac{2.8}{0.21} < 34 - 12 \frac{-32.6034}{10.3356}; \quad 13.33 < 71.85 \quad \text{OK}$$

Como se cumple la condición anterior entonces $\delta l = 1$

En la Dirección Y-Y

Del análisis estructural se obtuvieron los siguientes momentos actuantes:

EJE Y-Y		
Momentos	M. Sup (tn.m)	M. Inf(tn.m)
Mcm	0.3786	-0.7805
Mcv	0.142	-0.3043
Mcs	4.2417	14.9292

Cuadro N° 5.9-A: Momentos Actuantes de la sección (C-1) en la dirección “Y”.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

De la ecuación antes indicada se obtuvieron los siguientes momentos flectores actuantes:

M Sup.=	4.89245	tn.m	M Sup.=	-3.59095	tn.m
M Inf.=	13.5732	tn.m	M Inf.=	-16.2852	tn.m

Cuadro N° 5.9-B: Momentos de la sección (C-1) en la dirección “Y”.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Reemplazando en la Ecuación 5.44

$$\frac{2.8}{0.21} < 34 - 12 \frac{-16.285}{4.892}; \quad 13.33 < 73.94 \quad \text{OK}$$

Como se cumple la condición anterior entonces $\delta l = 1$

II. Chequeo por Efecto Global de Esbeltez

En la Dirección X-X

Del análisis estructural se obtuvieron los siguientes momentos actuantes:

$$\begin{aligned} V_x &= 378.51 \text{ Tn} & U_x &= 0.00217 \text{ m} \\ P_d &= 8849.72 \text{ Tn} & P_l &= 3514.33 \text{ Tn} \end{aligned}$$

Dónde: $\sum P = P_d + P_l$

$$\sum P = 8849.72 + 3514.33 = 12364.047 \text{ Tn}$$

$$\sum P_u = 1.25(12364.047) = 15455.06 \text{ Tn}$$

Cálculo del Índice Q:

$$Q = \frac{\sum P_u \times \Delta u}{V_u \times h} ; Q = \frac{15455.06 \times 0.00217}{378.51 \times 2.80} = 0.032 < 0.06$$

Como $Q < 0.06$ se puede despreciar los efectos Globales de Esbeltez por lo tanto $\delta g = 1$

En la Dirección Y-Y

Del análisis estructural se obtuvieron los siguientes momentos actuantes:

$$\begin{aligned} V_x &= 377.20 \text{ Tn} & U_y &= 0.0030 \\ P_d &= 8849.72 \text{ Tn} & P_l &= 3514.33 \text{ Tn} \end{aligned}$$

Dónde: $\sum P = P_d + P_l$

$$\sum P = 8849.72 + 3514.33 = 12364.047 \text{ Tn}$$

$$\sum P_u = 1.25(12364.047) = 15455.06 \text{ Tn}$$

Cálculo del Índice Q:

$$Q = \frac{\sum P_u \times \Delta u}{V_u \times h} ; Q = \frac{15455.29 \times 0.0030}{377.20 \times 2.80} = 0.044 < 0.06$$

Como $Q < 0.06$ se puede despreciar los efectos Globales de Esbeltez por lo tanto $\delta g = 1$

De acuerdo a los cálculos mostrados para los factores de corrección δl y δg es que el momento de diseño corregido será:

$$M_c = \delta l(M_{uv}) + \delta g(M_{us})$$

$$M_c = 1(M_{uv}) + 1(M_{us})$$

III. Determinación de los Momentos y Cargas de Diseño:

De acuerdo al RNE 0.60 (Factores de Carga) :

$$\text{Comb 1: } U = 1.4(W_d) + 1.7(W_l)$$

$$\text{Comb 2 y 3: } U = 1.25(W_d + W_l) \pm 1.00C_s$$

$$\text{Comb 4 y 5: } U = 0.9W_d \pm 1.00C_s$$

En la Dirección X-X

EJE X-X		
TIPO	M. (tn.m)	P(Tn)
Cm	6.365	273.18
Cv	3.741	90.44
Cs	3.54	1.81

Cuadro N° 5.10: Cargas del análisis estructural de la sección (C-1) en la dirección "X".

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Reemplazando datos en las ecuaciones anteriores se tiene:

Combo 1			Combo 2		
Pu=	536.20	Tn	Pu=	456.34	Tn
Mu=	15.27	Tn.m	Mu=	16.17	Tn.m

Combo 3			Combo 4		
Pu=	452.71	Tn	Pu=	247.68	Tn
Mu=	9.09	Tn.m	Mu=	9.27	Tn.m

Combo 5		
Pu=	244.05	Tn
Mu=	2.19	Tn.m

Cuadro N° 5.11: Momentos y cargas amplificadas de la sección (C-1) en la dirección "X".

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

En la Dirección Y-Y

EJE Y-Y		
TIPO	M. (tn.m)	P(Tn)
<i>Cm</i>	0.2709	273.18
<i>Cv</i>	0.1707	90.44
<i>Cs</i>	10.33	1.56

Cuadro N° 5.12: Cargas del análisis estructural de la sección (C-1) en la dirección “Y”.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Combo 1			Combo 2		
Pu=	536.20	Tn	Pu=	456.09	Tn
Mu=	0.67	Tn.m	Mu=	10.88	Tn.m

Combo 3			Combo 4		
Pu=	452.97	Tn	Pu=	247.42	Tn
Mu=	-9.78	Tn.m	Mu=	10.57	Tn.m

Combo 5		
Pu=	244.30	Tn
Mu=	-10.09	Tn.m

Cuadro N° 5.13: Momentos y cargas amplificadas de la sección (C-1) en la dirección “Y”.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

De los resultados anteriores se obtienen la carga y momentos de diseño:

DET. DE LOS MOMENTOS Y CARGAS DE DISEÑO						
Pu=	536.20	Tn	MOMENTOS Pdelta(Anexo D)		MOMENTOS DE DISEÑO	
Mux=	16.17	Tn.m	Mdx=	64.00	Tn.m	Mxx= 80.18 Tn.m
Muy=	10.88	Tn.m	Mdy=	72.10	Tn.m	Myy= 82.98 Tn.m

Cuadro N° 5.14: Momentos y cargas de diseño de la sección (C-1).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

IV. Diseño Por Flexo compresión Uniáxica

Cálculo del diagrama de Interacción

Para el cálculo del diagrama de interacción de la Columna C-1 se tendrá en cuenta los siguientes datos:

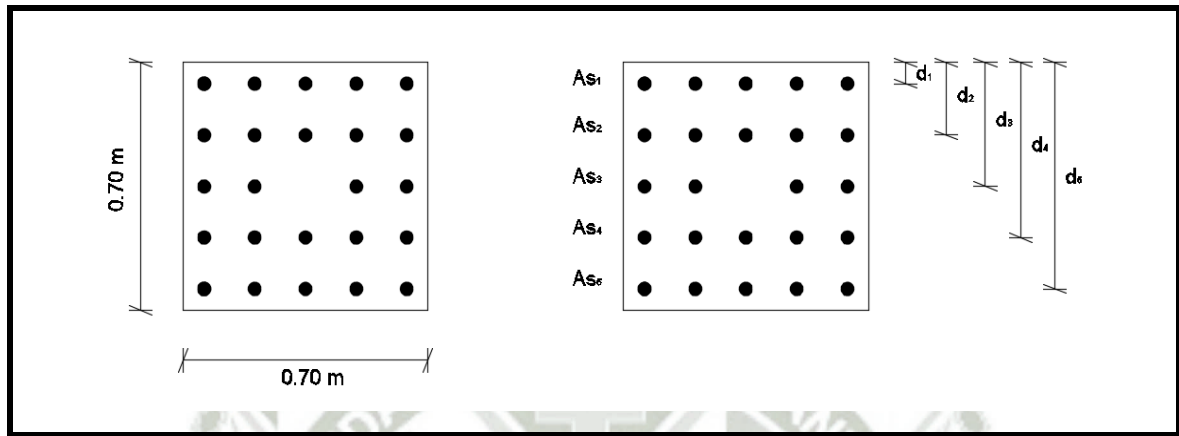


Imagen N° 5.18: Distribución del acero longitudinal.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

Datos: $f'c = 210Kg / cm^2$ Columna = 70 x 70 cm.

$fy = 4200Kg / cm^2$ Refuerzo 24 ϕ 1"

Siendo las áreas de acero: $As_1=As_2= As_4= As_5=25.35 cm^2$ y $As_3=20.28 cm^2$, lo que representa una cuantía de 2.48%

Peraltes: $d_1 = 6$ cm. $d_2 = 20.50$ cm. $d_3 = 35$ cm. $d_4 = 49.50$ cm. $d_5 = 64$ cm.

El Centroides plástico se encuentra ubicado: $Y_o=35$ cm.

Determinación de la Máxima Carga Axial (Compresión Pura)

Se tiene que el área del Concreto es: $Ag = b \times h$ reemplazando datos:

$$Ag = 70 \times 70 = 4900cm^2 \text{ y el área de acero es: } Ast = 24 \times 5.07 = 121.68cm^2$$

Máxima carga axial:

$$Po = 0.85 * f'c * (Ag - Ast) + Ast * fy \quad Po = 0.85 * 210 * (4900 - 121.68) + 121.68 * 4200$$

$$Po = 1363986.12Kg = 1363.986Tn$$

$$\phi Po = 0.70 * 1363.986 = 954.79Tn$$

$$0.80\phi P_o = 0.80 * 954.79 = 763.83Tn$$

Condición Balanceada

Para esta condición se sabe que: $\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = \frac{4200}{2 \times 10^6} = 0.0021$

Siendo la deformación $\varepsilon_y = 0.0021$ se tiene que:

$$c = 37.647cm. \quad y \quad a = \beta_1 * c \quad ; \quad a = 0.85 * 37.647 = 32.00cm.$$

Determinación de las deformaciones: $\varepsilon_{si} = \left(\frac{c - d_i}{c} \right) * 0.003$

$$\varepsilon_1 = \left(\frac{37.64 - 6}{37.64} \right) * 0.003 = 0.0025 \quad \varepsilon_2 = \left(\frac{37.64 - 20.50}{37.64} \right) * 0.003 = 0.00136$$

$$\varepsilon_3 = \left(\frac{37.64 - 35}{37.64} \right) * 0.003 = 0.00021 \quad \varepsilon_4 = \left(\frac{37.64 - 49.50}{37.64} \right) * 0.003 = -0.00095$$

$$\varepsilon_5 = \left(\frac{37.64 - 64}{37.64} \right) * 0.003 = -0.0021$$

Cálculo de las Esfuerzos debido a las deformaciones:

$$fs_1 = 0.0025 * 2 \times 10^6 = 4200Kg / cm^2$$

$$fs_2 = 0.0013 * 2 \times 10^6 = 2732.81Kg / cm^2$$

$$fs_3 = 0.00021 * 2 \times 10^6 = 421.88Kg / cm^2$$

$$fs_4 = -0.00095 * 2 \times 10^6 = -1889.06Kg / cm^2$$

$$fs_5 = -0.0021 * 2 \times 10^6 = -4200Kg / cm^2$$

Con los esfuerzos Anteriormente calculados y las Áreas de Acero para cada capa de acero se calculan las Fuerzas en cada capa de Acero:

$$C_1 = 25.35 * (4200) = 106470.00Kg \quad \acute{o} \quad C_1 = 106.47Ton.$$

$$C_2 = 25.35 * (2732.81) = 69276.73Kg \quad \acute{o} \quad C_2 = 69.28Ton.$$

$$C_3 = 20.28 * (421.88) = 8555.73Kg \quad \acute{o} \quad C_3 = 8.56Ton.$$

$$T_4 = 25.35 * (1889.06) = 47887.67Kg \quad \acute{o} \quad T_4 = 47.89Ton.$$

$$T_5 = 25.35 * 4200 = 106470.00Kg \quad \acute{o} \quad T_5 = 106.47Ton.$$

Calculo de la Fuerza de Compresión: $Cc = 0.85 * f'c * a * b$

$$Cc = 0.85 * 210 * 32 * 70 = 399840.00Kg. \quad \text{ó} \quad Cc = 399.84Ton.$$

Sumando las fuerzas para obtener Pn: $\sum_i^n Pn = \sum_i^n (Cc_i + F_i)$

$$\sum_i^n Pn = 106.47 + 69.28 + 8.56 - 47.89 - 106.47 \quad \sum_i^n Pn = 429.78Ton.$$

Se tiene que el Momento Nominal es: $\sum_i^n Mn = \sum_i^n (Cc_i * \bar{y}_i) + \sum_i^n (F_i * y_i)$

$$\sum_i^n Mn = 106.47 * (29) + 69.28 * (14.5) + 8.56 * (0) + 47.89 * (14.5) + 106.47 * (29)$$

$$\sum_i^n Mn = 154.71Ton - m.$$

Los esfuerzos últimos son:

$$\sum_i^n Pu = 300.85Ton. \quad \text{y} \quad \sum_i^n Mu = 108.30Ton - m.$$

Asumimos un punto en falla frágil C>Cb

Asumimos c=50 cm. en donde $a = 0.85 * 50 = 42.50cm.$

Siendo la fuerza en compresión:

$$Cc = 0.85 * 210 * 42.50 * 70 = 531037.50Kg. \quad \text{ó} \quad Cc = 531.04Ton.$$

En el siguiente cuadro se muestran las fuerzas y momentos del acero:

	d	ξ_s	$f_s(kg/cm^2)$	$A_s(cm^2)$	F(tnf)	C o T	Brazo(cm)	M(tn.cm)
d1	6 cm	0.002640	4200.000	25.35	106.47	C	29	3087.63
d2	20.5 cm	0.001770	3540.000	25.35	89.74	C	14.5	1301.2155
d3	35 cm	0.000900	1800.000	20.28	36.50	C	0	0
d4	49.5 cm	0.000030	60.000	25.35	1.52	C	-14.5	-22.0545
d5	64 cm	0.000840	1680.000	25.35	42.59	T	-29	1235.052

Cuadro N° 5.15: Determinación de fuerzas y momentos para cada capa de acero longitudinal, para falla frágil.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Dónde: f_s' : Es el esfuerzo máximo

Se tiene que:

$$\sum_i^n P_n = 722.68 \text{Ton} \quad ; \quad \sum_i^n \phi P_u = 505.88 \text{Ton}$$

$$\sum_i^n M_n = 129.04 \text{Ton} - m. \quad ; \quad \sum_i^n \phi M_u = 90.328 \text{Ton} - m.$$

Asumimos un punto en falla dúctil $C < C_b$

Asumimos $c = 20 \text{ cm}$. en donde $a = 0.85 * 20 = 17 \text{ cm}$

Fuerza de Compresión: $C_c = 0.85 * f'_c * A_c$

$$C_c = 0.85 * 210 * 17 * 70 = 212415 \text{Kg}. \quad \text{ó} \quad C_c = 212.42 \text{Ton}.$$

En el siguiente cuadro se muestran las fuerzas y momentos del acero:

	d	ξ_s	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$F(\text{tnf})$	$C \text{ o } T$	Brazo(cm)	$M(\text{tn.cm})$
$d1$	6 cm	0.002100	4200.000	25.35	106.47	C	29	3087.63
$d2$	20.5 cm	0.000075	150.000	25.35	3.80	T	14.5	-55.13625
$d3$	35 cm	0.002250	4200.000	20.28	85.18	T	0	0
$d4$	49.5 cm	0.004425	4200.000	25.35	106.47	T	-14.5	1543.815
$d5$	64 cm	0.006600	4200.000	25.35	106.47	T	-29	3087.63

Cuadro N° 5.16: Determinación de fuerzas y momentos para cada capa de acero longitudinal, para falla dúctil.

Fuente: Microsoft Excel
Elaboración: Propia

Se tiene que: $\sum_i^n P_n = 16.97 \text{Ton} \quad ; \quad \sum_i^n \phi P_u = 11.87 \text{Ton}$

$$\sum_i^n M_n = 132.93 \text{Ton} - m. \quad ; \quad \sum_i^n \phi M_u = 93.051 \text{Ton} - m.$$

Máxima carga axial en tracción

Para la determinación de este punto se supone que la sección de concreto se encuentra fisurada, por tanto:

$$P_{nt} = \sum_i^n (A_{s_i} * f_y)$$

$$P_{nt} = -121.68 * 4200 = -511056 \text{Kg} \quad \text{ó} \quad P_{nt} = -511.06 \text{Ton}$$

Siendo: $\phi = 0.90 \quad \phi P_{nt} = -459.95 \text{Ton}$

Limite flexo compresión

Se tiene:

$$P_u = 0.10 * f'c * A_g$$

Reemplazando datos:

$$P_u = 0.10 * 210 * 4900 = 102900Kg \quad \text{ó} \quad P_u = 102.90Ton$$

Diagrama de Interacción

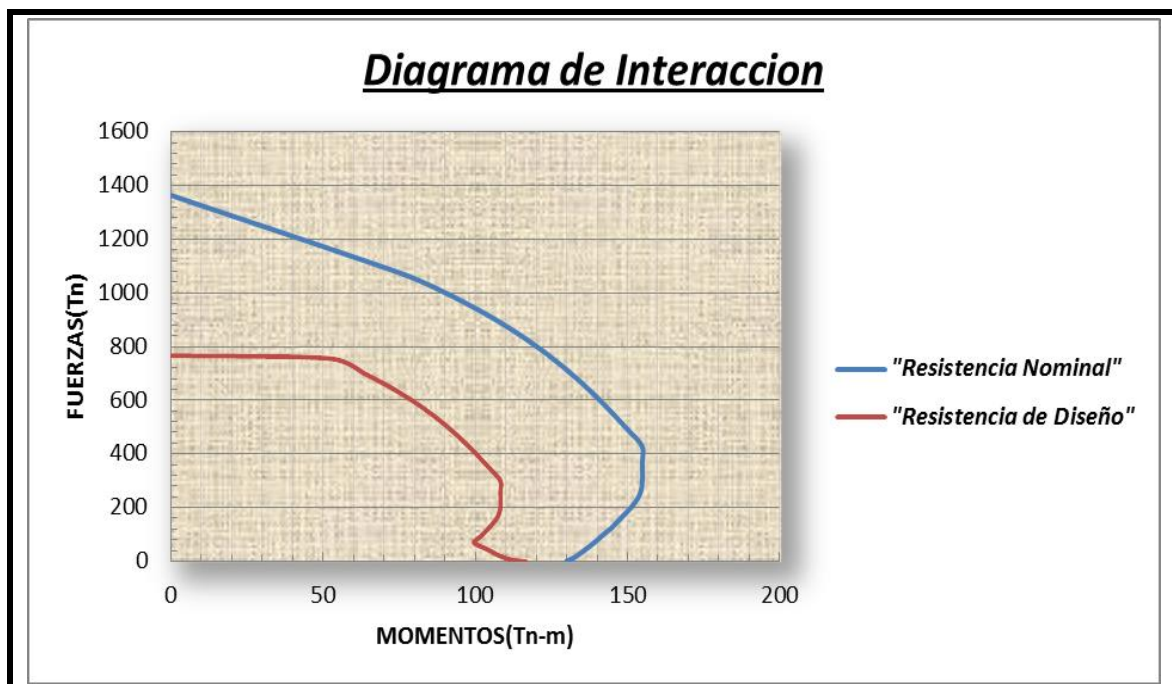


Imagen N° 5.19: Diagrama de interacción para la dirección “X”e“Y” de la sección(C-1).

Fuente: Excel

Elaboración: Propia

V. Diseño Por Flexión Biaxial

Calculo de ϕP_{no} (Carga Axial Máxima):

$$\phi P_{no} = 0.70 * ((0.85 * f'c * (A_g - A_s) + A_s * f_y)$$

$$\phi P_{no} = 0.70 * ((0.85 * 210 * (4900 - 121.68) + 121.68 * 4200)$$

$$\phi P_{no} = 763.83 _ Tn$$

Verificamos la siguiente expresión:

$$\frac{P_u}{\phi P_{no}} > 0.1 \quad \text{Reemplazando:} \quad \frac{536.20}{763.83} > 0.1 \quad 0.70 > 0.1 \quad (\text{si cumple})$$

Determinación de ϕP_{nx} y ϕP_{ny}

Del Diagrama de Interacción para la Columna C-1 Obtenemos :

Calculo del Pux			Calculo del Puy		
Pu	536.20	Tn	Pu	536.20	Tn
Mux	80.18	Tn.m	Muy	82.98	Tn.m
$\phi P_{nx} =$	589.82	Tn	$\phi P_{ny} =$	679.14	Tn

Cuadro N° 5.17: Resistencia de diseño para la columna bajo la acción de momento únicamente en la dirección “X” e “Y”.

Fuente: Software Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Verificando mediante la expresión de Bresler la capacidad de resistencia de la columna C-1:

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}} \quad \text{Reemplazando valores obtenemos:}$$

$$0.001864 \geq 0.001695 + 0.001472 - 0.001309$$

$$0.001864 \geq 0.001850 \quad (\text{Si Cumple Condición}).$$

Calculo de la carga $P_{u_{max}}$ Resistente:

$$\frac{1}{P_u} \geq 0.001850 \quad \text{Donde} \quad P_u = 538.10 \text{ Tn}$$

VI. Diseño por Cortante

La fuerza cortante “ V_u ” de los elementos en flexocompresión deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión “ M_n ”, en los extremos de la luz libre del elemento, asociada a la fuerza axial “ P_u ” que de cómo resultado el mayor momento nominal.

Cálculo del cortante de diseño.

Del diagrama de interacción se tiene que: para $P_u=536.20$ Tn el momento nominal será $M_n = 122.82$ Ton. - m.

Por lo que el cortante último será:

$$V_u = \left(\frac{122.82 + 122.82}{2.80} \right) = 87.72 \text{ Tn}$$

Cortante resistido por el concreto:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * (b * d) * \left(1 + 0.007 * \left(\frac{Nu}{b * h} \right) \right)$$

Reemplazando datos:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * (70 * 64) * \left(1 + 0.007 * \left(\frac{539620}{70 * 70} \right) \right) = 60930.13 \text{ Kg}$$

$$o . V_c = 60.93 \text{ Tn}$$

$$\text{Dónde: } Vu \leq \phi Vn \quad \text{y} \quad Vn = Vc + Vs$$

Reemplazando datos en la siguiente ecuación se tiene:

$$Vs = \frac{Vu}{0.85} - Vc = \frac{87.728}{0.85} - 60.93 = 42.28 \text{ Tn}$$

$$\text{Verificando } V_{s\text{máx}}: \quad V_{s\text{máx}} = 2.1 * \sqrt{f'c} * (0.8 * h^2)$$

$$V_{s\text{máx}} = 2.1 * \sqrt{210} * (70 * 64) = 136334.87 \text{ Kg.} > 37730.00 \text{ Kg. OK}$$

Cálculo del espaciamiento de estribos.

$$\text{Para el cálculo del espaciamiento se utilizará: } s = \frac{As * fy * d}{Vs}$$

$$\text{Reemplazando se tiene: } s = \frac{0.71 * 4 * 4200 * 64}{42280.00} = 18.06 \text{ cm.}$$

Longitud de confinamiento.

$$\frac{h}{6} = \frac{280}{6} = 46.67 \text{ cm.}; \text{ máx. (a,b) = 70 cm. ;45 cm.}$$

Entonces la longitud de confinamiento será de 70 cm.

Máximo espaciamiento

El máximo espaciamiento será: 10 cm. y (a/2,b/2)

Por lo que se colocará estribos cerrados de $\phi 3/8''$:

$\phi 3/8$ " : 1 @ 0.05, 7 @ 0.10, Resto @ 0.17 en c/extremo.

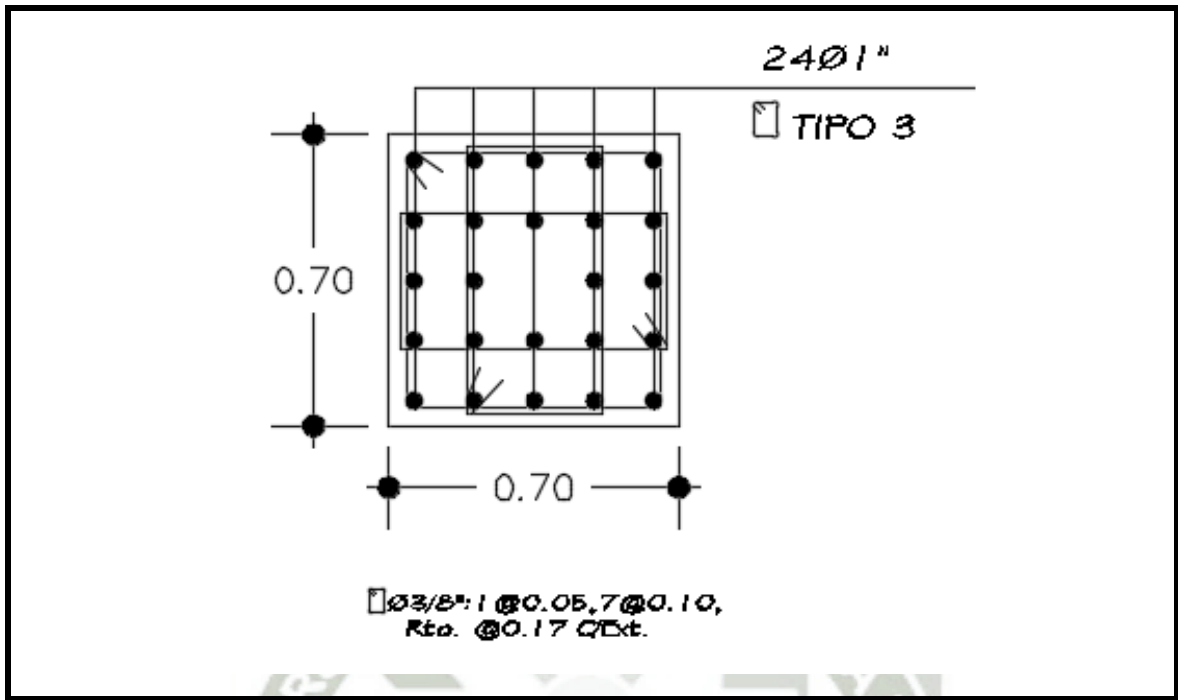


Imagen N° 5.20: Diseño final de la sección (C-1).

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

5.2.4 Diseño de Muros de Corte

Consideraciones Generales

Los muros son elementos diseñados para resistir combinaciones de fuerzas cortantes, momentos flectores y cargas axiales inducidas por sismos.

El uso de muros de corte se hace necesario debido, porque las configuraciones son aporticadas y se hace imperativo con el fin de controlar las deflexiones de entrepiso provocadas por las fuerzas laterales, proporcionando seguridad estructural adecuada en el caso de sismo severos y protección contra el daño de elementos no estructurales en caso de sismos moderados.

Diseño por Flexión

I. Diseño de muros esbeltos

El diseño se basa en el análisis por flexo-compresión; la cantidad de acero puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * d} \quad (\text{Ecuación 5.51})$$

Dónde: $d = 0.80 * L$

Una vez escogido el refuerzo a colocar, se construirá el diagrama de interacción; para verificar que el punto que representa P_u y M_u se ubiquen dentro de la curva que representa los valores resistentes lo cual indica que la sección y distribución de acero escogida es capaz de resistir los esfuerzos que actúan sobre él.

Muros esbeltos (A.C.I. 318-99)

Si $\frac{h_w}{L_w} \geq 2$ entonces:

- Su comportamiento es similar al de una viga en voladizo.
- Momentos grandes en la base. Formación de rótulas plásticas.
- Fuerzas cortantes significativas. Fisuramiento por tracción diagonal.
- Si $h_{min} = 1.5 * L_w$, longitud probable de rótulas plásticas.

Debe tenerse en cuenta que cuando la sección no es simetría respecto a un eje perpendicular en la dirección en la que se está analizando, deberá hacerse dos diagramas de interacción (uno en cada sentido del momento). Además, la norma indica que el refuerzo concentrado en los extremos de los muros tendrá que confinarse como en el caso de columnas, y sus empalmes se diseñarán a tracción.

El refuerzo vertical distribuido a lo largo del muro no necesita estar confinado por estribos, a menos que su cuantía exceda de 0,01 o que sea necesario por compresión.

II. Diseño de muros cortos o poco esbeltos

Muros cortos (A.C.I. 318-99)

Si $\frac{h_w}{L_w} < 2$ entonces:

- Las cargas verticales son relativamente pequeñas.
- Requerimientos menores por flexión.
- La fuerza cortante es significativa (Fisuras por tracción diagonal).

Diseño por Cortante

Los muros con esfuerzos de corte debido a la acción de fuerzas coplanares se diseñaran considerando:

$$V_u \leq \phi V_n; V_n = V_c + V_s$$

Además V_n no debe exceder de: $V_n < 2.6 * \sqrt{f'c} * t * d$ (Ecuación 5.52)

La sección crítica de diseño se encuentra ubicada a $L/2$ ó $H/2$ de la base (la que sea menor). Y las secciones localizadas entre la base y la sección crítica se podrán diseñar con el mismo valor. La fuerza cortante del análisis estructural deberá corregirse con la finalidad de evitar que la falla por corte se produzca antes que la falla por flexión o flexo-compresión.

La expresión del cortante de diseño V_u será la siguiente:

$$V_u \geq V_{ua} \frac{M_{nr}}{M_{ua}} \quad (\text{Ecuación 5.53})$$

Dónde:

V_{ua} = Cortante ultimo proveniente del análisis.

M_{ua} = Momento ultimo proveniente del análisis.

M_{nr} = Momento nominal de la sección, asociado a P_u . Obtenido con el refuerzo realmente colocado.

En el diseño, la distancia " d " de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones; la Norma Peruana permite usar un valor aproximado de:

$$d = 0.8 * L$$

I. Contribución del concreto en la resistencia al corte.

La resistencia al corte del concreto V_c podrá evaluarse con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * t * d \quad (\text{Ecuación 5.54})$$

Si se hicieran cálculos más detallados se podrá considerar el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.85 * \sqrt{f'c} * t * d + \frac{P_u * d}{4 * L}$$

$$V_c = \left[0.15 * \sqrt{f'c} + L * \left(\frac{0.3 * \sqrt{f'c} + \frac{0.2 * P_u}{L * t}}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L}{2}} \right) \right] * t * d \quad (\text{Ecuación 5.55})$$

Si $(M_u / V_u - L / 2) > 0$, entonces se aplicará la ecuación.

Cuando el muro este sujeto a esfuerzos de tracción axial significativa o cuando los esfuerzos de tracción axial significativa o cuando los esfuerzos de compresión sean pequeños ($P_u / A_g < 0,1 f'c$) deberá considerarse $V_c=0$

Si la fuerza cortante $V_u \geq \phi V_c$, deberá proporcionarse refuerzo horizontal por corte. Este refuerzo se calculara con la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (\text{Ecuación 5.56})$$

Cuantías mínimas requeridas

Para el diseño se tendrá en cuenta las cuantías mínimas especificadas en el código A.C.I. y el Reglamento Nacional de Construcciones.

I. Cuantía mínima horizontal para el refuerzo.

La cuantía mínima requerida ρ_h del refuerzo horizontal será mayor o igual a 0.0025 (A.C.I. 318-99)

El espaciamiento del refuerzo horizontal no excederá de los siguientes valores:

$$s_h \leq \begin{cases} -L/5 \\ -3t \\ -45cm \end{cases}$$

El refuerzo horizontal deberá anclarse en los extremos confinados del muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo por fluencia.

II. Cuantía mínima vertical para el refuerzo.

La cuantía mínima requerida ρ_v del refuerzo vertical, será mayor o igual a:

$$\rho_v = \left[0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) * (\rho_h - 0.0025) \right] \quad (\text{Ecuación 5.57})$$

Pero no necesitara ser mayor que el refuerzo horizontal requerido. El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor que los siguientes valores:

$$s_v \leq \begin{cases} -L/3 \\ -3t \\ -45cm \end{cases}$$

En caso que, $V_u < 0.5 \phi V_c$ las cuantías de refuerzo horizontal y vertical pueden reducirse a los siguientes valores:

$$\rho_h > 0.0020 \quad \rho_v > 0.0015$$

Cuando se tenga muros con espesores mayores a 20cm. El refuerzo por corte horizontal y vertical tendrá que distribuirse en dos caras.

5.2.4.1 Diseño de la Placa P-1A (Caja de Ascensor)

I. Diseño por Flexión

Comprobación de Esbeltez

$$\frac{H}{L} > 2 ; \frac{25.20}{4.30} = 5.86 > 2 \text{ OK}$$

Por lo Tanto, se considera como un muro esbelto, son aplicables las hipótesis de flexocompresión.

Determinación del Acero Longitudinal:

Se procedió a realizar un tanteo mediante la distribución de acero de Ø3/8" así también se colocaron núcleos de confinamiento en los extremos del muro de corte de 20 x 35 cm con cuantía de acero ($\rho=1.00\%$) por lo que se colocaron 6 Ø1/2".

Se muestra la distribución del Acero Longitudinal, así como sus respectivos Diagramas de Interacción en X e Y.

Del Análisis Estructural se tiene:

$$P_{ua} = 1085.93 \text{ Tn}, M_{ux} = 1209.81 \text{ Ton.-m.}, M_{uy} = 1049.29 \text{ Ton.-m.}$$

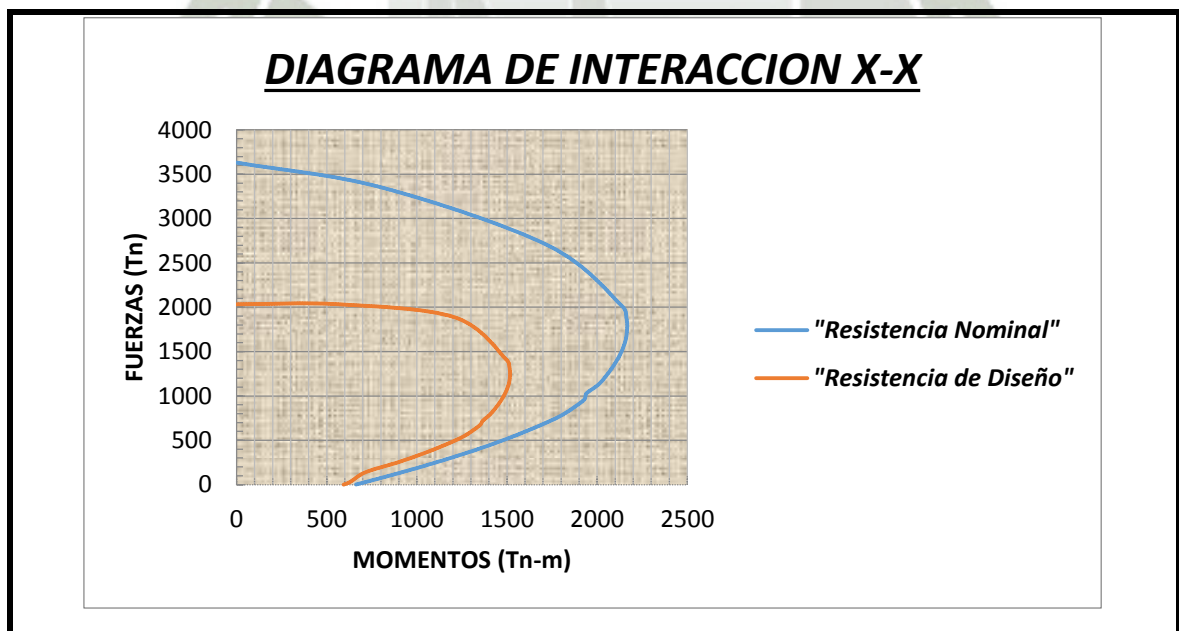


Imagen N° 5.21-A: Diagrama de interacción de (P-1A) en la dirección "X".

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

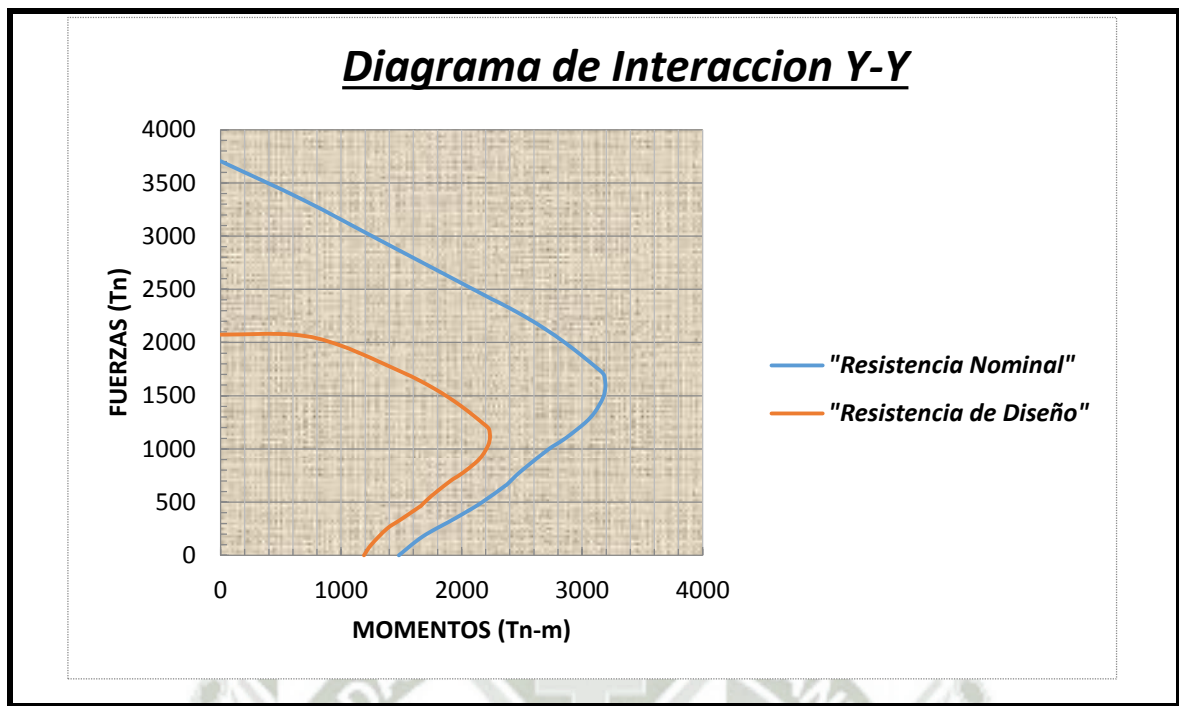


Imagen N° 5.21-B: Diagrama de interacción de (P-1A) en la dirección "Y".

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

La Distribución del Acero Longitudinal queda de la siguiente manera:

En X-X: 2Ø3/8"@0.30m

En Y-Y: 2Ø3/8"@0.25m

II. Diseño por Cortante.

Para el diseño por cortante se evaluará el muro de corte P1 que corresponde a la Caja de Ascensor ubicado en el Eje 2.

Diseño Para Muro de Corte (P-1A) del 1er Nivel hasta el 5to Nivel

Del Análisis Estructural se tiene:

$$P_{ua} = 1085.93 \text{ Tn}, V_{uax} = 161.42 \text{ Tn}, V_{uay} = 229.47 \text{ Tn}$$

$$M_{uax} = 1209.81 \text{ Ton.-m.}, M_{uay} = 1049.29 \text{ Ton.-m.}$$

Del diagrama de interacción se tiene: $M_{nr} = 1865.15 \text{ Ton.-m.}$

$$V_u \geq V_{ua} \frac{M_{nr}}{M_{ua}}$$

Reemplazando datos en la ecuación anterior se tiene que:

$$V_u = 229.47 * \frac{1865.15}{1049.29} = 407.89 \text{ Ton.}$$

La resistencia del concreto es:

$$\phi V_c = \phi * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * 0.8 * L)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 0.8 * 430 + 2(0.53 * \sqrt{210} * 265 * 0.8 * 20)$$

$$V_c = 117971.40 \text{ Kg o } V_c = 117.97 \text{ Tn}$$

El diseño deberá cumplir: $V_u \leq \phi V_n$ y $V_n = V_c + V_s$

Reemplazando datos:

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c = \frac{407891.54}{0.85} - 117971.40 = 361901.36 \text{ Kg.}$$

Verificando $V_{s\text{máx}}$: $V_{s\text{máx}} = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * (0.8 * L)$

$$V_{s\text{máx}} = 2.1 * \sqrt{210} * 20 * (0.8 * 430) + 2 * (2.1 * \sqrt{210} * 265 * (0.8 * 20))$$

$$V_{s\text{máx}} = 467433.85 \text{ Kg.} > 361901.36 \text{ Kg.}$$

El espaciamiento del acero horizontal será: $s = \frac{A_s * f_y * d}{V_s}$

$$s = \frac{1.29 * 2 * 4200 * 0.8 * 430}{361901.36} = 10.30 \text{ cm.}$$

El espaciamiento horizontal será de 2 capas $\emptyset 1/2 @ 0.10 \text{ m.}$ (Desde el 1er Nivel @ 5to Nivel)

Diseño Para Muro de Corte (P-1A) del 6to Nivel hasta 8vo Nivel y Cuarto de Maquinas

Del Análisis Estructural se tiene:

$$P_{ua} = 413.28 \text{ Tn, } V_{ua} = 36.76 \text{ Tn, } M_{ua} = 175.41 \text{ Ton.-m}$$

Del diagrama de interacción se tiene: $M_{nr} = 1299.95 \text{ Ton.-m.}$

Cortante Ultimo será: $V_u = 272.426 \text{ Ton.}$

Calculo de Cortante de Acero de Refuerzo

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c = \frac{272426.19}{0.85} - 117971.40 = 202530.01 \text{ Kg.}$$

El espaciamiento del acero horizontal será: $s = \frac{A_s * f_y * d}{V_s}$

$$s = \frac{1.29 * 2 * 4200 * 0.8 * 430}{202530.00} = 18.41 \text{ cm.}$$

El espaciamiento horizontal será de 2 capas Ø1/2@0.175 m. (Desde el 6to Nivel @ Cuarto de Máquinas)

III: Verificación de cuantías

Cuantía horizontal: $\rho_h = \frac{8.33 * 2 * 1.29}{100 * 20} = 0.010 > 0.0025 \text{ (O.K.)}$

Cuantía Vertical: $\rho_v = \left[0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) * (\rho_h - 0.0025) \right] \geq 0.0025$

$H = 25.20 \text{ m.}$ y $L = 4.30 \text{ m.}$ $H/L = 5.86$ por lo que solo se tiene $\rho_v = 0.0025$

$$\rho_v = \frac{0.71 * 2 * 4}{100 * 20} = 0.0028 > 0.0025 \text{ (O.K.)}$$

IV: Diseño final Muro de Corte P-1A (Caja de Ascensor):

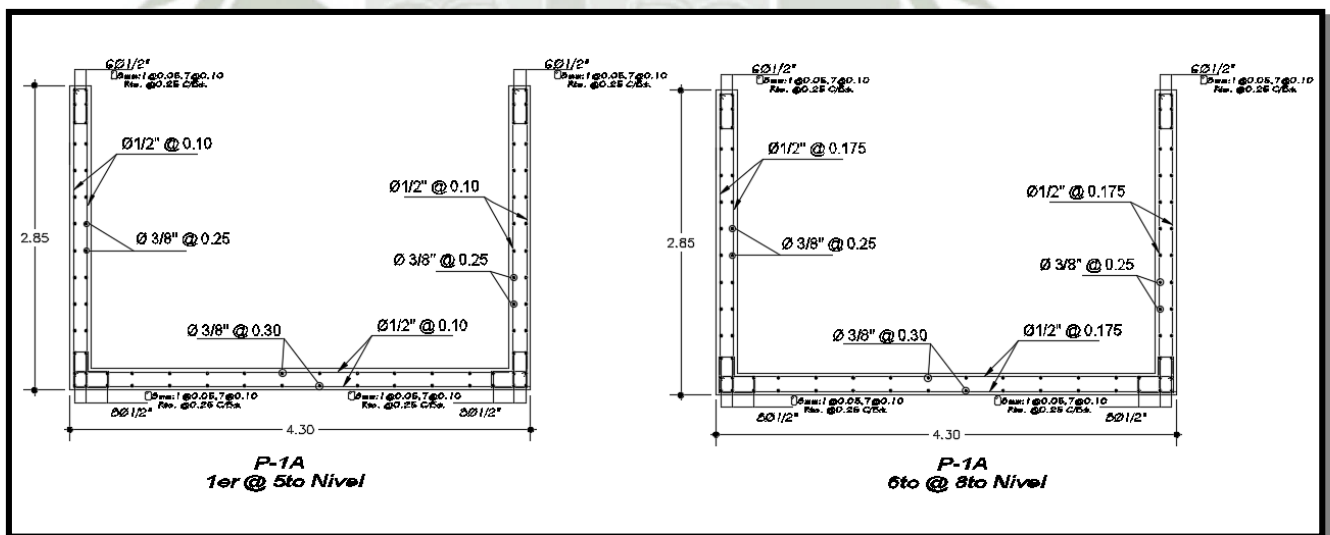


Imagen N° 5.22: Diseño final muro de corte P-1A.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propi

5.2.2 Diseño de Elementos Estructurales de la Subestructura

De acuerdo al capítulo 17.6.4.1 del ASCE/SEI 7-10 sistema de aislación y elementos por debajo del sistema de aislación se indica lo siguiente:

El sistema de aislación, la cimentación y todos los elementos estructurales por debajo del sistema de Aislación deberán diseñarse usando todos los requerimientos apropiados para una estructura no aislada y las fuerzas obtenidas del análisis dinámico sin aplicarle factor de reducción(R).

De acuerdo a este requerimiento es que la Subestructura ha sido diseñada para un espectro de respuesta MCE (Sismo Máximo Esperado) sin aplicarle el factor de reducción ($R=1$)

5.3.1 Diseño de Viga

En el presente acápite se procederá a diseñar las vigas por el “Método de Diseño a la Rotura” de acuerdo a las envolventes de esfuerzos para la hipótesis de carga planteada en el análisis estructural.

5.3.1.1 Diseño de la Viga del Eje – 2 (V-001)

Diseño por Flexión

Según el diagrama de envolvente desarrollado para el pórtico se tiene que los momentos últimos son:

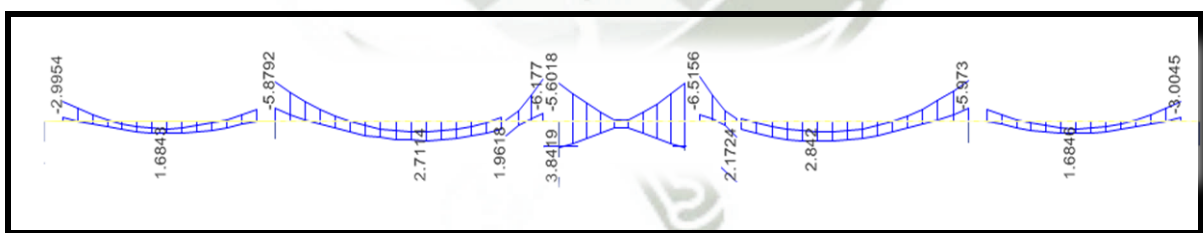


Imagen N° 5.23: Diagrama de momentos de la sección (V-001).

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

Cálculo del Acero requerido:

En el Tramo del Eje E al Eje F se tiene $M_u (-) = 6.515 \text{ Tn}\cdot\text{m}$; median el método de iteraciones es que suponiendo un longitud de compresión (a) inicial se procede a calcular el A_s requerido.

MOMENTO NEGATIVO	
$a =$	2.148 cm
$A_s =$	2.74 cm^2
$f_y =$	4200 Kg/cm^2
$f_i =$	0.85
$b =$	30 cm
$f'_c =$	210 Kg/cm^2
$h =$	70 cm
$d =$	64 cm
$M_u =$	6.5156 $\text{tn}\cdot\text{m}$
$teta =$	0.9
$A_{smax} =$	20.40 cm^2
$A_{smin} =$	6.40 cm^2
$\rho_{max} =$	0.0106
$\rho_{min} =$	0.0033
$\rho =$	0.0014

Cuadro N° 5.18: Cálculo del acero longitudinal requerido para la sección (V-001).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

De la tabla se obtiene que en el Apoyo E es necesario $A_s = 2.74 \text{ cm}^2 < A_{smin} = 6.40 \text{ cm}^2$, por lo tanto se considera el acero mínimo, se colocaran $2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$.

		PORTICO EJE 2											
		TRAMO A-B			TRAMO B-C			TRAMO C-D			TRAMO D-E		
	UNIDAD	APOYO A	CENTRO	APOYO B	APOYO B	CENTRO	APOYO C	APOYO C	CENTRO	APOYO D	APOYO D	CENTRO	APOYO E
$M_u (-)$	Tn.m	2.9954	-	1.856	5.8792	-	0.569	0.2687	-	6.177	5.6018	0.3	5.597
$M_u (+)$	Tn.m	-	1.6843	-	-	2.7114	0.9834	1.9618	-	-	3.8419	-	3.83
ρ_{sup}	%	0.0007	-	0.000	0.0013	-	0.0001	0.0001	-	0.0014	0.0012	-	0.0012
ρ_{inf}	%	-	0.0004	-	-	0.0006	0.0002	0.0004	-	-	0.0008	-	0.0008
ρ_{max}	%	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	-	0.0106	0.0106	-	0.0106
ρ_{min}	%	0.0033	0.0033	0.003	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	-	0.0033	0.0033	-	0.0033
$A_s Sup$	cm^2	1.25	-	0.77	2.47	-	0.24	0.11	-	2.60	2.35	-	2.35
$A_s inf$	cm^2	-	0.70	-	-	1.13	0.41	0.82	-	-	1.60	-	1.60
$A_s min$	cm^2	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	-	6.40	6.40	-	6.40
Ø_{sup}	var.	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$
Ø_{inf}	var.	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$	$2\text{Ø}3/4" + 1\text{Ø}1/2"$

Cuadro N° 5.19-A: Diseño por flexión para la viga (V-001) del Eje 2 (Tramos A-E).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

		PORTICO EJE 2								
		TRAMO E-F			TRAMO F-G			TRAMO G-H		
	UNIDAD	APOYO E	CENTRO	APOYO F	APOYO F	CENTRO	APOYO G	APOYO G	CENTRO	APOYO H
Mu(-)	Tn.m	6.5156	-	0.388	0.506	-	5.973	1.8473	-	3.004
Mu(+)	Tn.m	-	-	2.1724	1.107	2.842	-	-	1.685	-
psup	%	0.0014	-	0.0001	0.0001	-	0.0013	0.0004	-	0.0007
pinf	%	-	-	0.0005	0.0002	0.0006	-	-	0.0004	-
pmax	%	0.0106	-	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106	0.0106
pmin	%	0.0033	-	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
As Sup	cm2	2.74	-	0.16	0.21	-	2.51	0.77	-	1.25
As inf	cm2	0.00	-	0.90	0.46	1.18	-	-	0.70	-
As min	cm2	6.40	-	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40
Øsup	var.	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"
Øinf	var.	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"	2Ø3/4"+1Ø1/2"

Cuadro N° 5.19-B: Diseño por flexión para la viga (V-001) del eje 2 (Tramos E-H).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

II. Diseño por Cortante

Según el diagrama de envolvente desarrollado para el pórtico se tiene que los cortantes últimos a una distancia d de la cara de Apoyo son:

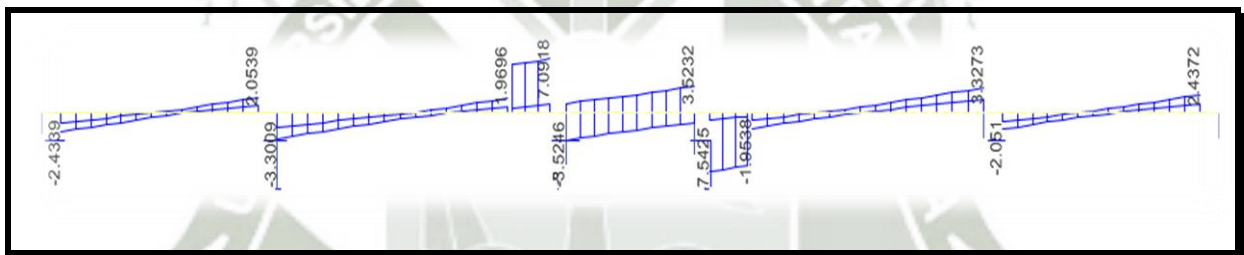


Imagen N° 5.24: Diagrama de cortante de la sección (V-001).

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

Ejemplo de diseño por Cortante:

Para el Tramo C – del pórtico del eje 2 se tiene $Mu (-) = 1.96$ Tn-m. y $Mu (-) = 6.177$ Tn-m. en los extremos correspondiente, el Vest es el max cortante para el tramo que calcula el software por cargas de gravedad. , con los dichos calores se calculara el cortante último actuante,

$$V_u = \frac{1.96 + 6.177}{1.70} \pm 7.09. \quad V_u = 11.877tn.$$

Calculo del Cortante Resistente del Concreto (V_c):

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{210} * 30 * 64$$

$$V_c = 14746.425Kg$$

Calculo del Cortante Nominal (V_n) así como de Cortante de Aporte del Acero de Refuerzo (V_s):

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{11877.00}{0.85} - 14746.42$$

$$V_s = 0.00Kg$$

Como $V_c / 2 \leq V_n < V_c$ la sección requiere A_v min:

$$A_{v \min} = 3.5 * b_w * \frac{S}{f_y}$$

$$S = 56.80cm$$

La Zona de Confinamiento (L_o) tendrá una longitud de $2d$:

$$L_o = 2 * 64$$

$$L_o = 128cm$$

Espaciamiento Máximo en Zona de Confinamiento:

- $S = \frac{d}{4}$, $S = \frac{64}{4}$, $S = 16cm$
- $S = 8 * d_b$, $S = 8 * 1.29$, $S = 10.32cm$
- $S = 30cm$

Por lo Tanto se Tomara el Espaciamiento Menor:

$$S = 10.00cm$$

Calculo del espaciamiento de acero de refuerzo por cortante fuera de la zona de confinamiento.

$$S = \frac{d}{2}, \quad S = \frac{64}{2}, \quad S = 32\text{cm}$$

Por seguridad se considerara $S = 20$ cm fuera de la zona de confinamiento.

El diseño por cortante tendrá el siguiente espaciamiento:

$\emptyset 3/8''$ 1@0.05;12@0.10;rto@0.20

		PORTICO EJE 2									
		TRAMO A-B		TRAMO B-C		TRAMO C-D		TRAMO D-E		TRAMO E-F	
	UNIDAD	APOYO A	APOYO B	APOYO B	APOYO C	APOYO C	APOYO D	APOYO D	APOYO E	APOYO E	APOYO F
V_u	T_n	2.43	2.05	3.30	1.97	6.34	7.09	6.25	3.52	7.54	6.79
$V_u \text{ crit}$	T_n	3.07		4.16		11.88		6.25		12.65	
V_c	%	14.75		14.75		14.75		14.75		14.75	
V_s	%	0.00		0.00		0.00		0.00		0.14	
\emptyset	var.	3/8"		3/8"		3/8"		3/8"		3/8"	
A_v	cm ²	1.42		1.42		1.42		1.42		1.42	
# ramas	und	2		2		2		2		2	
S	cm	56.80		56.80		56.80		56.80		56.80	
S_{max}	cm	10.32		10.32		10.32		10.32		10.32	
Dist. De Estribos		1@0.05;12@0.10;rto@0.20		1@0.05;12@0.10;rto@0.20		1@0.05;12@0.10;rto@0.20		1@0.05;12@0.10;rto@0.20		1@0.05;12@0.10;rto@0.20	

Cuadro N° 5.20-A: Diseño por cortante para la viga del eje 2 (Tramos A-F).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

		PORTICO EJE 2			
		TRAMO F-G		TRAMO G-H	
	UNIDAD	APOYO F	APOYO G	APOYO G	APOYO H
V_u	T_n	1.95	3.33	2.05	2.44
$V_u \text{ crit}$	T_n	4.27		3.09	
V_c	%	14.75		14.75	
V_s	%	0.00		0.00	
\emptyset	var.	3/8"		3/8"	
A_v	cm ²	1.42		1.42	
# ramas	und	2		2	
S	cm	56.80		56.80	
S_{max}	cm	10.32		10.32	
Dist. De Estribos		1@0.05;12@0.10;rto@0.20		1@0.05;12@0.10;rto@0.20	

Cuadro N° 5.20-B: Diseño por cortante para la viga del eje 2 (Tramos F-H).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

III. Diseño final Viga V-001(Ver detalle Planos Anexos)

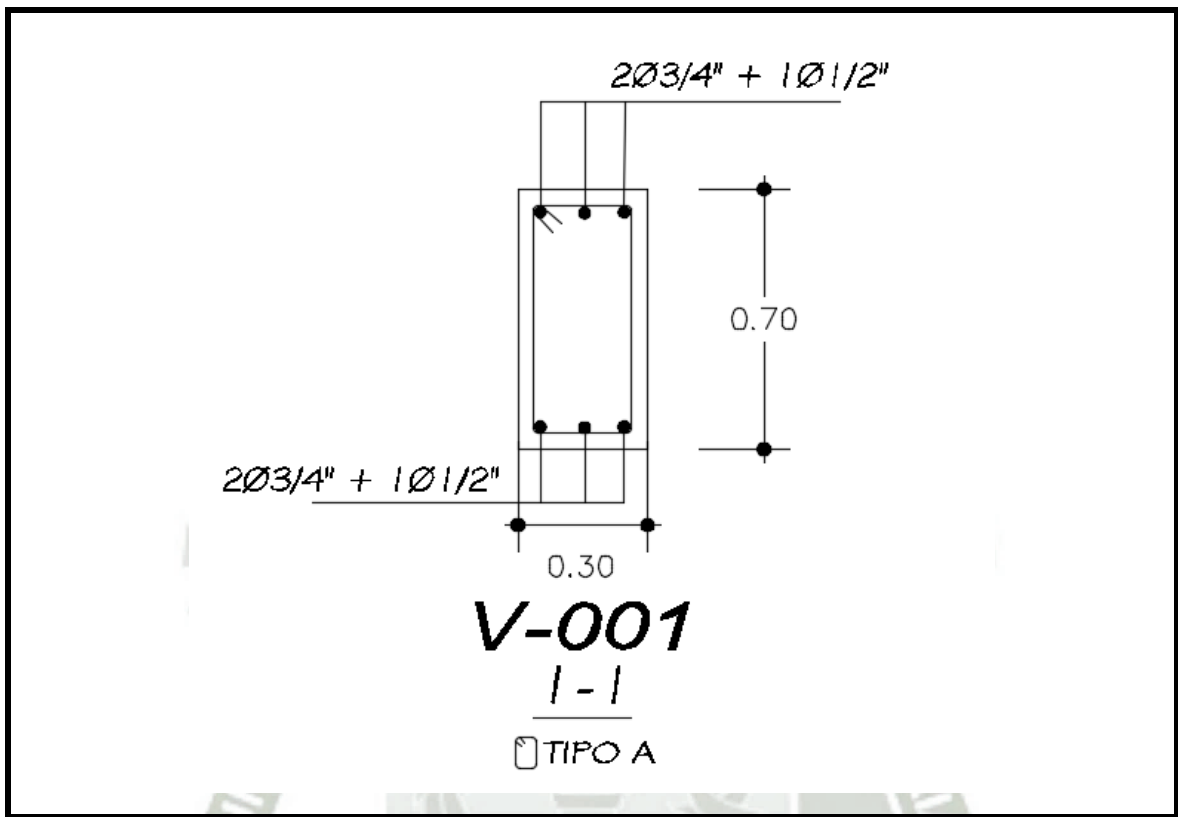


Imagen N° 5.25: Corte Transversal de la Viga V-001.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

5.3.2 Diseño de la Columna C-1S

Determinación de los Momentos y Cargas de Diseño:

De acuerdo al RNE 0.60

$$\text{Comb 1: } U = 1.4(Wd) + 1.7(Wl)$$

$$\text{Comb 2 y 3: } U = 1.25(Wd + Wl) \pm 1.00Cs$$

$$\text{Comb 4 y 5: } U = 0.9Wd \pm 1.00Cs$$

EN LA DIRECCION X-X

EJE X-X		
TIPO	M. (tn.m)	P(Tn)
Cm	0.7097	323.075
Cv	0.039	109.056
Cs	17.64	6.91

Cuadro N° 5.21: Cargas del análisis estructural de la sección (C-1S) en la dirección "X".

Fuente: Microsoft Excel
Elaboración: Propia

Reemplazando datos en las ecuaciones anteriores se tiene:

Combo 1		Combo 2	
Pu=	637.70 Tn	Pu=	547.07 Tn
Mu=	1.06 Tn.m	Mu=	18.58 Tn.m

Combo 4		Combo 3	
Pu=	297.68 Tn	Pu=	533.25 Tn
Mu=	18.28 Tn.m	Mu=	-16.70 Tn.m

Combo 5	
Pu=	283.86 Tn
Mu=	-17.00 Tn.m

Cuadro N° 5.22: Momentos y cargas amplificadas de la sección (C-1S) en la dirección "X".

Fuente: Microsoft Excel
Elaboración: Propia

EN LA DIRECCION Y-Y

EJE Y-Y		
TIPO	M. (tn.m)	P(Tn)
Cm	0.2473	323.075
Cv	0.0959	109.056
Cs	25.113	2.94

Cuadro N° 5.23: Cargas del análisis estructural de la sección (C-1S) en la dirección “Y”.

Fuente: Microsoft Excel
Elaboración: Propia

Combo 1			Combo 2		
Pu=	637.70	Tn	Pu=	543.10	Tn
Mu=	0.51	Tn.m	Mu=	25.54	Tn.m

Combo 3			Combo 4		
Pu=	537.22	Tn	Pu=	293.71	Tn
Mu=	-24.68	Tn.m	Mu=	25.34	Tn.m

Combo 5		
Pu=	287.83	Tn
Mu=	-24.89	Tn.m

Cuadro N° 5.24: Momentos y cargas amplificadas de la sección (C-1S) en la dirección “Y”.

Fuente: Microsoft Excel
Elaboración: Propia

De los resultados anteriores se obtienen la carga y momentos de diseño:

DET. DE LOS MOMENTOS Y CARGAS DE DISEÑO						
Pu=	637.70	Tn	MOMENTOS Pdelta(Anexo D)		MOMENTOS DE DISEÑO	
Mux=	18.58	Tn.m	Mdx=	64.00	Tn.m	Mxx= 82.58 Tn.m
Muy=	25.54	Tn.m	Mdy=	72.10	Tn.m	Myy= 97.64 Tn.m

Cuadro N° 5.25: Momentos y cargas de diseño de la sección (C-1S).

