

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE
CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON BASE AISLADA**

Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Williams Alberto Dante Salvatierra

Asesor: Mg. Ing. Wilson Edgar Silva Berríos

Lima Octubre del 2020

RESUMEN

La tesis tiene como alcance el análisis sísmico y diseño estructural en concreto armado de un edificio de seis niveles con aislamiento sísmico de base. Se trata de una edificación común, destinada a oficinas. El edificio está aislado en su base con veinte (20) dispositivos elastoméricos con núcleo de plomo (LRB); además, cuenta con un sótano que permite el acceso para realizar actividades de inspección y mantenimiento a los dispositivos elastoméricos.

El proyecto posee una profundidad máxima de -3.6 m. El terreno donde se ejecutará el proyecto tiene una capacidad portante de 40 ton/m².

El sistema estructural de la superestructura del edificio se compone de pórticos de concreto armado. Los sistemas de pisos/techos están constituidos por losas aligeradas armadas en un sentido y losas macizas. La cimentación está conformada por zapatas aisladas. Además, las zapatas laterales se conectan con la zapata del muro de contención.

Por último, para el desarrollo del análisis proyecto se utilizó la Norma de Aislamiento Sísmico NTE E.03, la Norma de cargas E020, la Norma de Diseño Sismorresistente NTE E.030 y para el diseño en concreto armado, se realizó cumpliendo con la Norma NTE E.060.

DEDICATORIA

A mi mamá Enedina por todo su apoyo y al ingeniero Wilson Silva Berrios por sus consejos, por el tiempo invertido durante el desarrollo de este trabajo, por su experiencia académica que me inspiran a ser un mejor profesional y por su amistad.

A mi eterna compañera Elinora, por todo su apoyo incondicional y por estar presente en los momentos más difíciles.

A mis amigos Romel y Aymar por su apoyo desinteresado en el desarrollo de esta tesis.

ÍNDICE

CAPITULO 1: DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO.....	1
1.1 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	4
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	7
2.1 ESTRUCTURACIÓN.....	7
2.2 ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	8
2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	9
2.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA SUB ESTRUCTURA.....	11
CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS Y MODELAMIENTO	13
3.1 METRADO DE CARGAS	13
3.2 MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.....	13
CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO.....	15
4.1 FUNDAMENTOS BÁSICOS.....	15
4.2 ANÁLISIS PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	24
4.3 ANÁLISIS PRELIMINAR.....	28
4.4 ANÁLISIS DINÁMICO.....	37
4.5 DESPLAZAMIENTO TOTAL	61
4.6 FUERZA CORTANTE DE DISEÑO PARA LA SUBESTRUCTURA	64
4.7 ESPECTRO DE RESPUESTA Y FACTOR DE ESCALAMIENTO.....	67
CAPITULO 5: DISEÑO DE LOS DISPOSITIVOS SISMICOS.....	70
5.1 TIPO DE AISLADORES.....	70
5.2 TRACCION Y COMPRESIÓN EN LOS DISPOSITIVOS	72
5.3 MOMENTOS P- Δ	74
5.4 DIMENSIONAMIENTO DEL AISLADOR.....	78
CAPITULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO	84
6.1 MÉTODOS DE DISEÑO.....	84
6.2 DISEÑO POR FLEXION.....	85
6.3 DISEÑO POR CORTANTE	87

6.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	89
6.5 DETALLES DEL REFUERZO.....	89
CAPITULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS HORIZONTALES	94
7.1 DISEÑO DE LOSAS.....	94
7.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....	95
7.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA	97
7.1 DISEÑO DE VIGAS.....	100
7.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA	101
CAPITULO 8: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES COLUMNAS	107
8.1 DISEÑO DE COLUMNAS.....	107
8.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNA.....	109
CAPITULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	114
8.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE ZAPATA.....	120
CAPITULO 10: DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN.....	124
10.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE MURO EN VOLADIZO.....	127
CAPITULO 11: DISEÑO DE ESCALERA	136
11.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE ESCALERA.....	136
CAPITULO 12: CONCLUSIONES	139
BIBLIOGRAFÍA.....	141

LISTA DE TABLAS

TABLA 1 RESTRCCIONES DE IRREGULARIDADES	4
TABLA 2 PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA EN 50 AÑOS DE VIDA PARA DIFERENTES SISMOS DE DISEÑO	16
TABLA 3 MASAS POR NIVEL	26
TABLA 4 FACTORES DE AMORTIGUAMIENTO	30
TABLA 5 PROPIEDADES NOMINALES DE LOS AISLADORES	30
TABLA6 EXCENTRICIDADES NATURALES POR NIVEL	31
TABLA 7 RESULTADOS DEL ANALISIS MODAL EN LA DIRECCION X ⁺ (POSITIVO)	33
TABLA 8 RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL EN LA DIRECCIÓN Y ⁺ (POSITIVO)	35
TABLA 9 FACTORES DE MODIFICACIÓN PARA LRB	42
TABLA 10 PROPIEDADES PARA EL LS Y EL LI DE CADA AISLADOR	44
TABLA 11 PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	45
TABLA 12 REGISTROS SELECCIONADOS	47
TABLA 13 COEFICIENTES PARA LAS COMPONENTES A USAR EN EL ANALISIS TIEMPO- HISTORIA.....	49
TABLA 14 COMPONENTES DE LOS MODELOS EQUIVALENTES PARA LAS PROPIEDADES DEL LS EN Y-Y	52
TABLA 15 COMPONENTES DE LOS MODELOS EQUIVALENTES PARA LAS PROPIEDADES DEL LS EN X-X	52
TABLA 16 COMPONENTES DE LOS MODELOS EQUIVALENTES PARA LAS PROPIEDADES DEL LI EN Y-Y	54
TABLA 17 COMPONENTES DE LOS MODELOS EQUIVALENTES PARA LAS PROPIEDADES DEL LI EN X-X.....	54
TABLA 18 DERIVAS MÁXIMAS.....	57
TABLA 19 ACELERACIONES MÁXIMAS	57
TABLA 20 FUERZAS MÁXIMAS EN LA SUPER ESTRUCTURA Y LA SUB ESTRUCTURA.....	58
TABLA 21 VALORES VS Y VB	58
TABLA 22 RESPUESTAS MÁXIMAS (LI) EN LA DIRECCIÓN XX	59
TABLA 24 RESPUESTAS MÁXIMAS (LS) EN LA DIRECCIÓN XX	60
TABLA 25 RESPUESTAS MÁXIMAS (LS) EN LA DIRECCIÓN YY.....	60
TABLA 26 SUMA DE DISTANCIAS ORTOGONALES.....	63
TABLA 27 CORTANTE DE DISEÑO PARA LA SUBESTRUCTURA PARA LAS PROPIEDADES DEL LÍMITE SUPERIOR ..	65
TABLA 28 CORTANTE DE DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA EL LS	67
TABLA 29 COMPARACIÓN ENTRE RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO EFECTIVOS	68
TABLA 30 FACTOR DE ESCALA PARA LA SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA	69
TABLA 31 TRACCIONES EN EL LIMITE SUPERIOR XX	74
TABLA 32 TRACCIÓN EN LOS AISLADORES EN YY	75
TABLA 34 MOMENTOS-P-DELTA XX.....	77
TABLA 35 CARGA MAXIMA Y MINIMA PARA LOS PROPIEDADES NOMINALES.....	78
TABLA 36 RESULTADOS FINALES DE LAS DIMENSIONES DE LOS AISLADORES	83
TABLA 37 FACTORES DE REDUCCIÓN	84
TABLA 38 FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE SOLICITACIONES	85
TABLA 39 LONGITUD RECTAS DE ANCLAJE EN TRACCIONES	90
TABLA 40 LONGITUD DE ANCLAJE PARA LOS DISTINTOS DAIMETROS DE REFUERZO.....	91
TABLA 42 CARGAS OBTENIDAS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL PARA LA COLUMNA	110
TABLA 43 COMBINACIÓN DE CARGA.....	110
TABLA 51 CARGAS OBTENIDAS PARA LA ZAPATA AISLADA A DISEÑAR.....	121
TABLA 52 RESUMEN DE CARGAS ACTUANTES EN EL MURO	130
TABLA 53 FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLECTORES	132
TABLA 54 FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLECTORES RESULTANTES.....	133

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: VISTA EN ELEVACIÓN DEL EDIFICIO DE SEIS NIVELES	1
FIGURA 2: VISTA EN PLANTA DEL PRIMER NIVEL.....	2
FIGURA 3: VISTA EN PLANTA DE LOS NIVELES 2,4,5 Y 6	3
FIGURA 4 CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES	5
FIGURA 5 SOLUCION PARA UNA EDIFICACIÓN ESBELTA	8
FIGURA 6 DETALLE DEL ALIGERADO DE 25 CM.....	9
FIGURA 7 COLUMNA A PREDIMENSIONAR.....	11
FIGURA 8 COMPONENTES DE LA SUBESTRUCTURA	12
FIGURA 9 REPRESENTACIÓN TRIDIMENSIONAL DE LA EDIFICACIÓN	14
FIGURA 10 REDUCCIÓN DE LA FUERZA SISMICA DE DISEÑO.....	16
FIGURA 11 MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD	17
FIGURA 12 EDIFICIO AISLADO DE DOS GRADOS DE LIBERTAD	18
FIGURA 13 MODOS DE VIBRACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN AISLADA DE 2GDL.....	20
FIGURA 14 CORTANTES DE ENTREPISO PARA UN E DIFICIO AISLADO DE 5 PISOS ADAPTADO DE NCH 2745-2013	22
FIGURA 15 MODELO BILINEAL	23
FIGURA 16 MODELO EN BASE FIJA	25
FIGURA 17 VENTANA DE PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS LINKS	31
FIGURA 18 DEFINICIÓN DE FUENTE DE MASA Y EXCENRICIDAD ACCIDENTAL EN LA DIRECCIÓN X.....	32
FIGURA 19 DEFINICIÓN DE FUENTE DE MASA Y EXCENRICIDAD ACCIDENTAL EN LA DIRECCIÓN Y	32
FIGURA 20 PRIMER MODO DE VIBRACIÓN	33
FIGURA 21 SEGUNDO MODO DE VIBRACIÓN	34
FIGURA 22 TERCER MODO DE VIBRACIÓN	34
FIGURA 23 PRIMER MODO DE VIBRACIÓN.....	35
FIGURA 24 SEGUNDO MODO DE VIBRACIÓN	36
FIGURA 25 TERCER MODO DE VIBRACIÓN	36
FIGURA 26 ESPECTRO (T VS SA)	37
FIGURA 27 VENTANA DE ASIGNACIÓN DE AMORTIGUAMIENTOS	38
FIGURA 28 DEFINICION DEL CASO DE CARGA ESPECTRAL.....	38
FIGURA 29 DERIVAS INELASTICAS.....	39
FIGURA 30 EJEMPLIFICACIÓN LOS FACTORES DE MODIFICACIÓN	40
FIGURA 31 EFECTOS DEL SCRAGGING EN AISLADORES ELASTOMERICOS.....	41
FIGURA 32 ESPECTRO SD VS T	43
FIGURA 33 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL SISTEMA DE AISLAMIENTO	45
FIGURA 34 VENTANA DE CORRECCIÓN DE SEÑALES	48
FIGURA 35 COMPARACIÓN ENTRE EL PROMEDIO DE LOS SRSS VS LA NORMA E030	49
FIGURA 36 REGISTRO ESPECTRO COMPATIBLES CON LA NORMA E030	49
FIGURA 37 DIAGRAMA DE HISTERESIS PARA EL LS EN LA DIRECCIÓN Y.....	50
FIGURA 38 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL LS EN LA DIRECCIÓNX.....	51
FIGURA 39 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS EL LI EN LA DIRECCIÓN Y	53
FIGURA 40 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS EL LI EN LA DIRECCIÓN X	53
FIGURA 41 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL LS-LI-NOMINAL EN LA DIRECCIÓN X	55
FIGURA 42 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL LS-LI-NOMINAL EN LA DIRECCIÓN Y.....	55
FIGURA 43 FUERZA RESTAURADORA.....	56
FIGURA 44 MAXIMO DESPLAZAMIENTO EXTREMO	58
FIGURA 45 VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LOS AISLADORES.....	63
FIGURA 46 ESPECTOS DE RESPUESTAS MODIFICADOS.....	68
FIGURA 47 PARATES DE UN ASILADOR HDRB Y LDRB FUENTE: BROCHURE-FIP INDUSTRIALE-2015	71
FIGURA 48 AISLADOR LRB.....	71
FIGURA 49 APROXIMACIÓN DE LOS CICLO DE HISTÉRESIS	72
FIGURA 50 VISTA EN PLANTA DE LA SUPERESTRUCTURA	74

FIGURA 51 SIMPLIFICACION PARA EL DISEÑO DE SECCIONES DE CONCRETO	86
FIGURA 52 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	89
FIGURA 53 DETALLE DE ANCLAJE DE GANCHO ESTÁNDAR CON DOBLEZ A 90 GRADOS	91
FIGURA 54 EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS Y LOSAS.....	92
FIGURA 55 CONSIDERACIONES PARA EL CORTE DE ACERO EN VIGAS	93
FIGURA 56 ENVOLVENTE DEL DIAGRAMA DEL MOMENTO FLECTOR PARA UNA VIGUETA	95
FIGURA 57 ENVOLVENTE DEL DIAGRAMA DE LA FUERZA CORTANTE PARA UNA VIGETA.....	95
FIGURA 58 DETALLADO DE LA LOSA ALIGERADA.....	97
FIGURA 59 DETALLADO DE LA LOSA MACIZA	100
FIGURA 60 DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTORES Y FUERZA CORTANTES	102
FIGURA 61 VARILLAS REPARTIDAS EN EL ALMA DE LAS SECCIONES	104
FIGURA 62 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES.....	105
FIGURA 63 CORTE LONGITUDINAL DE LA VIGA	106
FIGURA 64 FUERZA CORTANTE DE DISEÑO SEGUN LA NORMA E060	107
FIGURA 65 RESISTENCIA A LA FLEXION EN COLUMNA	108
FIGURA 66 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	111
FIGURA 67 SECCION DE COLUMNA DISEÑADA.....	113
FIGURA 68 UBICACION DEL DF Y EL QS DEL SUELO	114
FIGURA 69 PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO DE UNA ZAPATA AISLADA	115
FIGURA 70 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TRAPEZOIDALES.....	116
FIGURA 71 SECCION CRITICA A FLEXION POR CORTE	117
FIGURA 72 MODELAMIENTO PARA HALLAR LA FUERZA CORTANTE ULTIMA EN LA ZAPATA	117
FIGURA 73 SECCIÓN CRITICA POR PUNZONAMIENTO.....	118
FIGURA 74 SECCION DE ANÁLISIS.....	119
FIGURA 75 SECCIÓN CRITICA	119
FIGURA 76 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LA ZAPATA	120
FIGURA 77 ALTURA DEL PEDESTAL.....	120
FIGURA 78 VISTA ENPLANTA DE ZAPATA DISEÑADA.....	124
FIGURA 79 CARGAS ACTUANTES SOBRE EL MURO EN VOLADIZO.....	125
FIGURA 80 PREDIMENSIONAMIENTO DE MURO DE CONTENCIÓN	128
FIGURA 81 EQUILIBRIO DE FUERZAS	129
FIGURA 82 SISTEMA EQUIVALENTE	131
FIGURA 83 TRANSPORTE DE FUERZAS AL CG DE LA ZAPATA.....	132
FIGURA 84 CORCTOER TDE E1-1L MURO DE CONTENCIÓN	135
FIGURA 85 MODELO PARA EL ANÁLISIS.....	137
FIGURA 86 DIAGRAM DE MOMENTOS FLECTORES (A) Y CORTANTES(B)	137
FIGURA 87 ESCALERA DISEÑADA.....	138

CAPITULO 1: DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

La edificación tiene seis pisos, cuyos ambientes están destinados a oficinas. El terreno del proyecto está ubicado en el distrito de San Isidro y tiene un área total 460m².

La edificación posee un ingreso en la parte frontal, el cual lleva a una sala de espera; el desplazamiento de personal en los diferentes ambientes de cada nivel se realiza por medio de un corredor central. El desplazamiento vertical se realiza a través del ascensor y las escaleras.

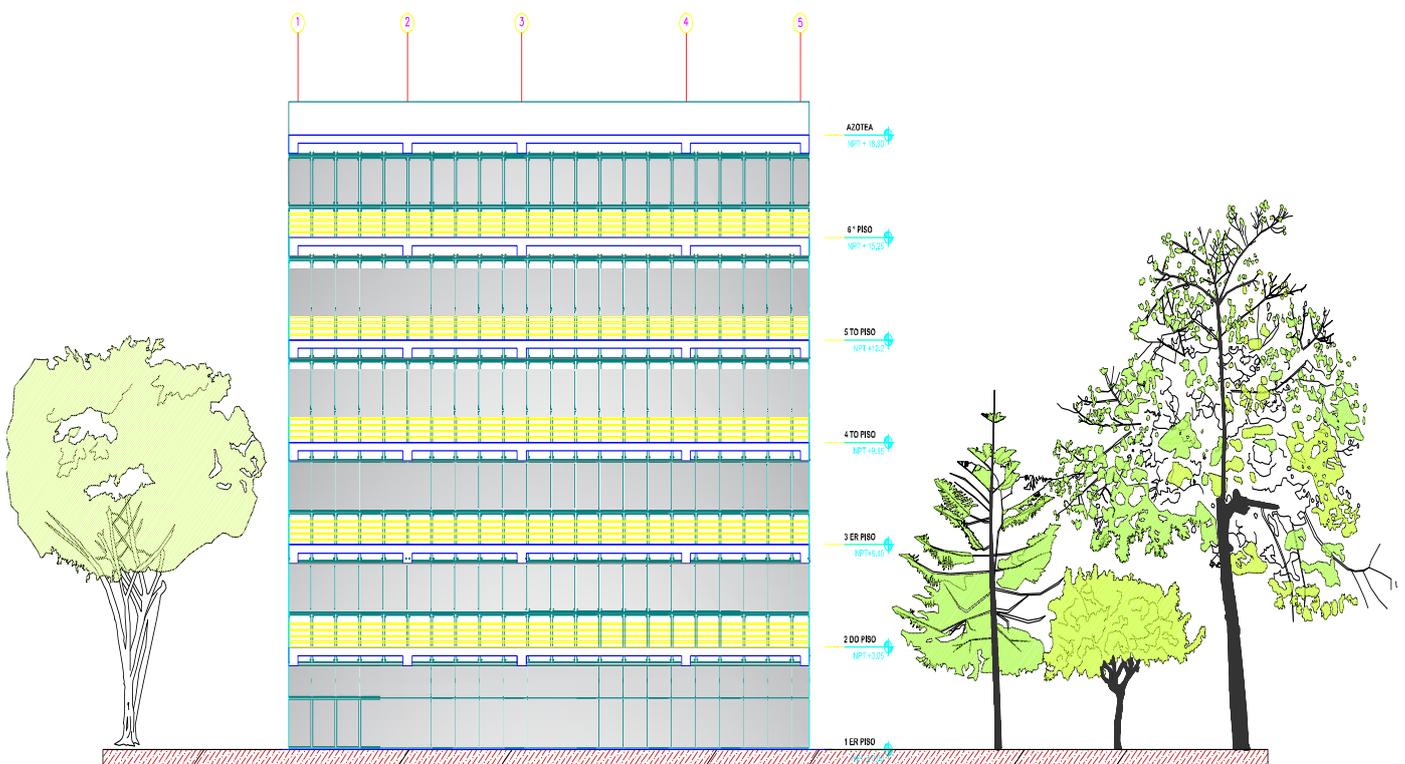
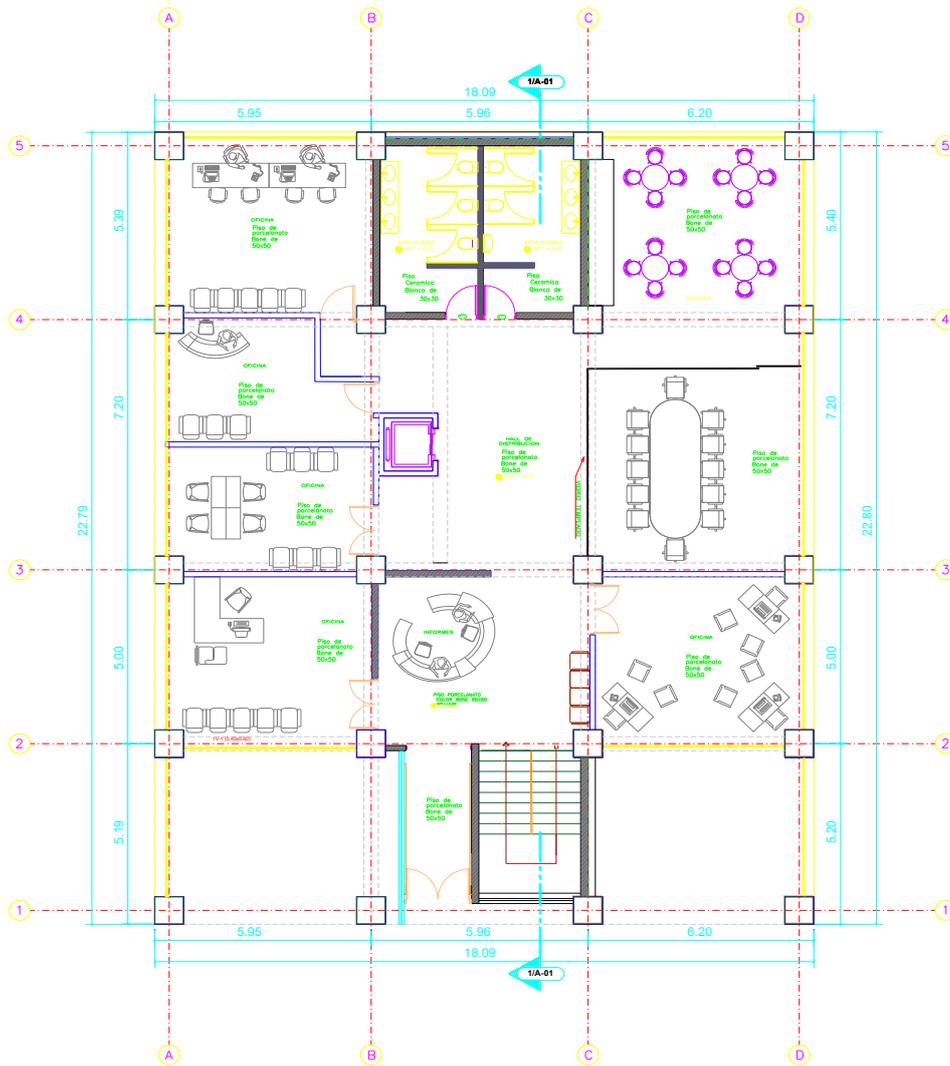
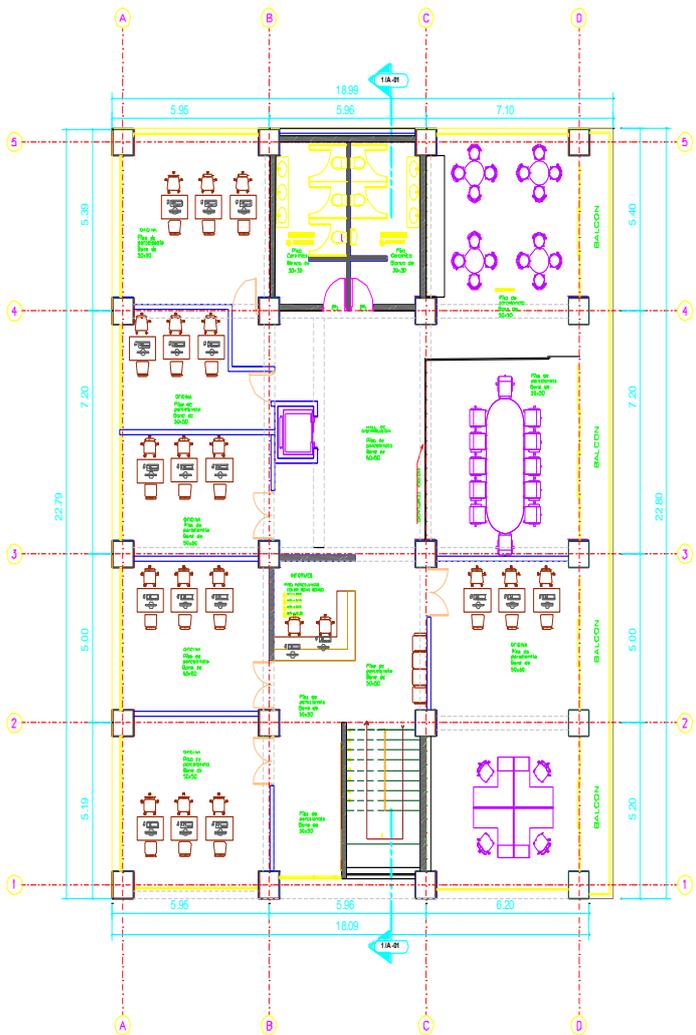


FIGURA 1: VISTA EN ELEVACIÓN DEL EDIFICIO DE SEIS NIVELES

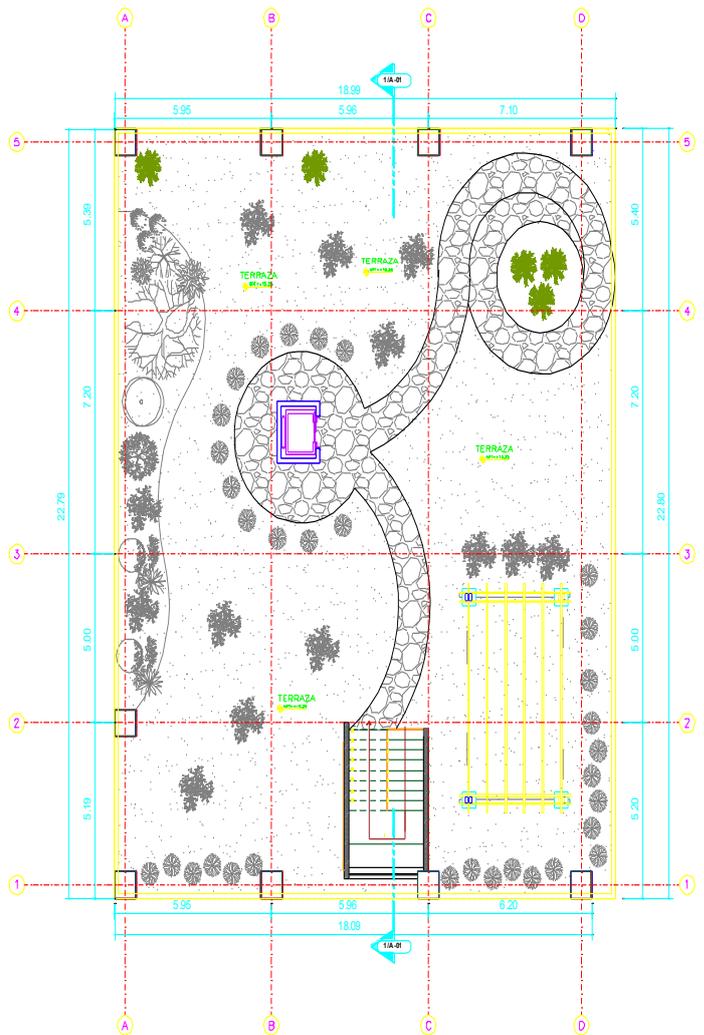


PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA: 1/50

FIGURA 2: VISTA EN PLANTA DEL PRIMER NIVEL



PLANTA SEGUNDO AL SEXTO NIVEL
 ESCALA: 1/50



PLANTA AZOTEA
 ESCALA: 1/50

FIGURA 3: VISTA EN PLANTA DE LOS NIVELES 2,4,5 Y 6

1.1 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural de una edificación con aisladores sísmicos se encuentra compuesta por la superestructura, el sistema de aislamiento y una subestructura. A continuación, se detallarán estas características.

SUPER-ESTRUCTURA

Los elementos estructurales ubicados sobre el sistema de aislamiento se denomina superestructura.

La superestructura del presente trabajo está conformada por pórticos de concreto armado y los pisos de cada nivel están formadas por losas aligeradas y macizas. El material que conforma los elementos horizontales es un concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y para elementos verticales es un concreto de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ el acero de refuerzo es de grado 60 con plataforma de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Por otro lado, cumple con los requisitos establecidos en la norma E031 respecto a las irregularidades que se presentan en la tabla 1.

Tabla 1 RESTRCCIONES DE IRREGULARIDADES

CATEGORIA DE USO	Zona sísmica (Z)	Restricciones
A y B	4 y 3	No se permite irregularidades extremas
	2 y 1	Sin restricciones
C	4	No se permiten irregularidades extremas
C	1,2 y 3	Sin restricciones

La edificación del presente trabajo es regular de categoría C, a pesar de que se permiten las irregularidades, y se ubica en la zona 4, entonces cumple con lo especificado en la tabla1. Además, para el diseño en concreto armado se utiliza un factor de reducción sísmica R igual $3/8 R_0$, el valor de R_0 depende de las características del sistema estructural. El valor de factor de reducción sísmica se encuentra en un intervalo de $1 \leq R \leq 2$.

SISTEMA DE AISLAMIENTO

El sistema de asilamiento del proyecto está compuesto por un nivel de base y una interfaz de aislamiento. El nivel de base, estará conformado por losas macizas, vigas y capiteles, por encima de los aisladores, que tienen la función de transmitir las cargas a los dispositivos. Las vigas son de un peralte considerable (0.9 m), esto debido a que deben soportar los momentos de segundo orden provenientes de los aisladores. Con

respecto a la interfaz de aislamiento, este se encuentra conformado por aisladores que tienen como función principal separar la estructura del suelo, de manera tal que ante una sollicitación sísmica el suelo se mueve y el edificio quedará prácticamente quieto. Además, de transmitir las cargas a la sub estructura.

Por otro lado, para el diseño en concreto armado del sistema de aislamiento se utiliza un factor de reducción sísmica de $R=1$.

SUB-ESTRUCTURA

La subestructura de la edificación de la presente tesis está constituida por las zapatas, muros de contención y pedestales; en los cuales, se apoyan los aisladores. Los muros de contención estarán separados de la estructura una distancia igual al máximo desplazamiento calculado en la etapa de diseño del sistema de aislamiento. Por otro lado, se considera una accesibilidad que medirá 1.5 m para el monitoreo e inspección de los aisladores. Del mismo modo que el sistema de aislamiento la sub estructura utiliza un factor de reducción sísmica de $R=1$.

A continuación, se muestra la figura 4 con las características estructurales de una edificación aislada.

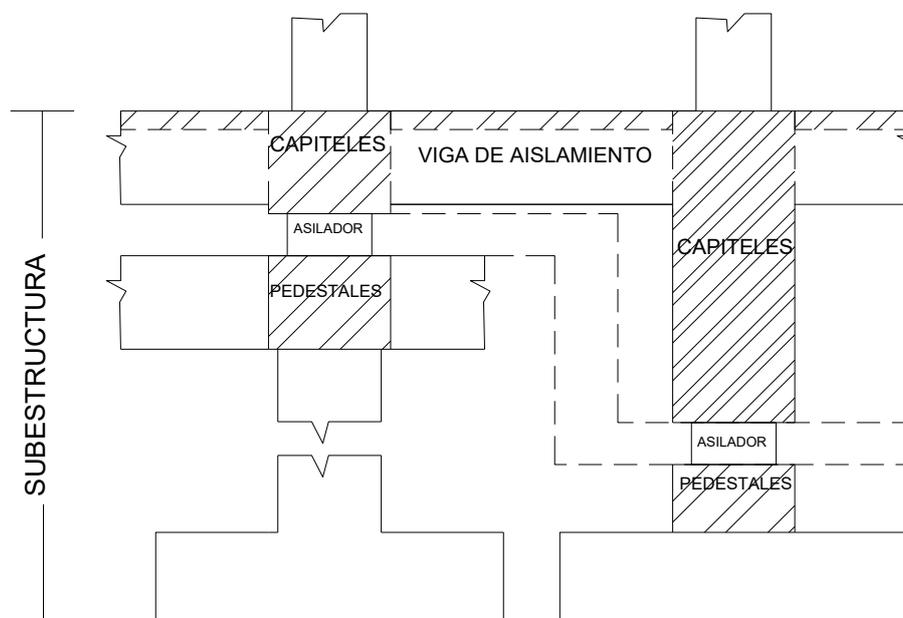


FIGURA 4 CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES

ADAPTADO DE LA NORMA E031

Por otro parte, el estudio de mecánica de suelos brindo una clasificación al terreno de la cimentación como tipo S1 de acuerdo con la N.T.E. E030. Los resultados mostraron una capacidad portante del suelo de 4kg/cm^2 .

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 ESTRUCTURACIÓN

La estructuración consiste en realizar una distribución de los elementos estructurales teniendo como base los planos arquitectónicos. Por ello, se toma en cuenta los siguientes criterios:

SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA

Este criterio busca en la edificación un comportamiento sísmico predecible. Además, reduce los efectos por torsión.

RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

El diseño convencional tiene el objetivo de brindar a la estructura una combinación de resistencia y ductilidad para mitigar las acciones del sismo, a través de aceptar un cierto daño en la estructura; pero evitando el colapso. Sin embargo, un edificio aislado los efectos del sismo se reducen sustancialmente; por consiguiente, no es necesario de proveerle de una gran capacidad de resistencia a la superestructura. Esto debido a la reducción de la cortante de diseño y de las derivas. La cortante de diseño decrece de manera considerable, porque disminuye las aceleraciones. Estas se aminoran a causa del incremento del periodo y de las características del espectro pseudo aceleraciones propio de nuestro país. Las derivas de entrepiso son menores que en una estructura convencional, porque el desplazamiento se centraliza en la interfaz de aislamiento (zona flexible), por ende, los desplazamientos relativos de entrepiso son menores que en una estructura convencional.

No obstante, se le debe proporcionar de ductilidad a los elementos estructurales de la superestructura, como medida de seguridad ante la probabilidad de falla de algún dispositivo. A pesar, de que la no linealidad estará concentrada en el nivel del sistema de aislamiento.

UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

Este criterio permite evitar la concentración de esfuerzos tanto en planta como en altura. Si es imprescindible cambiar la rigidez de algún elemento estructural es recomendable realizarse de manera progresiva, nunca de forma brusca.

DIAFRAGMA RÍGIDO

Este concepto permite estimar una distribución de fuerzas horizontales en cada entre

piso de manera proporcional a la rigidez lateral de los elementos verticales. Además, considera que todo el nivel en su conjunto tiene el mismo desplazamiento.

2.2 ELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

La elección del sistema estructural dependerá de la arquitectura de la edificación y de las irregularidades que puedan presentar.

Una edificación aislada no puede presentar una arquitectura esbelta. Por esta razón, se recomienda que los edificios mantengan una relación de esbeltez (altura y ancho de la edificación) menor a 3; sin embargo, si la edificación presenta una esbeltez alta (mayor a 3) se podría ubicar los aisladores en los sótanos, como se puede observar en la figura 5, esto con el objetivo de aumentar el ancho y la esbeltez de la edificación disminuya.

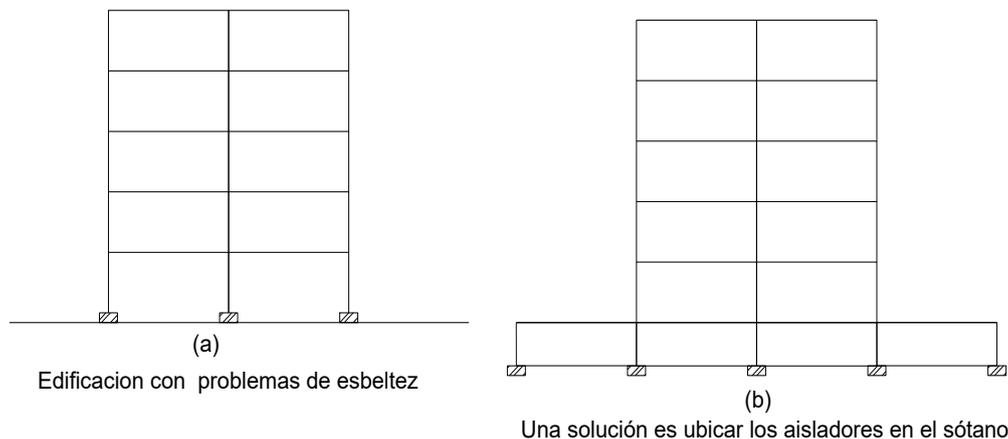


FIGURA 5 SOLUCION PARA UNA EDIFICACIÓN ESBELTA

SUPERESTRUCTURA

Debido a que a la superestructura se encuentra desacoplada, entonces no necesita el empleo de elementos de gran rigidez como placas de grandes longitudes. Por ello, la edificación aislada estará soportada por un sistema aporticado.

SISTEMA DE AISLAMIENTO

La estructura está formada por un piso técnico y la interfaz de aislamiento. El piso técnico tendrá una parrilla de vigas de peraltes de 0.9 metro y capiteles de secciones cuadradas de 1.1 metros y tiene 10 cm más que la viga, debido a que se tratara de evitar el congestionamiento de acero en el nudo viga-capitel-columna.

La interfaz de aislamiento contiene 20 aisladores, ubicados debajo de cada capitel, de diferente rigidez efectiva (para el caso de la edificación de la presente tesis); ya

que permite controlar mejor las torsiones en el sistema de aislamiento y tener una mejor respuesta durante el análisis modal de la estructura.

SUB ESTRUCTURA

Está compuesta de muros contra terreno de 30cm de espesor, zapatas y pedestales. Con el fin de brindar diafragmas rígidos en todos los niveles de la estructura se han empleado dos tipos de losas (macizas y aligeradas).

2.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El predimensionamiento de los elementos estructurales en una edificación con aislamiento sísmico seguirá los mismos criterios que para una edificación convencional.

LOSAS ALIGERADAS

Se seguirán las recomendaciones brindadas por el Ing. Antonio Blanco:

- Aligerados de altura de $H=25$ cm para luces comprendidas entre 5 y 6.5 m

En el caso del edificio en estudio la mayor luz a cubrir es de 5.40 metros se escogen losas aligeradas de $H=25$ cm para todos los ambientes menos para los corredores. La sobrecarga a tomar en cuenta de acuerdo a la N.T.E. E.020 es de 250 kg/cm^2 , ya que el edificio de oficinas no tendrá ambientes destinados salas de archivos.

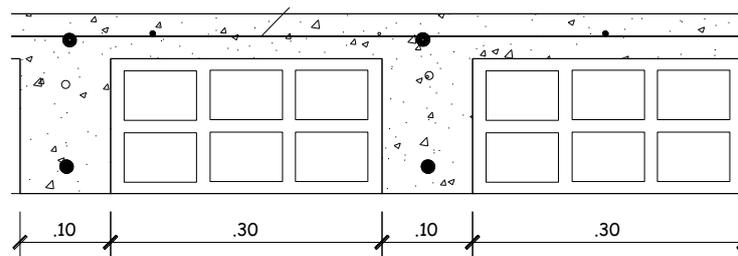


FIGURA 6 DETALLE DEL ALIGERADO DE 25 cm

LOSAS MACIZAS

El criterio recomendado para el espesor de las losas macizas podrá estimarse de la siguiente manera:

- Losas en 2 direcciones: $h=L/40$ o perímetro /180
- Losas en 1 dirección: $h=L/30$

No obstante, en la mayoría de los casos se escoge un espesor mayor por condiciones acústicos y vibraciones.

Para nuestro caso, las losas ubicadas en el corredor central serán macizas y tiene una luz crítica de 6.65 m y un perímetro de 26.64 m. Aplicando las condiciones tenemos:

$$h = \frac{6.65}{40} = 17 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad h = \frac{26.64}{180} = 15 \text{ cm}$$

Consideraremos el espesor de 20 cm para todas las losas macizas, debido a que este peralte nos garantiza un desempeño óptimo en servicio y evitará las vibraciones.

VIGAS

Las vigas se dimensionan considerando lo siguiente:

- Peraltes que varían entre 1/12 a 1/10 de la luz libre.
- El ancho mínimo de vigas según la N.T.E E.060, para vigas con responsabilidad sísmica es de 25 cm.

La edificación del presente proyecto presentara vigas de 30 x 60 cm en la superestructura y vigas de 40 x 90 cm en las vigas del sistema de aislamiento.

COLUMNAS

Debido a que el edificio en estudio está estructurado con un sistema aporticado, las columnas permitirán satisfacer requisitos de rigidez frente a cargas laterales.

El área de la sección lo aproximaremos de acuerdo con:

$$A_{columna} = \frac{P_{servicio}}{0.35f_c}$$

Se recomienda que las columnas perimetrales tengan secciones que permitan desarrollar el anclaje del acero de refuerzo de las vigas. A manera de ejemplo se procederá a dimensionar una columna, en la figura 7 se observa la columna a predimensionar y su área tributaria respectiva.

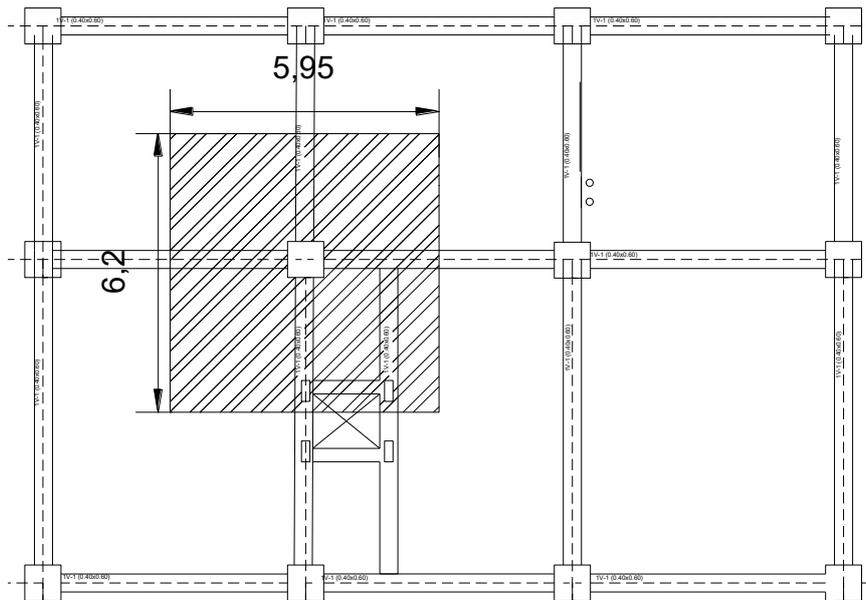


FIGURA 7 COLUMNA A PREDIMENSIONAR

Se empleará una carga de servicio (carga muerta más carga viva) aproximado de 1000 kg/m^2 . de la imagen se observa que el área tributaria de la columna es de 37m^2 . Por lo tanto, tenemos lo siguiente:

$$LADO \ DE \ LA \ COLUMNA = \sqrt{\frac{1000 * 6 * 37}{0.35 * 280}} \approx 48 \text{ cm}$$

Se obtiene una columna cuadrada de 48 cm; sin embargo, se comprobará más adelante con las estimaciones del análisis sísmico que dicha sección es insuficiente, para cumplir con los límites de derivas en edificaciones aisladas.