Fuente: Microsoft Excel
Elaboración: Propia

II. Diseño por Flexocompresión Unialxial

Cálculo del diagrama de Interacción

Para el cálculo del diagrama de interacción de la Columna C-1S se tendrán cuenta los siguientes datos:

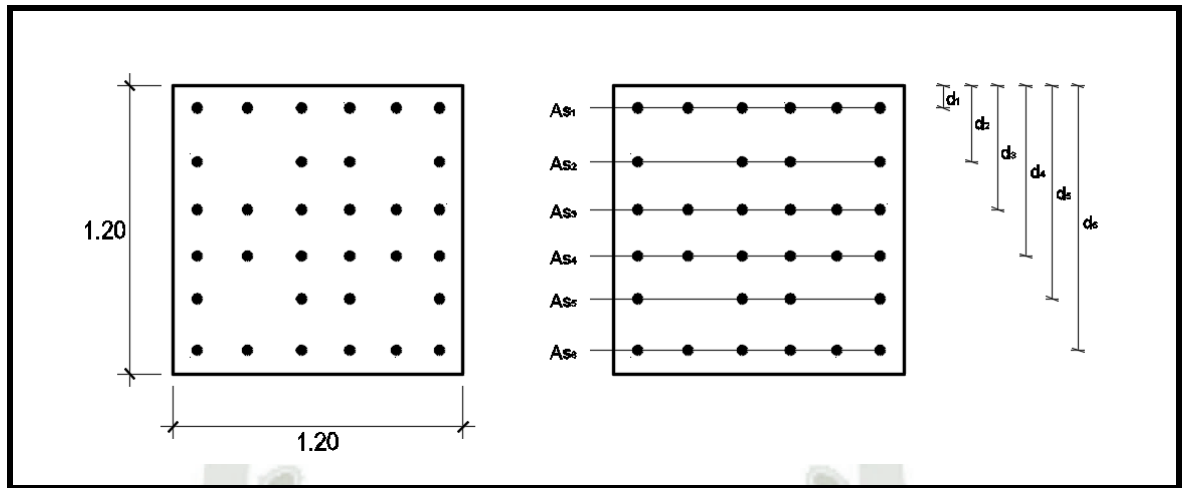


Imagen N° 5.26: Distribución del acero longitudinal.

Fuente: AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

Datos: $f'c = 210Kg/cm^2$ Columna = 120 x 120 cm.

$fy = 4200Kg/cm^2$ Refuerzo 24 ϕ 1" + 8 ϕ 3/4"

Siendo las áreas de acero: $As_1 = As_6 = 30.42 cm^2$ y $As_2 = As_5 = 15.82 cm^2$,
 $As_4 = 25.96 cm^2$, lo que representa una cuantía de 1.01%

$As_3 =$

Peraltes: $d_1 = 6 cm$. $d_2 = 27.60 cm$. $d_3 = 49.20 cm$. $d_4 = 70.80 cm$.
 $d_5 = 92.40 cm$. $d_6 = 114.00 cm$.

d_5

El centroide plástico se encuentra ubicado: $Y_o = 60 cm$.

Determinación de la Máxima Carga Axial (Compresión Pura).

Se tiene que el área del Concreto es: $Ag = b \times h$ reemplazando datos:

$Ag = 120 \times 120 = 14400 cm^2$ y el área de acero es: $Ast = 24 * 5.07 + 8 * 2.84 = 144.40 cm^2$

Máxima carga axial:

$$Po = 0.85 * f'c * (Ag - Ast) + Ast * fy$$

$$Po = 0.85 * 210 * (14400 - 144.40) + 144.40 * 4200$$

$$Po = 3151104.6 Kg = 3151.10 Tn$$

$$\phi Po = 0.70 * 3151.10 = 2205.77 Tn$$

$$0.80 \phi Po = 0.80 * 2205.77 = 1764.62 Tn$$

Condición balanceada

Para esta condición se sabe que: $\varepsilon_y = \frac{fy}{E} = \frac{4200}{2 \times 10^6} = 0.0021$

Siendo la deformación $\varepsilon_y = 0.0021$ se tiene que:

$$c = 67.059 \text{ cm.} \quad y \quad a = \beta_1 * c; \quad a = 0.85 * 67.059 = 57.00 \text{ cm.}$$

Determinación de las deformaciones: $\varepsilon_{si} = \left(\frac{c - d_i}{c} \right) * 0.003$

$$\varepsilon_1 = \left(\frac{57.00 - 6}{57.00} \right) * 0.003 = 0.0027 \quad \varepsilon_2 = \left(\frac{57.64 - 27.60}{57.00} \right) * 0.003 = 0.00176$$

$$\varepsilon_3 = \left(\frac{57.00 - 49.2}{57.00} \right) * 0.003 = 0.0008 \quad \varepsilon_4 = \left(\frac{57.00 - 70.80}{57.00} \right) * 0.003 = -0.00017$$

$$\varepsilon_5 = \left(\frac{57.00 - 92.4}{57.00} \right) * 0.003 = -0.0011$$

$$\varepsilon_6 = \left(\frac{57.00 - 114.0}{57.00} \right) * 0.003 = -0.0021$$

Cálculo de los esfuerzos debido a las deformaciones

$$fs_1 = 0.0027 * 2 \times 10^6 = 4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$fs_2 = 0.0017 * 2 \times 10^6 = 3530.53 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$fs_3 = 0.0008 * 2 \times 10^6 = 1597.89 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$fs_4 = -0.00017 * 2 \times 10^6 = -334.74 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$fs_5 = -0.0011 * 2 \times 10^6 = -2267.37 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$fs_6 = -0.0021 * 2 \times 10^6 = -4200.00 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Con los esfuerzos anteriormente calculados y las áreas de acero para cada capa de acero se calculan las fuerzas en cada capa de acero:

$$C_1 = 30.42 * (4200) = 127760.12 \text{ Kg} \quad \text{ó} \quad C_1 = 127.76 \text{ Ton.}$$

$$C_2 = 15.82 * (3530.53) = 55851.73 \text{ Kg} \quad \text{ó} \quad C_2 = 55.85 \text{ Ton.}$$

$$C_3 = 25.96 * (1597.89) = 48610.25 \text{ Kg} \quad \text{ó} \quad C_3 = 48.61 \text{ Ton.}$$

$$T_4 = 25.96 * (334.74) = 10181.12 \text{ Kg} \quad \text{ó} \quad T_4 = 10.18 \text{ Ton.}$$

$$T_5 = 15.82 * (2267.37) = 35871.21 \text{ Kg} \quad \text{ó} \quad T_5 = 35.87 \text{ Ton.}$$

$$T_6 = 30.42 * (4200) = 127762.03Kg \quad \text{ó} \quad T_5 = 127.76Ton.$$

Calculo de la Fuerza de Compresión: $Cc = 0.85 * f'c * a * b$

$$Cc = 0.85 * 210 * 57 * 70 = 712215.00Kg. \quad \text{ó} \quad Cc = 712.21Ton.$$

Sumando las fuerzas para obtener Pn:

$$\sum_i^n Pn = \sum_i^n (Cc_i + F_i)$$

$$\sum_i^n Pn = 127.76 + 55.85 + 48.61 - 10.18 - 35.87 - 127.76 + 1220.94 \quad \sum_i^n Pn = 1279.35Ton.$$

Se tiene que el Momento Nominal es : $\sum_i^n Mn = \sum_i^n (Cc_i * y_i) + \sum_i^n (F_i * y_i)$

$$\sum_i^n Mn = 127.76 * (54) + 55.85 * (32.4) + 48.61 * (10.8) + 10.18 * (10.8) + 35.87 * (32.4) + 1220.94 * (31.50)$$

$$\sum_i^n Mn = 558.65Ton - m.$$

Los esfuerzos últimos son (Columna Estribada):

$$\sum_i^n \phi Pu = 895.54Ton. \quad \text{y} \quad \sum_i^n Mu = 391.06Ton - m.$$

Asumimos un punto en falla frágil C>Cb

Asumimos c=80 cm. en donde $a = 0.85 * 50 = 68.00cm.$

Siendo la fuerza en compresión:

$$Cc = 0.85 * 210 * 68.00 * 120 = 1456560.00Kg. \quad \text{ó} \quad Cc = 1456.56Ton.$$

En el siguiente cuadro se muestran las fuerzas y momentos del acero:

	d		ξ_s	$f_s(kg/cm^2)$	$A_s(cm^2)$	F(tnf)	C o T	Brazo(cm)	M(tn.cm)
d1	6	cm	0.002775	4200.000	30.42	127.76	C	54	6899.256
d2	27.6	cm	0.001965	3930.000	15.82	62.17	C	32.4	2014.39224
d3	49.2	cm	0.001155	2310.000	30.42	70.27	C	10.8	758.91816
d4	70.8	cm	0.000345	690.000	30.42	20.99	C	-10.8	-226.68984
d5	92.4	cm	0.000465	930.000	15.82	14.71	T	-32.4	476.68824
d6	114	cm	0.001275	2550.000	30.42	77.57	T	-54	4188.834

Cuadro N° 5.26: Determinación de fuerzas y momentos para cada capa de acero longitudinal, para falla frágil.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Dónde : f_{si} : Es el esfuerzo máximo

$$\text{Se tiene que: } \sum_i^n P_n = 1645.47 \text{Ton} \quad ; \quad \sum_i^n \phi P_u = 1151.83 \text{Ton}$$

$$\sum_i^n M_n = 519.82 \text{Ton} - m. \quad ; \quad \sum_i^n \phi M_u = 363.87 \text{Ton} - m.$$

Asumimos un punto en falla dúctil $C < C_b$

Asumimos $c=20$ cm. en donde $a = 0.85 * 20 = 17$ cm

$$\text{Fuerza de Compresión: } C_c = 0.85 * f'c * A_c$$

$$C_c = 0.85 * 210 * 17 * 120 = 364140.00 \text{Kg.} \quad \text{ó} \quad C_c = 364.14 \text{Ton.}$$

	d		ξ_s	$f_s(\text{kg/cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	F(tnf)	C o T	Braza(cm)	M(tn.cm)
d1	6	cm	0.002100	4200.000	30.42	127.76	C	54	6899.256
d2	27.6	cm	0.001140	2280.000	15.82	36.07	T	32.4	-1168.65504
d3	49.2	cm	0.004380	4200.000	30.42	127.76	T	10.8	-1379.8512
d4	70.8	cm	0.007620	4200.000	30.42	127.76	T	-10.8	1379.8512
d5	92.4	cm	0.010860	4200.000	15.82	66.44	T	-32.4	2152.7856
d6	114	cm	0.014100	4200.000	30.42	127.76	T	-54	6899.256

Cuadro N° 5.27: Determinación de fuerzas y momentos para cada capa de acero longitudinal, para falla dúctil.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Se tiene que:

$$\sum_i^n P_n = 6.10 \text{Ton}; \quad \sum_i^n \phi P_u = 4.27 \text{Ton}$$

$$\sum_i^n M_n = 335.36 \text{Ton} - m.; \quad \sum_i^n \phi M_u = 234.75 \text{Ton} - m.$$

Máxima carga axial en tracción

Para la determinación de este punto se supone que la sección de concreto se encuentra fisurada, por tanto: $P_{nt} = \sum_i^n (A_{s_i} * f_y)$

$$P_{nt} = -144.40 * 4200 = -606480 \text{Kg} \quad \text{ó} \quad P_{nt} = -606.48 \text{Ton}$$

$$\text{Siendo: } \phi = 0.90 \quad \phi P_{nt} = -545.83 \text{Ton}$$

Limite flexo-compresión

Se tiene: $P_u = 0.10 * f'c * A_g$ reemplazando datos:

$$P_u = 0.10 * 210 * 14400 = 302400 \text{Kg} \quad \text{ó} \quad P_u = 302.40 \text{Ton}$$

Diagrama de Interacción

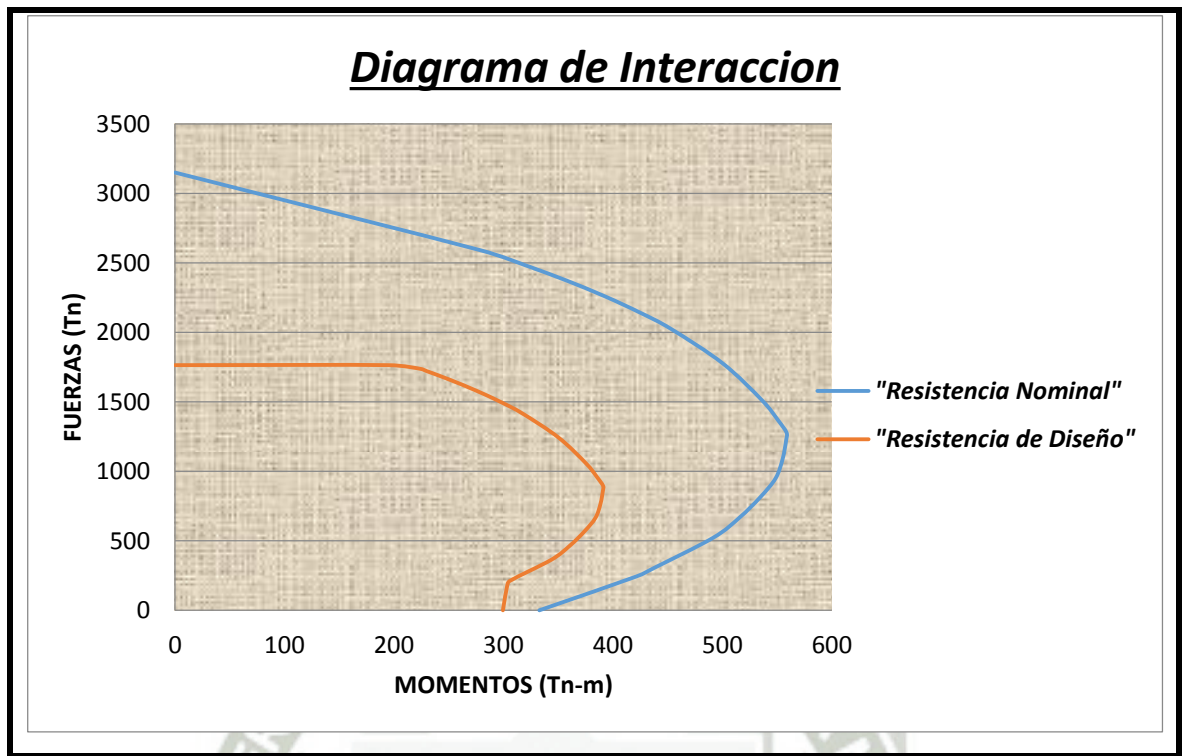


Imagen N° 5.27: Diagrama de interacción para la dirección “X”e“Y” de la sección(C-1S).
Fuente: Microsoft Excel
Elaboración: Propia

III. Diseño por Flexión Biaxial

Calculo de ϕP_{no} :

$$\phi P_{no} = 0.70 * ((0.85 * f'c * (Ag - As) + As * fy)$$

$$\phi P_{no} = 0.70 * ((0.85 * 210 * (14400 - 144.40) + 144.40 * 4200)$$

$$\phi P_{no} = 1764.62Tn$$

Verificamos la siguiente expresión:

$$\frac{P_u}{\phi P_{no}} > 0.1 \quad \text{Reemplazando: } \frac{637.70}{1764.62} > 0.1 \quad 0.36 > 0.1 \quad (\text{si cumple})$$

Determinación de ϕP_{nx} y ϕP_{ny}

Del Diagrama de Interacción para la Columna C-1 Obtenemos :

Calculo del Pux			Calculo del Puy		
Pu	637.70	Tn	Pu	637.70	Tn
Mux	80.18	Tn.m	Muy	82.98	Tn.m
ØPnx=	1771.79	Tn	ØPny=	1753.68	Tn

Cuadro N° 5.28: Resistencia de diseño para la columna bajo la acción de momento únicamente en la dirección “X” e “Y”.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Verificando mediante la Expresión de Bresler la Capacidad de Resistencia de la Columna C-1S:

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}} \quad \text{Reemplazando valores obtenemos:}$$

$$0.001569 \geq 0.000564 + 0.00057 - 0.00056$$

$$0.0001569 \geq 0.00057 \quad (\text{Si Cumple Condición}).$$

Calculo de la carga Pu max Resistente:

$$\frac{1}{P_u} \geq 0.00057 \quad \text{Donde} \quad P_u = 1741.21 \text{ Tn}$$

IV. Diseño por Cortante

La fuerza cortante “Vu” de los elementos en flexo-compresión deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión “Mn”, en los extremos de la luz libre del elemento, asociada a la fuerza axial “Pu” que de cómo resultado el mayor momento nominal.

Cálculo del cortante de diseño.

Del diagrama de interacción se tiene que: para Pu=640.94Tn el Momento Nominal será Mn = 512.02 Ton. - m.

Por lo que el cortante último será:

$$V_u = \left(\frac{512.02 + 512.02}{2.80} \right) = 365.72 \text{ Ton.}$$

Cortante resistido por el concreto: $V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * (b * d) * (1 + 0.007 * \left(\frac{Nu}{b * h} \right))$

Reemplazando datos:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * (120 * 114) * (1 + 0.007 * \left(\frac{640940}{120 * 120}\right)) = 137804.20 \text{ Kg}$$

$$o . V_c = 137.80 Tn$$

Dónde: $V_u \leq \phi V_n$ y $V_n = V_c + V_s$

Reemplazando datos en la siguiente ecuación se tiene:

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c = \frac{365.72}{0.85} - 137.80 = 292.46 Tn$$

Verificando $V_{s\text{máx}}$: $V_{s\text{máx}} = 2.1 * \sqrt{f'c} * (b * h)$

$$V_{s\text{máx}} = 2.1 * \sqrt{210} * (120 * 114) = 416308.27 \text{ Kg.} > 292460.00 \text{ Kg. OK}$$

Cálculo del espaciamiento de estribos.

Para el cálculo del espaciamiento se utilizará: $s = \frac{A_s * f_y * d}{V_s}$

$$\text{Reemplazando se tiene: } s = \frac{1.29 * 4 * 4200 * 114}{292460.00} = 10.17 \text{ cm.}$$

Longitud de confinamiento.

$$\frac{h}{6} = \frac{280}{6} = 46.67 \text{ cm.}; \text{ máx. (a,b) = 120 cm. ;45 cm.}$$

Entonces la longitud de confinamiento será de 120 cm.

Máximo espaciamiento

El máximo espaciamiento será: 10 cm. y (a/2,b/2)

Por lo que se colocará estribos cerrados de $\phi 1/2''$:

$\phi 1/2''$: 1@ 0.05, 12@ 0.10, Resto @ 0.25 en c/extremo.

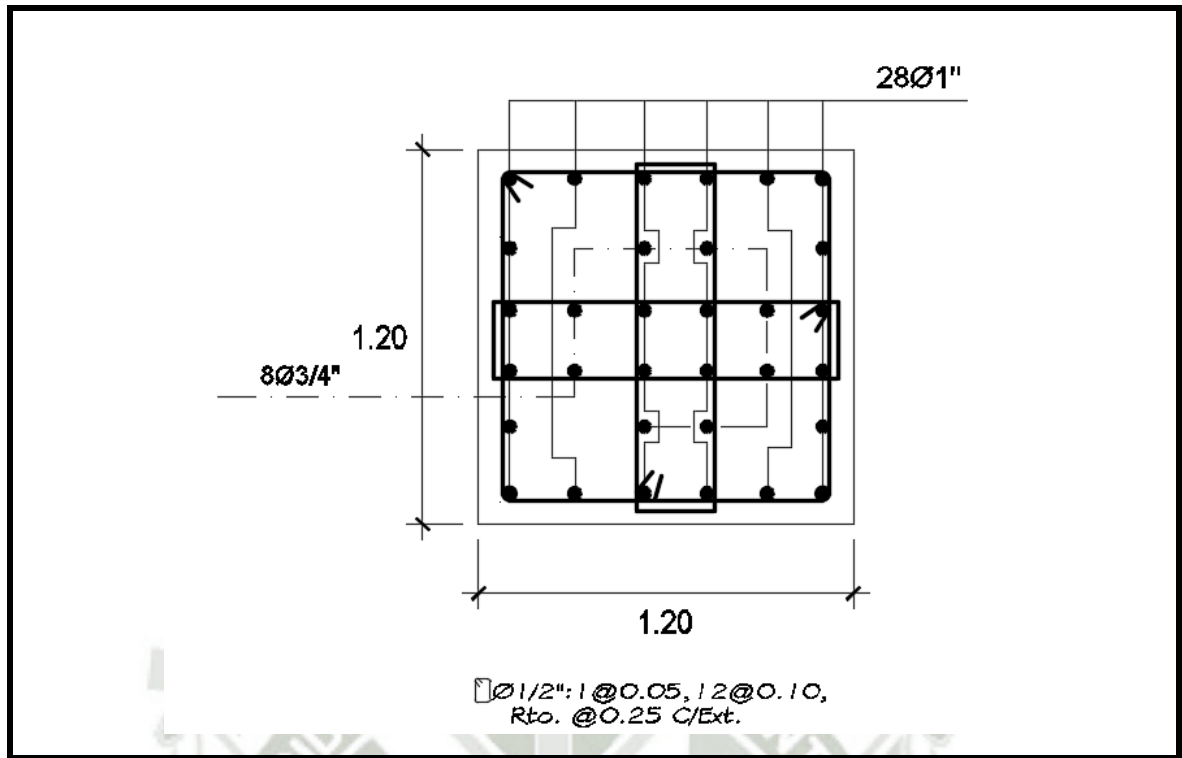


Imagen N° 5.28: Diseño final de la sección (C-1S).

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

5.3.3 Análisis y Diseño de Cimentaciones

I. Consideraciones Generales

En el presente ítem. Se desarrollará el cálculo de las cimentaciones, es decir, zapatas, losa de cimentación y todo aquello que tenga que ver con la fundación de nuestras estructuras, se supone una distribución uniforme y lineal de las presiones en el suelo, conociéndose las cargas actuantes y las presiones de los suelos.

Para cálculo de las presiones de contacto entre zapatas y el suelo, no se consideran las tracciones.

II. Dimensionamiento

Se consideró una cimentación en base de zapatas aisladas y zapatas combinadas, para las cuales se realizó un dimensionamiento en planta basado en las cargas actuantes (carga muerta y carga viva), de tal forma que puedan transmitir al suelo de cimentación una presión máxima que no exceda a la especificada en el proyecto. Deberá verificarse que:

$$A_z \geq \frac{(P_s + P_p)}{\sigma_s} \quad (\text{Ecuación 5.58})$$

Dónde:

P_s : Carga de servicio (Cargas muertas y cargas vivas)

P_p : Peso propio de la zapata

A_z : Area de la zapata necesaria

σ_s : Presión admisible del suelo

III. Procedimiento de diseño para las zapatas

Para el desarrollo del diseño se siguió los siguientes procedimientos:

Chequeo de Presiones

Debido a las cargas axiales y momentos flectores exteriores que se presentan, existen presiones sobre el suelo, las cuales se pueden representar mediante sus diagramas.

El tipo de diagrama de presiones que debemos utilizar depende de la excentricidad de la carga con respecto al centro de gravedad de la sección de la zapata.

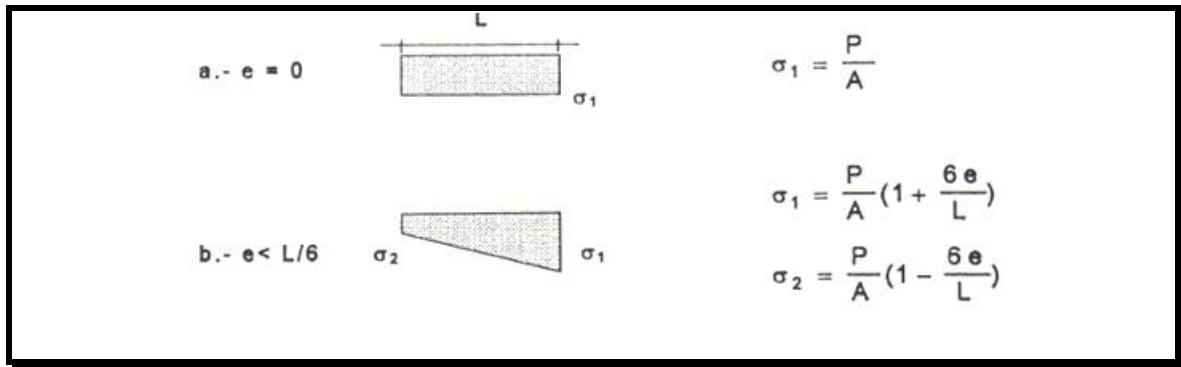


Imagen N° 5.29: Diagramas de esfuerzo del suelo en función a la excentricidad de la carga.

Fuente: Libro Roberto Morales Cimentaciones de concreto armado en edificaciones

Si la capacidad de resistencia del suelo es σ_t , esta no deberá ser menor que las presiones actuantes debido a cargas exteriores.

$$\sigma_t \geq \sigma_1$$

Para los estados de carga en los que intervenga sismo o viento, se podrá incrementar en 30% el valor de la presión admisible del suelo.

Las cargas que se deben considerar son todas las que actúan sobre el elemento vertical incluyendo el peso propio de la zapata; por lo tanto debemos suponer, inicialmente, un peso para la zapata que podrá ser determinado como un porcentaje de las cargas teniendo en cuenta, también la presión admisible del suelo.

Se dará algunos criterios para obtener dichos porcentajes:

$$5\% \text{ (cargas Totales) } \sigma_t > 2kg/cm^2$$

$$10\% \text{ (cargas Totales) } \sigma_t < 2kg/cm^2$$

Punzonamiento

Debido a que podemos considerar una zapata como una losa bidireccional, se debe chequear cortante por punzonamiento.

La sección crítica es sobre todo el perímetro situado a una distancia $d/2$ a partir de la sección de diseño por flexión. Se debe tener cuenta que se trata del menor perímetro.

$$V_u \leq \phi V_c$$

Para: $V_c = (0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}) * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$ si $\beta_c \geq 1,93$ ó

$$V_c \leq 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d \quad \text{Si } \beta_c < 1,93 \quad (\text{Ecuación 5.59})$$

Dónde:

V_c : Cortante admisible por punzonamiento

β_c : Relación lado largo a lado corto de la columna

b_0 : Perímetro de la sección crítica

ϕ : 0,85

Cortante

Se considera que la zapata actúa como una viga, por lo tanto deberá de considerarse cortante por flexión. La sección crítica es a una distancia d de la sección de diseño por flexión:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

El peralte de las zapatas se controlara por el diseño de punzonamiento y corte, así también verificando la longitud de anclaje de las barras de refuerzo longitudinal del elemento vertical. Se recomienda usar un peralte mínimo de 40 cm.

Diseño por transferencia de esfuerzos

Para el diseño por aplastamiento se tiene:

$$P_a = \phi * 0.85 * f'_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}; \text{ Siendo } \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \quad (\text{Ecuación 5.60})$$

En el caso que la carga actuante sea mayor que la admisible por aplastamiento, el acero longitudinal del elemento vertical que pase por la unión con la zapata deberá de ser capaz de transmitir la fuerza de compresión excedente. Así mismo en el caso de existir fuerza de tracción, dicho refuerzo deberá tener la capacidad de resistir el total de la fuerza de tracción

5.3.4 Diseño de la Zapata (Z-1)

Del Análisis estructural se obtienen los siguientes datos:

$$P_{cm} = 325.56 \text{Ton} \quad M_{cm} = 0.402 \text{Ton} - m.$$

$$P_{cv} = 108.91 \text{Ton.} \quad M_{cv} = 0.155 \text{Ton} - m.$$

$$P_{cs} = 6.70 \text{Ton.} \quad M_{cs} = 29.95 \text{Ton} - m.$$

Del Estudio de Suelos:

$$q_{adm} = 3.00 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

Dimensionamiento de la Zapata

Por desarrollo de barras corrugadas en Compresión:

$$L_d = 0.08 d_b * \frac{f_y}{\sqrt{f'c}} = 0.08 * 2.54 * \frac{4200}{\sqrt{210}} = 59 \text{cm}$$

$$L_d = 0.004 d_b * f_y = 0.004 * 2 = 0.004 * 2.54 = 43 \text{cm}$$

$$L_d = 20.00 \text{cm}$$

Calculo del Peralte de la zapata:

$$h = 59 + 7 \text{ cm} = 66.00 \text{ cm} \text{ redondeando } h = 70.00 \text{ cm}$$

Para el dimensionamiento de la zapata se considera los efectos debido a las cargas gravitatorias y las presiones debido a las cargas de sismo, para todos los casos la presión actuante fue inferior a la presión admisible.

La capacidad admisible neta será:

$$q_{adm\text{neta}} = 30.00 - 1.68 - 0.4 = 27.92 \text{Tn} / \text{m}^2$$

Calculo del Área de la Zapata

$$A_z = \frac{434.47}{27.92} = 15.56 \text{ m}^2$$

El área para efectos de predimensionamiento sería de 15.56 m².

$$A_z = \sqrt{B} = 15.56 \text{ m}^2 \quad (\text{Para Zapata Cuadrada})$$

$$b = 3.95 \cong 4.00 \text{m}$$

Calculo del Momento de Servicio para calcular la excentricidad:

$$M = M_{cm} + M_{cv} + M_{cs}$$

$$M = 0.402 + 0.155 + 29.95 = 30.507Tn$$

Calculo de la carga Total de Servicio:

$$P = P_{servicion} + P_z ; P = 434.47 + 2.4 * 0.7 * 4 * 4$$

$$P = 461.35Tn$$

Excentricidad existente:

$$e = \frac{M}{P} = \frac{30.507}{461.35} = 0.066m. < \frac{L}{6} = 0.67 \text{ OK}$$

Calculo de Presiones en la base de la zapata:

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6 * e}{L} \right) = \frac{461.35}{16} \left(1 + \frac{6 * 0.066}{4} \right) = 31.6Tn/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6 * e}{L} \right) = \frac{461.35}{16} \left(1 - \frac{6 * 0.066}{4} \right) = 25.98Tn/m^2$$

Por usar cargas Sísmicas la Capacidad Admisible del Suelo puede amplificarse en un 30%

siendo el $q_{adm} = 1.30 * (30.00) = 39.00Tn/m^2$

$$q_{adm} > q_{act} ; 39.00Tn/m^2 > 31.6Tn/m^2$$

Verificación de presiones últimas (Cargas de Rotura)

Para U=1.4*cm. + 1.7* cv. Se tiene:

Caso Estatico	
$P_u =$	640.93 tn
$M_u =$	0.83 tn.m
$e =$	0.00 m
$\sigma_1 =$	40.14 Tn/m ²
$\sigma_2 =$	39.98 Tn/m ²

Cuadro N° 5.29-A: Determinación de presiones del suelo para caso estático.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

Para $U=1.25*cm.+1.25*cv.±1.00*cs.$ Se tiene:

Caso Sismo 1		Caso Sismo 2	
$P_u=$	549.79 tn	$P_u=$	549.79 tn
$M_u=$	30.65 tn.m	$M_u=$	29.25 tn.m
$e=$	0.06 m	$e=$	0.05 m
$\sigma_1=$	37.23 Tn/m ²	$\sigma_1=$	37.10 Tn/m ²
$\sigma_2=$	31.49 Tn/m ²	$\sigma_2=$	31.62 Tn/m ²

Cuadro N° 5.29-B: Determinación de presiones del suelo para caso sísmico.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

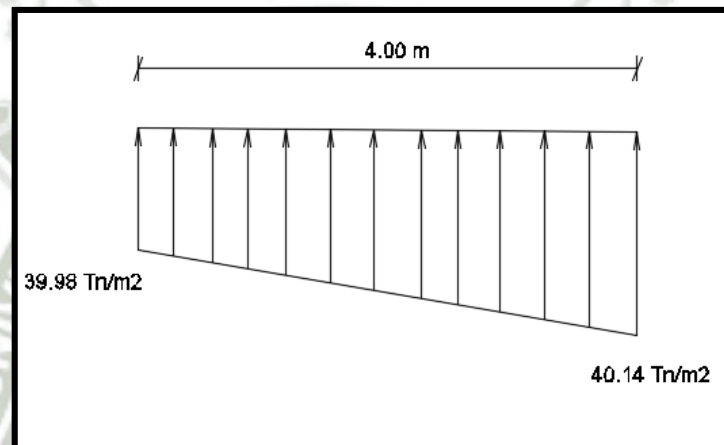


Imagen N° 5.30: Diagramas de presiones actuantes últimas de la zapata (Z-1).

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

Punzonamiento:

Datos de zapata

$$h = 70cm \quad d = 60cm$$

Calculo del Cortante actuante:

$$b_o = 180 * 4.00 = 720cm^2 \quad (\text{Perímetro sección crítica})$$

$$A_o = 180 * 180 = 32400cm^2 = 3.24m^2 \quad (\text{Área sección crítica})$$

Reemplazando datos calculados:

$$V_u = P_u - \sigma * (A_o)$$

$$V_u = 640.93 - 40 * (3.24) = 511.33Tn$$

Calculo del Cortante Resistente del Concreto:

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) * \sqrt{f'_c} * b_0 * d \quad , \quad \beta_c = \frac{L}{B} = \frac{120}{120} = 1$$

Reemplazando valores tenemos

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) * \sqrt{f'_c} * b_0 * d < V_c = 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$$

$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{1}\right) * \sqrt{210} * 720 * 60 < V_c = 1.1 * \sqrt{210} * 720 * 60$$

Por lo tanto tomamos:

$$V_c = 1.1 * \sqrt{210} * 720 * 60$$

$$V_c = 688630.22Kg \quad \text{o} \quad V_c = 688.63Tn$$

Comprobando que el Cortante Resistente sea mayor al Actuante

$$\phi V_c = 0.85 * V_c > V_u$$

$$585.34Tn > 511.33Tn \quad \text{OK}$$

Chequeo del Cortante por Flexión

Cálculo del V_u actuante:

$$V_u = 0.5 * (\sigma_1 + \sigma_2) * b * d$$

$$V_u = 0.5 * (40.15 + 40.05) * 100 * 80 = 32080.12Kg$$

$$V_u = 32.08Tn$$

Cálculo del V_u resistente:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad ; \quad \text{Reemplazando datos se tiene}$$

$$\phi V_c = 0.53 * 0.85 * \sqrt{210} * 100 * 60 \quad ; \quad \phi V_c = 391721.13Kg.$$

$$\phi V_c = 39.17Tn$$

$$V_{u \text{ Resistente}} > V_{u \text{ Actuante}}$$

$$39.17Ton. > 32.08Ton. \quad \text{O.K.}$$

Diseño por Flexión

Para el diseño por flexión se tiene que el momento último es:

$$Mu = \frac{40.00 * 1 * 1.40^2}{2} + \frac{0.1 * 1.40}{2} * \left(\frac{2}{3} * 1.40\right)$$

$$Mu = 39.27 \text{Ton.} - m$$

Se tiene: $b=100 \text{ cm}$; $d=60 \text{ cm}$; $Mu=39.27 \text{ Ton.-m}$; $f'c=210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

Por lo que se necesitará un refuerzo de: $As = 17.95 \text{cm}^2 / m^2$

Siendo el Acero mínimo: $As_{\min} = 0.0018 * 100 * 70 = 12.6 \text{cm}^2$

Se colocará entonces: $s = \frac{2.84}{17.95} * 100 = 15 \text{cm}$; $3/4" @ 0.15 \text{m}$.

El refuerzo se dispondrá en ambas direcciones por ser simétrico.

Chequeo de transferencia de Esfuerzos

Se sabe que: $Pa = \phi * 0.85 * (f'c * A1) * \sqrt{\frac{A2}{A1}}$ donde: $\sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2$

Reemplazando datos se tiene: $\sqrt{\frac{16.00}{1.44}} = 11.1 \geq 2.00$ por lo tanto tomamos como valor máximo 2

Entonces: $Pa = 0.70 * 0.85 * 210 * 120 * 120 * 2.00$; $Pa = 3598.56 \text{Ton.}$

Del análisis $Pu = 640.93 \text{ Ton.}$ $Pu_{\text{Resistente}} > Pu_{\text{Actuante}}$ (O.K)

Diseño final de Zapata Z-1:

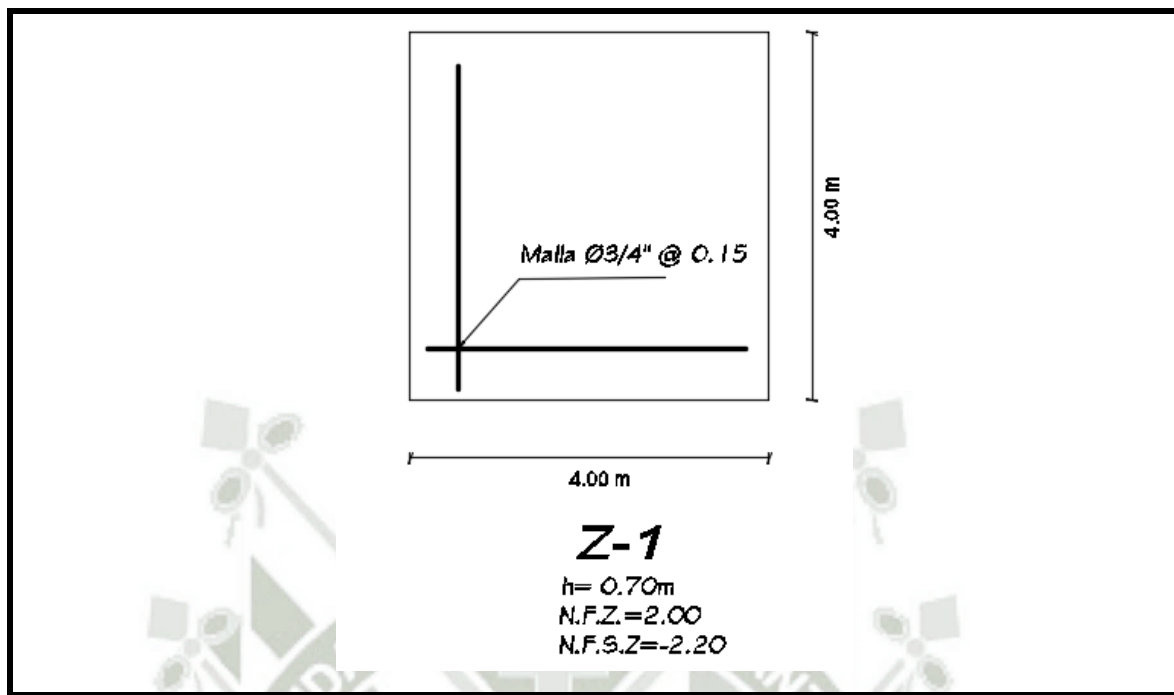


Imagen N° 5.31-A: Diseño final sección en planta (Z-1).

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

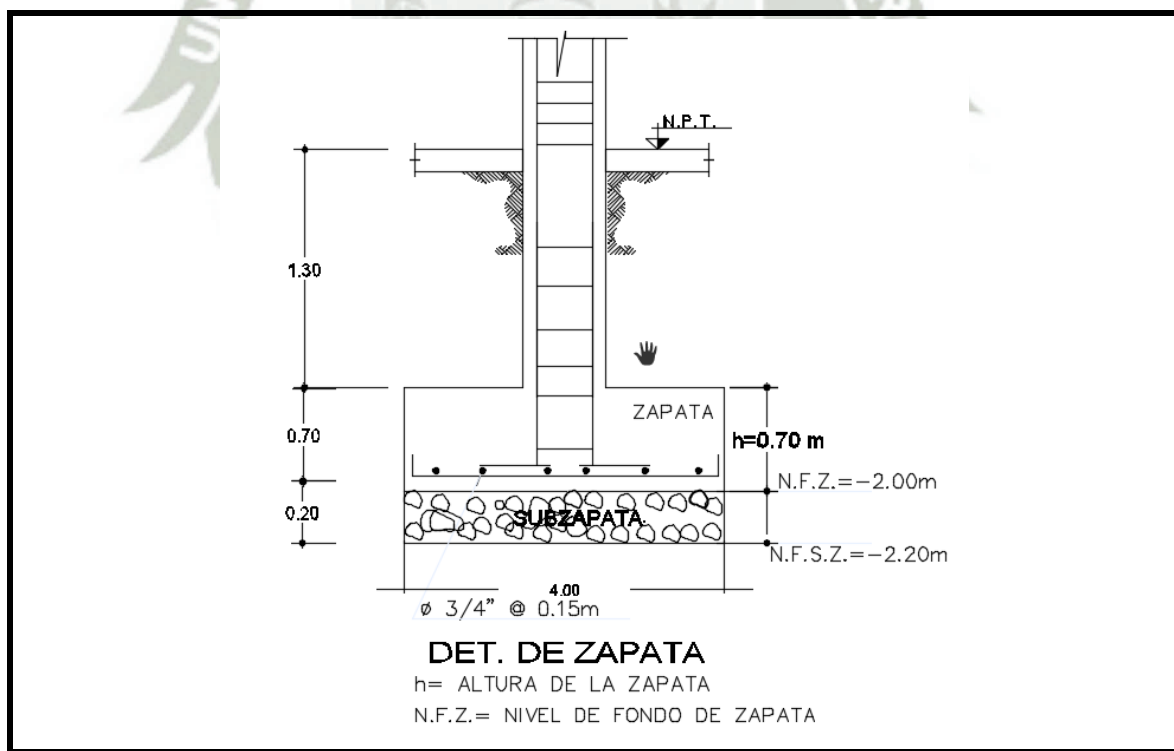


Imagen N° 5.31-B: Diseño final sección en elevación (Z-1).

Fuente: AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

5.3.5 Diseño Muro de Contención

I. Consideraciones Generales

El muro de contención considerado en la subestructura de la edificación, fue diseñado mediante el método de elementos finitos en el Software SAP 2000 v16.0.0, el diseño se realizó planteando una losa bidireccional confinada en ambos extremos por las columnas C-1 de 1.20 x 1.20 m de sección y a su vez estas se encuentran conectadas mediante vigas peraltadas que conectan todas las columnas planteadas en el Sótano (subestructura de la edificación aislada).

II. Dimensionamiento

Se planteó inicialmente una sección de 30cm de espesor debido a que esta soportara directamente los Esfuerzos de Empuje producidos por el suelo así como la Sobrecarga que se ejercerá debido al tránsito de vehículos livianos para su acceso al área de Estacionamiento.

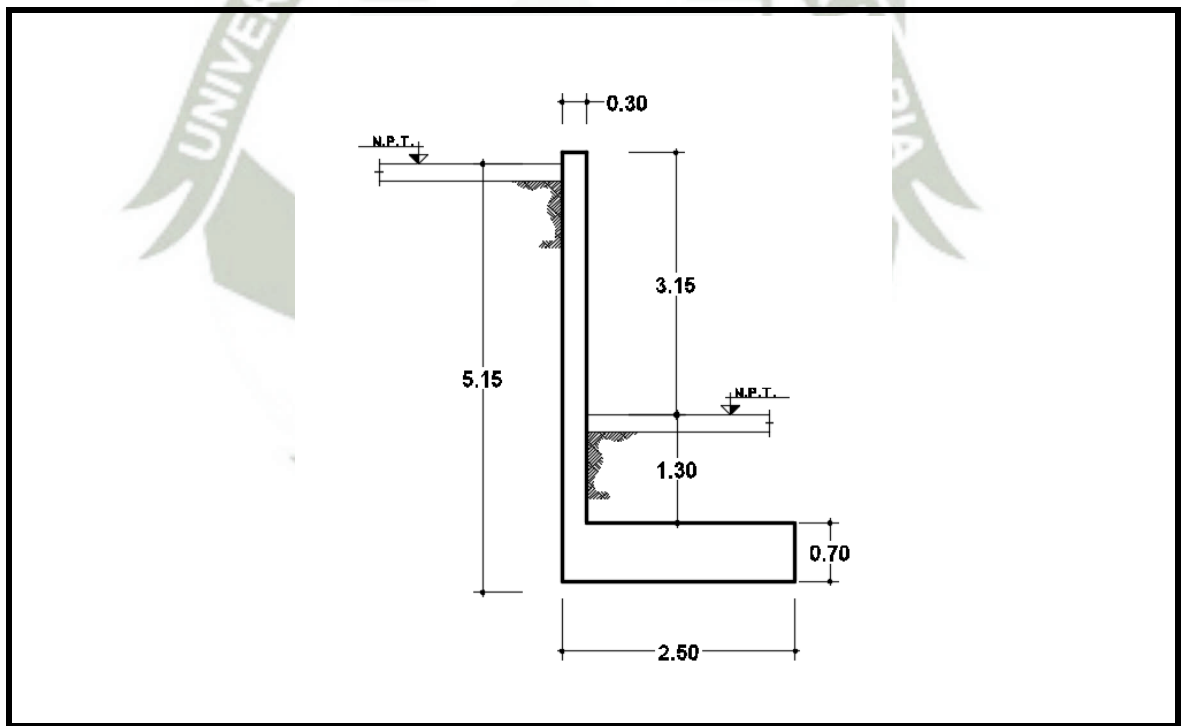


Imagen N° 5.32: Dimensionamiento de la pantalla cimentación del muro de contención.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

5.3.5.1 Procedimiento de diseño para el Muro de Contención

Para el desarrollo del diseño se siguió los siguientes procedimientos:

I. Empuje del Suelo:

Datos del Estudio de Suelos:

$$\begin{aligned} \beta &= 0^\circ \\ \gamma &= 1.75 \text{ Tn}/\text{m}^3 & S/C &= 0.5 \text{ Tn}/\text{m}^2 \\ \phi &= 30.87^\circ \end{aligned}$$

Calculo del Ka: $Ka = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$; Reemplazando datos: $Ka = \tan^2(45^\circ - \frac{30.87^\circ}{2})$

$$Ka = 0.3217$$

Calculo de presiones laterales:

Debido a la Sobrecarga:

$$P_1 = Ka * S/C \quad \text{Reemplazando datos: } P_1 = 0.3217 * 0.5 \quad P_1 = 0.16 \text{ Tn}/\text{m}^2$$

Debido al Peso del Suelo:

$$P_2 = Ka * \gamma(h_1 + h_{s/c})$$

Reemplazando datos: $P_2 = 0.3217 * 1.75 * (4.45 + \frac{0.5}{1.75}) \quad P_2 = 2.864 \text{ Tn}/\text{m}^2$

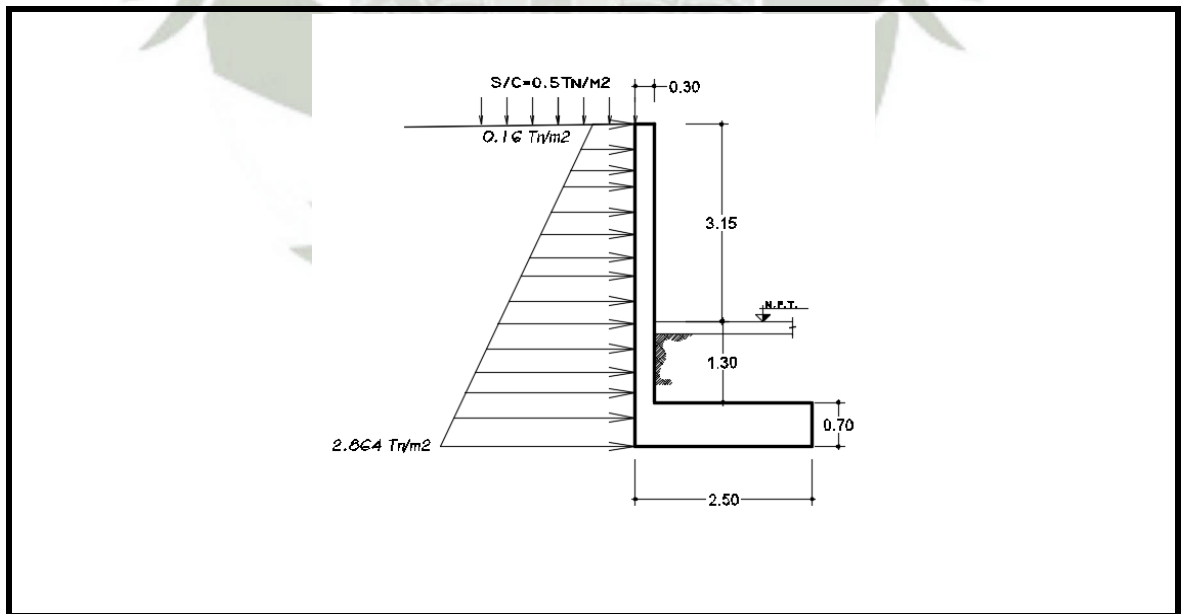


Imagen N° 5.33: Distancia de presiones laterales actuantes en el muro de contención.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

II. Análisis en Software:

Idealización Estructural en Software

Representación de la subestructura en el Software SAP 2000 v16.0.0, se planteó la estructura completa; se puede visualizar el muro de contención confinado por las columnas así como las vigas V-001 (30x70) y V-003 (30x70) que conectan todas las columnas permitiendo que la subestructura trabaje en forma conjunta ante la acción sísmica.

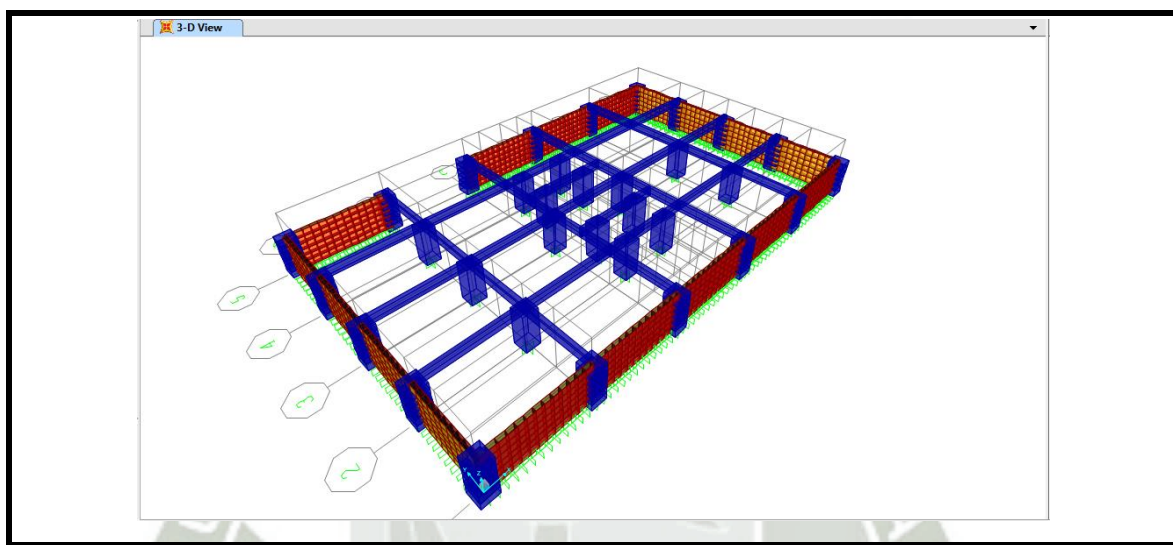


Imagen N° 5.34-A: Visualización del modelo tridimensional de la subestructura.

Fuente: Software SAP2000 v16

Elaboración: Propia

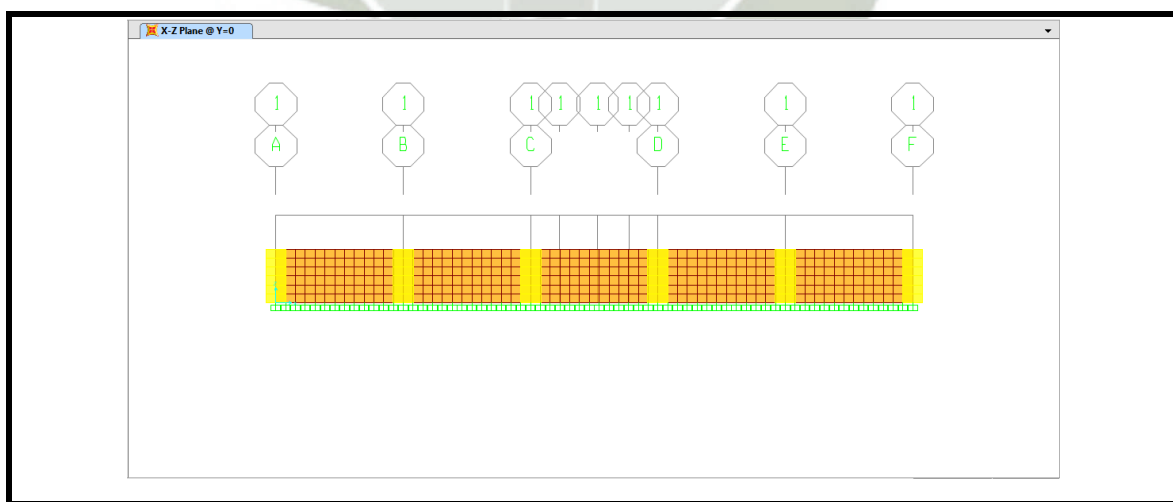


Imagen N° 5.34-B: Visualización de la vista lateral del modelo del muro de contención.

Fuente: Software SAP2000 v16

Elaboración: Propia

Ingreso de las Presiones Laterales en Software:

Ingresando las presiones laterales halladas anteriormente así como las dimensiones propuestas y propiedades mecánicas del material a usar se determinan los momentos actuantes:

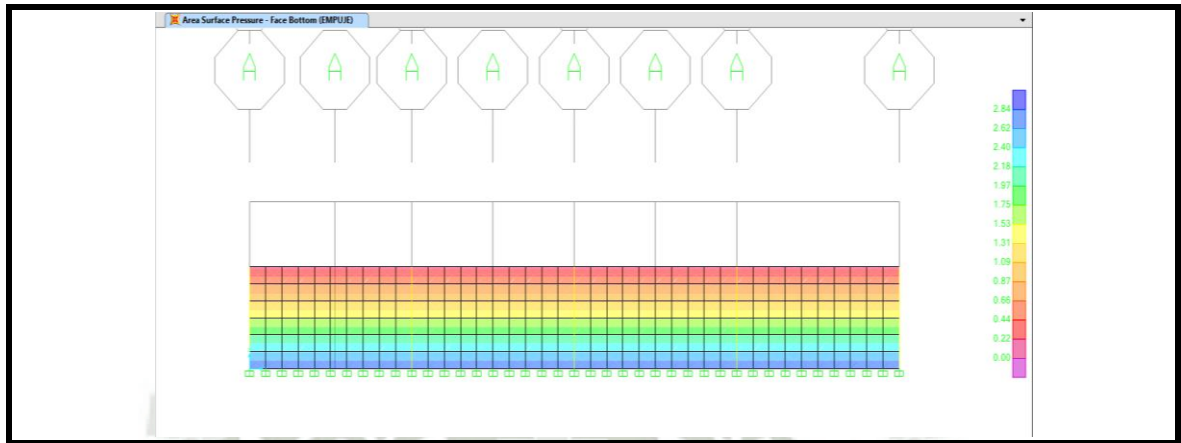


Imagen N° 5.35: Visualización de momentos en la vista lateral del modelo del muro de contención.

Fuente: Software SAP2000 v16

Elaboración: Propia

Donde se definió al caso de carga como “EMPUJE”, se observa también que la presión máxima se produce en la zona más profunda del muro de contención con una presión de 2.864 Tn/m² y en la parte superior una presión de 0.16 Tn/m².

Resultado del análisis estructural del muro de contención bajo el empuje actuante:

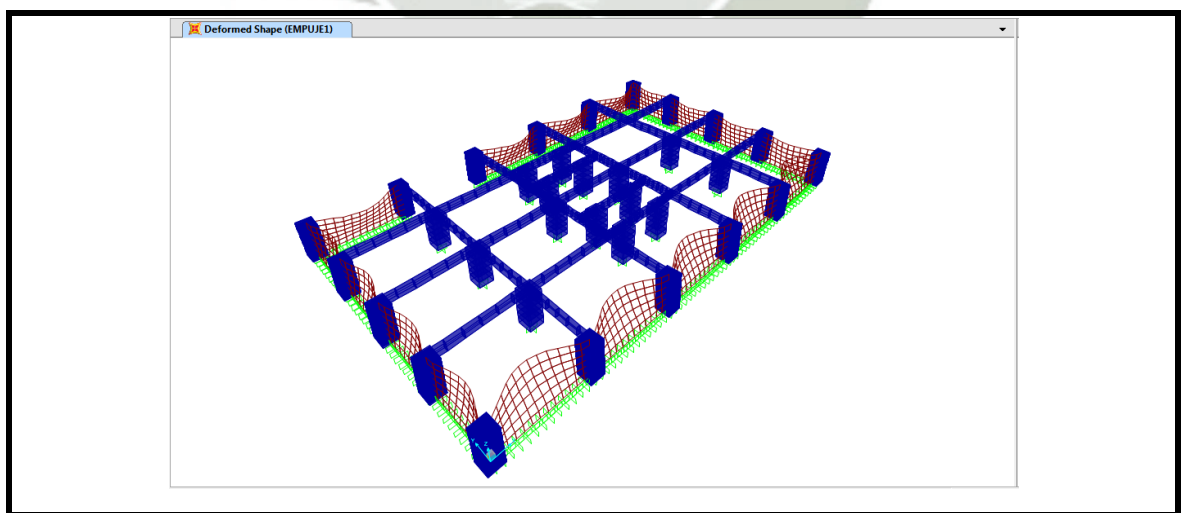


Imagen N° 5.36: Pantalla de visualización de la deformación del muro de contención

Fuente: Software SAP2000 v16

Elaboración: Propia

III. Diseño de la Pantalla

Diseño por Flexión:

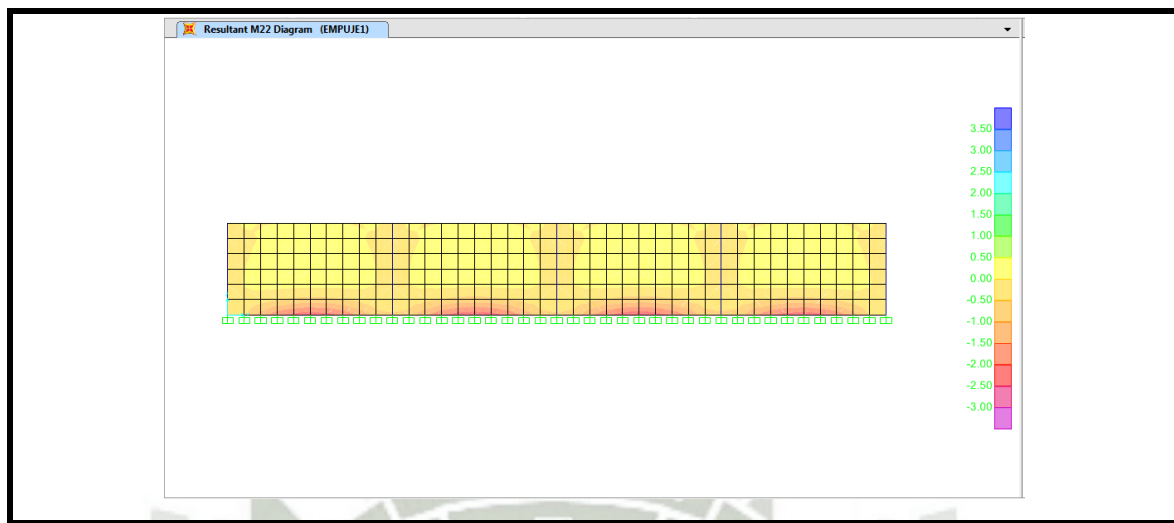


Imagen N° 5.37-A: Pantalla de visualización de diagrama de momento en el eje vertical.

Fuente: Software SAP2000 v16

Elaboración: Propia

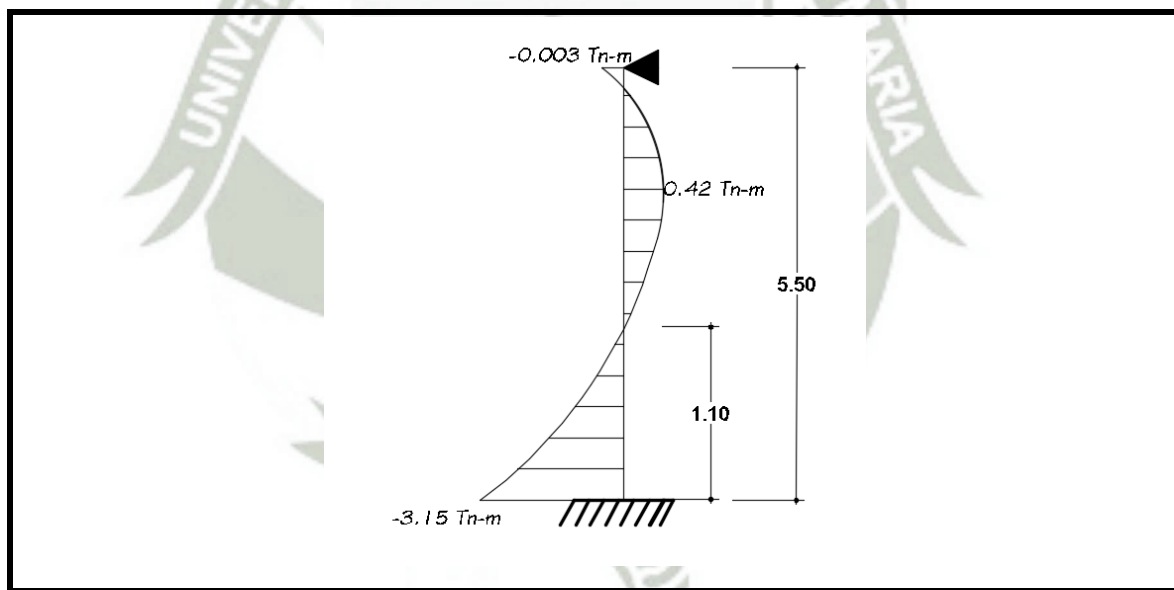


Imagen N° 5.37.B: Interpretación de diagrama de momentos en el eje vertical.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

Cálculo del Acero requerido:

Se aplicaran las ecuaciones de diseño por flexión de vigas, debido a que su diseño se consideró como una losa maciza bidireccional:

$$As = \frac{Mu}{\phi * f'y * (d - \frac{a}{2})}; \quad a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'c * b}$$

Suponiendo una longitud de compresión(a) inicial se procede a realizar iteraciones aplicando las ecuaciones mostradas hasta llegar al valor óptimo de (a) y del (As).

El área de acero requerido no deberá ser menor al área de acero mínimo según la RNE E-0.60:

$$As > As_{min}$$

Cálculo del Área de Acero Mínimo:

$$As_{min} = 0.0018 * b * t$$

Reemplazando valores:

$$As_{min} = 0.0018 * 100 * 30$$

$$As_{min} = 5.4cm^2 / m$$

MOMENTO NEGATIVO		MOMENTO POSITIVO		MOMENTO NEGATIVO	
a=	0.797 cm	a=	0.105 cm	a=	1.104 cm
As=	3.387 cm ²	As=	0.445 cm ²	As=	4.69 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85	fi=	0.85	fi=	0.85
b	100 cm	b	100 cm	b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²
h=	30 cm	h=	30 cm	h=	70 cm
d=	25 cm	d=	25 cm	d=	60 cm
Mu=	3.15 tn.m	Mu=	0.42 tn.m	Mu=	10.54 tn.m
teta=	0.9	teta=	0.9	teta=	0.9

Cuadro N° 5.30: Cálculo del área de acero requerido por la pantalla del muro de Contención.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

De los resultados obtenidos en los cuadros anteriores se verifica que

$$As < As_{min} \text{ por lo tanto se considerara } As_{min} = 5.4cm^2 / m$$

Considerando Ø=1/2” cálculo del espaciamiento: $S = \frac{1.29}{5.40} * 100 = 23.88cm$

Se considerara $\emptyset 1/2''@0.20$ m. para el Acero Vertical tanto para momento positivo y negativo.

Diagrama de Momentos en el Eje Vertical:

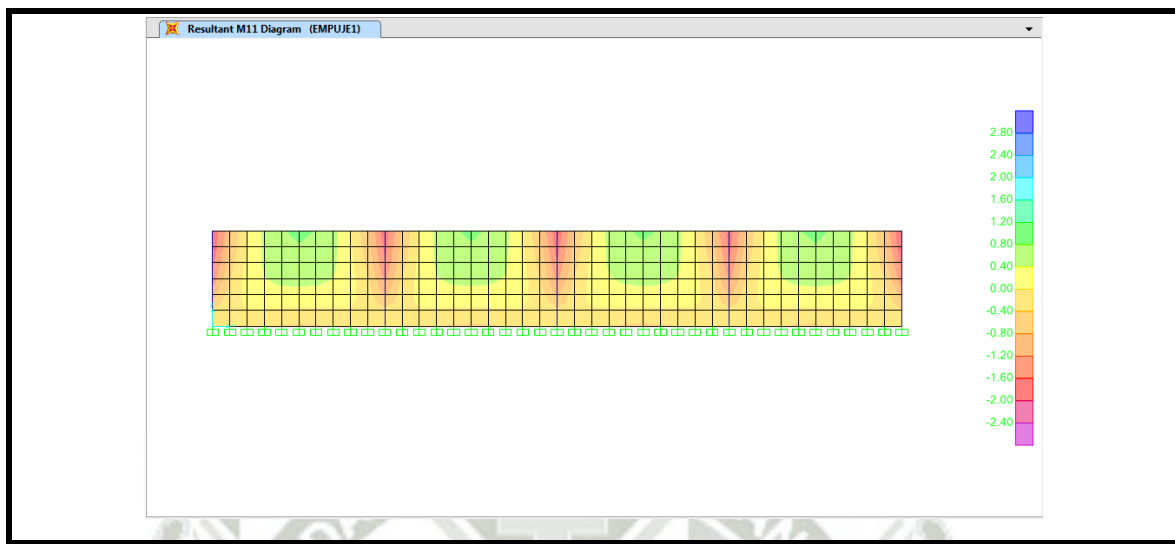


Imagen N° 5.38-A: Pantalla de visualización de diagrama de momento en el eje vertical.

Fuente: Software SAP2000 v16

Elaboración: Propia

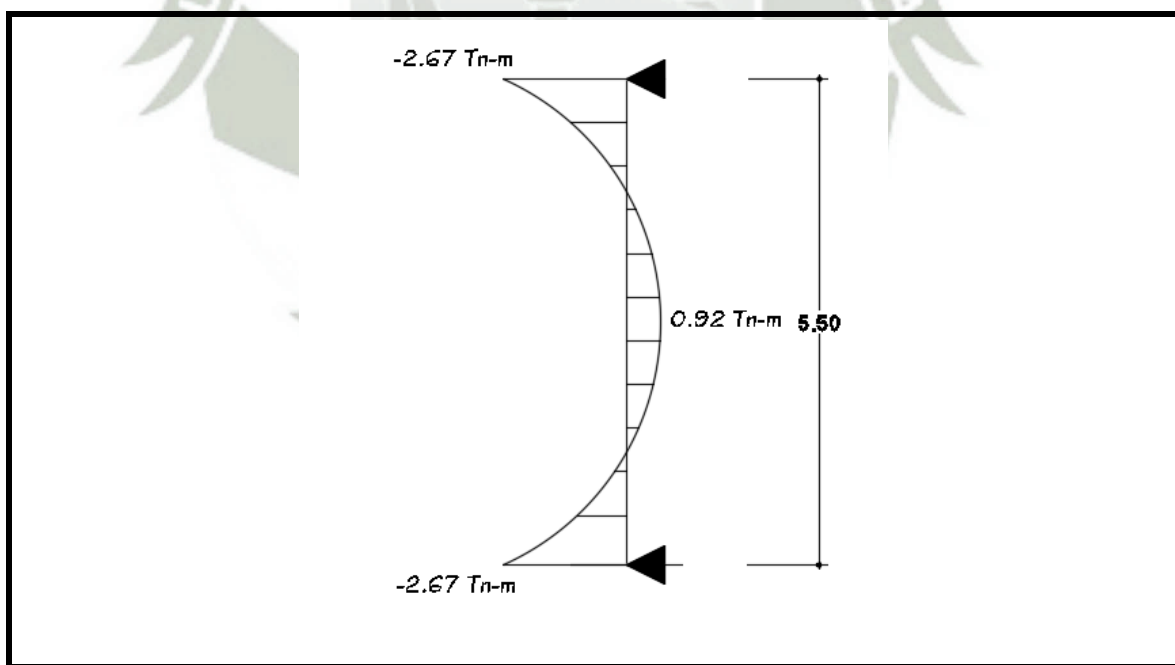


Imagen N° 5.38-B: Interpretación de diagrama de momentos en el eje vertical.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

Cálculo del Acero requerido:

Se aplicaran las ecuaciones de diseño por flexión de vigas, debido a que su diseño se consideró como una losa maciza bidireccional:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f'_y * (d - \frac{a}{2})} ; \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Suponiendo una longitud de compresión(a) inicial se procede a realizar iteraciones aplicando las ecuaciones mostradas hasta llegar al valor óptimo de (a) y del (As).

El área de acero requerido no deberá ser menor al área de acero mínimo según la RNE e0.60:

$$A_s > A_{s_{\min}}$$

Cálculo del Área de Acero Mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * t$$

Reemplazando valores:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 30$$

$$A_{s_{\min}} = 5.4 \text{ cm}^2 / m$$

Cálculo del Área de Acero Requerido:

MOMENTO NEGATIVO	
a=	0.674 cm
As=	2.864 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85
b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²
h=	30 cm
d=	25 cm
Mu=	2.67 tn.m
teta=	0.9

MOMENTO POSITIVO	
a=	0.023 cm
As=	0.097 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85
b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²
h=	30 cm
d=	25 cm
Mu=	0.092 tn.m
teta=	0.9

MOMENTO NEGATIVO	
a=	0.278 cm
As=	1.18 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85
b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm
d=	60 cm
Mu=	2.67 tn.m
teta=	0.9

Cuadro N° 5.31: Cálculo del área de acero vertical requerido por la pantalla del muro de Contención.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

De los resultados obtenidos en los cuadros anteriores se verifica que

$$A_s < A_{s_{\min}} \text{ por lo tanto se considerara } A_{s_{\min}} = 5.4 \text{ cm}^2 / m$$

Considerando $\emptyset=1/2''$ Cálculo del Espaciamiento: $S = \frac{1.29}{5.40} * 100 = 23.88cm$

Se considerara $\emptyset 1/2'' @ 0.20$ m. para el acero horizontal tanto para momento positivo y negativo.

Diseño por Cortante:

Del análisis estructural se tiene que el cortante actuante $V_u=1.86$ Tn

Cálculo del Cortante Resistente del Concreto:

Para elementos sujetos únicamente a corte y flexión, será dada por:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Reemplazando valores: $V_c = 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 25 = 19201.07Kg$ o

$$V_c = 19.20Tn$$

La sección propuesta $t=0.30m$ es capaz de resistir el cortante producido por el empuje del suelo.

Diseño de la Cimentación (zapata)

El dimensionamiento del peralte efectivo de la losa de cimentación se efectuó por la longitud de desarrollo que necesita el acero de las columnas C-1 con varillas de $\emptyset 1''$

Cálculo de la Longitud de Desarrollo

$$Ld = 0.08d_b * \frac{f_y}{\sqrt{f'c}}; \quad \text{reemplazando valores:}$$

$$Ld = 0.08 * 2.54 * \frac{4200}{\sqrt{210}} = 58.9cm$$

Cálculo del Peralte de la losa de cimentación:

$$h = Ld + r \quad \text{Donde r: recubrimiento (7 cm)}$$

$$h = 59 + 7 = 66cm \cong 70cm$$

$$h = 70cm \quad \text{(Peralte de Losa de Cimentación)}$$

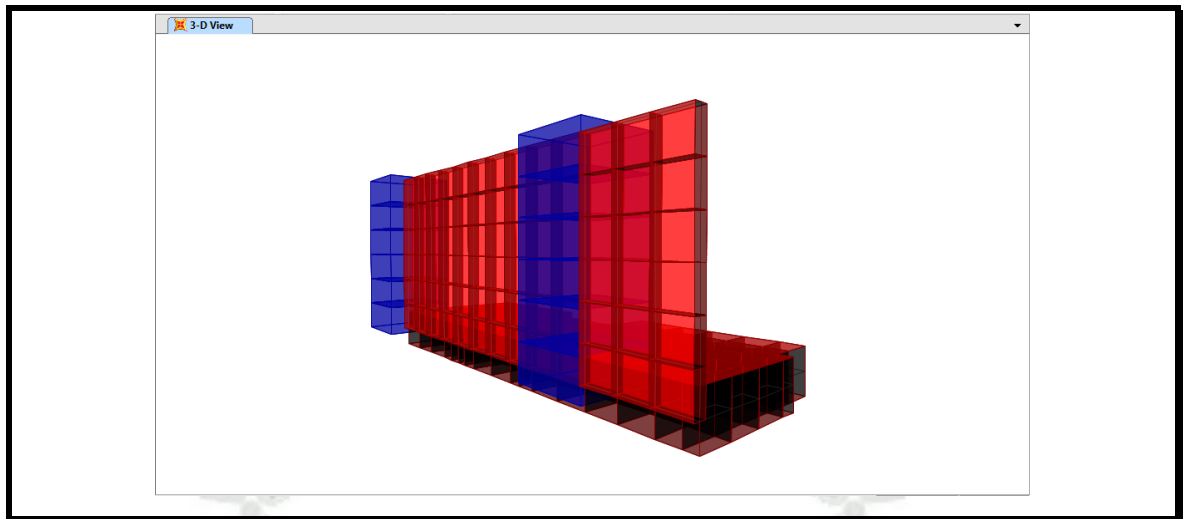


Imagen N° 5.39: Pantalla de visualización tridimensional del tramo crítico del muro de contención.

Fuente: Software SAP2000 v16

Elaboración: Propia

Para el análisis de la zapata se tomaron en cuenta las cargas de gravedad así como las cargas sísmicas aplicándose las ecuaciones de amplificación de cargas según el RNE E0.60

Cargas y momentos transmitidos al muro de contención por el sistema de aislación así como la superestructura.

$P_d=82.33 \text{ Tn}$	$M_d=0.939 \text{ Tn}$
$P_l=23.60 \text{ Tn}$	$M_l=0.20 \text{ Tn}$
$P_s=20.18 \text{ Tn}$	$M_s=52.90 \text{ Tn}$

Se ingresaron directamente las cargas en el software en donde se definió los respectivos casos de carga así como las combinaciones de carga de amplificación para determinar los esfuerzos últimos.

Combinaciones de carga utilizadas:

Comb. 1:	$U=1.4CM + 1.7 CV$
Comb. 2 Y 3:	$U=1.25 (CM + CV) \pm CS$
Comb 4 Y 5:	$U=0.9CM \pm 1.00 CS$

Resultado del Análisis Estructural de la zapata del Muro de Contención bajo las cargas de gravedad y sísmicas Actuantes

Dirección X-X

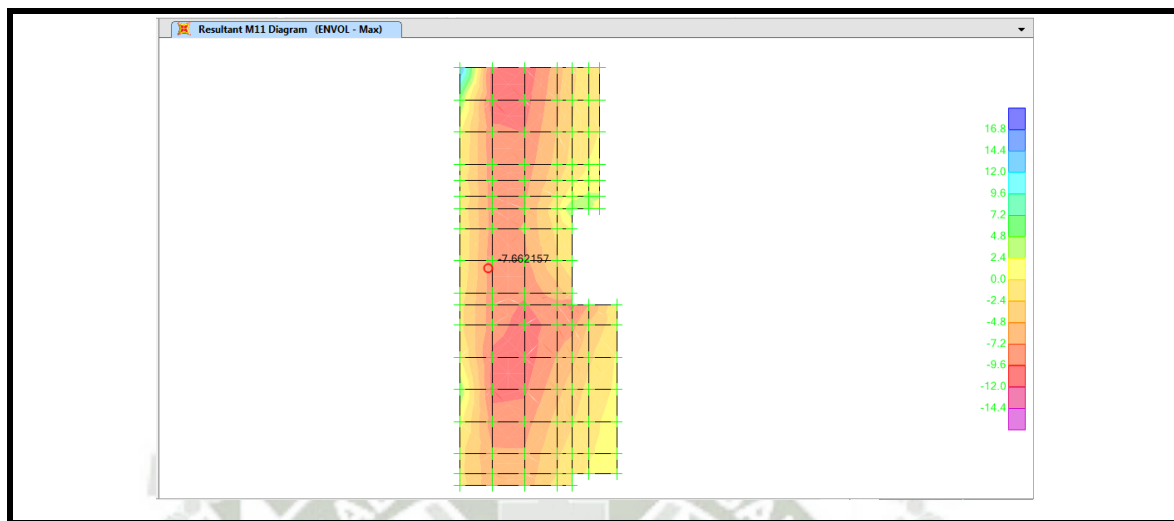


Imagen N° 5.40-A: Pantalla de visualización de diagrama de momentos en la dirección “X” de la zapata del muro de contención.

Fuente: Software SAP2000 v16

Elaboración: Propia

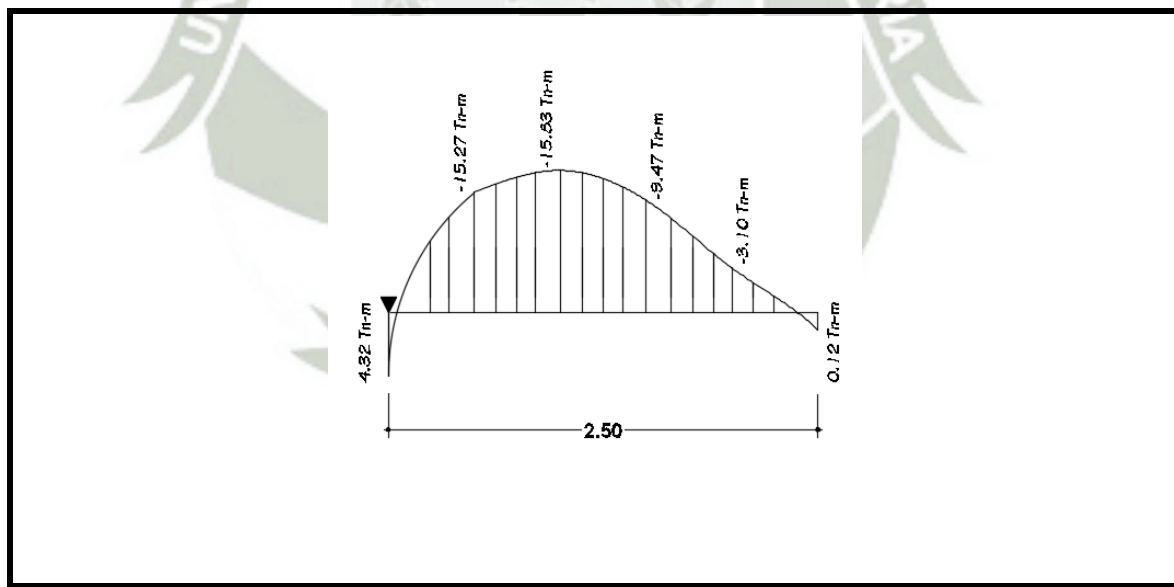


Imagen N° 5.40-B: Interpretación de diagrama de momentos en la dirección “X” de la zapata del muro de contención.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

Cálculo del Acero requerido:

El área de acero requerido no deberá ser menor al área de acero mínimo según la RNE

$$e0.60: A_s > A_{s_{\min}}$$

Cálculo del Área de Acero Mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * t \quad \text{Reemplazando valores:}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 70$$

$$A_{s_{\min}} = 12.6 \text{ cm}^2 / m$$

MOMENTO POSITIVO		MOMENTO NEGATIVO		MOMENTO POSITIVO	
a=	0.45 cm	a=	1.665 cm	a=	0.012 cm
As=	1.912 cm ²	As=	7.078 cm ²	As=	0.053 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85	fi=	0.85	fi=	0.85
b	100 cm	b	100 cm	b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm	h=	70 cm	h=	70 cm
d=	60 cm	d=	60 cm	d=	60 cm
Mu=	4.32 tn.m	Mu=	15.83 tn.m	Mu=	0.12 tn.m
teta=	0.9	teta=	0.9	teta=	0.9

Cuadro N° 5.32: Cálculo del área de acero requerido en la dirección “X” de la zapata del muro de Contención.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

De los resultados obtenidos en los cuadros anteriores se verifica que

$$A_s < A_{s_{\min}} \text{ por lo tanto se considerara } A_{s_{\min}} = 12.6 \text{ cm}^2 / m$$

Considerando Ø=3/4” cálculo del espaciamiento: $S = \frac{2.84}{12.60} * 100 = 22.54 \text{ cm}$

Se considerara Ø3/4”@0.20 m. para el acero longitudinal tanto para momento positivo y negativo.

Dirección Y-Y

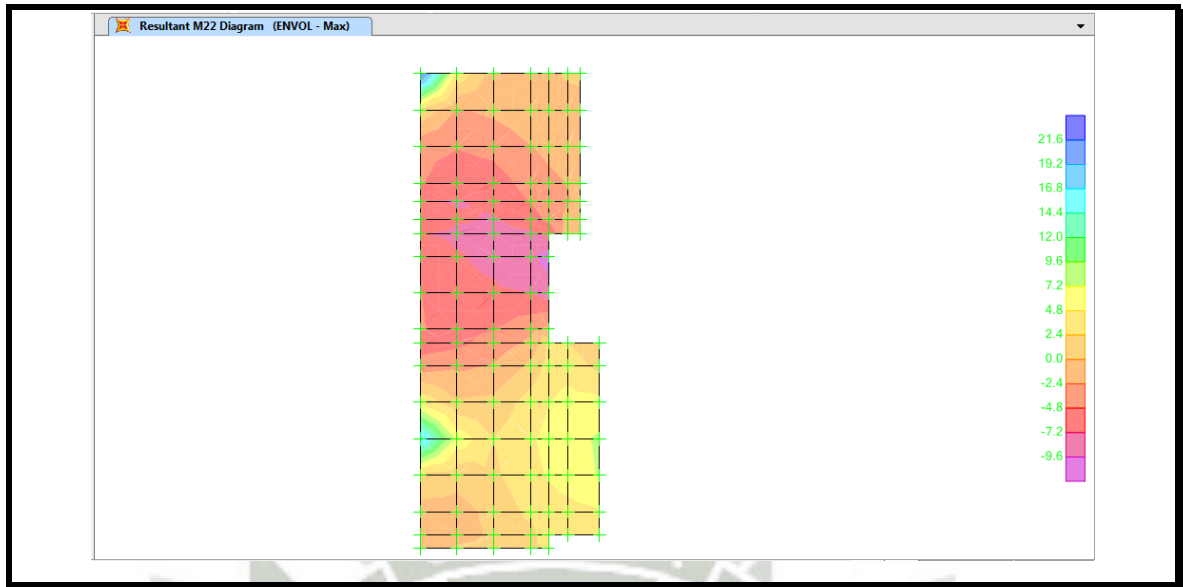


Imagen N° 5.41-A: Pantalla de visualización de diagrama de momentos en la dirección “Y” de la zapata del muro de contención.

Fuente: Software SAP2000 v16

Elaboración: Propia

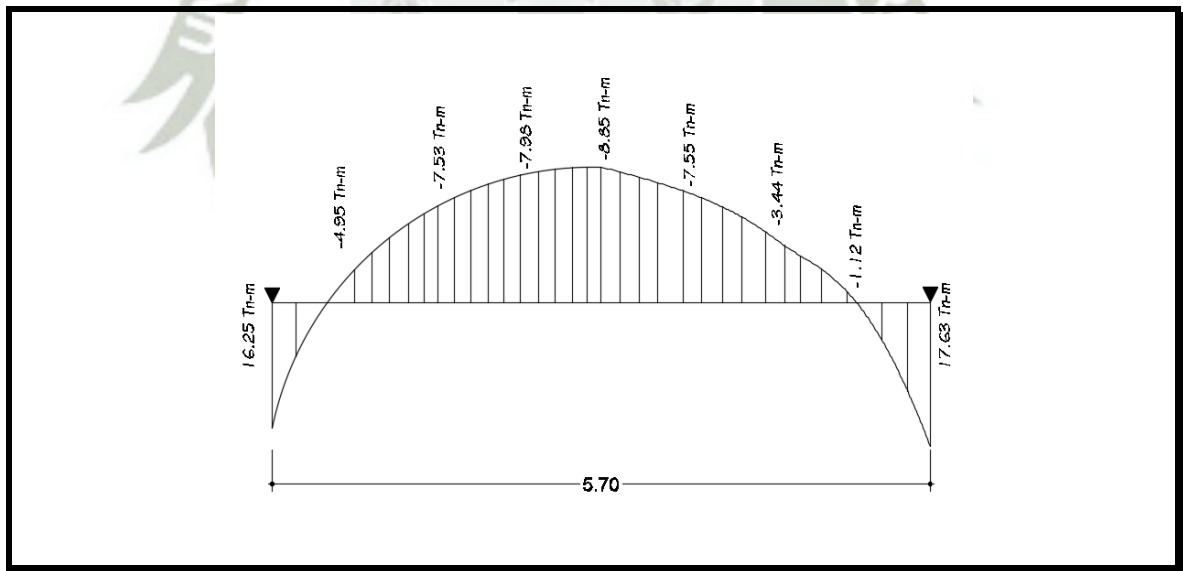


Imagen N° 5.41-B: Interpretación de diagrama de momentos en la dirección “Y” de la zapata del muro de contención.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

Cálculo del Acero requerido:

El área de acero requerido no deberá ser menor al área de acero mínimo según la RNE e0.60:

$$A_s > A_{s_{\min}}$$

Cálculo del Área de Acero Mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * t \quad \text{Reemplazando valores:}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 70$$

$$A_{s_{\min}} = 12.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

MOMENTO POSITIVO		MOMENTO NEGATIVO		MOMENTO POSITIVO	
a=	1.71 cm	a=	0.894 cm	a=	1.858 cm
As=	7.268 cm ²	As=	3.798 cm ²	As=	7.896 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85	fi=	0.85	fi=	0.85
b	100 cm	b	100 cm	b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm	h=	70 cm	h=	70 cm
d=	60 cm	d=	60 cm	d=	60 cm
Mu=	16.25 tn.m	Mu=	8.55 tn.m	Mu=	17.63 tn.m
teta=	0.9	teta=	0.9	teta=	0.9

Cuadro N° 5.33: Cálculo del área de acero requerido en la dirección “Y” de la zapata del muro de Contención.

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

De los resultados obtenidos en los cuadros anteriores se verifica que

$$A_s < A_{s_{\min}} \text{ por lo tanto se considerara } A_{s_{\min}} = 12.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Considerando Ø=5/8” cálculo del espaciamiento: $S = \frac{1.99}{12.60} * 100 = 15.79 \text{ cm}$

Se considerara Ø5/8”@0.15 m. para el acero longitudinal tanto para momento positivo y negativo.

Diseño por Cortante:

Del análisis estructural se tiene que el cortante actuante $V_u = 36.21 \text{ Tn}$

Cálculo del Cortante Resistente del Concreto:

Para elementos sujetos únicamente a corte y flexión, será dada por:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Reemplazando valores: $V_c = 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 60 = 46082.57 Kg$ o

$$V_c = 46.08 Tn$$

La sección propuesta para el peralte de zapata $h=0.70m$ es capaz de resistir el cortante producido por el empuje del suelo.

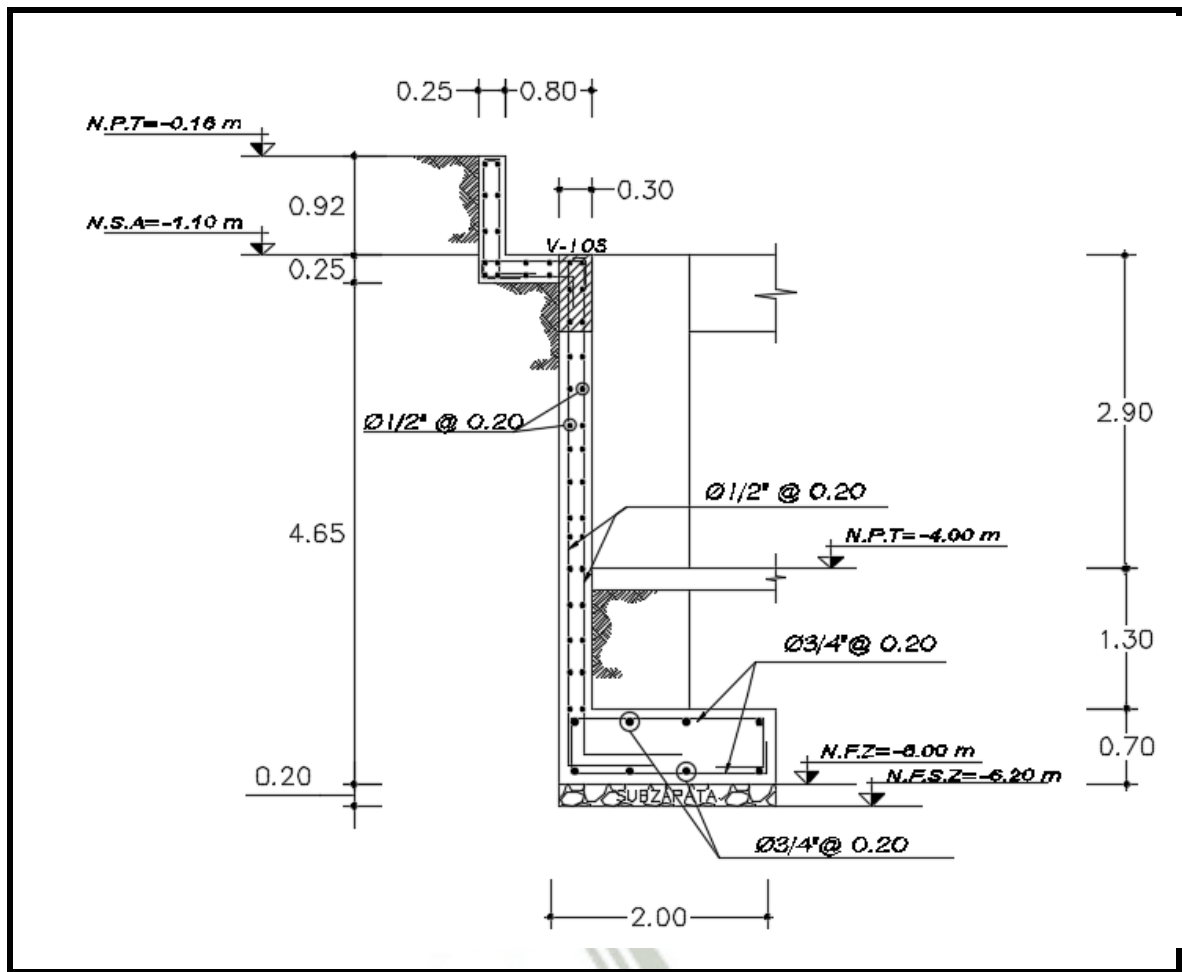


Imagen N° 5.42: Diseño final de muro de contención.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

5.3.6 Diseño Losa de Cimentación

I. Consideraciones Generales

Se planteó la losa de cimentación entre los ejes C y D debido a que las zapatas aisladas correspondientes a las columnas C-1(1.20m x 1.20m) ubicadas bajo la caja de ascensores de la superestructura se superponían debido a su dimensiones (Z-1 =4.00 x 4.00 m²).

II. Dimensionamiento

El dimensionamiento del peralte efectivo de la losa de cimentación se efectuó por la longitud de desarrollo que necesita el acero de las columnas c-1 con varillas de $\phi 1''$

Cálculo de la Longitud de Desarrollo

$$Ld = 0.08d_b * \frac{f_y}{\sqrt{f_c}}; \quad \text{reemplazando valores:}$$

$$Ld = 0.08 * 2.54 * \frac{4200}{\sqrt{210}} = 58.9cm$$

Calculo del peralte de la losa de cimentación:

$$h = Ld + r; \quad \text{Donde r: recubrimiento (7 cm)}$$

$$h = 59 + 7 = 66cm \cong 70cm$$

$$h = 70cm \quad (\text{Peralte de losa de cimentación})$$

5.3.6.1 Procedimiento de diseño para la Losa de Cimentación

Para el desarrollo del diseño se siguió los siguientes procedimientos:

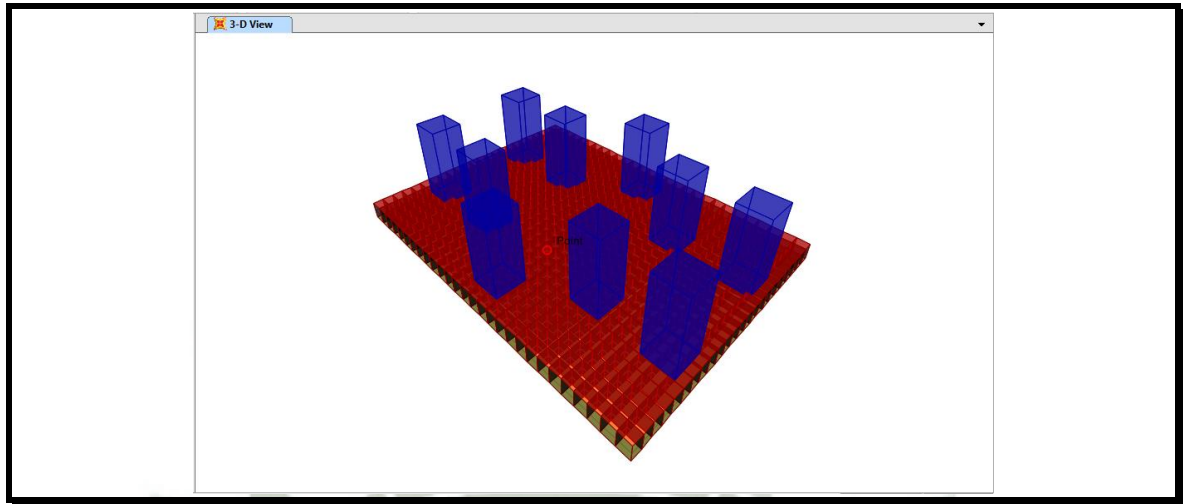


Imagen N° 5.43: Pantalla de visualización del modelo de la losa de cimentación.

Fuente: Software SAP2000 v16

Elaboración: Propia

Para su análisis se tomaron en cuenta las cargas de gravedad así como las cargas sísmicas aplicándose las ecuaciones de amplificación de cargas según el RNE e0.60, coeficiente de Balasto ($K_v=7.00 \text{ Kg/cm}^3$)

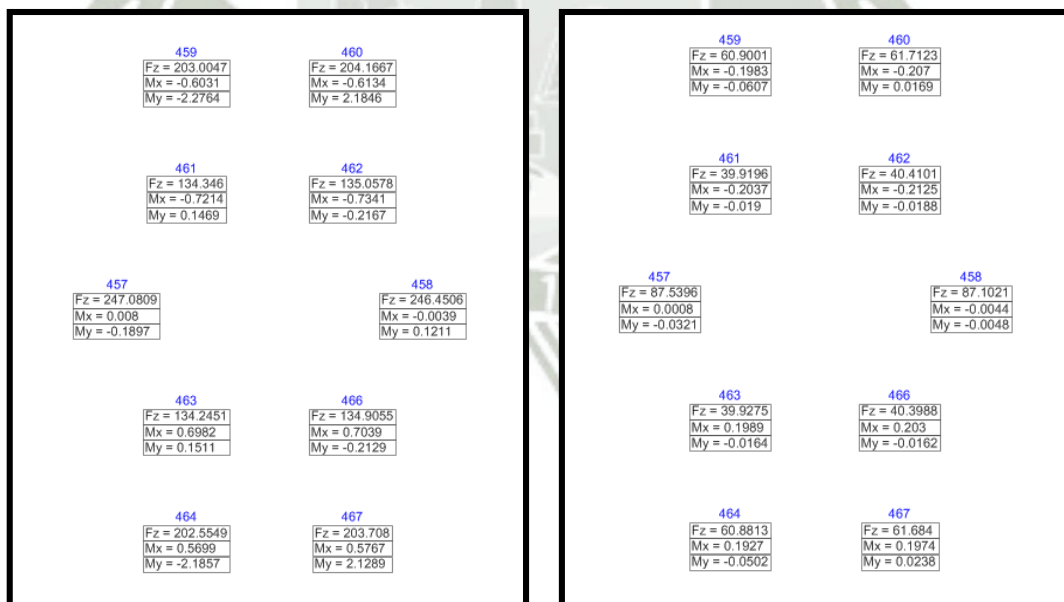


Imagen N° 5.44-A: Cargas y momentos transmitidos a las columnas (C-1S) que soportara la losa de cimentación, de carga muerta (Pd) y de carga viva (Pl).

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

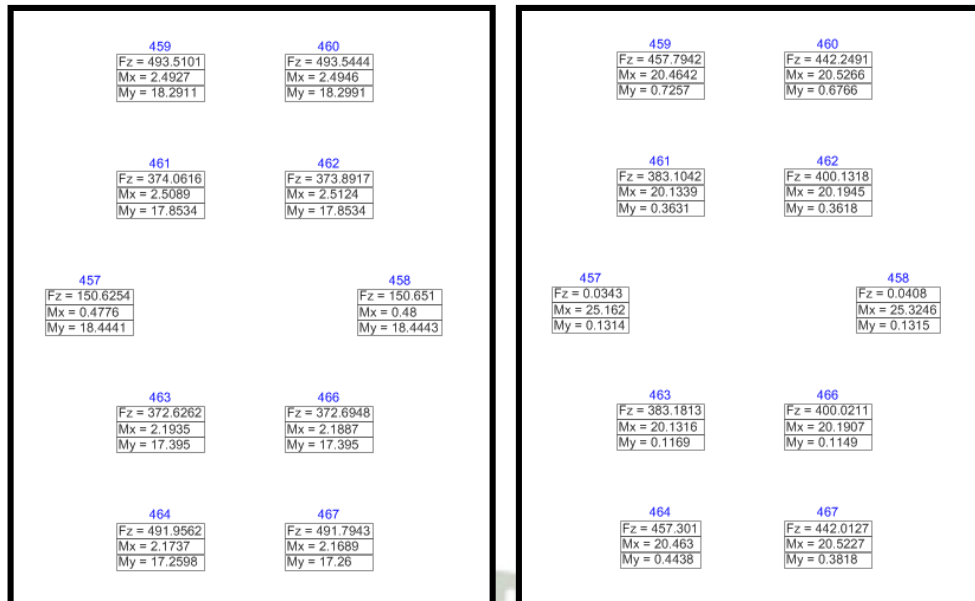


Imagen N° 5.44-B: Cargas y momentos transmitidos a las columnas (C-1S) que soportara la losa de cimentación, de carga sísmica “X” (P_{sx}) y de carga sísmica “Y” (P_{sy}).

Fuente: Software Etabs 2016

Elaboración: Propia

Se ingresaron directamente las cargas en el software en donde se definió los respectivos casos de carga así como las combinaciones de amplificación de carga para determinar los esfuerzos últimos.

Combinaciones de Carga Utilizadas:

Comb. 1: $U=1.4CM + 1.7 CV$

Comb. 2 Y 3: $U=1.25 (CM + CV) \pm CS$

Comb 4 Y 5: $U=0.9CM \pm 1.00 CS$

Diseño por Flexión:

Resultado del análisis estructural de la losa de cimentación bajo las cargas de gravedad y sísmicas actuantes.

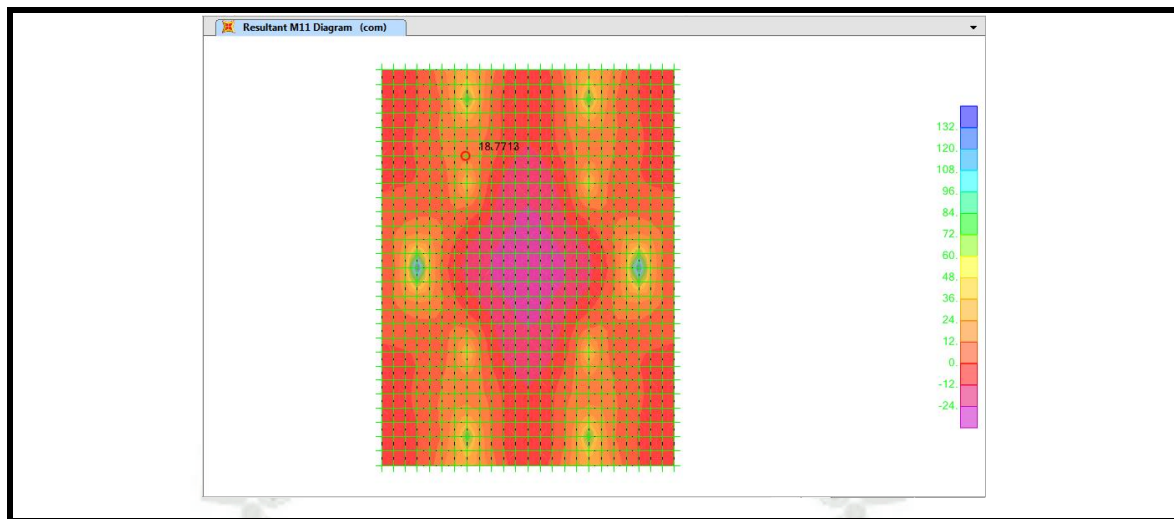


Imagen N° 5.45: Pantalla de visualización de diagrama de momentos en la dirección “X” de la losa de cimentación.

Fuente: Software SAP2000 v16

Elaboración: Propia

Se dividió en 3 zonas la platea de cimentación en la dirección “X”, como se describe en el siguiente gráfico:

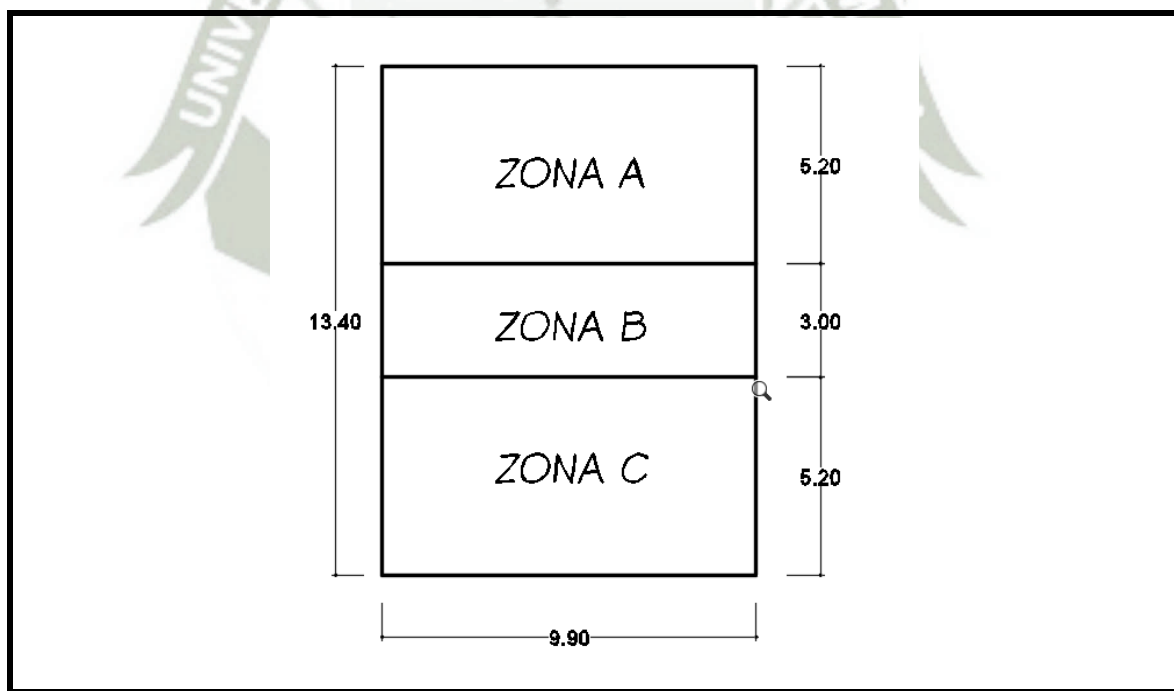


Imagen N° 5.46: Zonas de la platea de cimentación en la dirección “X”.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

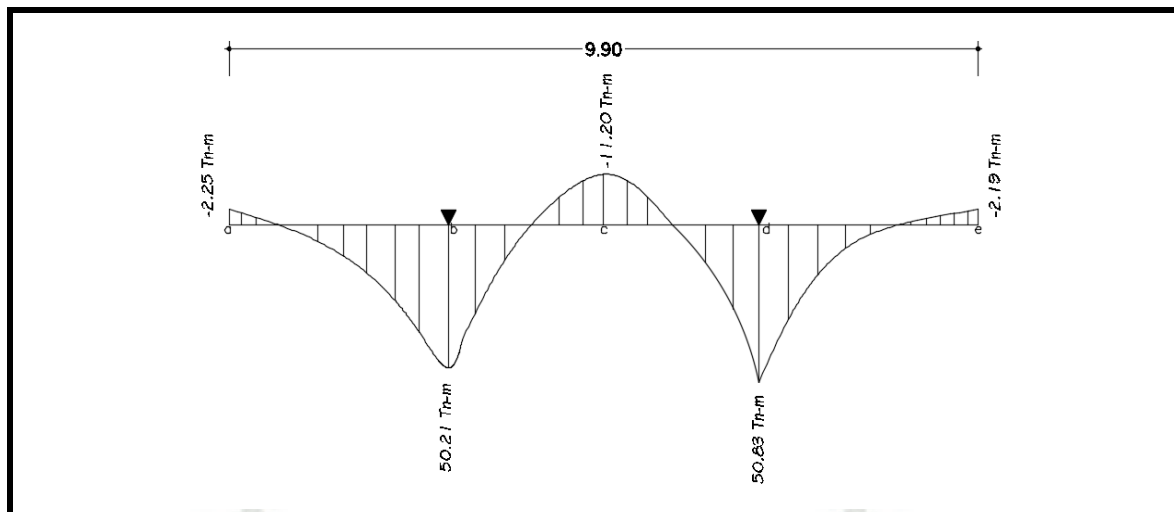


Imagen N° 5.47: Interpretación diagrama de momentos de la zona A y zona C.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

Cálculo del Acero requerido:

El área de acero requerido no deberá ser menor al área de acero mínimo según la RNE e0.60:

$$A_s > A_{s_{\min}}$$

Cálculo del Área de Acero Mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * t$$

Reemplazando valores:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 70$$

$$A_{s_{\min}} = 12.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Cálculo del Área de Acero Requerido:

MOMENTO NEGATIVO EN A		MOMENTO POSITIVO EN B		MOMENTO NEGATIVO EN C	
a=	0.234 cm	a=	5.458 cm	a=	1.173 cm
As=	0.994 cm ²	As=	23.195 cm ²	As=	4.987 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85	fi=	0.85	fi=	0.85
b	100 cm	b	100 cm	b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm	h=	70 cm	h=	70 cm
d=	60 cm	d	60 cm	d=	60 cm
Mu=	2.25 tn.m	Mu=	50.213 tn.m	Mu=	11.2 tn.m
teta=	0.9	teta=	0.9	teta=	0.9

MOMENTO POSITIVO EN D		MOMENTO NEGATIVO EN E	
a=	5.528 cm	a=	0.228 cm
As=	23.494 cm ²	As=	0.967 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85	fi=	0.85
b	100 cm	b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm	h=	70 cm
d=	60 cm	d	60 cm
Mu=	50.83 tn.m	Mu=	2.19 tn.m
teta=	0.9	teta=	0.9

Cuadro N° 5.34: Cálculo del área de acero requerido en la dirección “X” de la losa de cimentación (zona A y C).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

De los resultados obtenidos en los cuadros anteriores se verifica que para el área de acero positivo $As^{(+)} > As_{\min}$

Entonces $As^{(+)} = 23.49 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Considerando $\emptyset=1''$ cálculo del espaciamiento: $S = \frac{5.07}{23.49} * 100 = 21.58 \text{ cm}$

Se considerara $\emptyset 1'' @ 0.20 \text{ m}$. Acero Positivo en dirección X (Zona A y C)

De los resultados obtenidos en los cuadros anteriores se verifica que para el Área de acero negativo $As^{(-)} < As_{\min}$

$As^{(-)} < As_{\min}$ por lo tanto se considerara $As_{\min} = 12.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Considerando $\emptyset=3/4''$ Cálculo del Espaciamiento: $S = \frac{2.84}{12.60} * 100 = 22.54 \text{ cm}$

Por Procedimiento Constructivo se usara $\emptyset 1'' @ 0.20 \text{ m}$

Se considerara $\emptyset 1'' @ 0.20 \text{ m}$. acero negativo en dirección X (Zona A y C)

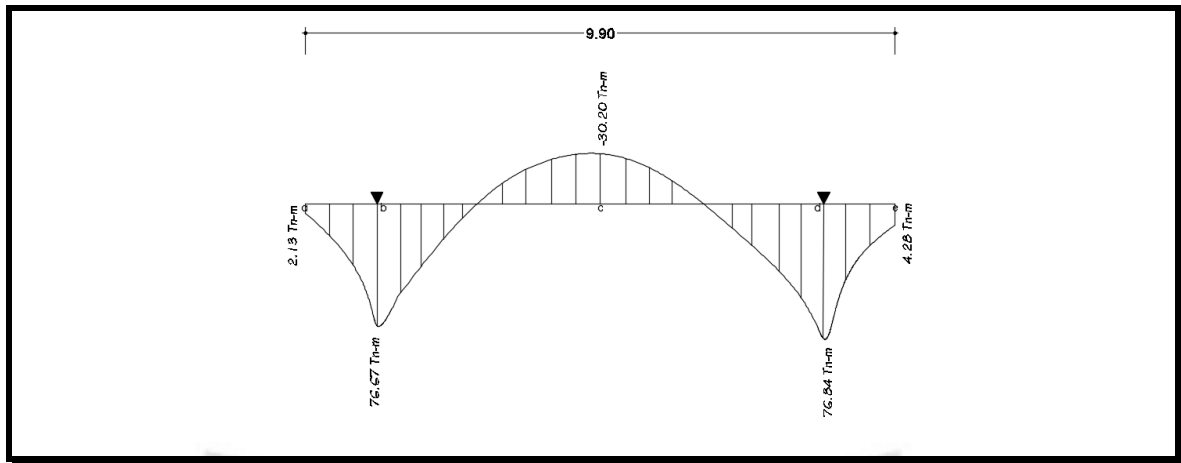


Imagen N° 5.48: Interpretación diagrama de momentos de la zona B.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

MOMENTO NEGATIVO EN A		MOMENTO POSITIVO EN B		MOMENTO NEGATIVO EN C	
a=	0.221 cm	a=	8.566 cm	a=	3.22 cm
As=	0.941 cm ²	As=	36.407 cm ²	As=	13.683 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85	fi=	0.85	fi=	0.85
b	100 cm	b	100 cm	b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm	h=	70 cm	h=	70 cm
d=	60 cm	d=	60 cm	d=	60 cm
Mu=	2.13 tn.m	Mu=	76.676 tn.m	Mu=	30.2 tn.m
teta=	0.9	teta=	0.9	teta=	0.9

MOMENTO POSITIVO EN D		MOMENTO NEGATIVO EN E	
a=	8.586 cm	a=	0.446 cm
As=	36.491 cm ²	As=	1.894 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85	fi=	0.85
b	100 cm	b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm	h=	70 cm
d=	60 cm	d=	60 cm
Mu=	76.839 tn.m	Mu=	4.28 tn.m
teta=	0.9	teta=	0.9

Cuadro N° 5.35: Cálculo del área de acero requerido en la dirección “X” de la losa de cimentación (zona B).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

De los resultados obtenidos en los cuadros anteriores se verifica que para el Área de acero positivo $As^{(+)} > As_{\min}$

$$\text{Entonces } As^{(+)} = 36.49 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Considerando $\emptyset=1''$ cálculo del espaciamiento: $S = \frac{5.07 + 2.84}{36.49} * 100 = 21.67 \text{ cm}$

Se considerara $\emptyset 1'' + \emptyset 3/4'' @ 0.20 \text{ m}$. acero positivo en dirección X (Zona B).

De los resultados obtenidos en los cuadros anteriores se verifica que para el Área de Acero Negativo $As^{(-)} > As_{\min}$

$$As^{(-)} > As_{\min} \text{ por lo tanto se considerara } As^{(-)} = 13.68 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Considerando $\emptyset=3/4''$ cálculo del espaciamiento: $S = \frac{2.84}{13.68} * 100 = 20.76 \text{ cm}$

Por Procedimiento Constructivo se usara $\emptyset 1'' @ 0.20 \text{ m}$

Se considerara $\emptyset 1'' @ 0.20 \text{ m}$. acero negativo en dirección X (Zona B)

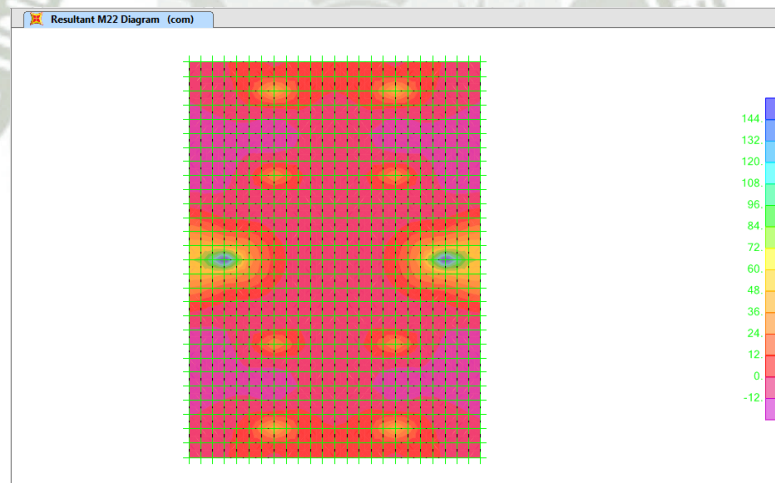


Imagen N° 5.49: Pantalla de visualización de diagrama de momentos en la dirección “Y” de la losa de contención.

Fuente: Software SAP2000 v16

Elaboración: Propia

Se dividió en 3 zonas la platea de cimentación en la dirección “Y”, como se describe en el siguiente gráfico:

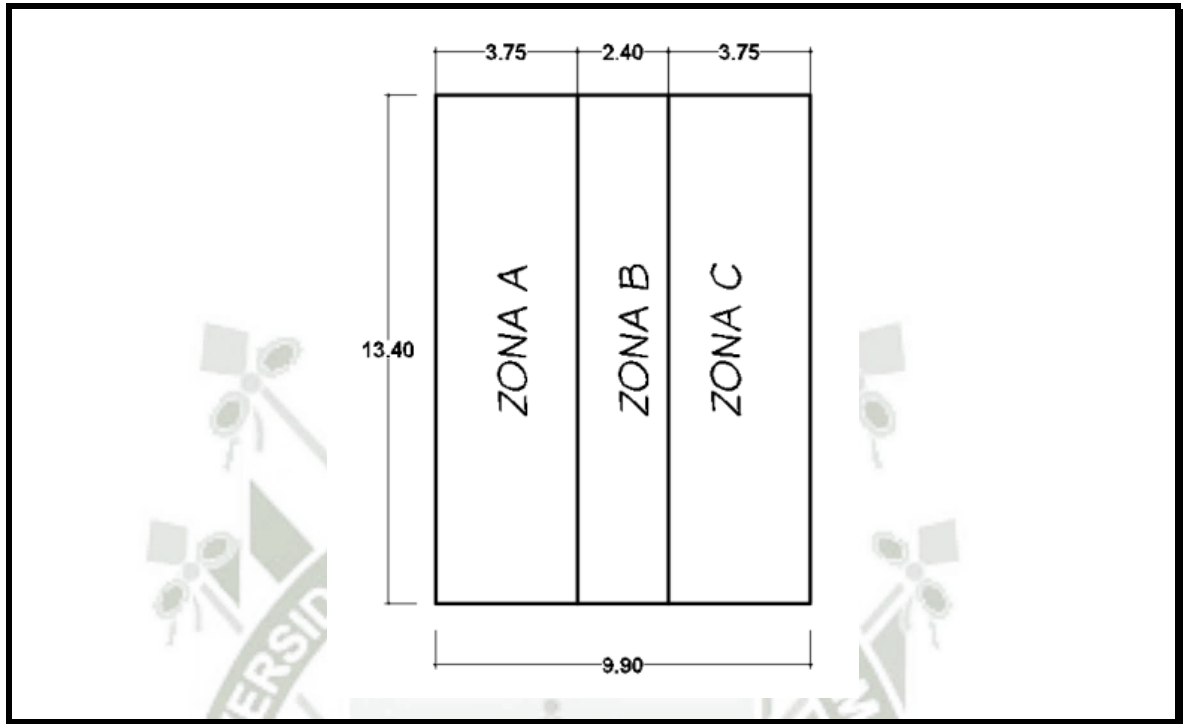


Imagen N° 5.50: Zonas de la platea de cimentación en la dirección “Y”.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

Diagrama de Momentos de la Zona A y Zona C:

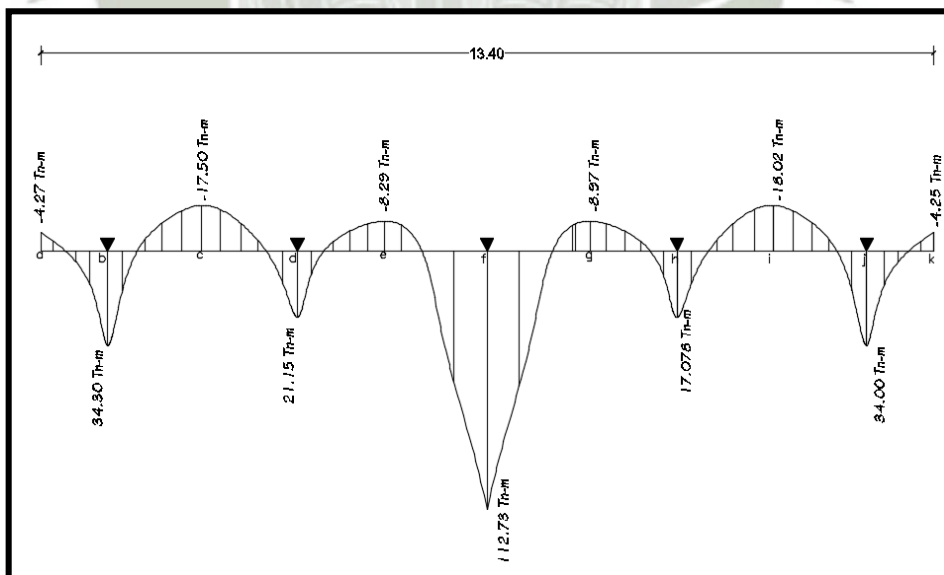


Imagen N° 5.51: Interpretación diagrama de momentos de la zona A y zona C.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

Cálculo del Acero requerido:

El área de acero requerido no deberá ser menor al área de acero mínimo según la RNE e0.60:

Cálculo del Área de Acero Mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 70$$

$$A_{s_{\min}} = 12.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

MOMENTO NEGATIVO EN A		MOMENTO POSITIVO EN B		MOMENTO NEGATIVO EN C	
a=	0.444 cm	a=	3.671 cm	a=	1.844 cm
As=	1.889 cm ²	As=	15.6 cm ²	As=	7.835 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85	fi=	0.85	fi=	0.85
b	100 cm	b	100 cm	b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm	h=	70 cm	h=	70 cm
d=	60 cm	d=	60 cm	d=	60 cm
Mu=	4.268 tn.m	Mu=	34.299 tn.m	Mu=	17.497 tn.m
teta=	0.9	teta=	0.9	teta=	0.9

MOMENTO POSITIVO EN D		MOMENTO NEGATIVO EN E		MOMENTO POSITIVO EN F	
a=	2.236 cm	a=	0.866 cm	a=	13.132 cm
As=	9.502 cm ²	As=	3.682 cm ²	As=	55.812 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85	fi=	0.85	fi=	0.85
b	100 cm	b	100 cm	b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm	h=	70 cm	h=	70 cm
d=	60 cm	d=	60 cm	d=	60 cm
Mu=	21.15 tn.m	Mu=	8.29 tn.m	Mu=	112.73 tn.m
teta=	0.9	teta=	0.9	teta=	0.9

MOMENTO NEGATIVO EN G		MOMENTO POSITIVO EN H		MOMENTO NEGATIVO EN I	
a=	0.938 cm	a=	1.799 cm	a=	1.9 cm
As=	3.986 cm ²	As=	7.645 cm ²	As=	8.075 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85	fi=	0.85	fi=	0.85
b	100 cm	b	100 cm	b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm	h=	70 cm	h=	70 cm
d=	60 cm	d=	60 cm	d=	60 cm
Mu=	8.97 tn.m	Mu=	17.078 tn.m	Mu=	18.025 tn.m
teta=	0.9	teta=	0.9	teta=	0.9

MOMENTO POSITIVO EN J		MOMENTO NEGATIVO EN K	
a=	3.638 cm	a=	0.443 cm
As=	15.462 cm ²	As=	1.881 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²	fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85	fi=	0.85
b	100 cm	b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²	f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm	h=	70 cm
d=	60 cm	d	60 cm
Mu=	34.004 tn.m	Mu=	4.25 tn.m
teta=	0.9	teta=	0.9

Cuadro N° 5.36: Cálculo del área de acero requerido en la dirección “Y” de la losa de cimentación (zona A y C).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

De los resultados obtenidos en los cuadros anteriores se verifica que para el área de

acero positivo $As^{(+)} > As_{\min}$

Entonces $As^{(+)} = 55.81 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Considerando $\emptyset=1''$ cálculo del espaciamiento: $S = \frac{5.07 + 5.07}{55.81} * 100 = 20.16 \text{ cm}$

Se considerara $\emptyset 1'' + \emptyset 1'' @ 0.20 \text{ m}$. acero positivo en dirección Y (Zona A y C)

De los resultados obtenidos en los cuadros anteriores se verifica que para el Área de

Acero Negativo $As^{(-)} < As_{\min}$

$As^{(-)} < As_{\min}$ por lo tanto se considerara $As_{\min} = 12.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Considerando $\emptyset=3/4''$ cálculo del espaciamiento: $S = \frac{2.84}{12.60} * 100 = 22.54 \text{ cm}$

Por Procedimiento Constructivo se usara $\emptyset 1'' @ 0.20 \text{ m}$

Se considerara $\emptyset 1'' @ 0.20 \text{ m}$. Acero Negativo en dirección Y (Zona A y C)

Diagrama de Momentos de la Zona B:

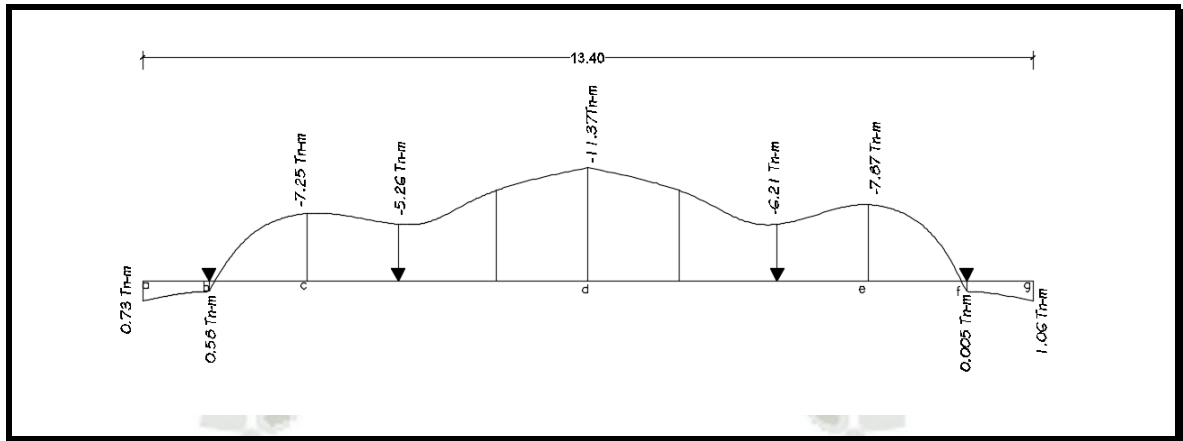


Imagen N° 5.52: Interpretación diagrama de momentos de la zona B.