2.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA SUB ESTRUCTURA

El predimensionamiento de la subestructura debe considerar las juntas de separación entre los edificios adyacentes, que se determinan en la etapa de diseño del sistema de aislamiento; juntas de separación en las escaleras, que cruzan la interfaz de aislamiento; las instalaciones sanitarias y eléctricas que cruzan la interfaz, que deben de ser de un material flexible y el fácil acceso a los dispositivos, que permitirán su inspección y monitoreo. En la figura 8 se observa el corte de la cimentación indicando sus componentes.

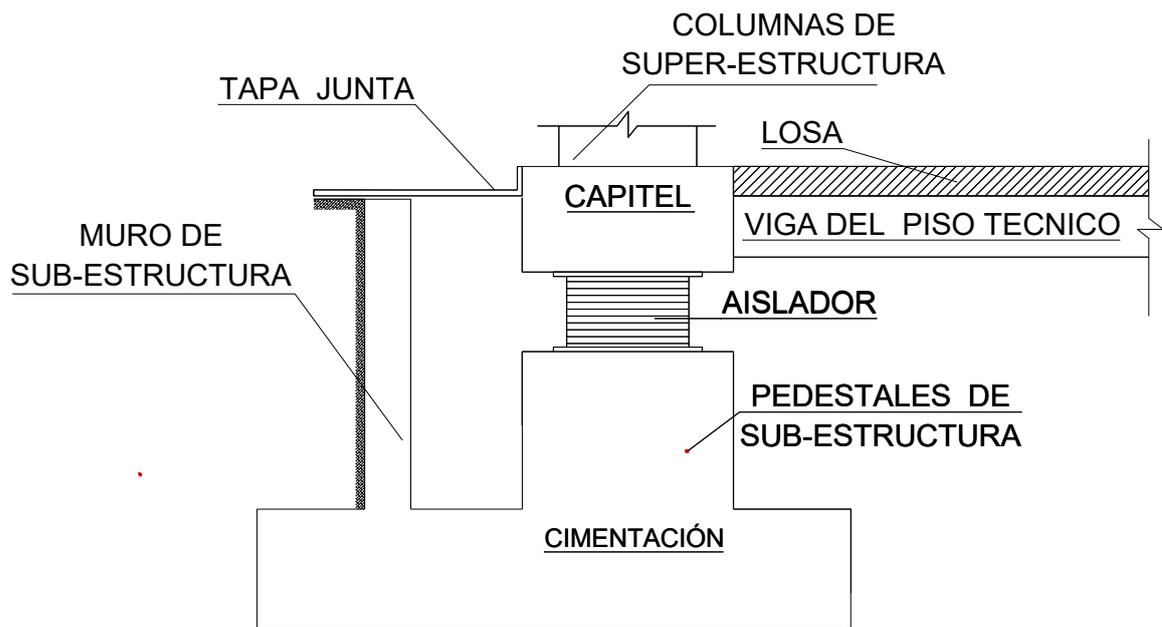


FIGURA 8 COMPONENTES DE LA SUBESTRUCTURA

A continuación, se brindarán algunos criterios que se tomarán en cuenta para pre-dimensionar los elementos de la subestructura que se modelarán en el software CSI ETABS, más adelante.

VIGAS DEL PISO TÉCNICO

Las vigas del sistema de aislamiento deberán de ser de una gran rigidez para disminuir los giros en las intersecciones (capitel-viga) y contra restar los efectos del momento $P-\Delta$, de manera tal que los aisladores eviten elevados esfuerzos de giro. Por lo tanto, se recomienda:

- Estimar el peralte de la viga como 1/7 de la luz libre.
- El ancho de estas vigas deberá ser como mínimo 35 cm.

CAPITELES Y PEDESTALES

Estos estarán ubicados arriba y abajo del aislador, en el presente proyecto se utilizan (capiteles y pedestales) secciones cuadradas de 110 cm de lado. La altura de estos dados deberá de ser una longitud de 10 cm más que el peralte de las vigas del piso técnico, con la finalidad de evitar el congestionamiento de acero.

LOSA

El piso técnico estará compuesto de losas macizas de 20 cm que transmitirá las cargas a las vigas y que actuará como un diafragma rígido.

CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS Y MODELAMIENTO

La N.T.E. E.020 brinda los parámetros fundamentales para analizar y hallar las cargas de gravedad. Por otro lado, el modelamiento de la estructura se lleva a cabo en el software CSI ETABS.

3.1 METRADO DE CARGAS

Las sobrecargas y cargas muertas de diseño son las siguientes

CARGA VIVA

- Sobrecarga en servicios higiénicos y comedor: 0.30 ton/m²
- Sobrecarga en oficinas: 0.25 ton/m²
- Sobrecarga en corredores y salas de usos múltiples: 0.40 ton/m²
- Sobrecarga en azotea: 0.10 ton/m²
- Peso de tabiquería: 0.10 ton/m²

CARGA MUERTA

- Peso propio de la losa maciza (20cm de espesor): 0.48ton/m²
- Peso propio de la losa aligerada (25cm de espesor): 0.35ton/m²
- Peso de piso terminado: 0.10 ton/m²

3.2 MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

El modelamiento tridimensional se consideró lo siguiente:

- Las losas macizas y aligeradas se consideraron tipo “membrane”; de este modo se despreció la rigidez de las losas por lo que actúan únicamente como transmisores de fuerzas.
- Las vigas y columnas se modelaron como elementos unidimensionales tipo “frame”. Se colocaron “end length offsets” en las conexiones entre las vigas y columnas, y se usaron “ralseases” los extremos de las vigas donde los lados de las columnas son insuficientes para permitir el anclaje del refuerzo con gancho estándar de las vigas.
- Los aisladores se modelan como elementos tipo “Link”. Los cuales representan un comportamiento histerético similar al de los aisladores, ya que, para el presente trabajo, el comportamiento de los dispositivos es modelado como una curva histerética bilineal. Las propiedades que se deben introducir al software ETABS son la rigidez efectiva de cada aislador y el amortiguamiento efectivo,

para las propiedades lineales. Asimismo, para las propiedades no lineales se debe introducir la rigidez inicial del aislador, la fuerza de fluencia y la relación de rigideces elástica y post fluencia.

- El modelo cuenta con 3 grados de libertad dinámicos por nivel los cuales estarán ubicados en el centro de masa del diafragma rígido.
- La carga muerta se asigna secuencialmente a través del comando “Auto Construction Sequence Case” para simular el proceso constructivo del edificio, aunque este fenómeno no resulta relevante, debido a la altura del edificio.

A continuación, la figura 9 muestra el modelo computacional de la estructura.

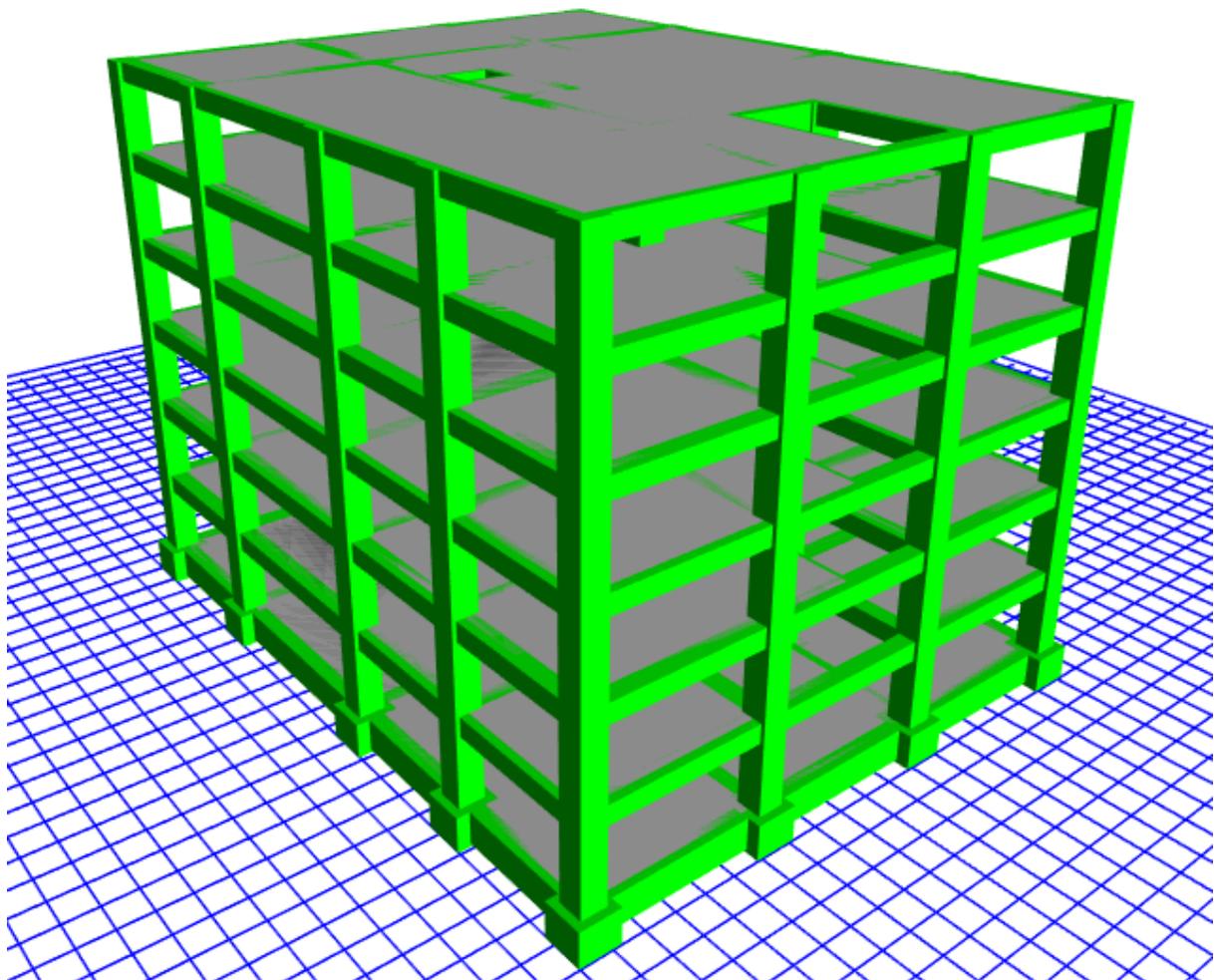


FIGURA 9 REPRESENTACIÓN TRIDIMENSIONAL DE LA EDIFICACIÓN

CAPITULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico de una edificación aislada no se limita sólo al cálculo de fuerzas, momentos y derivas producidos por acciones sísmicas. Además de éstos, se debe controlar otros factores, tales como la aceleración de entrepiso; también se deben evaluar los efectos de torsión en el nivel de aislamiento a través del análisis modal. Porque, si no se revisa y se reduce la torsión (excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez), se producirá un mayor factor de participación torsional en la dirección perpendicular a la de análisis; de manera tal, que se busque independizar el movimiento en cada dirección de análisis reduzca los efectos de torsión. Asimismo, se debe revisar la tracción en los dispositivos, ya que los aisladores no tienen capacidad para desarrollar tracción. Para ello, se desarrolla en este capítulo el análisis sísmico de la edificación, en base a las normas técnicas E.030 y E031.

4.1 FUNDAMENTOS BÁSICOS

El aislamiento basal de las edificaciones consiste en reducir el nivel de energía que ingresa por la cimentación del edificio, debido a la ocurrencia de movimientos sísmicos importantes. Esta metodología logra su objetivo a partir de la reducción de la respuesta sísmica, debido al incremento del periodo de vibración de los aisladores; una limitación de las fuerzas transmitidas de la superestructura a la base y de reducir los desplazamientos relativos de entrepiso en la superestructura (Aguiar, 2008).

PELIGRO SÍSMICO Y DESEMPEÑO ESPERADO

El peligro sísmico es propio de las características de un determinado territorio y se expresa por medio de un valor máximo (por ejemplo: la intensidad). Además, el peligro sísmico se puede expresar como la probabilidad que un determinado parámetro (por ejemplo: la aceleración) es superado o igualado en un determinado tiempo de vida (t) y todo esto medido en un intervalo de tiempo llamado periodo de retorno (T_r) y se expresa de la siguiente manera: $1 - e^{-\frac{t}{T_r}}$.

Al evaluar la expresión anterior para diferentes niveles de sismos se obtiene la Tabla 2, que contiene las probabilidades de excedencia en un tiempo de vida de 50 años.

De otro lado, el desempeño que debe mostrar un edificio aislado frente a sismos raros (475 años de T_r) es el de “completamente operativo”. En cambio, para el sismo máximo esperado (2500 años de T_r) es que este “operativo”; es decir, se acepta un

daño reducido en componentes no estructurales y un daño muy reducido en componentes estructurales.

TABLA 2 PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA EN 50 AÑOS DE VIDA PARA DIFERENTES SISMOS DE DISEÑO

SISMO DE DISEÑO	PERIODO DE RETORNO AÑOS (T_r)	PROBABILIDAD DE EXDENCIA EN 50 AÑOS (%)
SISMO FRECUENTES	45	69%
SISMOS OCASIONALES	75	50%
SISMOS RAROS	475	10%
SISMOS MUY RAROS	970	5%
SISMO MÁXIMO CONSIDERADO	2500	2%

COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO AISLADO

El desacoplar la subestructura de la superestructura al colocar aisladores de base, produce cambios sustanciales en la superestructura de la edificación.

Las fuerzas de diseño, decrecen de forma considerable en comparación a si la estructura fuese de base fija, porque los aisladores permiten alejar a la edificación de la zona de periodos de estructuras convencionales, para llevarlos a la zona de estructuras aisladas. La figura 10, muestra un espectro propio de nuestro territorio, en el cual se puede observar la reducción de la demanda sísmica, al usar aislamiento sísmico.

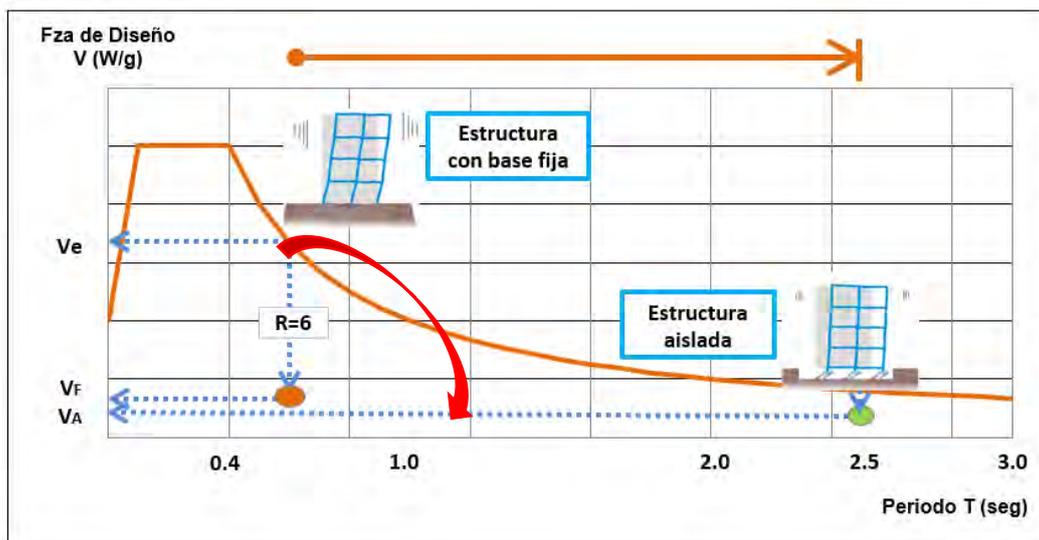


FIGURA 10 REDUCCIÓN DE LA FUERZA SISMICA DE DISEÑO

FUENTE: COINESED-2019-MARCOS TINMAN

Por otro lado, el desplazamiento (producido por la acción sísmica) de la edificación aislada se concentra en la interfaz de aislamiento. Por ende, la superestructura permanecerá con desplazamientos relativos de entrepiso de magnitudes casi nulas.

Sin embargo, no todas las estructuras pueden aislarse en su base; por ejemplo, si la estructura a aislar es un edificio alto (muy esbelto) -con periodos fundamentales de vibración mayores a aproximadamente $2s$, ubicados en la zona de periodos largos (para espectros propios de nuestro país), resultaría ineficiente el uso de sistema de aislamiento; además, estos edificios altos (esbeltos, mayores a 12 ó 15 pisos) posiblemente provocarían tracciones o levantamientos en los dispositivos.

REPRESENTACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN AISLADA

Una edificación aislada puede representarse a través de dos modelos sencillos de un grado de libertad y dos grados de libertad. A continuación, se detallará estos dos modelos.

MODELO SENCILLO DE UNA ESTRUCTURA AISLADA DE UN GRADO DE LIBERTAD

Para comprender el funcionamiento del sistema aislado desde el punto de vista físico, se puede idealizar un modelo de un piso con 1GDL. La figura 11, muestra un modelo equivalente de una edificación de un nivel, sobre aisladores ubicados en la base. El cual posee una rigidez en la superestructura (k_s) varias veces mayor a la rigidez en la base (k_b).

Por tanto, este modelo de 1GDL permite estimar parámetros como el periodo de oscilación (T_b) y el coeficiente de amortiguamiento del sistema de aislamiento (C_b).

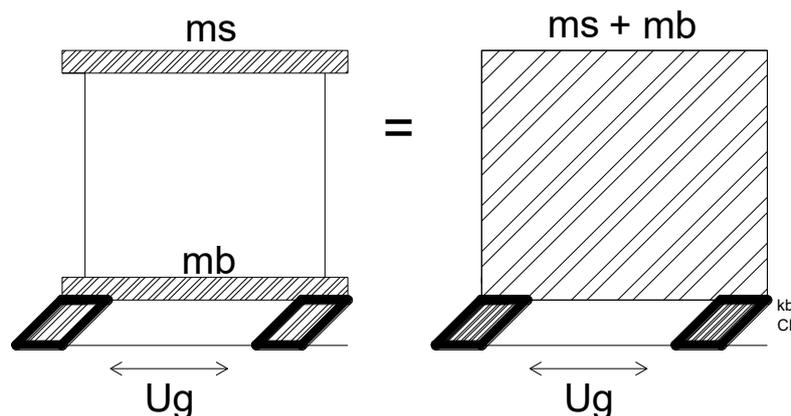


FIGURA 11 MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD

ADAPTADO DE F. NAEIM AND M. KELLY 1999

De la figura anterior, se deduce lo siguiente:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{mb + ms}{kb}} ; C_b = 2\varepsilon_b \sqrt{(ms + mb)kb}$$

MODELO SENCILLO DE UNA ESTRUCTURA AISLADA DE DOS GRADO DE LIBERTAD

Una estructura aislada de un piso la cual está afectada por un movimiento en su base, se puede modelar como un sistema que tiene dos grados de libertad dinámicos: uno en el nivel base y otro en la azotea.

La figura 12 muestra un modelo equivalente de una edificación de un nivel, sobre aisladores ubicados en la base, el cual tiene dos grados de libertad, esto implica que la superestructura tenga un desplazamiento relativo respecto a la base (V_s). Además, se puede observar que la base tiene un desplazamiento (V_b). También, se aprecian dos masas: m_s (masas de la superestructura) y m_b (masa de la subestructura). Asimismo, la rigidez (K_i) y el amortiguamiento (C_i) son representados por K_s , C_s (para la superestructura) y K_b , C_b (para la subestructura) (Naem y Kelly, 1999).

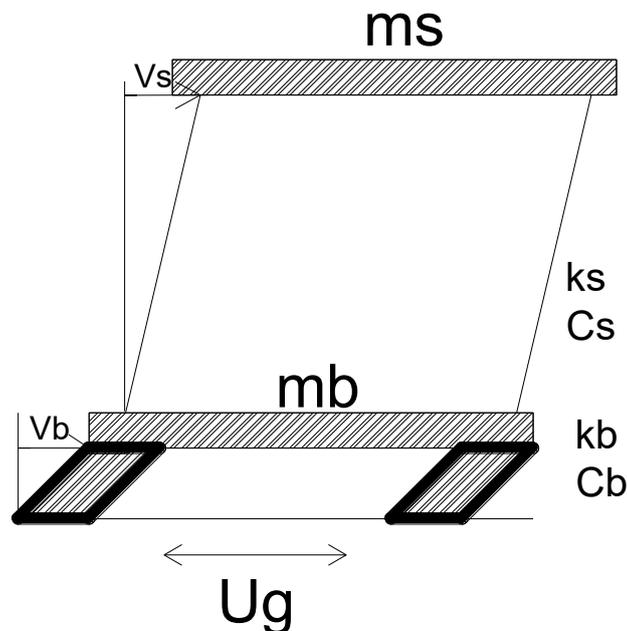


FIGURA 12 EDIFICIO AISLADO DE DOS GRADOS DE LIBERTAD

ADAPTADO DE F. NAEIM AND M. KELLY 1999

Planteando la ecuación del equilibrio dinámico, se tiene lo siguiente:

$$M\ddot{V} + C\dot{V} + KV = -M r \ddot{u}_g$$

Donde M , C y K son matrices de masa, de amortiguamiento y de rigidez lateral del sistema (edificación). Considerando a r como un vector de transformación de coordenadas, la ecuación anterior se puede escribir de la siguiente manera:

$$\bar{M} = \begin{bmatrix} ms + mb & ms \\ ms & ms \end{bmatrix} ; \quad \bar{C} = \begin{bmatrix} Cb & 0 \\ 0 & Cs \end{bmatrix}$$

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} kb & 0 \\ 0 & ks \end{bmatrix} ; \quad \bar{r} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Considerando solo vibración libre no amortiguada,

$$M\ddot{V} + KV = 0$$

la solución es de la forma siguiente:

$$\bar{V} = A \text{sen}(wt) \bar{\phi}$$

Entonces, es posible obtener la aceleración $\ddot{\bar{V}}$, que tiene la siguiente forma:

$$\ddot{\bar{V}} = -w^2 A \text{sen}(wt) \bar{\phi}$$

Donde:

A: Amplitud de la vibración

w: Frecuencia asociada a la forma de vibrar del sistema aislado

ϕ : Modo de vibración del sistema aislado

reemplazando las soluciones \bar{V} y $\ddot{\bar{V}}$ en la ecuación de vibración libre no amortiguada se tiene:

$$\begin{aligned} \bar{M}\ddot{\bar{V}} + \bar{K}\bar{V} &= 0 \rightarrow \bar{M}\bar{\phi}(-w^2 A) \text{sen}(wt) + \bar{K}\bar{\phi} A \text{sen}(wt) = 0 \\ &\rightarrow \bar{K}\bar{\phi} - w^2 \bar{M}\bar{\phi} = 0 \\ &\rightarrow (\bar{K} - w^2 \bar{M})\bar{\phi} = 0 \end{aligned}$$

Esta ecuación tiene solución, solo si el determinante de la matriz de coeficientes es nulo, entonces se obtiene:

$$\|\bar{K} - w^2 \bar{M}\| = 0$$

$$\begin{vmatrix} kb - w^2(ms + mb) & -w^2ms \\ -w^2ms & ks - w^2ms \end{vmatrix} = 0$$

Luego se define:

$$w_b^2 = \frac{kb}{mb + ms} \quad w_s^2 = \frac{ks}{ms}$$

$$\gamma = \frac{ms}{mb + ms} \quad w^2 = \lambda \quad \varepsilon = \left(\frac{T_f}{T_b}\right)^2$$

Donde T_f es el periodo fundamental de la estructura, considerando base fija.

Por tanto, el determinante de la ecuación de vibración libre amortiguada es:

$$\frac{1-\gamma}{w_s^2} \lambda^2 - (1+\varepsilon) \lambda + w_b^2 = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática para λ , se tiene:

$$\lambda_{1,2} = \frac{(1+\varepsilon) \pm \sqrt{(1+\varepsilon)^2 - 4(1-\gamma)\varepsilon}}{2(1-\gamma)} w_s^2$$

Considerando, valores pequeños de ε :

$$\lambda_1 = w_1^2 = w_b^2(1-\varepsilon\gamma)$$

$$\lambda_2 = w_2^2 = \frac{1+\varepsilon\gamma}{1-\gamma} w_s^2$$

Se obtienen los siguientes modos de vibración aproximados:

1er Modo:

$$T_1 = T_b \frac{1}{\sqrt{1-\varepsilon\gamma}}, \quad \phi_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}, \quad \frac{L_1^*}{M_1^*} = 1 - \gamma\varepsilon$$

2do Modo:

$$T_2 = T_b \sqrt{\frac{1-\gamma}{1+\gamma\varepsilon}}, \quad \phi_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma}[1-(1-\gamma)\varepsilon] \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \frac{-1}{\gamma} \end{Bmatrix}, \quad \frac{L_2^*}{M_2^*} = \gamma\varepsilon$$

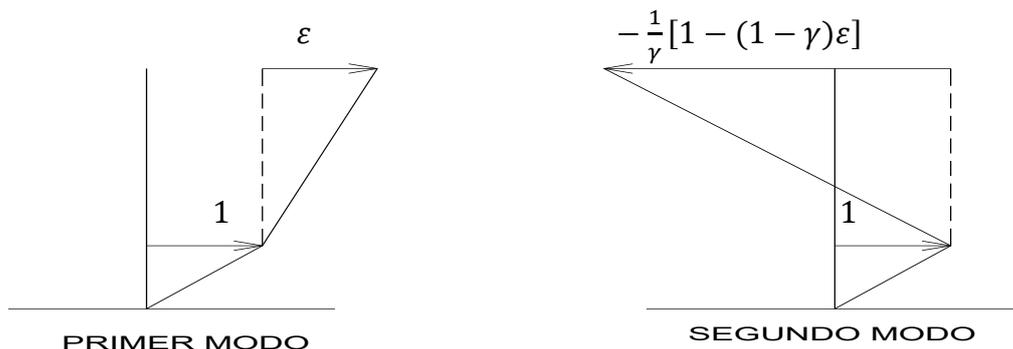


FIGURA 13 MODOS DE VIBRACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN AISLADA DE 2GDL

ADAPTADO DE F. NAEIM AND M. KELLY 1999

En la figura 13, se observa que en el primer modo el desplazamiento relativo de la azotea respecto a la plataforma de aislamiento es ε . Además, se puede notar que el período de la estructura aislada (T_b) es mayor que el período de la estructura de base

fija; ya que el factor $\frac{1}{\sqrt{1-\epsilon\gamma}} \gg 1$, debido a que se considera la flexibilidad de la superestructura. Sin embargo, en el modo 2 el período de la estructura aislada es menor que el periodo de la base fija. Asimismo, el segundo modo no contribuye con el desplazamiento de la superestructura.

En cuanto a la variación del amortiguamiento

$$\xi = \frac{Ci^*}{2wiMi^*}$$

Para cada modo se obtiene:

$$\xi_1 = \xi_b \left(1 - \frac{3}{2}\gamma\epsilon\right)$$

$$\xi_2 = \frac{1}{\sqrt{1-\gamma}} \left(\xi_2 + \gamma \epsilon^{\frac{1}{2}} \xi_b\right) \left(1 - \frac{\gamma\epsilon}{2}\right)$$

Se aprecia que el amortiguamiento del primer modo es ligeramente menor al amortiguamiento al de modelo del edificio aislado de un grado de libertad. El amortiguamiento del modo 2 es mayor que el de la estructura de base fija y depende del amortiguamiento asignado a la estructura de base aislada.

Por otro lado, las respuestas espectrales se calcularán mediante métodos de combinación modal; por ejemplo, por el método SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados)

Por lo general $sd_1^2 \gg sd_2^2$

$$vmax = \epsilon Sd_1$$

Máximo desplazamiento de la plataforma de aislamiento es el siguiente

$$vmax = [(1 - \gamma \epsilon)^2 (Sd1)^2 + (\gamma \epsilon)^2 (Sd2)^2]^2$$

CARACTERÍSTICAS DE LOS AISLADORES

Una de las características principales de los aisladores es que tienen una gran flexibilidad horizontal, por consiguiente, permite incrementar el período de la edificación disminuyendo la demanda sísmica.

Además, estos dispositivos poseen una rigidez vertical (axial) de modo tal que en condiciones de servicio debería tener el mismo desempeño que una estructura convencional. Del mismo modo, son los responsables de regresar a la superestructura

en su posición inicial después de transcurrido el evento sísmico. Es decir, proveen de fuerza restitutiva a todo el sistema estructural.

Asimismo, se debe controlar el amortiguamiento inherente de los dispositivos de aislamiento, ya que estos incrementan el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, provocando un decremento en el desplazamiento de losa de aislamiento; pero a su vez, incremento en las derivas de entre piso, en las aceleraciones y en las fuerzas cortantes de entrepiso, como se puede observar en la figura 14. Por esta razón, la norma E.031 en su Artículo 16 inciso 16.4, limita el amortiguamiento de los dispositivos al 30%.

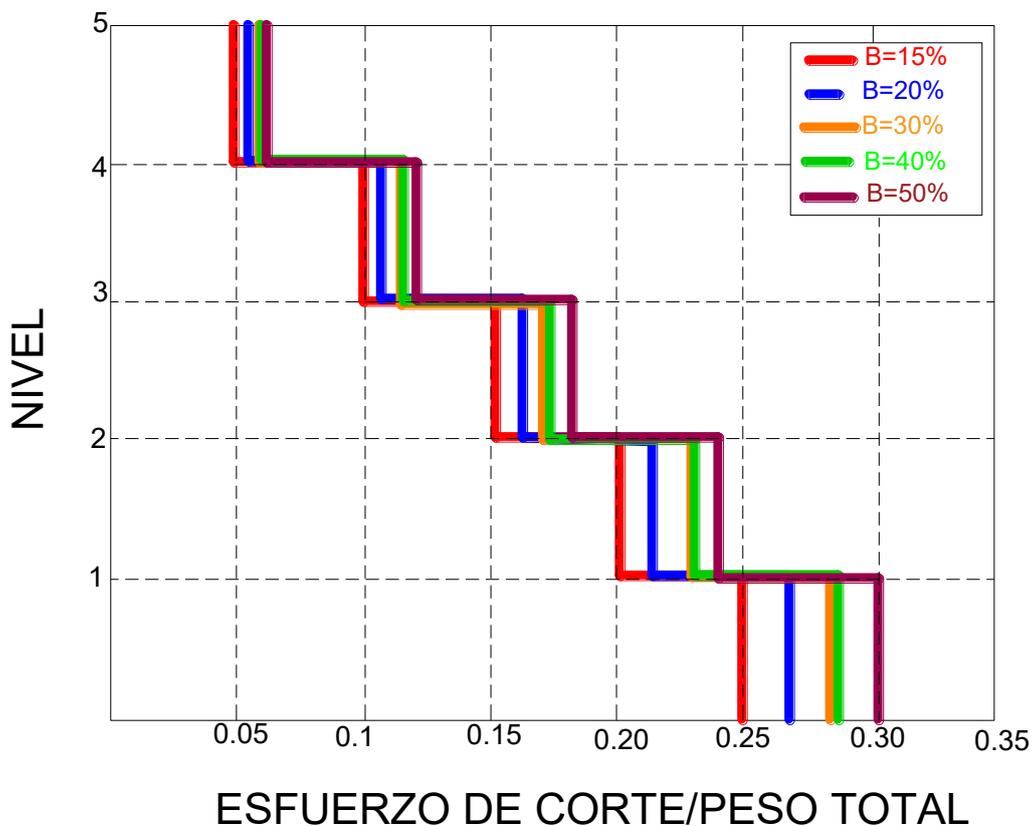


FIGURA 14 CORTANTES DE ENTREPISO PARA UN E DIFICIO AISLADO DE 5 PISOS
ADAPTADO DE NCH 2745-2013

La presencia de aisladores en una edificación -adecuadamente diseñada-, permiten que la superestructura se comporte en el rango elástico durante un evento sísmico; puesto que la superestructura posee más rigidez que la interfaz de aislamiento. En otras palabras, la no linealidad se centrará en la interfaz de aislamiento.

Por tanto, el comportamiento de los aisladores es representado mediante un modelo lineal equivalente o un modelo bilineal; siendo este último, el más aceptado. El modelo bilineal relaciona la fuerza cortante y el desplazamiento lateral de los aisladores. La figura 15 presenta el modelo bilineal de los aisladores.

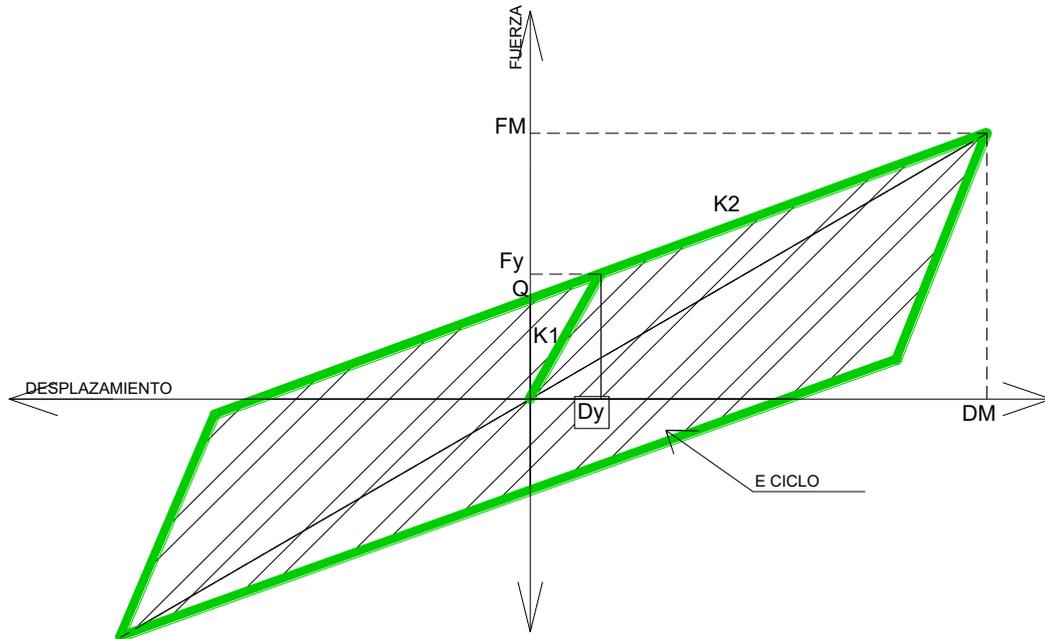


FIGURA 15 MODELO BILINEAL
ADPATADO DE LA NORMA PERUANA E031

En la figura 15 se puede observar que cuando se aplica una fuerza horizontal al aislador se dará una relación lineal con el desplazamiento, siempre y cuando esta fuerza sea menor que la fuerza de fluencia (F_y). Cuando la fuerza aplicada supere a la de fluencia (F_y) el aislador tendrá incursiones en rango inelástico con grandes desplazamientos y con pequeños incrementos en la fuerza cortante horizontal. Del modelo bilineal, se pueden obtener las siguientes relaciones:

$$k_{eff} = k_2 + \frac{Q}{D} \quad (1)$$

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad (2)$$

$$F_y = Q + K_2 D_y \quad (3)$$

$$W_D = 4 Q (D - D_y) \quad (4)$$

$$\varepsilon_{eff} = \frac{W_D}{2 \pi K_{eff} D^2} \quad (5)$$

$$K_1 = \alpha K_2 \quad (6)$$

Donde:

K_1 : Rigidez inicial del aislador, en la etapa elástica.

K_2 : Rigidez post-fluencia.

Q : Fuerza asociada a un desplazamiento nulo del aislador, también se le denomina fuerza de activación.

K_{eff} : Rigidez efectiva

ε_{eff} : Amortiguamiento efectivo

W_D : Área del ciclo de histéresis, equivalente a la energía disipada por ciclo (E_{ciclo})

F_y : Fuerza de fluencia

D_y : Desplazamiento que corresponde a F_y

D : Desplazamiento máximo.

α : Relación de rigideces K_1 y K_2 , los proveedores recomiendan valores de α en el rango entre 8 y 15

4.2 ANÁLISIS PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

El análisis para el predimensionamiento del sistema de aislamiento de una edificación aislada, se efectúa bajo la suposición de un modelo tipo "ladrillo", es decir, considerando que la superestructura es indeformable. Además, se considera un amortiguamiento efectivo en el sistema de aislamiento y se amplifica el período de la estructura a la cual se le colocarán los aisladores, considerando fija en la base. A continuación, se realizará el análisis del predimensionamiento.

CÁLCULO DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA DE BASE FIJA Y EL PERIODO OBJETIVO

La estructura de base fija hace referencia a la edificación que está proyectada para llevar aisladores en su base. Para calcular el período (T_f), se debe considerar que los elementos verticales (tales como columnas y/o placas pequeñas), están simplemente apoyadas en la base (en las vigas de aislamiento). La figura 16, muestra lo antes descrito; y con la ayuda del software ETABS se obtiene el período $T_f = 0.8 \text{ s}$.

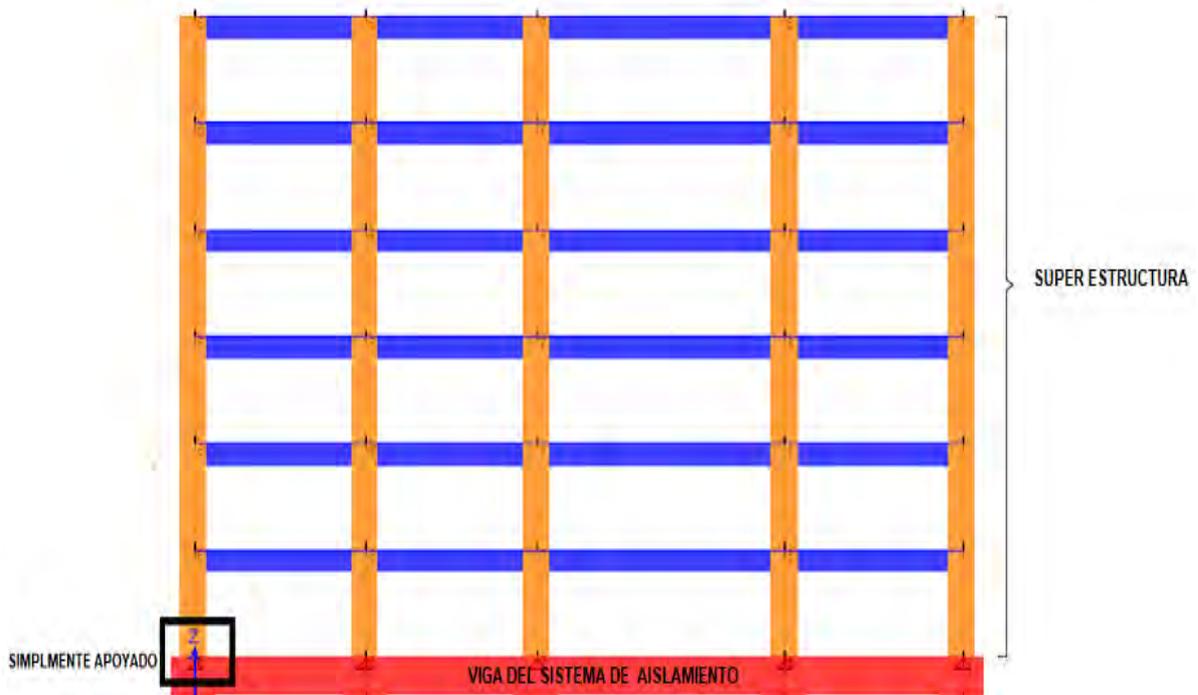


FIGURA 16 MODELO EN BASE FIJA

Luego, se determina el periodo objetivo (T_{obj}) considerando que la estructura está ubicada en la zona de periodos largos del espectro, para obtener menores demandas sísmicas que una estructura convencional, es decir:

$$T_{objetivo} \geq T_L$$

Para el edificio de esta tesis, en una primera iteración se incrementó a 4 veces el periodo de la estructura de base fija; sin embargo, se tuvo que incrementar a 3.1 veces el periodo de base fija, ya que se buscó tener una respuesta máxima en las derivas y en las aceleraciones de piso para el límite superior.

$$T_{obj} = 3.125 T_f \rightarrow T_{obj} = 2.5 s$$

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO SIN CONSIDERAR LA FLEXIBILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA

Con el valor del periodo objetivo (T_{obj}) calculado, se procede a calcular la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, considerando el modelo tipo "ladrillo" de la edificación, con la siguiente ecuación:

$$K_M = M \frac{4\pi^2}{T^2}$$

Donde

M : masa total de la edificación

T : periodo objetivo de la edificación aislada

K_M : Rigidez efectiva del sistema de aislamiento

La masa de la edificación se calcula de acuerdo al Artículo 23 de la norma E030, la cual indica que el peso de la edificación se calcula adicionando a la carga permanente y total (CM), un porcentaje de la carga viva (CV) de acuerdo a una clasificación brindada.

La estructura en estudio, está clasificada como edificación común, a la que le corresponde el 25% de la carga viva; es decir, el peso sísmico queda definido como:

$$P = CM + 25\% CV$$

Del modelo tridimensional se calculan las masas por nivel de la edificación las cuales se muestran en la tabla 3. Además, se obtiene que la Masa total es $315 \frac{\text{tonf-s}^2}{\text{m}}$, por lo que, la rigidez del sistema de aislamiento, es:

$$K_M = 1960 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

TABLA 3 MASAS POR NIVEL

Story	Masa X tonf-s ² /m	Masa Y tonf-s ² /m
Story6	41.2	41.2
Story5	43.8	43.8
Story4	43.8	43.8
Story3	43.8	43.8
Story2	43.8	43.8
Story1	43.8	43.8
Piso técnico	54.5	54.5

CÁLCULO DE LA RIGIDEZ EFECTIVA Y DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO PARA CADA DISPOSITIVO

La rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo de cada dispositivo, se puede establecer considerando una distribución uniforme de la rigidez y el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento entre el total de dispositivos. Otra manera de distribuir la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento es, considerando una distribución proporcional a la carga axial, para lograr tal objetivo, se formarían grupos de aisladores con cargas axiales similares. A través de la

proporción de la carga axial de cada grupo con respecto a la carga axial total de la edificación y el número de aisladores que conforman cada grupo, se establece la rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo de cada dispositivo que integran el grupo. Para el edificio en estudio, la rigidez total (hallada en ítem anterior), se reparte en dos grupos de 13 y 7 aisladores cada conjunto. Los cuales están ubicados para controlar mejor las torsiones en el sistema de aislamiento y tener una mejor respuesta en el análisis modal. Por tanto, la rigidez efectiva (K_{eff}) de cada grupo de aisladores es de 105 ton/m y 85 ton/m

$$K_M = \sum_1^i K_{effi}$$

Donde:

K_M : Rigidez de todo el sistema de aislamiento

K_{effi} : Rigidez de cada aislador

Luego, se calcula el amortiguamiento de cada dispositivo, mediante la siguiente ecuación:

$$C_{cr} = 2\sqrt{MK}$$

$$\frac{C}{C_{CR}} = \xi \rightarrow C = \xi C_{CR}$$

$$C = \frac{\xi C_{CR}}{N} \quad \text{ó} \quad C = \xi \frac{K_i}{\pi} T_{obj}$$

Donde:

C_{cr} : Constante de amortiguamiento crítico

M : Masa de la edificación

K : Constante de rigidez del sistema de aislamiento

ξ : Fracción o porcentaje de amortiguamiento

N : número de aisladores

K_i : Rigidez de cada aislador

T_{obj} : Periodo objetivo de la edificación

π : Constante numérica igual 3.14

Asumiendo un amortiguamiento efectivo $\xi = 10\%$, entonces se obtiene una constante de amortiguamiento para los aisladores de rigidez de 105 y 85 que son:

$$C_{70} = 8.4 \frac{\text{ton-s}}{m} \quad \text{y} \quad C_{90} = 6.8 \frac{\text{ton-s}}{m}$$

4.3 ANÁLISIS PRELIMINAR

Con la rigidez efectiva y la constante de amortiguamiento calculados (en el ítem anterior), se procede a realizar un análisis preliminar, el cual consiste en una evaluación modal de la edificación aislada, lo que permite verificar que el sistema de aislamiento alcance el período deseado y analizar los modos de vibrar.

ZONIFICACIÓN (Z)

La norma E.030, Artículo 7, define el factor Z como la aceleración máxima horizontal en el suelo rígido con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años de tiempo de vida de la edificación. Sin embargo, se debe tener presente que la edificación aislada será analizada para un sismo de periodo de retorno de 2500 años y con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años. Por ello, la norma E.031 en 2.9 establece el valor del sismo máximo considerado (SMC) como 1.5 veces el sismo de diseño de la norma E.030.

La edificación en estudio, está ubicada en Lima, por lo que: $Z = 0.675g$

FACTOR DE USO (U)

La norma E.031 en su inciso 13.6, define como factor de uso igual a 1 en todos los casos de clasificación de las edificaciones que se establece en la norma E.030.

PARAMETROS DE SITIO (S, T_p , T_L)

El estudio de mecánica de suelos brinda una presión admisible del estrato de cimentación de 4 kg/cm^2 para un tipo de suelo S1 y de acuerdo con la zona $Z=4$ se establecen los valores de:

$$S = 1; \quad T_p = 0.4; \quad T_L = 2.5$$

FACTOR DE AMPLIFICACION (C)

La amplificación de la aceleración del suelo producida por la estructura sigue las siguientes expresiones:

$$T < 0.2 T_p \rightarrow C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

$$0.2 T_p < T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2} \right)$$

Donde:

T_p : Período que define la plataforma del factor C

T_L : Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

FACTOR DE REDUCCIÓN (R_a)

La superestructura es una estructura aporticada, a la que le corresponde $R_0 = 8$, de acuerdo con la norma E030; sin embargo, al ser una edificación aislada, la norma E 031 le asigna un valor de $(3/8) R_0 = 3$. No obstante, se debe tener presente que R_a no debe ser menor de 1 ni mayor a 2; por lo tanto, el valor de **$R_a = 2$** .

DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL (D_M)

De acuerdo con el Artículo 20 de la norma E 031, la edificación debe ser diseñada y construida, para desarrollar al menos un desplazamiento máximo (D_M), que se calcula con la siguiente ecuación:

$$D_M = \frac{S_{am} T_M^2}{4\pi^2 B_M}$$

Donde:

S_{am} : Espectro elástico de pseudo aceleración correspondiente al sismo máximo considerado (SMC) y se calcula como $1.5 Z C S g$

T_M : Periodo efectivo de la estructura sísmicamente aislada, asociada al desplazamiento traslacional D_M

B_M : Factor de amortiguamiento.

CÁLCULO DEL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO TRASLACIONAL DE LA EDIFICACIÓN

Debido a que el periodo de la edificación es mayor que el periodo largo, entonces el coeficiente amplificación sísmica queda definida como:

$$T_M > T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p T_L}{T_M^2} \right)$$

Entonces la pseudo aceleración queda definido como:

$$S_{am} = (0.675) 2.5 \left(\frac{T_p T_L}{T_M^2} \right) (g)$$

Para un amortiguamiento efectivo $\xi = 10\%$ y de acuerdo con la tabla 4, el valor de $B_M = 1.2$. Finalmente, el desplazamiento máximo queda definido como:

$$D_M = \frac{1.6875 T_L T_P}{4\pi^2 B_M}$$

Reemplazando valores, se obtiene un desplazamiento máximo $D_M = 34.94 \text{ cm}$

TABLA 4 FACTORES DE AMORTIGUAMIENTO
ADAPTADO DE LA NORMA E031

AMORTIGUAMIENTO EFETIVO B_M (%)	FACTOR B_M
2	0.8
5	1
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9

FUERZA CORTANTE MAXIMA (V_b)

Se evalúa de acuerdo con el inciso 21.1 de la norma E031.

$$V_b = K_M D_M$$

Donde:

K_M : Rigidez de todo el sistema de aislamiento

En nuestro caso, reemplazamos valores y obtenemos $V_b = 695 \text{ ton}$

ANALISIS MODAL DE LA ESTRUCTURA AISLADA

El análisis modal permite hallar el período fundamental y los modos de vibración de la estructura; de los cuales depende la respuesta de la edificación ante una sollicitación sísmica. Para esto, se debe ingresar al modelo tridimensional, la rigidez y el amortiguamiento efectivo de los dispositivos -previamente calculados-. La tabla 5, muestra los datos a ingresar. En el software ETABS los aisladores elastoméricos se modelan como elementos tipo "links" (mencionados en capítulo 3). La figura 17 muestra la ventana de ingreso de propiedades de los aisladores en ETABS.

TABLA 5 PROPIEDADES NOMINALES DE LOS AISLADORES

PROPIEDADES LINEALES PARA EL ETABS		
PROPIEDAD	LRB ₁₀₅	LRB ₈₅
K_{eff} (ton/m)	105	85
c_{eff} (ton-s/m)	8.4	6.8
PROPIEDADES NO LINEALES PARA EL ETABS		
K_1 (ton/m)	881	714
F_Y (ton)	6.5	5.3
RATIO	0.1	0.1

FIGURA 17 VENTANA DE PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS LINKS

Por otro lado, se debe evaluar la separación entre el centro de masas y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, con la finalidad de evitar que se presenten efectos de torsión a nivel de piso técnico. En caso se presentasen efectos torsionales, el objetivo de independizar el movimiento en cada dirección, durante un evento sísmico, se verá reducido. La tabla 6, muestra el valor y ubicación de la excentricidad natural del sistema de aislamiento.

Se observa en la Tabla 6, que la posición del centro de masas (CM) se encuentra ubicado por encima del centro de rigidez (CR) en el nivel de la losa de aislamiento, entonces, para que se den los resultados más desfavorables, debe suceder que el CM debe desplazarse en la dirección “X+” y en la dirección “Y+”, de manera tal, que se logre una excentricidad mayor, y en consecuencia, se generarían fuerzas y momentos de mayor magnitud.

TABLA6 EXCENTRICIDADES NATURALES POR NIVEL

Story	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m	exx(natural) m	eyy(natural) m
Story6	9.1237	11.7084	8.466	11.4631	0.6577	0.2453
Story5	9.1088	11.6904	8.47	11.4887	0.6388	0.2017
Story4	9.1041	11.6846	8.4738	11.5133	0.6303	0.1713
Story3	9.1017	11.6818	8.4778	11.5374	0.6239	0.1444
Story2	9.1003	11.6801	8.4815	11.5606	0.6188	0.1195
Story1	9.0994	11.6789	8.4833	11.5811	0.6161	0.0978
Piso Técnico	9.0465	11.6277	8.4819	11.594	0.5646	0.0337

De acuerdo con la norma E031, en su artículo 26 inciso 26.4, menciona que, para cada dirección de análisis, la excentricidad debe ser un 5% de la dimensión en la dirección perpendicular del análisis. Además, estos análisis deben ser realizados por separado. A continuación, se presentan los análisis modales en las direcciones “X” e “Y” de excentricidades accidentales positivas, definidas anteriormente.

Mass Source Name: MASAXX

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: 0.05
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: 0

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Dead	1
Live	0.25

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

FIGURA 18 DEFINICIÓN DE FUENTE DE MASA Y EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL EN LA DIRECCIÓN X

Mass Source Name: MASAYY

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: 0
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: 0.05

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Dead	1
Live	0.25

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

FIGURA 19 DEFINICIÓN DE FUENTE DE MASA Y EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL EN LA DIRECCIÓN Y

RESULTADOS MODALES

La tabla 7 muestra que el período fundamental de la estructura aislada es 2.69 segundos (≈ 2.7 s), en la dirección “X”, lo que corresponde al período objetivo planteado. Sin embargo, es mayor debido a que se considera la flexibilización de la superestructura. En cuanto a la participación modal, se observa que el primer modo ocurre en Y. El segundo período más importante es de 2.63 s y tiene mayor

participación en X. Finalmente el tercer período es de 2.24 s y tiene una mayor participación modal en Rz, lo que indica que es un modo torsional. Además, se puede apreciar que los períodos aislados corresponden a los tres primeros modos y que estos corresponden a casi la totalidad de la respuesta, ya que los modos siguientes no tienen mucha relevancia en el movimiento de la estructura aislada. Asimismo, se observa que los dos periodos traslacionales son muy parecidos, lo cual es muy característico de las estructuras que cuentan con un sistema de aislamiento.

En general, el análisis modal para una excentricidad en la dirección X⁺ presenta una buena distribución en planta de los aisladores. Las figuras 20, 21 y 22 muestran una captura del primer, segundo y tercer modo, respectivamente.

TABLA 7 RESULTADOS DEL ANALISIS MODAL EN LA DIRECCION X⁺ (POSITIVO)

Case	Modo	Periodo(s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
Modal	1	2.69	13.6	72	14.2
Modal	2	2.63	85	14.5	0
Modal	3	2.24	0	13	85.8

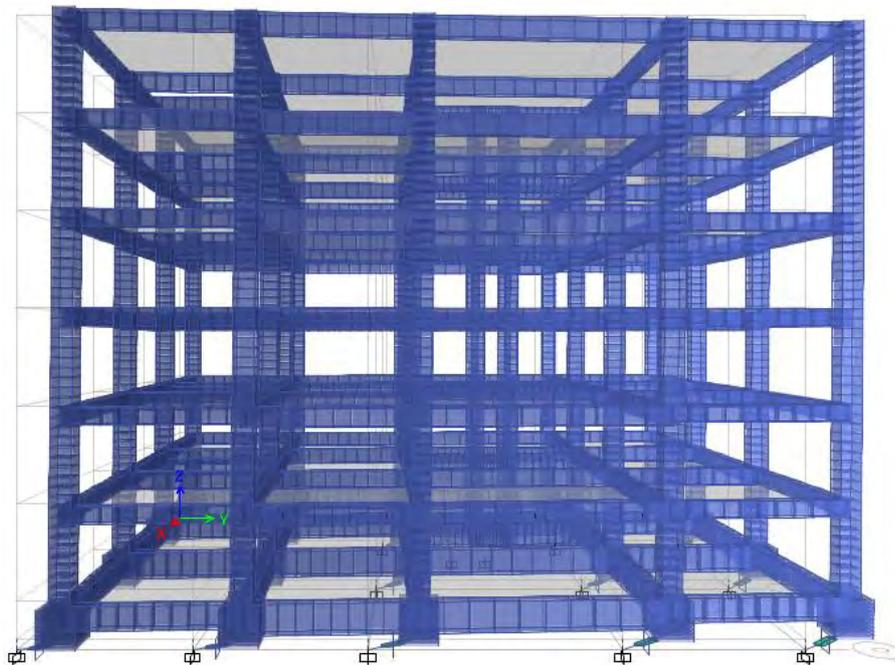


FIGURA 20 PRIMER MODO DE VIBRACIÓN

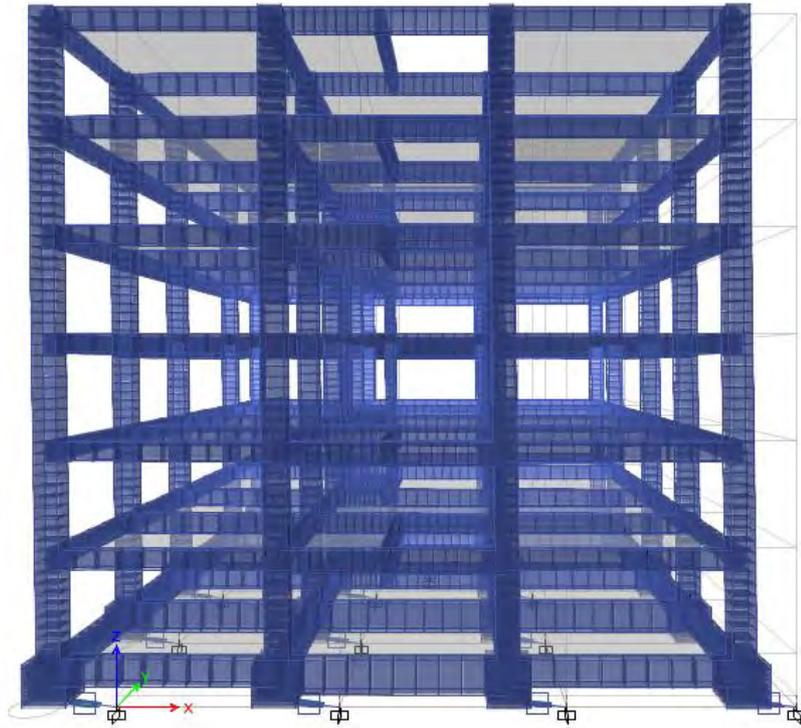


FIGURA 21 SEGUNDO MODO DE VIBRACIÓN

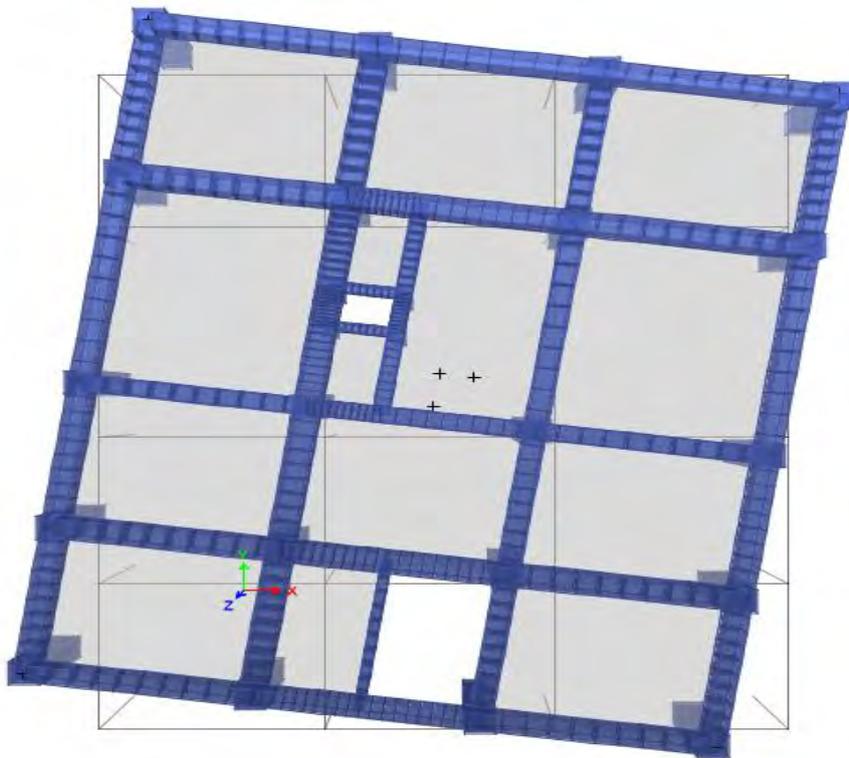


FIGURA 22 TERCER MODO DE VIBRACIÓN

La tabla 8 muestra que el período fundamental de la estructura aislada es 2.73 segundos, en la dirección Y, lo que corresponde al período objetivo planteado. Sin embargo, es mayor debido a que se considera la flexibilización de la superestructura. En general, el análisis modal para una excentricidad en la dirección Y⁺ presenta una buena distribución en planta de los aisladores. Las figuras 23, 24 y 25 muestran el primer, segundo y tercer modo respectivamente.

TABLA 8 RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL EN LA DIRECCIÓN Y⁺ (POSITIVO)

Case	Modo	Periodo(s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
Modal	1	2.73	80.5	3.9	15.4
Modal	2	2.61	5	94.8	0
Modal	3	2.22	14.2	1.2	84.2

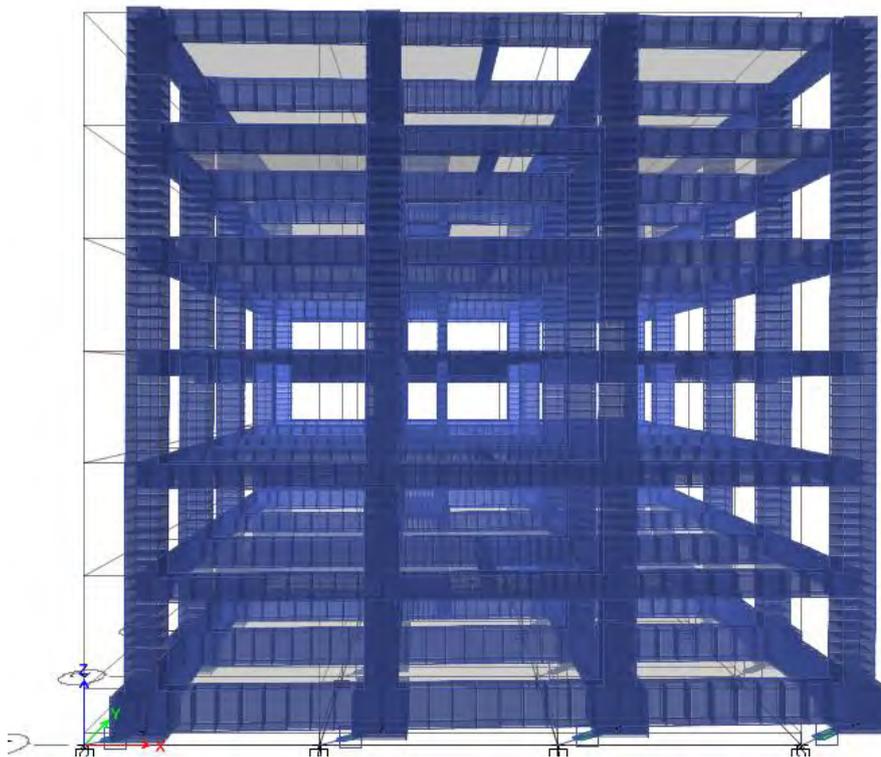


FIGURA 23 PRIMER MODO DE VIBRACIÓN

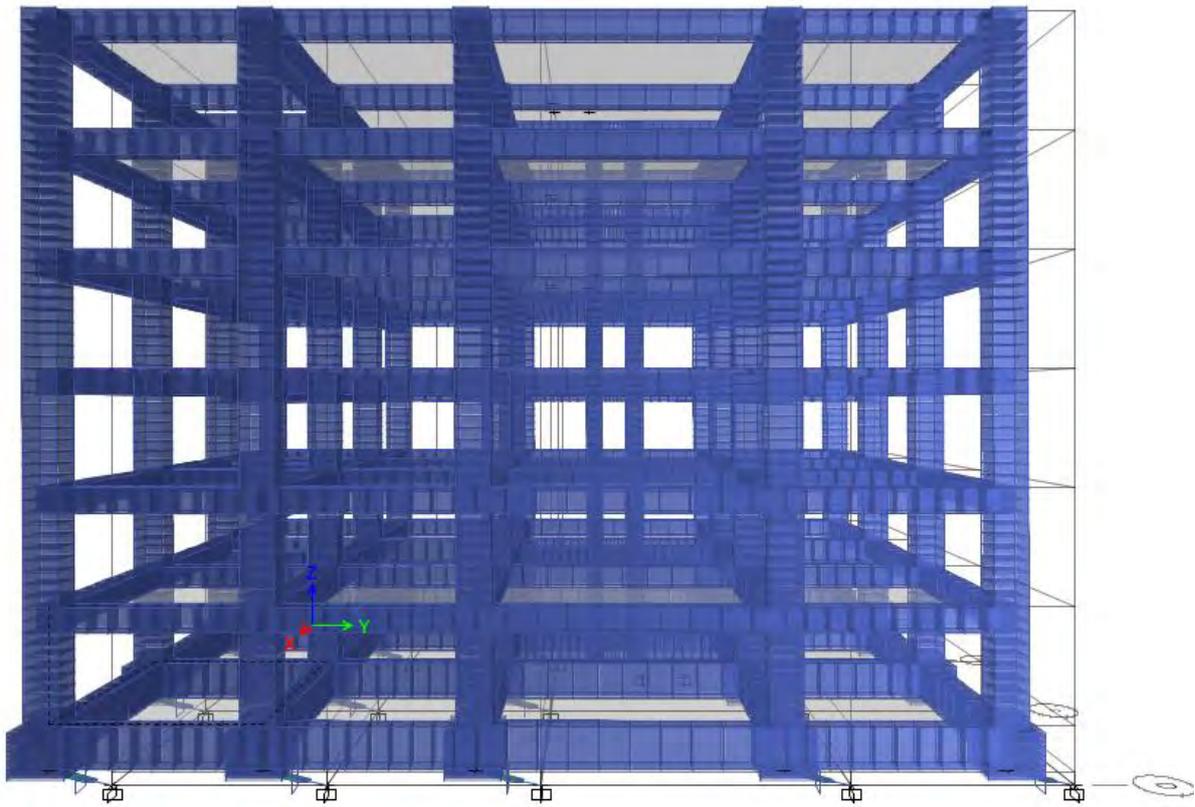


FIGURA 24 SEGUNDO MODO DE VIBRACIÓN

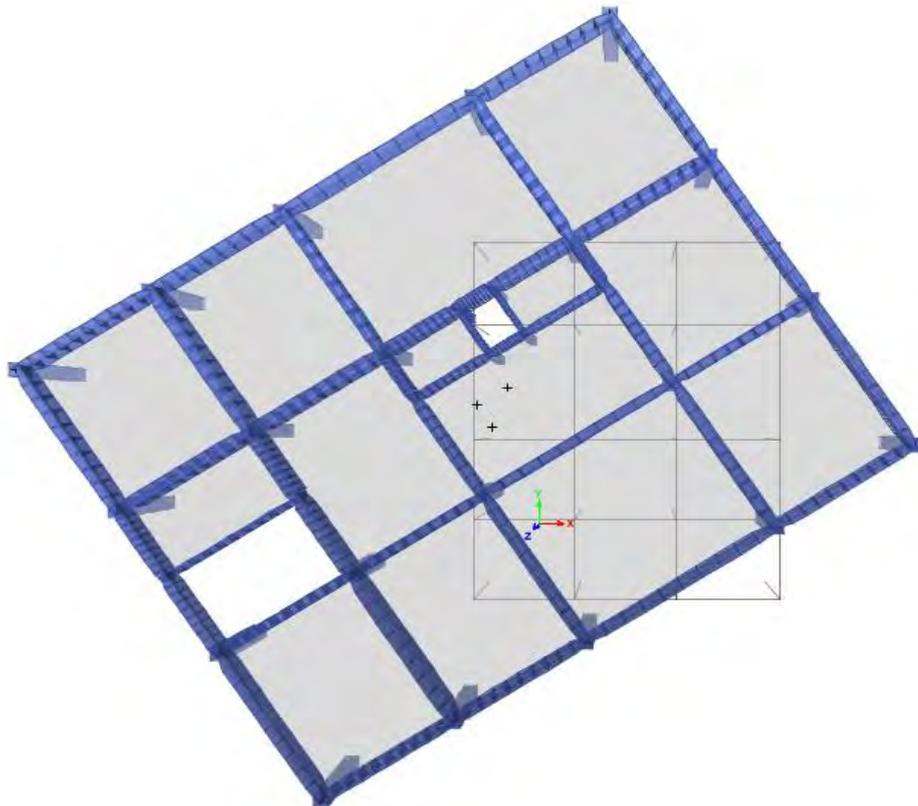


FIGURA 25 TERCER MODO DE VIBRACIÓN

4.4 ANÁLISIS DINÁMICO

La NTE E031 establece dos formas de realizar el análisis dinámico: a través de un análisis modal espectral; o a través de un análisis tiempo historia. La norma E031 indica las limitaciones de uso de estos dos procedimientos.

Por otro lado, para este caso de estudio se realiza un análisis tiempo-historia. Sin embargo, se ejecutará preliminarmente un análisis modal espectral sólo para obtener resultados de derivas en las direcciones más desfavorables (deducidas en el análisis de modo de las propiedades nominales) con la finalidad de intuir las respuestas de la edificación en un análisis tiempo-historia.

ANÁLISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL

Aceleración espectral, la norma E031 en su inciso 13.4 indica que se utilizara el espectro elástico de pseudo aceleraciones para el sismo máximo considerado (SMC) definido por:

$$S_{aM} = 1.5 ZCS g$$

Donde:

Z: Aceleración máxima horizontal en suelo rígido, con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años

C: Amplificación de la aceleración del suelo producida por la estructura

S: Factor de amplificación del suelo

Por tanto, se define el siguiente espectro que se muestran a continuación en la figura 26

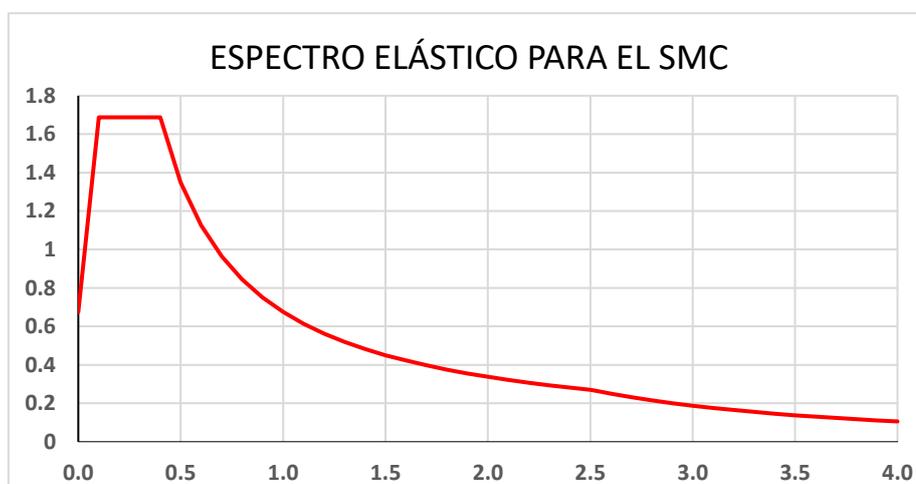


FIGURA 26 ESPECTRO (T vs Sa)

RESPUESTA ESPECTRAL

La respuesta espectral de la edificación se calcula empleando la constante de amortiguamiento de los dispositivos y colocando un amortiguamiento nulo en los tres primeros modos (modos que generan deformaciones considerables en la superestructura), con el objetivo de evitar incluir amortiguamientos modales adicionales que puedan afectar a la respuesta espectral.

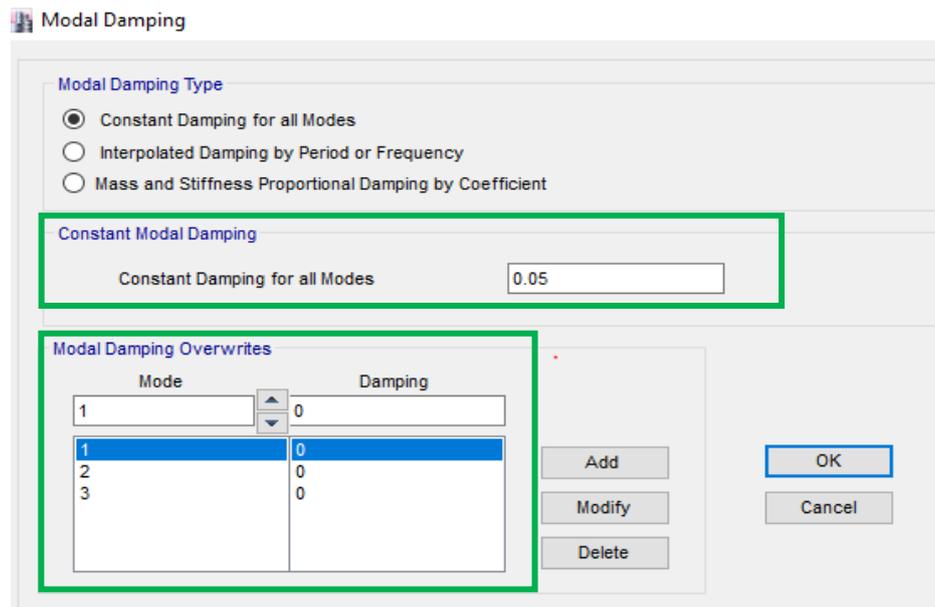


FIGURA 27 VENTANA DE ASIGNACIÓN DE AMORTIGUAMIENTOS

La norma E031 - inciso 26.2.3, señala que el análisis espectral debe de realizarse en cada dirección, el 100% en la dirección de análisis más el 30 % en la dirección perpendicular.

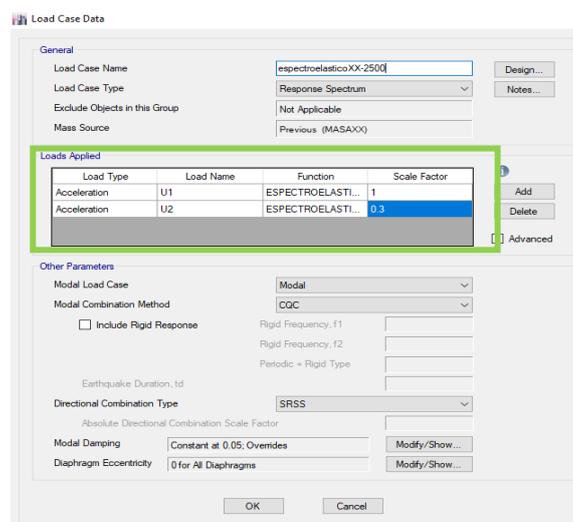


FIGURA 28 DEFINICION DEL CASO DE CARGA ESPECTRAL

Por otro lado, la norma E030, señala que las respuestas máximas se pueden determinarse usando CQC (combinación cuadrática completa) de los valores calculados para cada modo. Además, menciona que la deriva no debe exceder de 3.5%. Se muestra a continuación, figura 29, que las derivas calculadas en el análisis elástico, no cumplen con dicho requisito.

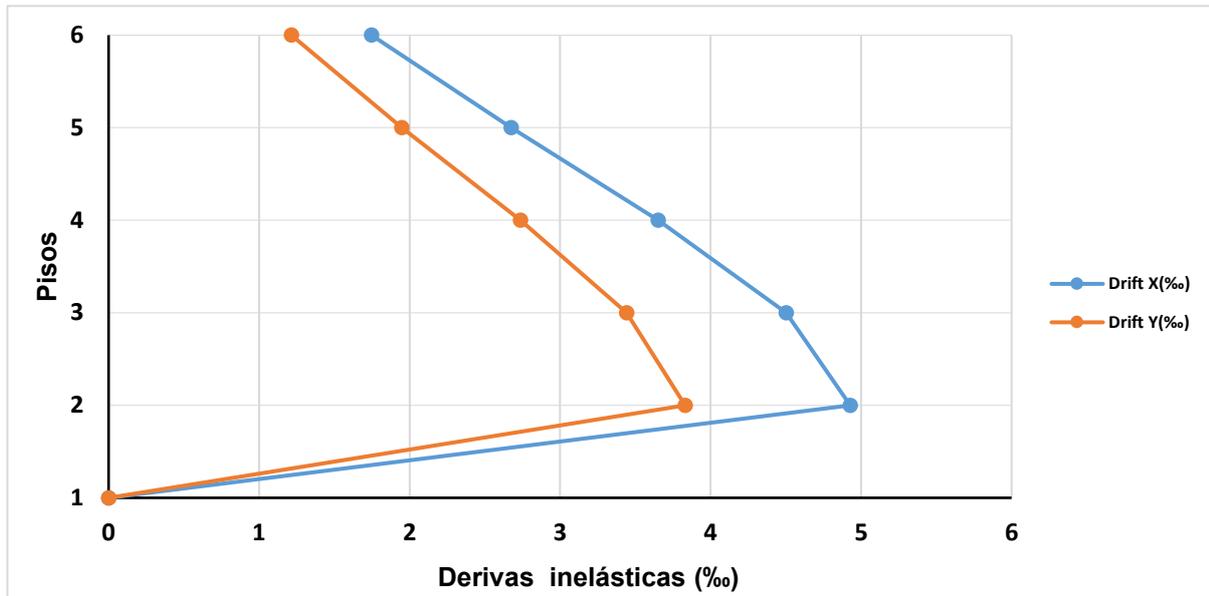


FIGURA 29 DERIVAS INELASTICAS

La figura 29 muestra que en la dirección Y se obtuvo una deriva inelástica máxima de 3.8 ‰; y en la dirección X, de 4.9‰. Ambas no cumplen con ser menores a la deriva máxima especificada por la norma (3.5‰). Sin embargo, se puede seguir con el análisis tiempo-historia, y verificar que se cumple con las exigencias impuestas por E031.

ANALISIS TIEMPO - HISTORIA

Este análisis es obligatorio para estructuras sísmicamente aisladas, que no cumplan con los criterios del inciso 17.1 de E031. Por otro lado, el análisis tiempo-historia permite encontrar el rango de diseño admisible para la variabilidad de las propiedades de los aisladores y además permite calcular el amortiguamiento y la rigidez efectiva del sistema de aislamiento. Para este caso, se decidió usar aisladores elastoméricos con núcleo de plomo.

Antes de realizar el análisis tiempo-historia no lineal de la edificación, se deben conocer los factores que modifican las propiedades de los aisladores.

FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES NOMINALES

Las propiedades mecánicas de los aisladores influyen directamente en el diseño del sistema de aislamiento; del mismo modo, en la capacidad de disipar energía y de fuerza que transmite

a la superestructura. Las variaciones de las propiedades mecánicas son dependientes de las modificaciones que puedan tener la fuerza de activación (Q_d) y de la rigidez post-fluencia (K_2). Por esta razón, la rigidez máxima y mínima (K_{max} y K_{min}) del sistema de aislamiento, se determina a partir de los valores mínimo y máximo de K_2 y Q_d , respectivamente.

Cuando se emplean factores mínimos de modificación de las propiedades Q_d y K_2 , se obtienen máximos desplazamientos, menor disipación de energía y por ende, menor fuerza restitutiva para el sistema de aislamiento. Sin embargo, si se emplean factores máximos de modificación, las propiedades Q_d y K_2 , se consigue mayor amortiguamiento, mayor rigidez efectiva, además produce en la superestructura, mayores derivas de entrepiso y mayores aceleraciones de piso; en consecuencia, el sistema de aislamiento es menos eficiente.

En la figura 30, se ejemplifica lo antes descrito:

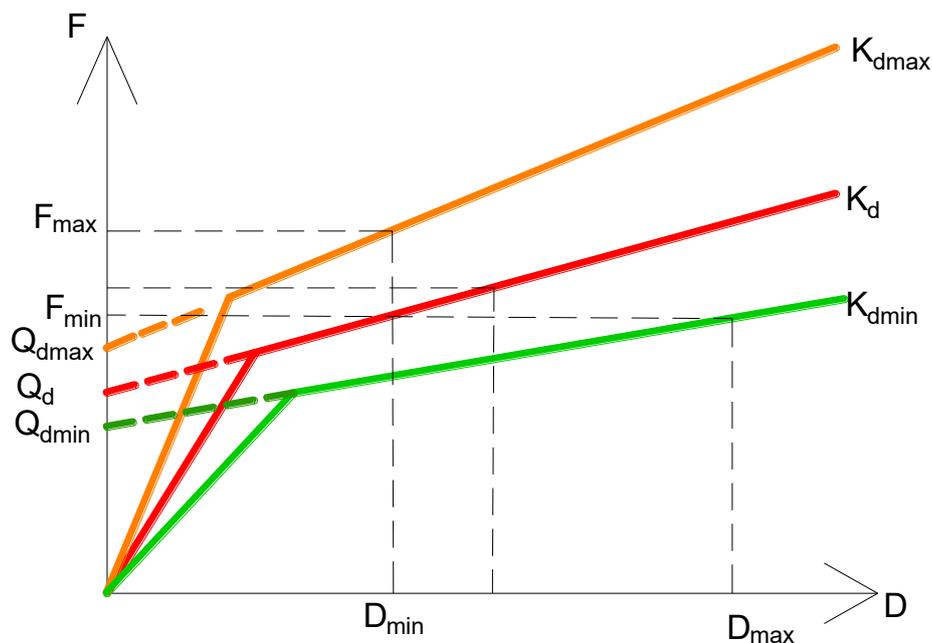


FIGURA 30 EJEMPLIFICACIÓN LOS FACTORES DE MODIFICACIÓN

Los factores de modificación de las propiedades, máximos y mínimos (λ_{max} , λ_{min}), se establecen a partir de la contribución de los factores que modifican las propiedades nominales de los dispositivos. De acuerdo con E031, estos factores o parámetros que modifican las propiedades son: el efecto del calentamiento debido al movimiento cíclico, el efecto de velocidad de carga, el efecto de ablandamiento por deformación (scragging) y recuperación, el efecto de variabilidad en las propiedades de producción, temperatura, envejecimiento, exposición ambiental y contaminación.

En cuanto al ablandamiento por deformación (scragging) y recuperación, los aisladores elastoméricos tienen una resistencia (F_{max}) y una rigidez post-fluencia (K_2) de mayor valor

durante el primer ciclo de ensayo. En los ciclos posteriores, las propiedades se estabilizan en un valor menor tanto para resistencia, para rigidez post-fluencia y para otras propiedades, tal como se muestra en la figura 31.

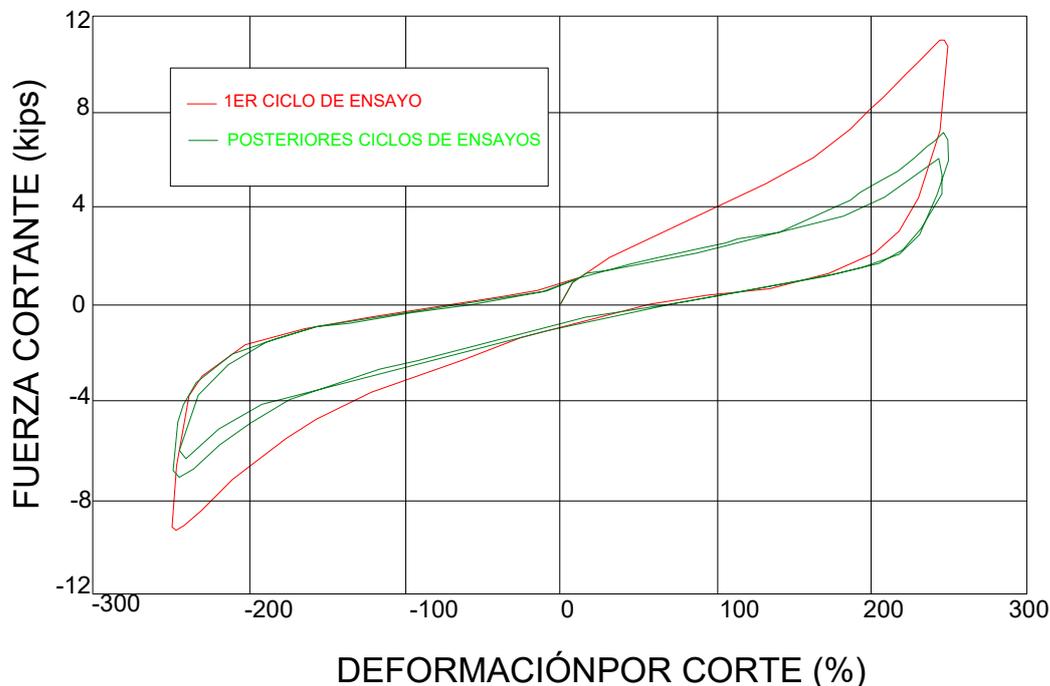


FIGURA 31 EFECTOS DEL SCRAGGING EN AISLADORES ELASTOMERICOS

ADAPTADO DE FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LAS PROPIEDADES PARA AISLADORES ELASTOMERICOS (Thompson, 2000)

De acuerdo a ensayos experimentales realizados, el efecto de scragging se presenta de manera predominante en aisladores de caucho de alto amortiguamiento; en cambio, en los aisladores de goma natural, tienen poca variación o mejor dicho, el efecto de scragging o ablandamiento es mínimo (Thompson, 2000).

El efecto del envejecimiento podría causar un aumento de las propiedades nominales de un aislador. Este incremento depende de la composición de la goma y tienen valores pequeños siempre y cuando se encuentren correctamente vulcanizados.