Fuente: Software AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

MOMENTO POSITIVO EN A	
a=	0.076 cm
As=	0.322 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85
b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm
d=	60 cm
Mu=	0.73 tn.m
teta=	0.9

MOMENTO POSITIVO EN B	
a=	0.06 cm
As=	0.256 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85
b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm
d=	60 cm
Mu=	0.58 tn.m
teta=	0.9

MOMENTO NEGATIVO EN C	
a=	0.757 cm
As=	3.217 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85
b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm
d=	60 cm
Mu=	7.25 tn.m
teta=	0.9

MOMENTO NEGATIVO EN D	
a=	1.192 cm
As=	5.064 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85
b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm
d=	60 cm
Mu=	11.37 tn.m
teta=	0.9

MOMENTO NEGATIVO EN E	
a=	0.822 cm
As=	3.494 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85
b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm
d=	60 cm
Mu=	7.87 tn.m
teta=	0.9

MOMENTO POSITIVO EN F	
a=	0.001 cm
As=	0.003 cm ²
fy	4200 Kg/cm ²
fi=	0.85
b	100 cm
f'c=	210 Kg/cm ²
h=	70 cm
d=	60 cm
Mu=	0.0058 tn.m
teta=	0.9

MOMENTO POSITIVO EN G	
$a=$	0.11 cm
$As=$	0.468 cm ²
$f_y=$	4200 Kg/cm ²
$f_i=$	0.85
$b=$	100 cm
$f'c=$	210 Kg/cm ²
$h=$	70 cm
$d=$	60 cm
$Mu=$	1.06 tn.m
$teta=$	0.9

Cuadro N° 5.37: Cálculo del área de acero requerido en la dirección “Y” de la losa de cimentación (zona B).

Fuente: Microsoft Excel

Elaboración: Propia

De los resultados obtenidos en los cuadros anteriores se verifica que para el área de acero positivo $As^{(+)} < As_{\min}$

Por lo tanto se considerara $As_{\min} = 12.6cm^2 / m$

Considerando $\emptyset=3/4$ ” Cálculo del Espaciamiento: $S = \frac{2.84}{12.60} * 100 = 22.54cm$

Por Procedimiento Constructivo se usara $\emptyset 1$ ”@0.20 m debido a que en la zona A y C tiene este requerimiento de acero.

Se considerara $\emptyset 1$ ”@0.20 m. acero negativo en dirección Y (Zona B)

De los resultados obtenidos en los cuadros anteriores se verifica que para el Área de Acero Negativo $As^{(-)} < As_{\min}$

$As^{(-)} < As_{\min}$ por lo tanto se considerara $As_{\min} = 12.6cm^2 / m$

Considerando $\emptyset=3/4$ ” Cálculo del Espaciamiento: $S = \frac{2.84}{12.60} * 100 = 22.54cm$

Por Procedimiento Constructivo se usara $\emptyset 1$ ”@0.20 m debido a que en la zona A y C tiene este requerimiento de acero.

Se considerara $\emptyset 1$ ”@0.20 m. Acero Negativo en dirección Y (Zona B)

Diseño por Cortante:

Del análisis estructural se tiene que el cortante actuante $V_u=43.25 \text{ Tn}$

Cálculo del Cortante Resistente del Concreto:

Para elementos sujetos únicamente a corte y flexión, será dada por:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Reemplazando valores: $V_c = 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 60 = 46082.57 \text{ Kg}$ o

$$V_c = 46.08 \text{ Tn}$$

Verificar capacidad resistente al cortante del concreto

$$V_c > V_u$$

$$46.08 \text{ Tn} > 43.25 \text{ Tn} \text{ OK.}$$

La sección propuesta para el peralte de zapata $h=0.70\text{m}$ es capaz de resistir el cortante producido por el empuje del suelo.

Diseño final de Losa de Cimentacion:

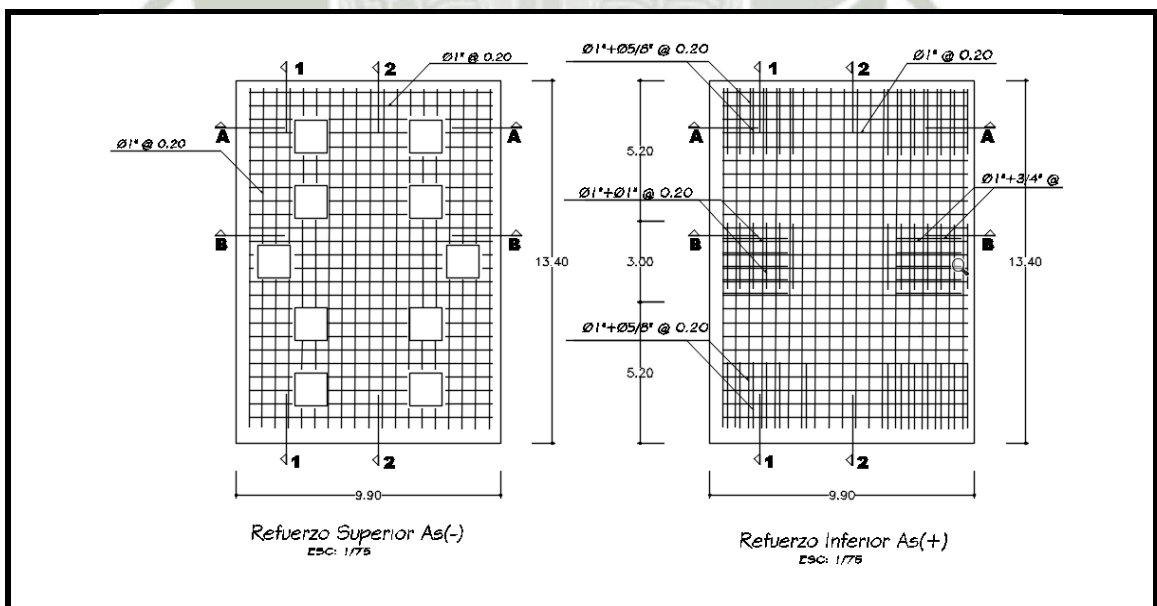


Imagen N° 5.53: Diseño final de la losa de cimentación.

Fuente: AutoCAD 2016

Elaboración: Propia

CAPÍTULO VI: PROPUESTA ESTRUCTURAL FINAL

En este capítulo se describe brevemente la edificación Hotel como resultado del análisis de los capítulos anteriores, se muestra mediante imágenes la edificación con la incorporación de aisladores sísmicos, así como también detalles típicos del sistema de aislación, con la finalidad de dar una noción sencilla de la estructuración final realizada en este documento de tesis.

1. Descripción de la Estructura.
2. Separación del Edificio Aislado.
3. Detalle Típico del Sistema de Aislación.

6.1 Descripción de la Estructura

Se ha establecido un edificio de estructura regular destinado a uso comercial, la edificación es un hotel, edificación común, dicha estructura consta de ocho pisos y un sótano con pórticos de concreto armado, centralmente se ubica dos ascensores. Las alturas de los pisos es de 3.15 metros a excepción del sótano, en todos los pisos acomodan el acceso a otros niveles y a otros sistemas mecánicos y arquitectónicos.

La imagen N° 6.1-A muestra el modelo tridimensional de la edificación Hotel en dos perspectivas diferentes de la misma edificación, con la característica que el modelo tridimensional a la izquierda se aprecia las escaleras en todos los niveles y también se aprecia la interfaz entre la subestructura y la superestructura, para lo cual se ocultó su tabiquería lateral en esa sección y la parte superior del muro de contención.

La estructura tiene dimensiones en planta de 38.2 metros (dimensión de profundidad) por 23.5 metros (dimensión de la fachada). Todas las columnas están espaciadas uniformemente de eje a eje en 7.5 metros en la dirección “X” y en 5.7 metros en la dirección “Y”. Este espaciamiento relativamente grande de las columnas es usado para reducir el número de unidades de aislamiento por economía del diseño y para incrementar las cargas gravitacionales en las unidades de aislamiento para el desempeño sísmico mejorado.

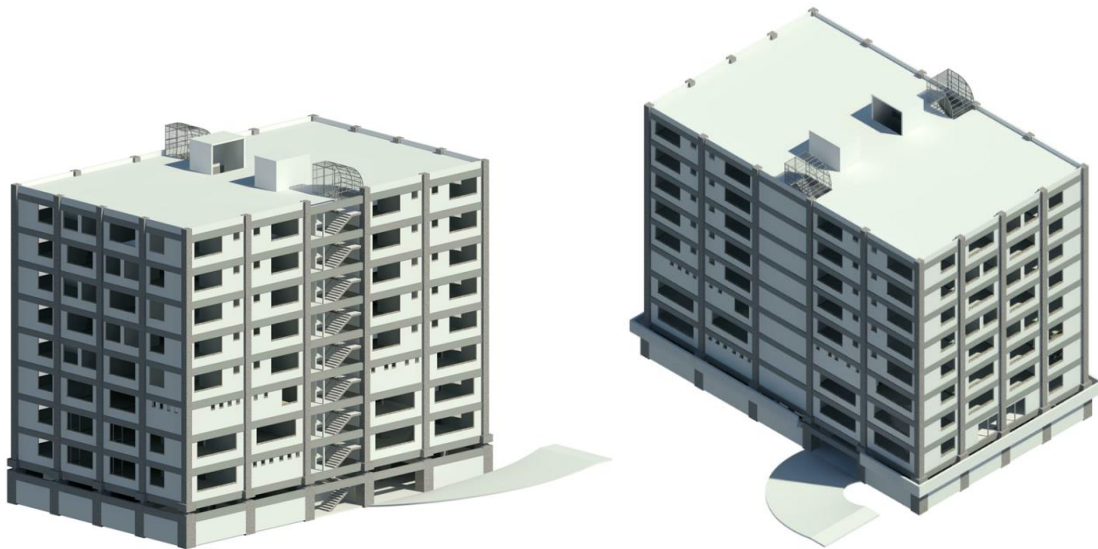


Imagen N° 6.1-A: Vista tridimensional de la edificación Hotel (edificación con la incorporación del sistema de aislamiento).

Fuente: Software Revit 2015

Elaboración: Propia

La cimentación en el perímetro de la edificación está compuesta por zapata corrida armada, sobre la cual se apoya el muro de contención y columnas perimetrales, la parte central es una losa de cimentación debido a la proximidad de las columnas y entre los dos anteriores tipos de cimentación se encuentran las zapatas aisladas. El sótano está compuesto por 34 columnas de sección cuadrada con dimensiones de 1.2 metros de largo, 1.2 metros de ancho, y una altura aproximada de 2.9 metros hasta la parte inferior de los aisladores.

Las unidades de aislamiento soportan las cargas de la superestructura. El sistema de aislamiento está compuesto de 34 unidades de aislamiento elastoméricas, que constan de cuatro diferentes tipos de unidades de aisladores: 6 unidades LRB LL080G4-H, 6 unidades LRB LL075G4-A, 8 unidades LRB LL070G4-C y 14 unidades LRB LL065G4-A (ver en cuadro N° 4.6.1); estas se encuentran ubicadas por debajo de la plataforma base (nivel base del primer piso), estas presentan una altura aproximada de 373.1 milímetros, 323.2 milímetros, 324.9 milímetros, 330.4 milímetros respectivamente. Las unidades de aislamiento se encuentran a una altura aproximada de 3 metros por encima del piso terminado del sótano y 0.70 metros por debajo del piso terminado del primer nivel de la

edificación, por lo cual el acceso a las unidades de aislación para el personal de construcción y de mantenimiento es cómodo. En el sistema de aislación la mayoría de unidades de aislación son LRB LL065G4-A, lo cual se indica que la elección de 6 unidades LRB LL080G4-H responden a una sollicitación alta de capacidad de carga vertical, pudiendo ser menor la rigidez aportada por el sistema de aislación.

El sistema de vigas en la plataforma base (justo por encima de las unidades de aislación) y por debajo de las unidades de aislación proporcionan diafragmas rígidos con los cuales se busca obtener un comportamiento uniforme entre la superestructura y el sistema de aislación. Las vigas estabilizan las unidades de aislamiento resistiendo momentos debido a las cargas verticales (efectos P-delta) y horizontales (cortante), son rigidizadas en ambas direcciones horizontales, para resistir estos momentos y para servir de estabilización para las conexiones a momento viga-columna. Todas las secciones de vigas son rectangulares con dimensiones de 0.30 metros de ancho y 0.70 metros de peralte.

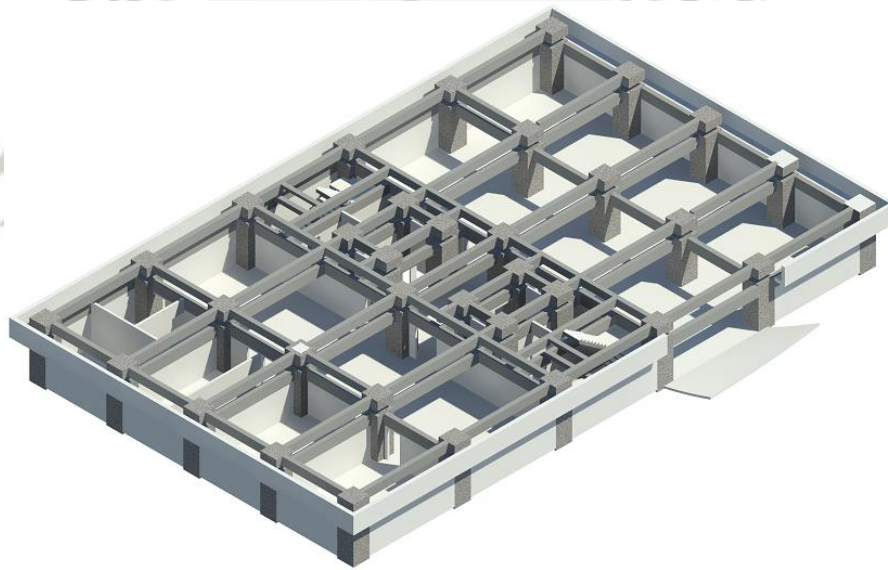


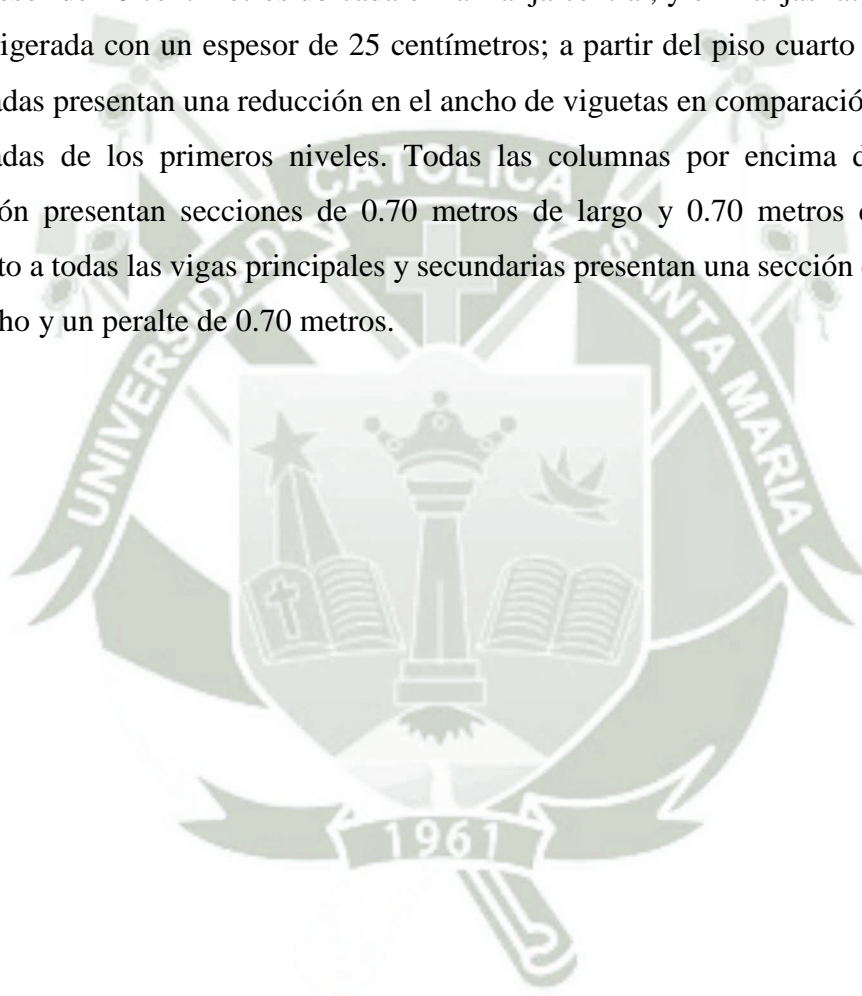
Imagen N° 6.1-B: Vista tridimensional del sistema de vigas en la parte superior del sótano y la plataforma base del primer nivel de la edificación Hotel (edificación con la incorporación del sistema de aislación).

Fuente: Software Revit 2015

Elaboración: Propia

La imagen N° 6.1-B muestra el modelo tridimensional del sistema de aislación con la característica de apreciar el sistema de vigas por encima y por debajo de las unidades de aislación, para lo cual se ocultó la losa del primer nivel de la edificación, único elemento ocultado en esta imagen, así mismo cabe señalar que el sótano no presenta una cubierta (losa) de bajo de las unidades de aislación. En esta imagen también se observa la distancia de separación entre el muro de contención y la subestructura.

La plataforma base (justo por encima de las unidades de aislación) comprende losa maciza de espesor de 20 centímetros ubicada en la franja central, y en franjas laterales presenta losa aligerada con un espesor de 25 centímetros; a partir del piso cuarto nivel las losas aligeradas presentan una reducción en el ancho de viguetas en comparación con las losas aligeradas de los primeros niveles. Todas las columnas por encima del sistema de aislación presentan secciones de 0.70 metros de largo y 0.70 metros de ancho; con respecto a todas las vigas principales y secundarias presentan una sección de 0.30 metros de ancho y un peralte de 0.70 metros.



6.2 Separación del Edificio Aislado

Para evitar el contacto durante un movimiento sísmico, toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia no menor que el desplazamiento máximo total " D_{TM} ", la edificación con aislamiento sísmico de base requiere una junta sísmica de separación mucho mayor a la de una estructura con base fija.

La estructura aislada se retirará de los límites de propiedad adyacentes, otros lotes edificables, o muros de retención circundantes, una distancia prudente para no restringir el desplazamiento de la superestructura y por ende también el del sistema de aislación. Luego de analizar los desplazamientos en el ítem 4.6.3.3, el mayor desplazamiento es de 33.224 centímetros por lo cual se propone una distancia de separación de 50 centímetros, una separación más que suficiente.



Imagen N° 6.2-A: Vista frontal de la edificación Hotel (edificación con la incorporación del sistema de aislación).

Fuente: Software Revit 2015

Elaboración: Propia

Las imágenes N° 6.2-A (vista frontal) y N° 6.2-B (vista lateral) de la edificación Hotel, en la cual se puede apreciar dicha separación de la superestructura ante un eventual movimiento del terreno. La imagen N° 6.1-B muestra una vista tridimensional de este ítem.

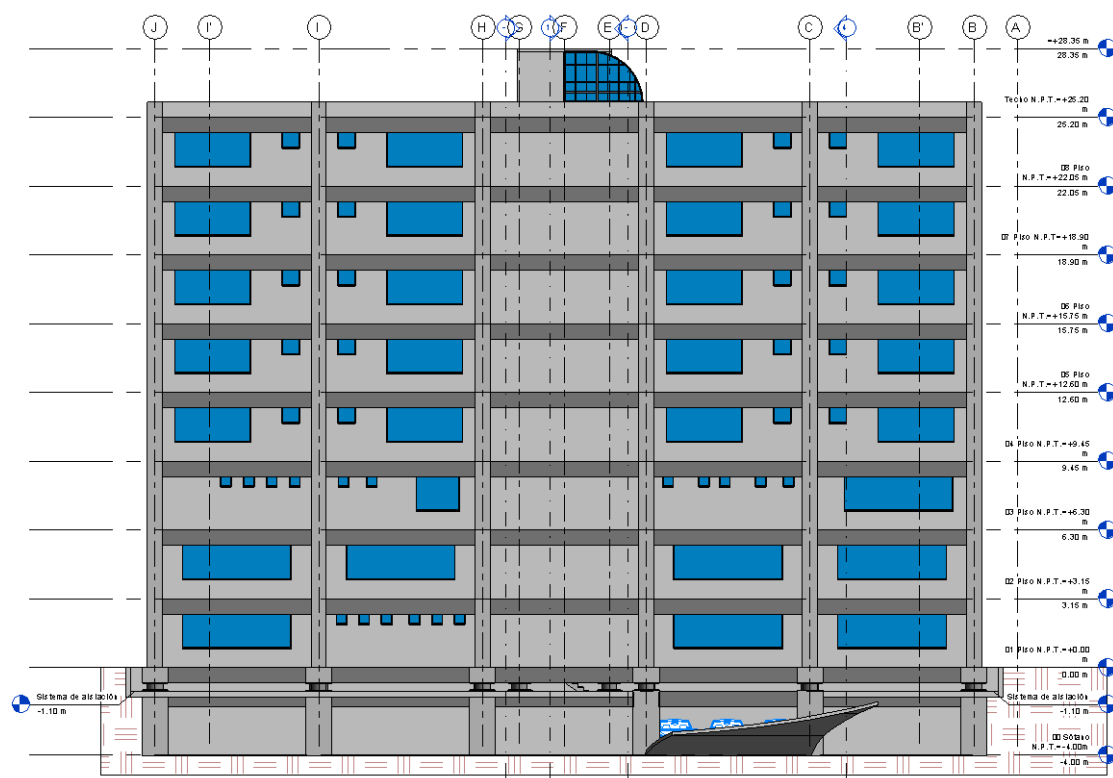


Imagen N° 6.2-B: Vista lateral de la edificación Hotel (edificación con la incorporación del sistema de aislamiento).

Fuente: Software Revit 2015

Elaboración: Propia

6.3 Detalle Típico del Sistema de Aislación

Para la edificación Hotel, el sistema de aislación tiene un detalle similar en cada columna. Cada unidad de aislación tiene una placa base (Flange) que se apoya directamente en la parte superior de las columnas del sótano, ya que estas columnas poseen un área suficiente para soportar a los aisladores. Las placas base (Flange) tanto superior como inferior del aislador son de forma circular, con diámetros proporcionales a cada tipo de aislador, como lo muestra la hoja técnica de las unidades de aislación, en los cuadros N° 4.6.2.2-B y cuadro N° 4.6.2.2-C presentados en el capítulo IV. Encima de las unidades de aislación se encuentran elementos estructurales con forma prismática igual al de un cubo rectangular (1.2 metros de largo, 1.2 metros de ancho y 0.7 metros de alto) que soporta las cargas transmitidas de la superestructura, el área de la base de este cubo rectangular es suficiente para encajar con la área de la placa superior del aislador; este elemento estructural es necesario ya que el área de la superficie inferior que ofrece la columna del primer nivel es insuficiente para la correcta conexión del sistema de aislación con la superestructura, la imagen N° 6.3-A ilustra este párrafo.

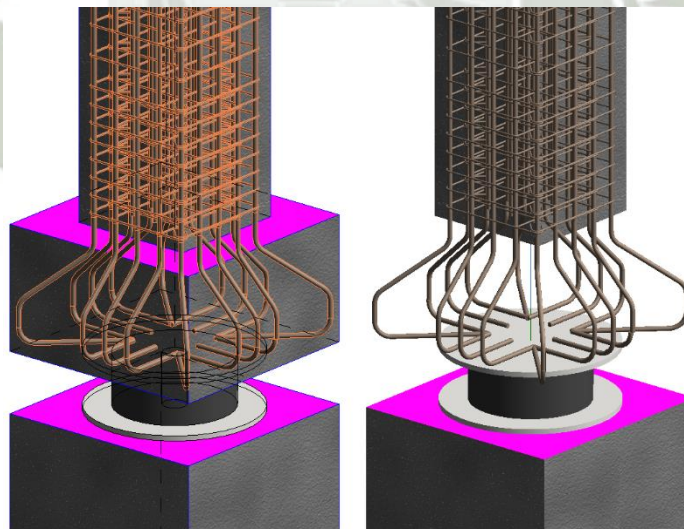


Imagen N° 6.3-A: Vista tridimensional entre la conexión del cubo rectangular de concreto armado y el aislador.

Fuente: Software Revit 2015

Elaboración: Propia

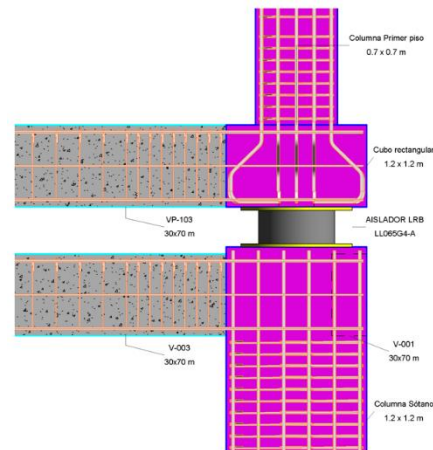


Imagen N° 6.3-B: Vista frontal de la distribución de acero en la interfaz perimétrica.
(Interfaz entre el sótano y el primer nivel).

Fuente: Software Revit 2015

Elaboración: Propia

Al observar una unidad de aislación se aprecia que la placa superior de la unidad del aislador está atornillada a la placa base de la parte inferior del cubo rectangular que soporta y conecta a la columna del primer piso (encima del sistema de aislación), y la placa inferior de la unidad del aislador está atornillada a la parte superior de la columna del sótano, los tornillos de anclaje pasan a través de los agujeros en estas placas y conectan los acopladores roscados que son anexados a la barras (varillas) embebidas profundamente.

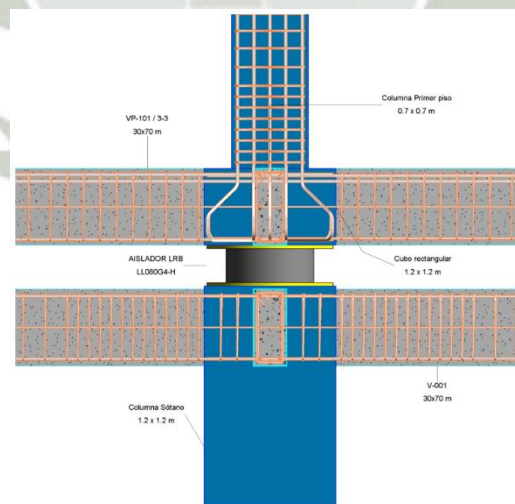


Imagen N° 6.3-C: Vista frontal de la distribución de acero en la interfaz central.
(Interfaz entre el sótano y el primer nivel).

Fuente: Software Revit 2015

Elaboración: Propia

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Es de suma urgencia e importancia que se realice una normativa sobre el tema de aislación sísmica debido a la ambigüedad que se encuentra en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) 2016 y el documento “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, ASCE/SEI 7-10, sobre dicho tema.
- Se logró ejecutar con éxito el diseño estructural del edificio con aislamiento sísmico de base, habiéndose empleado cuatro diferentes tipos de aisladores elastoméricos LRB.
- Los resultados del análisis dinámico-procedimiento modal espectral aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) 2016 fueron satisfactorios. Existió un buen desempeño de la edificación Hotel cumpliendo con las disposiciones de corte basal y presentando aceptables valores de desplazamiento relativo que estuvieron por debajo de los límites establecidos, todo esto bajo el marco conceptual y la filosofía de diseño tradicional establecida en el (RNE) 2016.
- En el proceso de selección de las unidades de aislación, se probó diferentes tipos de aisladores LRB y se pudo comparar el desempeño de diferentes diámetros de estas unidades de aislación en una misma estructura (igual peso, igual cargas de gravedad y cargas sísmicas); el resultado de las 34 unidades de aislación que se eligieron fue satisfactorio. Se puede caer en el error de creer que al aumentar el diámetro de las unidades de los aisladores se va obtener mejores resultados debido a que también aumentan la propiedad a la compresión y propiedades al corte, pero esto no se cumple siempre.
- Las derivas de entre piso en la superestructura se encuentran por debajo de la deriva máxima permitida de 0.007 requerida por el reglamento E.030, y 0.015 requerida por el capítulo 17 del ASCE/SEI 7-10.

- El comportamiento estructural del edificio aislado, referido esencialmente a los elementos estructurales, será óptimo para el sismo de diseño (DBE) y para el sismo considerado máximo (MCE).
- Son los requerimientos por diseño en concreto armado los que prevalecieron en el diseño final de los elementos estructurales verticales (columnas y muros de corte), puesto que por requerimientos de diseño sismorresistente estos podrían disminuir en su sección mientras no superen los desplazamientos máximos permitidos en el RNE E.060.
- El diseño estructural, es el mismo que para una edificación convencional, con la excepción de que en los niveles adyacentes a la interfaz de aislación se debe tomar gran atención a los efectos de fuerza-deformación (P-delta) para el diseño de los elementos estructurales de estos niveles, debido a que el momento actuante en estos serán máximos cuando la Superestructura alcance su máximo desplazamiento.
- El Efecto de doble curvatura provoca que en la superestructura así como en la subestructura (niveles adyacentes a la interfaz de aislación) los momentos debidos al efecto fuerza-deformación (P-delta) actúen en los elementos estructurales de ambas estructuras (ver imagen 4.3.2.2) e de allí que la sección C1 del primer nivel de la superestructura cuenta con mayor densidad de acero que los demás niveles.

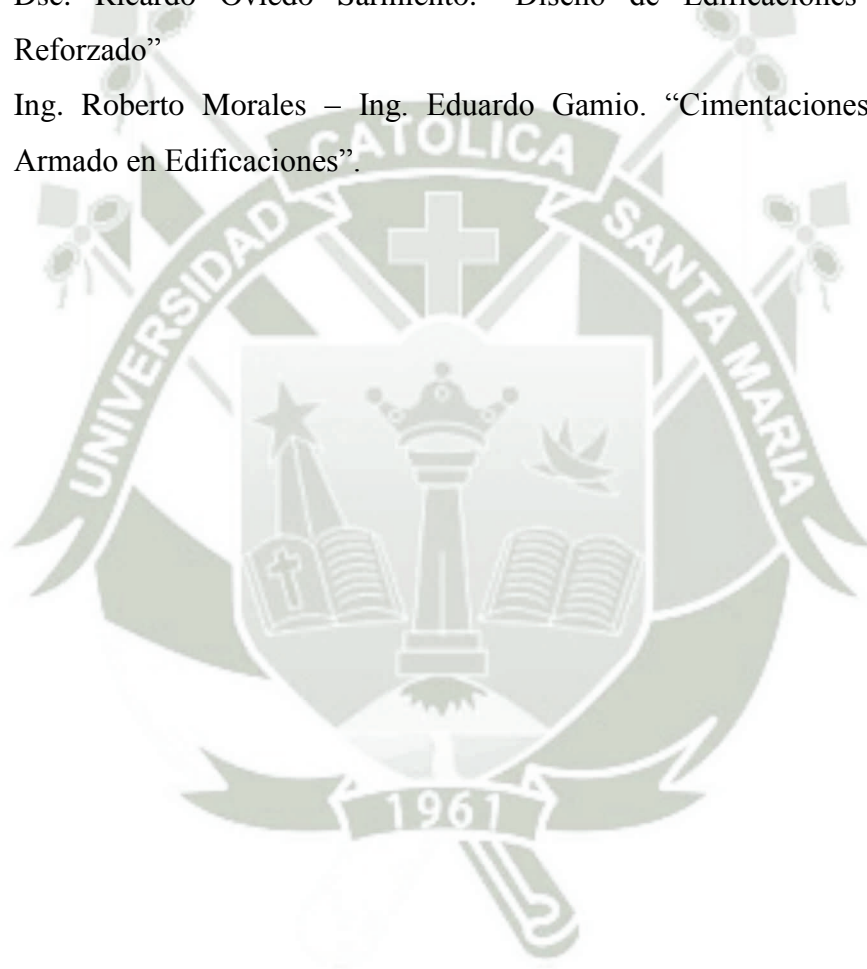
RECOMENDACIONES

- Se debe ser muy cuidadoso en el modelamiento, definición, asignación de propiedades y de parámetros de las unidades de aislación al programa de cómputo.
- Con respecto a las instalaciones que cruzan el plano de aislamiento sísmico, deben estar acondicionados para moverse horizontalmente. A menudo son fabricados para ser flexibles o están equipados con juntas universales.
- Con respecto al acondicionamiento de las escaleras y los puntos de acceso, son acondicionadas para ser fijadas a la superestructura y están "simplemente apoyadas" en la estructura por debajo de los aisladores; a veces se utilizan deslizadores pequeños para apoyar las escaleras y permitir movimientos laterales.
- Se recomienda el uso de concreto de alta resistencia ($f' \geq 280 \text{Kg/cm}^2$) debido a que las estructuras aisladas son edificaciones que generalmente están formadas de grandes luces y cuentan con una sobrecarga considerable, además de los efectos P-delta provocados en los pisos adyacentes a la interfaz de aislación el cual infiere en la densidad de acero usado en los elementos estructurales.
- El uso de muros de corte en la superestructura de una edificación aislada es ineficiente provocando rigidez innecesaria a la estructura, se recomienda optar por una estructura completamente aporticada, ya que el sistema de aislación es el encargado de absorber de forma principal los esfuerzos de corte provocados por la acción sísmica.

BIBLIOGRAFÍA

- Sistemas de protección sísmica: tendencias, demandas y resultados. (s.f.). Recuperado el 27 de febrero del 2017 de: <http://www.costosperu.com/articulos/innovacion-articulos/sistemas-de-proteccion-sismica-tendencias-demanda-y-resultados/>
- Revista EIA, Escuela de Ingeniería de Antioquía, “Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones”, Medellín – Colombia 2006, pg 106-118.
- Organización CAPRA (s.f.). Tutorial CRISIS 2007. (s.f.). Recuperado el 19 de septiembre del 2016 de: www.ecapra.org
- SENCICO (2016). Actualización Del Programa De Cómputo Orientado A La Determinación Del Peligro Sísmico En El País. Recuperado el 19 de septiembre del 2016 de: <http://191.98.144.233/>
- El poder de la Aislación. Chile: Revista BIT, 2013.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) Edición 2016.
- “Aisladores de Base Elastoméricos Y FPS”, 1a Edición, 2008. Roberto Aguiar Falconí, José Luis Almazán Campillay, Peter Dechent, Vinicio Suárez Chacon, Ecuador Escuela Politécnica del Ejército Quito – Ecuador.
- Lily Marlene Bonilla Sosa, 2012. Tesis ing. Civil, “Teoría del Aislamiento Sísmico para Edificaciones” Universidad Nacional Autónoma de México.
- BRIDGENTONE, “Desing characteristic of natural high damping rubber bearing”, Tokio-Japon, 2013, Catalogos LRB, HDR.
- Norma técnica Federal Emergency Management Agency (FEMA), P-751: Chapter 12: Seismically Isolated Structures.
- Bridgestone Corporation. (2013). Seismic Isolation Product Line-up. Tokio: Construction Materials Sales & Marketing Department.
- Ing. Vlacev Toledo Espinoza, “Calculo y diseño de edificios con aisladores sísmicos en la base análisis lineal elástico y tiempo historia dinámico lineal y no lineal, según el ASCE/SEI 7”, CEO de la comunidad de la ingeniería civil.
- San Bartolomé Ángel. 1998. “Análisis de Edificios”. Fondo Editorial PUCP
- Genaro Delgado Contreras. 2011. “Diseño de Estructuras Aportricadas de Concreto Armado”. Novena edición.

- Ing. Antonio Blanco Blasco. 1990. “Estructuración y Diseño de Estructuras de Concreto Armado”. Capítulo de Ingeniería Civil Peru-1990.
- Ing. Teodoro E. Harsmsen- Ing. J. Paola Mayorca. 1997. “Diseño de Estructura de Concreto Armado”. Fondo Editorial PUCP.
- Ing. Roberto Morales Morales. 2000. “Diseño en Concreto Armado”. II Congreso Nacional de Estructuras y Construcción.
- Oscar Gonzales Cueva – Francisco Robles Fernández. 1997. “Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado”.
- Dsc. Ricardo Oviedo Sarmiento. “Diseño de Edificaciones de Concreto Reforzado”
- Ing. Roberto Morales – Ing. Eduardo Gamio. “Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones”.



ANEXO A

LISTADO DE PLANOS

ARQUITECTURA

Plano de Ubicación y Localización	U-1
Plano Sótano y Primer Piso	A-01
Plano Segundo y Tercer Piso	A-02
Plano del 4°,6°,8° y 5°,7° Piso	A-03
Plano de Elevaciones	A-04
Plano de Sección 1 y 2	A-05
Plano de Sección 3 y 4	A-06
Sistema de Aislación y vistas 3D	3D

ESTRUCTURAS

Cimentación Subestructura	E-01
Cimentación Subestructura	E-02
Vigas - Subestructura	E-03
Piso Técnico - Superestructura	E-04
Vigas - Piso Técnico - Superestructura	E-05
Estructura 1er Nivel	E-06
Estructuras 2do Nivel	E-07
Estructuras 3ro – 7mo Nivel	E-08
Estructuras 8vo Nivel	E-09





PLACA DE FIBROCEMENTO AUTOCLAVADA



Solución en cubiertas para el Coliseo Odosur en Medellín.
35.000 m² instalados con Placa de Fibrocemento Eterboard de 14 mm.

PLACAS DE FIBROCEMENTO ETERBOARD

RESISTENCIA, DURABILIDAD Y CALIDAD



Incombustibles
Resistentes al fuego, no contribuyen a la propagación de llamas, ni emisión de humos en caso de una conflagración.



Rápida instalación
Siguiendo las indicaciones básicas, nuestros productos se instalan rápidamente.



Uso eficiente del material
Gracias al diseño en módulos de gran formato que cubren el sistema, se optimizan al máximo las cantidades de placas utilizadas.



Aislamiento térmico y acústico
Por sus propiedades físicas, la transmisión de calor y del ruido es menor que en otros productos.

Es una placa plana de fibrocemento fabricada con la más avanzada tecnología, a base de cemento sílice, fibras de celulosa y aditivos; fraguada en autoclave. Durante este proceso las placas son sometidas a alta presión y temperatura, obteniéndose un producto resistente a la humedad, de gran durabilidad y resistencia mecánica. Siendo a la vez tan dúctil y fácil de trabajar como la madera y tan resistente y durable como el cemento.

Las placas de fibrocemento Eterboard cumplen con los requisitos exigidos en la Norma Técnica Colombiana NTC 4373 tipo B categoría 3.





SISTEMA DE CONSTRUCCIÓN LIVIANA

TECNOLOGÍA Y APLICACIONES DEL FUTURO HOY

APLICACIONES

- 1 CIELO RASOS
- 2 MUROS INTERIORES
- 3 PAREDES EXTERIORES
- 4 ALEROS
- 5 BASES DE CUBIERTA

- 6 ENTREPISOS
- 7 FACHADAS
- 8 SIDING
- 9 REVESTIMIENTOS (FACHALETAS, CERÁMICOS ENTRE OTROS)
- 10 ACABADOS LISOS (MASILLAS ETERNIT)





Superboard es una placa plana, mezcla de cemento, fibra celulosa, sílice, agua y agregados naturales y fabricada mediante un proceso de autoclave (alta presión, temperatura y humedad) que le brinda una gran estabilidad dimensional y alta resistencia.

Las placas de cemento Superboard SQ (Square), son unas placas constructivas especialmente diseñadas para fachadas, con los bordes rectos, rectificadas dimensionalmente y a escuadra, acabados con junta visible, sellada con un sellador flexible.

www.eternit.com.pe

Espesor mm	Formato mm	Peso kg/un	Usos recomendados / descripción
4	1214 x 605	4.38	Cielos rasos suspendidos y cielos rasos clavados.
4	1220 x 1220	8.87	Cielos rasos suspendidos y tableros para muebles y puertas.
6	2440 x 1220	26.61	Cielos rasos a junta continua, muros curvos.
8	2440 x 1220	35.48	Muros interiores, aleros, cielos rasos a junta continua, casetas sanitarias, ductos, formaletas.
10	2440 x 1220	44.35	Fachadas, bases para cubiertas de alta pendiente, mesones, estanterías.
14	2440 x 1220	62.10	Fachadas, entresijos, bases para cubiertas de baja pendiente, mesones, estanterías.
17	2440 x 1220	75.40	Entresijos, estanterías, mesones.
20	2440 x 1220	88.71	Entresijos, estanterías, mesones.

CARACTERÍSTICAS FÍSICOMECAÑICAS

Placa Eterboard			
DESCRIPCIÓN	Valores Promedio	Unidad	Ensayo
CLASIFICACIÓN			
Tipo	B	-	NTC 4373
Categoría	3	-	
DIMENSIONES			
Espesor (e):	e ≤ 6mm	± 0.6	NTC 4373
	e > 6mm	± 1.0	
Largo o Ancho (d):	d ≤ 1000mm	± 5	
	1000mm < d ≤ 1600mm	± 0.5	
	d > 1600mm	± 8	
RESISTENCIA A FLEXIÓN			
Saturado longitudinal	5.5	Mpa	NTC 4373
Saturado transversal	9.5	Mpa	
Seco longitudinal	8.0	Mpa	
Seco transversal	15.0	Mpa	
MOVIMIENTO HÍDRICO			
Longitud (paralela)	1.50	mm/m	Interna
Transversal (perpendicular)	1.50	mm/m	
Otros valores			
Densidad	1.25	g/cm³	NTC 4373
Contenido de humedad	12	%	Interna
Absorción de agua	35	%	Interna

VERSATILIDAD
QUE INNOVA



Concesionario Ford, Av. Boyacá, Bogotá, D.C.

**MEDIDAS DE SEGURIDAD Y PROTECCIÓN A LA SALUD
DURANTE EL CORTE E INSTALACIÓN DE PRODUCTOS DE FIBROCEMENTO**
Herramientas para el corte y la instalación de las Placas de Fibrocemento Eterboard



1. Sierra circular de baja velocidad y disco no abrasivo.

Si requiere transformar o cortar productos de fibrocemento, hágalo en una zona abierta y bien ventilada.

Humedezca previamente las áreas de corte para evitar la generación de polvo.

Para todo proceso de corte, es obligatorio el uso de gafas de protección.



2. Caladora de baja velocidad: Para cortes longitudinales transversales y especiales, como orificios para paso de tuberías, etc.



3. Taladro o berbiquí con broca para metal.

Mientras esté cortando utilice elementos de protección respiratoria con filtro para material particulado de 100% de eficiencia. Verifique la etiqueta de aprobación NIOSH / MSHA N R o P100 o una equivalente. La inhalación de polvo en altas concentraciones y durante un tiempo prolongado, puede ocasionar enfermedades respiratorias.



4. Atornillador eléctrico.



5. Rayador: Para despuntar y cortes longitudinales.

Al terminar las operaciones de corte, haga aseo en la zona, preferiblemente con aspiradora, o humedezca el área antes de barrer.

Se debe cumplir la normatividad vigente para trabajo seguro en alturas.



6. Serrucho de punta: Para despuntar, verticales, longitudinales y transversales.

Eternit

PLACA SUPERBOARD SQUARE (SQ)

Código	Borde	Medida (m)	Espesor (mm)	Peso (Kg / placa)	Peso (Kg / m²)	APLICACIONES
012860	Recto	1.22 x 2.44	6.00	24.50	8.28	Cielos rasos y aleros (sellado)
012862	Recto	1.22 x 2.44	8.00	32.80	11.02	Cielos rasos y aleros (sellado)
012864	Recto	1.22 x 2.44	10.00	40.80	13.70	Paredes interiores-zonas de impacto y húmedas (sellado)
012863	Recto	1.22 x 2.44	11.00	44.80	15.60	Paredes exteriores (sellado)
012866	Recto	1.22 x 2.44	12.00	49.20	16.50	Paredes Exteriores (sellado)
						Paredes exteriores-base para techos (sellado)

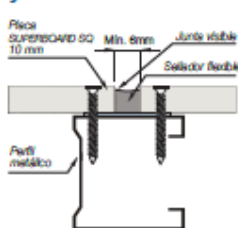
CARACTERÍSTICAS

- Durable
- Resistente al impacto
- Resistente a la humedad e intemperie
- Resistente al fuego
- Resistente a hongos y termitas
- Rápida de instalar

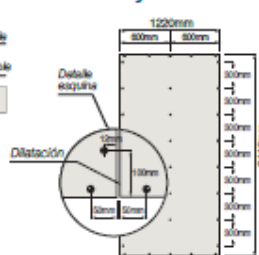
RECOMENDACIONES

- Nunca masillar las placas en exteriores, dejar la junta visible y sellar con un sellador de poliuretano Sika AT. En cielos rasos, aleros y paredes interiores con Superboard SQ, se debe dejar la junta visible sellada con Sikaflex 11FC, **no se debe masillar**.
- La placa Superboard SQ, debe fijarse en todo su perímetro (4 lados).
- Avellanar la placa con una broca de cemento previamente en el lugar donde se colocarán los tornillos.

JUNTA VISIBLE



FIJACIÓN



INSTALACIÓN

- Las placas Superboard SQ se deben instalar sobre estructuras de madera o perfiles de acero galvanizado. Los parantes de esta estructura deberán tener un espaciamiento no mayor de 0,61 m a ejes. Para la construcción de elementos portantes (muros portantes, muros cortina, tijerales o serchas y muros mayores a 3.00 m de altura) se deben utilizar perfiles de acero galvanizado de un espesor mínimo de 0,90 mm. El diseño de estas estructuras debe ser desarrollado por un profesional competente.

MANIPULEO

- El traslado manual deben hacerlo como mínimo dos (2) personas sujetando las planchas por los extremos en posición perpendicular al piso.

PINTADO

- Primero limpiar la superficie de la placa.
- De preferencia empear las placas con dos manos de sellador.
- Después aplicar dos manos de pintura latex, esmalte o epóxica, con brocha.

ACCESORIOS COMPLEMENTARIOS



MEDIDAS DE PROTECCIÓN Y SEGURIDAD

- Las placas Superboard son productos de fibrocemento autoclavado contienen principalmente cemento, sílice cristalina y fibras naturales.

Advertencia

- Al igual que otros materiales utilizados en la construcción como la arena, los ladrillos, las tejas de arcilla y las estructuras de concreto, el fibrocemento autoclavado también contiene sílice cristalina.
- La exposición alta o prolongada al polvo desprendido del corte o lijado de las placas de fibrocemento autoclavado, puede causar irritaciones y afecciones en los ojos y sistema respiratorio, silicosis y/o cáncer pulmonar. Siga las precauciones de seguridad.

Precauciones de Seguridad

- Al cortar o lijar se deben usar lentes de seguridad y mascarillas de protección contra polvo (Tipo 3M-8210).



Lentes de Seguridad



Mascarilla de Protección

- Al cortar o lijar con herramientas mecánicas se debe humedecer el entorno y cuando estas operaciones se realizan en espacios cerrados se deben usar herramientas con sistema de aspiración.
- Durante el transporte, descarga o almacenamiento y una vez instalado el producto estas precauciones no son necesarias.



GARANTÍA

La Garantía comienza a partir de la fecha de compra y será válida sólo si las placas se han instalado, usado y mantenido siguiendo las recomendaciones y especificaciones dadas. Para mayor información consulte con nuestra división comercial.



619 6400

Asistencia Técnica Gratuita

V02 Agosto 2012

an etex company

LIMA: Jr. República del Ecuador 448 Lima 1 Telf.: (511) 619 6400 Fax: (511) 619 6402 e-mail:fapesa@eternit.com.pe

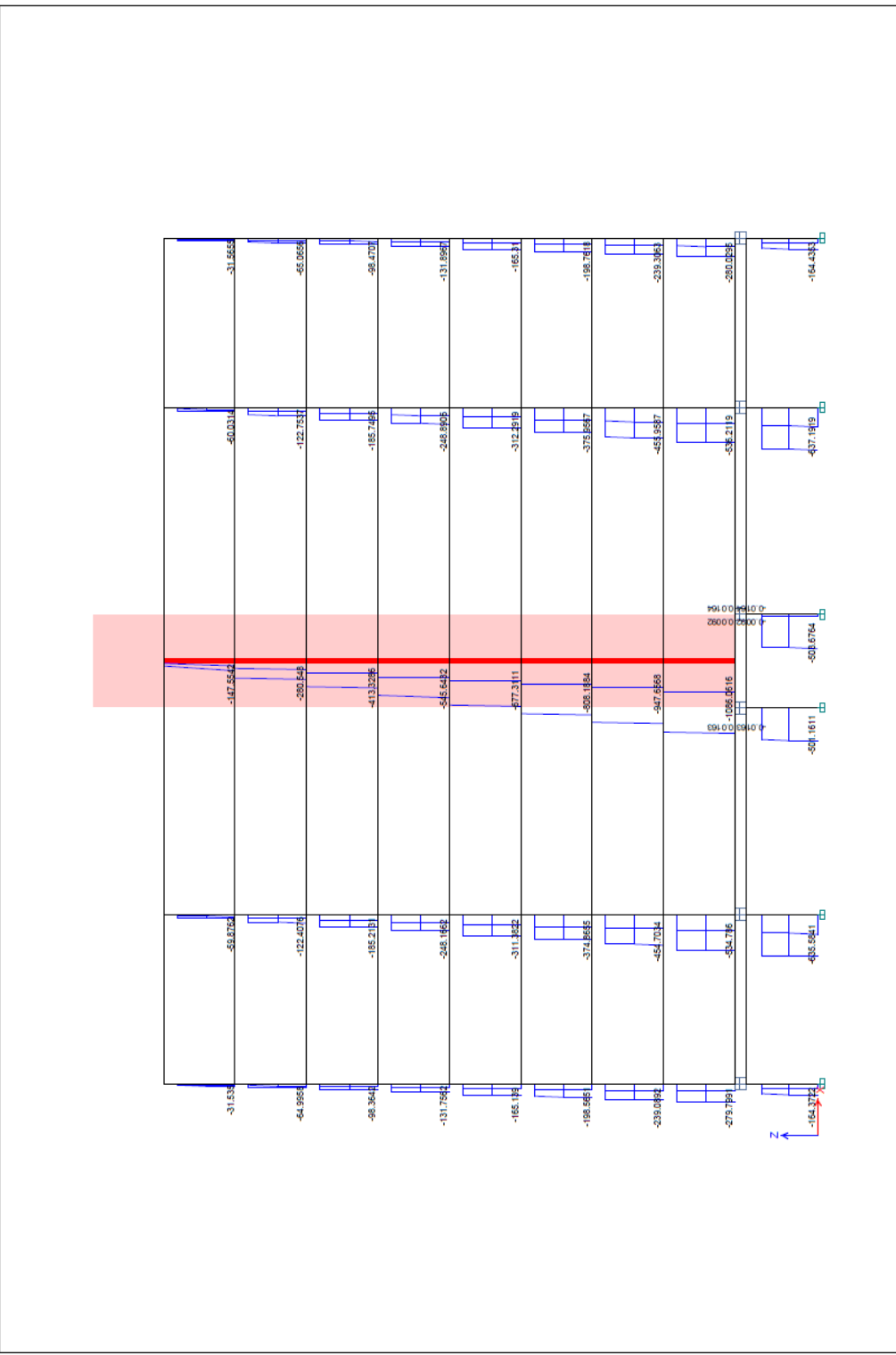
CHICLAYO: Av. Grau 918 Of. 201 Urb. Sta. Victoria Telf.: (074) 27 3599 Fax: (074) 22 3317 e-mail: echiclayo@eternit.com.pe



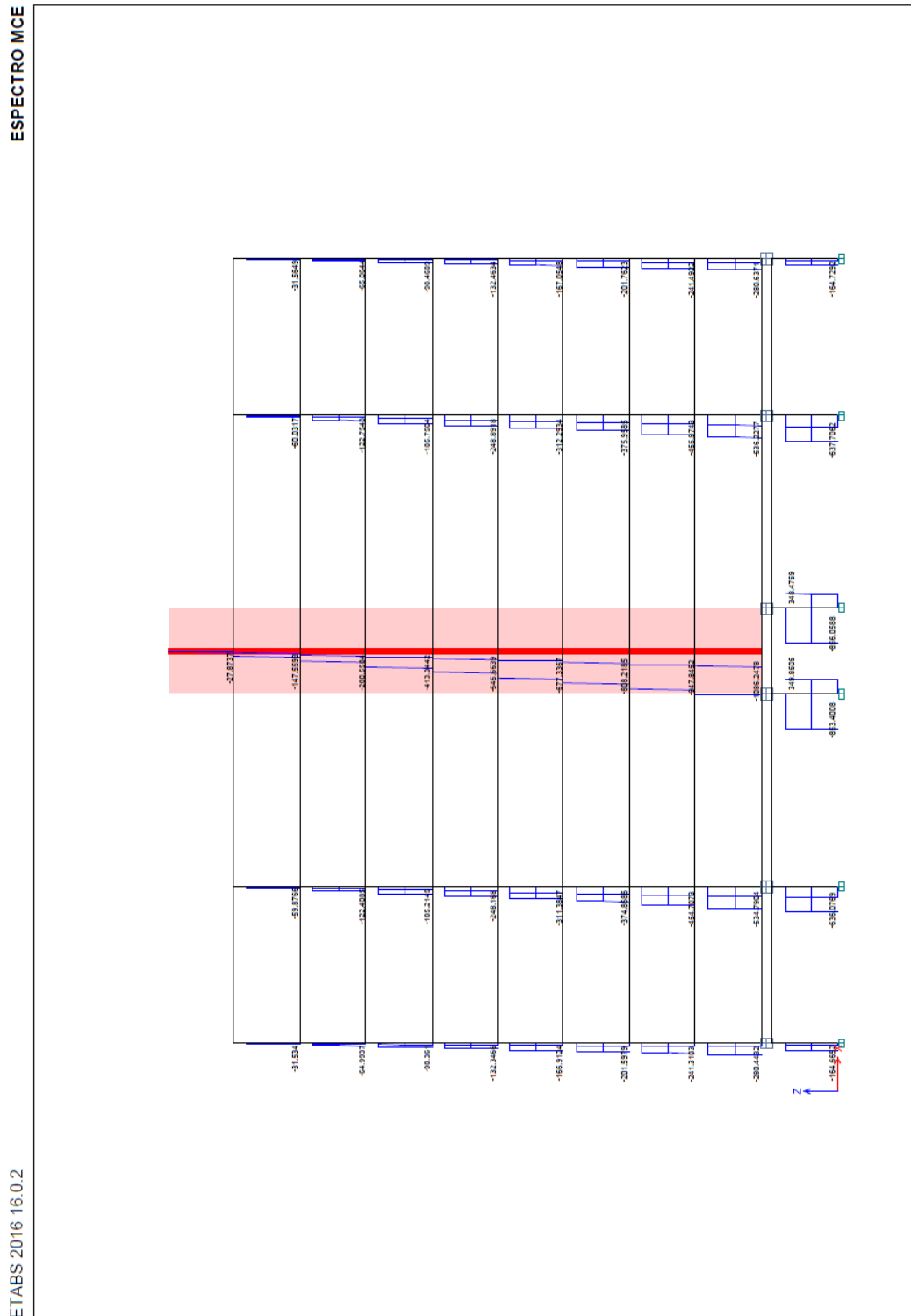


ESPECTRO DBE

ETABS 2016 16.0.2

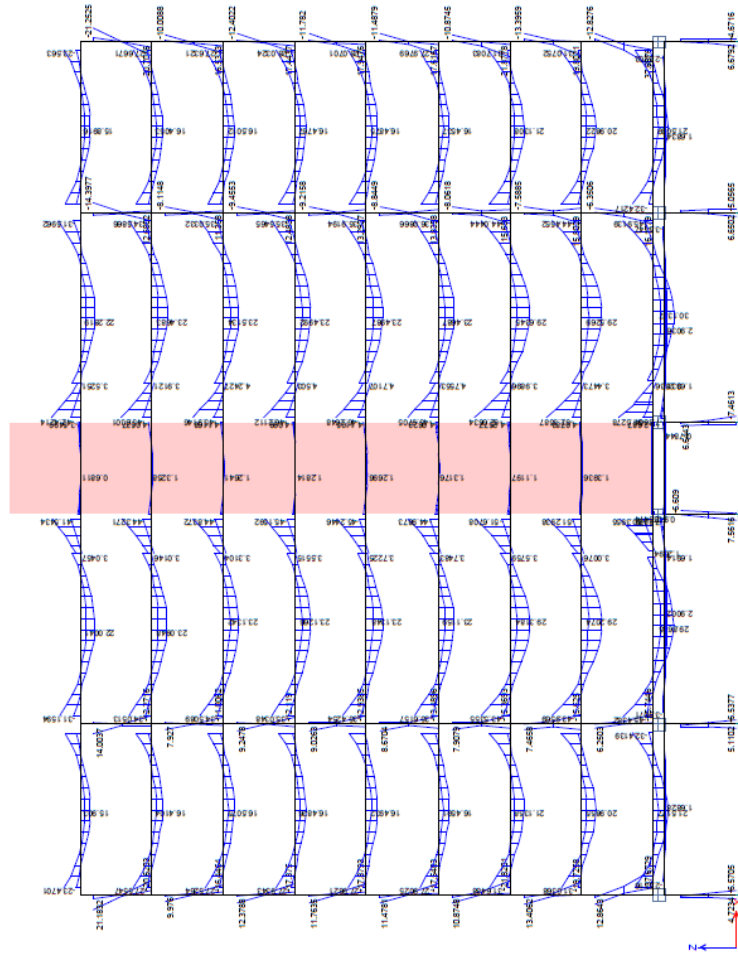


EJE 2 - 2 Axial Force Diagram (Envelope) [tonf]



ESPECTRO DBE

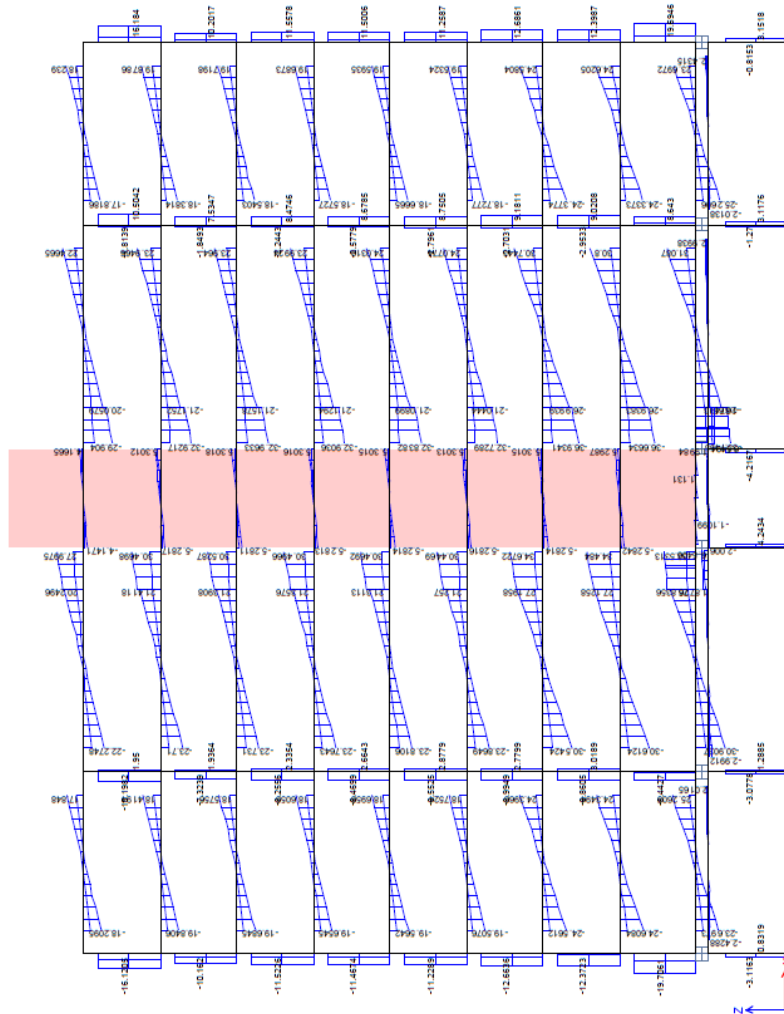
ETABS 2016 16.0.2



EJE 2 - 2 Moment 3-3 Diagram (Envelope) [tonf-m]