La temperatura, como factor de modificación de las propiedades de los aisladores, tiene dos efectos sobre la goma. El primer efecto es que al descender la temperatura existe una variación en las propiedades mecánicas, ya que se incrementa la rigidez post-fluencia. El segundo efecto es la cristalización, esto ocurre cuando la temperatura desciende a los -55°C aproximadamente. La cristalización provoca que la goma se vuelva frágil y las propiedades mecánicas experimenten rápidos cambios (Soto, 2007).

La velocidad es un factor que puede modificar las propiedades de los aisladores, ya que al efectuar los ensayos de control; estos se realizan en condiciones que representan el real funcionamiento, debido a limitaciones de la maquinaria empleadas en el experimento. Usualmente se utilizan prototipos a escala que son brindados por los mismos proveedores.

El factor de envejecimiento y los efectos ambientales, son parámetros que no influyen de manera considerable en aisladores de goma (al menos en los de núcleo de plomo); sin embargo, tienen relevancia en los aisladores friccionales y deslizantes.

La norma E031 brinda factores de modificación máximo y mínimo (λ_{\max} , λ_{\min}) para los aisladores elastoméricos y friccionales. De acuerdo con la tabla N°2 de E031 para fabricantes calificados de aisladores de caucho con núcleo de plomo, se muestran en la tabla 9.

Tabla 9 factores de modificación para LRB

	λ máx.	λ min
Q	1.5	0.8
K2	1.3	0.8

PROPIEDADES DE LIMITE SUPERIOR E INFERIOR

Con los factores de modificación ya definidos, se procede a calcular las propiedades de límite superior e inferior, mediante un proceso iterativo. A continuación, a manera de ejemplo, se muestran los pasos a seguir.

1.- Se calcula el desplazamiento espectral correspondiente a la zona de períodos largos. La figura 33 muestra el espectro de desplazamiento de la E031, donde se observa que para la zona de periodos largos (donde se ubica los edificios aislados), se tiene un desplazamiento constante de valor igual:

$$D_M = \frac{1.6875 T_L T_P}{4\pi^2} (g) = \frac{(1.6875)(2.5)(0.4)}{4\pi^2} (981) = \mathbf{41.93 \text{ cm}}$$

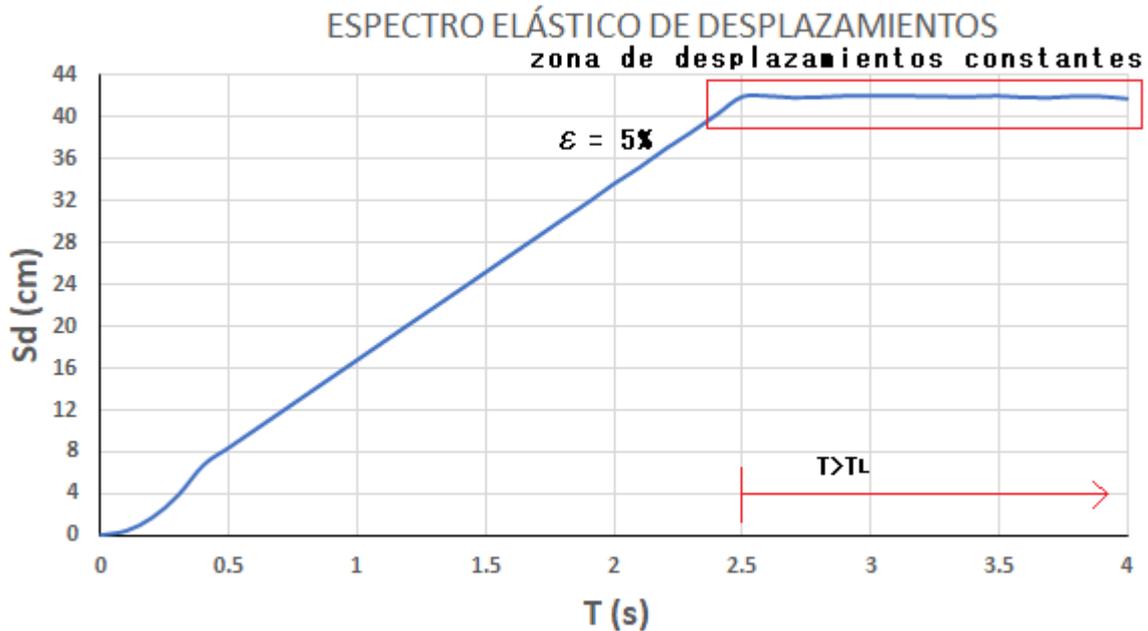


FIGURA 32 ESPECTRO S_d vs T

2.- Se asume un desplazamiento, con la finalidad de calcular las propiedades en la curva de comportamiento del aislador, y el amortiguamiento efectivo que corresponde al desplazamiento asumido.

Por ejemplo, si se asume un desplazamiento de 31cm, hallamos las propiedades para el límite inferior (LI) con la finalidad de obtener el amortiguamiento que corresponde al desplazamiento asumido:

$$Q_{LI} = (\lambda)(Q_{nominal}) = (0.8)(5.89) = 4.71 \text{ ton}$$

$$K_{2LI} = (\lambda)K_{2nominal} = (0.8)(88.15) = 70.52 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$F_{m\acute{a}x} = Q_{LI} + K_{2LI}(D_M) = 4.71 + 70.52(0.31) = 26.6 \text{ ton}$$

$$F_{Yf} = \frac{Q_{LS}}{1 - (K_{2LS}/K_1)} = \frac{4.71}{1 - \frac{70.52}{881.5}} = 5.12 \text{ ton}$$

$$D_Y = \frac{F_Y}{K_1} = \frac{5.12}{881.5} = 0.006 \text{ m}$$

$$ENERGIA \text{ DISIPADA} = 4(Q)(D_M - D_Y) = 4(4.71)(0.31 - 0.006) = 5.73 \text{ ton.m}$$

$$k_{eff} = \frac{F_{MAX}}{D_{MAX}} = \frac{26.6}{0.31} = 85.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\xi = \frac{ENERGIA \text{ DISIPADA}}{2(\pi)(D_M^2)K_{eff}} = \frac{5.73}{2(3.14)(0.31^2)(85.8)} = 11.1 \%$$

Por lo tanto, al desplazamiento asumido de 31cm, le corresponde un amortiguamiento de **11.1%**.

3.-Para el amortiguamiento hallado en el paso 2, se calcula el factor de amortiguamiento (B_M) y de acuerdo con la tabla 4, el factor de amortiguamiento -evaluado usando una interpolación lineal-, adopta el valor de 1.23

4.-Finalmente, el desplazamiento espectral máximo (hallado en el paso 1) se divide entre el factor de amortiguamiento (calculado en el paso 3), y se realiza una comparación con el desplazamiento asumido en el paso 2:

$$D_M = \frac{S_d}{B_M} = \frac{41.93}{1.23} = 34.1 \text{ cm}$$

$$\Delta = D_M - D_{\text{asumido}} = 34.1 - 31 = 3.1$$

Se observa que existe una diferencia de 3.1, entonces se debe regresar al paso 2 y asumir un nuevo desplazamiento. El proceso iterativo culmina cuando el desplazamiento asumido converge al desplazamiento máximo.

A continuación, la tabla 10 presenta las propiedades calculadas para el límite inferior (LI) para el aislador de 105 ton/m. Asimismo, la tabla contiene el proceso iterativo para calcular el amortiguamiento correspondiente al desplazamiento asumido.

Tabla 10 PROPIEDADES PARA EL LI DEL AISLADOR 105

	LI		NOMINAL	LI
D_M (5%), $T > 2.5$ s	41.93	K_{eff} (ton/m)	105	84.136
DM	0.346	E(tonxm)	8.054	6.408
F_{max} (ton)	29.104	Q(ton)	5.888	4.710
F_Y (ton)	5.12	K_2 (ton/m)	88.149	70.519
D_Y (m)	0.006	K_1 (ton/m)	881.488	881.488
ENERGY (tonxm)	6.408	D_Y (m)	0.00742	0.006
K_{eff} (ton/m)	84.136	F_Y (ton)	6.542	5.12
ϵ (%)	10.1%	K_2/K_1	0.10	0.08
B_M	1.21	D_{MAX} (cm)	34.94	34.6
D_M	0.346	F_{max} (ton)	36.687	29.1
Δ	0.000	ϵ (%)	10%	10.1%

Por otro lado, la tabla 11 contiene las propiedades para todo el sistema de aislamiento. Las propiedades de todo el sistema, se calculan multiplicando las propiedades de la tabla 10 por el número de aisladores que contiene la interfaz de aislamiento (13 aisladores para este caso)

sumando las propiedades del aislador de 85 ton/m. En la figura 34, se aprecia el diagrama de histéresis correspondiente al límite superior (LS) y al límite inferior (LI) del para el sistema de aislamiento que se obtuvo del análisis de los siete registros.

TABLA 11 PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

	LS (T< 2.5 s)	LI(T>2.5 s)		NOMINAL	LS	LI
DM (5%)	35.569	41.933	Keff(ton/m)	1960.000	2756.526	1570.473
DM	0.267	0.346	E(tonxm)	153.589	168.475	119.645
Fmax (ton)	735.992	543.384	Q(ton)	109.906	164.859	87.925
FY (ton)	189.493	95.570	K2(ton/m)	1645.444	2139.077	1316.355
DY (m)	0.012	0.006	K1(ton/m)	16454.439	16454.439	16454.439
ENERGY (tonxm)	168.475	119.645	Dy(m)	0.007	0.012	0.006
Keff (ton/m)	2756.526	1570.473	Fy(ton)	122.092	189.493	95.570
$\xi_{eff}(\%)$	0.136	0.101	K2/K1	0.100	0.130	0.080
BM	1.332	1.213	DMAX (cm)	34.944	26.700	34.600
DM	0.267	0.346	Fmax(ton)	684.901	735.992	543.384
Δ	0.000	0.000	$\xi_{eff}(\%)$	0.100	0.136	0.101
			T(s)	2.519	2.124	2.814
			Ceff(ton-s/m)	157.150	254.295	142.473

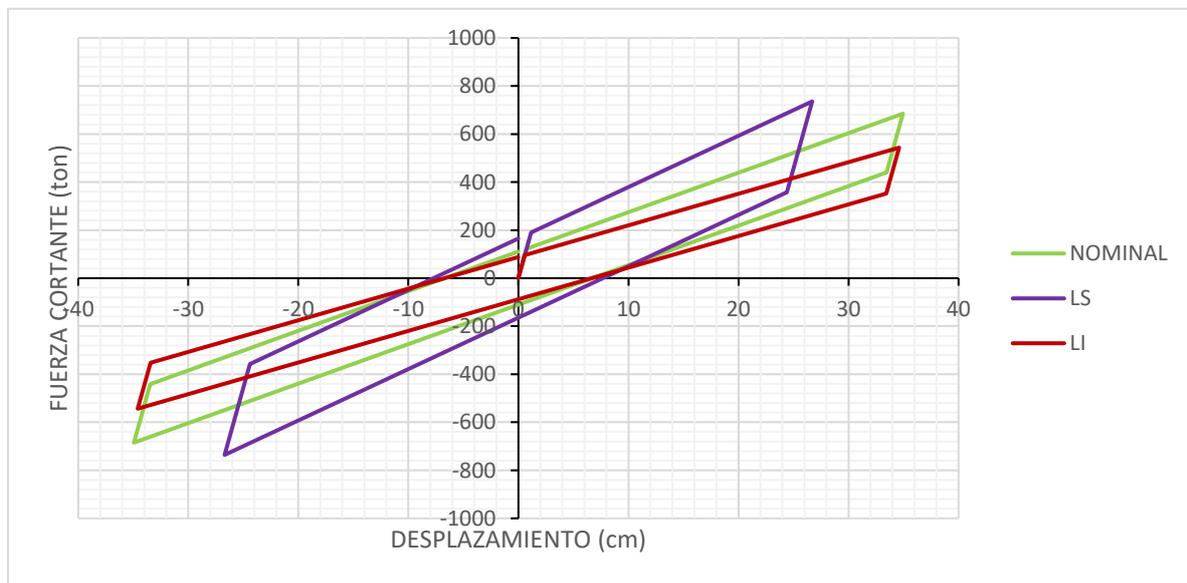


FIGURA 33 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL SISTEMA DE AISLAMIENTO

Una vez calculadas las propiedades de límite superior e inferior, se debe realizar el análisis dinámico tiempo-historia, con la finalidad de validar las propiedades calculadas. Para realizar dicho estudio se requieren acelerogramas, para representar los efectos del movimiento del suelo en una estructura.

REGISTRO DE ACELERACIÓN

Los registros de aceleración o acelerogramas, representan la aceleración del suelo en función del tiempo y se obtienen a través de un acelerógrafo.

Con la finalidad de conseguir valores exactos de aceleraciones que se han producido durante el evento sísmico en la zona de registro, se deben “corregir” los registros. Entre los tratamientos o correcciones de los acelerogramas existe la corrección instrumental y la corrección de línea base o corrección del “cero” (J.M. Tordesillas, 1999). El primero, hace referencia en transformar la función de aceleración y la función de transferencia del instrumento; para tal propósito, se debe conocer las constantes de calibración del instrumento; tales como, la sensibilidad del acelerómetro, la frecuencia natural (ω_n) y el amortiguamiento (ε). El segundo tratamiento, consiste en corregir el acelerograma cuando sus valores se encuentren desplazados respecto de la línea cero de aceleración. Es importante realizar esta corrección, para evitar que los valores de desplazamiento en el tiempo sean erróneos. El motivo del error estriba en que, durante el proceso de hallar la función de desplazamiento en el tiempo, se realiza a través de una integración de la velocidad y esta, mediante la integración de la función de aceleración. Entonces, la aceleración al encontrarse desplazada respecto a la línea de la aceleración cero, acumula un área debajo de la curva en el proceso de cálculo.

Por otro lado, una vez corregidos los acelerogramas, se debe realizar el “filtrado” para eliminar la señal del ruido. El ruido que afecta al acelerograma pueden ser de dos clases: ruidos de alta frecuencia y ruidos de baja frecuencia (A. Suárez, 1999). El primero afecta a los picos de aceleraciones; sin embargo, no afecta mucho al proceso de integración, ya que se ubica por encima de la señal de la aceleración. El segundo, afecta al proceso de integración, debido a que se ubica por debajo de la señal de aceleración. Entonces, para eliminar el ruido aplicaremos los filtros paso-bajos; para eliminar altas frecuencias y filtros paso altos, para eliminar las bajas frecuencias. Los filtros pasan banda (intervalos de frecuencia), eliminan el ruido de alta y baja frecuencia.

Por ejemplo, en cuanto a los registros seleccionados para el análisis tiempo-historia de la edificación aislada, en estudio, se aplicó una corrección por línea base y un filtro

digital. Ambos se realizaron con ayuda del software SeismoSignal. A continuación, se explica el procedimiento para la corrección y filtrado de señales.

Primero, es necesario tener un mínimo de siete registros de acuerdo con la norma E031; del mismo modo, estos acelerogramas deben de ser representativas del sismo máximo considerado y de las condiciones locales. Para el caso particular del presente trabajo, se seleccionaron los registros de aceleraciones de sismos producidos en bordes de subducción y que se hayan registrado sobre un suelo bueno, debido a que nuestro edificio se ubica en la ciudad de Lima. La tabla 12 muestra la identificación de los registros seleccionados:

TABLA 12 REGISTROS SELECCIONADOS
FUENTE: CISMID, RENADIC - CHILE

REGISTROS SELECCIONADOS				
NOMBRE	AÑO	MAGNITUD (M_w)	ACELERACIÓN PICO (g)	ESTACIONES DE REGISTRO
LIMA Y CALLAO	1966	8.1	0.27	PARQUE DE LA RESEVA
LIMA	1974	8	0.16	PARQUE DE LA RESEVA
HUARAZ	1970	7.9	0.11	PARQUE DE LA RESEVA
HUALAÑÉ	2010	8.8	0.38	UNIVERSIDAD DE CHILE
CURICÓ	2010	8.8	0.47	UNIVERSIDAD DE CHILE
MAIPÚ	2010	8.8	0.49	UNIVERSIDAD DE CHILE
TALCA	2010	8.8	0.47	UNIVERSIDAD DE CHILE

Luego, las señales seleccionadas se escalan a una aceleración máxima del suelo de 0.45g; y se filtran por correcciones de línea base y filtrado digital para disminuir la frecuencia que no corresponde a la señal del sismo. El filtro digital utilizado en el SeismoSignal es el filtro tipo Butterworth, este sirve para obtener un acelerograma sin frecuencias de ruido hasta una frecuencia de corte asignada. Además, el software permite establecer un intervalo de corrección o un filtro pasa banda; el rango utilizado en el presente trabajo es de 0.1Hz y 25 Hz, esto es posible a través de una configuración Bandpass. La figura 34, muestra las opciones que brinda el software (encerradas en el rectángulo rojo) y la señal Lima 1966-EW, corregida.

Posteriormente a las correcciones y filtrados, el objetivo es obtener registros espectro compatibles, para ello E031 brinda dos opciones: escalamiento de amplitudes o escalamiento de frecuencia. La primera opción, mantiene la frecuencia del registro original, debido a que el procedimiento se fundamenta en aplicar un único factor de escala a todos los valores del registro de aceleración. El objetivo, es tratar de que espectro obtenido calce en un rango establecido (de acuerdo con E031, $0.2 T_M - 1.25 T_M$) con el espectro de diseño establecido.

Sin embargo; al multiplicar a todos los valores de aceleración por un único factor de escala genera -para la zona de periodos cortos-, aceleraciones fuera del rango. La segunda opción, hace referencia a obtener espectros compatibles mediante la modificación de los armónicos del acelerograma, de manera tal, que la frecuencia del registro original se modifica.

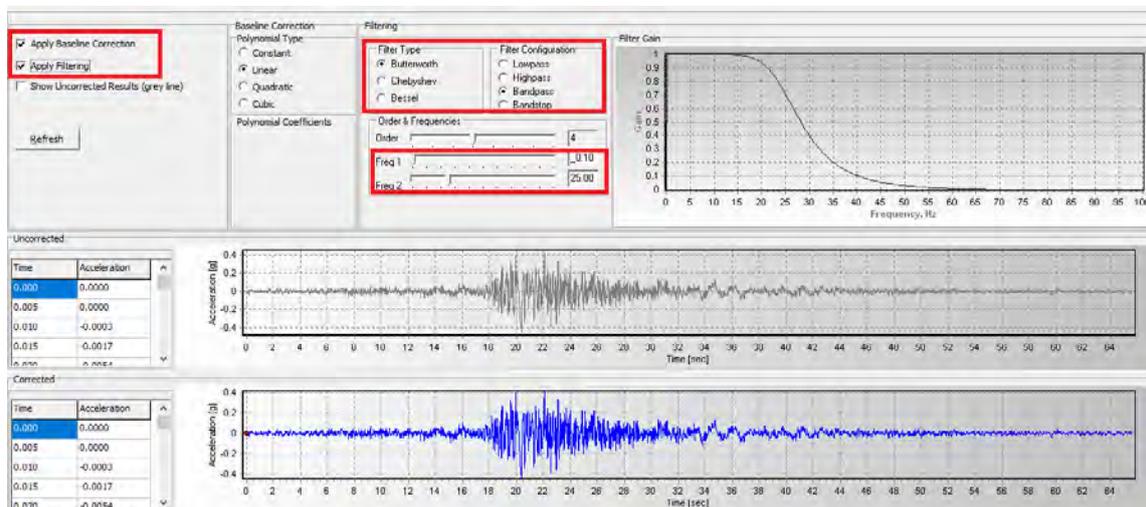


FIGURA 34 VENTANA DE CORRECCIÓN DE SEÑALES

En el presente trabajo se utiliza el segundo método (escalamiento de frecuencias), y para obtener el espectro compatibilizado se usa el software SeismoMatch. En el cual, se debe ingresar la señal corregida en archivos *.txt y colocar el espectro de E031. La figura 35, muestra los registros espectro compatible con el espectro de la norma E030.

Por último, con las componentes de los registros espectro compatibles se debe calcular el espectro de aceleraciones a través de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) y que el promedio de estos espectros debe de igualar o superar al espectro de diseño en un rango determinado (0.5s - 4s). Además, para el análisis tiempo-historia se considera la acción simultanea de las componentes, considerando un 90% (en la dirección de interés del análisis) y el 44% (en la dirección ortogonal). No obstante, estos porcentajes pueden ser diferentes, ya que se debe garantizar que el promedio de los SRSS no sea menor que el 90% de la ordenada correspondiente al espectro de la norma E031.

La tabla 13 presentan los coeficientes que garantizan que el promedio de los SRSS no es menor que el 90% del espectro de la norma E030; y la figura 35, muestra la comparación entre el promedio de los espectros SRSS versus la norma E030.

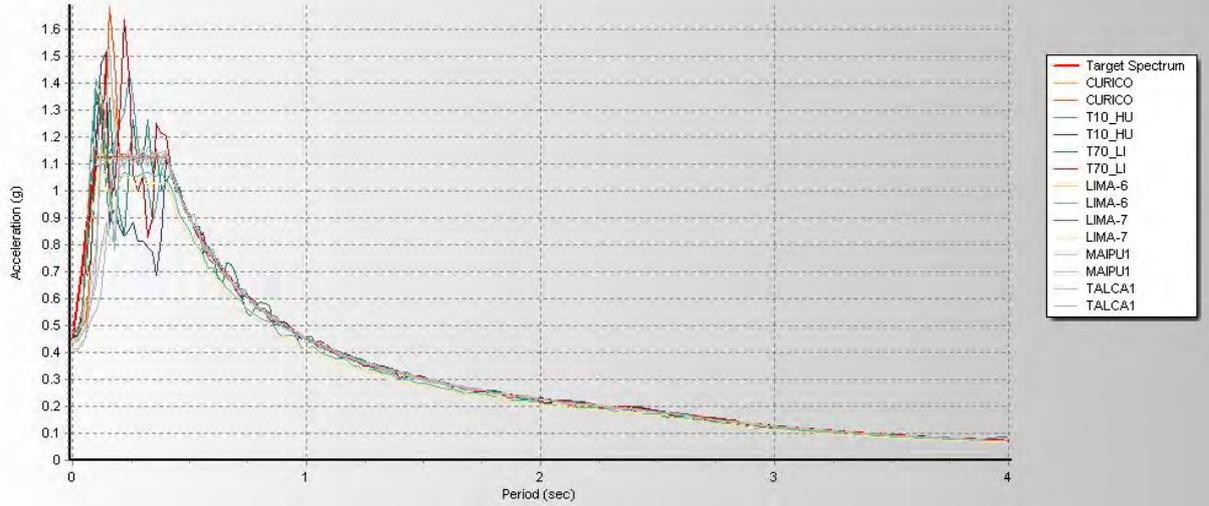


FIGURA 36 REGISTRO ESPECTRO COMPATIBLES CON LA NORMA E030

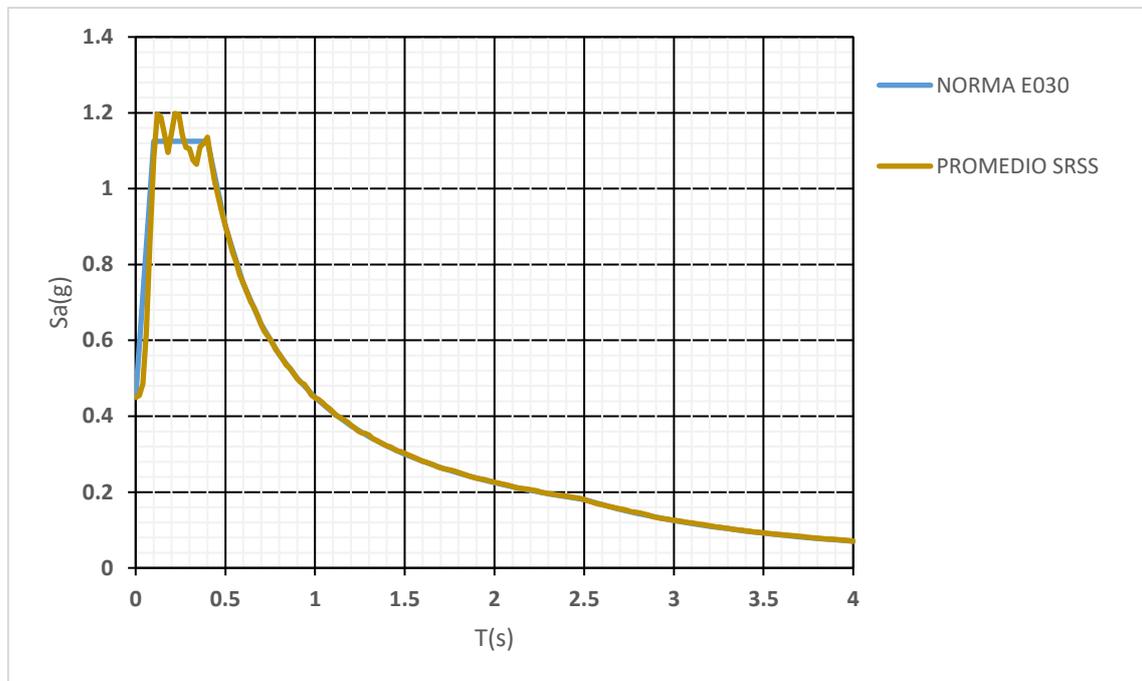


FIGURA 35 COMPARACIÓN ENTRE EL PROMEDIO DE LOS SRSS vs LA NORMA E030

Tabla 13 COEFICIENTES PARA LAS COMPONENTES A USAR EN EL ANALISIS TIEMPO- HISTORIA

COEFICIENTES PARA EL ETABS															
		LIMA Y CALLAO		LIMA		HUARAZ		HUALAÑÉ		CURICÓ		MAIPÚ		TALCA	
		1966		1974		1970		2010		2010		2010		2010	
DIRECCIÓN		EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS
COEFICIENTES		0.9	0.44	0.9	0.44	0.93	0.368	0.9	0.44	0.9	0.44	0.9	0.44	0.85	0.52

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

Las respuestas en el tiempo se deben de analizar para el límite superior, límite inferior y para las propiedades nominales, de manera separada. Las variables de interés son el desplazamiento, fuerzas, aceleraciones de piso, derivas de entrepiso y los diagramas histéricos del sistema de aislamiento. A continuación, se detalla el diagrama de histéresis y las respuestas máximas para el análisis no lineal tiempo – historia.

DIAGRAMA DE HISTÉRESIS (FUERZA vs DESPLAZAMIENTO)

En la figura 37 y 38 se observan los diagramas de histéresis del sistema de aislamiento para el límite superior obtenido del análisis de los 7 registros para las direcciones de análisis Y y X, respectivamente.

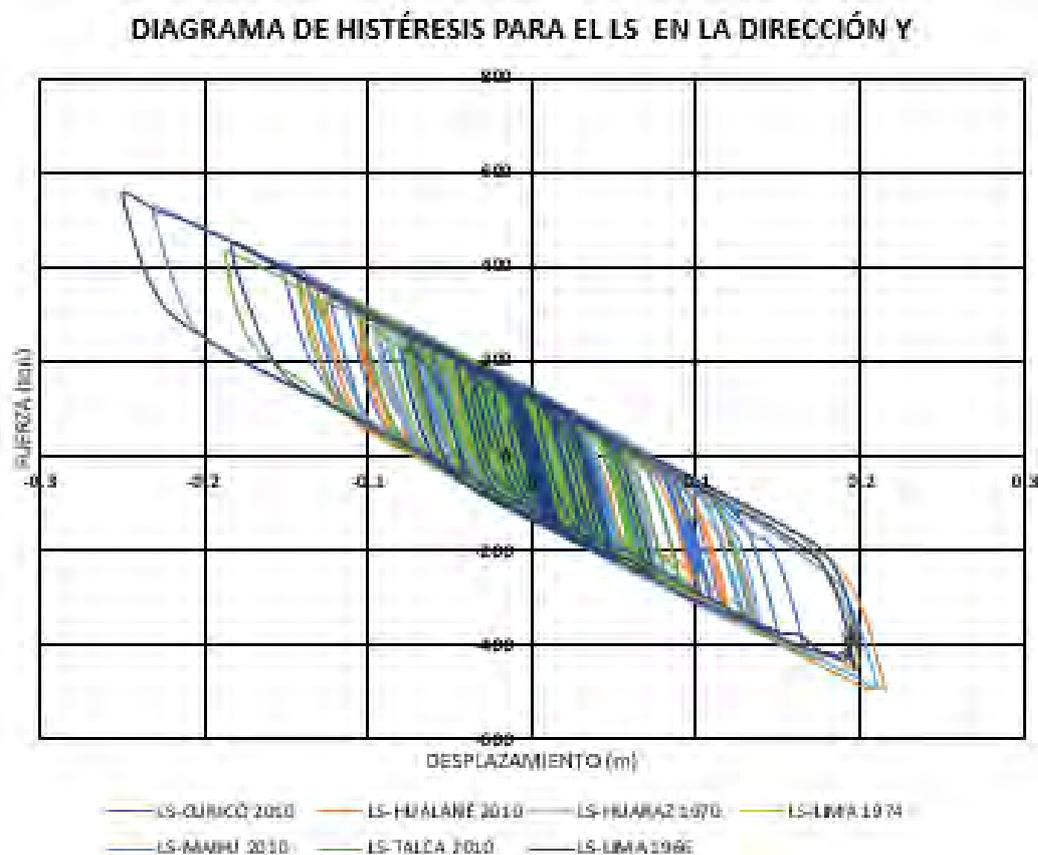


FIGURA 37 DIAGRAMA DE HISTERESIS PARA EL LS EN LA DIRECCIÓN Y

DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL LS EN LA DIRECCIÓN X

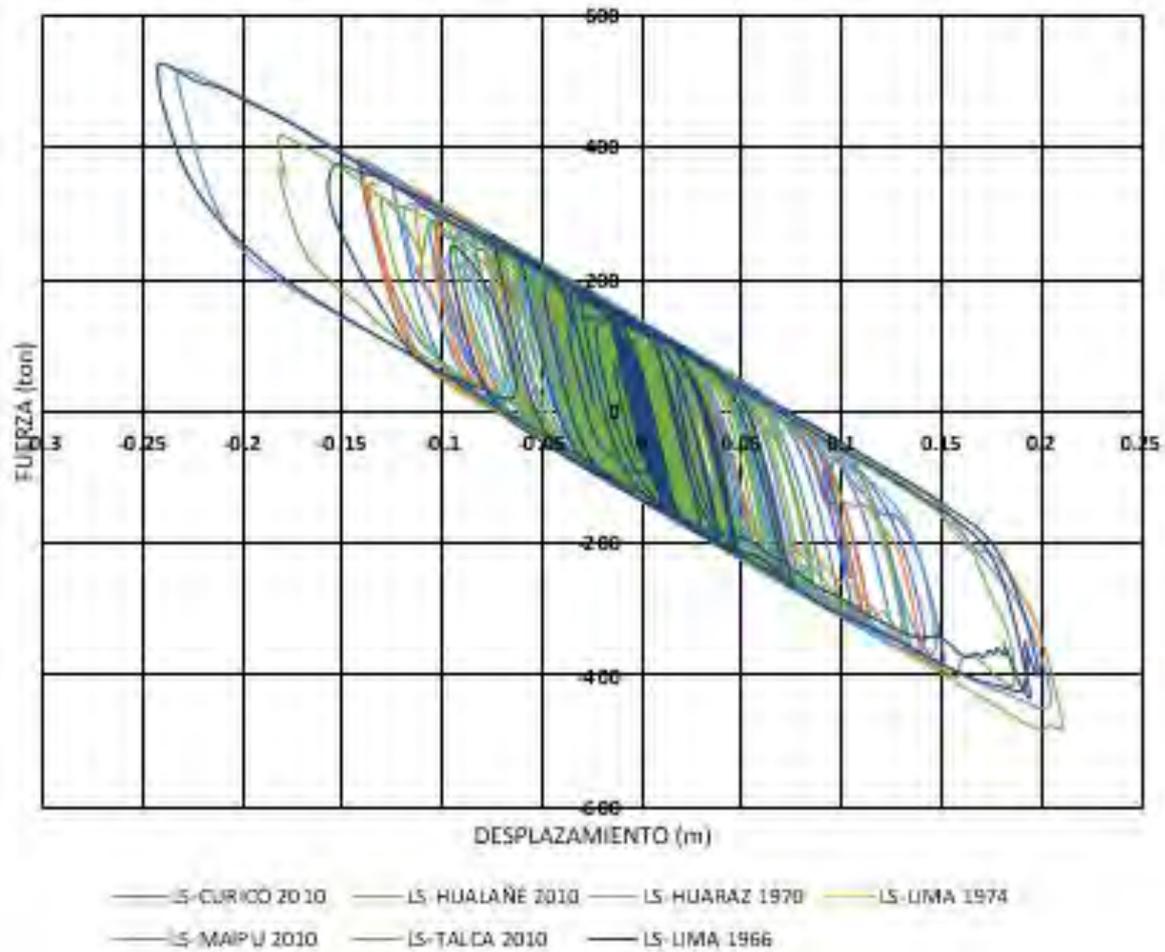


FIGURA 38 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL LS EN LA DIRECCIÓN X

A partir de los diagramas de histéresis obtenidos y aplicando las ecuaciones mostradas,

$$K_{eff} = \frac{|V_{max}| + |V_{min}|}{|D^+| + |D^-|}$$

$$\xi_{eff} = \frac{4 Q_d(D - D_Y)}{2 \pi K_{eff} D^2}$$

$$D = \frac{|D^+| + |D^-|}{2}$$

Donde:

$(V_{max}; D^+)$: Punto extremo superior del diagrama de histéresis

$(V_{min}; D^-)$: Punto extremo inferior del diagrama de histéresis

En las tablas 14 y 15 se observan los componentes de los modelos equivalente (figura 38 y 39) para cada uno de los 7 registros, para las direcciones Y y X respectivamente.

TABLA 14 COMPONENTES DE LOS MODELOS EQUIVALENTES PARA LAS PROPIEDADES DEL LS EN Y-Y

	LIMA Y CALLAO	HUARAZ	LIMA Y CALLAO	HUALAÑÉ	CURICO	MAIPÚ	TALCA
	1966	1970	1974	2010	2010	2010	2010
D máx + (cm)	15.00	17.00	17.00	17.00	9.00	11.00	17.00
D máx - (cm)	18.60	17.00	14.00	17.00	17.00	-14.00	-10.00
D (cm)	16.80	17.00	17.00	17.00	17.00	14.00	17.00
F máx + (ton)	535.00	466.90	429.00	501.30	501.30	434.00	359.00
F máx - (ton)	464.00	441.90	478.00	506.12	506.12	-392.00	511.00
F (ton)	499.50	466.90	478.00	506.12	506.12	434.00	511.00
Q (ton)	122.81	122.81	122.81	122.81	122.81	122.81	122.81
Keff (ton/m)	2973.21	2746.47	2811.76	2977.18	2977.18	3100.00	3005.88
Dy (m)	0.0120	0.0120	0.0120	0.0120	0.0120	0.0120	0.0120
ξ eff	19.52%	21.12%	21.36%	19.37%	23.35%	22.98%	21.99%
T(s)	2.05	2.13	2.11	2.05	2.05	2.01	2.04

Tabla 15 COMPONENTES DE LOS MODELOS EQUIVALENTES PARA LAS PROPIEDADES DEL LS EN X-X

	LIMA Y CALLAO	HUARAZ	LIMA Y CALLAO	HUALAÑÉ	CURICO	MAIPÚ	TALCA
	1966	1970	1974	2010	2010	2010	2010
D máx + (cm)	18.00	15.00	15.00	16.00	9.00	12.00	11.00
D máx - (cm)	14.00	13.00	14.00	15.00	13.00	13.00	15.00
D (cm)	16.00	14.00	14.50	15.50	11.00	12.50	13.00
F máx + (ton)	533.00	435.00	433.30	464.00	336.00	419.80	464.00
F máx - (ton)	440.00	477.00	450.00	499.00	427.00	382.60	499.00
F (ton)	486.50	456.00	441.65	481.50	381.50	401.20	481.50
Q (ton)	122.81	122.81	122.81	122.81	122.81	122.81	122.81
Keff (ton/m)	3040.63	3257.14	3045.86	3106.45	3468.18	3209.60	3703.85
Dy (m)	0.0120	0.0120	0.0120	0.0120	0.0120	0.0120	0.0120
ξ eff	19.960%	21.048%	21.802%	20.114%	24.515%	23.654%	22.013%
T(s)	2.02	1.95	2.02	2.00	1.89	1.97	1.83

En la figura 39 y 40 se observan los diagramas de histéresis del sistema de aislamiento para el límite inferior obtenido del análisis de los 7 registros para las direcciones de análisis Y y X, respectivamente.

DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL LI EN LA DIRECCIÓN Y

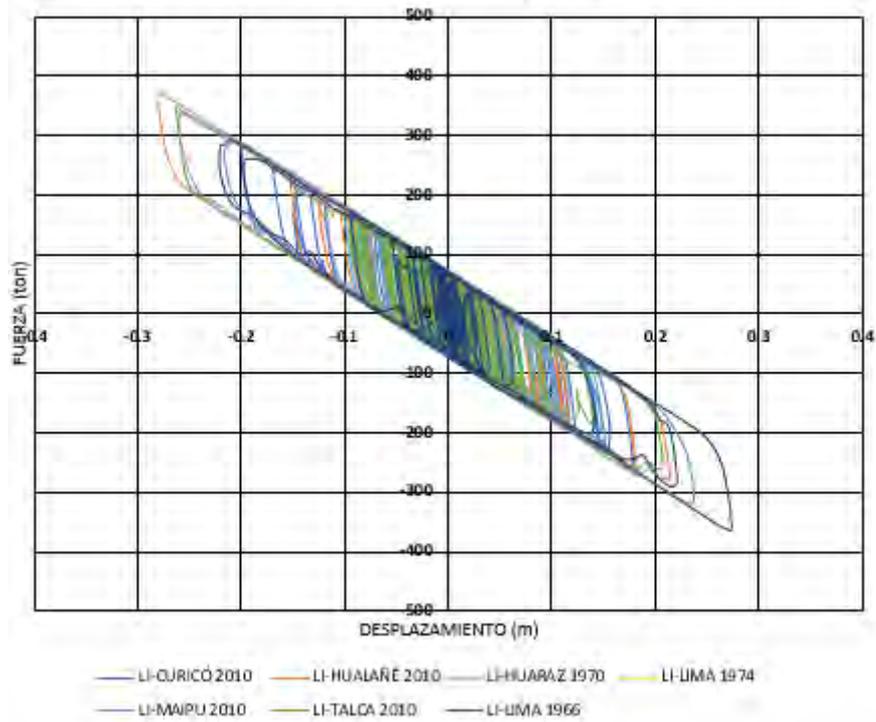


FIGURA 39 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS EL LI EN LA DIRECCIÓN Y

DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL LI EN LA DIRECCIÓN X

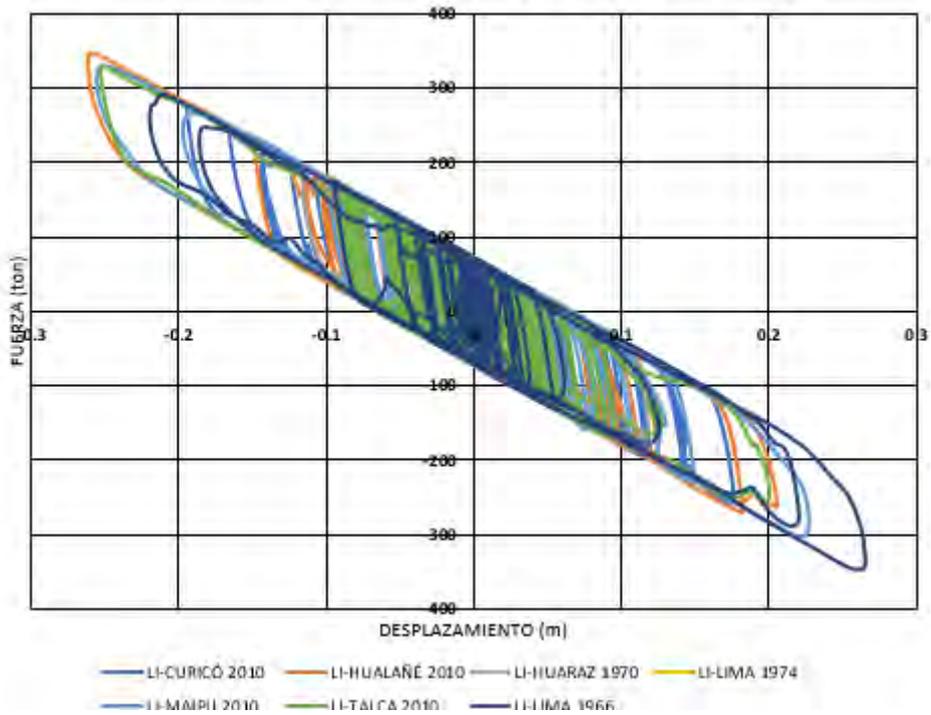


FIGURA 40 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS EL LI EN LA DIRECCIÓN X

En las tablas 16 y 17 se observan los componentes de los modelos equivalente (figura 40 y 41) para cada uno de los 7 registros para las direcciones Y y X respectivamente.