ESPECTRO DBE

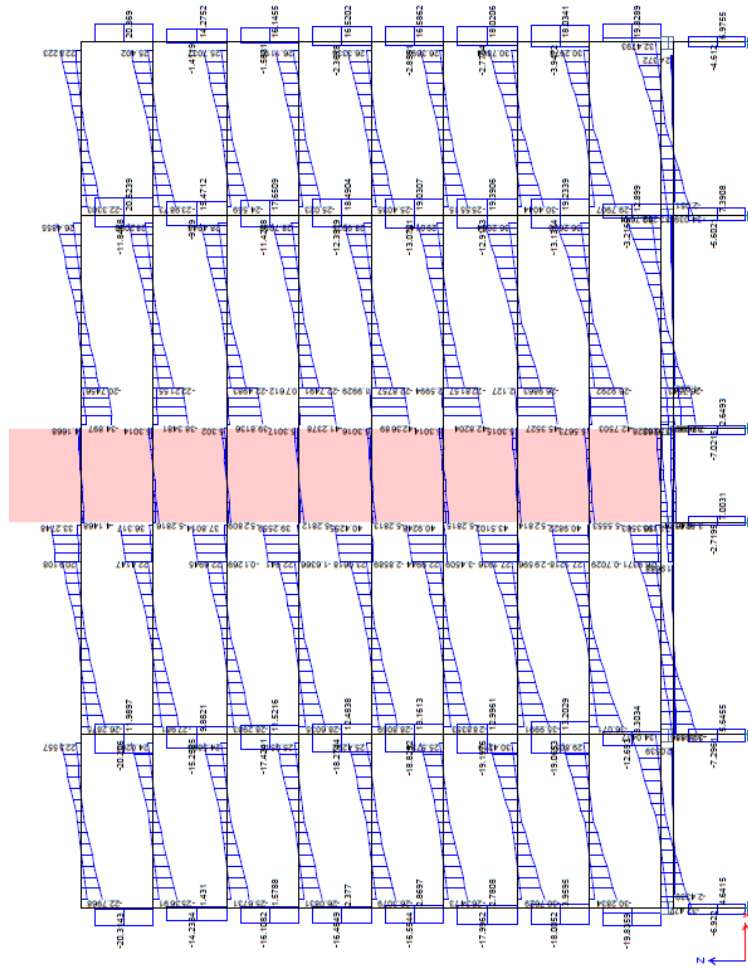
ETABS 2016 16.0.2



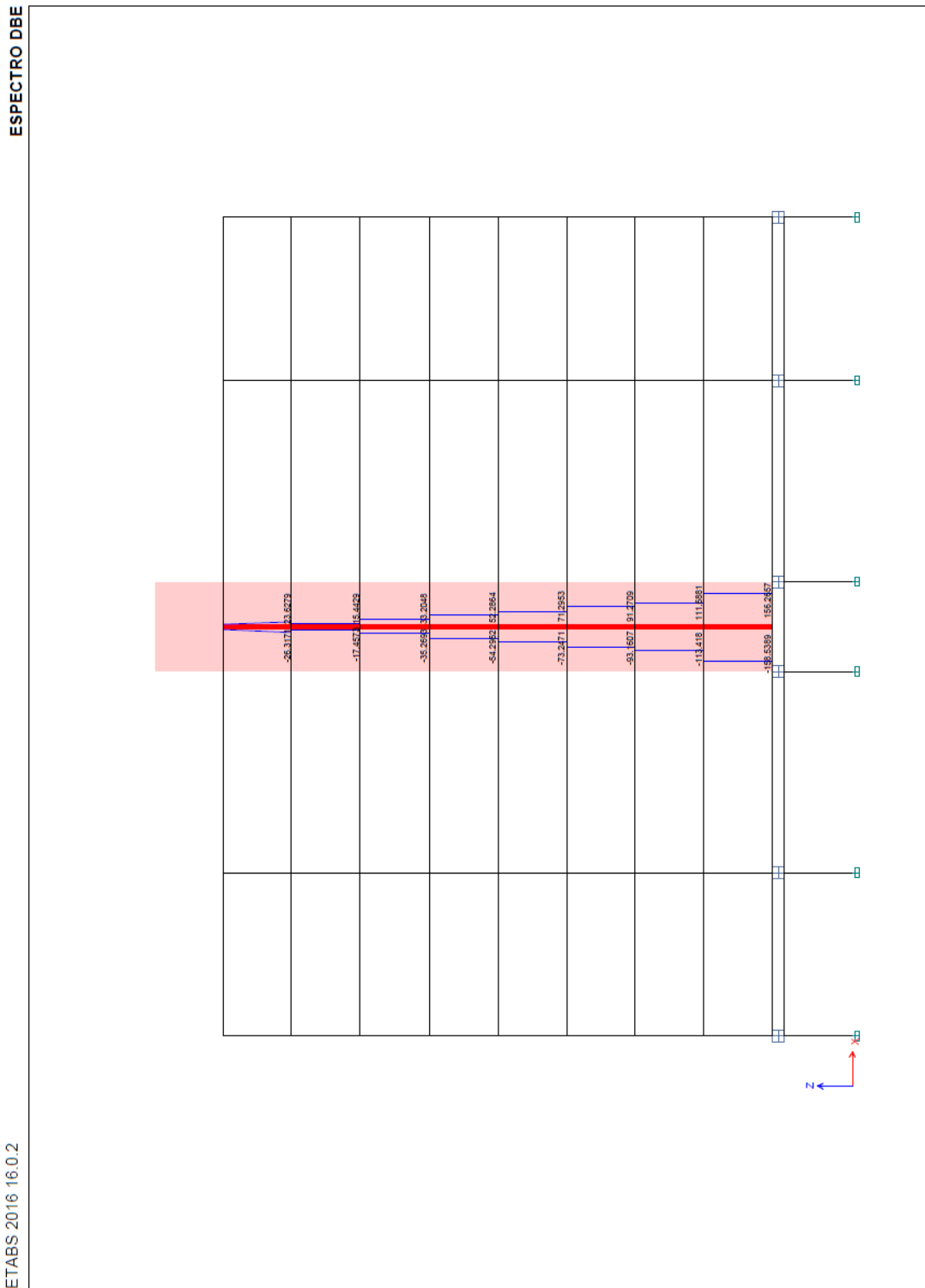
EJE 2 - 2 Shear Force 2-2 Diagram (Envelope) [tonf]

ESPECTRO MCE

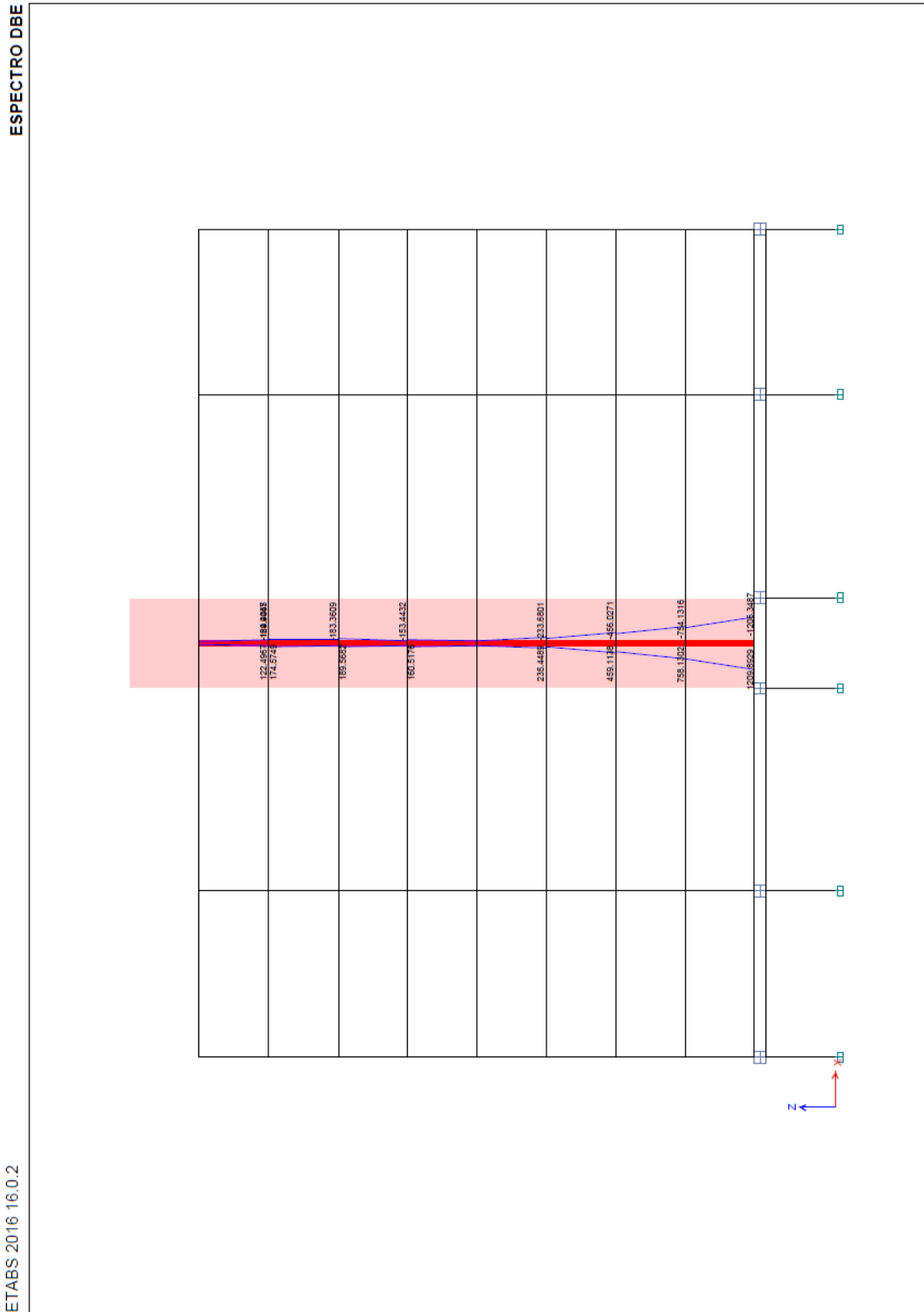
ETABS 2016 16.0.2



EJE 2 - 2 Shear Force 2-2 Diagram (Envolvente) [tonf]



EJE 2 - 2 Shear Force 2-2 Diagram (Wall) (Envolvente) [tonf]

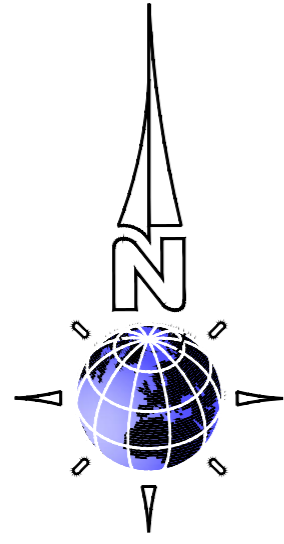


ANEXO D

TABLA DE MOMENTOS DE COMBINACIÓN DE LAS CARGAS PARA LA ESTABILIDAD DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO



MOMENTOS FINALES DE DISEÑO SOBRE UNIDADES DE AISLACION								
TABLE: Link Assignments - Summary								
Story	Unique Name	Property	Mdx (tnf-m)	Mx (tnf-m)	Mdy (tnf-m)	My (tnf-m)	Mxx (tnf-m)	Myy (tnf-m)
Piso 01	K1	LL075G4-A	27.087	21.01	30.29	5.2	48.097	35.49
Piso 01	K2	LL075G4-A	27.11	21.03	30.76	5.56	48.14	36.32
Piso 01	K3	LL065G4-A	38.647	6.83	43.23	6.48	45.477	49.71
Piso 01	K4	LL065G4-A	38.799	6.97	43.613	6.79	45.769	50.403
Piso 01	K5	LL070G4-C	36.454	15.5	40.446	20.8	51.954	61.246
Piso 01	K6	LL070G4-C	41.991	13.06	46.802	23.94	55.051	70.742
Piso 01	K7	LL075G4-A	28.167	21.08	31.42	5.22	49.247	36.64
Piso 01	K8	LL075G4-A	27.128	21.04	30.77	5.53	48.168	36.3
Piso 01	K9	LL065G4-A	39.27	6.91	43.85	6.37	46.18	50.22
Piso 01	K10	LL065G4-A	38.811	7.03	43.613	6.78	45.841	50.393
Piso 01	K11	LL070G4-C	36.445	15.56	40.423	21.13	52.005	61.553
Piso 01	K12	LL070G4-C	42.051	13.46	46.85	25.7	55.511	72.55
Piso 01	K13	LL070G4-C	41.965		46.8		41.965	46.8
Piso 01	K14	LL070G4-C	42.287		47.211		42.287	47.211
Piso 01	K15	LL080G4-H	64.38	15.45	72.305	7.84	79.83	80.145
Piso 01	K16	LL080G4-H	64.521	15.843	72.43	8.05	80.364	80.48
Piso 01	K17	LL065G4-A	36.47	37.67	41.213	13.2	74.14	54.413
Piso 01	K18	LL065G4-A	36.5	37.69	41.59	14.29	74.19	55.88
Piso 01	K19	LL065G4-A	37.205	38.14	42.223	11.91	75.345	54.133
Piso 01	K20	LL065G4-A	37.228	18.16	42.27	13.03	55.388	55.3
Piso 01	K21	LL080G4-H	65.305	3.69	71.55	8.93	68.995	80.48
Piso 01	K22	LL080G4-H	65.314	3.65	71.48	9.51	68.964	80.99
Piso 01	K23	LL075G4-A	52.87	22.28	59.275	8.06	75.15	67.335
Piso 01	K24	LL075G4-A	52.713	22.2	59.186	8.44	74.913	67.626
Piso 01	K25	LL065G4-A	36.471	37.67	41.217	13.18	74.141	54.397
Piso 01	K26	LL065G4-A	36.495	37.68	41.263	14.33	74.175	55.593
Piso 01	K27	LL080G4-H	64.36	15.45	72.561	8.04	79.81	80.601
Piso 01	K28	LL080G4-H	64	15.88	72.095	8.59	79.88	80.685
Piso 01	K29	LL070G4-C	41.91		46.75		41.91	46.75
Piso 01	K30	LL070G4-C	42.225		47.148		42.225	47.148
Piso 01	K31	LL065G4-A	28.103		31.175		28.103	31.175
Piso 01	K32	LL065G4-A	28.243		31.371		28.243	31.371
Piso 01	K33	LL065G4-A	30.06		29.73		30.06	29.73
Piso 01	K34	LL065G4-A	30.06		29.95		30.06	29.95



PLANO DE UBICACION
 ESCALA: 1/500



ESQUEMA DE LOCALIZACION
 ESCALA: 1/10000

PROVINCIA : AREQUIPA

DISTRITO : CERCADO DE AREQUIPA

PROPIETARIO : FAMILIA AGUILAR GUERRA

URBANIZACION : EL FILTRO

DIRECCION : CALLE ARICA N° 220, 222, 224
 CALLE JUAN VELASCO ALVARADO N° 240, 241
 CALLE TEXAO S/N



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

TITULO DE LA TESIS:
 "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE"

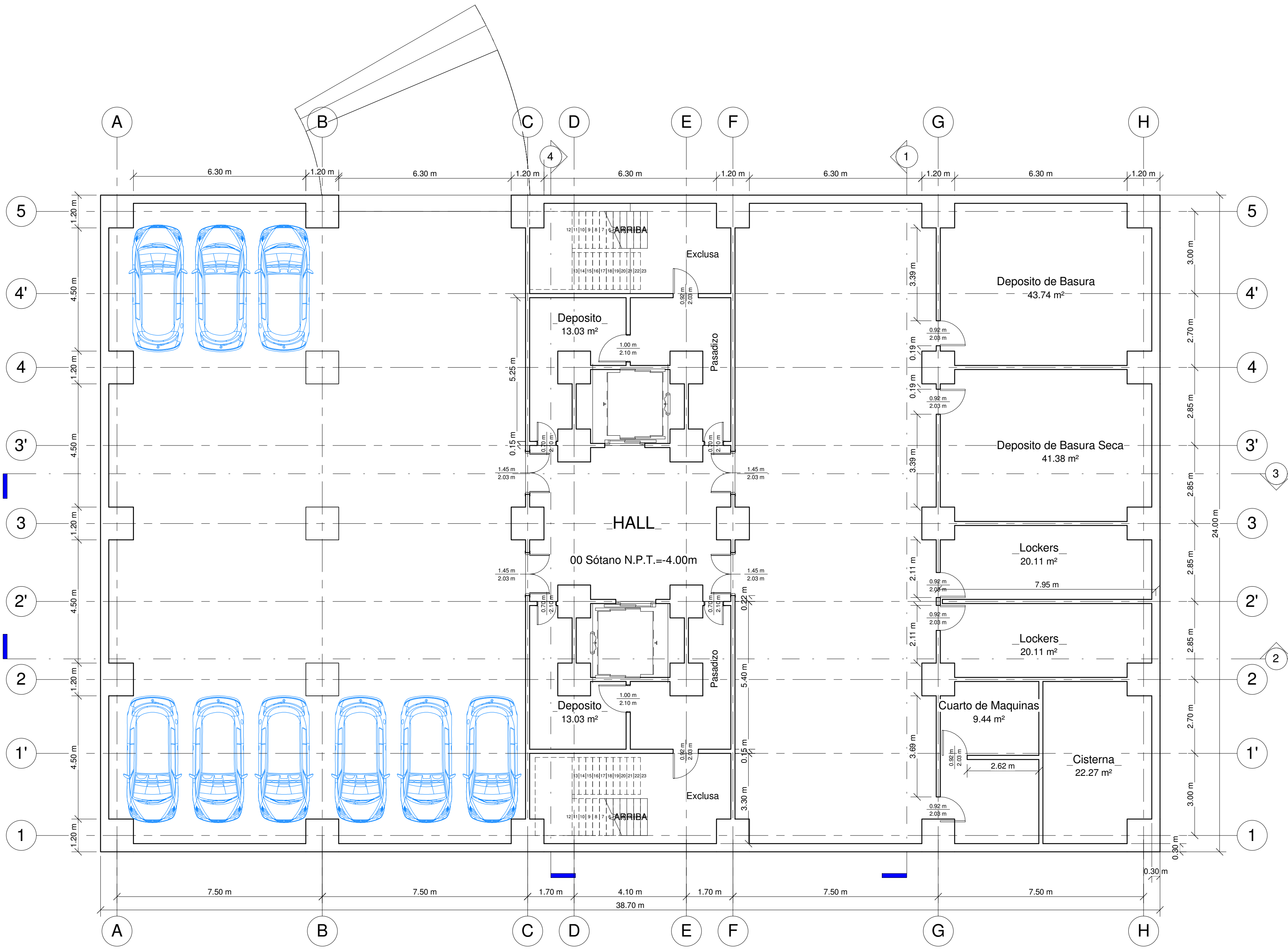
PLANO:
 LOCALIZACIÓN Y UBICACIÓN

ESCALAS : 1/10000 - 1/500

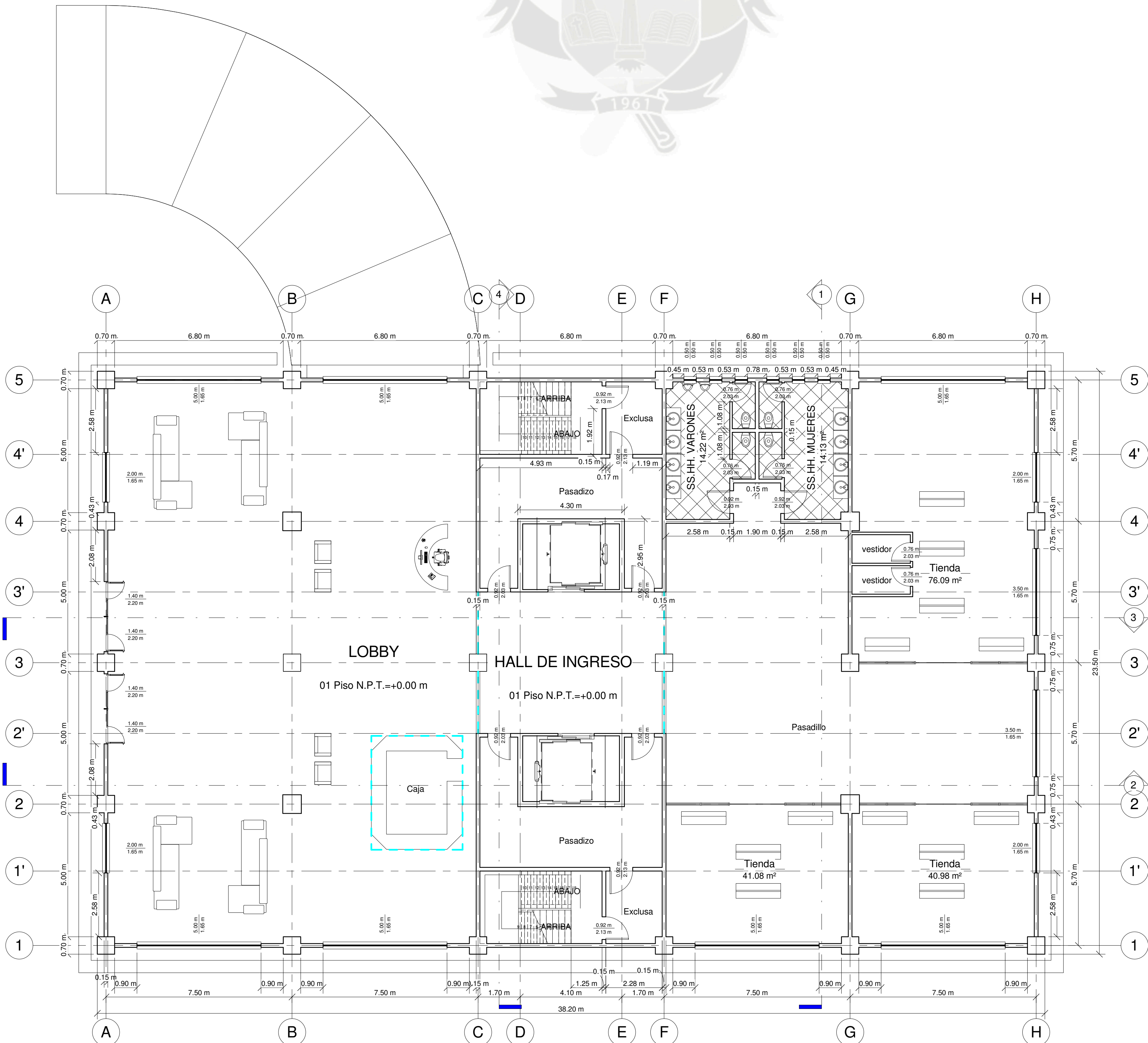
FECHA: AGOSTO 2017

AUTOR
 BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
 BACH. CÉSAR PAÚL AQUINO BENAVENTE

U-1



1 00 Sótano N.P.T.=-4.00m
A-01 1 : 100



2 01 Piso N.P.T.=+0.00 m
A-01 1 : 100

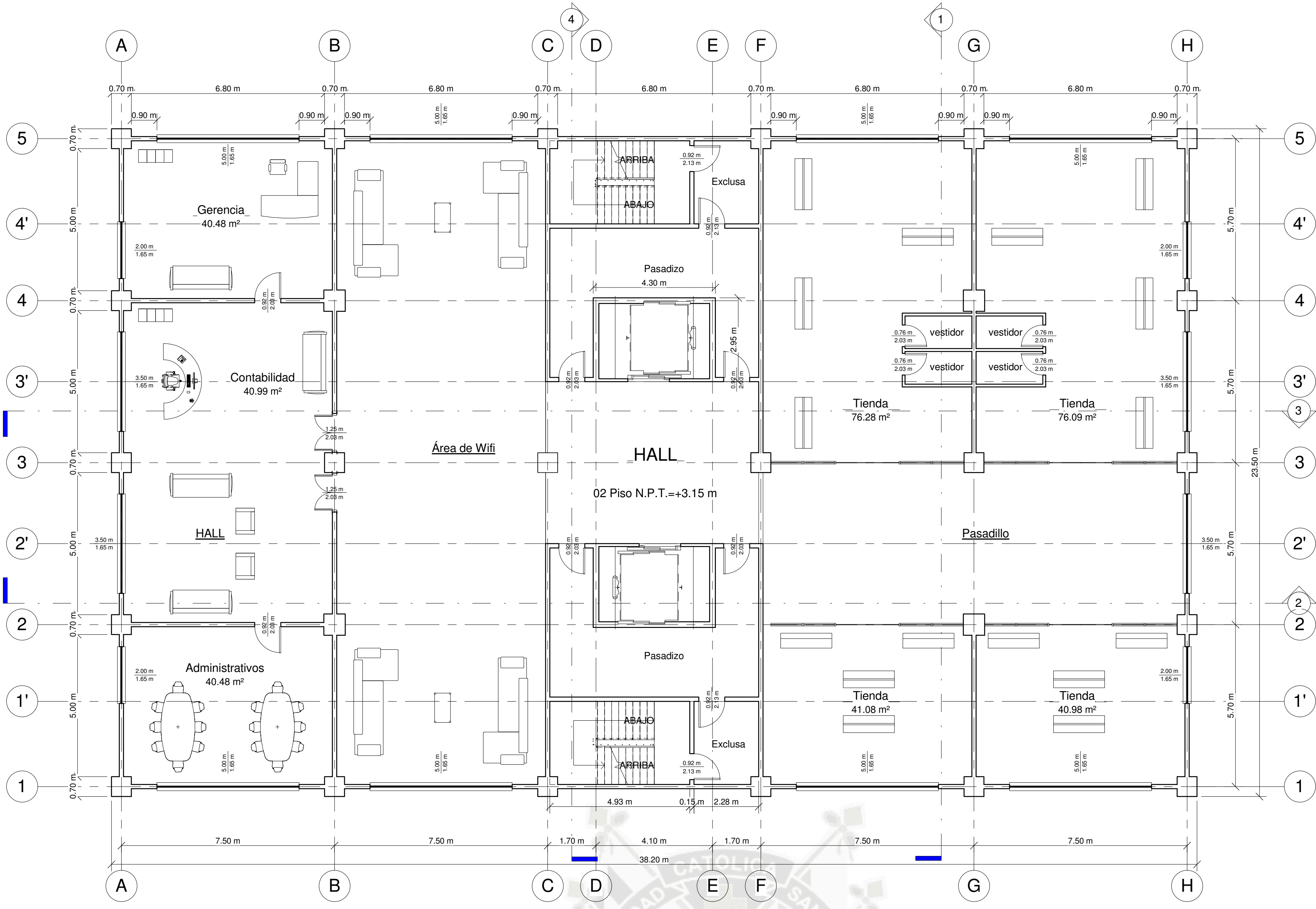
LÁMINA N.º: **A-01**

PROYECTO: Edificio HOTEL
NOMBRE DE LA LÁMINA: Plano Sótano y Primer Piso
ESCALA: 1 : 100

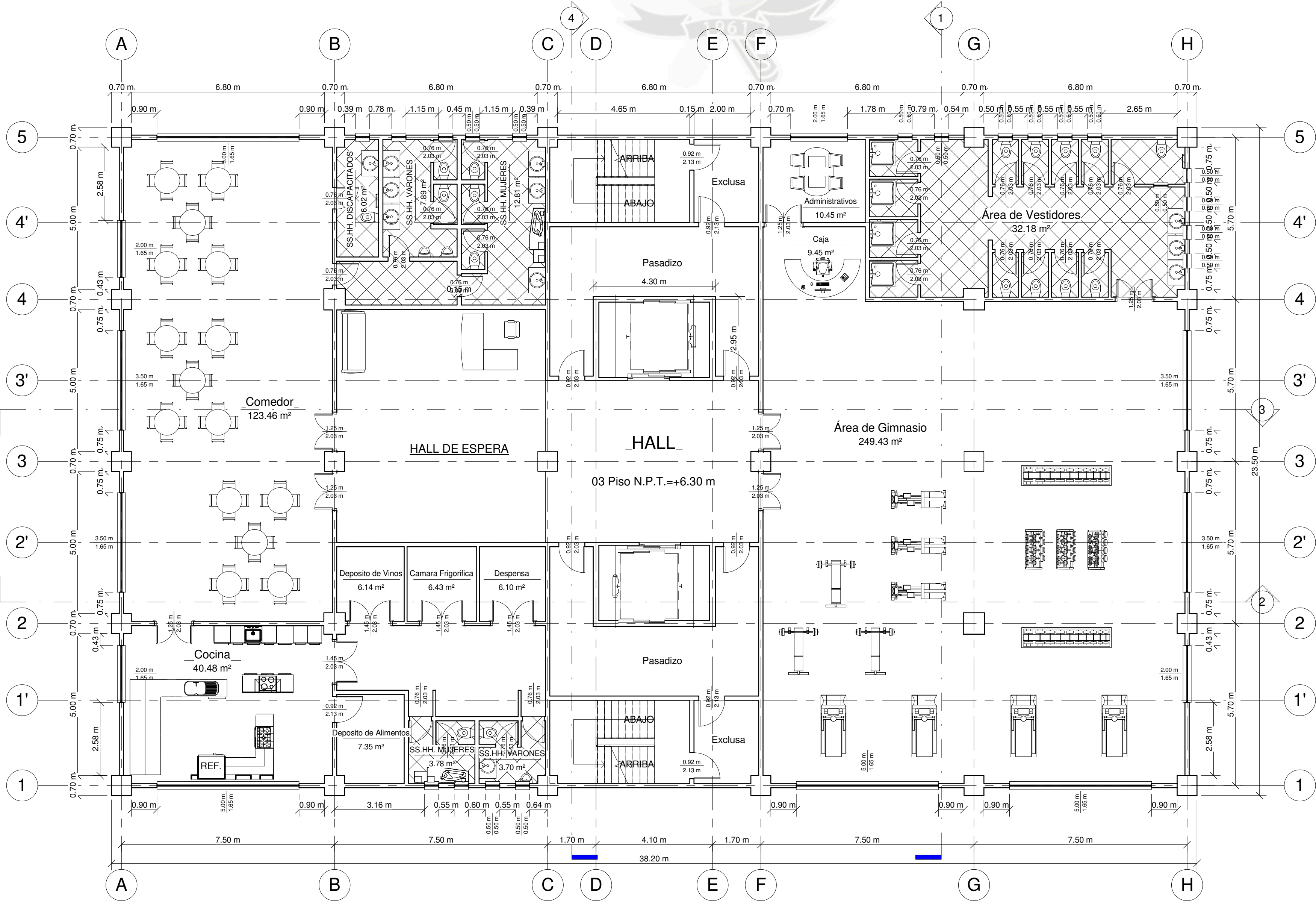
TESISTAS:
BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
BACH. CESAR PAUL AQUINO BENAVENTE
ASESOR DE TESIS: ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
TÍTULO DE LA TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE





1 02 Piso N.P.T.=+3.15 m
A-02 1:100



2 03 Piso N.P.T.=+6.30 m
A-02 1:100

LÁMINA N.º: **A-02**

PROYECTO: Edificio HOTEL

NOMBRE DE LA LÁMINA: Plano del Segundo y Tercer Piso

ESCALA: 1 : 100

TESISTAS:
BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
BACH. CÉSAR PAUL AQUINO BENAVENTE

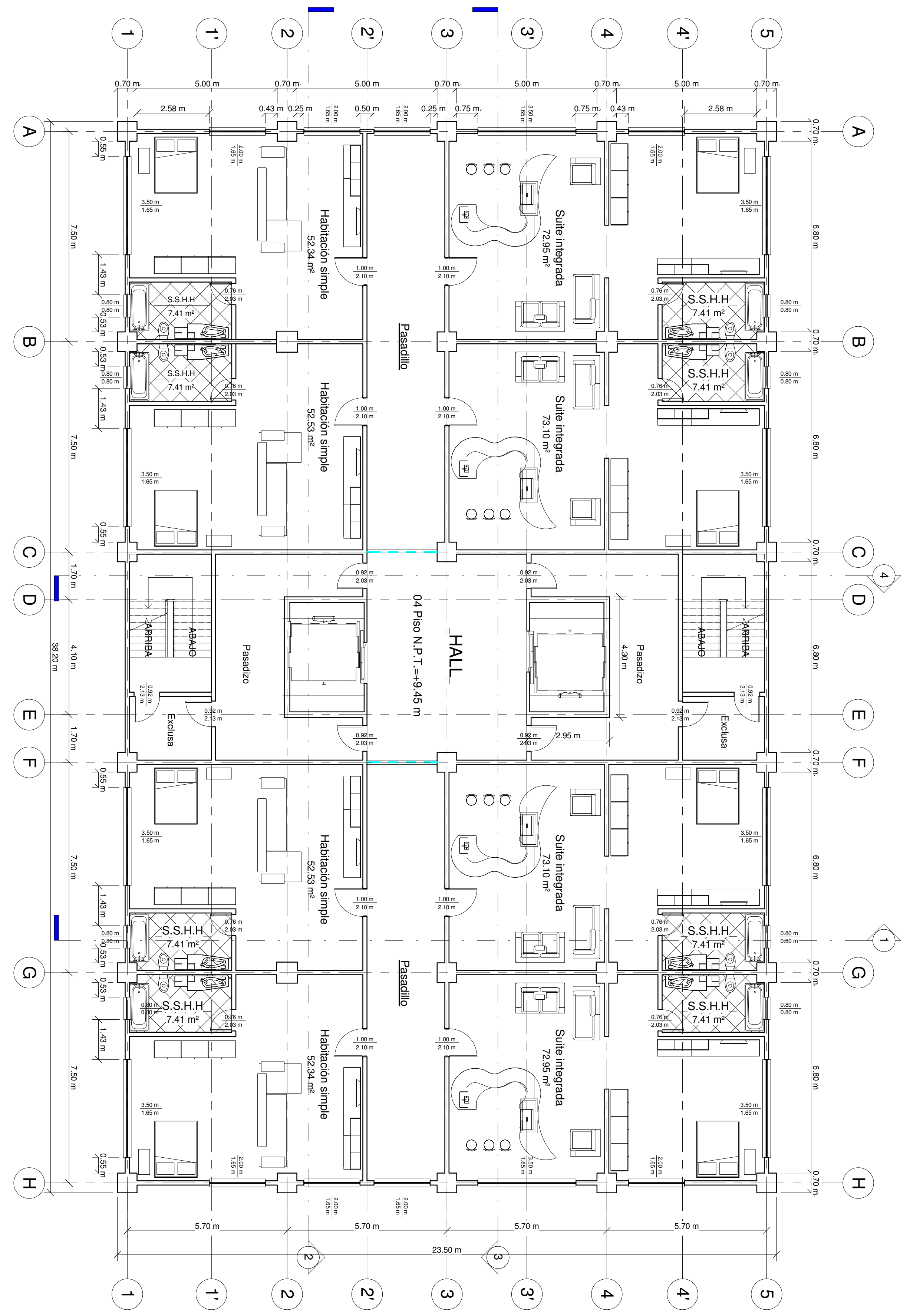
ASESOR DE TESIS: ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

TÍTULO DE LA TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

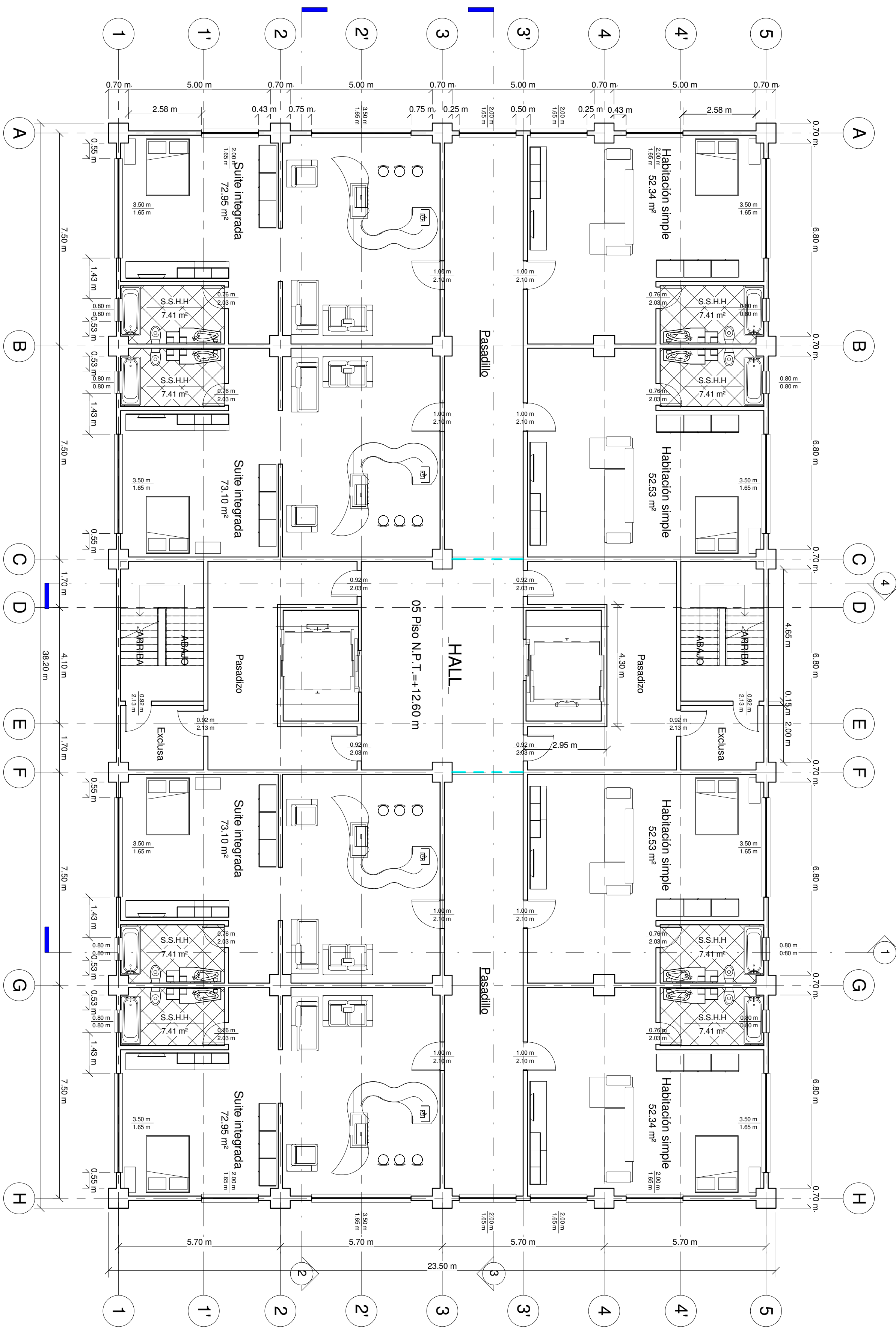




1 04 Piso N.P.T. = +9.45 m
A.03 | 1:100

3 06 Piso N.P.T. = +15.75 m
A.03 | 1:100

4 08 Piso N.P.T. = +22.05 m
A.03 | 1:100



2 05 Piso N.P.T. = +12.60 m
A.03 | 1:100

5 07 Piso N.P.T. = +18.90 m
A.03 | 1:100

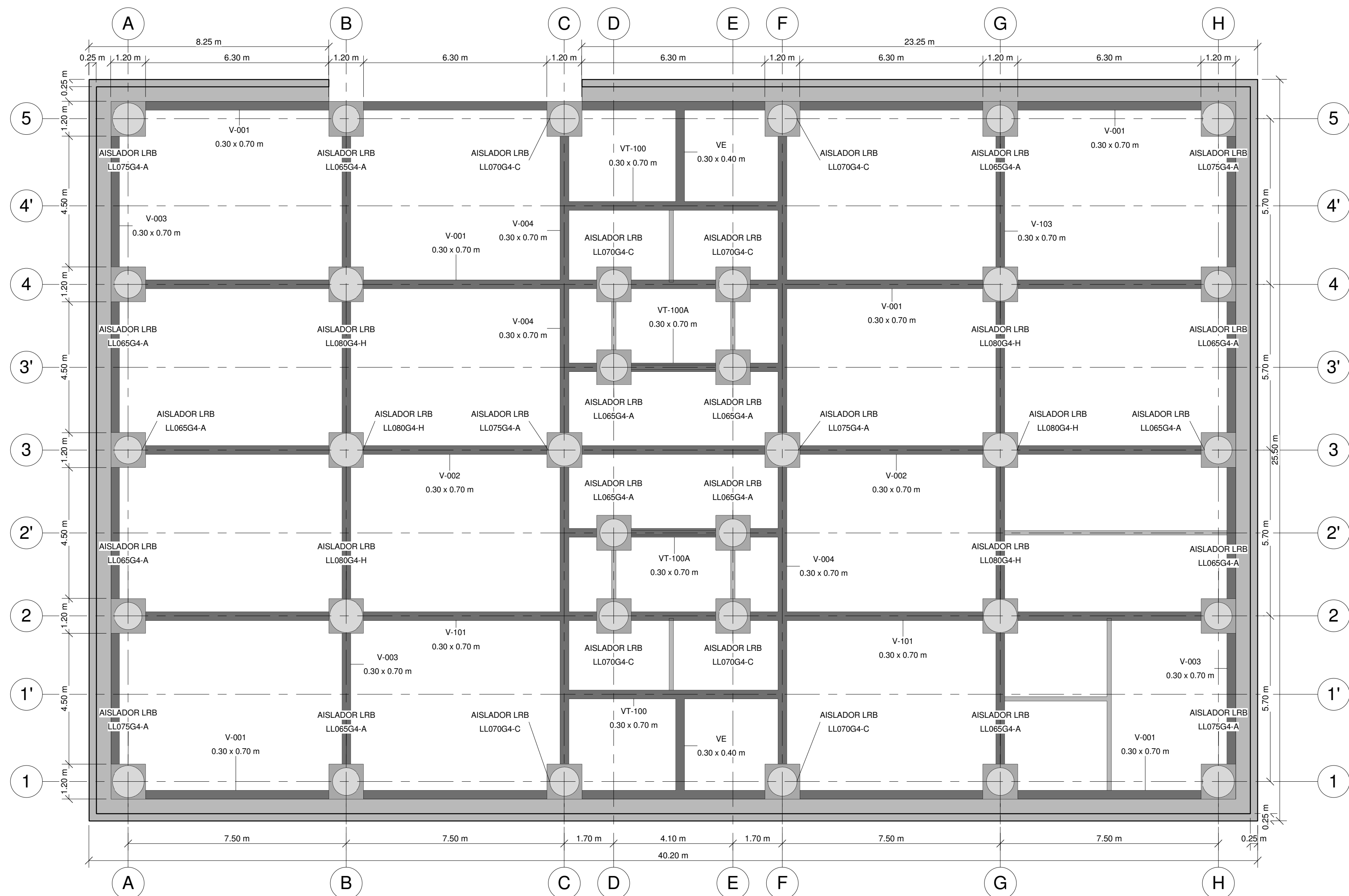


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
 TÍTULO DE LA TESIS:
 DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

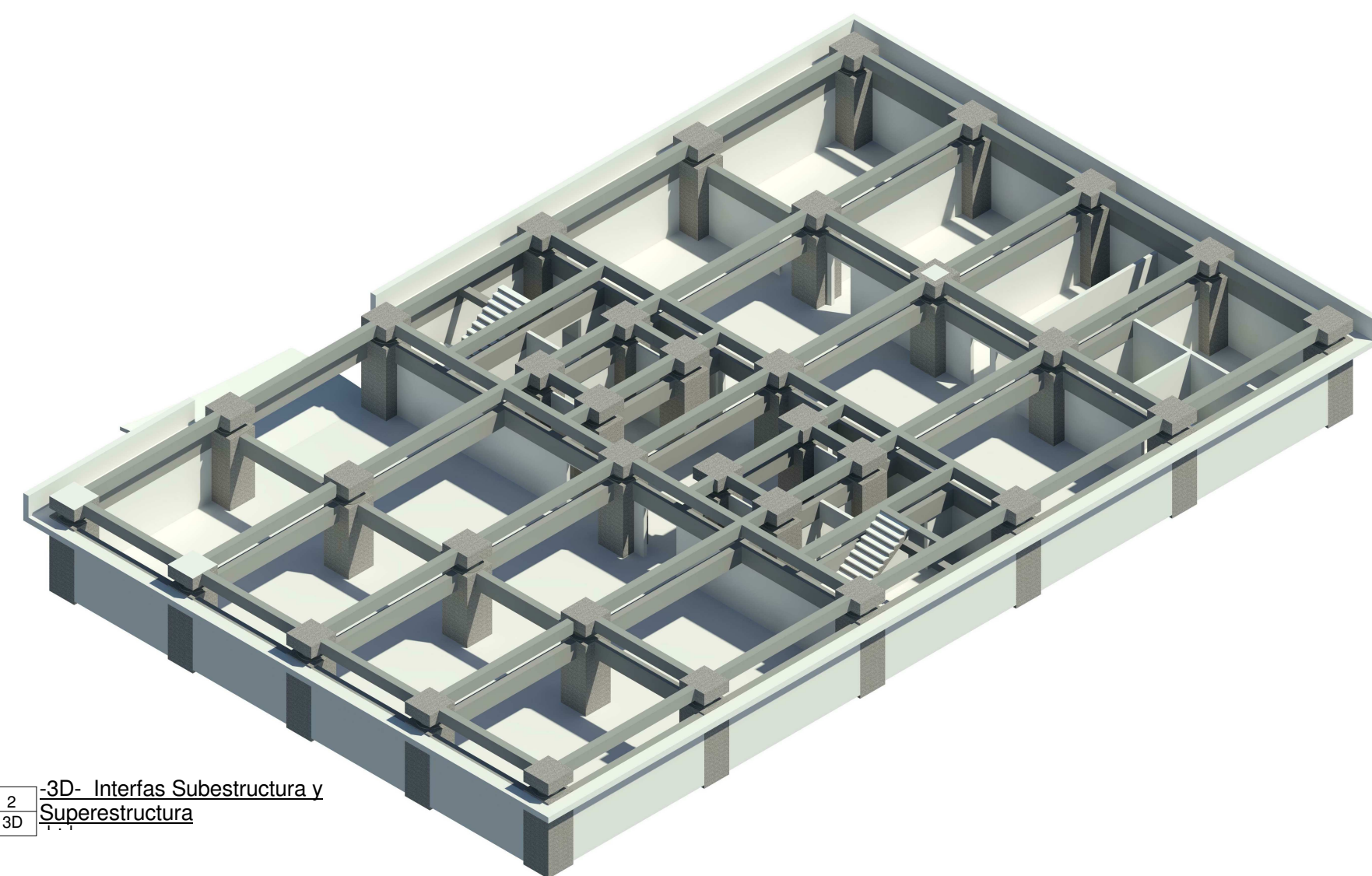
TESISTAS:
 BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
 BACH. CÉSAR PAÚL AQUINO BENAVENTE
 ASESOR DE TESIS:
 ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

PROYECTO:
 Edificio HOTEL
 NOMBRE DE LA LÁMINA:
 Plano del 4°, 6°, 8° y 5° 7° Piso
 ESCALA:
 1 : 100

LÁMINA N°:
A-03



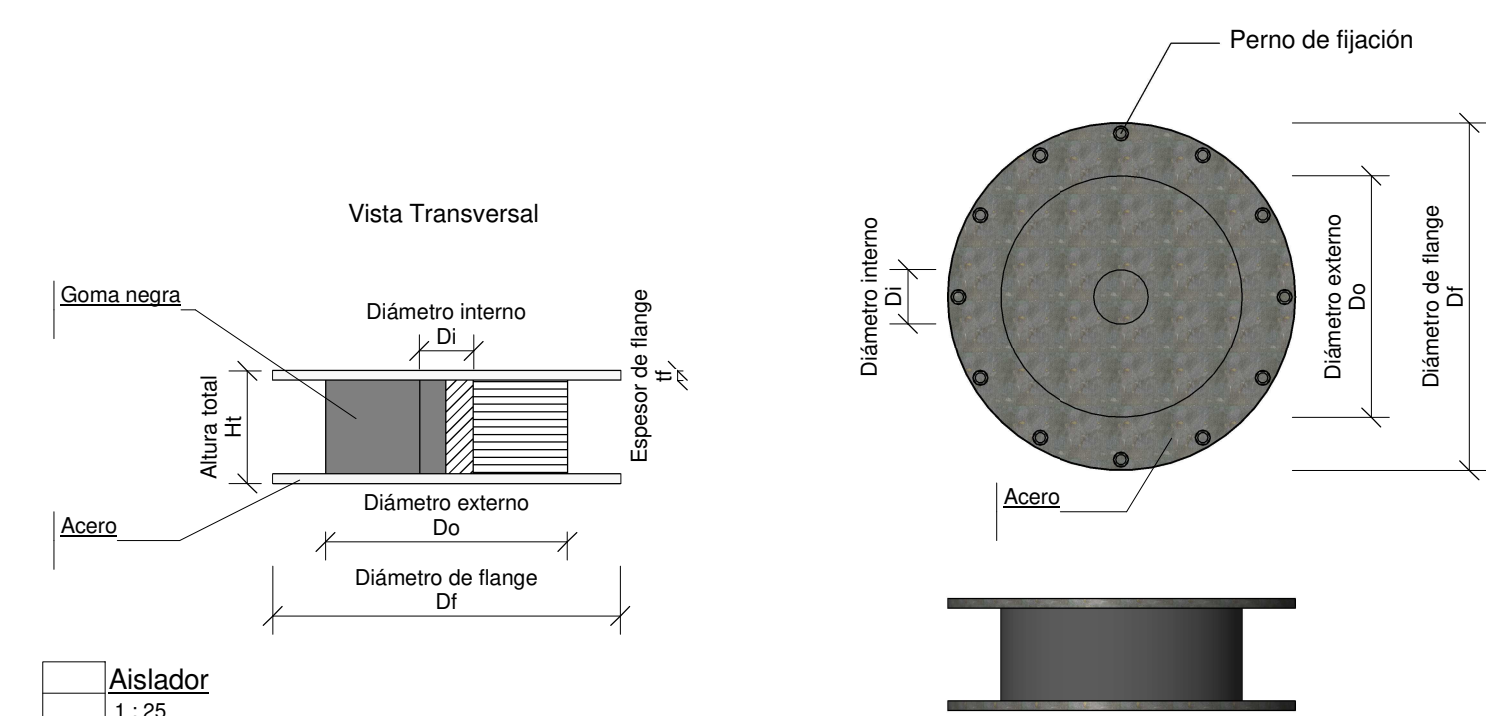
1 Sistema de aislación
3D 1:100



2 3D- Interfas Subestructura y Superestructura

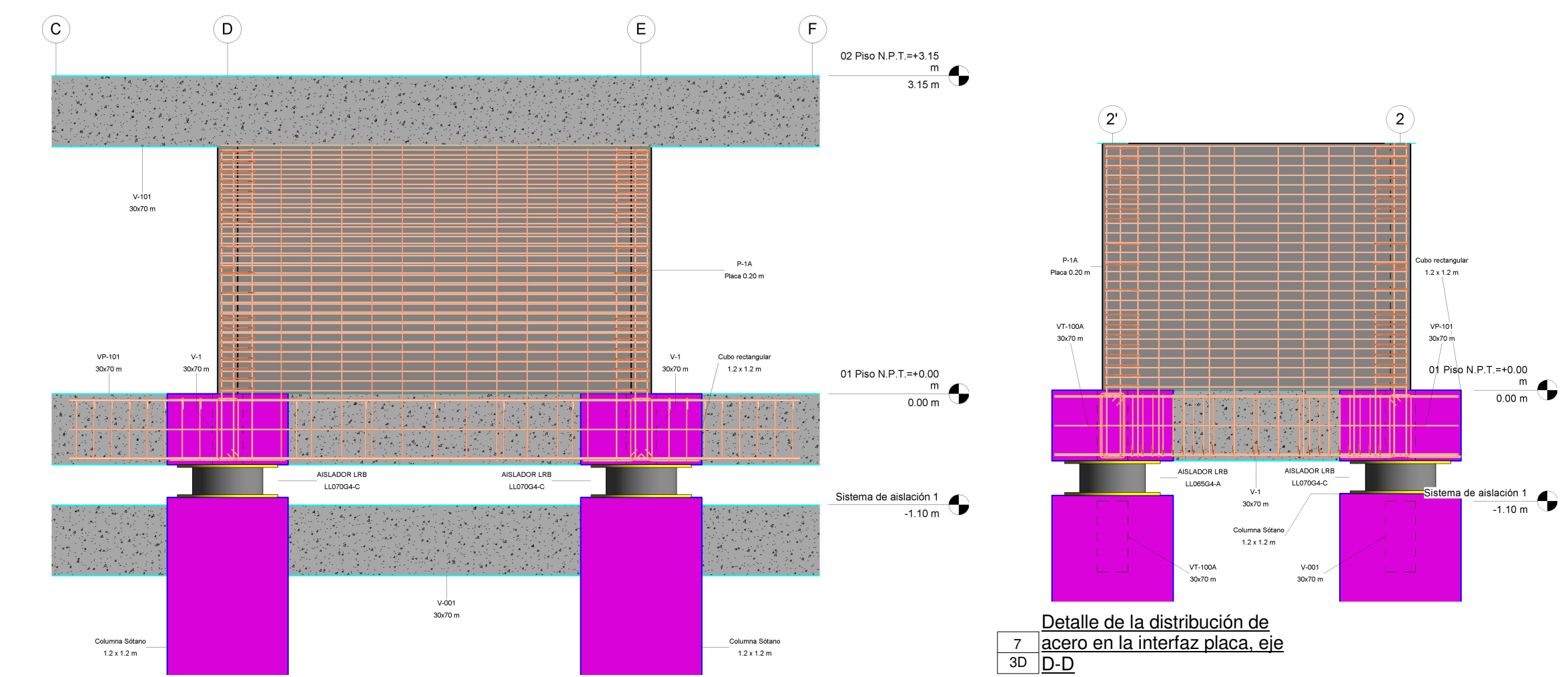


3 3D- Sistema de vigas en la subestructura



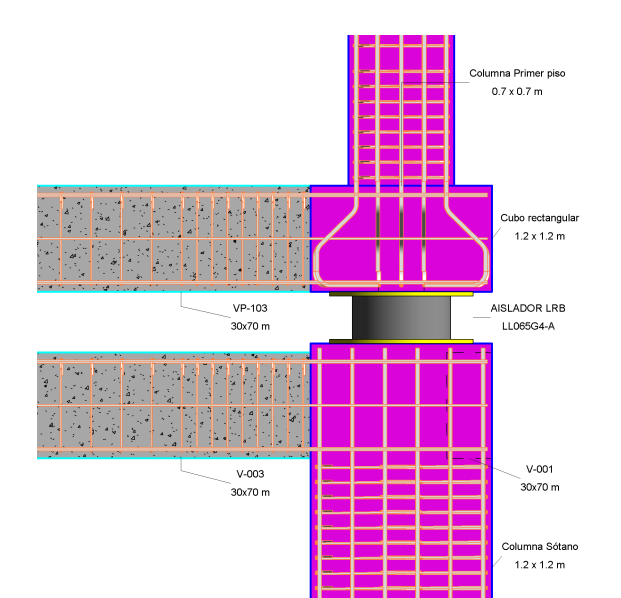
1 Aislador
1 : 25

DIMENSIONES FISICAS DE LAS UNIDADES DE AISLACIÓN									
Tipo de Aislador	Cantidad	Hf (mm)	Di (mm)	Do (mm)	Df (mm)	tf (mm)	Espesor de una capa caucho (mm)	Número de capas de caucho (mm)	Espesor total del caucho (mm)
LRB-LL065G4-A	14	330.4	130	650	950	32	4.40	37	163
LRB-LL070G4-C	8	324.9	120	700	1000	32	4.90	34	167
LRB-LL075G4-A	6	323.2	150	750	1100	32	4.85	34	165
LRB-LL080G4-H	6	373.1	180	800	1150	32	5.10	33	168

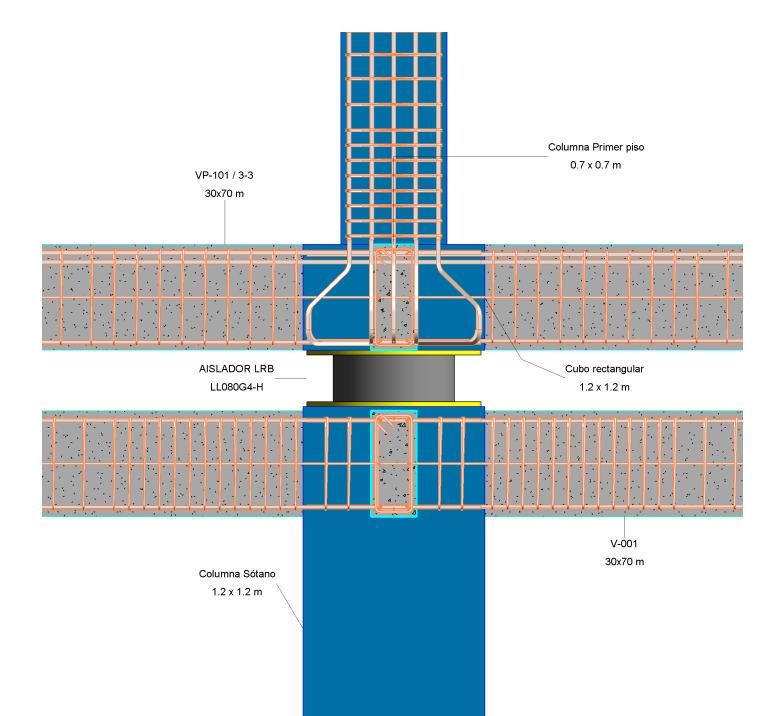


6 Detalle de la distribución de acero en la interfaz placa_eje
3D 2-2

7 Detalle de la distribución de acero en la interfaz placa_eje
3D D-D



4 Detalle de distribución de acero en la interfaz perimétrica
3D



5 Detalle de la distribución de acero en la interfaz central
3D

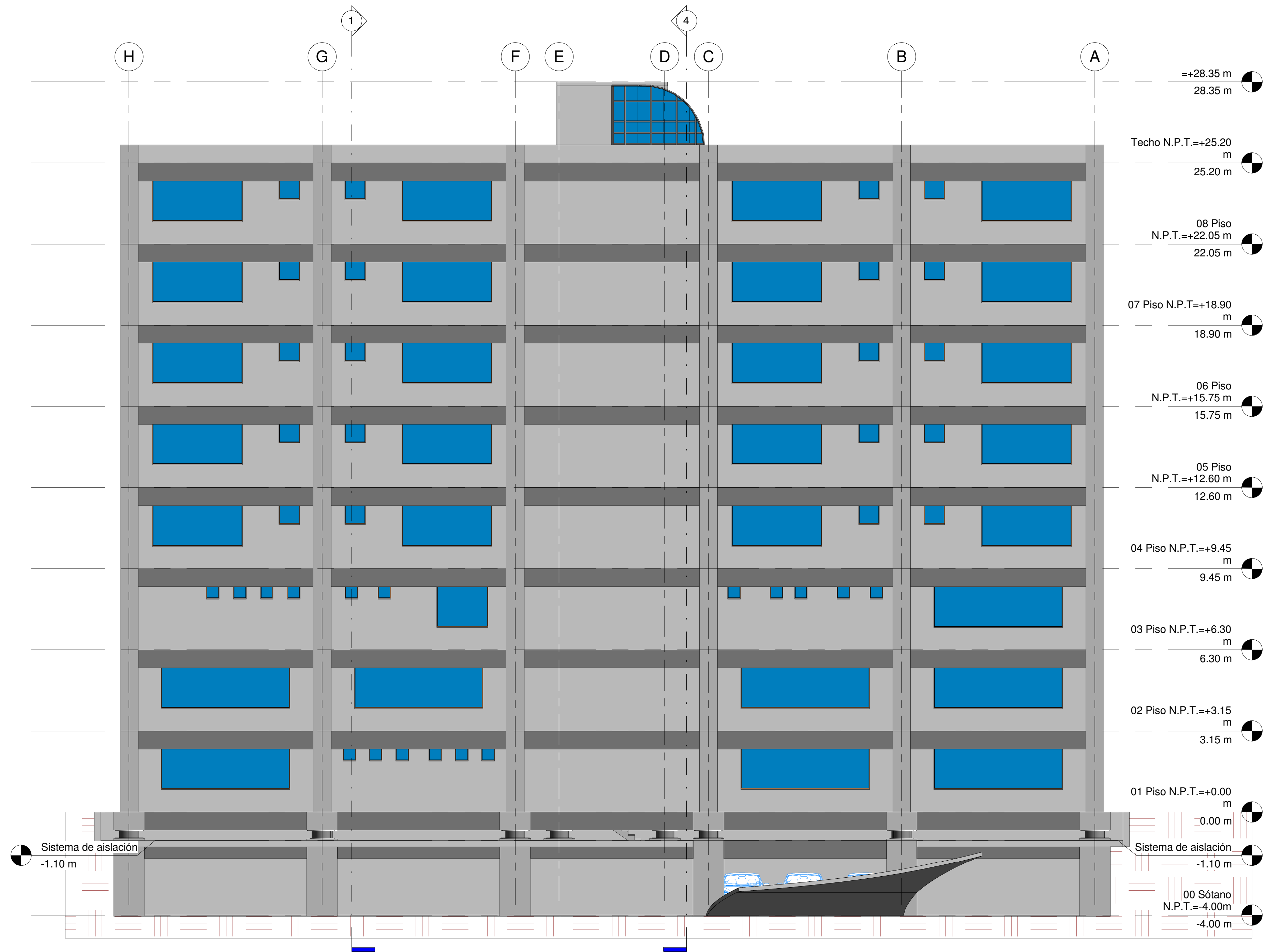


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
 TÍTULO DE LA TESIS:
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

TESISTAS:
 BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
 BACH. CÉSAR PAÚL AQUINO BENAVENTE
 ASESOR DE TESIS:
 ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

PROYECTO: Edificio HOTEL
 NOMBRE DE LA LÁMINA: Sistema de Aislación y Vistas 3D
 ESCALA: Como se indica

LÁMINA N°:
3D



2 Norte
A-04 1:100

1 Oeste
A-04 1:100

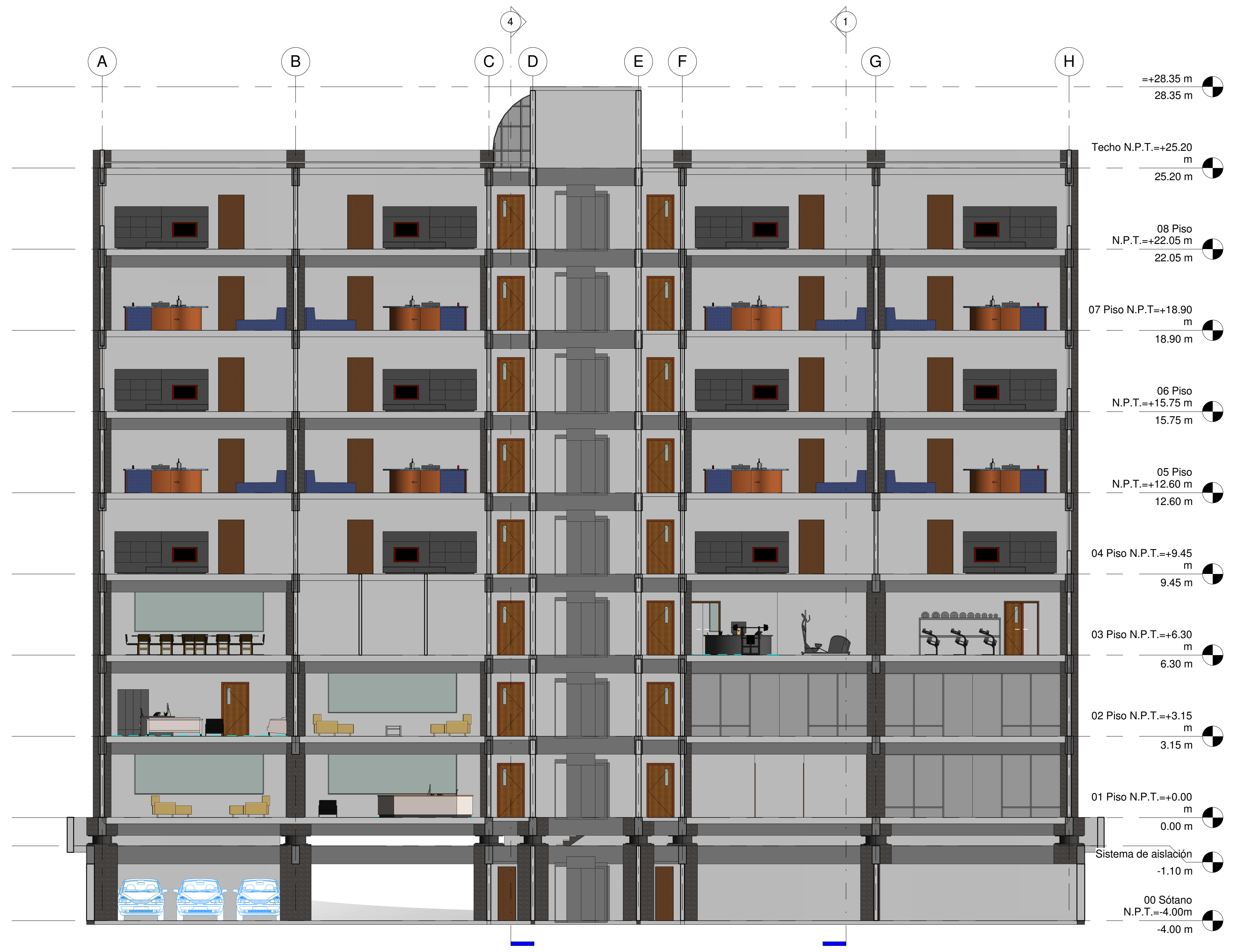


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
 TÍTULO DE LA TESIS:
 DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

TESISTAS:
 BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
 BACH. CÉSAR PAÚL AQUINO BENAVENTE
 ASESOR DE TESIS:
 ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

PROYECTO: Edificio HOTEL
 NOMBRE DE LA LÁMINA:
 Plano de Elevaciones
 ESCALA:
 1 : 100

LÁMINA Nº:
 A-04



1 Sección 1
A-05 1:100

2 Sección 2
A-05 1:100



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

TÍTULO DE LA TESIS:
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

TESISTAS:

BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
BACH. CÉSAR PAÚL AQUINO BENAVENTE

ASESOR DE TESIS:

ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

PROYECTO:

Edificio HOTEL

NOMBRE DE LA LÁMINA:
Plano de Sección 1 y 2

ESCALA:

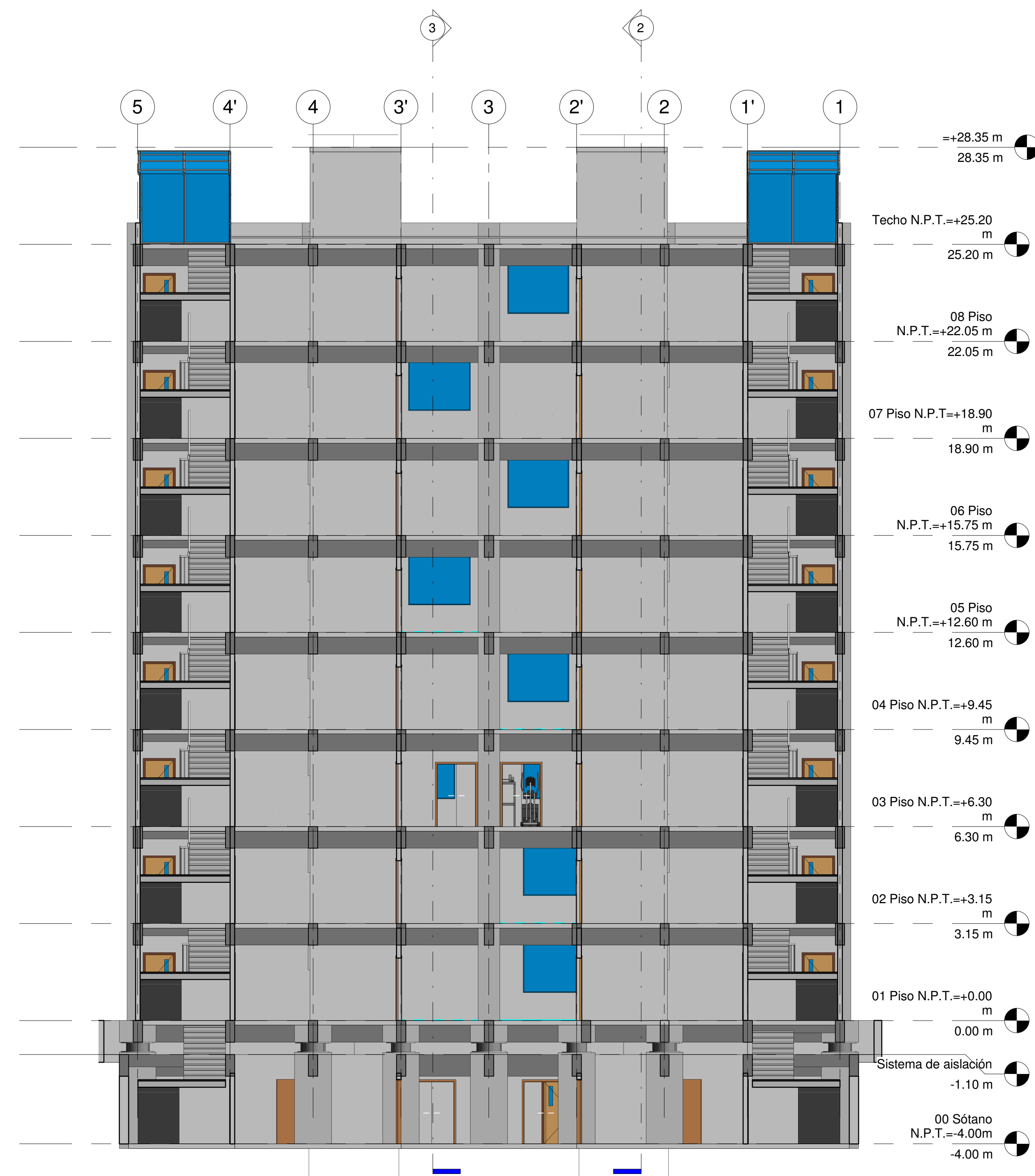
1 : 100

LÁMINA Nº:

A-05



3 Sección 3
A-06 1 : 100



4 Sección 4
A-06 1 : 100



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE

TÍTULO DE LA TESIS:
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

TESISTAS:

BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
BACH. CÉSAR PAÚL AQUINO BENAVENTE

ASESOR DE TESIS:

ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

PROYECTO:

Edificio HOTEL

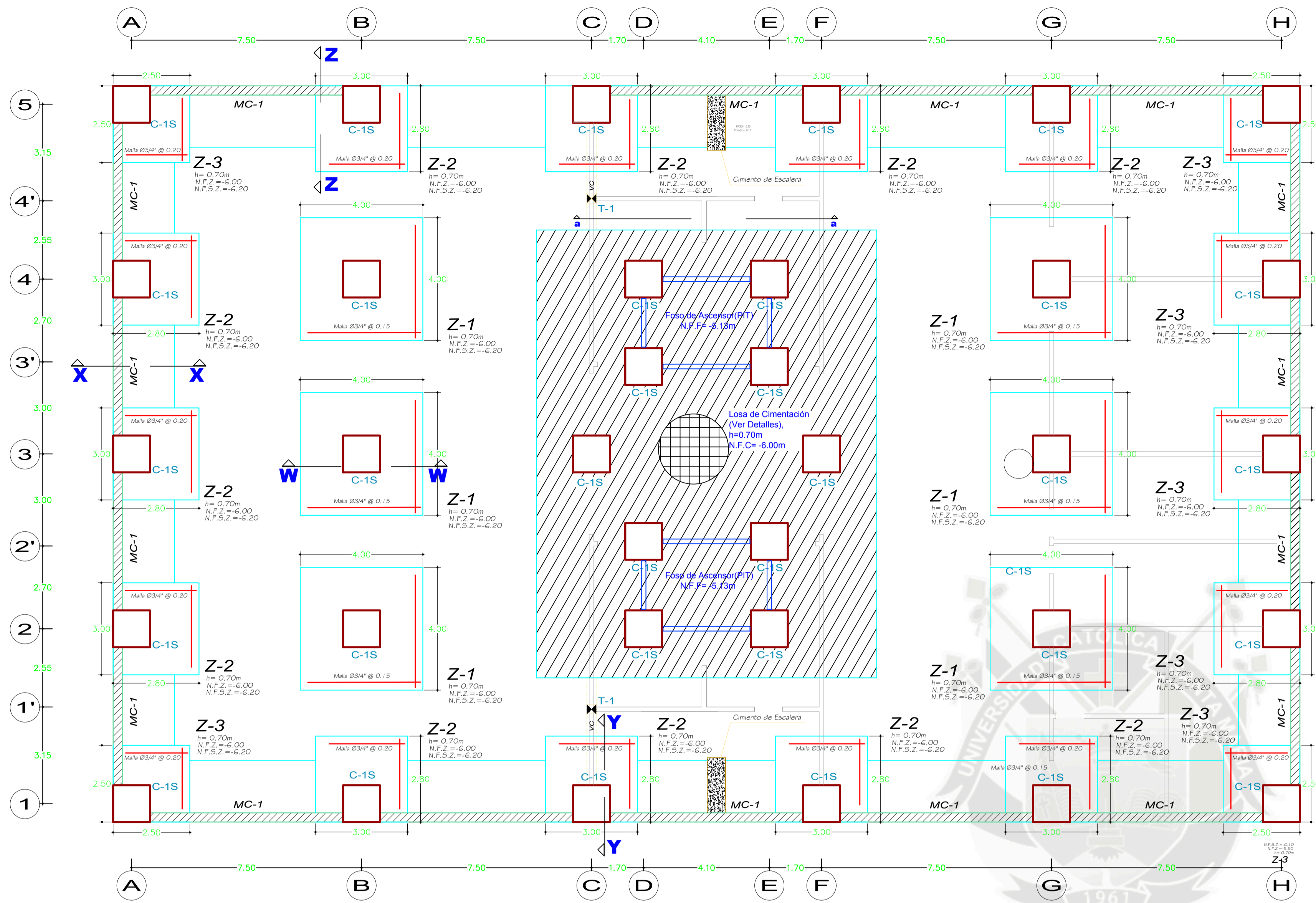
NOMBRE DE LA LÁMINA:
Plano de Sección 3 y 4

ESCALA:

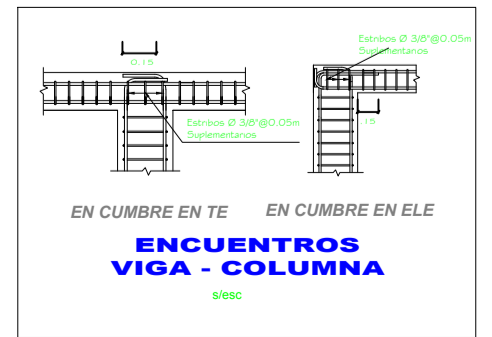
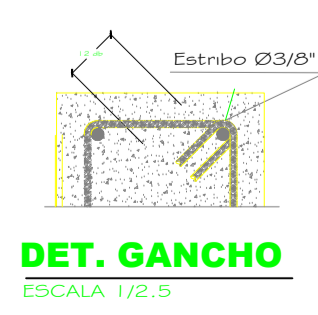
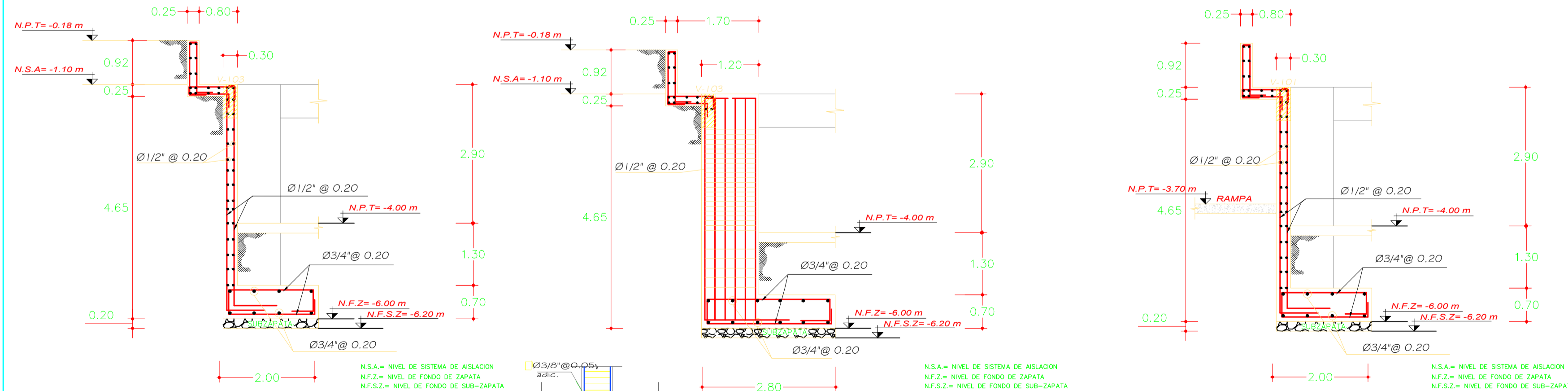
1 : 100

LÁMINA Nº:

A-06



DET. MURO DE CONTENCIÓN DE LA ESTRUCTURA

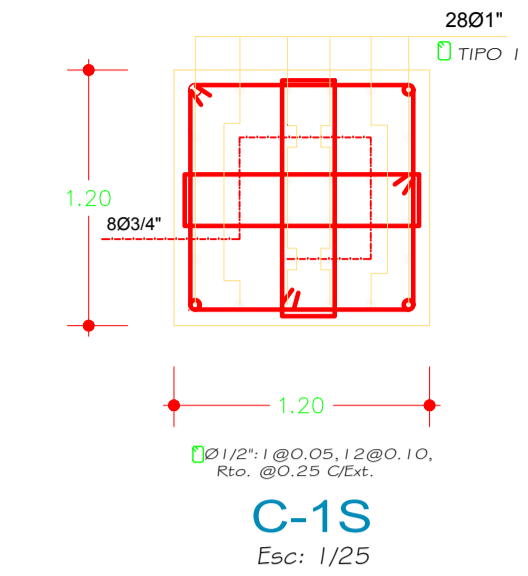


LONGITUD DE EMPALME (m.)

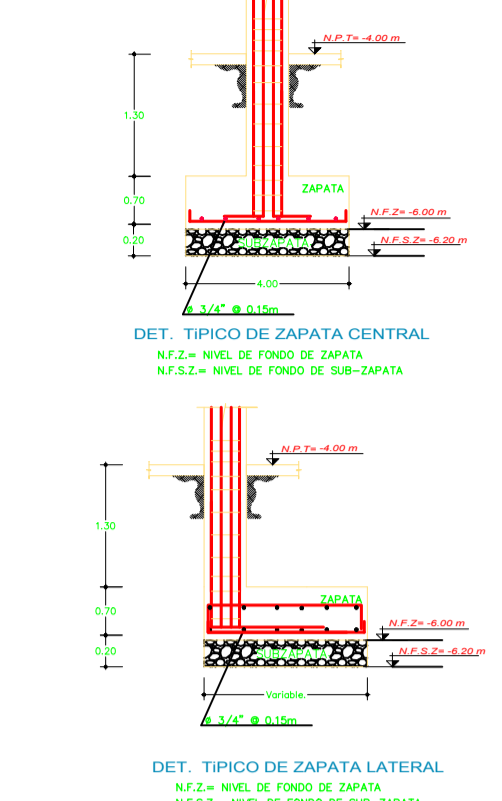
Ø3/8"	0.35 m.
Ø1/2"	0.45 m.
Ø5/8"	0.60 m.

EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE HACER LOS EMPALMES FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO

COLUMNAS DE LA ESTRUCTURA



DETALLE ZAPATAS DE LA ESTR.



TENSOR



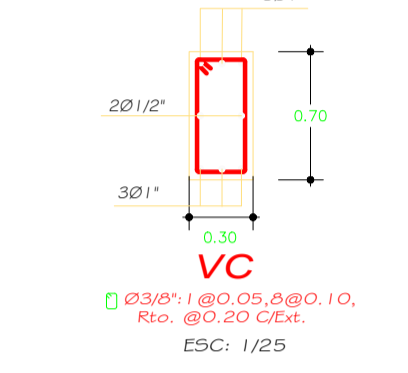
CUADRO DE COLUMNAS

NIVEL	TIPO	C-1S	T-1
S°	b x l	1.20x1.20	VER DET.
	Ø	28Ø11+8Ø3/4"	VER DET.
	l	1	VER DET.

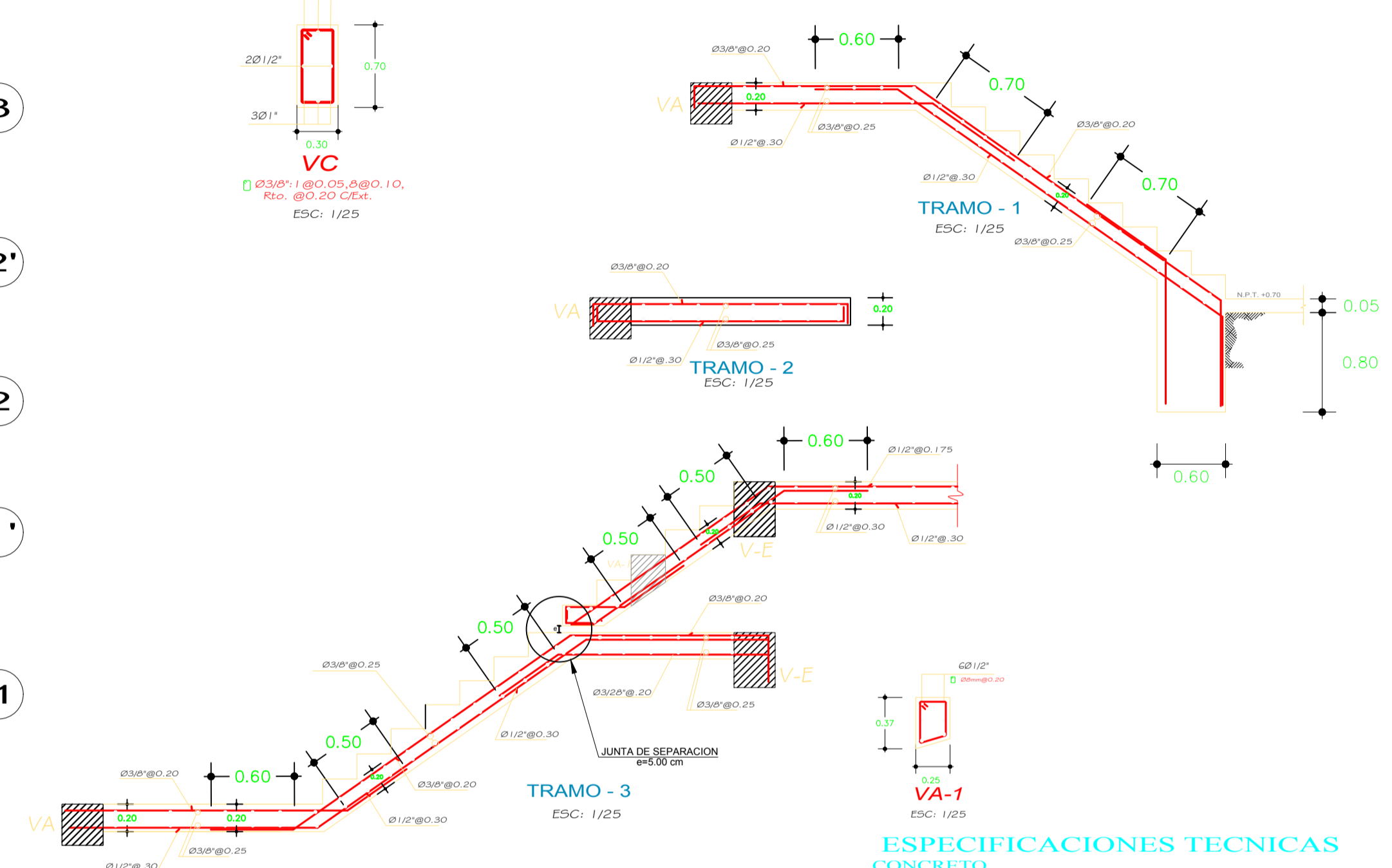
CUADRO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
1	3/8"	100.05.120.15. Rta. Ø 0.250/5cm.
2	3/8"	100.05.100.10. Rta. Ø 0.200/5cm.

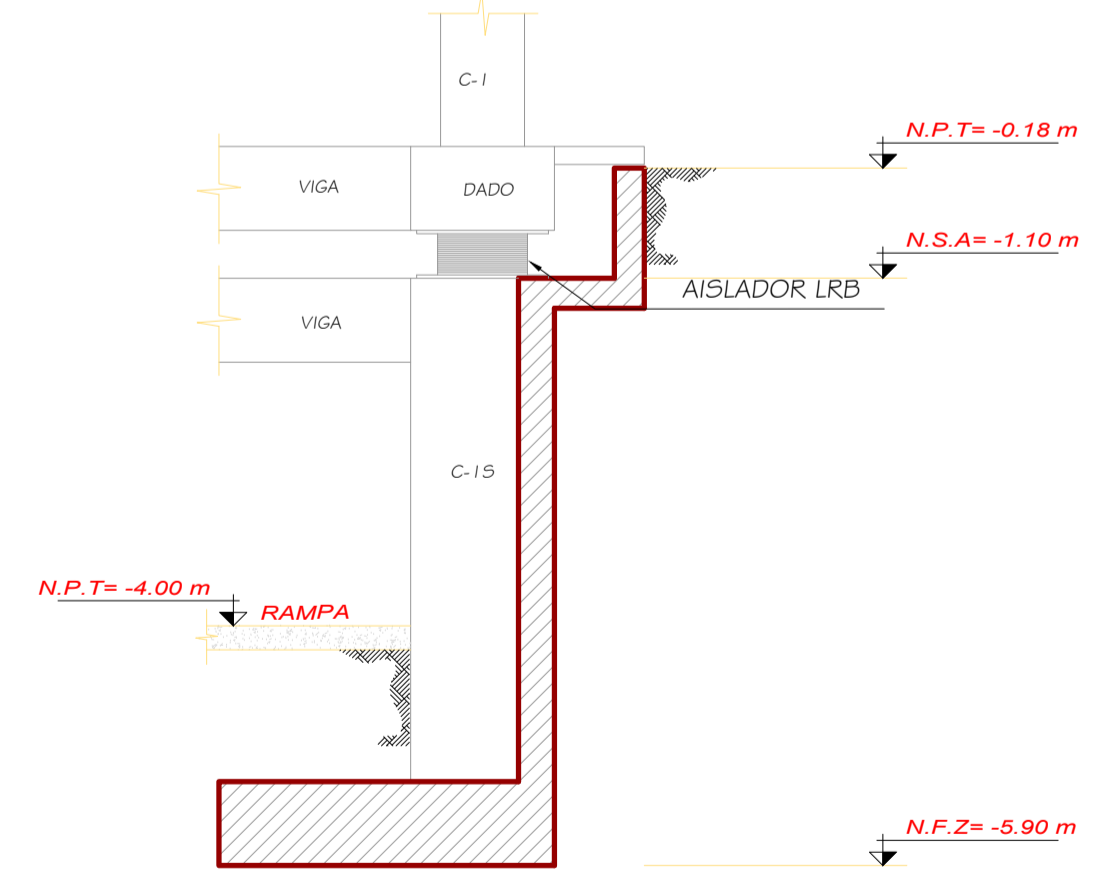
VIGA DE CIMENTACION



ESCALERA DE LA ESTRUCTURA



DET. ELEVACION MC-1



ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO**
ZAPATAS y VIGAS DE CIMENTACION: $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$
COLUMNAS, DADOS MUROS DE CONTENCIÓN, Y MUROS DE CORTE: $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$
VIGAS Y LOSAS: $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$
SOLADO SUBZAPATA: $f_c=100 \text{ Kg/cm}^2 + 30\% \text{ P.G.}$
- ACERO**
ACERO CORRUGADO: $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO LISO: $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

- RECUBRIMIENTOS**
ZAPATAS: 7.0 cm.
MUROS DE CONTENCIÓN: 4.0 cm.
VIGAS PERALTADAS $b \geq 0.20$: 4.0 cm.
VIGAS DE CIMENTACION $b \geq 0.20$: 4.0 cm.
COLUMNAS $b \geq 0.20m$: 4.0 cm.
VIGAS CHATAS, LOSAS: 2.5 cm.

TABUQUERIA
La Estructura estara formada por elementos de cerramiento exteriores y divisiones interiores por tabuqueria movil (planchas de fibrocemento (drywall))

SUELO
TIPO DE SUELO = SUELO RIGIDO
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE = -5.00m
CAPACIDAD PORTANTE $f_t = 3.00 \text{ Kg/cm}^2$

ESTRUCTURA

SISTEMA ESTRUCTURAL: Concreto Armado (dual)

PARAMETROS DEL PELIGRO SISMICO
INTENSIDAD PARA UNA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE 10% EN 50 AÑOS (T=2475 años)

ZCS x g = 4.955 m/s²
U = USO 1.00
R = COEFICIENTE DE REDUCCION SISMICA R=2
DATOS DE LA SUPER-ESTRUCTURA PARA DBE (sismo de diseño)
- Periodo de la Estructura $T_x=2.647 \text{ seg}$
 $T_y=2.68 \text{ seg}$
- Máximo Desplazamiento
 $D_x = 8.45 \text{ cm}$
 $D_y = 9.58 \text{ cm}$
- Desplazamiento Relativo de Entrepiso
 $Dr_x = 0.001 \text{ OK}$
 $Dr_x < 0.007$
 $Dr_y < 0.007$

INTENSIDAD PARA UNA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE 2% EN 50 AÑOS (T=2475 años)

ZCS x g = 16.389 m/s²
U = USO 1.00
R = COEFICIENTE DE REDUCCION SISMICA R=4
DATOS DE LA SUPER-ESTRUCTURA PARA DBE (sismo de diseño)
- Periodo de la Estructura $T_x=2.657 \text{ seg}$
 $T_y=2.69 \text{ seg}$
- Máximo Desplazamiento
 $D_x = 34.122 \text{ cm}$
 $D_y = 38.024 \text{ cm}$
- Desplazamiento Relativo de Entrepiso
 $Dr_x = 0.002 \text{ OK}$
 $Dr_x < 0.007$
 $Dr_y = 0.002 \text{ OK}$
 $Dr_y < 0.007$



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
TITULO DE LA TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

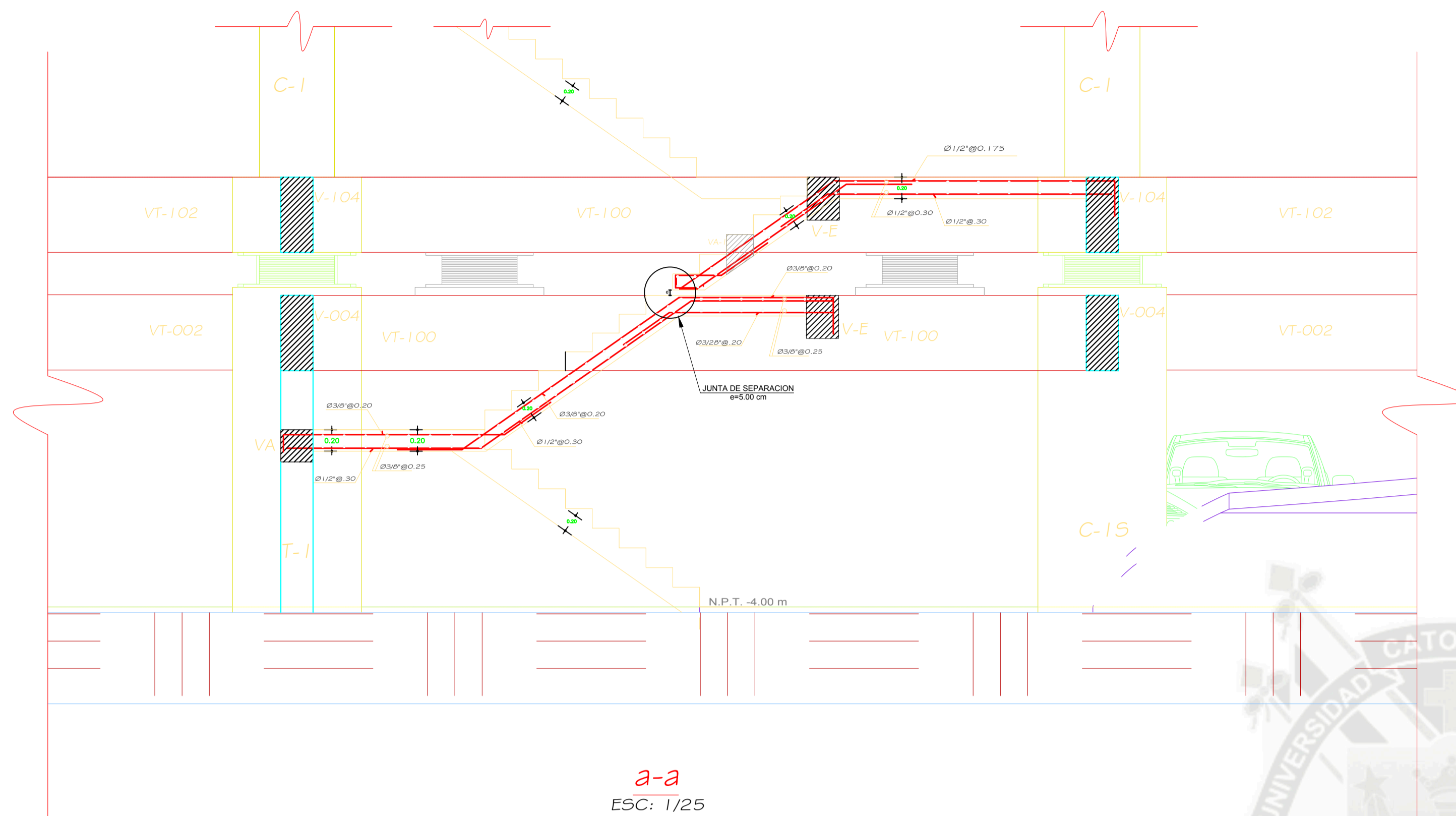
TESISTAS:
BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
BACH. CESAR PAUL AQUINO BENAVENTE
ASESOR DE TESIS:
ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

PROYECTO: "Edificio HOTEL"
NOMBRE DE LA LÁMINA: Cimentacion Subestructura
ESCALA: Como se Indicada

LÁMINA N°: E-01

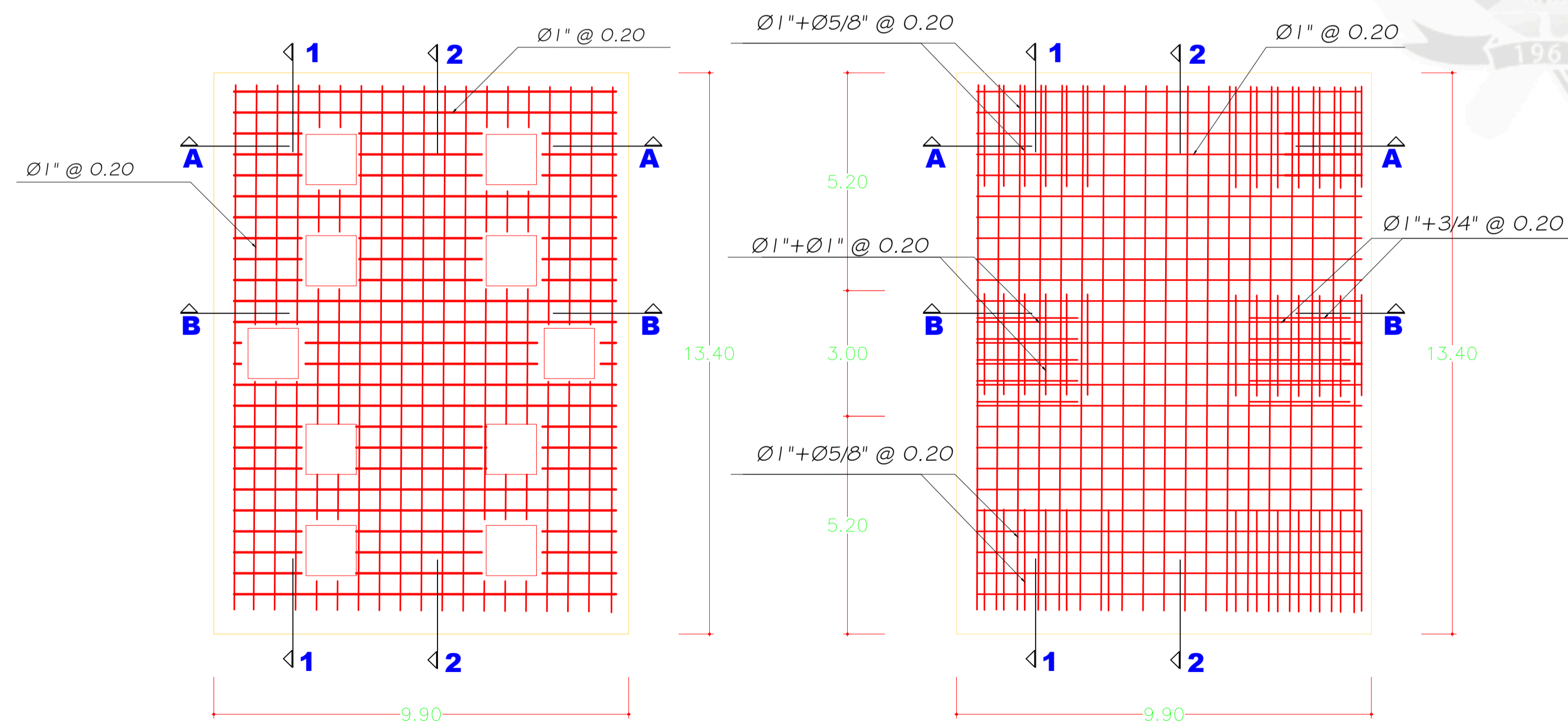
C DETALLE DE ESCALERA EN ELEVACION **F**

7.50



a-a
ESC: 1/25

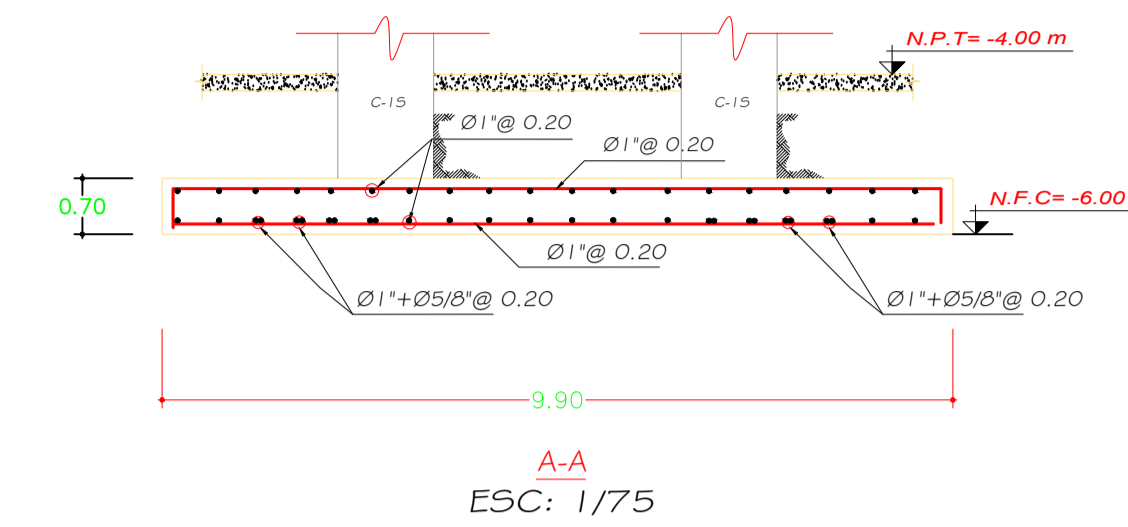
LOSA DE CIMENTACION



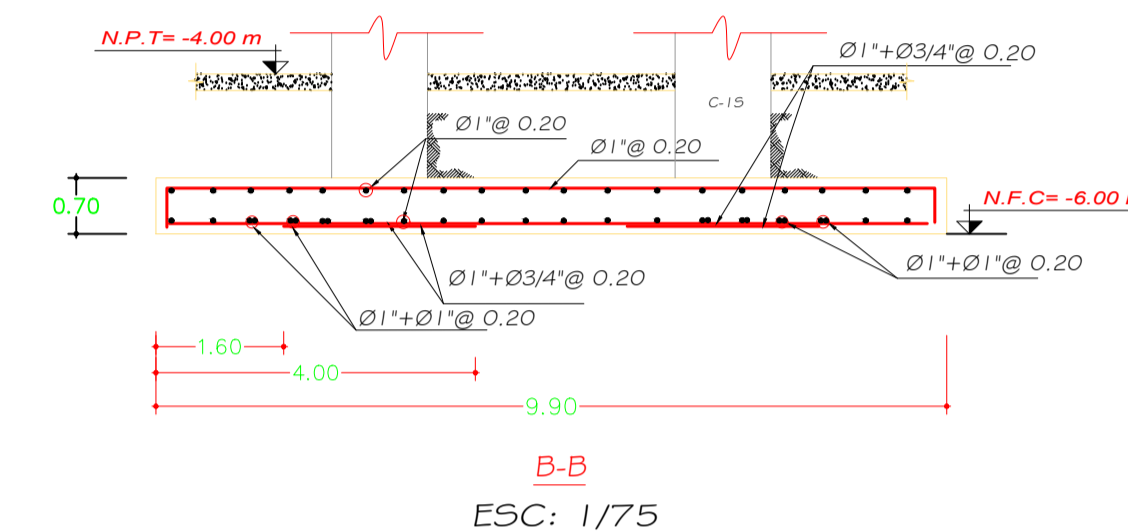
Refuerzo Superior As(-)
ESC: 1/75

Refuerzo Inferior As(+)
ESC: 1/75

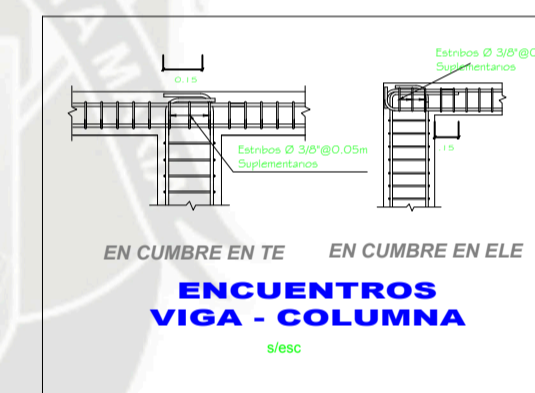
CORTE A,B LOSA DE CIMENTACION



A-A
ESC: 1/75



B-B
ESC: 1/75

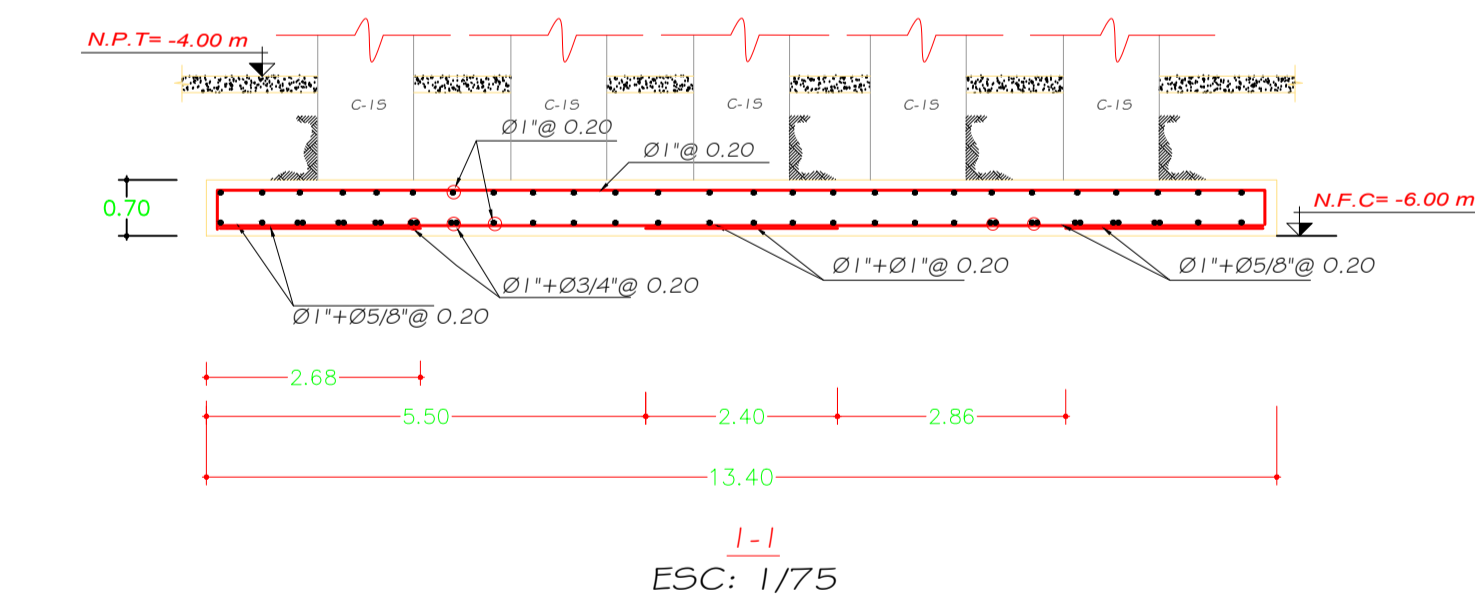


ENCUENTROS VIGA - COLUMNA

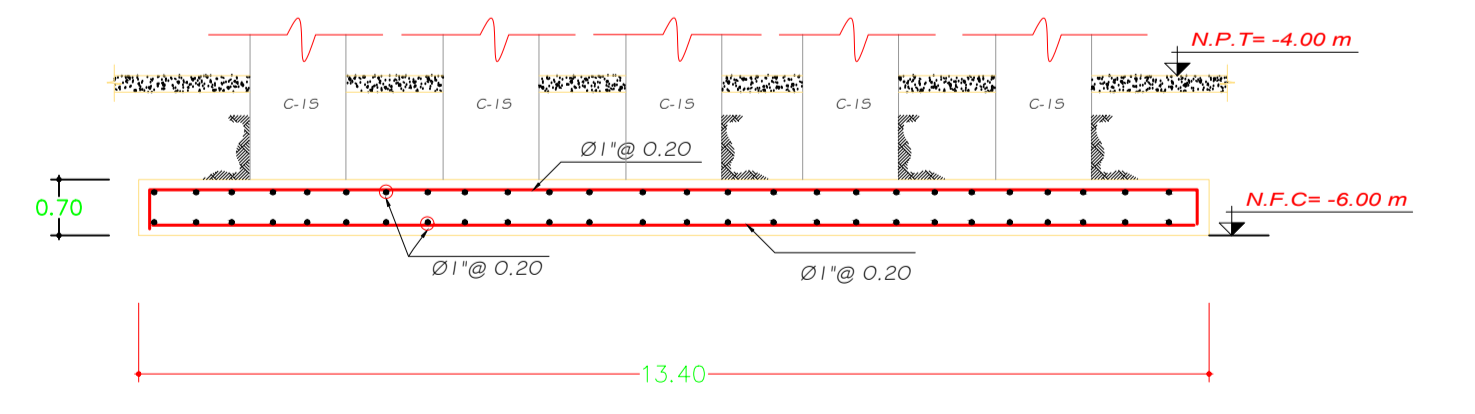
LONGITUD DE EMPALME (m)	
Ø3/8"	0.35 m.
Ø1/2"	0.45 m.
Ø5/8"	0.60 m.

EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE HACER LOS EMPALMES FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO

CORTE 1,2 LOSA DE CIMENTACION



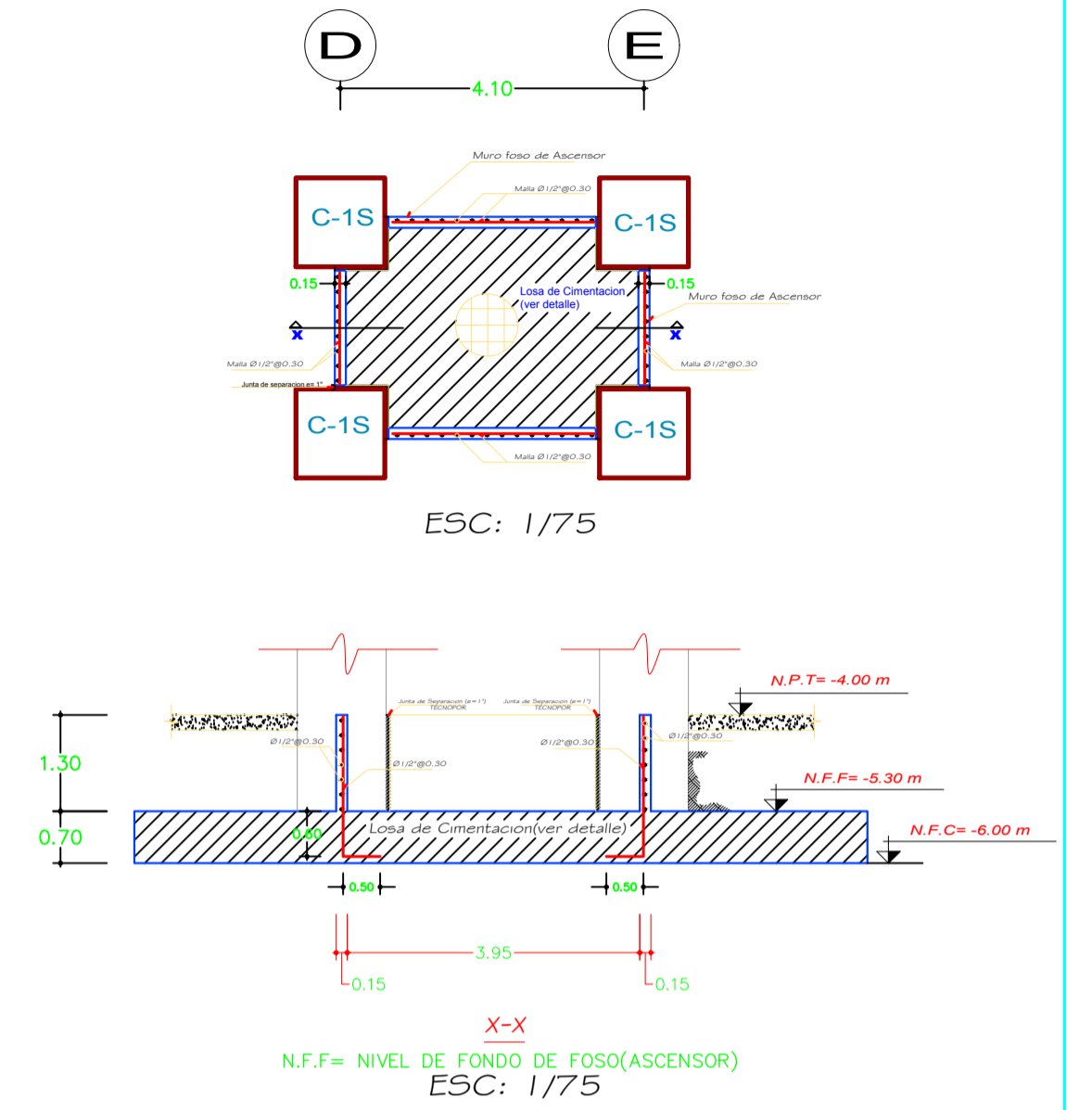
1-1
ESC: 1/75



2-2
ESC: 1/75

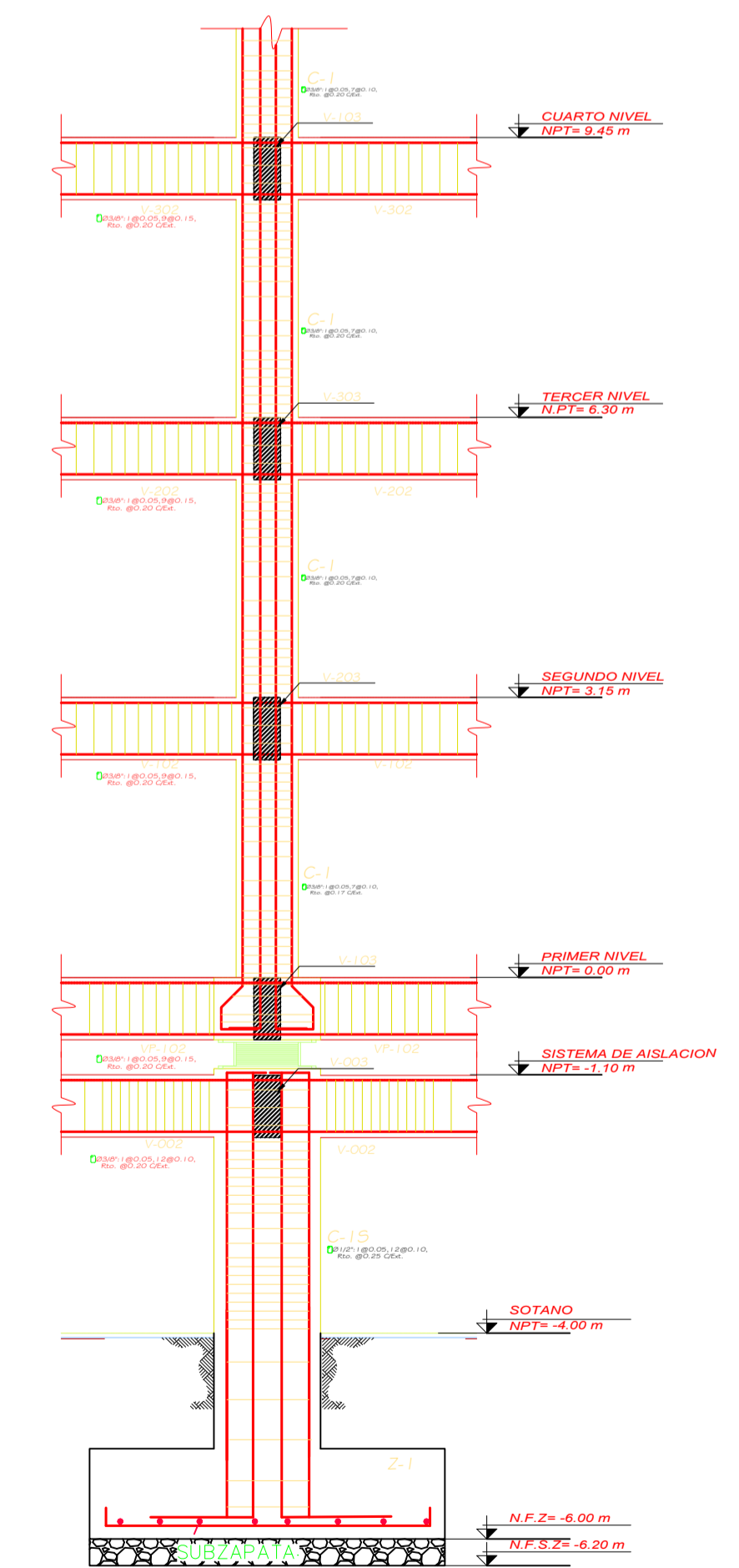
NOMENCLATURA
h= Peralte
N.F.C.= Nivel de Fondo de Cimentacion

DETALLE FOSO DE ASCENSOR (PIT) (PLANTA-ELEVACION)



ESC: 1/75

DETALLE EN CIMENTACION-SUBESTRUCTURA SISTEMA DE AISLACION - SUPERESTRUCTURA



W-W
ESC: 1/50

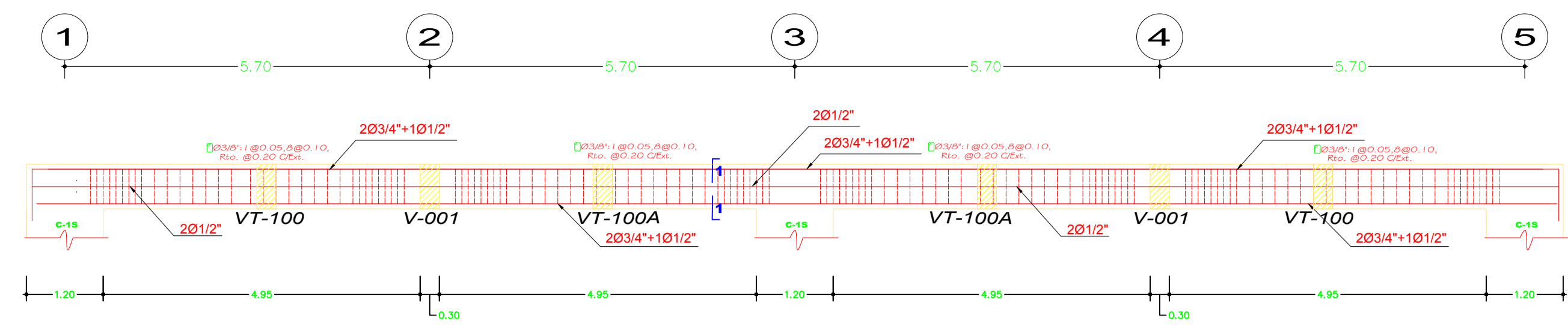
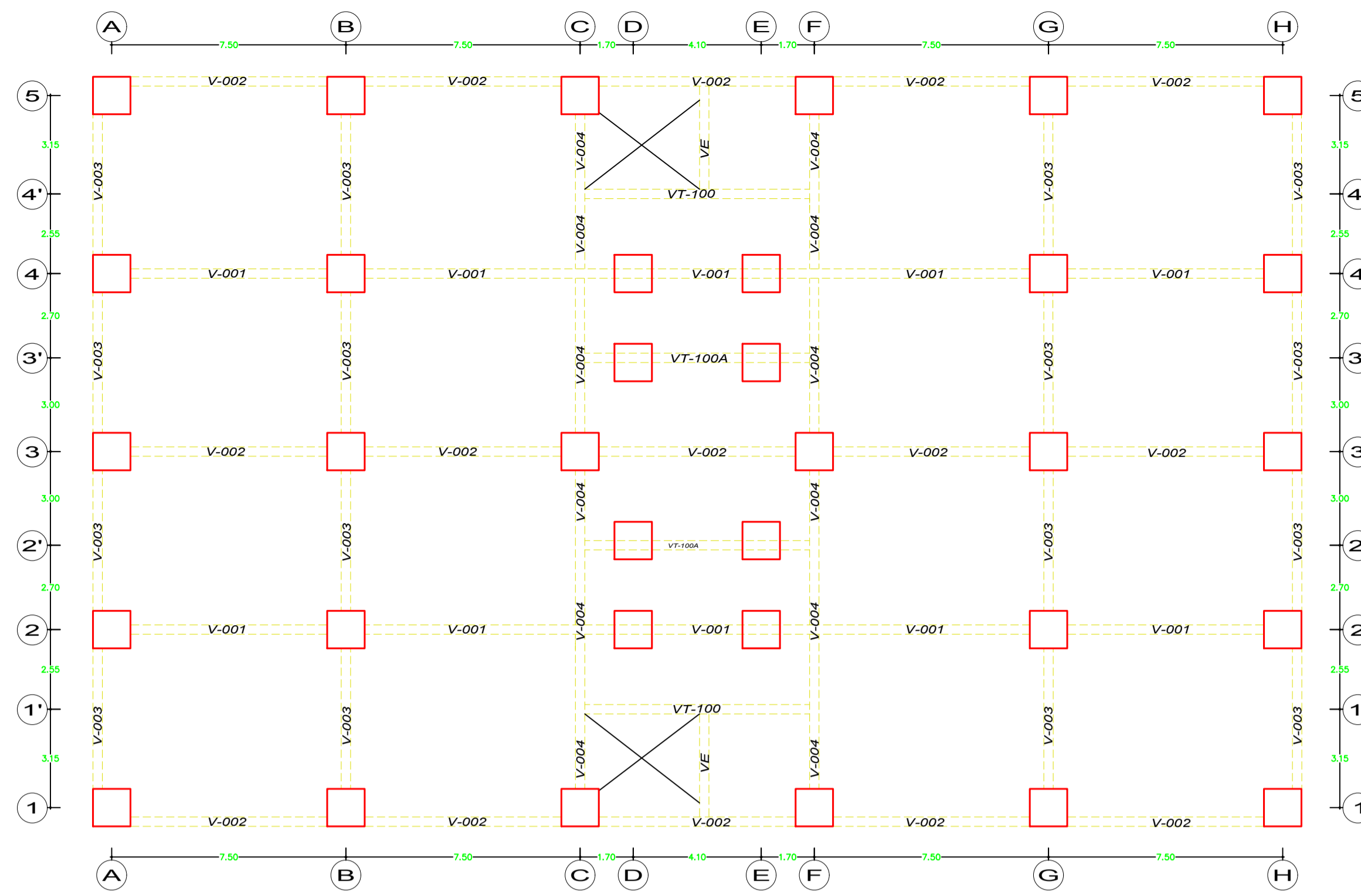


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
TITULO DE LA TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

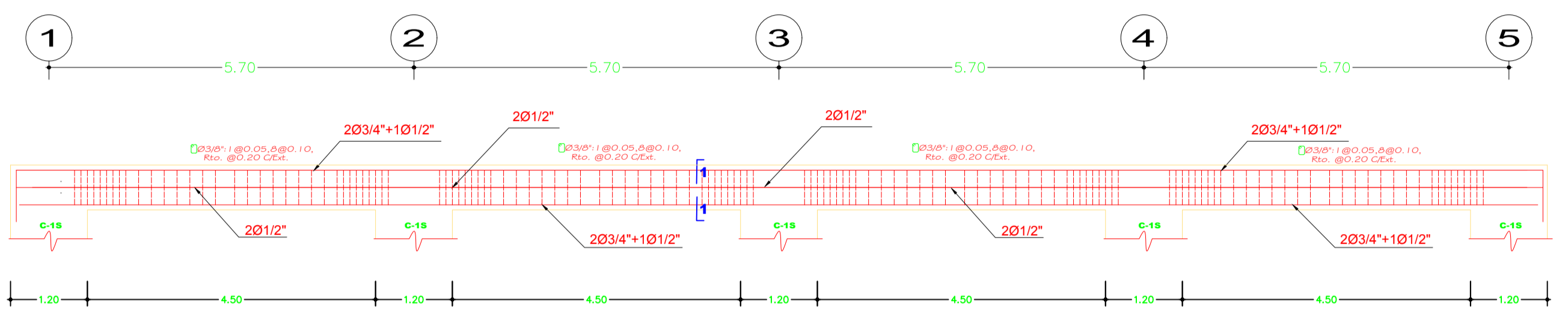
TESISTAS:
BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
BACH. CESAR PAUL AQUINO BENAVENTE
ASESOR DE TESIS:
ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

PROYECTO:
"Edificio HOTEL"
NOMBRE DE LA LÁMINA:
Cimentacion Subestructura
ESCALA:
Como se Indicada

LÁMINA:
E-02

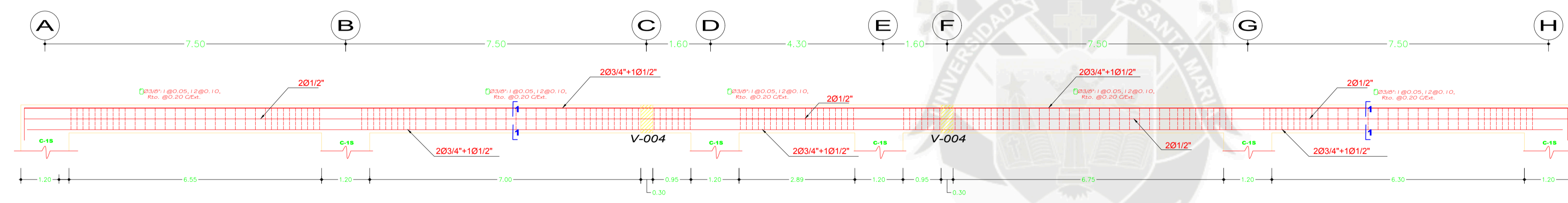


VIGA V-004 (EJE C,F)
SUBESTRUCTURA Esc.: 1/50

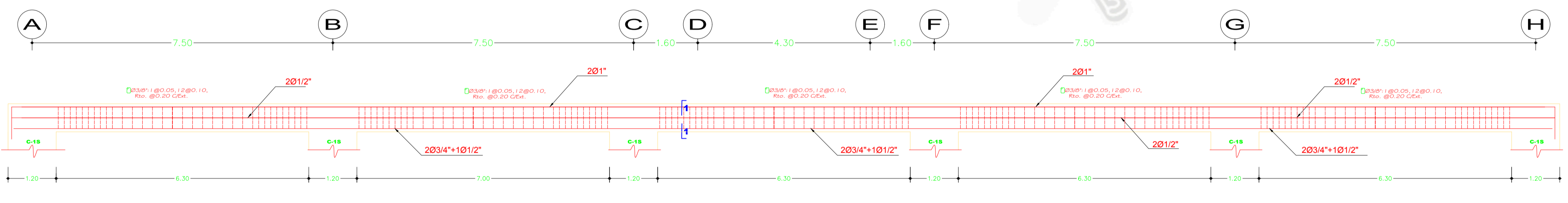


VIGA V-003 (EJE A,B,G,H)
SUBESTRUCTURA Esc.: 1/50

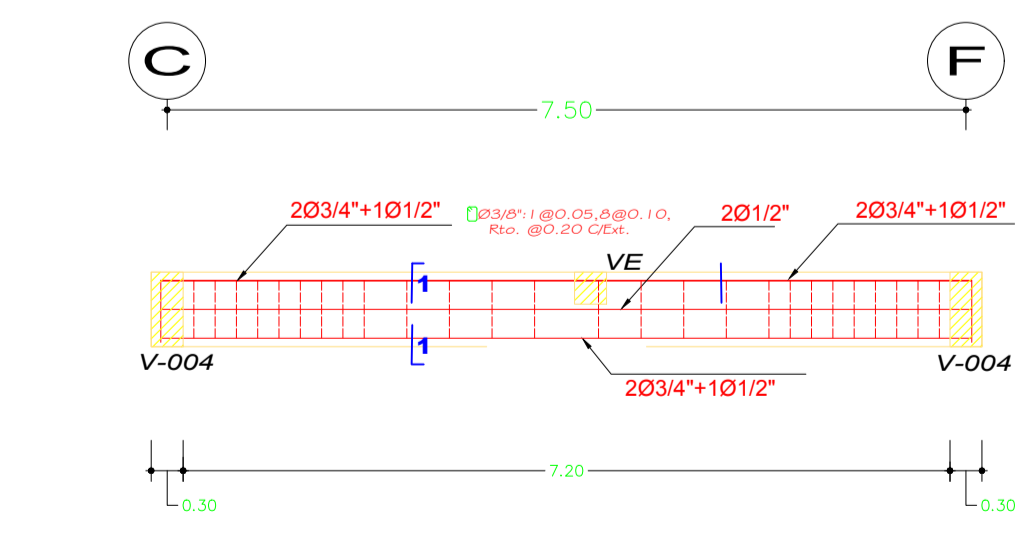
Sistema de Vigas de la Subestructura
S/C = 400Kg/cm2 ESC:1/100



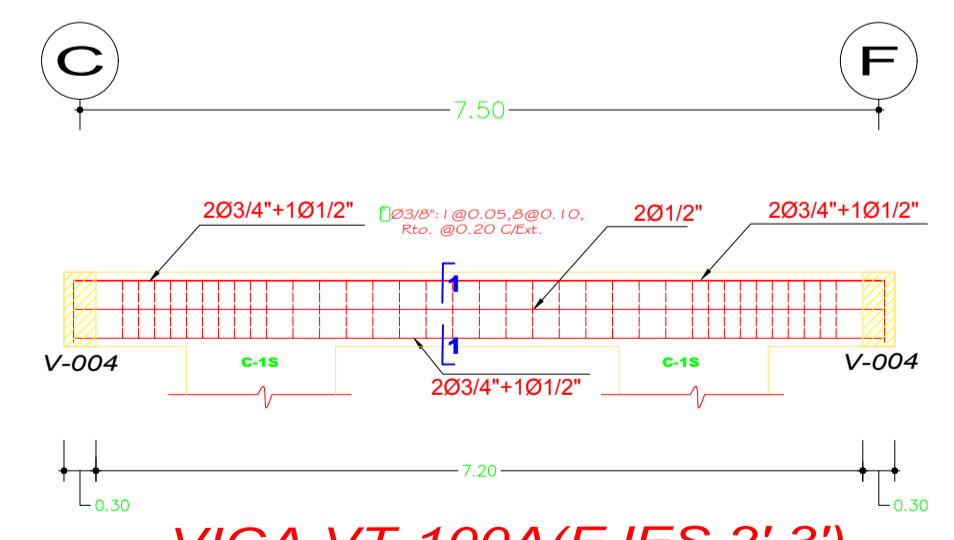
VIGA V-001(EJES 2,4)
SUBESTRUCTURA Esc.: 1/50



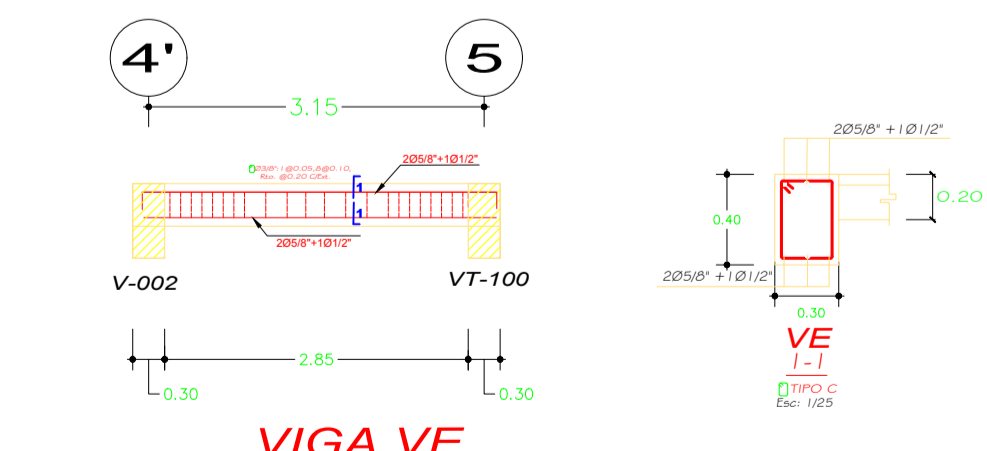
VIGA V-002 (EJE 1,3,5)
SUBESTRUCTURA Esc.: 1/50



VIGA VT-100(EJES 1',4')
SUBESTRUCTURA Esc.: 1/50

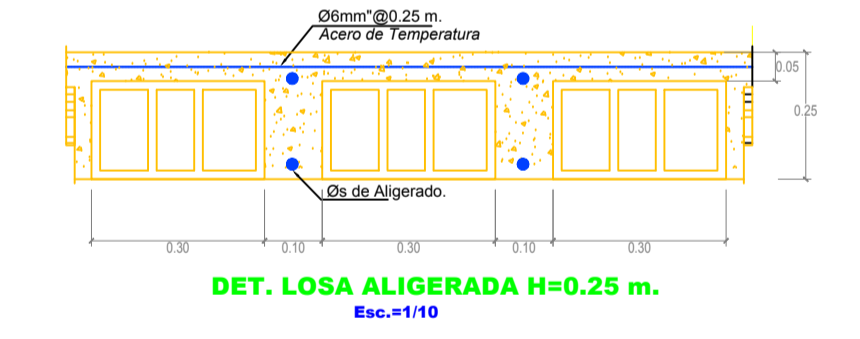


VIGA VT-100A(EJES 2',3')
SUBESTRUCTURA Esc.: 1/50

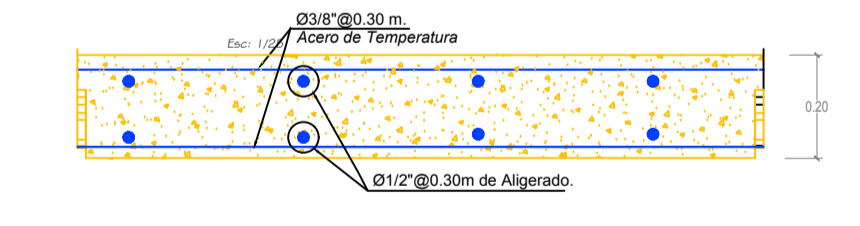


VIGA VE
SUBESTRUCTURA Esc.: 1/50

CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS		
TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
A	3/8"	180.05, 1200.10, Rto. Ø 0.20C/Ext.
B	1/2"	180.05, Rto. Ø 0.175C/Ext.
C	3/8"	180.05, 880.10, Rto. Ø 0.20C/Ext.
D	3/8"	180.05, 780.10, Rto. Ø 0.20C/Ext.