Tabla 16 COMPONENTES DE LOS MODELOS EQUIVALENTES PARA LAS PROPIEDADES DEL LI EN Y-Y

	LIMA Y CALLAO	HUARAZ	LIMA Y CALLAO	HUALAÑÉ	CURICO	MAIPÚ	TALCA
	1966	1970	1974	2010	2010	2010	2010
D máx + (cm)	-24.00	16.00	24.00	18.00	15.00	-25.00	20.00
D máx - (cm)	24.00	21.00	21.00	22.00	18.00	23.00	21.00
D (cm)	24.00	18.50	22.50	20.00	16.50	24.00	20.50
F máx + (ton)	377.00	350.90	379.00	324.40	315.50	394.00	337.00
F máx - (ton)	390.00	288.20	341.00	365.90	273.70	366.00	325.00
F (ton)	383.50	319.55	360.00	345.15	294.60	380.00	331.00
Q (ton)	74.50	74.50	74.50	74.50	74.50	74.50	74.50
Keff (ton/m)	1597.92	1727.30	1600.00	1725.75	1785.45	1583.33	1614.63
Dy (m)	0.0058	0.0058	0.0058	0.0058	0.0058	0.0058	0.0058
ϵ_{eff}	14.227%	16.963%	15.143%	15.743%	18.327%	14.713%	16.428%
T(s)	2.79	2.68	2.79	2.68	2.64	2.80	2.78

Tabla 17 COMPONENTES DE LOS MODELOS EQUIVALENTES PARA LAS PROPIEDADES DEL LI EN X-X

	LIMA Y CALLAO	HUARAZ	LIMA Y CALLAO	HUALAÑÉ	CURICO	MAIPÚ	TALCA
	1966	1970	1974	2010	2010	2010	2010
D máx + (cm)	23.00	-15.00	20.00	18.00	14.00	24.00	21.00
D máx - (cm)	24.00	21.00	24.00	21.00	17.00	21.00	22.00
D (cm)	23.50	18.00	22.00	19.50	15.50	22.50	21.50
F máx + (ton)	385.00	353.00	379.40	325.00	313.00	313.00	310.00
F máx - (ton)	370.00	287.50	328.20	348.00	267.00	267.00	260.00
F (ton)	377.50	320.25	353.80	336.50	290.00	290.00	285.00
Q (ton)	72.00	72.00	72.00	72.00	72.00	72.00	72.00
Keff (ton/m)	1606.38	1779.17	1608.18	1725.64	1870.97	1288.89	1325.58
Dy (m)	0.0058	0.0058	0.0058	0.0058	0.0058	0.0058	0.0058
ϵ_{eff}	14.64%	16.91%	15.40%	16.14%	18.95%	15.10%	16.19%
T(s)	2.78	2.64	2.78	2.68	2.58	3.11	3.06

A continuación, se muestra en la figura 43 y figura 44 los diagramas histéresis para el límite superior, límite inferior y valor nominal del sistema de aislamiento. Se puede resaltar que el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se produce para las propiedades del límite inferior. Además, se observa que el sistema de aislamiento para el límite superior encierra una mayor área durante un ciclo histerético y esto produce una mayor energía en el sistema de aislamiento y por ende un aumento en el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento.

DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL LS-LI-NOMINAL EN LA DIRECCIÓN Y

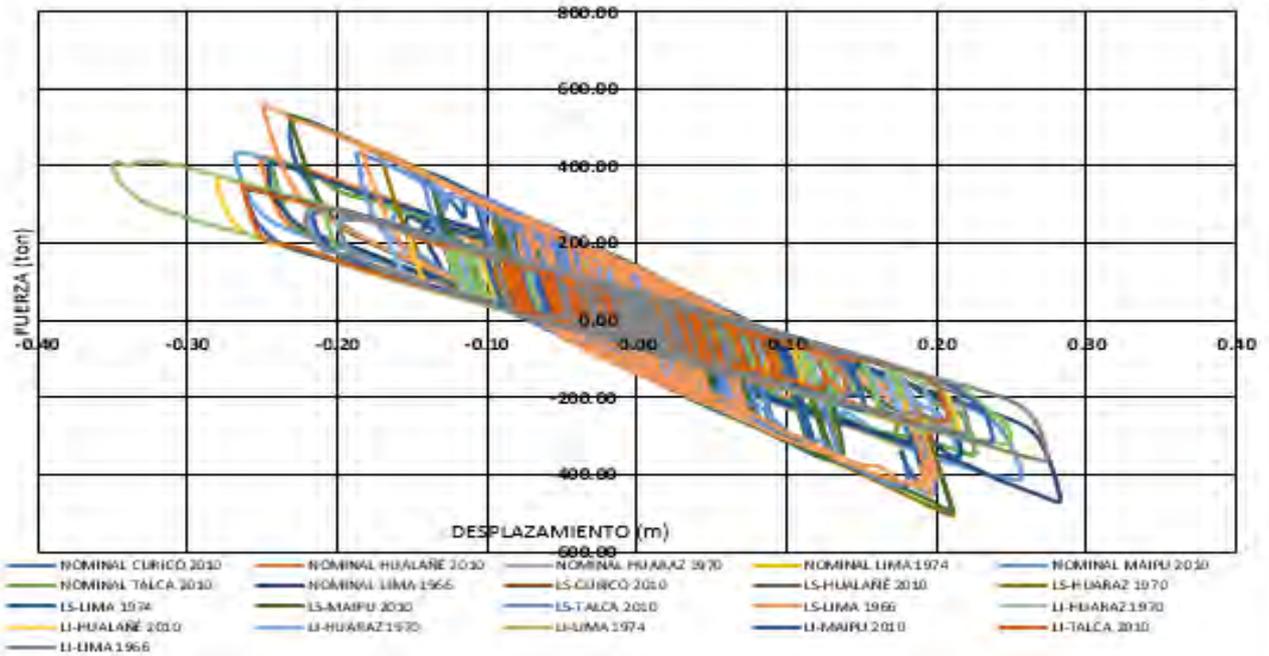


FIGURA 42 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL LS-LI-NOMINAL EN LA DIRECCIÓN Y

DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL LS-LI-NOMINAL EN LA DIRECCIÓN X

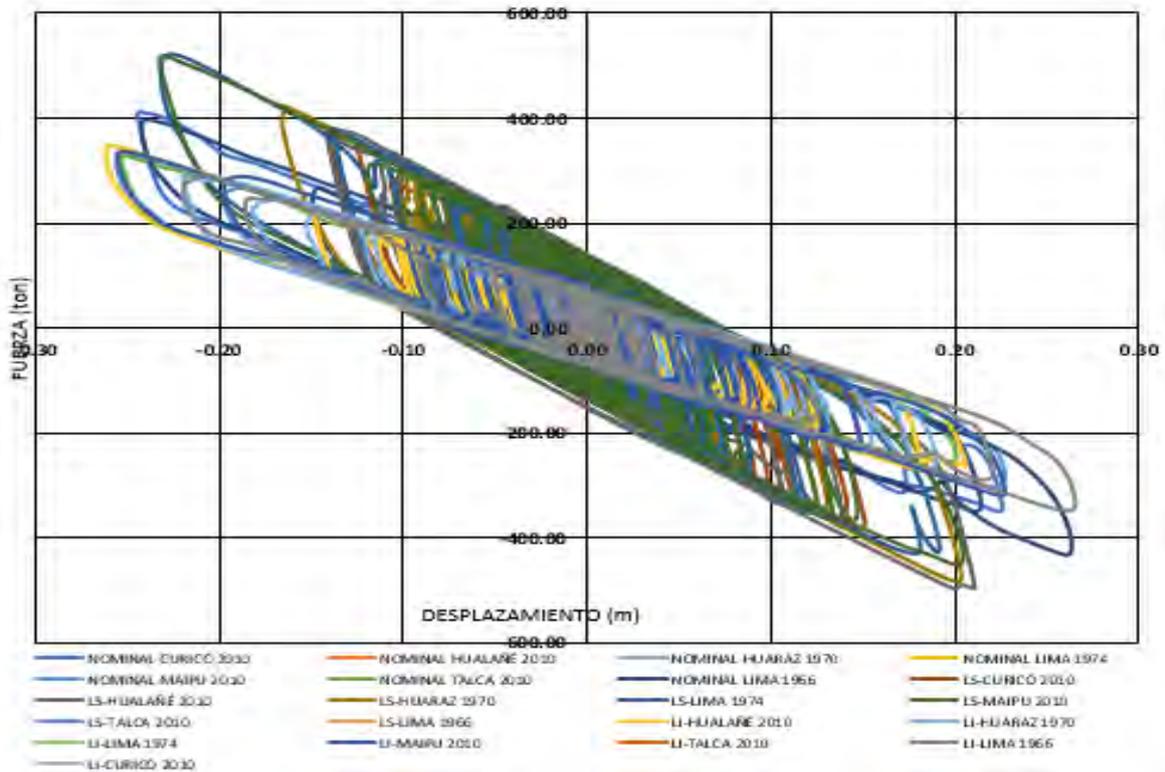


FIGURA 41 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS PARA EL LS-LI-NOMINAL EN LA DIRECCIÓN X

RESPUESTAS MÁXIMAS EN EL TIEMPO

En este apartado se analizan las respuestas máximas en el tiempo, de los parámetros de interés: desplazamiento, fuerzas, aceleraciones de piso y derivas de entrepiso. A continuación, primero se muestra dichos valores de manera detallada para el límite inferior (registro del sismo de Lima 1974 en la dirección X) y luego, se muestran los valores máximos y promedios de los siete registros sísmicos para el LS y LI.

LÍMITE INFERIOR (REGISTRO DEL SISMO 1974)

1.- Se calcula la fuerza restauradora, según la norma E031 en su inciso 8.4 señala que el sistema de aislamiento debe tener la capacidad de reserva una fuerza de restitución lateral, de manera tal que, permita a la estructura retorne a su posición inicial cuando termine el evento sísmico. Además, la norma E031 especifica que la fuerza restauradora (ΔF) debe ser mayor al 2.5% del peso sobre la interfaz de aislamiento. A continuación, en la figura 43 se muestra cómo se evalúa la fuerza restauradora

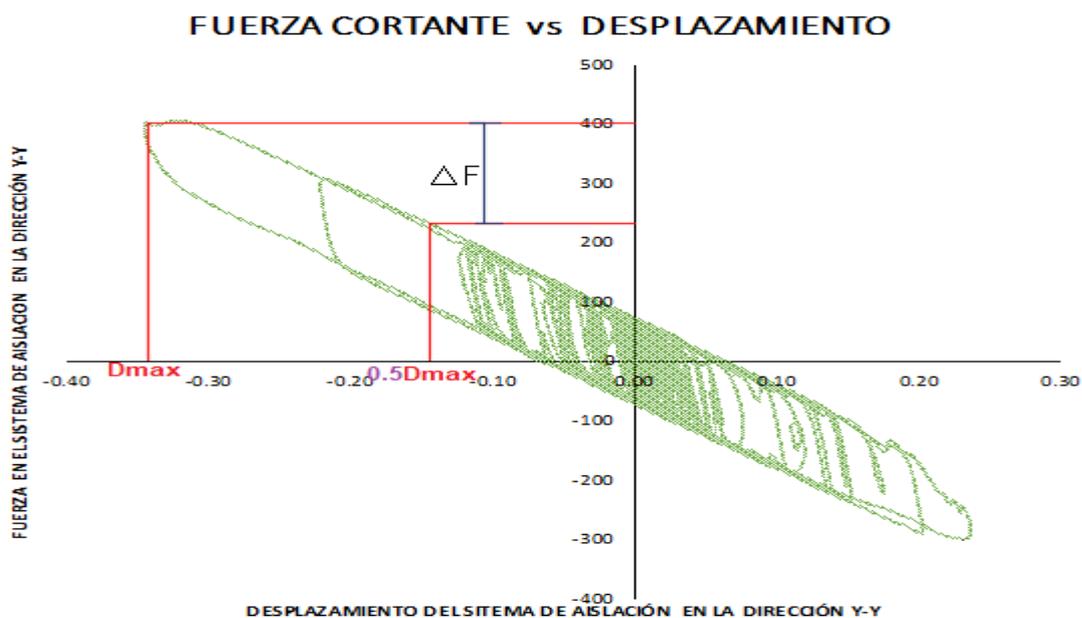


FIGURA 43 FUERZA RESTAURADORA

En la esquematización de la fuerza restauradora, figura 43, se puede notar que el cálculo corresponde a la diferencia entre la fuerza máxima y la fuerza correspondiente a la mitad del desplazamiento máximo. Por lo tanto, la fuerza de restitución lateral empleando las propiedades del límite inferior es:

$$\Delta F = F_{D_M} - F_{0.5D_M} \geq 0.025W = 379.24 - 233.5 = 145.75 \text{ ton} \geq 77.3 \text{ ton (ok)}$$

2.- La tabla 18 muestra que la deriva máxima corresponde a 2.95 ‰, lo cual es correcto ya que es menor a la deriva permitida por la norma (4.5 ‰)

Tabla 18 DERIVAS MÁXIMAS

Story	Load Case/Combo	Ítem	Max Drift	DERIVA ‰
Story6	LIMA74XX Max	Diaph D1 X	0.001379	1.379
Story6	LIMA74XX Min	Diaph D1 X	0.001511	1.511
Story5	LIMA74XX Max	Diaph D1 X	0.001972	1.972
Story5	LIMA74XX Min	Diaph D1 X	0.002159	2.159
Story4	LIMA74XX Max	Diaph D1 X	0.002346	2.346
Story4	LIMA74XX Min	Diaph D1 X	0.002643	2.643
Story3	LIMA74XX Max	Diaph D1 X	0.002739	2.739
Story3	LIMA74XX Min	Diaph D1 X	0.002894	2.894
Story2	LIMA74XX Max	Diaph D1 X	0.002813	2.813
Story2	LIMA74XX Min	Diaph D1 X	0.002949	2.949
Story1	LIMA74XX Max	Diaph D1 X	0.002138	2.138
Story1	LIMA74XX Min	Diaph D1 X	0.002296	2.296
MAXIMA DERIVA				2.949

3.- La tabla 19 muestra la aceleración máxima de 0.26g, correspondiente al nivel del piso 6. Además, se puede apreciar que la aceleración en el piso técnico es 0.11g, el cual es equivalente aproximadamente la quinta parte de la aceleración pico del suelo (0.6g).

TABLA 19 ACELERACIONES MÁXIMAS

Story	Registro	a(cm/sec ²)	a(g)
Story6	LIMA74XX Max	2.645	0.269
Story6	LIMA74XX Min	2.513	0.25
Story5	LIMA74XX Max	1.898	0.20
Story5	LIMA74XX Min	1.874	0.19
Story4	LIMA74XX Max	1.669	0.17
Story4	LIMA74XX Min	1.613	0.16
Story3	LIMA74XX Max	1.514	0.164
Story3	LIMA74XX Min	1.525	0.154
Story2	LIMA74XX Max	1.522	0.155
Story2	LIMA74XX Min	1.528	0.156
Story1	LIMA74XX Max	1.472	0.150
Story1	LIMA74XX Min	1.482	0.151
PISO TÉCNICO	LIMA74XX Max	1.153	0.118
PISO TÉCNICO	LIMA74XX Min	1.050	0.110

4.-Se evalúa el desplazamiento extremo del piso técnico; en la figura 44 se observa que el desplazamiento máximo de la losa de aislamiento se produce en la esquina superior izquierda, encerrada en el recuadro verde, y le corresponde un desplazamiento de 32.19 cm desplazamiento total.

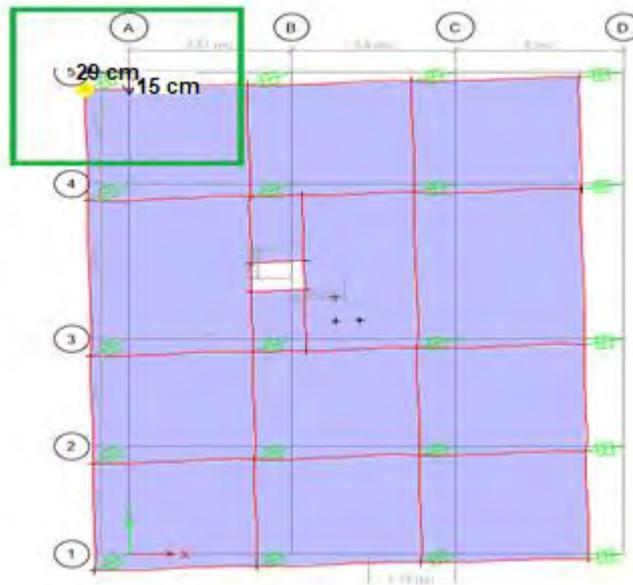


FIGURA 44 MAXIMO DESPLAZAMIENTO EXTREMO

5.- Se calcula la fuerza cortante de la subestructura (v_b) y la superestructura (v_s); se debe tener en cuenta que para la superestructura tiene un factor de reducción $R=2$, ya que el valor $V_s = \frac{V_{m\acute{a}x}}{R}$. La tabla 20 muestra las fuerzas máximas, de 331.6 ton en la superestructura y 379.41 ton en la subestructura.

Tabla 20 FUERZAS MÁXIMAS EN LA SUPER ESTRUCTURA Y LA SUB ESTRUCTURA

Story	Load Case	Location	VX tonf
Story1	LIMA74XX Max	Bottom	331.60
Story1	LIMA74XX Min	Bottom	-267.84
PISO TÉCNICO	LIMA74XX Max	Bottom	379.41
PISO TÉCNICO	LIMA74XX Min	Bottom	-328.16

Tabla 21 Valores Vs y Vb

ELEMENTO	VALOR	V _{CORTANTE} (ton)
SUPERESTRUCTURA	Vs	331.6
SUB ESTRUCTURA	Vb	379.41

A continuación, las tablas 22 y tabla 23 muestran los resultados máximos de los 7 registros con las propiedades del límite inferior en la dirección X y Y, respectivamente.

TABLA 22 RESPUESTAS MÁXIMAS (LI) EN LA DIRECCIÓN XX

	LIMA Y CALLAO	HUARAZ	LIMA Y CALLAO	HUALAÑÉ	CURICO	MAIPÚ	TALCA	PROMEDIO
	1966	1970	1974	2010	2010	2010	2010	
Desp.CM del piso técnico (cm)	24.93	21.17	25.21	21.34	18.18	24.82	21.86	22.50
Desp. CM azotea (cm)	28.36	23.97	28.49	24.46	20.47	27.53	24.48	25.40
Desp. extremo del piso técnico (cm)	29.30	23.64	32.19	27.36	22.76	29.73	27.22	27.46
Vb (ton)	384.86	353.31	379.41	499.50	313.06	384.24	343.49	379.70
Vb (%) PESO	12%	11%	12%	6%	10%	12%	11%	11%
Vs(ton)	165.38	152.40	165.80	155.66	134.69	159.91	146.68	154.36
Vs (%) PESO	6%	6%	6%	6%	5%	6%	6%	6%
Keff (ton/m)	1606.38	1779.17	1608.18	1725.64	1870.97	1288.89	1325.58	1600.69
Amortiguamiento % (ξ)	14.6%	16.9%	15.4%	16.1%	19.0%	15.1%	16.2%	16.2%
T (s)	2.78	2.64	2.78	2.68	2.58	3.11	3.06	2.81
Deriva máxima (‰)	3.50	2.65	2.95	2.86	2.51	3.26	2.77	2.93
Acel. Máxima (g)	0.24	0.26	0.27	0.25	0.27	0.24	0.28	0.26
Fuerza Restauradora (%PESO)	4.8%	4.3%	5%	4%	4%	5%	4%	4.3%

TABLA 23 RESPUESTAS MÁXIMAS (LI) EN LA DIRECCIÓN YY

	LIMA Y CALLAO	HUARAZ	LIMA Y CALLAO	HUALAÑÉ	CURICO	MAIPÚ	TALCA	PROMEDIO
	1966	1970	1974	2010	2010	2010	2010	
Desp.CM del piso técnico (cm)	25.00	20.89	25.09	22.39	17.90	25.12	21.30	22.53
Desp. CM azotea (cm)	27.21	23.02	27.92	24.68	19.91	26.51	23.06	24.62
Desp. extremo del piso técnico (cm)	32.09	22.94	31.26	26.40	21.50	30.82	30.02	27.86
Vb (ton)	390.32	350.87	378.93	365.87	315.53	393.69	336.82	361.72
Vb (%) PESO	13%	11%	12%	12%	10%	13%	11%	12%
Vs(ton)	163.01	150.16	173.09	156.18	138.15	164.92	141.00	155.22
Vs(%) PESO	6%	7%	7%	6%	5%	6%	6%	6%
Keff (ton/m)	1597.92	1727.30	1600.00	1725.75	1785.45	1583.33	1614.63	1662.06
Amortiguamiento % (ξ)	14.23%	16.96%	15.14%	15.74%	18.33%	14.71%	16.43%	15.93%
T (s)	2.79	2.68	2.79	2.68	2.64	2.80	2.78	2.74
Deriva máxima (‰)	2.68	2.04	2.59	2.20	1.99	2.44	2.01	2.28
Acel. Máxima (g)	0.21	0.25	0.23	0.22	0.20	0.22	0.26	0.23
Fuerza Restauradora (%PESO)	4.9%	4.3%	5%	4%	4%	5%	4%	4%

En estas tablas se pueden observar los valores máximos promedio de los 7 registros evaluados para el límite inferior en la dirección X. Se aprecia que la deriva máxima promedio que sufre la edificación es de 2.81‰. Además, la aceleración máxima promedio (0.26g) se reduce a 2.6 veces la aceleración pico del suelo (0.675g). Por tanto, se espera controlar el daño de los elementos no estructurales. Finalmente, se tiene un menor desplazamiento,

mayor rigidez y mayor amortiguamiento en comparación al modelo equivalente inicial del sistema de aislamiento para las propiedades del límite inferior

Las tablas 24 y 25 muestran los resultados máximos promedios de los 7 registros evaluados para las propiedades del límite superior en la dirección X y en la dirección Y respectivamente.

TABLA 24 RESPUESTAS MÁXIMAS (LS) EN LA DIRECCIÓN XX

	LIMA Y CALLAO	HUARAZ	LIMA Y CALLAO	HUALAÑÉ	CURICO	MAIPÚ	TALCA	
	1966	1970	1974	2010	2010	2010	2010	PROMEDIO
Desp.CM del piso técnico (cm)	19.17	15.54	15.78	16.87	15.60	13.79	16.80	16.22
Desp. CM azotea (cm)	23.92	19.57	19.65	20.00	16.55	17.98	20.73	19.77
Desp. extremo losa del piso técnico (cm)	24.35	19.78	20.29	19.29	16.61	19.68	21.05	20.15
Vb (ton)	532.95	476.87	450.42	506.13	427.31	419.77	504.35	473.97
Vb (%) PESO	17%	15%	15%	16%	14%	14%	16%	15%
Vs(ton)	212.82	201.53	202.06	216.28	171.77	191.71	207.07	200.46
Vs (%) PESO	8%	8%	8%	9%	7%	7%	8%	8%
Keff (ton/m)	3040.63	3257.14	3045.86	3106.45	3468.18	3209.60	3703.85	3261.67
Amortiguamiento % (ξ)	20.0%	21.0%	21.8%	20.1%	24.5%	23.65%	22.0%	21.9%
T (s)	2.02	1.95	2.02	2.00	1.9	1.97	1.83	1.96
Deriva máxima (‰)	5.11	4.14	4.52	4.61	3.99	4.19	3.79	4.34
Acel. Máxima (g)	0.29	0.28	0.27	0.29	0.28	0.25	0.29	0.28
Fuerza Restauradora (%PESO)	6.0%	5.1%	5%	5%	4%	4%	5%	5%

TABLA 25 RESPUESTAS MÁXIMAS (LS) EN LA DIRECCIÓN YY

	LIMA Y CALLAO	HUARAZ	LIMA Y CALLAO	HUALAÑÉ	CURICO	MAIPÚ	TALCA	
	1966	1970	1974	2010	2010	2010	2010	PROMEDIO
Desp.CM del piso técnico (cm)	19.19	14.82	16.69	16.87	15.07	14.35	16.72	16.25
Desp. CM azotea (cm)	22.87	17.76	19.94	20.00	18.02	16.89	19.98	19.35
Desp. extremo losa del piso técnico (cm)	23.03	19.81	20.67	19.81	16.53	19.36	20.31	19.93
Vb (ton)	535.21	466.92	477.70	506.13	468.67	468.67	510.97	490.61
Vb (%) PESO	17%	15%	15%	16%	15%	15%	17%	16%
Vs(ton)	230.27	194.53	211.84	216.28	200.29	200.29	216.85	210.05
Vs(%) PESO	9%	8%	8%	8%	9%	9%	9%	9%
Keff (ton/m)	2973.21	2746.47	2811.76	2977.18	2977.18	3100.00	3005.88	2941.67
Amortiguamiento % (ξ)	19.5%	21.1%	21.4%	19.4%	23.3%	23.0%	22.0%	21.4%
T (s)	2.05	2.13	2.11	2.05	2.05	2.01	2.0	2.06
Deriva máxima (‰)	4.50	3.88	4.41	4.61	3.61	4.00	3.12	4.02
Acel. Máxima (g)	0.29	0.28	0.27	0.29	0.29	0.30	0.29	0.29
Fuerza Restauradora (%PESO)	6.0%	4.9%	5%	6%	5%	4%	6%	5%

En la tabla 24 y tabla 25, se observa los valores máximos promedio, de los 7 registros. Se aprecia que la deriva máxima promedio que sufre la edificación es de 4.34‰ en la dirección X. Además, la aceleración máxima promedio (0.29g) se reduce alrededor

de 2 veces la aceleración pico del suelo (0.675g). Por tanto, se espera controlar el daño de los elementos no estructurales. Finalmente, se tiene un menor desplazamiento, mayor rigidez y mayor amortiguamiento en comparación al modelo equivalente inicial del sistema de aislamiento para las propiedades del límite superior.

4.5 DESPLAZAMIENTO TOTAL

El desplazamiento total de la edificación determina la junta de separación sísmica. Para, su cálculo se debe considerar el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental del sistema de aislamiento sísmico. La norma E031 brinda la siguiente expresión, para su evaluación:

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left[\frac{Y}{P_T^2} \right] \left[\frac{12 e}{b^2 + d^2} \right] \right]$$

Donde:

b: Dimensión menor en planta del edificio.

d: Dimensión mayor en planta del edificio.

Y: Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la sollicitación sísmica.

e : Excentricidad obtenida por la suma de la excentricidad natural y la excentricidad accidental, tomada como el 5% de la mayor dimensión en planta del edificio en dirección perpendicular a la de la fuerza sísmica considerada.

P_T: Se determina mediante la siguiente expresión

$$P_t = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum(x^2+y^2)}{N}} ; r_a = \sqrt{\frac{1}{12}(b^2 + d^2)}$$

r_a: Radio de giro del sistema de aislamiento

N: Número de aisladores

Además, se debe tener en cuenta que el desplazamiento total máximo (*D_{TM}*) debe ser por lo menos 1.15 veces el desplazamiento máximo *D_M*.

Seguidamente se procede a realizar el cálculo del *D_{TM}* en las direcciones X y Y, para las propiedades del límite inferior, ya que es el que determina el *D_{TM}*

DESPLAZAMIENTO EN XX

Para evaluar el desplazamiento total máximo, se necesita conocer el desplazamiento máximo traslacional (D_M) y el valor de P_T .

Previo al cálculo de D_M se necesita conocer el valor del factor de amortiguamiento (B_M) correspondiente al porcentaje amortiguamiento calculado en el análisis tiempo historia para las propiedades del LI en la dirección XX. De acuerdo a la tabla 22 el porcentaje de amortiguamiento efectivo promedio es del 16.2%, interpolando linealmente con los valores de la tabla 4 le corresponde un valor de factor de amortiguamiento igual a 1.39

$$D_M = \frac{1.6875 T_L T_P}{4 \pi^2 B_M} = \frac{1.6875 (2.5) (0.4)}{4 \pi^2 (1.39)} = 30 \text{ cm}$$

Para evaluar el valor P_T se debe conocer el valor de las distancias horizontales que tiene la posición de los aisladores, en la interfaz de aislamiento, respecto al CM del sistema de aislamiento. La figura 26, muestra la vista en planta de la posición de los aisladores y la tabla 26 presenta los valores de la posición de cada aislador, el valor de la posición del CM de masa del sistema de aislamiento y la suma de distancias (X;Y) de cada aislador elevadas al cuadrado. En cuanto al radio de giro (r_a) se calcula con las dimensiones: $b = 17.71m$ $d = 22.4m$

$$r_a = \sqrt{\frac{1}{12} (17.71^2 + 22.4^2)} = 8.24$$

$$P_t = \frac{1}{8.24} \sqrt{\frac{2190}{20}} = 1.27$$

El valor de la distancia perpendicular desde centro de rigidez del sistema de aislamiento aun aislador toma el valor de $Y = 11.63 m$, el valor e (valores de las excentricidades se encuentran en la tabla 6) es igual:

$$e = e_{naturalyy} + 5\%(22.4) = 0.56 + 1.12 = 1.68m$$

Finalmente, el valor de D_{TM} es

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left[\frac{11.63}{1.27} \right] \left[\frac{12(1.68)}{17.71^2 + 22.4^2} \right] \right] = D_M(1.23)$$

por ende:

$$D_{TM} = 1.23 D_M = 1.23(30) = 37cm$$

TABLA 26 SUMA DE DISTANCIAS ORTOGONALES ELEVADAS AL CUADRADO DE CADA AISLADOR

AISLADOR	X _i (m)	Y _i (m)	X _{cm} (m)	Y _{cm} (m)	ΔX ² +ΔY ²
#1	0	0	8.81	10.94	197.3
#2	0	5	8.96	12.64	138.7
#3	0	10	8.96	12.64	87.3
#4	0	17.2	8.96	12.64	101.4
#5	0	22.4	8.96	12.64	175.5
#6	5.81	0	8.96	12.64	169.7
#7	5.81	5	8.96	12.64	68.3
#8	5.81	10	8.96	12.64	16.9
#9	5.81	17.2	8.96	12.64	31.1
#10	5.81	22.4	8.96	12.64	105.2
#11	11.71	0	8.96	12.64	167.3
#12	11.71	5	8.96	12.64	65.9
#13	11.71	10	8.96	12.64	14.5
#14	11.71	17.2	8.96	12.64	28.7
#15	11.71	22.4	8.96	12.64	102.8
#16	17.71	0	8.96	12.64	236.3
#17	17.71	5	8.96	12.64	134.9
#18	17.71	10	8.96	12.64	83.5
#19	17.71	17.2	8.96	12.64	97.7
#20	17.71	22.4	8.96	12.64	171.8
Total, Σ					2195.0

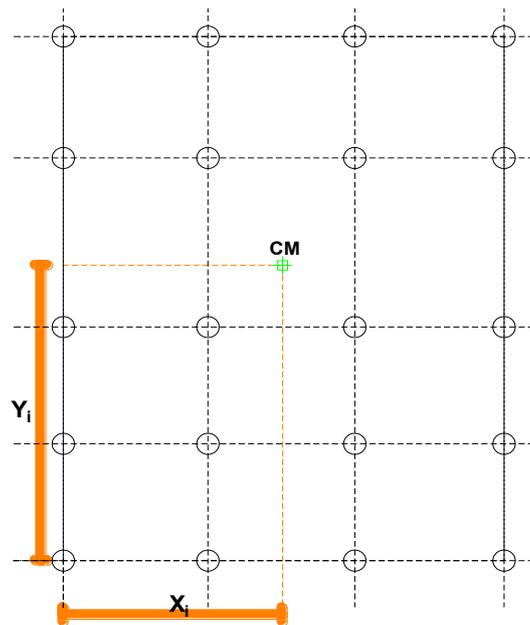


FIGURA 45 VISTA EN PLANTA DE LA UBICACIÓN DE LOS AISLADORES

DESPLAZAMIENTO EN YY

Conocido el valor $P_T = 1.27$ y $X = 9.05$ m, se evalúa el valor de e (los valores de las excentricidades se encuentran en la tabla 6)

$$e = e_{naturalxx} + 5\%(17.71) = 0.03 + 0.89 = 0.92m$$

En cuanto al valor del porcentaje de amortiguamiento efectivo en la dirección YY (de acuerdo con la tabla 23) es 14.6% y le corresponde un B_M de 1.38

$$D_M = \frac{1.6875 T_L T_P}{4\pi^2 B_M} = \frac{1.6875(2.5)(0.4)}{4\pi^2(1.38)} = 30.2 \text{ cm}$$

Finalmente, el valor de D_{TM} es

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left[\frac{9.05}{1.27^2} \right] \left[\frac{12(0.92)}{17.71^2 + 22.4^2} \right] \right] = D_M(1.10)$$

Sin embargo, el valor de D_{TM} no debe ser menor que $1.15 D_M$, por ende:

$$D_{TM} \geq 1.15 D_M$$

$$D_{TM} = 1.15 D_M = 1.15(30.2) = 35 \text{ cm}$$

Por lo tanto, las juntas circundantes de la edificación están definidas por:

$$D(X - X) = 37 \text{ cm}$$

$$D(Y - Y) = 35 \text{ cm}$$

4.6 FUERZA CORTANTE DE DISEÑO PARA LA SUBESTRUCTURA

La fuerza cortante de diseño de una estructura aislada se determina con la rigidez efectiva del sistema de aislamiento sísmico del límite superior. A continuación, se calculan las fuerzas cortantes en la dirección X, Y tanto para la subestructura como para la superestructura.

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN X

La norma E031 establece que la cortante de diseño para la sub estructura (el sistema de aislamiento y cimentación) no debe de ser menor que el 90% de la fuerza cortante estática (V_b).

Para calcular el valor V_b , se debe conocer la rigidez efectiva del sistema de aislamiento en la dirección X correspondiente al límite superior, que es $K_M = 3261.67 \text{ ton/m}$ (ver tabla 24). Seguidamente, se halla el desplazamiento máximo traslacional estático D_M para el límite superior; el factor B_M corresponde a un

amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento de 21.9%, de acuerdo con la tabla 24.

$$D_M = \frac{1.6875 T_P T_M g}{4 \pi^2 B_M} = \frac{1.6875(0.4)(2.3)(981)}{4 \pi^2(1.54)} = 25.5 \text{ cm}$$

La fuerza cortante estática V_b , tiene el siguiente valor

$$V_b = K_M D_M = (3261.67)(0.255) = 818.7 \text{ ton}$$

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN Y

El desplazamiento estático traslacional máximo D_M , depende de la rigidez efectiva (2941.67 ton/m) y del amortiguamiento efectivo (21.4%) de la tabla 25. Entonces, la fuerza cortante estática toma el siguiente valor:

$$D_M = \frac{1.6875 T_P T_M g}{4 \pi^2 B_M} = \frac{1.6875(0.4)(2.34)(981)}{4 \pi^2(1.53)} = 25.8 \text{ cm}$$

$$V_b = K_M D_M = (2941)(0.258) = 759 \text{ ton}$$

La tabla 27 muestra las cortantes mínimas para la subestructura para la dirección X y la dirección Y.

TABLA 27 CORTANTE DE DISEÑO PARA LA SUBESTRUCTURA PARA LAS PROPIEDADES DEL LÍMITE SUPERIOR

	CASO DE ANÁLISIS			DISEÑO
	Tiempo-historia(promedio)	Estática	Estática	
	V_b (ton)	V_b (ton)	$0.90V_b$ (ton)	V_b (ton)
U1 (X-X)	473.97	818.7	736.83	736.83
U2 (Y-Y)	490.61	759	683.10	683.10

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO PARA LA SUPERESTRUCTURA

La fuerza cortante máxima de diseño para la superestructura se evalúa para las propiedades del límite superior. Según E031 - inciso 21.2, la cortante mínima de diseño debe ser el mayor o igual que el máximo valor de las siguientes fuerzas:

- La cortante en la superestructura V_s obtenida por el análisis tiempo historia.
- La cortante de diseño debe ser mayor que el 100% de la cortante de diseño por el método estático.
- La cortante de la estructura de base fija del mismo peso, sin considerar el peso del nivel de base y un periodo igual al del sistema de aislamiento (T_M) de acuerdo con la norma E030.

- 1.5 veces la fuerza de activación (Q) del sistema de aislamiento.

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN X

Para el cálculo de la fuerza cortante estática máxima no reducida sobre la estructura se emplea la siguiente expresión:

$$V_{st} = V_b \left[\frac{W_s}{W} \right]^{1-2.5(\beta_{eff})}$$

Donde

w_s : Peso de la estructura sin considerar el sistema de aislamiento

w : Peso total de la estructura

β_{eff} : Porcentaje de amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento

Seguidamente, se calcula la fuerza cortante no reducida sobre la superestructura por el método estático. El valor del amortiguamiento efectivo y la cortante estática máxima corresponden al límite superior, y el peso de la estructura se obtiene de la tabla 3.

$$V_{st} = V_b \left[\frac{W_s}{W} \right]^{1-2.5(\beta_{eff})} = 736.83 \left(\frac{2557}{3090} \right)^{1-2.5(0.22)} = 676.4 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la fuerza cortante mínima (método estático) en la superestructura es:

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} = \frac{676.4}{2} = 338.2 \text{ ton}$$

La fuerza lateral mínima requerida por E030, se calcula de la siguiente manera:

Primero, se necesita conocer el valor de $\frac{C}{R}$, el que no debe ser menor de 0.11. A continuación, se calcula la relación ya mencionada:

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5 T_p}{T^2 R} = \frac{2.5(0.4)}{(2.3)(8)} = 0.054 < 0.11$$

Por lo tanto, el valor que toma C/R es el de 0.11

Segundo, se calcula el valor de la cortante estática en la superestructura considerando solo el peso de la estructura por encima del sistema de aislamiento.

$$V_{base \text{ fija}} = \frac{1.5 \text{ ZUCS}}{R} \text{ PESO} = 1.5(0.45)(0.11)(2557) = 190 \text{ ton}$$

En cuanto a la fuerza de activación toma el valor de 1.5(164.9) ton

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO EN YY

El valor de la cortante estática es:

$$V_{st} = V_b \left[\frac{W_s}{W} \right]^{1-2.5(\beta_{eff})} = 683.1 \left(\frac{2557}{3090} \right)^{1-2.5(0.21)} = 624.35 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la fuerza cortante mínima (método estático) en la superestructura es:

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} = \frac{624.4}{2} = 312.2 \text{ ton}$$

El valor de la cortante estática, de acuerdo con la norma E030

$$V_{\text{base fija}} = \frac{1.5 \text{ ZUCS}}{R} \text{ PESO} = 1.5(0.45)(0.11)(2557) = 190 \text{ ton}$$

La fuerza de activación toma el valor 1.5 (122.81) ton

La tabla 28 muestra las cortantes mínimas (X e Y) para la superestructura utilizando las propiedades del límite superior.

TABLA 28 CORTANTE DE DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA EL LS

	CASO DE ANÁLISIS				DISEÑO
	T-H PROMEDIO	Estática	ACTIVACION	E030	
	Vs (ton)	Vs (ton)	1.5 Q (ton)	Vv (ton)	Vs (ton)
U1 (X-X)	200.5	338	247.35	190	338
U2 (Y-Y)	210	312.2	247.35	190	312.2

4.7 ESPECTRO DE RESPUESTA Y FACTOR DE ESCALAMIENTO

Para realizar el diseño de la superestructura se puede emplear los siete registros y luego obtener un promedio; sin embargo, resulta laborioso. Por ello, para el presente trabajo se optó por usar el espectro de la norma E031. Además, se realiza el diseño para las propiedades del límite superior.

ESPECTRO DE RESPUESTA

Como ya se hizo mención en el acápite de respuesta espectral, este tipo de análisis dinámico (modal espectral) solo considera las propiedades lineales de los dispositivos (rigidez lineal efectiva y la constante de amortiguamiento efectivo).

Por otro lado, con el objetivo de considerar los amortiguamientos (en porcentaje) calculados en el análisis tiempo-historia no lineal, se usará un espectro de respuesta modificado por el factor de amortiguamiento; además de asignar el valor de cero en la constante de amortiguamiento de cada dispositivo y un amortiguamiento modal de

5% en todos los modos. La figura 46 muestra el espectro de respuesta en Y y X, para la superestructura ($R=2$) y para la subestructura ($R=1$), modificado a partir de un periodo igual a 1.754s en X, y a partir de un periodo igual a 1.764 s en Y. Estos periodos pertenecen al límite superior (ver tablas 24 y 25).

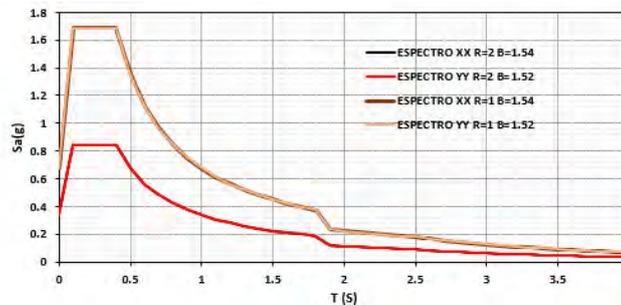


FIGURA 46 ESPECTOS DE RESPUESTAS MODIFICADOS

FACTOR DE ESCALAMIENTO

Posterior de establecer los espectros que se utilizan para el diseño de los elementos estructurales, se debe establecer la rigidez efectiva (para cada dispositivo); se considera el máximo valor promedio obtenido del análisis tiempo-historia no lineal (Y y X) y se distribuye proporcionalmente en los dispositivos. En cuanto a la constante de amortiguamiento efectivo se le considera un valor de cero, ya que el porcentaje de amortiguamiento es ingresado al modelo tridimensional, a través del factor de amortiguamiento en el espectro de respuesta modificado. Además, se considera un valor de amortiguamiento modal de 5% para todos los modos. Como ya se mencionó, esto se ejecuta con la finalidad de evitar amortiguamientos modales adicionales.

De las tablas 24 y 25, $K_{eff\,maximo} = 3261.67 \text{ ton/m}$; y como el edificio cuenta con 13 aisladores de una rigidez A y 7 aisladores de una rigidez B, la rigidez efectiva del sistema de aislamiento se reparte de forma proporcional.

En la tabla 29, se aprecia el valor de la rigidez efectiva (para el límite superior) hallados mediante el análisis tiempo historia no-lineal.

TABLA 29 COMPARACIÓN ENTRE RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO EFECTIVOS

	VALORES		$\Delta \%$
	ASUMIDO	T-H NO LINEAL	
K_{eff} (ton/m)	147.7	174.9	18
K_{eff} (ton/m)	119.5	141.1	15

La tabla 30 muestra los factores de escala para la subestructura y la superestructura respectivamente.

TABLA 30 FACTOR DE ESCALA PARA LA SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA

	CASO DE ANÁLISIS				CASO DE ANÁLISIS		
	Fuerza de diseño	Dinámico Espectral (Etabs)	factor		Fuerza de diseño	Dinámico Espectral (Etabs)	factor
	Vb (Ton)	Vb(ton)			Vs (Ton)	Vs(ton)	
U1 (X-X)	736.83	1626.1801	0.453	U1 (X-X)	383.2	714.6088	0.473
U2 (Y-Y)	683.10	1738.8836	0.393	U2 (Y-Y)	312.2	764.5909	0.408

CAPTILUO 5: DIMENSIONAMIENTO DE LOS DISPOSITIVOS SÍSMICOS

Una vez alcanzado el control de derivas, aceleraciones, le sigue, realizar el diseño de los dispositivos de aislamiento sísmicos. Para ello, primero se debe escoger el tipo de sistema de aislamiento a utilizar, luego, determinar las fuerzas que actúan sobre cada dispositivo (tracciones, compresiones y momentos $P-\Delta$), tercero el dimensionamiento y cuarto realizar el plan de ensayos de los dispositivos.