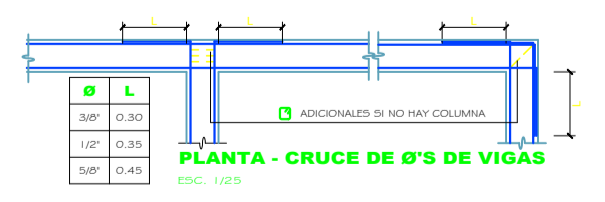
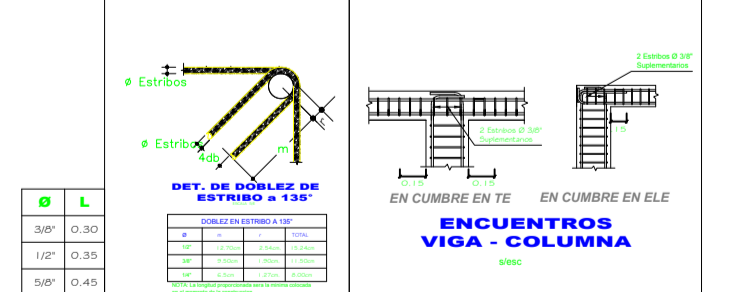
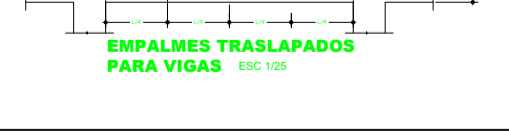


DET. LOSA ALIGERADA H=0.25 m.
Esc.:1/10



DET. LOSA MACIZA H=0.20 m.
Esc.:1/10

VALORES DE W	
W1	0.30
W2	0.30
W3	0.30
W4	0.30
W5	0.30
W6	0.30
W7	0.30
W8	0.30
W9	0.30
W10	0.30

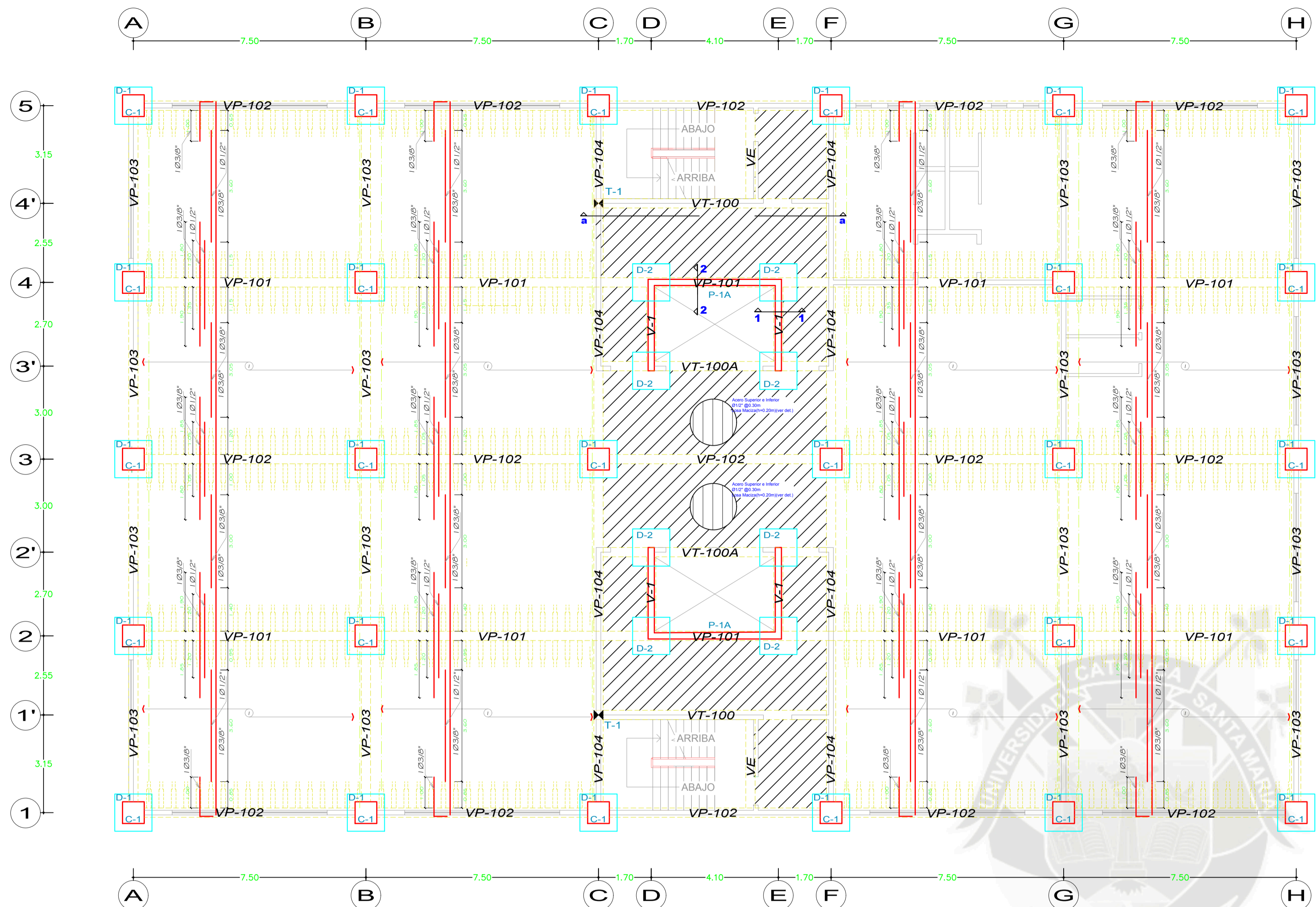


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
TÍTULO DE LA TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

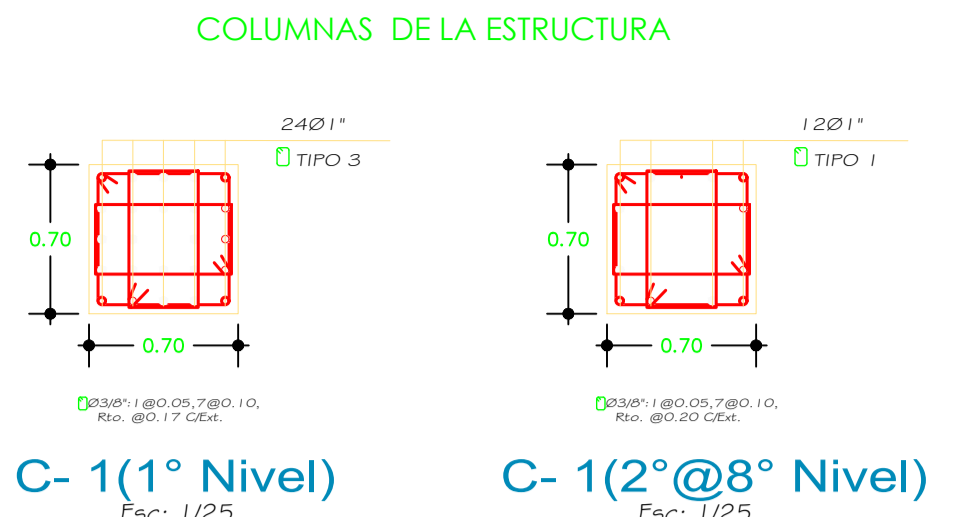
TESISTAS:
BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
BACH. CESAR PAUL AQUINO BENAVENTE
ASESOR DE TESIS:
ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

PROYECTO:
"Edificio HOTEL"
NOMBRE DE LA LÁMINA:
Vigas - Subestructura
ESCALA:
Como se Indicada

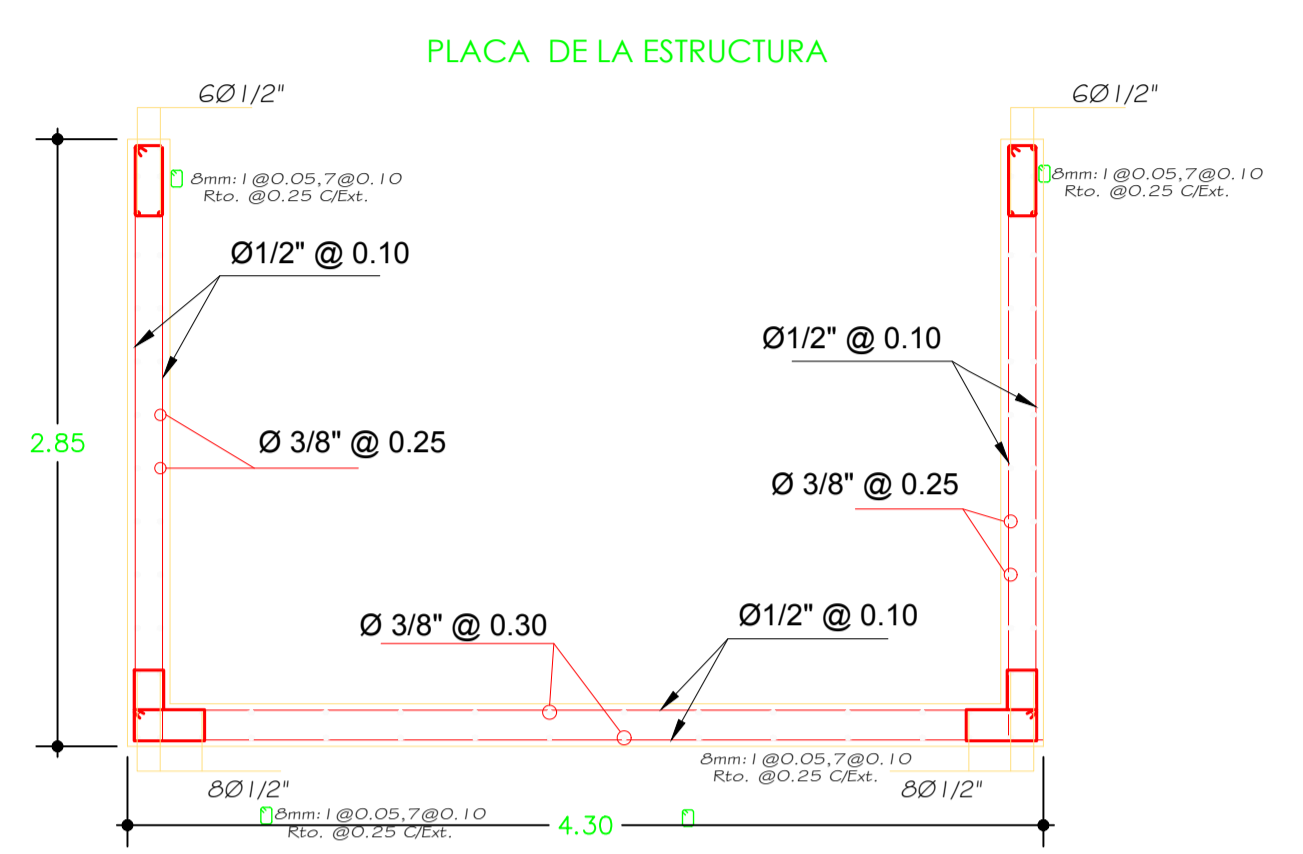
LÁMINA:
E-03



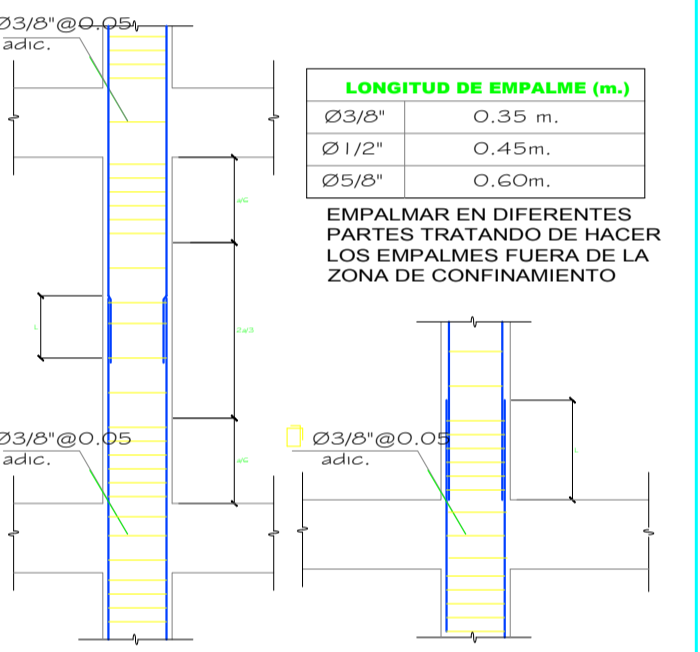
PISO TECNICO DE LA SUPERESTRUCTURA
VER RESTO DE COTAS EN ARQ' ESC:1/75



NIVEL	TIPO	C-1	P-1A
9°	b x t		
8°	b x t		
7°	b x t		
6°	b x t		VER DET.
5°	b x t		VER DET.
4°	b x t		VER DET.
3°	b x t		
2°	b x t		
1°	b x t		VER DET.



TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
1	3/8"	190.05, 790.10, Rto. Ø 0.20C/Ext.
2	8mm	190.05, 790.10 Rto. Ø 0.20C/Ext.
3	3/8"	190.05, 790.10, Rto. Ø 0.17C/Ext.

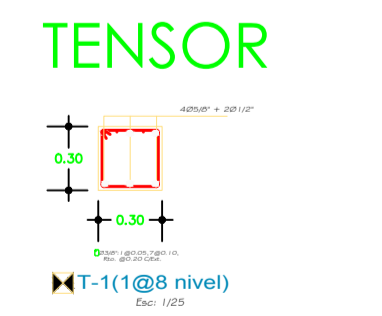
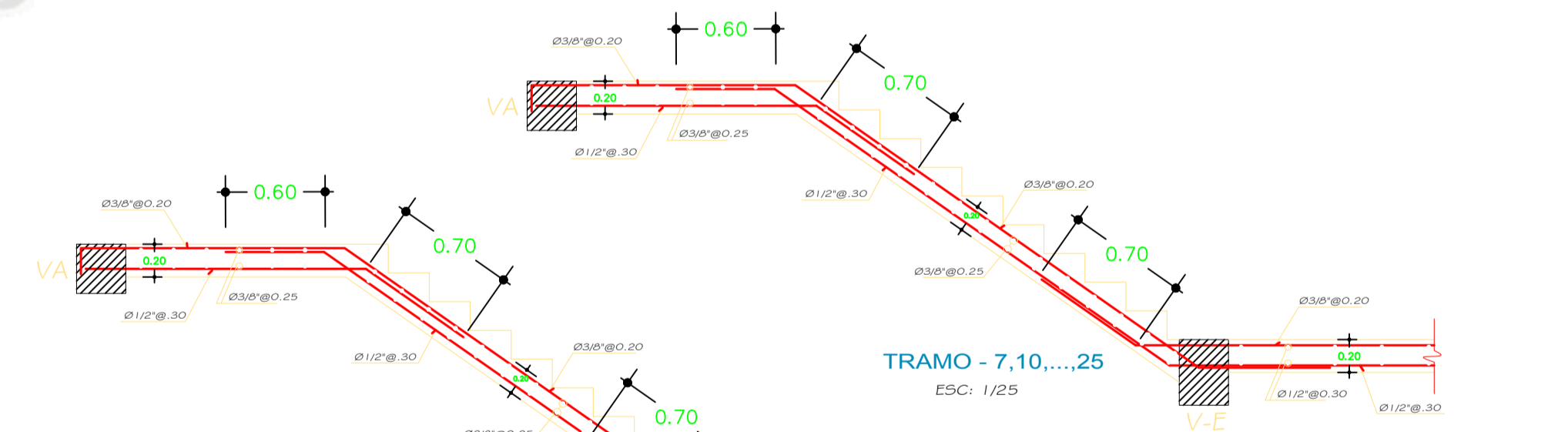
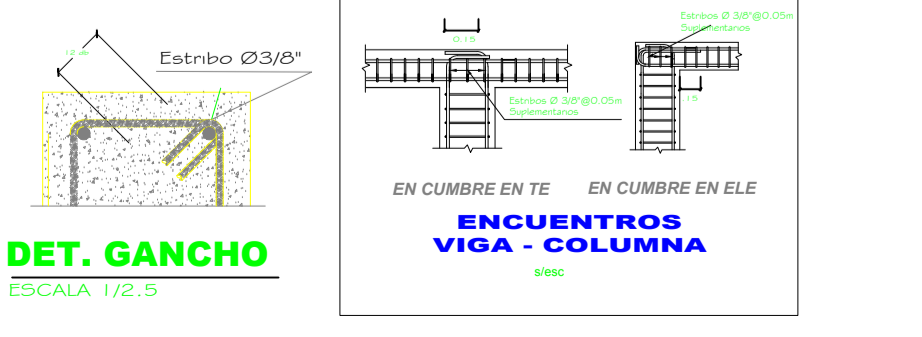
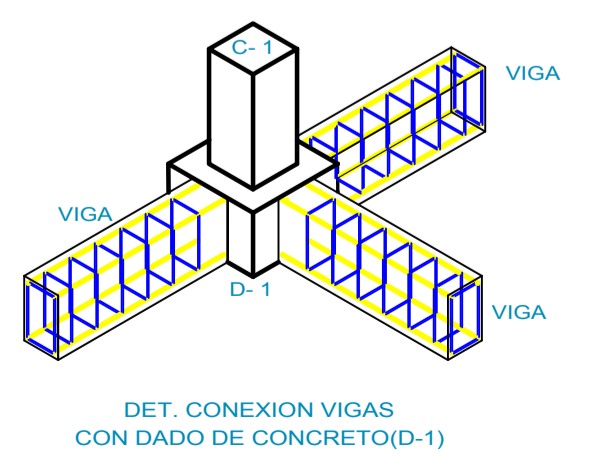
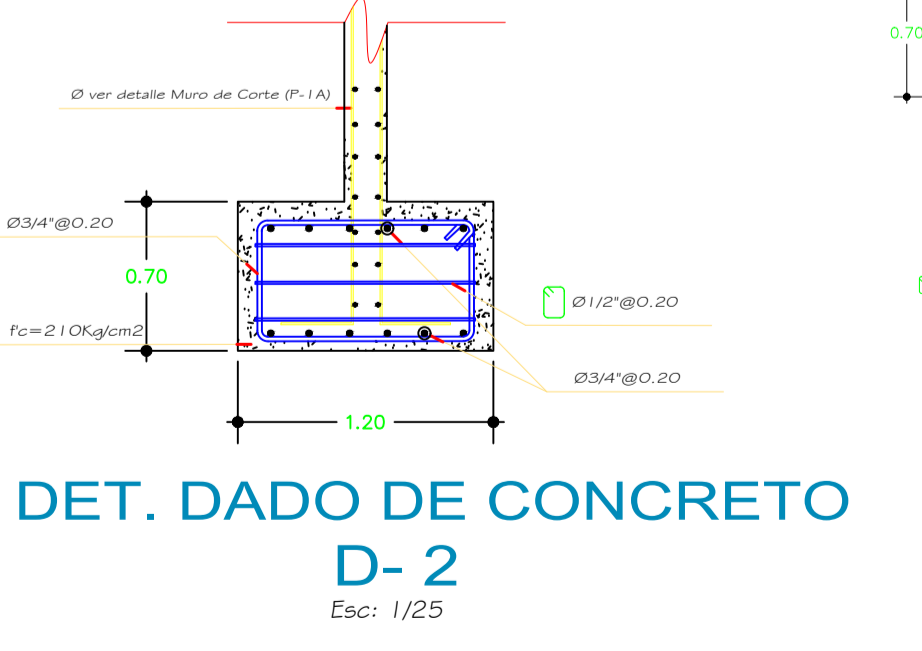
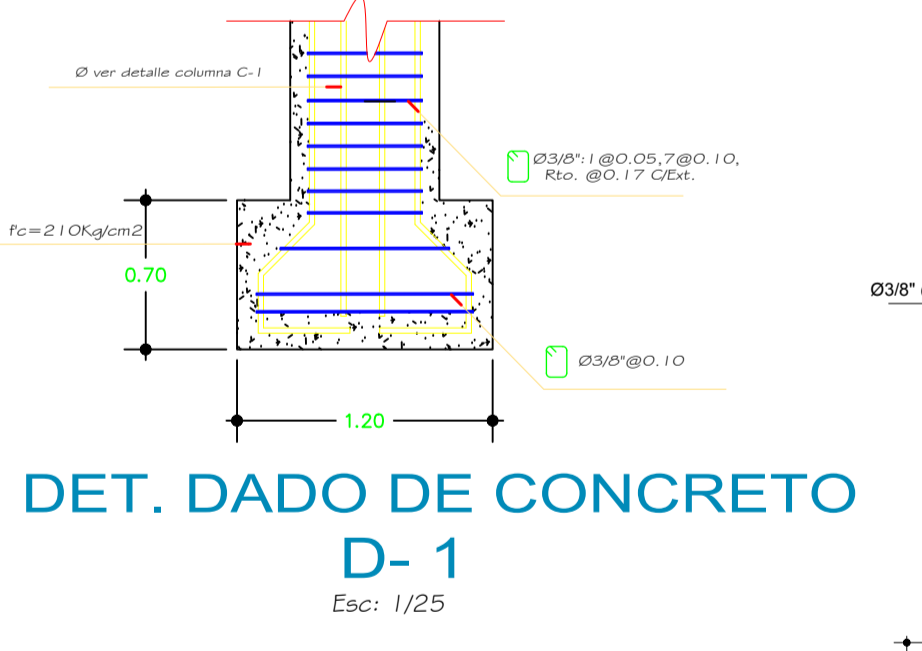
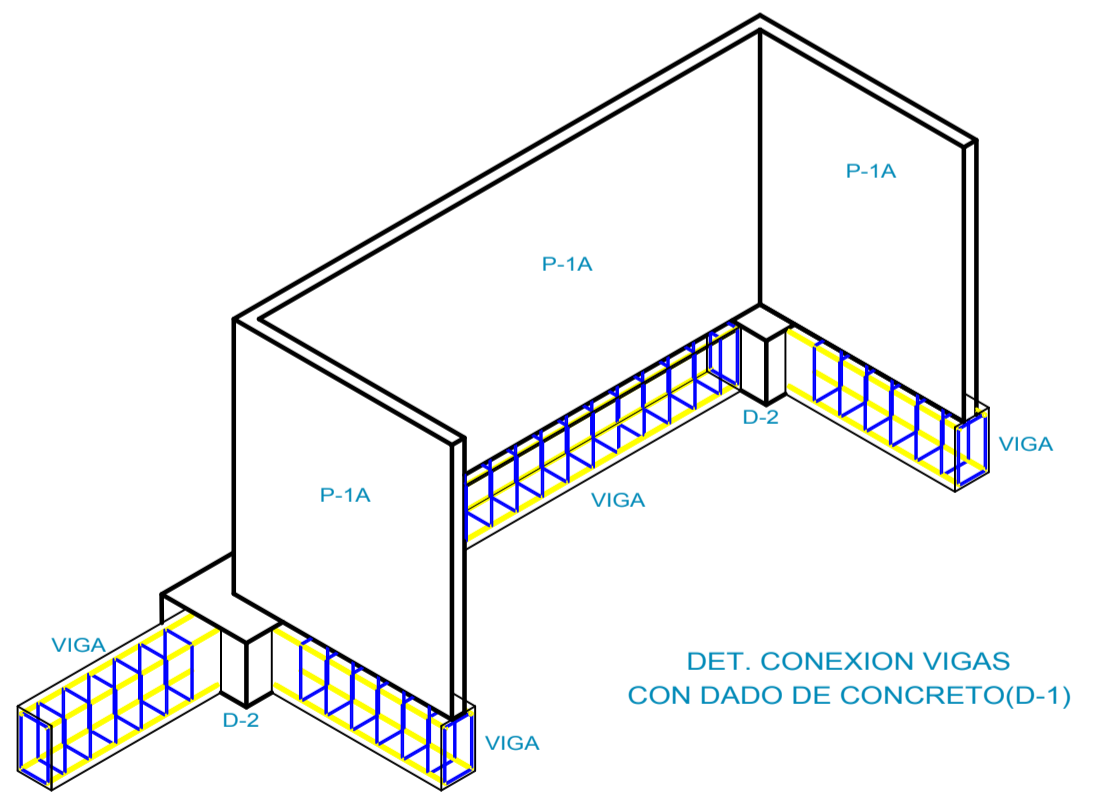


DADOS DE LA ESTRUCTURA

DETALLE CONEXION PLACA - VIGA DE FUNDACION

ESCALERA DE LA ESTRUCTURA

ESPECIFICACIONES TECNICAS
CONCRETO
 ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACION Fc=210 Kg/cm²
 COLUMNAS, DADOS, MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE CORTE. Fc=210 Kg/cm²
 VIGAS Y LOSAS Fc=210 Kg/cm²
 SOLADO, SUBZAPATA Fc=100 Kg/cm² + 30% P.G.
ACERO CORRUGADO fy=4200 Kg/cm²
ACERO LISO fy=4200 Kg/cm²
RECUBRIMIENTOS
 ZAPATAS 7.0 cm.
 MUROS DE CONTENCIÓN 4.0 cm.
 VIGAS PERALTADAS b>=0.20 4.0 cm.
 VIGAS DE CIMENTACION b>=0.20 4.0 cm.
 COLUMNAS b>=0.20m 4.0 cm.
 VIGAS CHATAS, LOSAS 2.5 cm.
ACEROS
 La Estructura estara formada por elementos de cerramiento exteriores y divisiones interiores por tabiqueria movil (planchas de fibrocemento (drywall) STEEL 63)



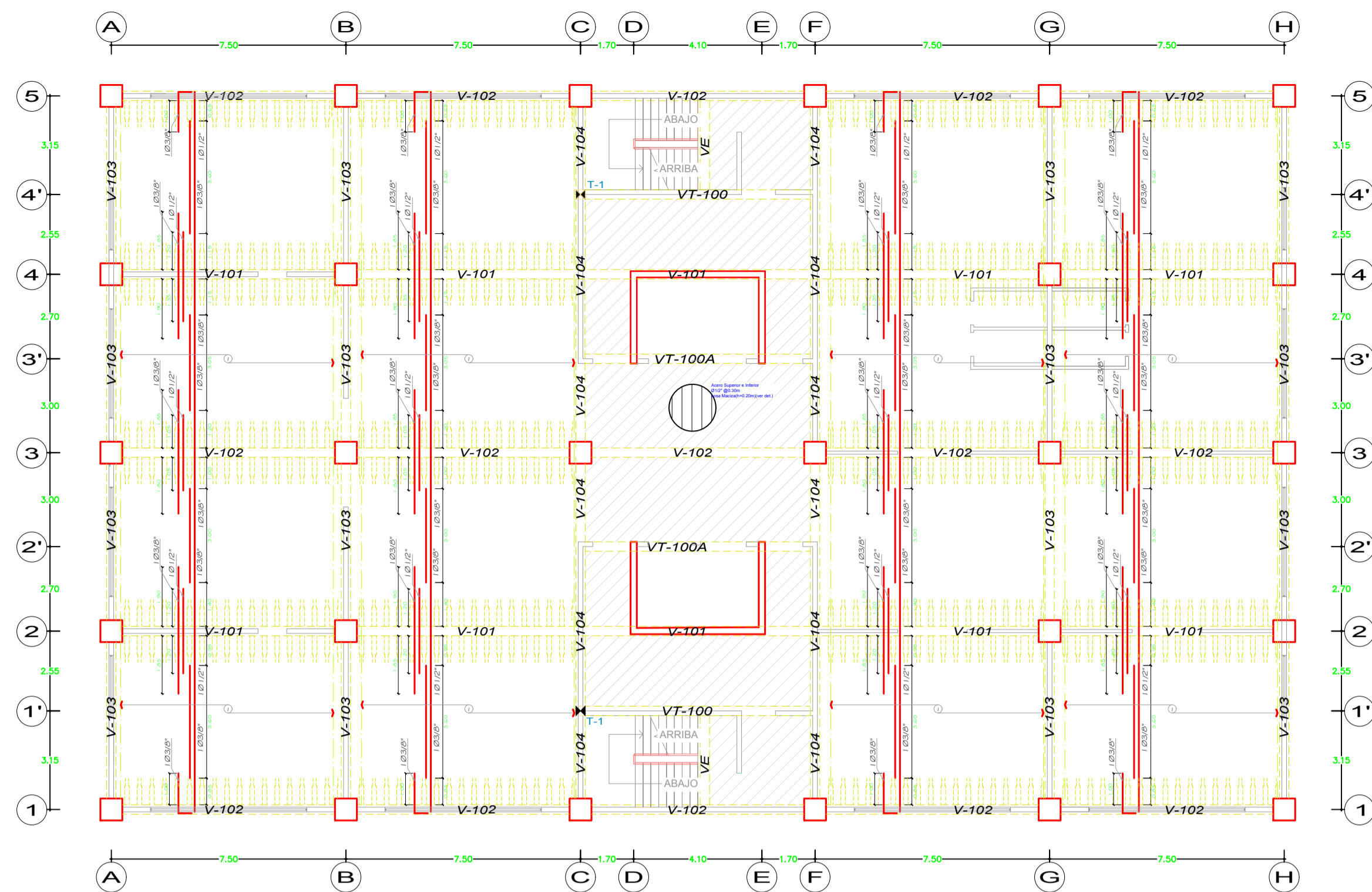
TIPO DE SUELO = SUELO RIGIDO
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE = 4.00m
CAPACIDAD PORTANTE (f = 3.00Kg/cm2)
ESTRUCTURA
SISTEMA ESTRUCTURAL Concreto Armado (dual)
PARAMETROS DEL PELIGRO SISMICO
INTENSIDAD PARA UNA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE 10 % EN 50 AÑOS (T=475 años)
 ZCS x g = 4.955 m/s²
 U = USO 1.00
 R = COEFICIENTE DE REDUCCION SISMICA R = 2
DATOS DE LA SUPER-ESTRUCTURA PARA DBE (sismo de diseño)
 - Periodo de la Estructura Tx=2.647 seg
 - Máximo Desplazamiento Dx = 8.45 cm
 Dy = 9.58 cm
 - Desplazamiento Relativo de Entrepiso Drx = 0.001 OK
 Dry = 0.001 OK
 Dry = 0.007 OK
INTENSIDAD PARA UNA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA DE 2% EN 50 AÑOS (T=2475 años)
 ZCS x g = 15.389 m/s²
 U = USO 1.00
 R = COEFICIENTE DE REDUCCION SISMICA R = 1
DATOS DE LA SUPER-ESTRUCTURA PARA DBE (sismo de diseño)
 - Periodo de la Estructura Tx=2.657 seg
 - Máximo Desplazamiento Dx = 34.122 cm
 Dy = 38.024 cm
 - Desplazamiento Relativo de Entrepiso Drx = 0.002 OK
 Dry = 0.002 OK
 Dry = 0.007 OK



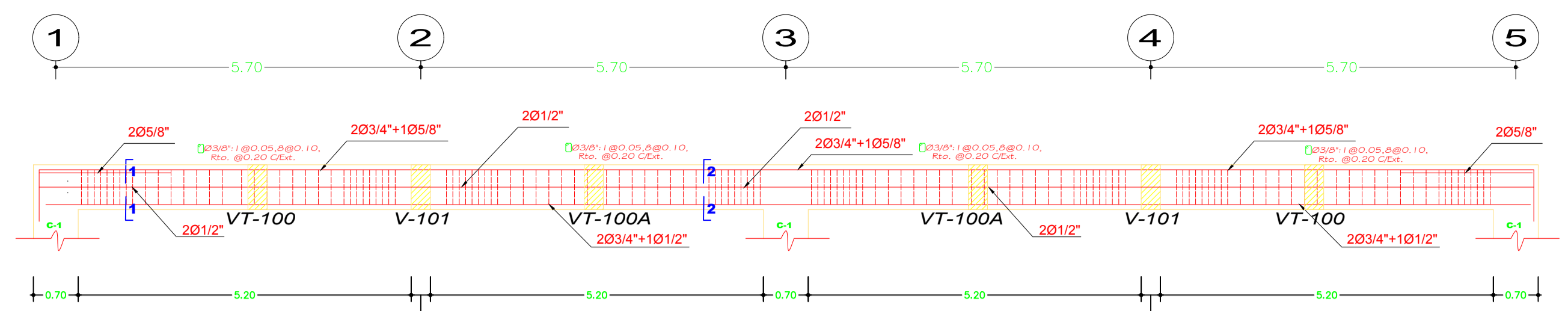
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
 TITULO DE LA TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

TESISTAS:
 BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
 BACH. CESAR PAUL AQUINO BENAVENTE
ASESOR DE TESIS:
 ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

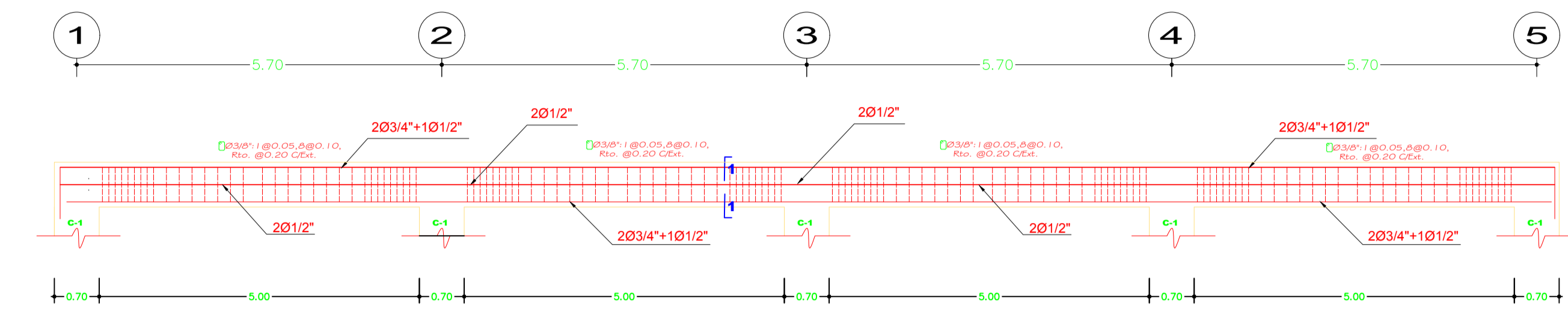
PROYECTO: "Edificio HOTEL"
NOMBRE DE LA LÁMINA: Piso Tecnico - Superestructura
ESCALA: Como se Indicada
LÁMINA N°: E-04



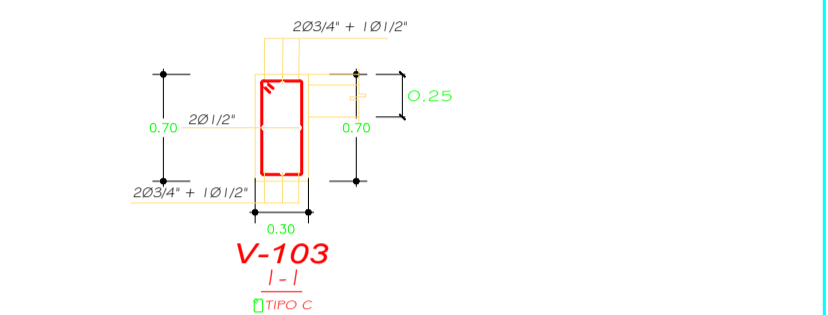
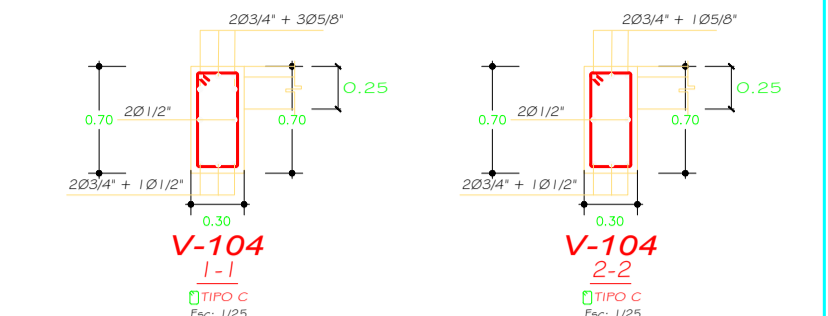
LOSA 1ER NIVEL (ver detalles de losas)
S/C = 400Kg/cm² ESC: 1/100



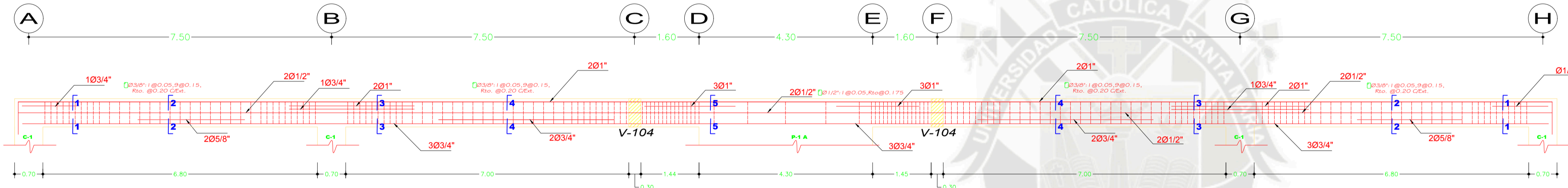
VIGA V-104 (EJE C,F)
PRIMERA PLANTA Esc.: 1/50



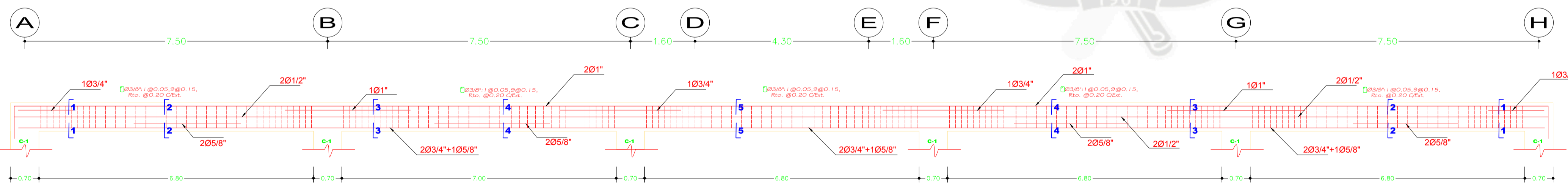
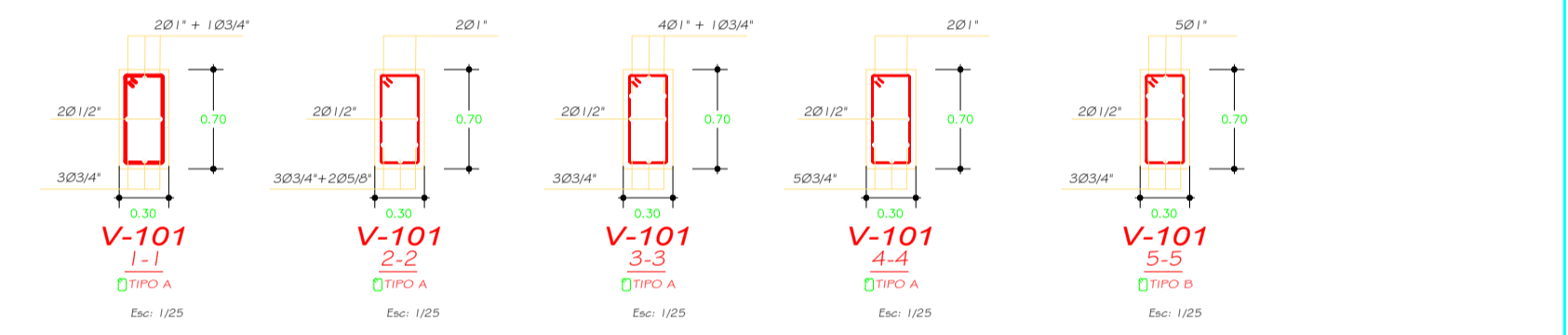
VIGA V-103 (EJE A,B,G,H)
PRIMERA PLANTA Esc.: 1/50



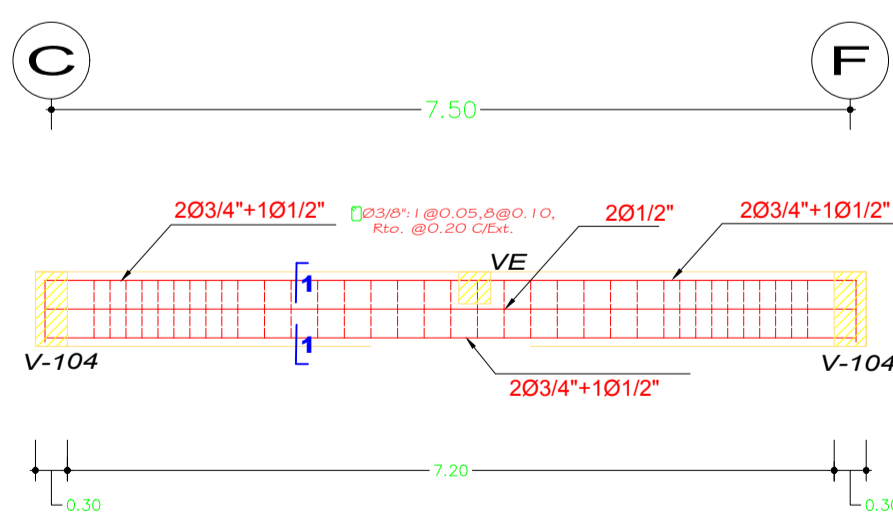
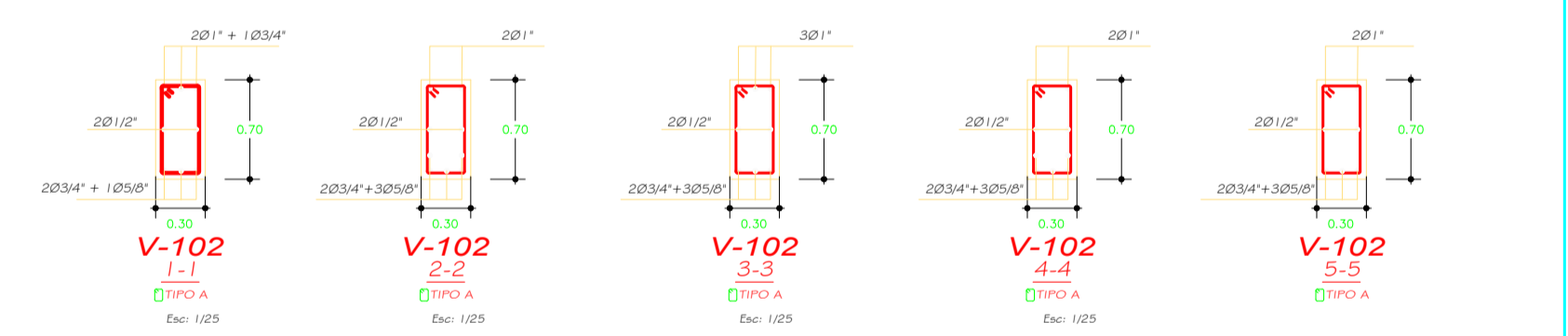
CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS		
TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
A	3/8"	1Ø0.05, 9Ø0.15, Rto. @ 0.20C/Ext.
B	1/2"	1Ø0.05, Rto. @ 0.175C/Ext.
C	3/8"	1Ø0.05, 8Ø0.10, Rto. @ 0.20C/Ext.
D	3/8"	1Ø0.05, 7Ø0.10, Rto. @ 0.20C/Ext.



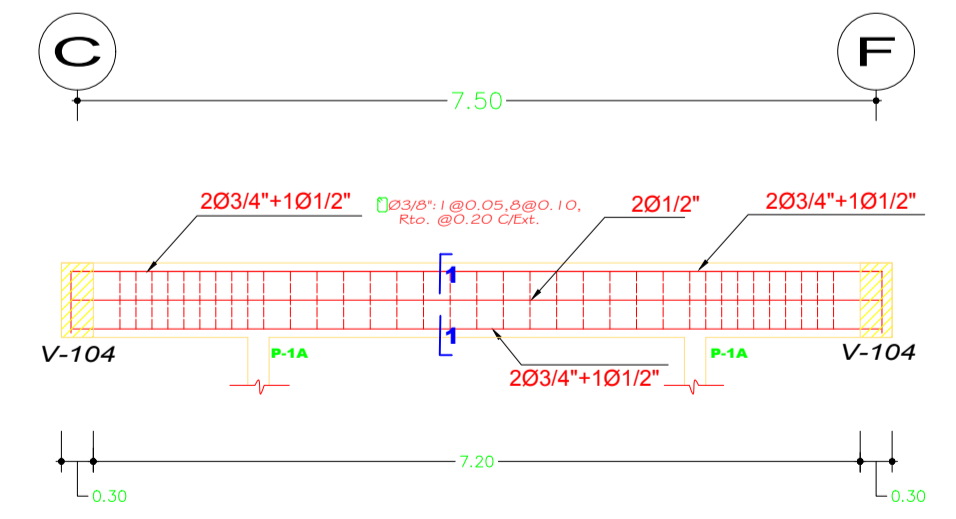
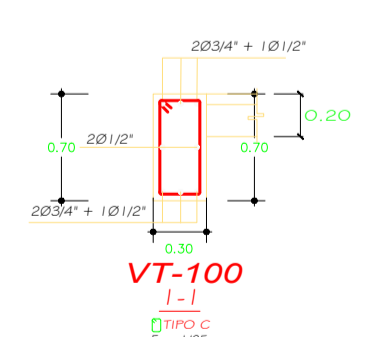
VIGA V-101 (EJES 2,4)
PRIMERA PLANTA Esc.: 1/100



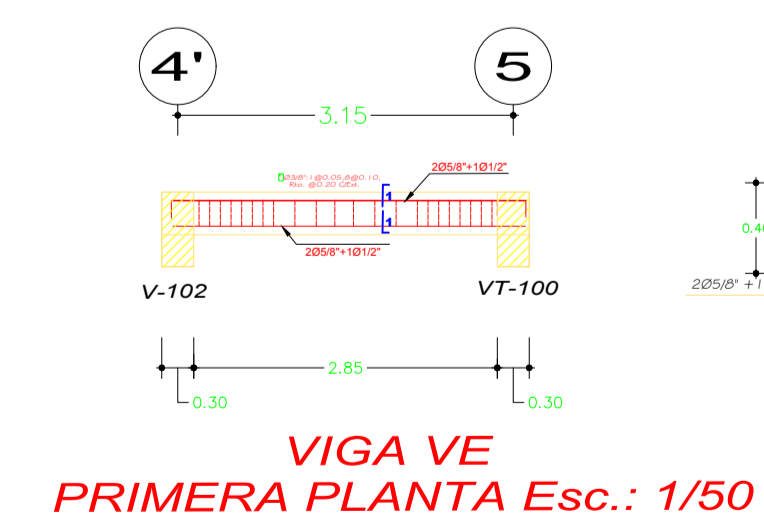
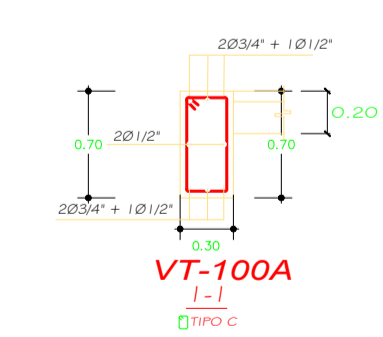
VIGA V-102 (EJE 1,3,5)
PRIMERA PLANTA Esc.: 1/50



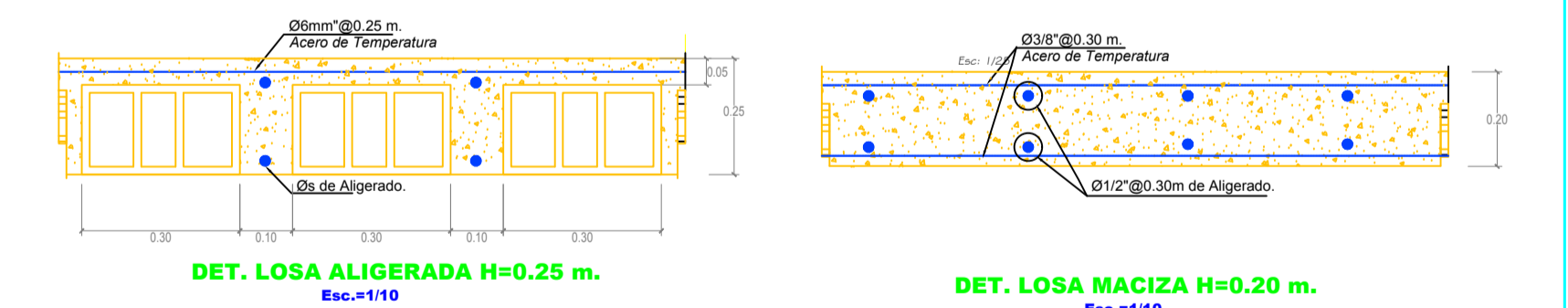
VIGA VT-100 (EJES 1,4)
PRIMERA PLANTA Esc.: 1/50



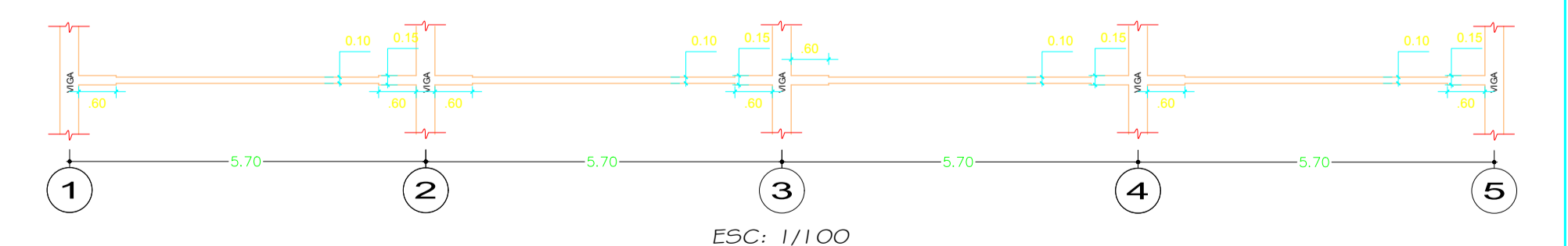
VIGA VT-100A (EJES 2,3)
PRIMERA PLANTA Esc.: 1/50



VIGA VE
PRIMERA PLANTA Esc.: 1/50

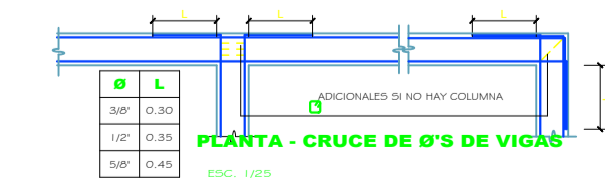
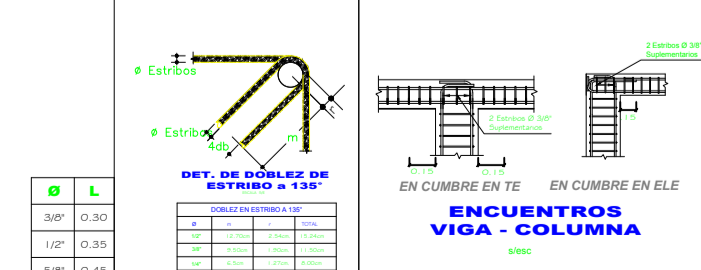


DET. ENSANCHE DE VIGUETA LOSA ALIGERADA (H=0.25)



ESC: 1/100

VALORES DE	
h	0.20
h _{ef}	0.15
h _{ef}	0.15
h _{ef}	0.15
h _{ef}	0.15
h _{ef}	0.15
h _{ef}	0.15
h _{ef}	0.15
h _{ef}	0.15
h _{ef}	0.15

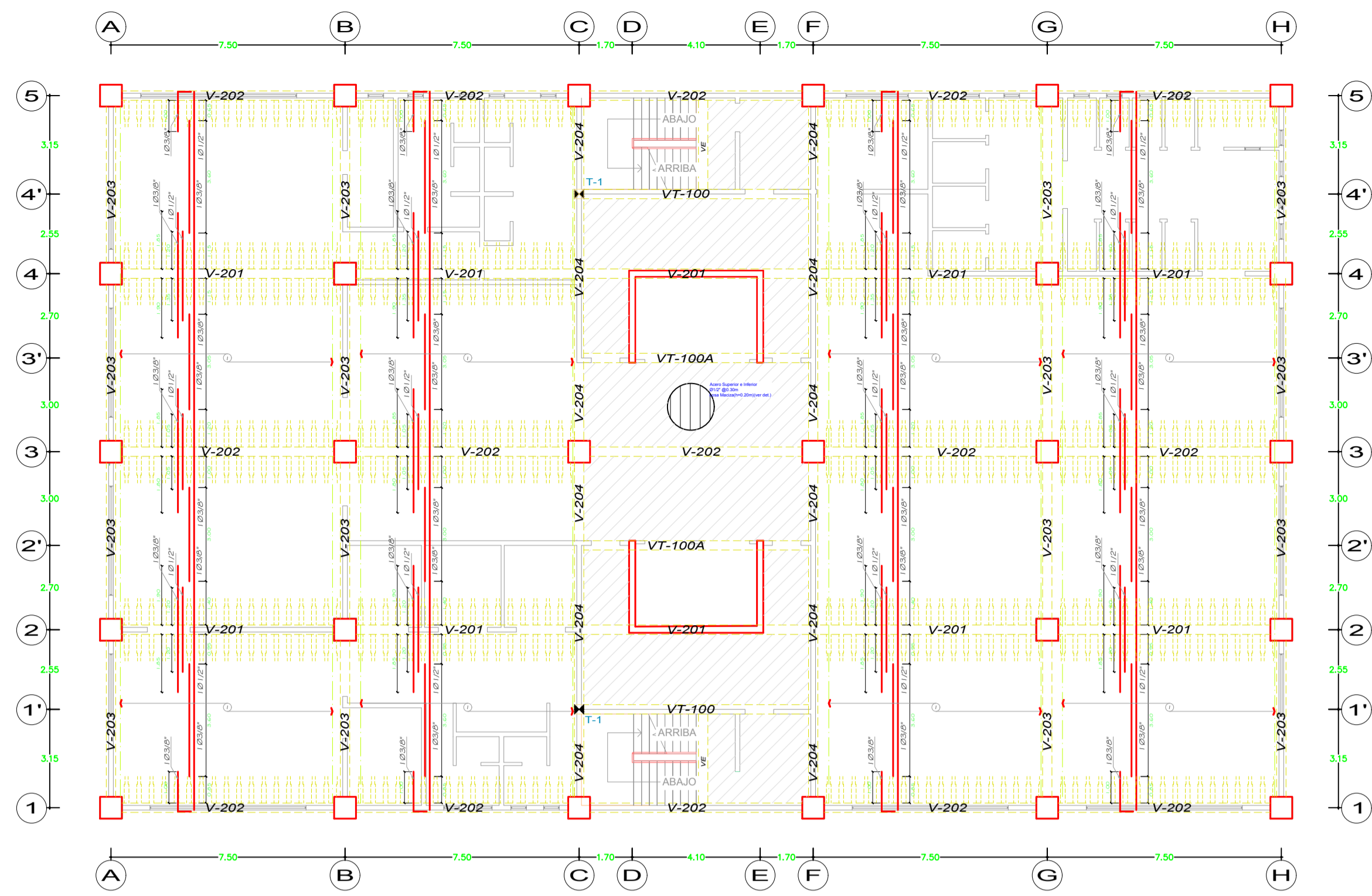


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
TÍTULO DE LA TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

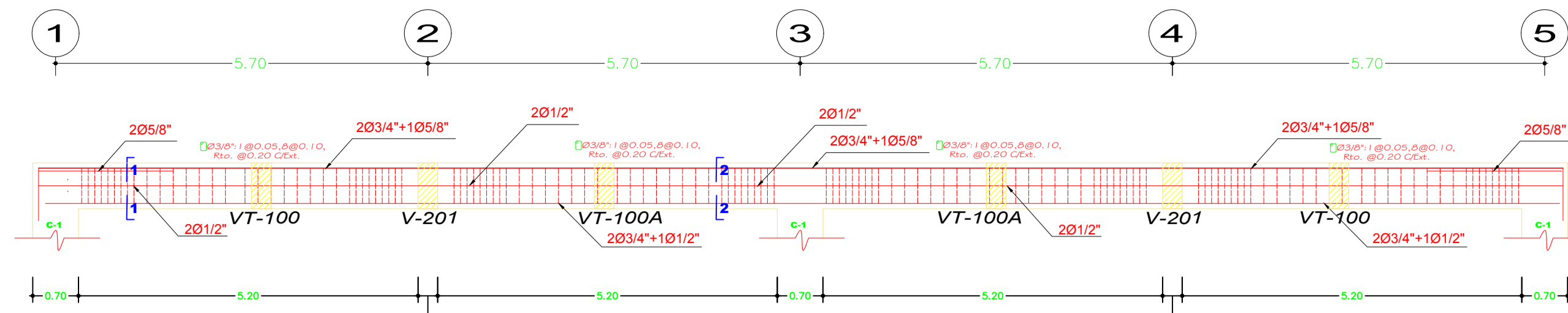
TESISTAS:
BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
BACH. CESAR PAUL AQUINO BENAVENTE
ASESOR DE TESIS:
ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

PROYECTO:
"Edificio HOTEL"
NOMBRE DE LA LÁMINA:
Estructuras 1er Nivel
ESCALA:
Como se Indicada

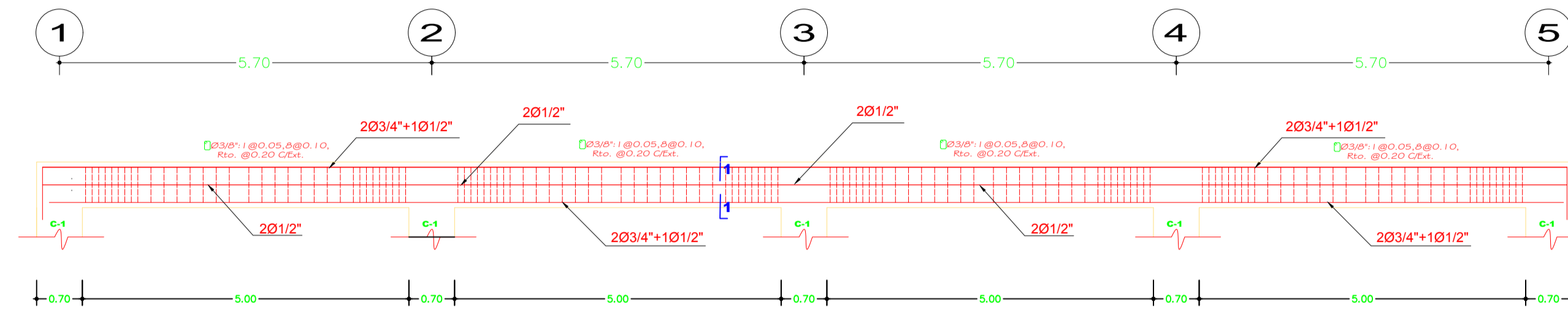
LÁMINA:
E-06



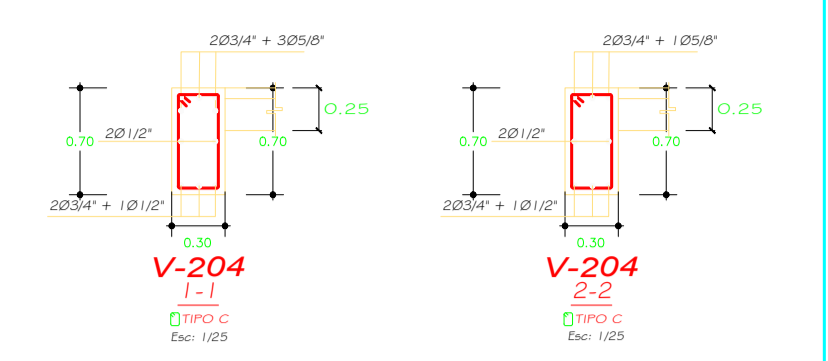
LOSA 2° NIVEL (ver detalle de losas)
S/C = 400Kg/cm² ESC: 1/100



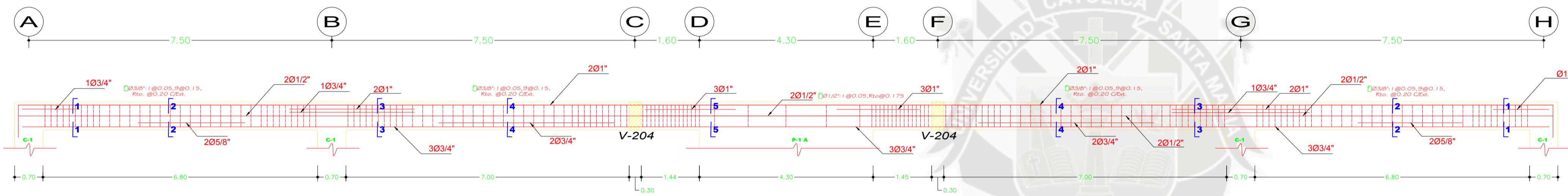
VIGA V-204 (EJE C, F)
SEGUNDA PLANTA Esc.: 1/50



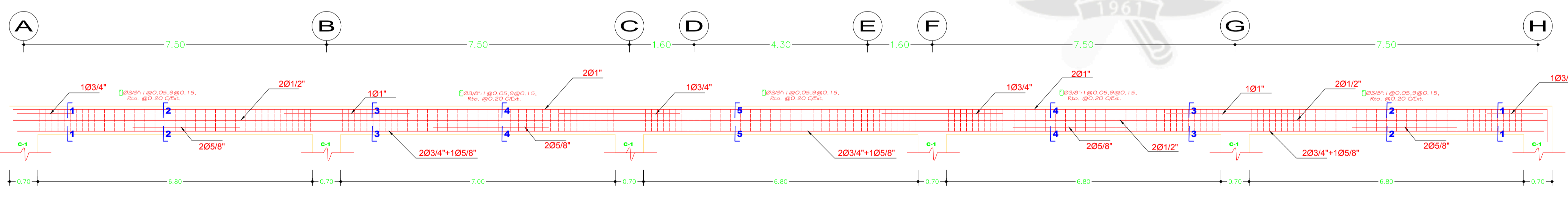
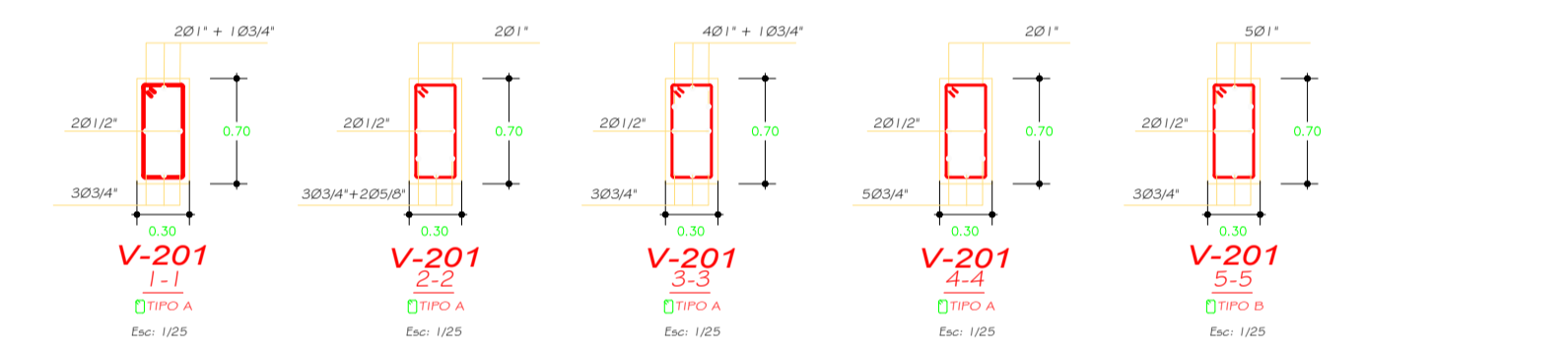
VIGA V-203 (EJE A, B, G, H)
SEGUNDA PLANTA Esc.: 1/50



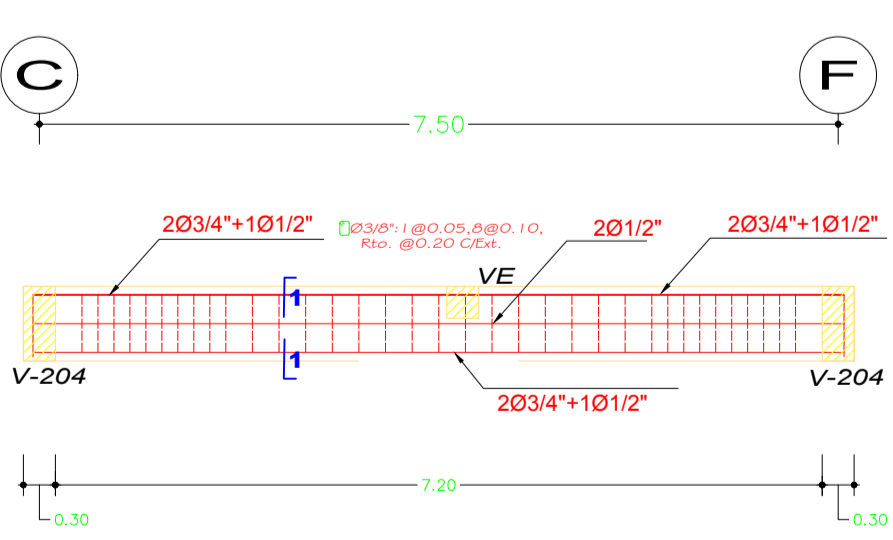
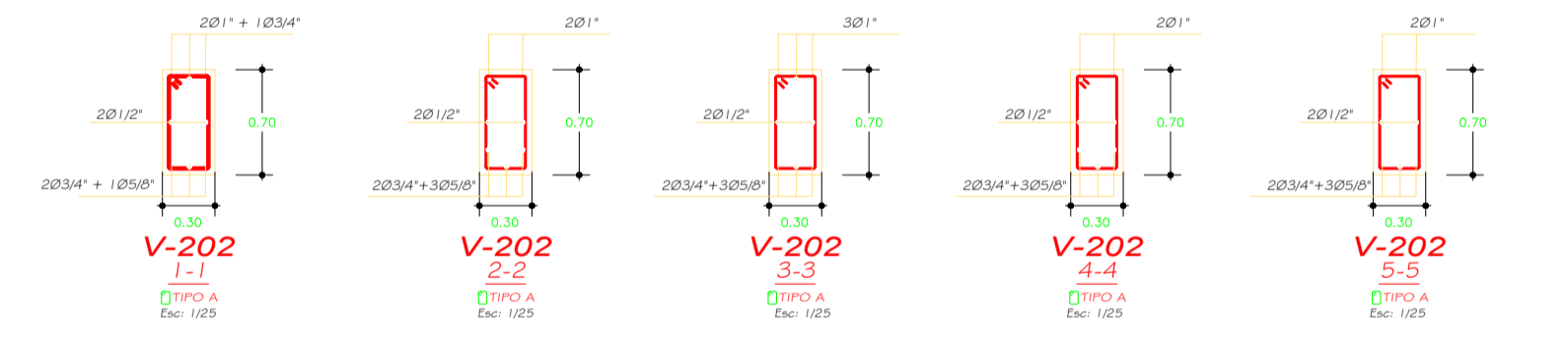
CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS		
TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
A	3/8"	1Ø0.05, 9Ø0.15, Rto. @ 0.20C/Ext.
B	1/2"	1Ø0.05, Rto. @ 0.175C/Ext.
C	3/8"	1Ø0.05, 8Ø0.10, Rto. @ 0.20C/Ext.
D	3/8"	1Ø0.05, 7Ø0.10, Rto. @ 0.20C/Ext.



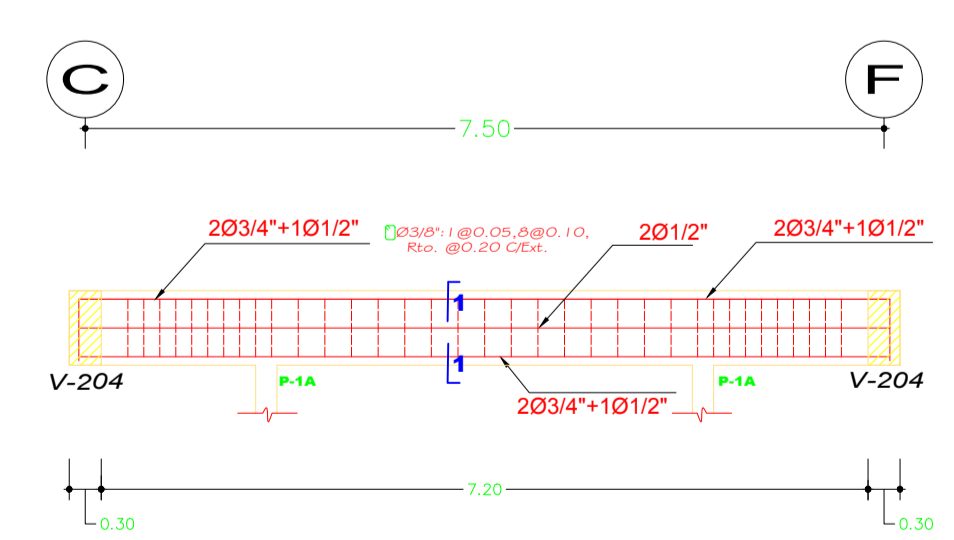
VIGA V-201 (EJES 2, 4)
SEGUNDA PLANTA Esc.: 1/50



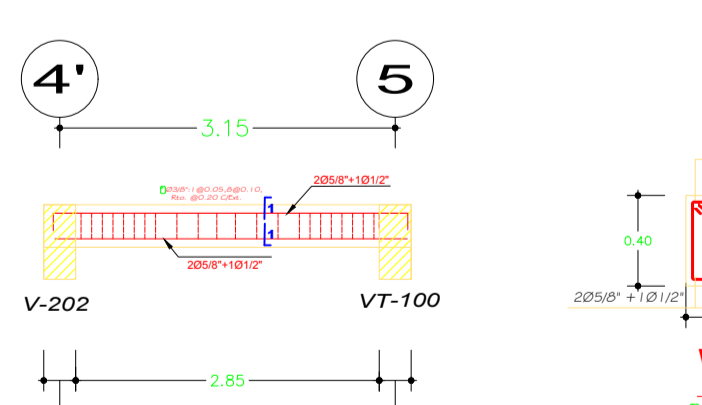
VIGA V-202 (EJE 1, 3, 5)
SEGUNDA PLANTA Esc.: 1/50



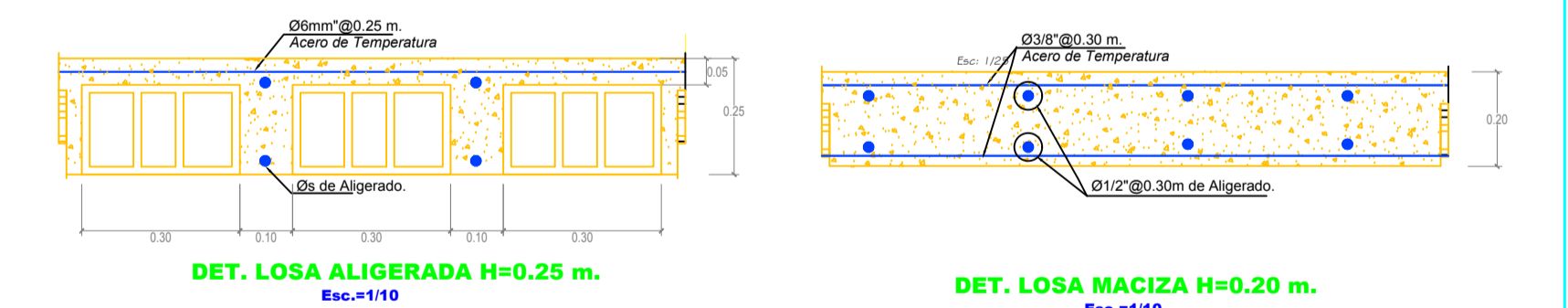
VIGA VT-100 (EJES 1, 4)
SEGUNDA PLANTA Esc.: 1/50



VIGA VT-100A (EJES 2, 3)
SEGUNDA PLANTA Esc.: 1/50



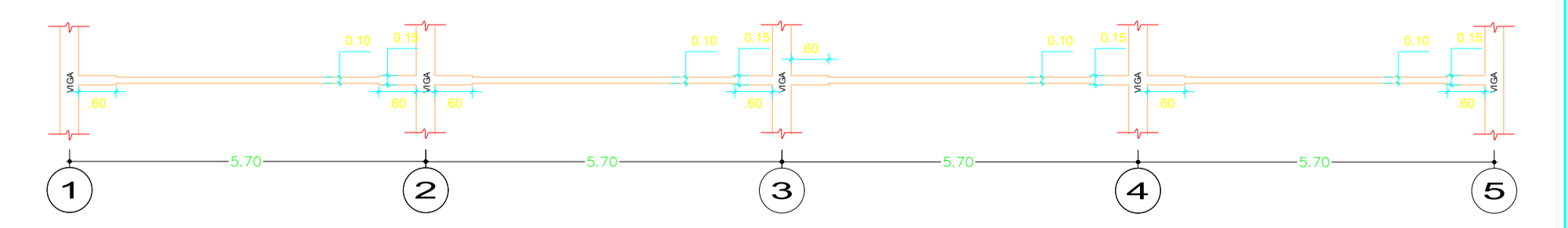
VIGA VE
SEGUNDA PLANTA Esc.: 1/50



DET. LOSA ALIGERADA H=0.25 m.
Esc.: 1/10

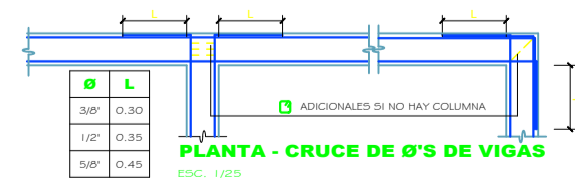
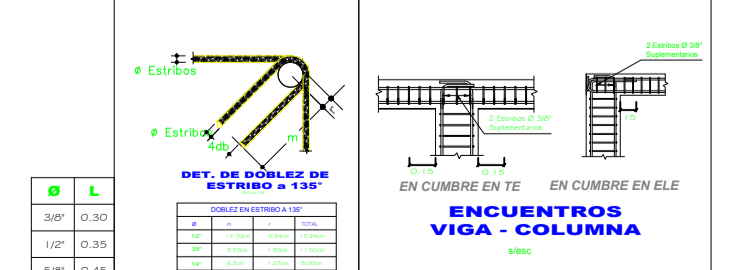
DET. LOSA MACIZA H=0.20 m.
Esc.: 1/10

DET. ENSANCHE DE VIGUETA LOSA ALIGERADA (H=0.25)



ESC.: 1/100

VALORES DE W	
W ₁	0.00
W ₂	0.00
W ₃	0.00
W ₄	0.00
W ₅	0.00
W ₆	0.00
W ₇	0.00
W ₈	0.00
W ₉	0.00
W ₁₀	0.00
W ₁₁	0.00
W ₁₂	0.00
W ₁₃	0.00
W ₁₄	0.00
W ₁₅	0.00
W ₁₆	0.00
W ₁₇	0.00
W ₁₈	0.00
W ₁₉	0.00
W ₂₀	0.00

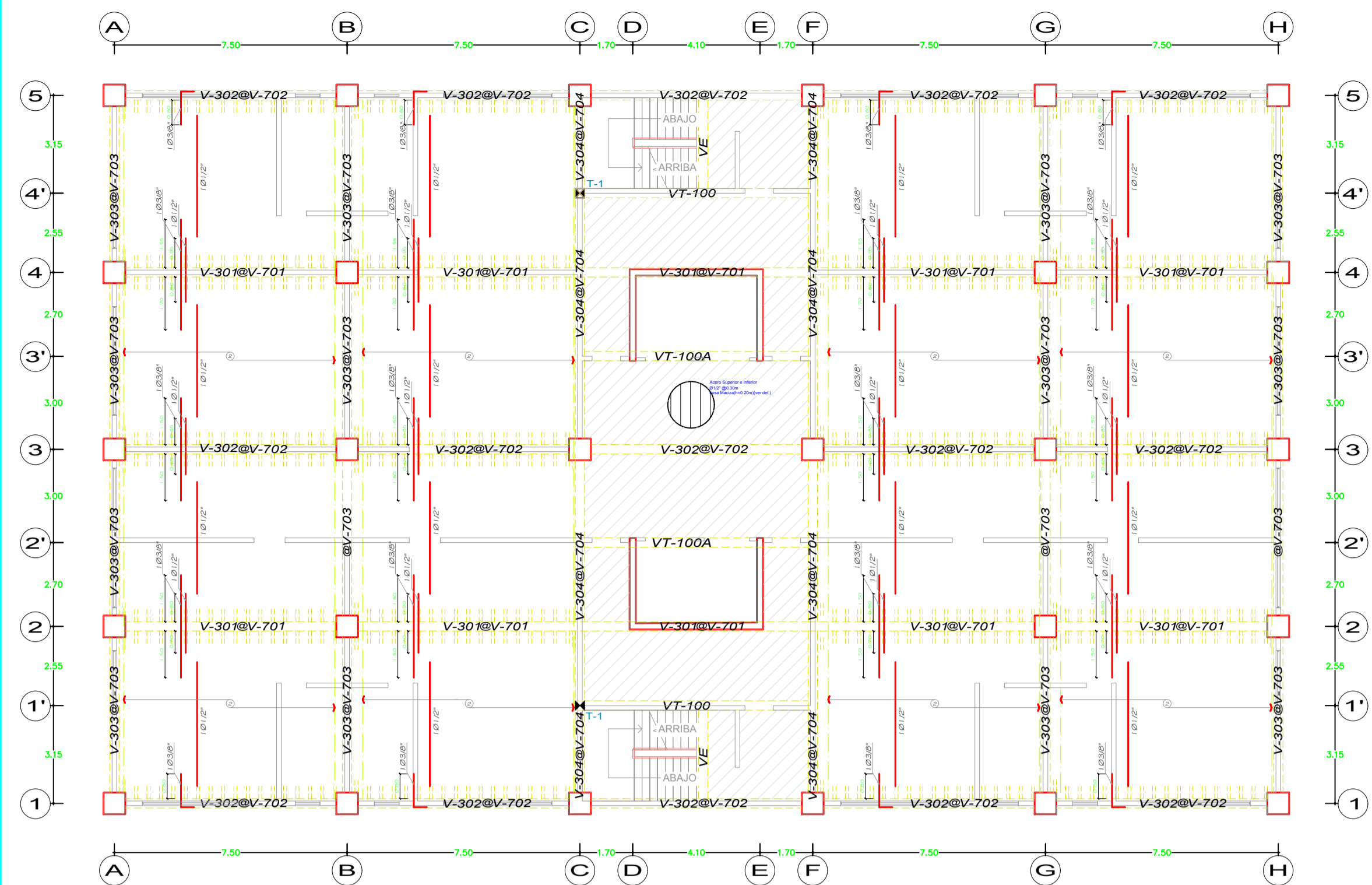


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
TÍTULO DE LA TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

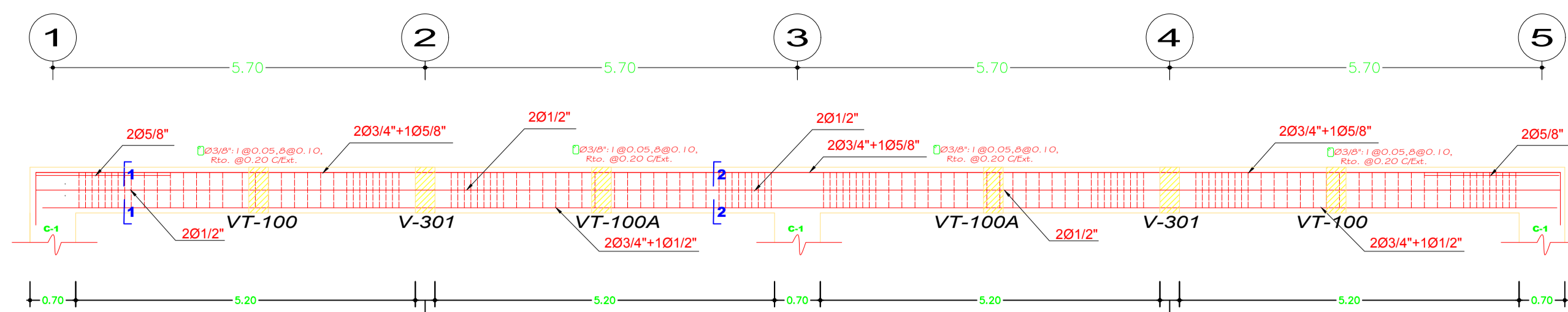
TESISTAS:
BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
BACH. CESAR PAUL AQUINO BENAVENTE
ASESOR DE TESIS:
ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

PROYECTO:
"Edificio HOTEL"
NOMBRE DE LA LÁMINA:
Estructuras 2do Nivel
ESCALA:
Como se Indicada

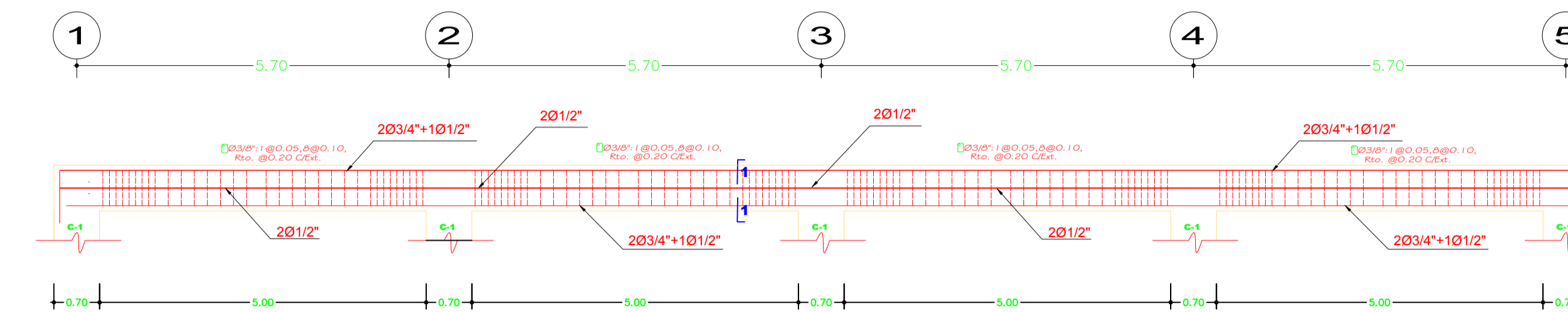
LÁMINA N°:
E-07



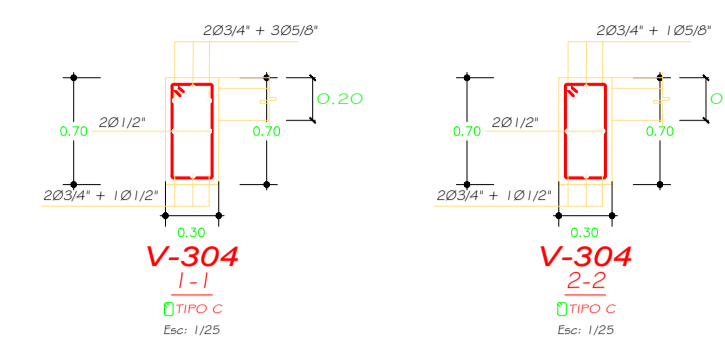
LOSA 3° @ 7° NIVEL (ver detalle de losas)
S/C = 200Kg/cm² ESC: 1/100



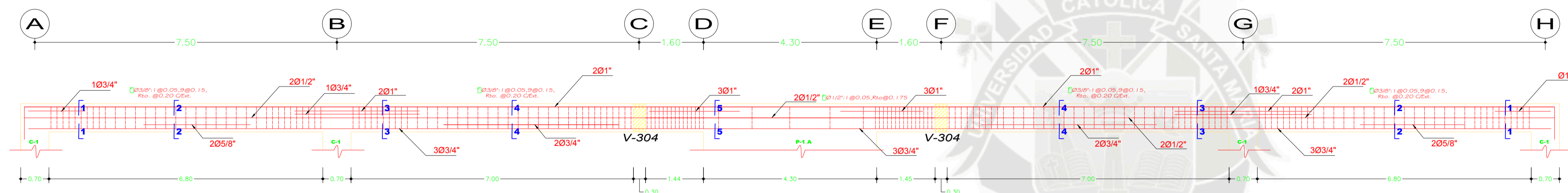
VIGA V-304 @ V-704 (EJE C,F)
3ER @ 7MA PLANTA Esc.: 1/50



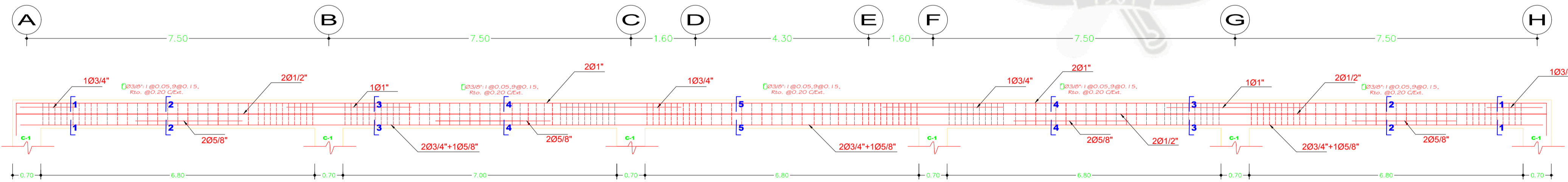
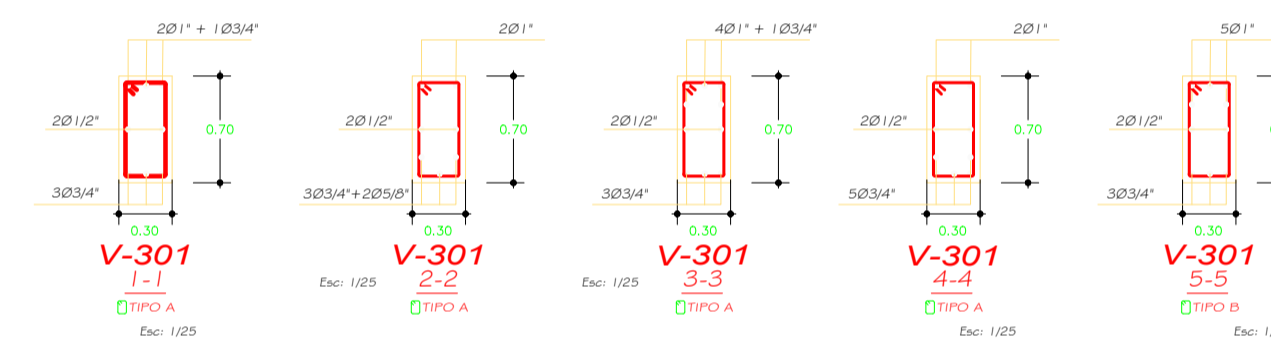
VIGA V-303 @ V-703 (EJE A,B,G,H)
3ER @ 7MO NIVEL Esc.: 1/50



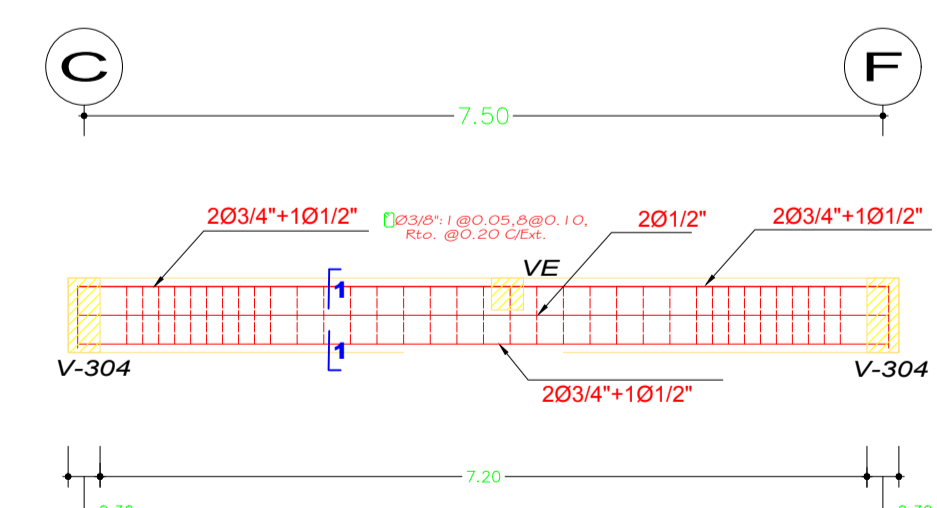
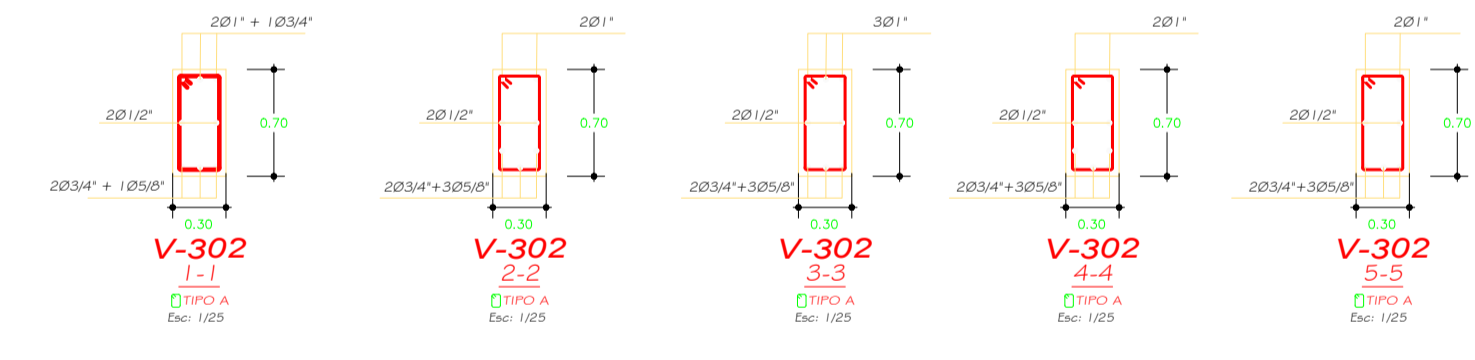
CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS		
TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
A	3/8"	1@0.05, 9@0.15, Rto. @ 0.20C/Ext.
B	1/2"	1@0.05, Rto. @ 0.175C/Ext.
C	3/8"	1@0.05, 8@0.10, Rto. @ 0.20C/Ext.
D	3/8"	1@0.05, 7@0.10, Rto. @ 0.20C/Ext.



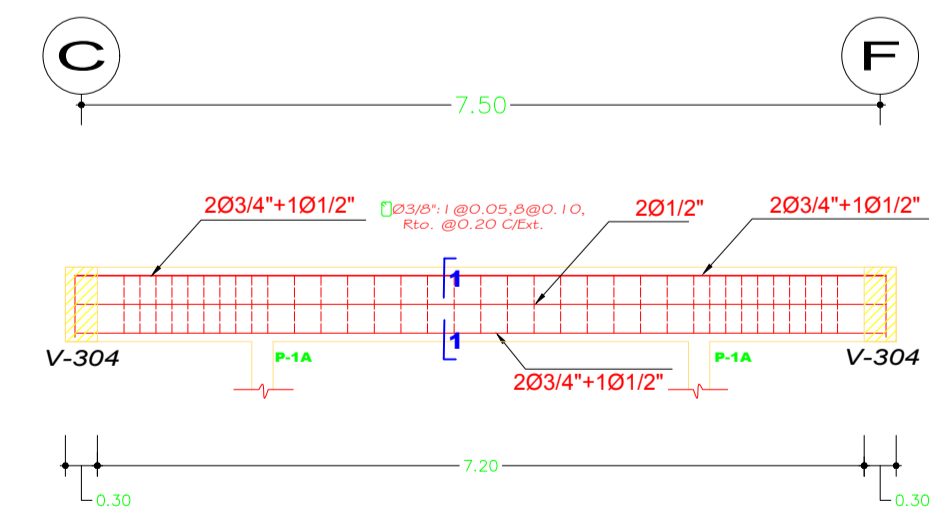
VIGA V-301 @ V-701 (EJES 2,4)
3ER @ 7MA PLANTA Esc.: 1/50



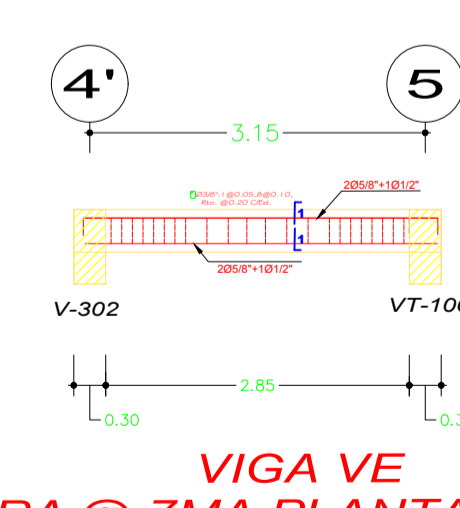
VIGA V-302 @ V-702 (EJES 1,3,5)
3ER @ 7MA PLANTA Esc.: 1/50



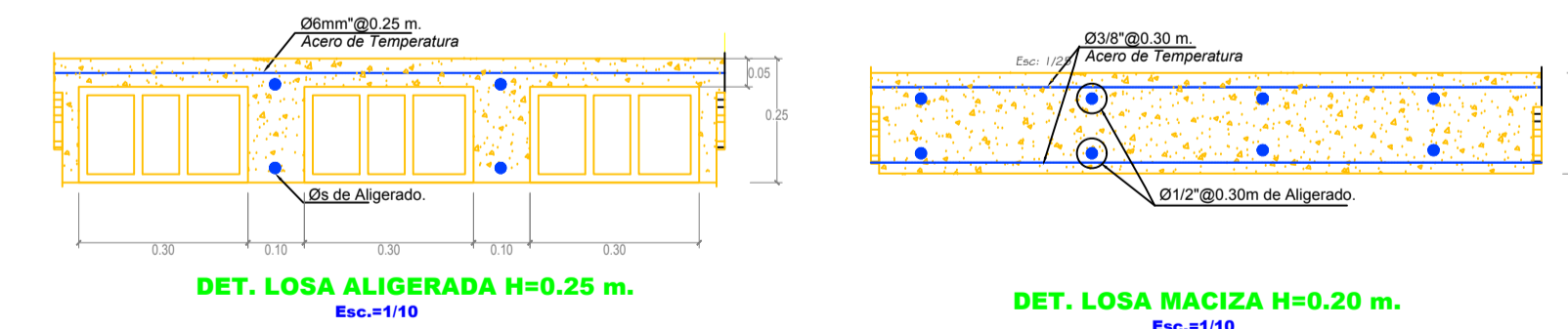
VIGA VT-100 (EJES 1',4')
3ER @ 7MA PLANTA Esc.: 1/50



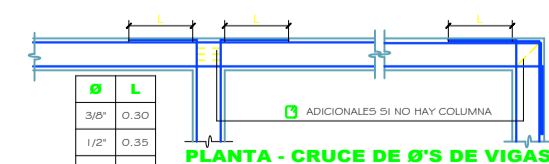
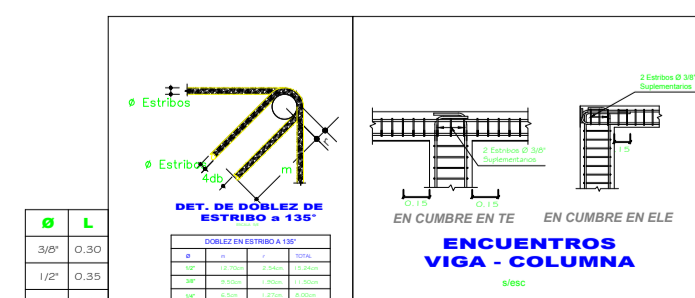
VIGA VT-100A (EJES 2',3')
3ER @ 7MA PLANTA Esc.: 1/50



VIGA VE
3RA @ 7MA PLANTA Esc.: 1/50



VALORES DE W	
W ₁	0.05
W ₂	0.10
W ₃	0.15
W ₄	0.20
W ₅	0.25
W ₆	0.30
W ₇	0.35
W ₈	0.40
W ₉	0.45
W ₁₀	0.50

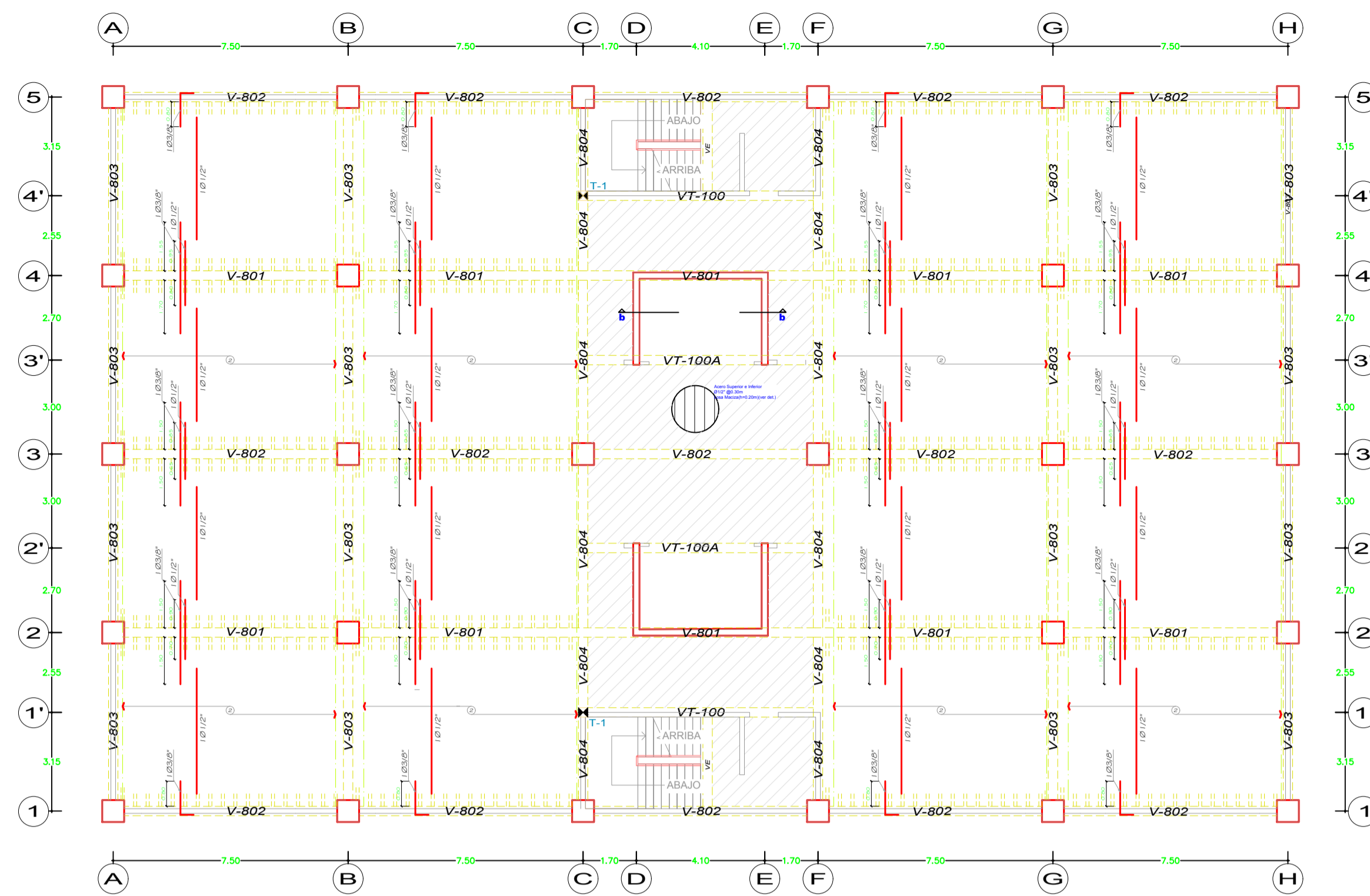


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
TÍTULO DE LA TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

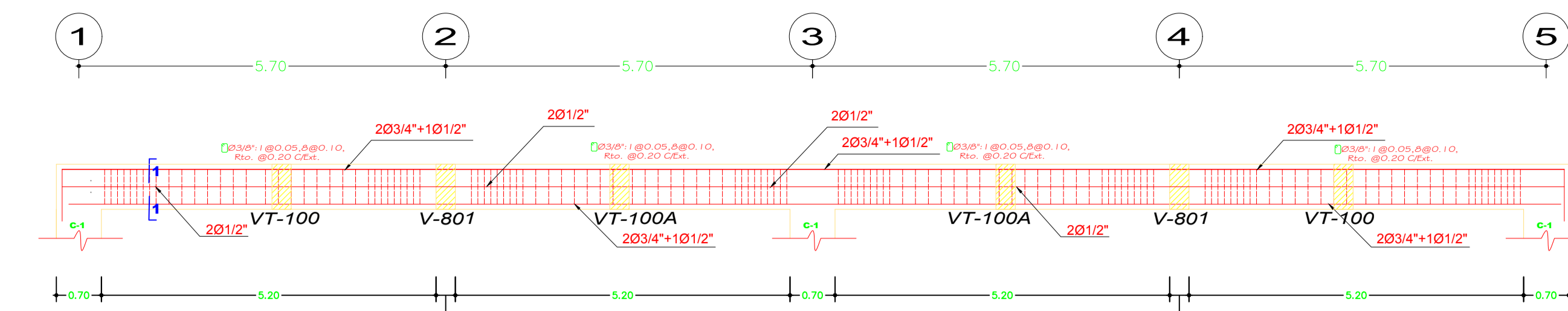
TESISTAS:
BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
BACH. CESAR PAUL AQUINO BENAVENTE
ASESOR DE TESIS:
ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

PROYECTO:
"Edificio HOTEL"
NOMBRE DE LA LÁMINA:
Estructuras 3er - 7mo Nivel
ESCALA:
Como se Indicada

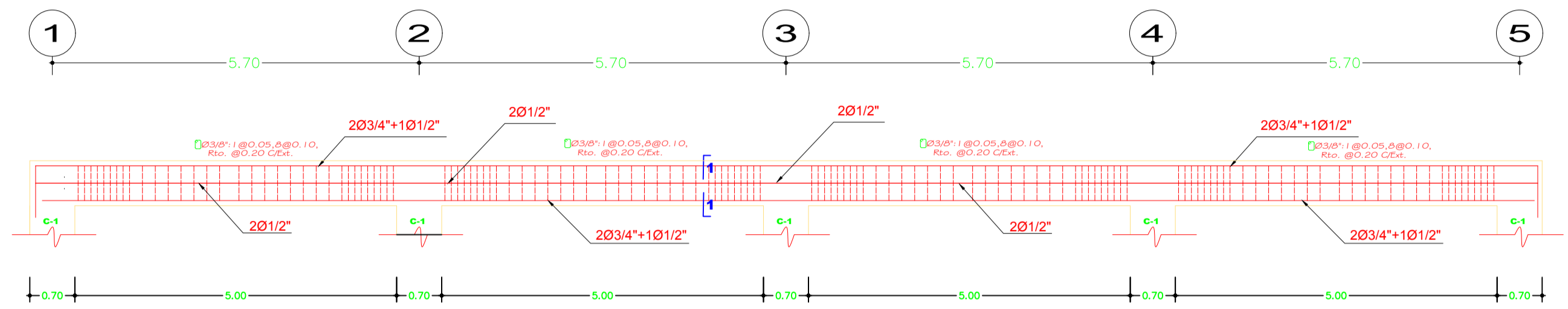
E-08



LOSA 8VO NIVEL (ver detalle de losas)
S/C = 200Kg/cm² ESC:1/100

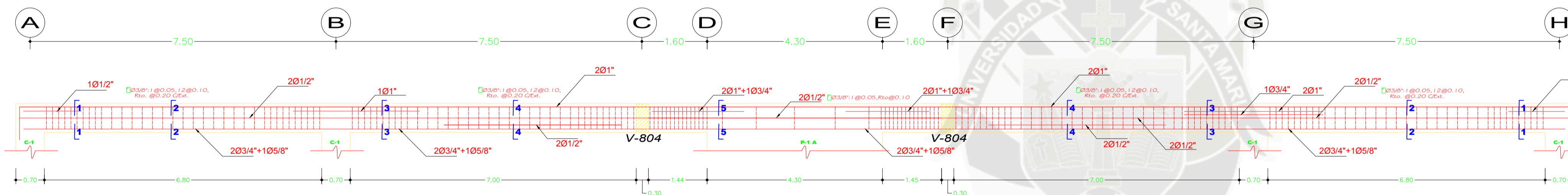


VIGA V-804 (EJE C,F)
OCTAVA PLANTA Esc.: 1/50

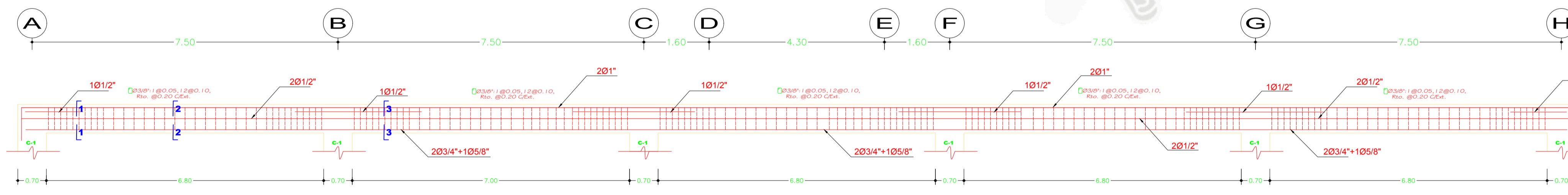


VIGA V-803 (EJE A,B,G,H)
OCTAVA PLANTA Esc.: 1/50

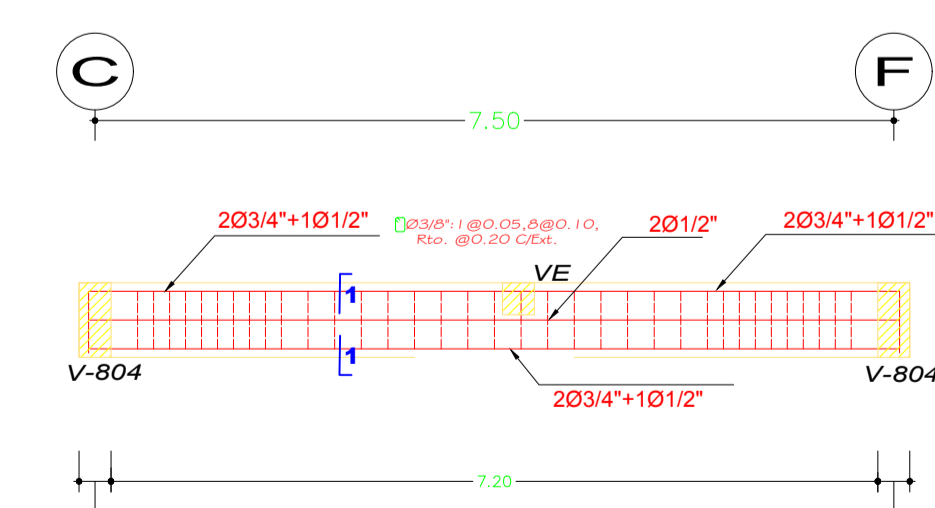
CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS		
TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
A	3/8"	180.05, 1200.10, Rto. Ø 0.20C/Ext.
B	1/2"	180.05, Rto. Ø 0.175C/Ext.
C	3/8"	180.05, 800.10, Rto. Ø 0.20C/Ext.
D	3/8"	180.05, 700.10, Rto. Ø 0.20C/Ext.



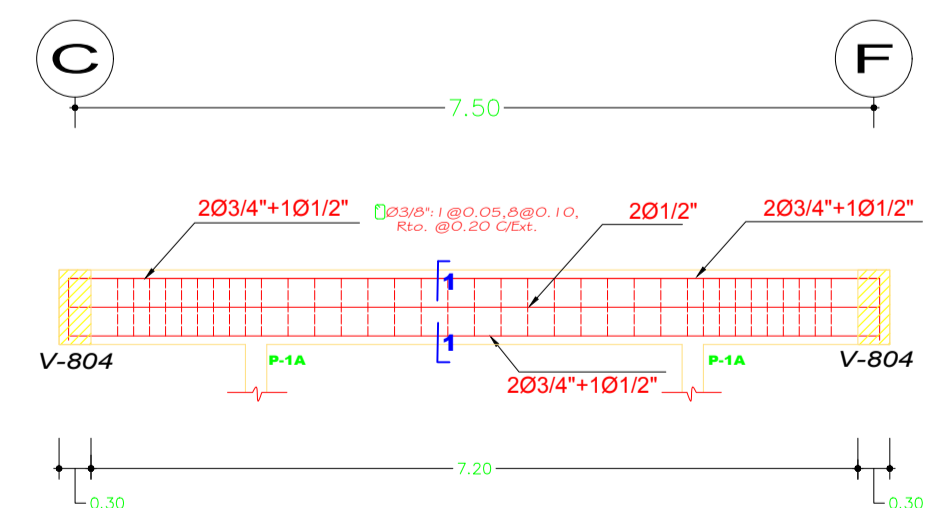
VIGA V-801 (EJES 2,4)
OCTAVA PLANTA Esc.: 1/50



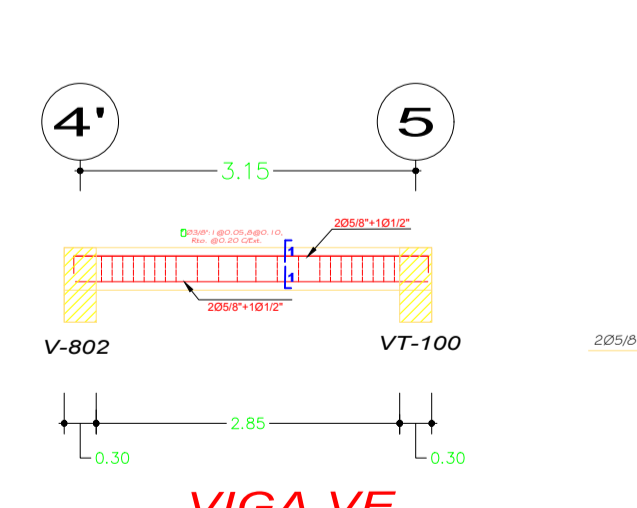
VIGA V-802 (EJE 1,3,5)
OCTAVA PLANTA Esc.: 1/50



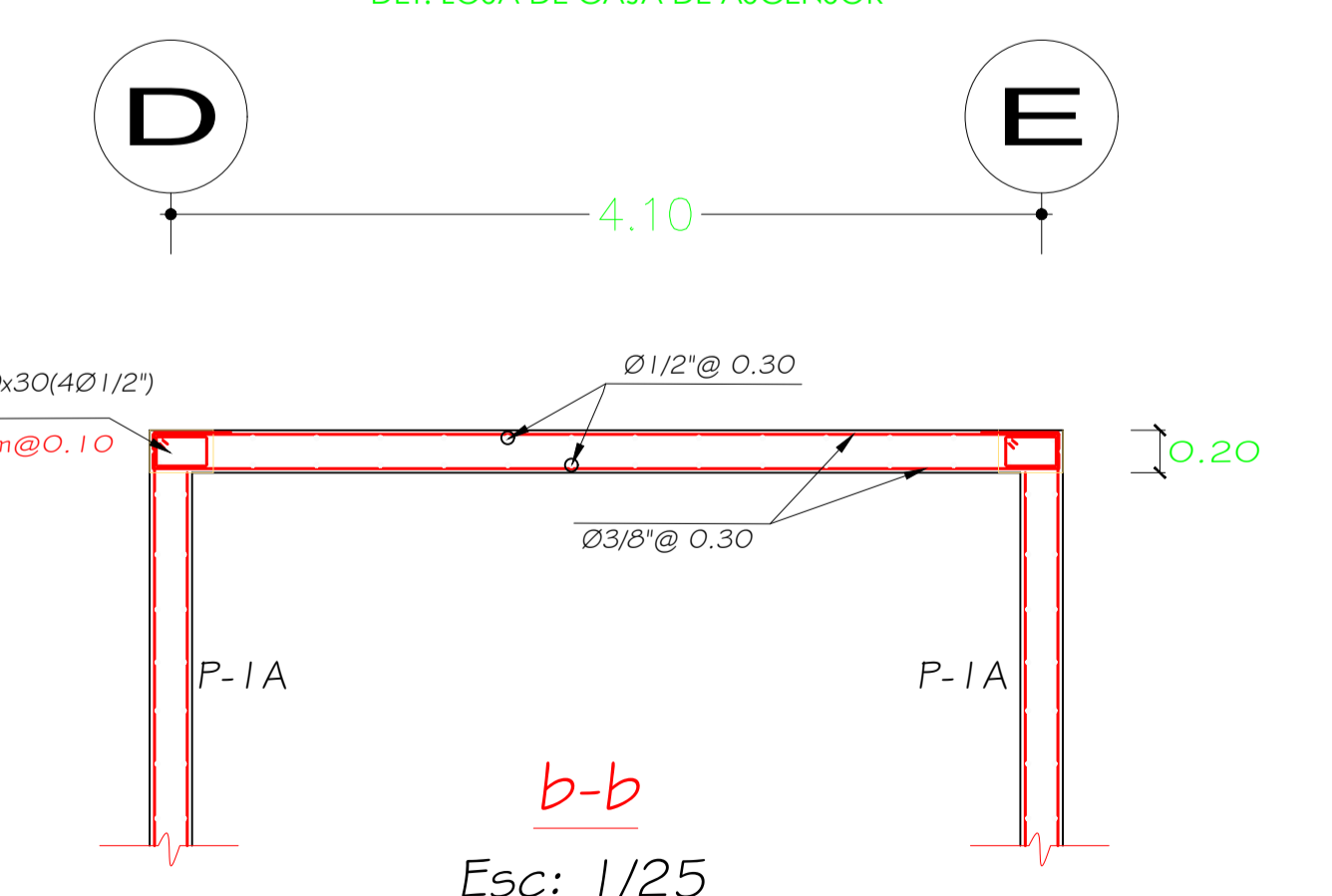
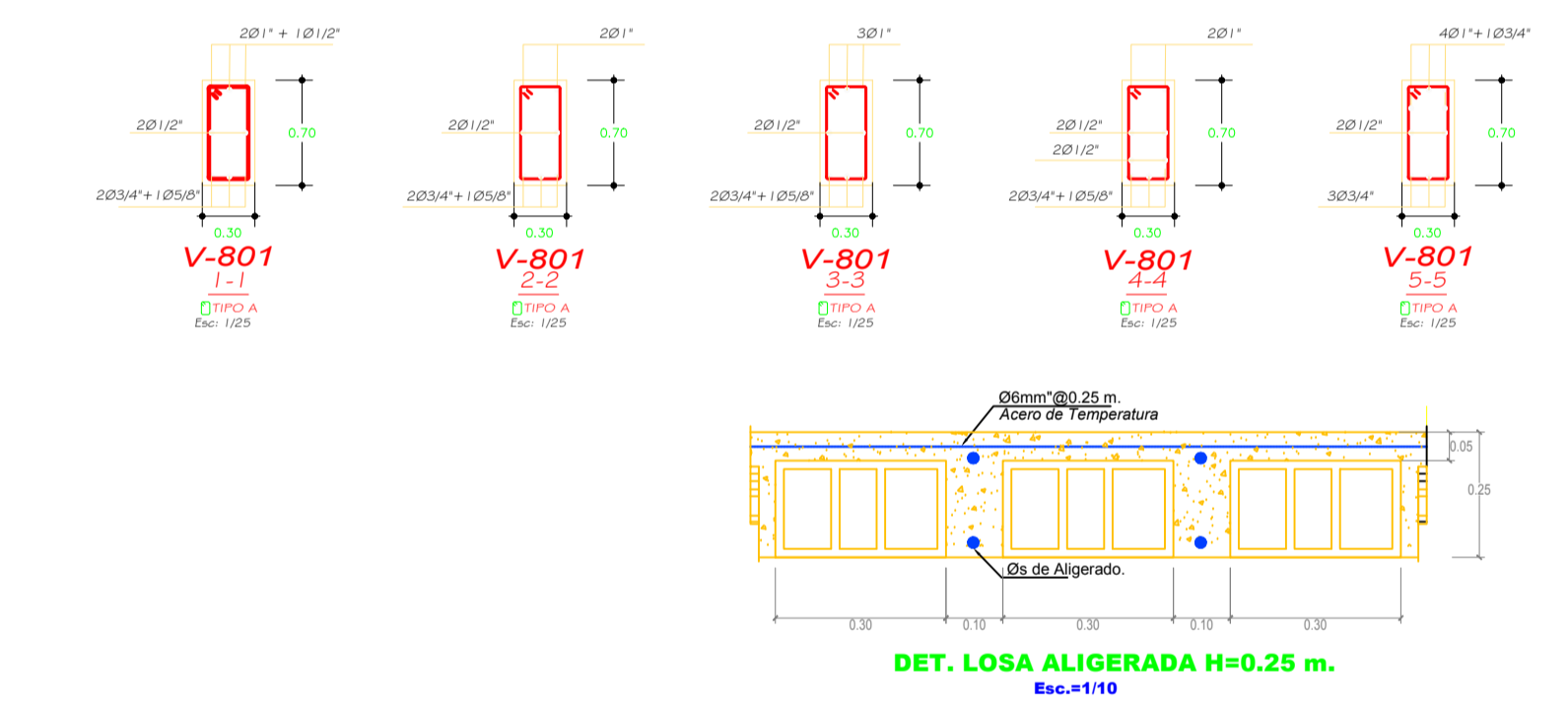
VIGA VT-100 (EJES 1,4)
OCTAVA PLANTA Esc.: 1/50



VIGA VT-100A (EJES 2,3)
OCTAVA PLANTA Esc.: 1/50

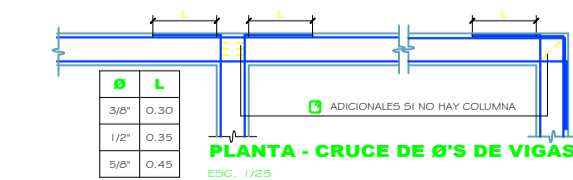
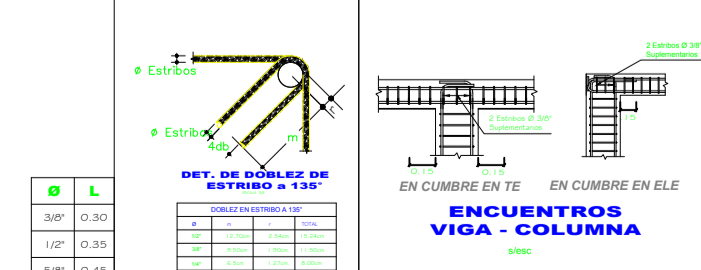


VIGA VE
OCTAVA PLANTA Esc.: 1/50



Esc: 1/25

VALORES DE	
h	200
h ₀	170
h ₁	140
h ₂	110
h ₃	80
h ₄	50
h ₅	20



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS CIVIL Y DEL AMBIENTE
TÍTULO DE LA TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

TESISTAS:
BACH. JOEL KRISMER AGUILAR PUMARIMAY
BACH. CESAR PAUL AQUINO BENAVENTE
ASESOR DE TESIS:
ING. JORGE ROSAS ESPINOZA

PROYECTO:
"Edificio HOTEL"
NOMBRE DE LA LÁMINA:
Estructuras 8vo Nivel
ESCALA:
Como se Indicada

LÁMINA:
E-09