En el presente trabajo, se usan aisladores de caucho con núcleo de plomo (LRB). Sin embargo, a continuación, se expone brevemente los tipos de aisladores existentes.

5.1 TIPO DE AISLADORES

El primer aislador usado fue en Macedonia el año 1969, con características muy diferentes a los aisladores de ahora. Tenía baja rigidez vertical y se acortaba un 25% de su altura original, debido al peso del edificio. Aquello, provocó abultamientos laterales del dispositivo, puesto que, en su fabricación, no se usaban planchas metálicas intercaladas con la goma de caucho. Hoy en día se utiliza plancha de acero intercaladas con las capas de goma, fuertemente unidas mediante el proceso de vulcanización. Esta inclusión, aporta estabilidad dimensional y mucha rigidez vertical al dispositivo, en cientos de veces mayor que la rigidez horizontal, además de aislar a las edificaciones de las vibraciones (Naeim y Kelly, 1999).

Existe una gran variedad de aisladores, pero se agrupan en tres tipos: los aisladores elastoméricos, friccionales y los deslizadores. Por el interés, en el presente trabajo se describen sólo los aisladores elastoméricos.

AISLADORES ELASTOMÉRICOS DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDRB)

Este tipo de aislador se utiliza conjuntamente con dispositivos complementarios de amortiguamiento, tales como los amortiguadores viscosos. Cuenta con dos placas extremas de acero gruesas (permite unirse a la estructura) y láminas de acero intercaladas en el interior del caucho, como se muestra en la figura 47. El amortiguamiento efectivo de estos dispositivos se encuentra entre el 2% a 3%.

Los LDRB presenta ventajas comparativas, como que son fáciles de fabricar y su respuesta mecánica no se ve afectada por su envejecimiento o por la temperatura. La desventaja radica en que necesita de dispositivos complementarios para brindar en conjunto un amortiguamiento efectivo al sistema de aislamiento (Naeim y Kelly, 1999).

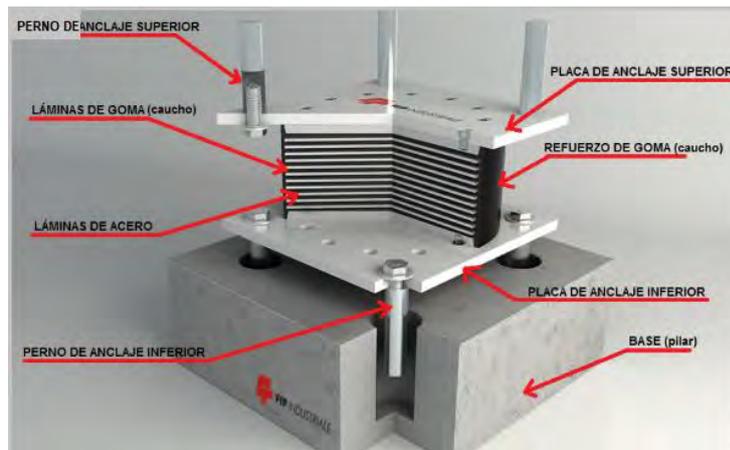


FIGURA 47 PARATES DE UN AISLADOR HDRB Y LDRB
FUENTE: BROCHURE-FIP INDUSTRIALE-2015

AISLADORES ELASTOMÉRICOS DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDRB)

La necesidad de evitar el uso de dispositivos de amortiguamiento adicionales al sistema LDRB, permitió el desarrollo de los HDRB en el Reino Unido. El incremento del amortiguamiento se logra; a través, de aditivos de carbón, resinas y otros componentes, patentados por el laboratorio de la Asociación de Investigación de Productores de Caucho de Malasia. Dichos aditivos permiten alcanzar incrementos de amortiguamiento que varían entre 10% - 20% (Naeim y Kelly, 1999)

AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NUCLEO DE PLOMO (LRB)

Son similares a los LDRB, con la diferencia que en tienen un núcleo de plomo. Este hecho, permite que el aislador LRB tenga un amortiguamiento efectivo de 25%- 30% y también brinda (el núcleo de plomo) una fuente de disipación de energía en el sistema estructural. En la figura 48, se observa un aislador LRB.

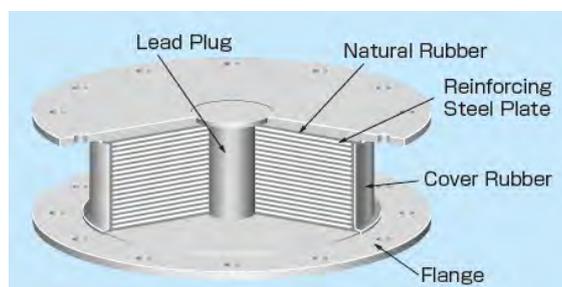


FIGURA 48 AISLADOR LRB
FUENTE: BROCHURE-BRIDGESTONE-2013

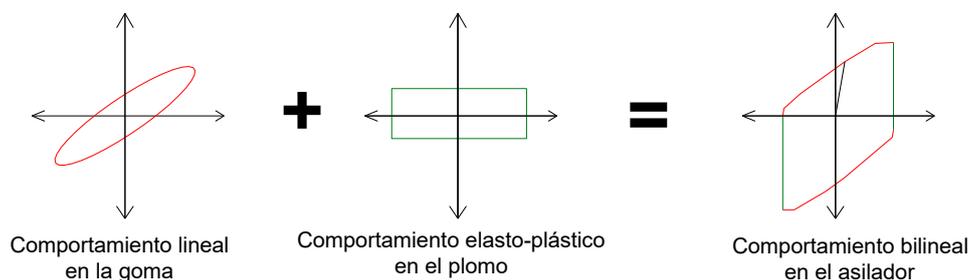
Una particularidad de los aisladores LRB, es que -bajo las mismas condiciones-, pueden disipar mayor cantidad de energía que los otros dos tipos de aisladores (mencionadas anteriormente); esto se logra mediante la deformación plástica del

núcleo de plomo y de las planchas de acero intermedias. Este funcionamiento mecánico se consigue mediante el buen confinamiento del núcleo de plomo, por las planchas intermedias de acero en la goma.

Las razones para usar plomo como elemento del LRB, son porque tienen baja fuerza de fluencia ($\sim 100 \text{ kg/cm}^2$), muestran comportamiento elastoplástico y alta rigidez inicial al corte. Son fáciles de adquirir, en el 99.9% para el requerimiento de las propiedades mecánicas. Con respecto a la temperatura, el plomo alcanza altas temperaturas en la etapa de deformación plástica; sin embargo, por un proceso de recristalización química se restaura de manera continua (Dechent, 2008).

Los aisladores elastoméricos tipo LRB, LRDB y HDR, se pueden representar de manera bilineal. En particular, los LRB poseen una mayor capacidad de disipación de energía, debido a la inclusión de plomo (que aporta comportamiento elastoplástico) y se combina con la goma (que tiene comportamiento lineal). La figura 49, muestra una aproximación de lo mencionado.

CICLO HISTÉRESIS PARA LA GOMA, PLOMO Y EL AISLADOR LRB



**FIGURA 49 APROXIMACIÓN DE LOS CICLO DE HISTÉRESIS
ADAPTADO DE DECHENT,2008**

5.2 TRACCIÓN Y COMPRESIÓN EN LOS DISPOSITIVOS

Acá se evalúan las fuerzas actuantes sobre cada aislador, para luego utilizarlas en la determinación de la capacidad interna que debe tener el aislador para deformarse bajo la acción de fuerzas verticales. Además, se debe verificar que las tracciones en los dispositivos no se presenten.

Para evaluar las fuerzas verticales se emplean las cargas verticales brindadas en la norma E031.

Carga vertical promedio: $1.0 \text{ CM} + 0.5 \text{ CV}$

Carga vertical máxima: $1.25(\text{CM} + \text{CV}) + 1(\text{CSH} + \text{CSV}) + 0.2\text{CN}$

Carga vertical mínima: $0.9\text{CM} - 1(\text{CSH} + \text{CSV})$

Donde:

CM : carga muerta

CV : carga viva

CSH : carga sísmica horizontal

CSV : carga sísmica vertical = $0.5 (1.5ZS) CM$

CN : carga de nieve

Ordenando y evaluando las combinaciones de carga para $Z=0.45g$ y $S=1$, se tiene:

$$1.5875(CM) + 1.25(CV) + P_{\text{envolvente de los registros } XX \text{ ó } YY} \\ 0.5625CM - P_{\text{envolvente de los registros } XX \text{ ó } YY}$$

Por lo que se refiere, si los dispositivos están sujetos a tracciones, se debe tener en cuenta la carga vertical mínima ($0.9CM - 1(CSH + CSV)$) para el límite superior.

Para controlar o evitar las tracciones en los dispositivos, se ha propuesto algunas recomendaciones estructurales prácticas, tales como:

- Reducir el peralte de las vigas cuyo cortante por sismo se convierte en axial importante.
- Añadir peso muerto en el área tributaria de la losa del nivel aislado, que afecta al dispositivo.
- Generar pórticos de reacción contra el levantamiento

Para la edificación en estudio, inicialmente se propuso tener pórticos conformados por vigas de $0.3m \times 0.60m$; sin embargo, se tuvieron que modificar a vigas de $0.3m \times 0.50m$, con la finalidad de controlar la tracción en el dispositivo, ver figura 49.

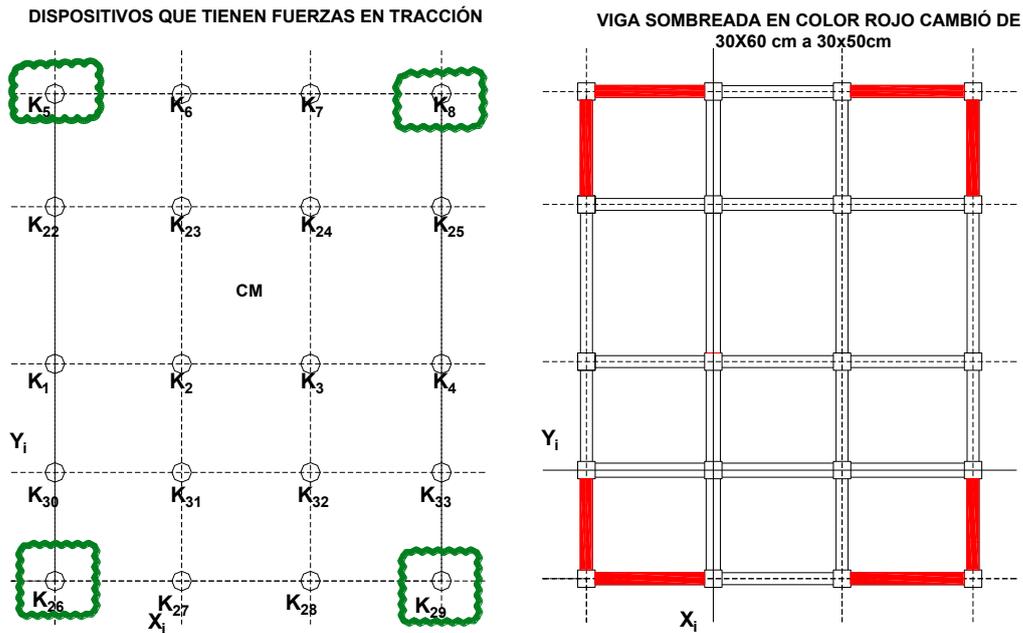


FIGURA 50 VISTA EN PLANTA DE LA SUPERESTRUCTURA

Las tablas 31 y 32, muestran los resultados del análisis de fuerzas para el límite superior en X e Y, respectivamente. Estas fuerzas se obtuvieron evaluando las combinaciones de carga vertical mínima y restando el máximo valor de la carga axial producido por la envolvente de registros en X y Y. Por otro lado, se puede apreciar que existe un buen control de tracciones en los dispositivos ya que ninguna fuerza axial se encuentra en tracción (con signo positivo).

5.3 MOMENTOS P- Δ

Los momentos P- Δ surgen en la estructura aislada, debido al desplazamiento lateral que se desarrolla en el piso técnico con respecto al suelo, y a la carga axial de compresión que reciben los aisladores sísmicos. Según FEMA P-751, el momento adicional P- Δ , se distribuye de manera equitativa entre las parrilla superior e inferior del sistema de aislamiento. En este caso de estudio, se reparte entre la parrilla del piso técnico y la cimentación. El cálculo numérico de estos momentos P- Δ , se efectúa para la carga axial máxima del límite superior y el desplazamiento mínimo de diseño del piso técnico para el límite inferior. Según E031, este valor (desplazamiento mínimo de diseño) debe ser el mayor entre D_{TM} promedio del análisis tiempo-historia y el 80% del valor siguiente:

TABLA31 TRACCIONES EN EL LIMITE SUPERIOR XX

CARGA MÍNIMA		
Story	Link	PXX (tonf)
PISO TÉCNICO	K1	-48.13
PISO TÉCNICO	K2	-183.8
PISO TÉCNICO	K3	-186.8
PISO TÉCNICO	K4	-67.7
PISO TÉCNICO	K5	-8.1
PISO TÉCNICO	K6	-65.9
PISO TÉCNICO	K7	-60.7
PISO TÉCNICO	K8	-8.8
PISO TÉCNICO	K22	-30.3
PISO TÉCNICO	K23	-188.6
PISO TÉCNICO	K24	-195.8
PISO TÉCNICO	K25	-59.6
PISO TÉCNICO	K26	-2.2
PISO TÉCNICO	K27	-43.3
PISO TÉCNICO	K28	-42.8
PISO TÉCNICO	K29	-17.9
PISO TÉCNICO	K30	-15.9
PISO TÉCNICO	K31	-127.6
PISO TÉCNICO	K32	-127
PISO TÉCNICO	K33	-40.9

TABLA 32 TRACCIÓN EN LIMITE SUPERIOR YY

CARGA MÍNIMA		
Story	Link	PYY (tonf)
PISO TÉCNICO	K1	-38.3
PISO TÉCNICO	K2	-164.7
PISO TÉCNICO	K3	-179.3
PISO TÉCNICO	K4	-80.4
PISO TÉCNICO	K5	-5.9
PISO TÉCNICO	K6	-42.9
PISO TÉCNICO	K7	-42.6
PISO TÉCNICO	K8	-17.2
PISO TÉCNICO	K22	-31.1
PISO TÉCNICO	K23	-175.9
PISO TÉCNICO	K24	-193.3
PISO TÉCNICO	K25	-73.8
PISO TÉCNICO	K26	-7.3
PISO TÉCNICO	K27	-16.2
PISO TÉCNICO	K28	-24.2
PISO TÉCNICO	K29	-22.9
PISO TÉCNICO	K30	-12.2
PISO TÉCNICO	K31	-125.9
PISO TÉCNICO	K32	-127.2
PISO TÉCNICO	K33	-47.7

$$D_{TM} = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left[\frac{T}{T_M}\right]^2}} \left[1 + \left[\frac{Y}{P_T^2} \right] \left[\frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \right]$$

Donde:

D_M : El desplazamiento máximo traslacional en el centro de rigidez.

T : Periodo de la estructura con base fija

T_M : Periodo efectivo de la estructura sísmicamente aislada asociada al desplazamiento traslacional D_M .

El cambio del desplazamiento se realiza de manera tal que se pueda incluir la flexibilidad de la estructura. Seguidamente, se calculan los desplazamientos.

DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO EN X

De la tabla 22, el desplazamiento máximo promedio del análisis tiempo-historia es 27.5 cm. Por otro lado, $80\% D_{TM} = 80\% (35.7) = 28.6 \text{ cm}$ y el valor de

$$D_{TM} = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left[\frac{T}{T_M}\right]^2}} \left[1 + \left[\frac{Y}{P_T^2} \right] \left[\frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \right] = \frac{30.2}{\sqrt{1 + \left[\frac{0.8}{3.0}\right]^2}} (1.23) = 35.7$$

Por lo tanto, el $D_{\text{diseño en } XX} = 28.6 \text{ cm}$

DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO EN Y

De la tabla 23, el desplazamiento máximo promedio del análisis tiempo-historia es 27.9 cm. Por otro lado, $80\% D_{TM} = 80\% (33.3) = 26.7 \text{ cm}$ y el valor de

$$D_{TM} = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left[\frac{T}{T_M}\right]^2}} \left[1 + \left[\frac{Y}{P_T^2} \right] \left[\frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \right] = \frac{30}{\sqrt{1 + \left[\frac{0.8}{2.98}\right]^2}} (1.15) = 33.3 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el $D_{\text{diseño en } yy} = 27.9 \text{ cm}$

MOMENTOS P-Δ

Las tablas 33 y 34 muestran los momentos X-Y; estos momentos calculados se ingresan al Etabs en los nudos y son absorbidos por la viga del piso técnico ya que tiene una gran rigidez. Por otro lado, los momentos generados por la fuerza cortante en la interfaz de aislamiento, son pequeños y no generan efectos P- Δ

Tabla 33 MOMENTOS-P-DELTA XX

EFECTO-P DELTA (P-DtmYY)		
Story	Link	Mxx (tonxm)
PISO TÉCNICO	K1	26.0
PISO TÉCNICO	K2	51.3
PISO TÉCNICO	K3	46.3
PISO TÉCNICO	K4	30.8
PISO TÉCNICO	K5	13.4
PISO TÉCNICO	K6	23.9
PISO TÉCNICO	K7	26.0
PISO TÉCNICO	K8	17.0
PISO TÉCNICO	K22	25.7
PISO TÉCNICO	K23	51.2
PISO TÉCNICO	K24	48.3
PISO TÉCNICO	K25	31.9
PISO TÉCNICO	K26	13.1
PISO TÉCNICO	K27	21.0
PISO TÉCNICO	K28	18.5
PISO TÉCNICO	K29	15.1
PISO TÉCNICO	K30	20.1
PISO TÉCNICO	K31	32.1
PISO TÉCNICO	K32	30.7
PISO TÉCNICO	K33	23.8

Tabla 34 MOMENTOS-P-DELTA YY

EFECTO-P DELTA (P-Dtmxx)		
Story	Link	Myy (tonxm)
PISO TÉCNICO	K1	26.7
PISO TÉCNICO	K2	52.6
PISO TÉCNICO	K3	47.5
PISO TÉCNICO	K4	31.6
PISO TÉCNICO	K5	13.7
PISO TÉCNICO	K6	24.5
PISO TÉCNICO	K7	26.7
PISO TÉCNICO	K8	17.4
PISO TÉCNICO	K22	26.4
PISO TÉCNICO	K23	52.5
PISO TÉCNICO	K24	49.5
PISO TÉCNICO	K25	32.7
PISO TÉCNICO	K26	13.4
PISO TÉCNICO	K27	21.5
PISO TÉCNICO	K28	19.0
PISO TÉCNICO	K29	15.5
PISO TÉCNICO	K30	20.6
PISO TÉCNICO	K31	32.9
PISO TÉCNICO	K32	31.5
PISO TÉCNICO	K33	24.4

5.4 DIMENSIONAMIENTO DEL AISLADOR

El diseño preliminar de los dispositivos estriba en calcular las dimensiones del aislador y verificar los estados límites a los cuales podrían estar sometidos ante cargas últimas.

Para tal objetivo se toman las cargas máximas y mínimas que se presentan en los dispositivos, para las propiedades nominales. Se considera que todos los dispositivos tienen las mismas propiedades mecánicas y solo difieren en sus propiedades geométricas. Por otro lado, del análisis tiempo-historia para las propiedades nominales se obtiene $k_{effpromedio} = 2128 \text{ ton/m}$ y un porcentaje de amortiguamiento efectivo $\varepsilon_{effpromedio} = 17.4\%$; para un amortiguamiento del 17.4% le corresponde un factor de amortiguamiento de 1.42; por lo tanto tiene un $D_{TM} = 36.3 \text{ cm}$. La tabla 35 presenta las cargas máximas y mínimas para las propiedades nominales.

Tabla 33 CARGA MAXIMA Y MINIMA PARA LOS PROPIEDADES NOMINALES

AISLADOR	Pmín (ton)	AISLADOR	Pmáx (ton)
K1	-48.13	K1	-186.40
K2	-183.75	K2	-367.58
K3	-186.79	K3	-332.08
K4	-67.70	K4	-221.14
K5	-8.12	K5	-96.10
K6	-65.96	K6	-171.37
K7	-60.71	K7	-186.62
K8	-8.84	K8	-121.54
K22	-30.30	K22	-184.59
K23	-188.60	K23	-366.85
K24	-195.81	K24	-345.91
K25	-59.59	K25	-228.73
K26	-2.19	K26	-93.68
K27	-43.29	K27	-150.47
K28	-42.80	K28	-132.78
K29	-17.87	K29	-108.53
K30	-15.99	K30	-144.01
K31	-127.60	K31	-230.12
K32	-127.02	K32	-220.31
K33	-40.95	K33	-170.54

De la tabla anterior se escogen los resultados más desfavorables para los aisladores de rigidez 105 y de rigidez 85.

AISLADOR 85
Pmax (ton)
-367.58

AISLADOR 105
Pmax (ton)
-366.85

Dimensionamiento de los aisladores para los dispositivos perimetrales:

Se halla el diámetro del aislador teniendo en cuenta el desplazamiento lateral máximo y la carga axial última; se toma el más crítico:

Opción 1

$$D_1 = 1.5 D_{TM}$$

$$D_1 = 1.5 (36.3)$$

$$D_1 = 54.5 \text{ cm}$$

Opción 2: se trabaja con un esfuerzo máximo de compresión en el plomo de 80 kg/cm^2

$$D_1 = \sqrt{\frac{4 P_{u \max}}{\pi \sigma_{\max \text{ perm}}}}$$

$$D_1 = \sqrt{\frac{4 [366.9]}{\pi [815.8]}}$$

$$D_1 = 75.7 \text{ cm}$$

Entonces tenemos un aislador de diámetro mínimo de **$D_1 = 76 \text{ cm}$**

Se calcula el diámetro de núcleo de plomo y se asume un valor de $\sigma_y = 10 \text{ MPa}$ y $Qd = 27 \text{ ton}$, datos extraídos del catálogo DYS.

$$D_L = \sqrt{\frac{4 \cdot 1.1 Q_d}{\pi \sigma_y}}$$

$$D_L = \sqrt{\frac{4 \cdot 1.1 (27 \times 10^3)}{\pi \cdot 101.971}}$$

Por lo tanto, se tiene un diámetro de núcleo de plomo mínimo **$D_L \approx 20 \text{ cm}$**

La altura del aislador sin planchas, se determina a partir de la deformación por corte, cuyo límite se considera 250% y el máximo desplazamiento total D_{TM} .

$$H_r = \frac{D_{TM}}{\gamma}$$

$$H_r = \frac{36.3}{2.5}$$

$$H_r \approx 14.52 \text{ cm}$$

El número de capas de goma se calcula con la siguiente expresión:

$$n = \frac{H_r}{t_r}$$

Donde:

H_r : Altura de la goma

t_r : Espesor de las láminas de goma, valor varía entre 6mm-10mm

$$n = \frac{14.52}{0.6} \approx 25 \text{ capas}$$

El fabricante recomienda tomar las dimensiones de los espesores de las láminas de acero, t_s , y de las planchas de acero superior e inferior. En este caso, asumiremos $t_s=3\text{mm}$ y el espesor de las planchas $t_{ext.}=38\text{mm}$. Por lo tanto, la altura total del aislador se define de la siguiente manera.

$$h = H_r + (n - 1) t_s$$

$$h = 15 + (25 - 1) (0.3)$$

$$h = 22.2 \text{ cm}$$

$$H = h + 2 t_{ext.}$$

$$H = 22.2 + 2(3.8)$$

$$\mathbf{H = 30 \text{ cm}}$$

El Módulo de corte efectivo, depende de la altura de las capas de goma, la rigidez efectiva del aislador y el área del aislador:

$$G_{\text{eff}} = \frac{K_2 H_r}{A}$$

$$G_{\text{eff}} = \frac{(81.7) (1452)}{0.42} = 28.24 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

La rigidez vertical del aislador, debe ser tal que evite vibraciones excesivas durante la operatividad del edificio aislado. Se recomienda que el sistema de aislamiento posea una frecuencia mayor a 10 Hz (Kelly, 1999).

$$\frac{f_v}{f_h} = \sqrt{\frac{E_c}{G}}$$

$$E_c = E_o (1 + 2 k S^2)$$

$$E_0 = 4 G_{\text{eff}}$$

Donde:

E_c : módulo de compresión del conjunto goma-acero en un aislador circular.

K : constante empírica que está en función del módulo de corte. Se asume $K=0.85$

S : relación entre el área efectiva de una capa de caucho dividida entre el área de la superficie

E_o : Modulo elástico del caucho.

$$E_c = 4 (28.24) (1 + 2 (0.85) (29.5)^2) = 171568 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{f_v}{0.31} = \sqrt{\frac{191282.71}{22.3}} \rightarrow f_v = 28.7 \text{ Hz}$$

si la frecuencia es menor a 10 Hz, se debe incrementar el diámetro del aislador o reducir en la altura de la goma (Hr).

$$Kv = E_c \frac{A}{Hr} = 171568 \frac{0.42}{0.17} = 423874 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

A continuación, se realiza la verificación de los estados límites del dispositivo

Verificar la capacidad de pandeo del aislador, mediante la siguiente expresión:

$$P_{\text{critico}} = \frac{\pi}{8} G S \frac{D_e}{N t_r} A_r$$

Donde:

N : número de capas de caucho.

T_r : espesor de cada capa de caucho

A_r : área reducida del aislador, se calcula con la siguiente expresión:

$$A_r = A_A 2 \frac{\left[D_e^2 \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2}}{D_e} \right) - D_{TM} \sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2} \right]}{\pi D_e^2}$$

Donde:

A_A : área del aislador

D_e : diámetro del aislador sin contar la cobertura de caucho exterior

D_{TM} : desplazamiento total del aislador

El pandeo critico solo para carga axial tiene el siguiente valor:

$$P_{\text{critico}} = \frac{\pi}{8} (28.24) (29.5) \frac{0.76}{25(0.006)} (0.42) = 696 \text{ ton}$$

$$P_{\text{max. en servicio}} = 195.8 \text{ ton}$$

$$F.S = 3.6 > 3 \rightarrow ok$$

El pandeo crítico para carga axial última a D_{TM} tiene el siguiente valor

$$P_{\text{critico}} = \frac{\pi}{8} (28.24)(29.5) \frac{0.76}{25(0.006)} (0.18) = 298.4 \text{ ton}$$

$$P_{\text{carga axial última}} = 366.85 \text{ ton}$$

$F.S = 0.81 > 1 \rightarrow$ Mal, se deberá aumentar el diámetro del aislador o reducir la altura del aislador. La tabla 36 muestra los resultados finales.

Se analizan los estados límites de deformación por corte

Deformación por corte debido a deformación:

$$\gamma = \frac{D_{TM}}{H_r} = \frac{36.3}{14.52} = 2.5$$

Deformación por corte debido a compresión

$$\gamma_c = \frac{6PS}{E_c A_r} = \frac{6(366.9)(29.5)}{171568(0.18)} = 2.1$$

Deformación por corte debido a deformación angular

$$\gamma_\theta = \frac{0.375De^2\theta}{tH_r} = \frac{0.375(0.76^2)(0.005)}{0.006(0.1452)} = 1.24$$

Deformación total por corte

$$\gamma_D + \gamma_c + 0.5\gamma_\theta \leq 6$$

$$2.5 + 2.1 + 0.5(1.4) \leq 6 \rightarrow \text{cumple}$$

A continuación, la tabla 36 muestra los resultados finales para ambos casos (aisladores laterales y centrales):

Tabla 34 RESULTADOS FINALES DE LAS DIMENSIONES DE LOS AISLADORES

	AISLADOR 114	AISLADOR 92.3
DIAMTERO (cm)	85	90
DIAMETRO DEL PLOMO (cm)	9	9
ALTURA TOTAL DEL AISLADOR (cm)	47	47
NÚMERO DE CAPA DE GOMAS	44	44
ESPEJOR DE LA PLANCHA DE GOMA tr (mm)	6	6
ESPEJOR DE LA PLANCHA DE ACERO ts(mm)	3	3
ESPEJOR DE LAS TAPAS DE ACERO (mm)	3	3
Gr (ton/m ²)	38.4	30.0
Rigidez Efectiva Keff (ton/m)	114.0	114.0
Rigidez vertical Kv (ton/m)	6921.4	6302.5
Frecuencia vertical HZ	28.3	30.0
DEFORMACIÓN POR CORTE		
debido a deformación	1.4	1.4
debido a compresión	0.9	1.0
debido a deformación angular	0.9	1.0
SUMA < 6	2.7	2.9
Área del aislador (m ²)	0.6	0.6
CAPACIDAD AXIAL		
Carga axial critica(ton)	969.7	882.0
Carga axial máxima(ton)	196.8	196.8
FS >3	4.9	4.5
Desplazamiento total máximo (cm)	36.3	36.3
Área reducida (m ²)	0.3	0.3
carga axial ultima critica (ton)	458.9	441.6
carga axial ultima máxima	366.9	366.9
FS>1	1.3	1.2

CAPITULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS EN CONCRETO ARMADO

6.1 MÉTODOS DE DISEÑO

DISEÑO POR RESISTENCIA

El diseño por resistencia radica en afectar por factores ϕ a la resistencia que alcanza los elementos estructurales y deben ser mayores a las solicitaciones demandadas o requeridas.

$$\text{Resistencia Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida}$$

RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño o resistencia suministrada es igual a la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción.

La reducción de la resistencia nominal estriba en la probabilidad que la resistencia asumida de un determinado elemento sea menor, debido a variaciones de las propiedades mecánicas de los materiales del mismo modo sus dimensiones.

RESISTENCIA NOMINAL

La resistencia nominal es la que se calcula haciendo uso de la hipótesis y ecuaciones de la resistencia de material antes de aplicar un determinado factor de reducción.

$$\text{Resistencia Diseño} = \Phi_{\text{factor de reducción}} \text{ Resistencia Nominal}$$

A continuación, la tabla 37 muestra los factores de reducción de resistencia que depende del tipo de solicitación:

Tabla 35 FACTORES DE REDUCCIÓN

SOLICITACION ESTRUCTURAL	FACTOR DE REDUCCION
FLEXION SIN CARGA AXIAL	0.9
CORTANTE Y TORSION	0.85
APLASTAMIENTO DEL CONCRETO	0.7
CARGA AXIAL DE TRACCIÓN CON Y SIN FELXION	0.9
CARGA AXIAL DE COMPRESIÓN CON Y SIN FLEXION(ESTRIBOS)	0.7

RESISTENCIA REQUERIDA

La resistencia requerida se obtiene a partir de amplificar las solicitaciones debido a las variaciones de las cargas de servicio, como se muestra en la tabla 38

$$\text{Resistencia Requerida} \geq \text{Factor Carga} \cdot \text{Solicitaciones Carga de Servicio}$$

Tabla 36 FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DE SOLICITACIONES

RESISTENCIA REQUERIDA	COMBINACIONES
CARGA MUERTA Y CARGA VIVA	1.4CM+1.7CV
CARGAS DE SISMO	1.25(CM+CV) +-CS
	0.9CM+-CS

6.2 DISEÑO POR FLEXION

Los elementos que se encuentran con cargas perpendiculares a su plano ocasionan esfuerzos por flexión y cortante. Los elementos sometidos a flexión son las vigas, losas armadas en una o dos direcciones y escaleras (Blanco Blasco, 1997).

HIPÓTESIS BÁSICA DE DISEÑO

Se asume las siguientes hipótesis:

- Se cumple la hipótesis de Navier, las deformaciones del concreto y el refuerzo son proporcionales a la distancia del eje neutro.
- La deformación unitaria máxima en la fibra más extrema en compresión del concreto es 0.003
- Se desprecia la resistencia a tracción del concreto.
- Existe adherencia entre el concreto y el acero que ocasiona que la deformación entre el acero y el concreto adyacente son iguales.
- Se considera un modelo elastoplástico perfecto para el acero, esto permite que para esfuerzos en el acero iguales o mayores a las de fluencia se considera un esfuerzo igual f_y que no depende de la deformación del acero.
- En el caso de vigas de gran peralte (vigas pared) no se cumple la hipótesis de Navier por tal motivo su diseño tiene requerimientos especiales.
- Es posible asumir un bloque de compresiones rectangular para el concreto, esto permite que la distribución de esfuerzos del bloque comprimido se simplifica haciendo uso del bloque rectangular equivalente que considera un

esfuerzo constante de $0.85 \cdot f'_c$ para una profundidad de $\beta_1 \cdot c$ desde el borde más comprimido. Siendo c la profundidad del eje neutro. La distribución del bloque equivalente es la misma en todo el ancho de la sección. El valor de β_1 depende de la resistencia del concreto.

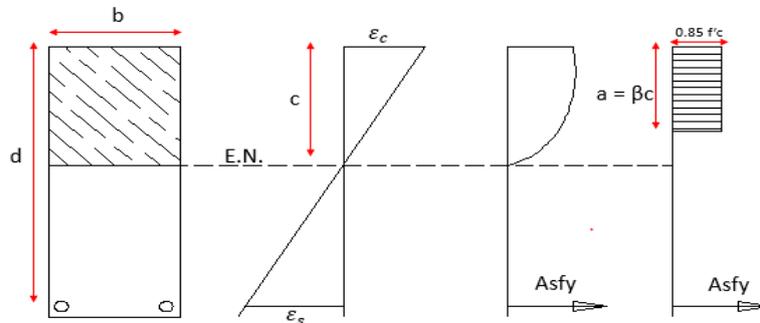


FIGURA 51 SIMPLIFICACION PARA EL DISEÑO DE SECCIONES DE CONCRETO

ECUACIONES PARA EL DISEÑO EN FLEXIÓN

Cuantía de acero: $\rho = \frac{A_s}{bd}$

Equilibrio: $0.85f'_c ba = A_s f_y$

Momento último: $M_u = 0.9A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$

Donde:

A_s = Área de acero en tracción.

b = Ancho de la sección rectangular.

d = Peralte efectivo.

a = Profundidad del bloque rectangular en compresión equivalente.

LÍMITE BALANCEADO

Es el límite entre las fallas de tracción y de compresión, en esta condición el concreto alcanza en su extremo en compresión su máxima deformación unitaria $\epsilon_{cu} = 0.003$ en el mismo instante que el acero de refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente a la fluencia del acero. En la figura 54 aplicando semejanza de triángulos en el diagrama de deformaciones unitarias se obtiene:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon_y}{d - c}$$

ACERO MÁXIMO

Según E060, la cuantía máxima de refuerzo es 75% de la cuantía balanceada; esta limitación es con el fin evitar secciones sobre reforzadas.

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

ACERO MINIMO EN TRACCION Y TEMPERATURA

El acero mínimo evita una falla frágil ($\phi M_n < M_{cr}$), para tal propósito la norma E.060 indica que el caso de secciones rectangulares y para secciones T con el ala en compresión el acero mínimo se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{S_{\min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}b_w d}{f_y}$$

6.3 DISEÑO POR CORTANTE

De acuerdo con la norma E060 las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerzas cortantes se deben diseñar según la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

V_u : Resistencia solicitada por corte en la sección.

V_n : Resistencia nominal de la sección por cortante.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c : Aporte del concreto

V_s : Aporte del acero

CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO EN LA RESISTENCIA AL CORTE

Se indicará a continuación las ecuaciones que permiten evaluar la contribución del concreto para distintos esfuerzos de acuerdo a la norma E060

PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS DE CORTE Y FLEXIÓN

$$V_c = 0.5\sqrt{f'_c}b_w d$$

PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS DE CORTE, FLEXION Y COMPRESIÓN AXIAL

$$V_c = 0.5\sqrt{f'c}b_wd \left[1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right]$$

Donde N_u se expresa en Kg y A_g en cm^2

PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS DE TRACCION AXIAL

Para elementos sometidos a tracción axial la norma peruana considera únicamente que el acero toma las sollicitaciones a tracción.

CONTRIBUCIÓN DEL REFUERZO AL CORTANTE

En el caso que la fuerza última (V_u) exceda a la resistencia al corte del concreto (ϕV_c), entonces deberá colocarse refuerzo de manera que cumpla:

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

En el caso se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento la separación se determinará a través de la siguiente expresión:

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

Donde:

A_v : Área de las ramas del estribo paralelas a la sollicitación.

s : separación entre estribos.

La resistencia al cortante brindada por el refuerzo transversal es el siguiente:

$$V_s \leq 2.1\sqrt{f'c} b_w d$$

El espaciamiento máximo de los estribos es:

Si $V_s < V_{s \text{ lim}}$ entonces $S_{\text{max}} = d/2$ ó 60 cm

Si $V_s > V_{s \text{ lim}}$ entonces $S_{\text{max}} = d/4$ ó 30 cm

$$V_{s \text{ lim}} = V_s \geq 1.1\sqrt{f'c} b_w d$$

Cuando V_u excede a $0.5\phi V_c$ se proporcionará un área mínima de refuerzo por corte:

$$A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

6.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

El diseño por flexocompresión se aplica a columnas y muros de cortes.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

El diagrama de interacción representa el lugar geométrico de todos los valores de momento y carga axial que hacen fallar a una columna. De acuerdo con la norma E060 brinda un factor de reducción ϕ . Por otro lado, limita la sollicitación axial a $0.80\phi P_o$ para elementos con refuerzo transversal conformado por estribos y a $0.85\phi P_o$ para elemento con refuerzo transversal conformado por espirales.

El diseño es un proceso iterativo y termina cuando las sollicitaciones ultimas (M_u , P_u) se ubican dentro de los límites del diagrama de interacción.

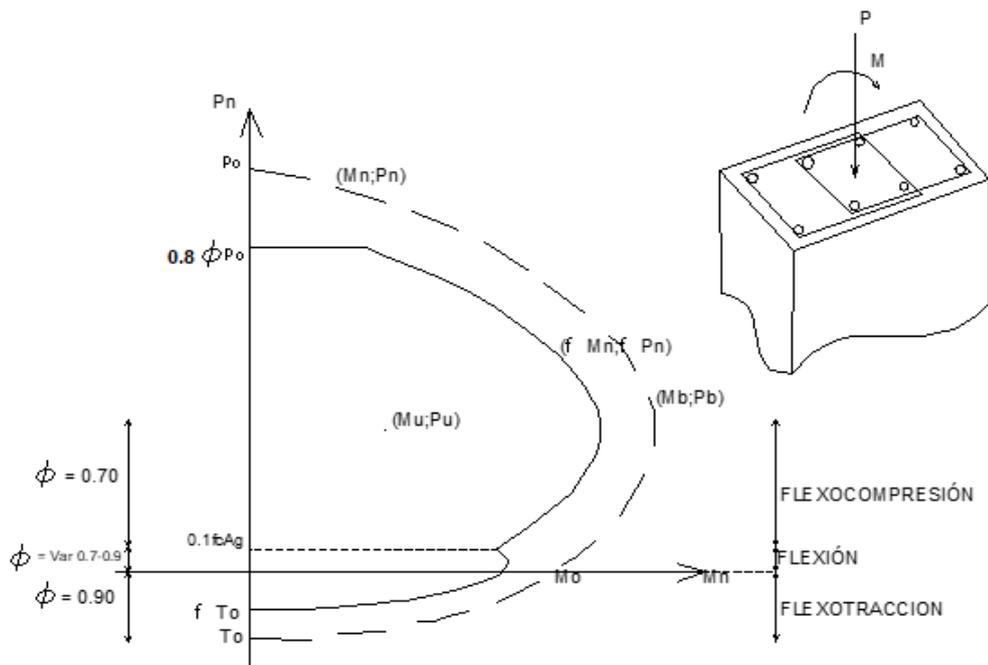


FIGURA 52 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

6.5 DETALLES DEL REFUERZO

ANCLAJE

El anclaje es la longitud necesaria que permite desarrollar una fuerza resistente en el refuerzo que es igual a la adherencia que representa una fuerza a lo largo del perímetro de la barra.

La norma E060 brinda ecuaciones para el cálculo de la longitud de desarrollo o anclaje, para las condiciones de refuerzo sin tratamiento superficial y rodeado de concreto de peso normal. A continuación, en la tabla 39 se muestra las ecuaciones:

Tabla 37 LONGITUD RECTAS DE ANCLAJE EN TRACCIONES

LONGITUD DE ANCLAJE EN TRACCIÓN		
ECUACIONES		
db (pulg.)	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
≤ 3/4"	$L_d = \frac{fy}{2.6\sqrt{fc}} d_b$	$L_d = \frac{fy}{2\sqrt{fc}} d_b$
> 3/4"	$L_d = \frac{fy}{2.1\sqrt{fc}} d_b$	$L_d = \frac{fy}{1.62\sqrt{fc}} d_b$

Además, E060 considera longitudes de anclaje en compresión iguales a las de la norma de 1989, las cuales deberán ser la mayor obtenidas por las siguientes expresiones:

$$L_{dc} = 0.08d_b \frac{fy}{\sqrt{fc}}$$

$$L_{dc} = 0.004d_b fy$$

$$L_{dc} = 20 \text{ cm}$$

Por otro lado, se considera la longitud de anclaje en ganchos estándar como el mayor de las siguientes expresiones:

$$L_{dg} = \frac{318d_b}{\sqrt{fc}}$$

$$L_{dg} = 8d_b$$

$$L_{dg} = 15 \text{ cm}$$

A continuación, se muestra a manera de ejemplo en la tabla 40 los valores de anclaje para concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 38 LONGITUD DE ANCLAJE PARA LOS DISTINTOS DAIMETROS DE REFUERZO

f'c=210kg/cm ²						
VARILLA	db(cm)	Ab(cm ²)	Ld(cm)	L'd (cm)	Ldc (cm)	Ldg(cm)
8mm	0.8	0.5	28	37	19	18
#3	0.95	0.71	33	44	22	21
#4	1.27	1.27	44	58	29	28
#5	1.59	1.99	56	73	37	35
#6	1.91	2.87	67	88	44	42
#8	2.54	5.07	112	144	59	56
#13	3.58	10.07	158	203	83	79

Ld: Longitudes de anclaje en tracción - barras inferiores

L'd: Longitudes de anclaje en tracción - barras superiores

Ldc: Longitudes de anclaje en compresión

Ldg: Anclaje con gancho estándar

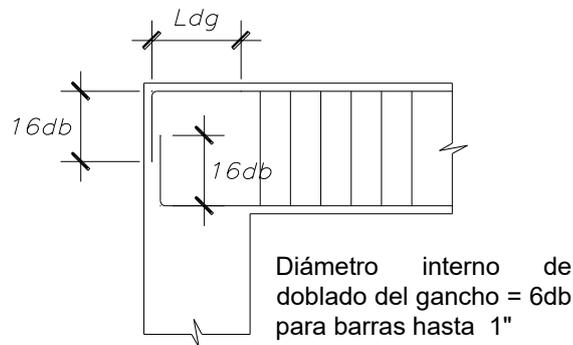


FIGURA 53 DETALLE DE ANCLAJE DE GANCHO ESTÁNDAR CON DOBLEZ A 90 GRADOS

EMPALMES

E060 distingue los empalmes por traslape, por soldadura y a tope con fijador mecánico.

- **EMPALMES POR TRASLAPE PARA BARRAS SUJESTAS A TRACCIÓN**

Los empalmes por traslape de barras corrugadas sometidas a tracción deben ser empalmadas por traslape tipo A o tipo B, pero como mínimo una longitud de 30 cm.

Empalme tipo A $l_E = 1.l_d$

Empalme tipo B $l_E = 1.3l_d$

Si se empalmara el 50% o menos de las barras de refuerzo se utiliza el empalme tipo A. Pero, si se empalmaran más del 50% entonces se utiliza el empalme tipo B.

Es recomendable no empalmar más del cincuenta por ciento del área del refuerzo longitudinal en una misma sección.

- **EMPALMES POR TRASLAPE PARA BARRAS SUJESTAS A COMPRESIÓN**

La longitud mínima para el traslape deberá de ser la longitud de empalme en compresión (L_{dc}) además deberá de ser el mayor que: $0.007 f_y d_b$ y que 30 cm. Por otro lado, para concreto menores que 210 kg/cm^2 la longitud de empalme deberá de multiplicarse por 1.3

- **EMPALMES EN VIGAS Y LOSAS**

En vigas sin responsabilidad sísmica el traslape de las barras superiores se da en el tercio central. El refuerzo inferior se empalma en los extremos de la viga. Estas posiciones evitan el recorrido del diagrama de momento flector por cargas de gravedad. Sin embargo, en vigas con responsabilidad sísmica existe la probabilidad de invertirse el diagrama de momentos durante el evento sísmico, causando que momentos máximos se presentan en los extremos de la viga. Por tal motivo se sugiere que el empalme se de en una zona de esfuerzos intermedios ubicados a un cuarto de la luz de las vigas como se observa en la figura 57

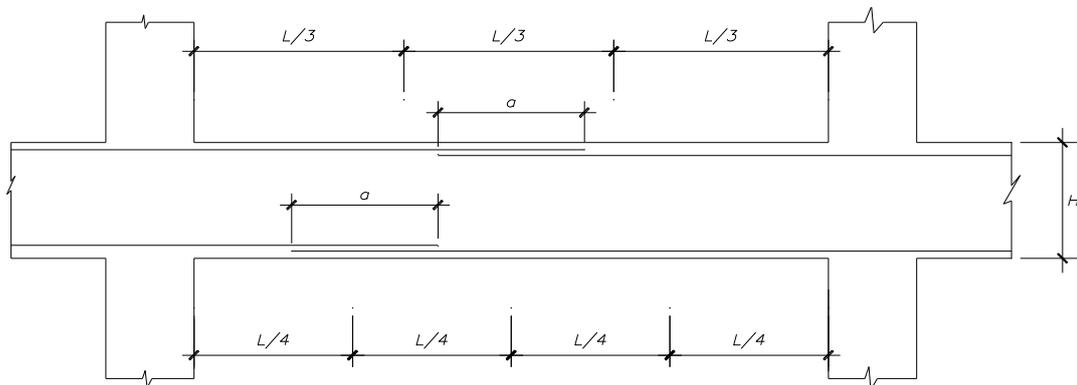


FIGURA 54 EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS Y LOSAS

• EMPALMES EN COLUMNAS

El empalme en columnas se recomienda en el tercio central fuera de la longitud de confinamiento, ya que estará ubicada en la zona de momentos mínimos y también se ubicará en la zona de menos confinamiento, esto brinda un adecuado proceso constructivo.

CORTE DE ACERO

El corte de acero, de acuerdo a la norma E060, se tiene que extender más allá del punto teórico de corte. Para tal fin se siguen los siguientes requisitos:

- Para puntos de inflexión, por lo menos un tercio del refuerzo total por flexión se extenderá una longitud igual al mayor de los siguientes valores: peralte efectivo (d); $12db$ o $l_n/16$.
- Para puntos teóricos de cortes, el refuerzo deberá tener una extensión desde el punto teórico de corte una longitud igual al mayor valor entre el peralte efectivo (d) o $12 db$, siempre que se desarrolle una longitud de anclaje (l_d).

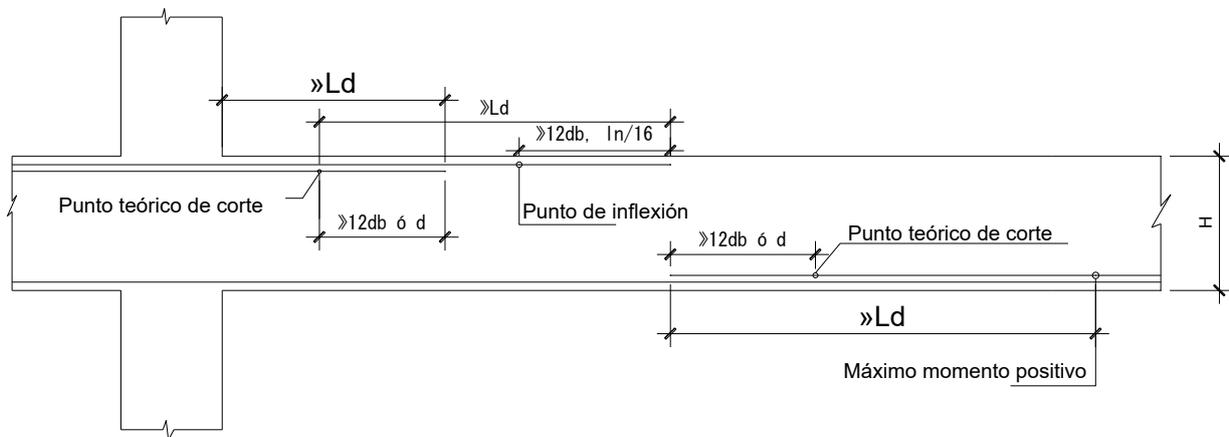


FIGURA 55 CONSIDERACIONES PARA EL CORTE DE ACERO EN VIGAS

RECUBRIMIENTOS

La norma E060 establece recubrimientos mínimos para cada tipo de elemento estructural y estos valores mínimos son los siguientes:

Columnas y vigas tendrá un mínimo de 4cm

Placas, vigas chatas y Losas (aligerada y macizas) 2cm

Zapatas 7cm

CAPITULO 7: DISEÑO DE ELEMENTOS HORIZONTALES

7.1 DISEÑO DE LOSAS

El presente proyecto, de acuerdo a lo desarrollado en el capítulo 2 de predimensionamiento, se ha considerado dos tipos de losas. Para el nivel de aislamiento se ha considerado losas macizas en dos direcciones y para las losas de la super-estructura se ha considerado losas aligeradas y losas macizas. De acuerdo con la norma E060, las losas se diseñan solo por cargas de gravedad.

LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas se diseñan por viguetas de sección T, las cuales deben cumplir los requisitos brindados en la norma E060.

- La norma hace mención que las viguetas deben poseer un ancho mínimo de 10 cm y el espesor de la losa no debe ser menor de 5 cm.
- Se tiene que colocar un refuerzo mínimo perpendicular al refuerzo principal, este refuerzo es llamado por temperatura, cuyo objetivo es ayudar a controlar las fisuras por los cambios volumétricos que sufre el concreto. Además, la norma considera la siguiente cuantía mínima para el refuerzo por temperatura $A_{\text{temp}} = 0.0018bh$; $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- El acero por temperatura (A_{temp}) deberá colocarse con una separación (S) que podrá extenderse a 5 veces el espesor de la losa sin exceder los 40 cm.
- La resistencia al concreto se incrementa en 10% al porte a la rigidez. Sin embargo, de ser mayor la resistencia requerida a la resistencia a corte del concreto se hace uso de los ensanches alternados o corridos.

LOSAS MACIZAS

Se puede encontrar losas macizas armadas en una dirección y en dos direcciones. Para el presente trabajo se utilizó losas macizas armadas en dos direcciones en el piso técnico y en los paños centrales de la super estructura.

El diseño se realiza para una franja de losa de un metro de ancho. La norma E060 brinda los siguientes parámetros:

- El acero por temperatura (A_{temp}) debe colocarse con un espaciamiento entre ejes menor o igual a 3 veces el espesor de la losa, sin exceder de 40 cm.

7.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

El aligerado a diseñar es de H=25 cm con viguetas espaciadas cada 40 cm y está ubicado entre los ejes 1-3/A-B, se puede observar en la figura 60. A continuación, se muestra el diagrama de momento flectores y fuerzas cortantes.

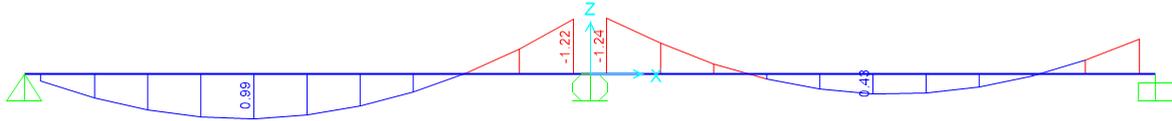


FIGURA 56 ENVOLVENTE DEL DIAGRAMA DEL MOMENTO FLECTOR PARA UNA VIGUETA

DISEÑO POR FLEXIÓN

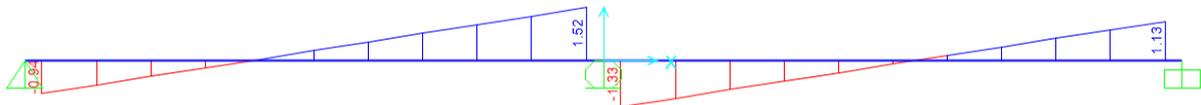


FIGURA 57 ENVOLVENTE DEL DIAGRAMA DE LA FUERZA CORTANTE PARA UNA VIGUETA

Acero mínimo

$A_{s_{min}^-}$	1.15cm^2
$A_{s_{min}^+}$	0.53cm^2

$$Mu^+ = 0.99 \text{ ton.m } As = 1.21 \text{ cm}^2 (a = 0.71 \text{ cm}) \rightarrow 1\emptyset 3/8" + 1\emptyset 8\text{mm}$$

$$Mu^+ = 0.43 \text{ ton.m } As = 0.52 \text{ cm}^2 (a = 0.31 \text{ cm}) \rightarrow 1\emptyset 3/8"$$

$$Mu^- = 1.24 \text{ ton.m } As = 1.63 \text{ cm}^2 (a = 3.84 \text{ cm}) \rightarrow 1\emptyset 3/8" + 2\emptyset 8\text{mm}$$

$$Mu^- = 0.90 \text{ ton.m } As = 1.15 \text{ cm}^2 (a = 2.71 \text{ cm}) \rightarrow 1\emptyset 3/8" + 1\emptyset 8\text{mm}$$

se considerarán momento negativo en el extremo izquierdo, debido al monolitismo que debe existir entre la viga y la losa para el diseño por flexión de la losa, que se calculan con la siguiente expresión:

$$M_u = \frac{w_u l n^2}{24}$$

Donde:

Wu: Carga ultima

Ln: Luz libre del tramo

$$Mu^- = 0.54 \text{ ton.m} \quad As = 0.67 \text{ cm}^2 \quad (a = 0.40\text{cm}) \rightarrow 1\phi 3/8''$$

Para el acero de temperatura, se considerará varillas de 8mm y el cálculo de acero se hallará para un ancho de un metro de la siguiente manera

$$As_{tem} = 0.0018(100)(5) = 0.9\text{cm}^2/\text{m}$$

Por otro lado, el espaciamiento (S) se calculará con la siguiente expresión:

$$N^{\circ} \text{ varillas en } (b=100\text{cm}) = \frac{As}{\text{Area de la varilla}} = \frac{0.9}{0.5} \approx 2 \text{ varillas}$$

$$\therefore S = \frac{b}{N^{\circ} \text{ varillass en } b} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}; S \leq 5(5)\text{cm} \text{ ó } S \leq 40\text{cm}$$

Se escoge una separación de 25 cm para el acero por temperatura. Finalmente se tiene $\phi 8\text{mm}@0.25\text{m}$

DISEÑO POR CORTANTE

Como ya se hizo mención en el capítulo 6, se tomará la ecuación presentada en el acápite diseño por cortante para elementos sometidos a flexión y cortante.

$$1.1\phi V_c = 1.1(0.85)(0.53)\sqrt{f'c}b_w d = 1.1(0.85)(0.53)\sqrt{210}(10)(22) = 1.58 \text{ ton}$$

Se observa que la losa no necesita ensanche, ya que el concreto absorbe todo el corte.

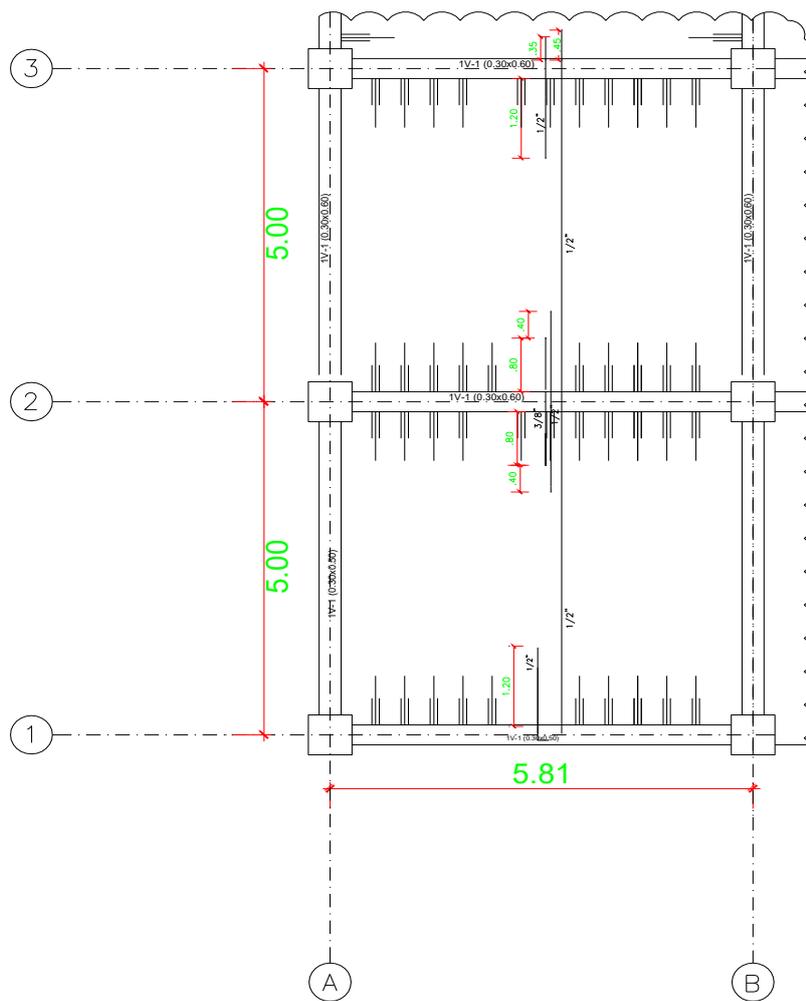


FIGURA 58 DETALLADO DE LA LOSA ALIGERADA

7.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA

La losa maciza a diseñar tiene un espesor de 20cm. Se ubica entre los ejes 3-4/B-C en el encofrado del primer piso. Para su diseño se utilizará las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la N.T.E E.060.

Las cargas actuantes factorizada en la losa para un son:

$$1.4CM + 1.7CV = 1.7 \text{ ton/m}$$

La relación entre el lado corto (L_a) y el lado largo (L_b) es 0.81, de acuerdo a la tabla 13.1 y 13.2 de la norma E060 le corresponde el caso 2

DIRECCIÓN CORTA

$$L_a = 5.60 \text{ m}$$

Momento negativo en la losa:

$$Ma \text{ neg} = C_a w u L_a^2$$

$$C_a = 0.0643 \rightarrow Ma \text{ neg} = 3.5 \text{ ton.m}$$

Momento positivo en la losa:

Carga muerta

$$Ma \text{ pos} = C_a w u L_a^2$$

$$C_a = 0.0257 \rightarrow Ma \text{ pos} = 0.7 \text{ ton.m}$$

Carga viva

$$Ma \text{ pos} = C_a w u L_a^2$$

$$C_a = 0.0404 \rightarrow Ma \text{ pos} = 1.2 \text{ ton.m}$$

Momento positivo total:

$$\therefore Ma \text{ positivo total} = 1.9 \text{ ton.m}$$

DIRECCIÓN LARGA

$$L_b = 6.94 \text{ m}$$

Momento negativo en la losa:

$$Mb \text{ neg} = C_b w u L_b^2$$

$$C_b = 0.0276 \rightarrow Mb \text{ neg} = 2.3 \text{ ton.m}$$

Momento positivo en la losa:

Carga muerta

$$Mb \text{ pos} = C_b w u L_b^2$$

$$C_b = 0.0111 \rightarrow Mb \text{ pos} = 0.44 \text{ ton.m}$$

Carga viva

$$Mb \text{ pos} = C_b w u L_b^2$$

$$C_b = 0.0173 \rightarrow Mb \text{ pos} = .77 \text{ ton.m}$$

Momento positivo total:

$$\therefore Mb \text{ positivo total} = 1.21 \text{ ton.m}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

$A_{s_{min}^+}$	$3.6\text{cm}^2/\text{m}$
$A_{s_{min}^-}$	$4.1\text{cm}^2/\text{m}$

En el tramo corto

$$Mu^- = 3.5 \text{ ton.m} \quad As = 5.77 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (a = 1.36 \text{ cm}) \rightarrow 1\emptyset 1/2" @25\text{cm}$$

$$Mu^+ = 1.86 \text{ ton.m} \quad As = 2.95 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (a = 0.7 \text{ cm}) \rightarrow 1\emptyset 3/8" @20\text{cm}$$

En el tramo largo

$$Mu^- = 2.27 \text{ ton.m} \quad As = 3.62 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (a = 0.85 \text{ cm}) \rightarrow 1\emptyset 1/2" @20\text{cm}$$

$$Mu^+ = 1.2 \text{ ton.m} \quad As = 1.89 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (a = 0.45 \text{ cm}) \rightarrow 1\emptyset 3/8" @20\text{cm}$$

Por otro lado, se considera dos mallas superior e inferior de $1\emptyset 3/8" @20\text{cm}$ en ambas direcciones. El cálculo del espaciamiento se realiza de la siguiente manera:

$$N^{\circ} \text{ varillas en } (b=100\text{cm}) = \frac{A_{s_{minimo}}}{\text{Area de la varilla}} = \frac{3.6}{0.71} \approx 5 \text{ varillas}$$

$$\therefore S = \frac{b}{N^{\circ} \text{ varillass en } b} = \frac{100}{5} \approx 20 \text{ cm}; S \leq 3(20)\text{cm} \text{ ó } S \leq 40\text{cm}$$

Se escoge una separación de 20 cm para las mallas superior e inferior en ambos sentidos de la losa.

DISEÑO POR CORTANTE

De acuerdo con la norma E060, el cálculo de la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calcula con la siguiente expresión:

$$V = w \left[\frac{A}{2} - d \right] \left[1 - 0.5 \frac{A}{B} \right]$$

Donde:

W: carga ultima

A: longitud corta

B: longitud larga

Entonces reemplazando valores se tiene que la fuerza cortante es igual a 2.74 ton

La fuerza cortante para elementos sometidos a flexión y cortante.

$$\phi V_n = (0.85)(0.53)\sqrt{f'c}b_wd = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(100)(17) = 11.1 \text{ ton}$$

Se observa que la losa no necesita ensanche, ya que concreto absorbe todo el corte.

A continuación, en la figura 59 el detallado del paño de la losa maciza diseñada.

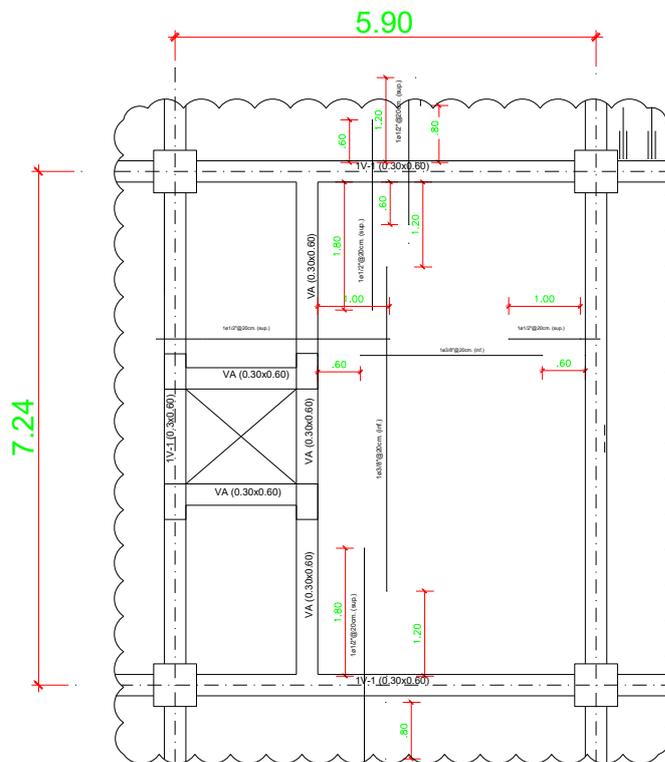


FIGURA 59 DETALLADO DE LA LOSA MACIZA

7.1 DISEÑO DE VIGAS

Las vigas tienen la función de transmitir las cargas de los techos a los elementos verticales y en conjunto con las placa o columnas absorber las cargas sísmicas. Por ello, la norma E060 brinda las disposiciones de diseño para vigas con responsabilidad sísmica.

Para vigas que pertenecen a sistema estructurales de pórticos se tienen que cumplir los siguientes parámetros:

- Las vigas se diseñan para resistir solicitaciones tanto para flexión y corte entonces los valores de factores de reducción de la resistencia nominal son 0.90 y 0.85 respectivamente.
- La fuerza cortante es tomada a una distancia “d” a la cara del apoyo.
- La zona de confinamiento se considera igual a 2 veces el peralte del elemento.
- Los estribos, en la zona de confinamiento, estarán espaciados como máximo al menor de los valores: $d/4$, 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña, 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento o 30cm.
- Los estribos que se ubiquen fuera de la zona de confinamiento estos no estarán espaciados a más de “ $d/2$ ”.
- El primer estribo a ubicar, en la zona de confinamiento, estará a 5cm de la cara del apoyo.
- No se tendrán traslapes en las zonas de confinamiento.

DISEÑO POR CAPACIDAD

El diseño por capacidad busca evitar las fallas por corte, ya que son fallas frágiles. Por ello, se le provee a la viga una mayor resistencia a fuerza cortante que la que produciría la rotulación en la viga por flexión.

Para tal fin la norma E060 establece que se deberá tomar la menor cortante de las siguientes dos evaluaciones:

- La cortante correspondiente a 1.25 veces los momentos nominales cruzados adicionando la cortante isostática en servicio amplificada en 1.25
- La cortante asociada a las combinaciones de carga con una amplificación del sismo en 2.5

7.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGA

Se diseña la viga ubicada entre los ejes 1/A-D, ubicada en la losa de aislamiento. A continuación, en la figura 60 se muestra la envolvente de momento flector y fuerza cortante.

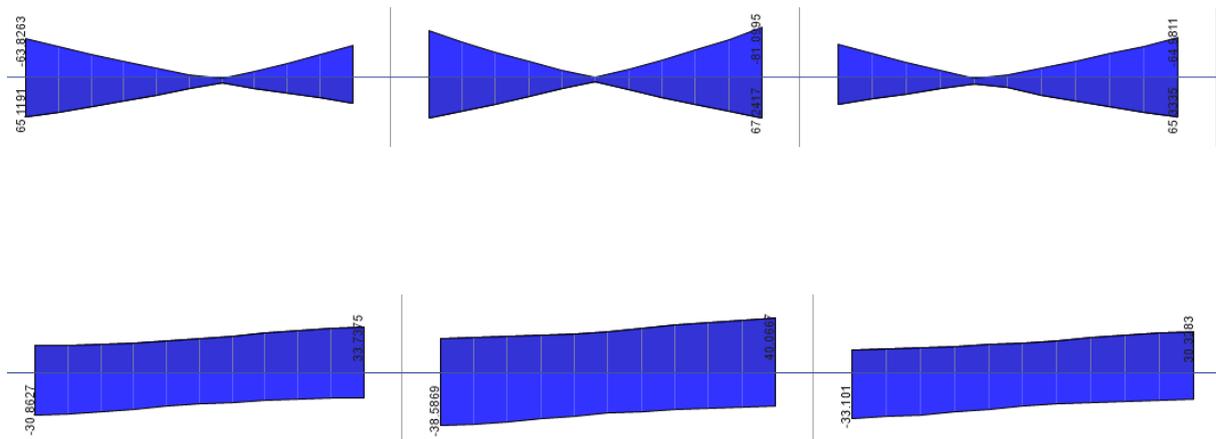


FIGURA 60 DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTORES Y FUERZA CORTANTES

DISEÑO POR FLEXIÓN

$$A_{smin} = \frac{0.7(\sqrt{210})84}{4200} = 8.12 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = 0.85 \frac{0.85\sqrt{210}}{4200} \frac{6000}{4200 + 6000} = 0.0213 \rightarrow \rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.0159$$

$$A_{smax} = (0.0159)(40)(84) = 53.53 \text{ cm}^2$$

Se comienza evaluando el primer tramo de la izquierda del diagrama de momentos flectores

$$Mu^- = 63.82 \text{ ton.m} \rightarrow a = 84 - \sqrt{84^2 - \frac{2(63.82)(10^5)}{0.9(0.85)(210)(40)}} = 12.80 \text{ cm}$$

$$As = \frac{63.82(10^5)}{0.9(4200) \left(84 - \frac{12.80}{2}\right)} = 21.76 \text{ cm}^2$$

El mismo procedimiento se aplica a todos los apoyos y tramos centrales, por consiguiente, se obtiene los siguientes resultados de áreas de refuerzo.

- Refuerzo positivo, en los apoyos de la viga de izquierda a derecha (ver figura 63)

$$Mu^+ = 65.12 \text{ ton.m} \quad (a = 13.08 \text{ cm}) \rightarrow As = 22.24 \text{ cm}^2$$

$$Mu^+ = 75.7 \text{ ton.m (} a = 14.4) \rightarrow As = 26.50 \text{ cm}^2$$

$$Mu^+ = 67.24 \text{ ton.m (} a = 13.55) \rightarrow As = 23.03 \text{ cm}^2$$

$$Mu^+ = 65 \text{ ton.m (} a = 13.08 \text{ cm}) \rightarrow As = 22.24 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo negativo, en los apoyos de la viga de izquierda a derecha (ver figura 63).

$$Mu^- = 66.64 \text{ ton.m (} a = 13.42 \text{ cm}) \rightarrow As = 22.81 \text{ cm}^2$$

$$Mu^- = 81.1 \text{ ton.m (} a = 16.6 \text{ cm}) \rightarrow As = 26.8 \text{ cm}^2$$

$$Mu^- = 64.9 \text{ ton.m (} a = 13 \text{ cm}) \rightarrow As = 22 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, de acuerdo con el diagrama de momentos flectores se le debe proveer una cantidad de refuerzo en la parte superior e inferior de la sección de la viga (en todos los tramos). Sin embargo; al ser una viga de sección de 90 cm debe colocarse un refuerzo superficial en el alma de la viga, cerca de las zonas en tracción. Para poder controlar las fisuras que serán producidas en las caras laterales de la viga por flexión.

Con respecto a la viga a diseñar se toma el $0.1(A_{inf})$. Seguidamente, se procede con lo distribución del acero en el alma.

- Se tiene un acero inferior en la sección del primer apoyo (A) de la izquierda (ver figura 63)

$$A_{inf} = 26.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 0.1(A_{inf}) = 2.65 \text{ cm}^2$$

Considerando acero $\Phi 3/8$ " con una separación de 15 cm se tiene un total de acero repartido en el alma de:

$$A_{alma} = 0.71(8) \approx 5.68 \text{ cm}^2$$

Las cuales se distribuyen en las dos caras de la viga. Por otro lado, el espaciamiento del refuerzo en el alma no debe exceder, de acuerdo con la norma E060, del menor de los siguientes valores:

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

$$s \leq 38 \left(\frac{2500}{f_s} \right) - 2.5 Cc$$

$$s \leq 30 \left(\frac{2500}{f_s} \right)$$

Donde:

Cc: Menor distancia medida desde la superficie del refuerzo superficial a la cara lateral de la viga.

fs: Esfuerzo en el acero principal de flexión debido a las cargas de servicio, la norma E060 permite la siguiente estimación $f_s \approx \frac{M_s}{A_s (0.9d)}$

Se calculará la separación máxima:

$$s \leq 38 \left(\frac{2500}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 38 \left(\frac{2500}{\frac{20.4(10^5)}{11.36(0.9)(94)}} \right) - 2.5(5) = 32.3 \text{ cm}$$

$$s \leq 30 \left(\frac{2500}{f_s} \right) = 30 \left(\frac{2500}{\frac{20.4(10^5)}{11.36(0.9)(94)}} \right) = 35.3 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la separación máxima permitida es de 30 cm.

Se observa en la figura 61 la disposición de las varillas de refuerzo en las secciones de acuerdo a la demanda necesaria en las secciones:

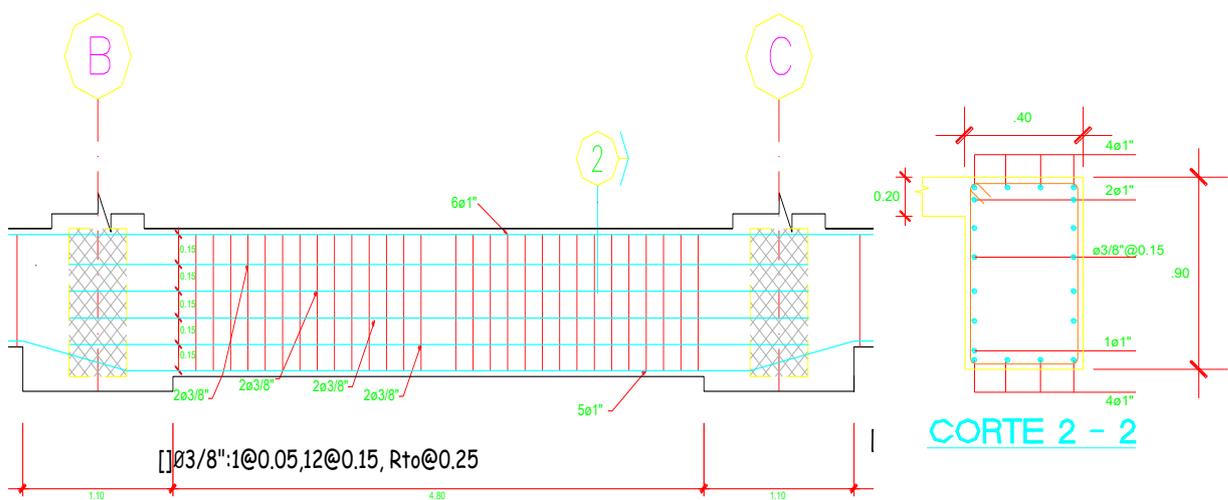


FIGURA 61 VARILLAS REPARTIDAS EN EL ALMA DE LAS SECCIONES

DISEÑO POR CORTANTE

El aporte del concreto a la resistencia por fuerza cortante para elementos sometidos a flexión y cortante.

$$\phi V_c = (0.85)(0.53)\sqrt{f'c}b_wd = (0.85)(0.53)\sqrt{210}(40)(90) = 16.45 \text{ ton}$$

El valor de la fuerza cortante máxima se obtendrá en base al diseño por capacidad

DISEÑO POR CAPACIDAD

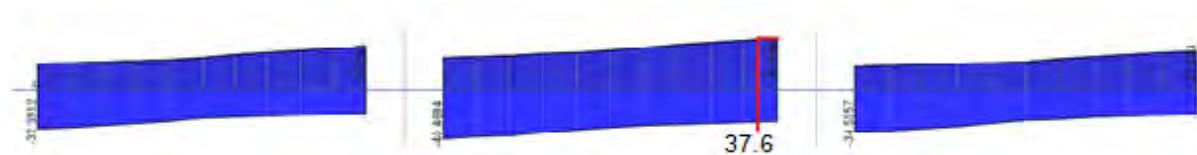


FIGURA 62 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES

En la figura 62, se muestra la fuerza cortante a una distancia “d” de la cara; cuyo valor es: $V_{u_d} = 37.6 \text{ ton}$. A continuación, aplicando la condición del diseño por resistencia se calcula el aporte del refuerzo en el alma.

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 37.6 - 16.45 = 21.15 \text{ ton}$$

Entonces, el aporte $V_s = 21.15 \text{ ton}$. Por otro lado, se calcula la fuerza cortante por capacidad para el tramo central, en la tabla 39 se muestra los resultados:

TABLA 39 FUERZAS CORTANTES MAXIMAS POR CAPACIDAD PARA TRAMO CENTRAL

	TRAMO CENTRAL	
	V izq.	V der.
As(-) superior (cm ²)	22.81	28.36
As(+)inferior (cm ²)	26.25	23.03
Mn (ton-m) sup	89.4	72.93
Mn (ton-m) inf	73.52	74.44
Ln (Luz libre) (m)	4.8	
(Mni + Mnd)/ Ln (sup) (ton)	33.94	30.70
Vu isost.(ton) = 1.25 (Vcm + Vcv)	10.61	10.61
Vulim (ton) = Vu isost. + (Mni + Mnd)/ Ln	44.55	41.31

El cortante por capacidad a una distancia “d” tiene el siguiente valor

$$V_{u_{lim}} = 40.86 \text{ ton} \rightarrow \phi V_s = 28.71 \text{ ton}$$

- Hallamos la cortante que deberá resistir el refuerzo y el espaciamiento necesario, usando estribos simples de 3/8" tenemos 2 ramas en cada espaciamiento

$$A_v = 2A_b = 2(0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \rightarrow V_s = \frac{37.6}{0.85} - \frac{16.45}{.85} = 24.88 \text{ ton}$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(1.42)(4200)(84)}{24.88(1000)} = 15 \text{ cm}$$

- Se calcula la zona de confinamiento:

$$2 \text{ veces el peralte} = 2(90) = 180 \text{ cm}$$

El primer estribo debe estar a 5 cm del apoyo

- En la zona de confinamiento, los estribos deben estar separados como máximo el menor de los siguientes valores:

$$\frac{d}{4} = \frac{84}{4} = 21 \text{ cm}$$

$$8 \text{ veces el diametro del menor refuerzo longitudinal} = 8(2.54) = 20.3 \text{ cm}$$

$$24 \text{ veces el diametro del estribo} = 24(0.9525) = 22.9 \text{ cm}$$

$$S = 17 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la separación máxima de los estribos en la zona de confinamiento es

$$\therefore S_{max} = 17 \text{ cm}$$

Fuera de la zona de confinamiento se tiene que la separación de ser el menor a:

$$\frac{\phi V_c}{2} \leq V_u \leq V_c$$

$$s \leq 0.5d = 42 \text{ cm}$$

Finalmente, se elige:

1@5,14@13, resto@25 en cada extremo

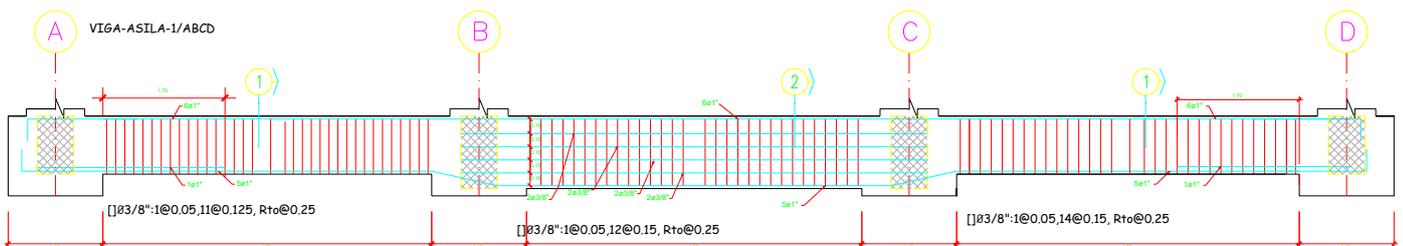


FIGURA 63 CORTE LONGITUDINAL DE LA VIGA

CAPITULO 8: DISEÑO DE ELEMENTOS VERTICALES COLUMNAS

8.1 DISEÑO DE COLUMNAS

Para realizar el diseño de columnas se emplea un procedimiento iterativo, se asume una armadura para la sección y se elaboran el diagrama de interacción que se explicó en el ítem 6.4

A continuación, se presenta el intervalo de valores para las cuantías de refuerzo longitudinal que se deben aplicar a la sección de las columnas, según la norma E060:

$$1\% \leq \rho \leq 6\%$$

El 1% es con el objetivo de controlar el flujo plástico del concreto y el 6% es para evitar el congestionamiento de refuerzo principal.

También se debe considerar lo siguiente:

- Cuando la cuantía sea mayor a 4%, los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.
- Se calculará la cortante de diseño, a través de un análisis por capacidad similar a lo especificado en el acápite de diseño de vigas, como se muestra en la figura 66.
- Además, se deberá comparar la fuerza V_u con la envolvente que se obtiene considerando las cargas sísmicas amplificadas por 2.5 y se tendrá que elegir el menor valor para evitar situaciones improbables.

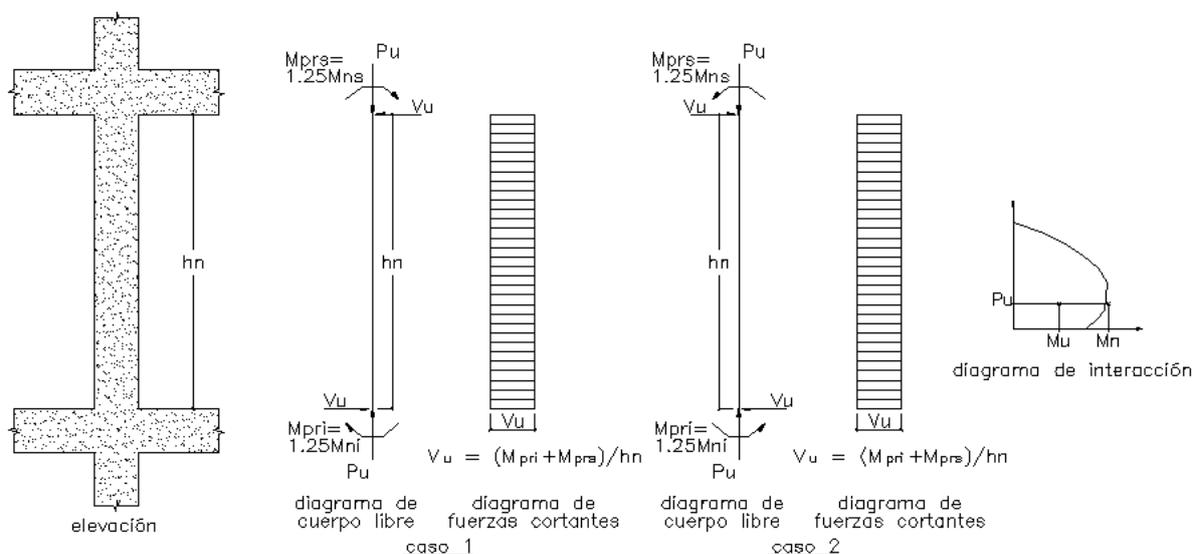


FIGURA 64 FUERZA CORTANTE DE DISEÑO SEGUN LA NORMA E060

- Todas las columnas deben cumplir con la condición siguiente:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$: suma de los momentos nominales, más desfavorables, de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

$\sum M_{nv}$: suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

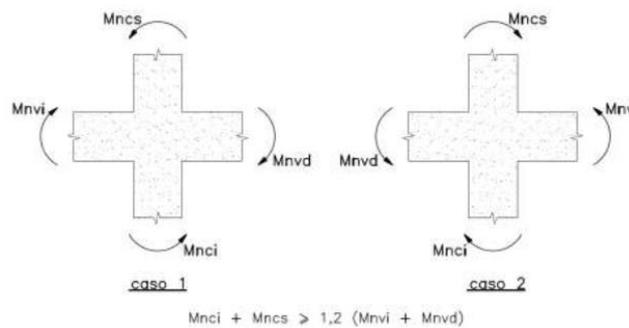


FIGURA 65 RESISTENCIA A LA FLEXION EN COLUMNA

- En columnas con núcleo rectangular el área total de la sección transversal del refuerzo de los estribos cerrado y grapas no deben ser menor que las establecidas en las siguientes ecuaciones:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s bc f'c}{f_y h} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s bc f'c}{f_y h}$$

Donde:

S: Espaciamiento del refuerzo de confinamiento(mm)

bc: Dimensión del núcleo confinado(mm)

f_y : Esfuerzo de fluencia (Mpa)

A_{ch} : Área del núcleo confinado medida al exterior del núcleo confinado (mm²)

- En cuanto al espaciamiento de los estribos deberá cumplir con lo establecido en la norma E060:

El primer estribo se deberá colocar a no más de 5 cm de la cara del nudo.

La longitud de confinamiento, L_o , medida desde la cara del nudo no deberá ser menor a:

- La mayor dimensión en la sección del elemento
- Un sexto de la luz libre del elemento
- 50 cm

La separación del refuerzo transversal, en la longitud L_o , no deber ser mayor al menor valor:

- La tercera parte de la dimensión mínima del elemento
- $6d_b$ del refuerzo longitudinal
- 10 cm

El espaciamiento del estribo fuera de la zona de confinamiento será el menor:

- $10d_b$ del refuerzo longitudinal
- 25 cm
- El espaciamiento de los estribos en el nudo deberá de considerarse como el menor valor de:

- $$S_{max} = \frac{A_v f_y}{0.2 \sqrt{f'_c} b_w}$$

- $$S_{max} = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w}$$

- 15cm

8.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNA

Se diseña la columna que se ubica en el eje 1/B del primer piso. En la tabla 42 se presenta las solicitaciones, producto del análisis estructural.

Se debe tener presente, en la tabla 42, que M_3 corresponde al momento flector en la dirección "Z" y M_2 corresponde al momento en la dirección "Y". Los ejes "Y-Z" corresponde a los ejes locales de la sección de la columna a diseñar.

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Evaluando las fuerzas y momentos flectores de la tabla 40, se obtiene las combinaciones de carga presentadas en la tabla 41. Seguidamente, se presenta las tablas mencionadas.

Tabla 40 CARGAS OBTENIDAS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL PARA LA COLUMNA

Load Case	P (ton)	MY(ton-m)	MZ(ton-m)
Dead	-88.6	-4.2	0.8
Live	-32.8	-3.6	0.8
SDinamicoXX Max	19.3	9.2	45.2
SDinamicoYY Max	36.3	23.5	18.5

Tabla 41 COMBINACIÓN DE CARGA

		COMBINACIONES DE DISEÑO E060			
		COMBOS	P(ton)	MY (ton-m)	MZ (ton-m)
SISMO XX		1.4CM+1.7CV	179.74	-12.01	2.47
		1.25(CM+CV) +SISX	171.05	-0.58	45.17
		1.25(CM+CV)-SISX	132.35	-18.95	-43.16
		0.9CM+SISX	99.06	5.37	44.92
		0.9CM-SISX	60.36	-13.00	-44.40
SISMO YY		1.25(CM+CV) +SISY	187.98	13.73	20.48
		1.25(CM+CV)-SISY	115.42	-33.27	-16.47
		0.9CM+SISY	115.99	19.68	19.24
		0.9CM-SISY	43.43	-27.31	-17.72

Se calcula el refuerzo mínimo para la sección de la columna de 60X60 cm

$$A_{min} = A_{seccion} \rho_{min} = (3600)(1\%) = 36cm^2$$

Se inicia el proceso de iteración con 8 barras de $\varnothing 3/4$ " más 4 barras de $\varnothing 1$ " (cuantía del 1.20%). Por otro lado, en la figura 66 se presenta el diagrama de interacción para la dirección "X" y para la dirección "Y". Asimismo, se verificará que los puntos correspondientes a las demandas sísmicas (M_u , P_u) se ubican por debajo de la curva de resistencia de diseño (ϕM_n , ϕP_n), cumpliéndose el criterio de diseño por resistencia.

En la figura 66, se observa el diagrama de interacción; además estos diagramas serán los mismos en la dirección X e Y, debido a que se tiene una sección simétrica. Sin embargo; la resistencia requerida (la demanda) no son simétricas, esto debido a la fuerza en la dirección X e Y, que afectan a la edificación, son diferentes.

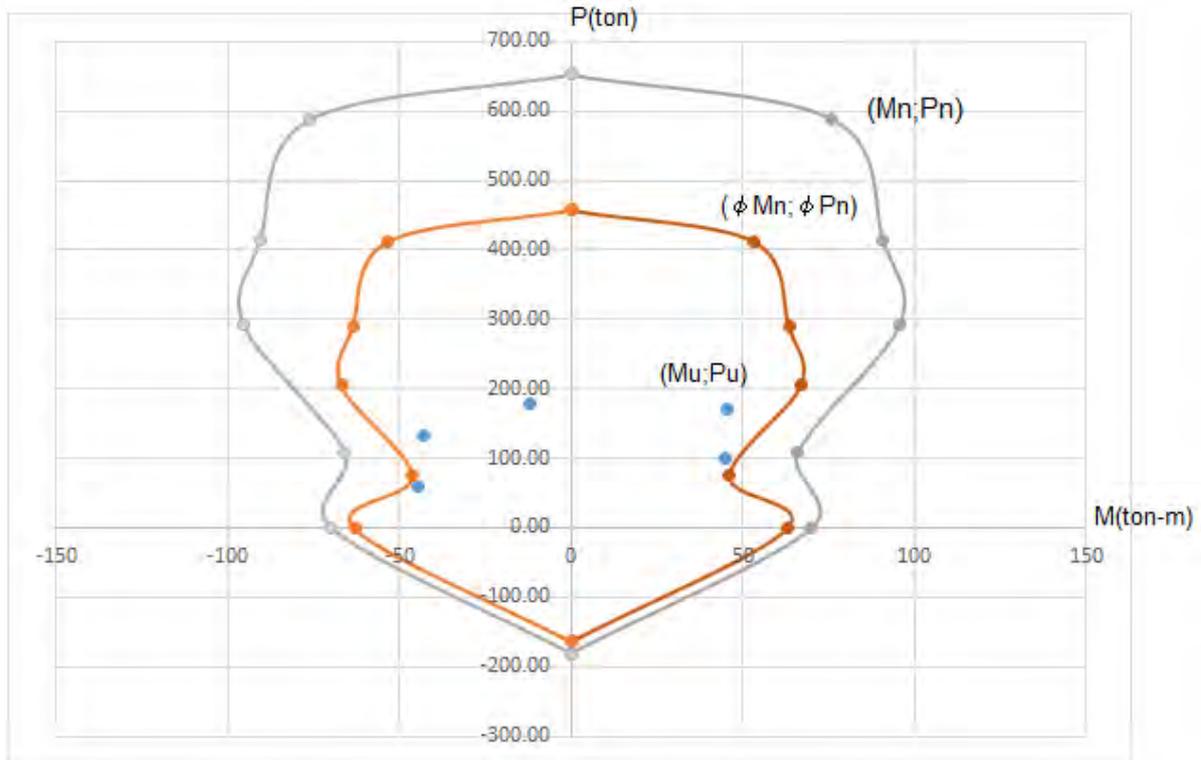


FIGURA 66 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

DISEÑO POR CORTE (CAPACIDAD)

Se tiene que cumplir que $\phi V_n \geq V_u$, entonces se calcula la resistencia del concreto al corte con la expresión brindada en el capítulo 6; para elementos sometidos a corte, flexión y compresión axial.

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} b_w d \left[1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right]$$

Donde N_u se expresa en Kg y A_g en cm^2 . De la combinación "1.25(CM+CV) +SISY" se obtiene un $P_u = 187.98 \text{ ton}$ y del diagrama de interacción, figura 69, se obtiene el $M_n = 75 \text{ ton.m}$; entonces el $M_{pr} = 1.25(75) = 93.75 \text{ ton.m}$ y la cortante ultima toma el siguiente valor:

$$V_u = \frac{(93.75 + 93.75)}{2.2} = 85.2 \text{ ton}$$

Se tiene que el valor del aporte del concreto es:

$$\phi V_c = 21.2 \text{ ton}$$

Se observa que la $Vu_{diseño} > \phi Vc$, entonces quiere decir que la sección se encuentra esforzada por solicitaciones de fuerza cortante:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{85.2}{0.85} - 25 = 75.4 \text{ ton}$$

Sin embargo, asumiremos estribos de $\phi 3/8"$ y asumiendo una disposición de 4 ramas por eje se tiene:

$$Av = 4Ab = 4(0.71) = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{4(0.71)(4200)(54)}{75.4(1000)} = 8.5 \text{ cm}$$

La longitud de confinamiento (Lo)

- La mayor sección de la columna= 60 cm
- $Ln/6 = 2.2/6 = 37 \text{ cm}$
- 50 cm

Entonces la longitud Lo debe ser como mínimo 60 cm

El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento (Lo) será el menor entre:

- La tercera parte de la dimensión mínima del elemento: $60/3 = 20 \text{ cm}$
- $6db$ (longitud $\phi 1"$) = $6(2.54) = 15.24 \text{ cm}$
- 10 cm

$$\therefore S_{max} = 10 \text{ cm}$$

El espaciamiento del estribo fuera de la zona de confinamiento será el menor:

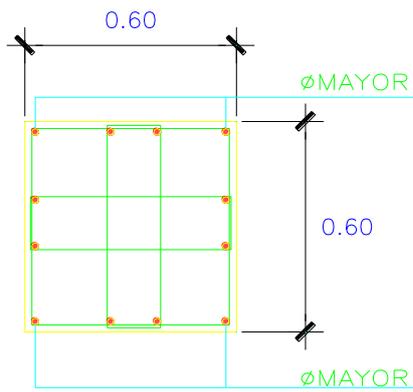
- $10db$ (longitud $\phi 3/4"$) = $10(2.54) = 25.4 \text{ cm}$
- 25 cm

$$\therefore S_{max} = 25 \text{ cm}$$

Espaciamiento en el nudo

- 10cm

$$\therefore S_{max} = 10 \text{ cm}$$



4Ø1" + 8Ø3/4"
 3Ø3/8" 1@.05,6@.10yR@.25

FIGURA 67 SECCION DE COLUMNA
 DISEÑADA

CAPITULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIONES

La función principal de las cimentaciones es la de transmitir las cargas verticales al terreno y generar estabilidad a la estructura. Con respecto a las cimentaciones de una estructura aislada, estas se dimensionan y diseñan de la misma manera que una estructura convencional, considerando los efectos de los momentos $P-\Delta$, generados en el sistema de aislamiento. En la etapa de dimensionamiento, se busca determinar el ancho (B) y el largo (L) de la zapata. Para tal objetivo, se busca que el esfuerzo que ejerce la estructura al suelo (σ_e) sea menor que la capacidad portante del suelo (q_p). Además, estos esfuerzos (σ_e) deben ser de compresión y no esfuerzos de tracciones. Con respecto a las cargas que se utilizarán, en esta etapa, son cargas de servicio; sin embargo, se debe tener presente la carga sísmica se encuentra a nivel de resistencia. Por ello, esta carga deberá reducirse en un 80% para llevarla a condición de servicio y combinarlas con las acciones de gravedad (carga muerta y carga viva). Por otro lado, en la etapa de diseño se determinará el peralte de la cimentación y la cuantía de refuerzo, para tal objetivo se realizará un análisis en base a cargas ultimas; es decir, cargas amplificadas y se considerará un 1.3 veces la capacidad portante del suelo (q_s). Por lo que se refiere al peralte, este se calculará por punzonamiento (cortante en dos direcciones) y cortante por flexión (cortante en una dirección). En cuanto a la cuantía de acero, este se calculará por diseño a flexión.

El especialista de suelos brindará la capacidad portante del suelo (q_s), se obtiene mediante ensayos triaxiales o ensayo a corte; nivel de fondo de zapata (D_f), se ubica el (q_s) como se observa en la figura 68; el peso específico del suelo, el coeficiente de fricción (ϕ) y el coeficiente activo de Rankine (K_a)

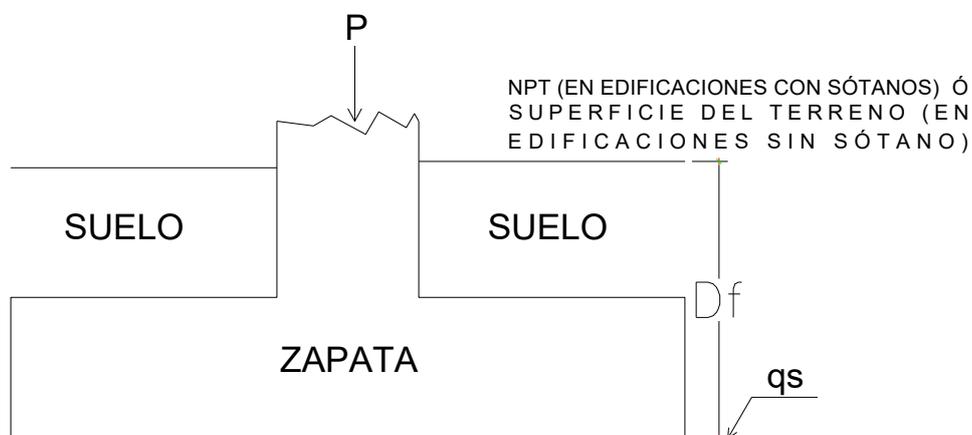


FIGURA 68 UBICACION DEL D_f Y EL q_s DEL SUELO

Existen diferentes tipos de zapatas entre las cuales se tienen zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas. A continuación, se brindará los conceptos básicos de zapatas aisladas.

ZAPATAS AISLADAS

Son las cimentaciones más comunes, debido a que son económicas y eficientes. Por lo general presentan secciones cuadradas y rectangulares de espesor constante. Se usan cuando el elemento vertical, se encuentra en el centro de gravedad de la zapata y los momentos no generan mayores esfuerzos que la capacidad portante del suelo. Para el dimensionamiento se definen los siguientes parámetros que se observan en la figura 69.

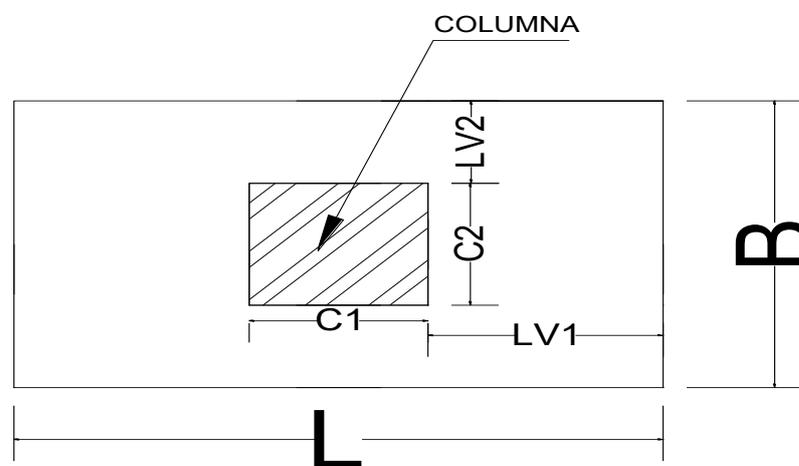


FIGURA 69 PARAMETROS DE DIMENSIONAMIENTO DE UNA ZAPATA AISLADA

En cuanto al análisis y diseño se utilizará aquello que se ha mencionado en el inicio de este capítulo. Además, para el diseño se asume un modelo simplificado, considerando a los extremos como vigas en volado empotradas en las caras de la columna.

DIMENSIONAMIENTO

Para el dimensionamiento, la norma E.060, se permite un incremento del 30% en la presión admisible del suelo cuando se incluyen los efectos de sismo.

Una recomendación para realizar cálculos en la etapa de dimensionamiento, se sugiere tomar la longitud de volados iguales ($LV1=LV2$) ver figura 69, esto ocasiona que la zapata genere los mismos esfuerzos sobre el suelo.

$$B - C2 = L - C1$$

Por otro lado, se debe asumir un %PP de la zapata, el cual varía de acuerdo a la capacidad portante del suelo (q_s), para un suelo bueno se considera entre 8%-4% y un suelo malo entre 15%-8%.

Con relación a la distribución de esfuerzos en zapatas aisladas se puede asumir una distribución de esfuerzos trapezoidales, triangulares o rectangulares (Meyerhoff). En el presente capítulo, se considera una distribución trapezoidal para la etapa del predimensionamiento.

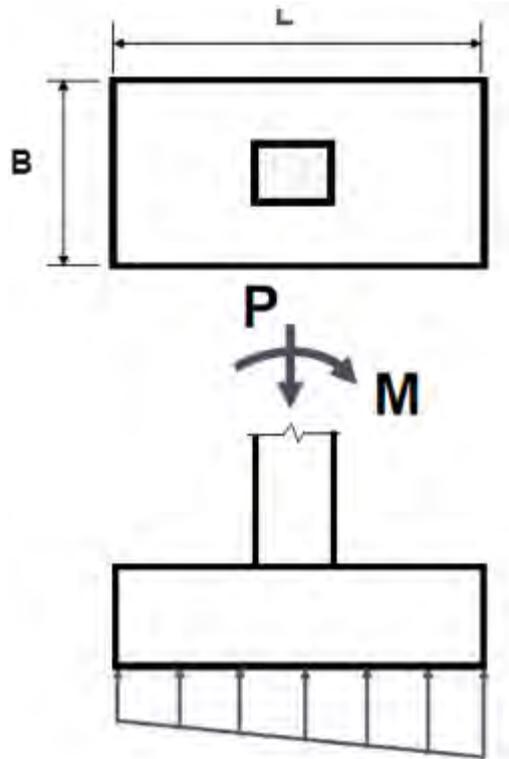


FIGURA 70 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS TRAPEZOIDALES

La zapata aislada ante sollicitaciones biaxiales y asumiendo una distribución lineal trapezoidal, en el dimensionamiento, se procederá a verificar las cuatro esquinas de la zapata los esfuerzos aplicados mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x V_x}{I_{yy}} + \frac{M_y V_y}{I_{xx}}$$

La ecuación anterior será correcta siempre y cuando el esfuerzo obtenido sea en compresión; es decir, que no se obtenga esfuerzos negativos. Por otro lado, si el esfuerzo obtenido es mayor que la capacidad portante del suelo, entonces se deberá aumentar la dimensión de la zapata.

DISEÑO

Se realiza un diseño por fuerza cortante y flexión.

- **DISEÑO POR FUERZA CORTANTE**

El cortante en una zapata es asumido íntegramente por el concreto, ya que no es económicamente viable colocar estribos en una zapata

FUERZA CORTANTE POR FLEXIÓN

Se tiene que cumplir que el $\phi V_c \geq V_u$; la sección crítica en una zapata, a corte por flexión, se ubica a una distancia igual al peralte efectivo (d) de la zapata, medida desde la cara de la columna. A continuación, se muestra en la figura 71 lo descrito líneas arriba.

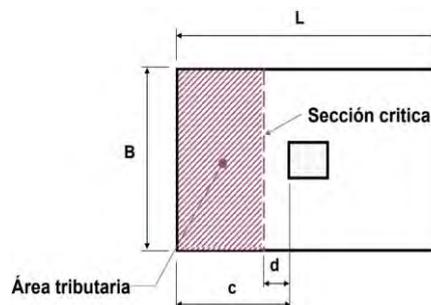


FIGURA 71 SECCION CRITICA A FLEXION POR CORTE

La resistencia de diseño del concreto se calcula como:

$$\phi V_c = \phi \cdot 53 \sqrt{f_c} b_w d$$

Donde:

b_w : Es el ancho de la zapata (B), por lo general se evalúa para un metro de ancho

d: Peralte efectivo de la zapata, por lo general se evalúa con 10 cm de recubrimiento.

La cortante ultima se evalúa para cada dirección y el cálculo se realiza a través de modelar una franja (1m de ancho) como empotrada, se puede observar en la figura 72 y se evalúa de la siguiente forma:

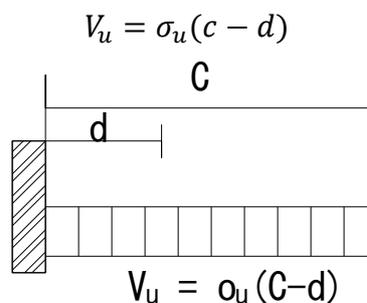


FIGURA 72 MODELAMIENTO PARA HALLAR LA FUERZA CORTANTE ULTIMA EN LA ZAPATA

FUERZA CORTANTE POR PUNZONAMIENTO

El punzonamiento permite corroborar que el peralte asumido (h), en la etapa de dimensionamiento, será el idóneo para que el concreto pueda soportar las fuerzas cortantes por el efecto de punzonamiento. La sección crítica es la encerrada a una distancia $d/2$ de la columna, se puede observar en la figura 75.

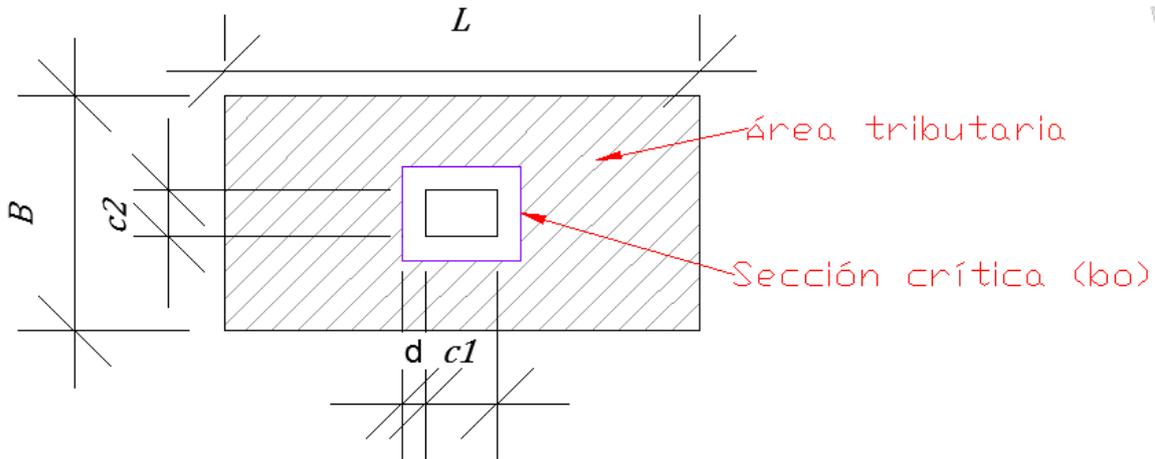


FIGURA 73 SECCIÓN CRÍTICA POR PUNZONAMIENTO

Por otro lado, el cortante último, en la zapata, se calcula de la siguiente manera:

$$V_u = \sigma_u (BL - (C_1 + d)(C_2 + d))$$

A continuación, se presenta las ecuaciones para evaluar la resistencia de diseño al corte del concreto en la zapata.

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f_c} b_o d$$

$$\phi V_c = \phi 1.1 \sqrt{f_c} b_o d$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_0 d}{b_o} \right) \sqrt{f_c} b_o d$$

Donde:

b_o : Perímetro de la sección crítica y calculada como $b_o = 2(C_1 + C_2 + 2d)$

d : Peralte efectivo de la zapata, se considera un recubrimiento de 10 cm

α_0 : Parámetro que relaciona la resistencia con el número de lados resistentes.

Se toma el valor de 40 para columnas interiores, 30 para laterales y 20 para esquinas.

β : Ratio de lado mayor entre el lado menor de la columna.

si no cumple la condición $\phi V_c \geq V_u$ se deberá aumentar el peralte de la zapata.

- **DISEÑO POR FLEXION**

Al considerar una franja (1m de ancho) de la sección crítica empotrada, esto provocara esfuerzos a tracción, en ambas direcciones, en la parte inferior de la zapata. Por ende, se tiene que colocar refuerzos que tomen las tracciones en las fibras inferiores de la zapata. Finalmente, el modelo de análisis será como una viga en volado.

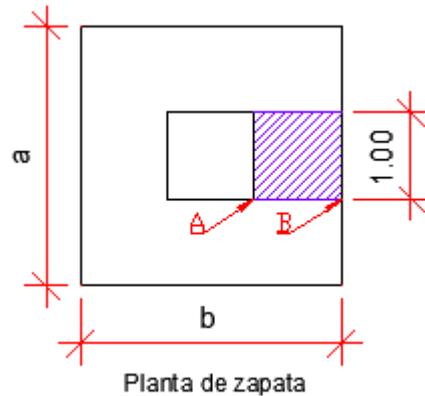


FIGURA 74 SECCION DE ANÁLISIS

En la figura 74, se observa la planta de la zapata y la sección de análisis de ancho de 1m y de largo de sección igual a "c".

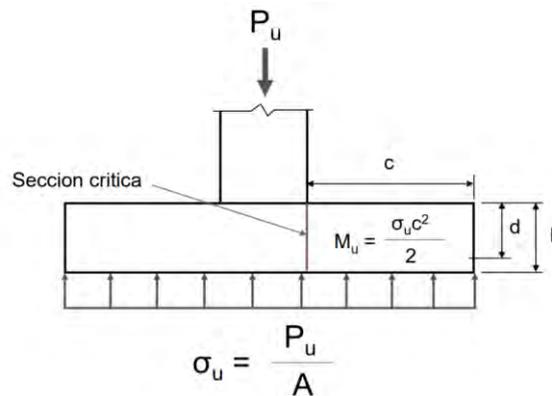


FIGURA 75 SECCIÓN CRITICA

Se debe de cumplir para ambas direcciones:

$$M_u = \frac{\sigma_u c^2}{2} \leq \phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

8.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE ZAPATA

A manera de ejemplo se diseña la zapata ubicada en el eje 4/B, para tal propósito se debe considerar los momentos $P-\Delta$. Asimismo, conocer primero las fuerzas (axiales y cortantes) en la cara del pedestal que produce momento flector en la zapata. A continuación, en la figura 76 se muestra lo antes descrito.

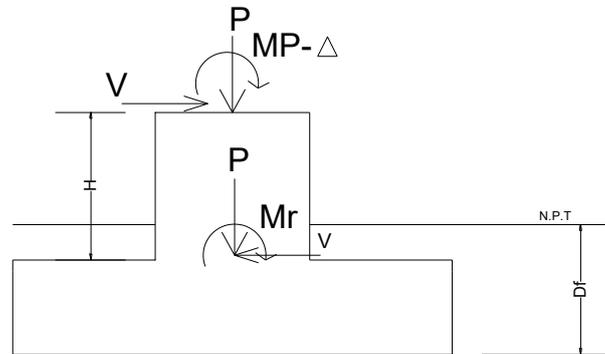


FIGURA 76 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LA ZAPATA

Para, la altura del pedestal se considera la accesibilidad a los dispositivos, entonces se estimó un 1.5m de altura entre la viga de aislamiento y el nivel de piso terminado. Por ende, la altura a considerar del pedestal es de 1.25, para esta zapata. En la figura 77, se observa lo descrito.

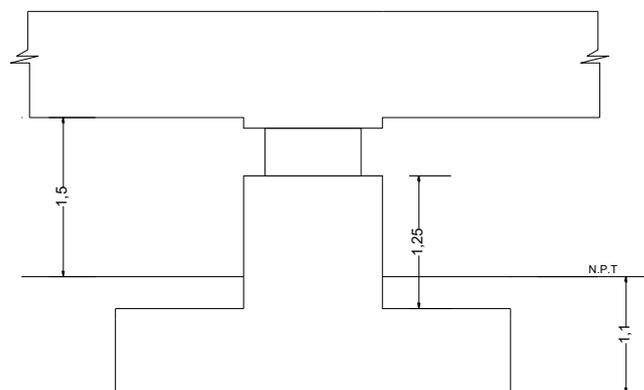


FIGURA 77 ALTURA DEL PEDESTAL

En consecuencia, del análisis estructural, se obtiene las siguientes cargas en la base del pedestal. Todas las cargas de la tabla 44 se encuentran en condición de servicio, para tal propósito las cargas provenientes del sismo se han considerado el %80 de su magnitud.

Tabla 44 CARGAS OBTENIDAS PARA LA ZAPATA AISLADA A DISEÑAR

CARGA	Pserv (ton)	Ms-x (ton-m)	Ms-y (ton-m)
CM	253.5	0.0	0.0
CV	110.6	0.0	0.0
Sxx	28.9	108.6	69.5
Syy	81.0	67.5	101.2

A continuación, se procede a realizar el dimensionamiento preliminar

DIMENSIONAMIENTO POR PRESION ADMISIBLE

Se calcula el área requerida, estimando el peso propio de la zapata como el 5% de las cargas de gravedad.

$$A_{REQUERIDA} = \frac{1.05(P_M + P_V)}{q_s} = \frac{1.05(253.5 + 110.6)}{40} = 10.6 \text{ m}^2$$

Se necesita un área de 10.6 m², considerando una zapata de longitud de volados iguales ($LV_1 = LV_2$) y debido a que los pedestales son de sección cuadrada las dimensiones de la zapata es de 4X4 m. Seguidamente, se procede a verificar los esfuerzos en las esquinas por la acción de los momentos flectores. Se asume, un peralte de 80 cm y tenemos el siguiente metrado de la zapata:

- $PESO PROPIO = 2.4(4)(4)(0.8) = 30.72 \text{ ton}$
- $PESO DE LA TIERRA SOBRE LA ZAPATA = 1.8(4)(4)(1.1 - .8) = 8.64 \text{ ton}$
- $SOBRE CARGA = 0.25(4)(4) = 4 \text{ ton}$

Hallando la carga axial total

- $P(\text{ton}) = 30.72 + 8.64 + 4 + 253.5 + 110.6 = 407.5 \text{ ton}$

De acuerdo con la norma E060 se considera un incremento, de la capacidad portante del suelo, del 30% para el caso de que se evalué con cargas temporales tales como sismo.

Procede evaluar los tres escenarios que generan la presión en la base de la zapata

ESCENARIO 1: SOLO CARGAS DE GRAVEDAD

$$\sigma = \frac{407.5}{16} \pm \frac{(0)V_x}{I_{yy}} + \frac{(0)V_y}{I_{xx}} = 25.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

ESCENARIO 2: CARGAS DE GRAVEDAD + SISMOxx

$$\sigma_1 = \frac{418.32 + 28.9}{16} \pm \frac{6(69.5)}{(4)(4)^2} \pm \frac{6(108.6)}{(4)(4)^2} = 40.95 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Los esfuerzos para las otras combinaciones de signo son las siguientes

$$\sigma_2 = 20.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_3 = 23.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_4 = 13.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

ESCENARIO 3: CARGAS DE GRAVEDAD + SISMOyy

$$\sigma_1 = \frac{418.32 + 81}{16} \pm \frac{6(101.2)}{(4)(4)^2} \pm \frac{6(67.5)}{(4)(4)^2} = 42.17 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Los esfuerzos para las otras combinaciones de signo son las siguientes

$$\sigma_2 = 26.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_3 = 32.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_4 = 16.87 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Se puede apreciar que los esfuerzos calculados son positivos. Además, son menores que el esfuerzo de la capacidad portante del suelo (para el caso de sismo $q_s = 52 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$).

La reacción amplificada del suelo será el esfuerzo máximo que le corresponde al caso 3.

$$\sigma_1 = 42.17 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \rightarrow \sigma_u = 52.71 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

DIMENSIONAMIENTO POR PUNZONAMIENTO

Se calcula la cortante ultima

$$V_u = 52.71((4)(4) - (1.1 + .7)(1.1 + .7)) = 672.58 \text{ ton}$$

A continuación, se estima la resistencia del concreto a la fuerza cortante por punzonamiento:

$$\phi V_c = (0.85)1.1\sqrt{210}(800)(70) = 758.77 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = (0.85)0.53 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{210}(800)(70) = 1096.77 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = (0.85)0.27 \left(2 + \frac{40(70)}{800}\right) \sqrt{210}(800)(70) = 1024.3 \text{ ton}$$

DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE A FLEXION

De manera seguida, se estima la resistencia del concreto a la fuerza cortante por flexión para un metro de ancho:

$$\phi V_c = (0.85) \cdot 53 \sqrt{210} (100)(70) = 53.76 \text{ ton}$$

La cortante ultima para un metro de ancho es el siguiente:

$$V_u = 52.71(1.45 - .7) = 39.53 \text{ ton}$$

Se debe tener presente que, si la zapata no hubiese tenido longitud de volados iguales, se debió analizar en las dos direcciones la fuerza cortante a flexión.

Por lo tanto, en el dimensionamiento por presiones admisibles, punzonamiento y fuerza cortante a flexión, se obtiene que las dimensiones asumidas son las óptimas, ya que se cumplen todos los requisitos de esfuerzos y fuerza cortante.

DISEÑO POR FLEXIÓN

Debido a que la zapata tiene una sección cuadrada se procede a diseñar para una dirección. Sin embargo, si la zapata no hubiese tenido longitud de volados iguales, una sección cuadrada, se debió diseñar en las dos direcciones.

$$M_u = \frac{(52.71) 1.5^2}{2} = 55.4 \text{ ton.m}$$

$$M_u^- = 55.4 \text{ ton.m} \rightarrow a = 70 - \sqrt{70^2 - \frac{2(52.7)(10^5)}{0.9(0.85)(210)(100)}} = 5.1 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{52.7(10^5)}{0.9(4200) \left(70 - \frac{5.1}{2}\right)} = 21.7 \text{ cm}^2$$

La cuantía mínima para el refuerzo inferior en zapatas es:

$$A_{min} = 0.0018(b)(h) = 0.0018(100)(80) = 14.4 \text{ cm}^2$$

En consecuencia, controla el acero calculado, por otro lado, la separación del acero no deberá exceder de $3h$ ni de 40 cm.

Además, se debe tener presente que la cuantía calculada corresponde para un metro de ancho, entonces considerando acero de $\phi 3/4"$ se obtendrá lo siguiente:

$$21.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$\text{Área}(\varnothing 3/4") = 2.84\text{cm}^2 \rightarrow \text{espaciamiento} \approx 13.9\text{cm}$$

Por lo tanto, se debe colocar acero de $\varnothing 3/4"$ a 13 cm en cada dirección.

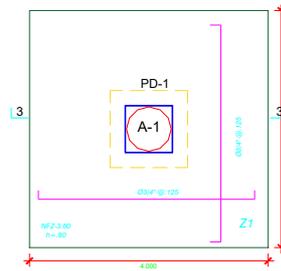


FIGURA 78 VISTA ENPLANTA DE ZAPATA DISEÑADA

CAPITULO 10: DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

Los muros de sostenimiento son estructuras que sirven para contener terreno u otro material en desnivel. Son utilizados en cambios abruptos de pendientes, estribos de puentes y muros de sótanos (Harmsen,2002). Por otro lado, existen diferentes tipos de muros como son: muros en voladizo, muros de gravedad, muros de contrafuertes y muros de sótanos. A continuación, se explica el procedimiento de dimensionamiento y diseño de los muros en voladizo, debido a que son utilizados en la edificación de la presente tesis para sostener el desnivel que existe en la interfaz de aislamiento.

MURO EN VOLADIZO

Los muros en voladizo están sometidos a cargas de gravedad y empujes que se pueden apreciar en la figura 79. Las cargas de gravedad provienen del peso de la zapata, del muro, del relleno del suelo y de la sobrecarga. Los empujes actuantes en el muro provienen del suelo y del sismo.

EMPUJES DEL SUELO

El empuje del suelo se clasifica en empuje activo y empuje pasivo. El primero tiende a volcar al muro y el segundo contribuye a la estabilizar al muro. Además, se asume una distribución lineal del empuje del suelo como se muestra en la figura 79. Para determinar la fuerza resultante del empuje del suelo sobre el muro es usual utilizar la teoría de Rankine (válida para suelos granulares y homogéneos). La fuerza resultante del empuje activo queda definida con las siguientes ecuaciones

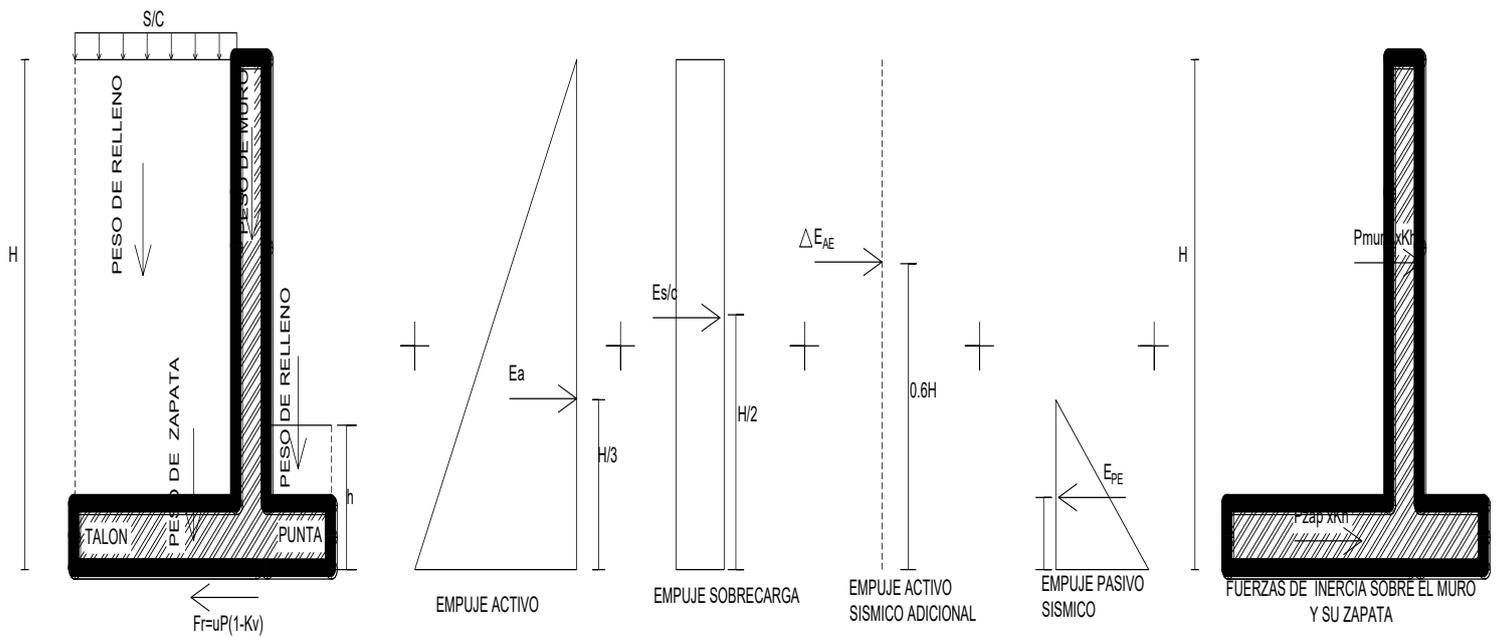


FIGURA 79 CARGAS ACTUANTES SOBRE EL MURO EN VOLADIZO

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$K_a = \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)^2$$

Donde:

- γ : Peso específico del suelo
- ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo
- H: Altura de relleno del empuje activo

La resultante del empuje pasivo es:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma h^2$$

$$K_p = \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)^2 = \frac{1}{K_a}$$

La resultante del empuje producida por la sobre carga:

$$E_{s/c} = (s/c) K_a H$$

EMPUJES PROVOCADOS POR SISMO

El método más utilizado es el de Mononobe Okabe para el cálculo de las fuerzas sísmicas. Este procedimiento establece dos coeficientes de aceleración:

- Coeficiente de aceleración vertical (K_v)
- Coeficiente de aceleración horizontal (K_h)

Los valores de K_h y K_v son:

$$K_h = \frac{Z_{diseño}}{2} \quad K_v = \frac{2}{3} K_h$$

Donde:

$Z_{diseño}$: Aceleración de diseño, para la edificación de la presente tesis $Z_{diseño} = 0.675g$

Seguidamente, se hallan los coeficientes del empuje sísmico que son:

$$K_{AE} = \frac{\frac{\cos(\phi - \beta - \theta)^2}{\cos \theta \cos \beta^2 \cos(\delta + \beta + \theta)}}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}}\right]^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\frac{\cos(\phi - \beta - \theta)^2}{\cos \theta \cos \beta^2 \cos(\delta - \beta + \theta)}}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}}\right]^2}$$

Donde:

ϕ : Ángulo de fricción interna del terreno

θ : $\arctan(kh/(1-K_v))$, para nuestras condiciones tomará el valor de 23.53°

β : Pendiente de pantalla con la vertical

i : Pendiente de relleno

δ : Ángulo de fricción entre el terreno y el muro.

La expresión anterior se reduce si consideramos las características del muro en voladizo y las condiciones propias del terreno de la edificación.

$$K_{AE} = \frac{\frac{\cos(\phi - \theta)^2}{\cos \theta^2}}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\theta)}}\right]^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\frac{\cos(\phi - \theta)^2}{\cos \theta^2}}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\theta)}}\right]^2}$$

Los empujes activo y pasivo en condiciones sísmicas se calculan:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad E_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma h^2 (1 - k_v)$$

Sin embargo, se necesita conocer la diferencia entre las fuerzas resultantes sísmicas y las fuerzas resultantes estáticas.

$$\Delta E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 [K_{AE}(1 - K_V) - K_A] \quad \Delta E_{PE} = \frac{1}{2} \gamma h^2 [K_{PE}(1 - K_V) - K_P]$$

En cuanto el peso del muro y de la zapata se multiplica por el coeficiente K_h , para calcular las fuerzas sísmicas adicionales generadas por el peso propio del muro y se encontrarán aplicadas a la mitad del muro o zapata.

10.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE MURO EN VOLADIZO

El diseño de muros en voladizo estriba en determinar las dimensiones, calcular la cuantía de acero necesaria por flexión y una verificación por esfuerzos cortantes.

DIMENSIONAMIENTO

En la etapa de dimensionamiento, las longitudes que se determinen deben ser tales que el elemento en su conjunto, evite fallas por deslizamiento, por volteo, tracciones en el suelo o por posibles hundimientos, dado que el muro podría superar la capacidad portante del suelo. Para cumplir tales propósitos se realiza un proceso iterativo hasta cumplir con el FS asignados.

Los muros fueron diseñados con FS deslizamiento y volteo iguales a 1.25 y 1.5 respectivamente, brindados en la norma E020 en su capítulo 6. A continuación, se determina las constantes numéricas que permiten calcular las fuerzas actuantes en el muro en voladizo. Parámetros, que brinda el estudio de mecánica de suelos (EMS) son los siguientes:

$$\text{coeficiente de fricción}(u) = .45$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$q_s = 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Entonces se obtiene los siguientes valores de K_a y K_p

$$K_a = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 0.33 \rightarrow K_p = \frac{1}{K_a} = 3$$

Se considera una sobre carga de 0.25 ton/m² y el valor de la aceleración de diseño es el que corresponde al de 2500 años. $Z=0.675g$, entonces se calcula las siguientes constantes:

$$k_h = \frac{0.675}{2} \approx 0.34 \rightarrow K_v = \frac{2}{3}(0.34) \approx 0.23$$

Además, se obtiene:

$$\theta = \arctan\left(\frac{0.34}{1 - .23}\right) = 23.53^\circ$$

Por ende, los valores de K_{AE} y K_{PE} son:

$$K_{AE} = \frac{\frac{\cos(30-23.53)^2}{\cos 23.53^2}}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30) \sin(30-23.53)}{\cos(23.53)}}\right]^2} = 0.75$$

$$K_{PE} = \frac{\frac{\cos(30-23.53)^2}{\cos 23.53^2}}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(30) \sin(30-23.53)}{\cos(23.53)}}\right]^2} = 2.08$$

A continuación, se muestra la figura 80 con las dimensiones, medidas en metros, asumidas:

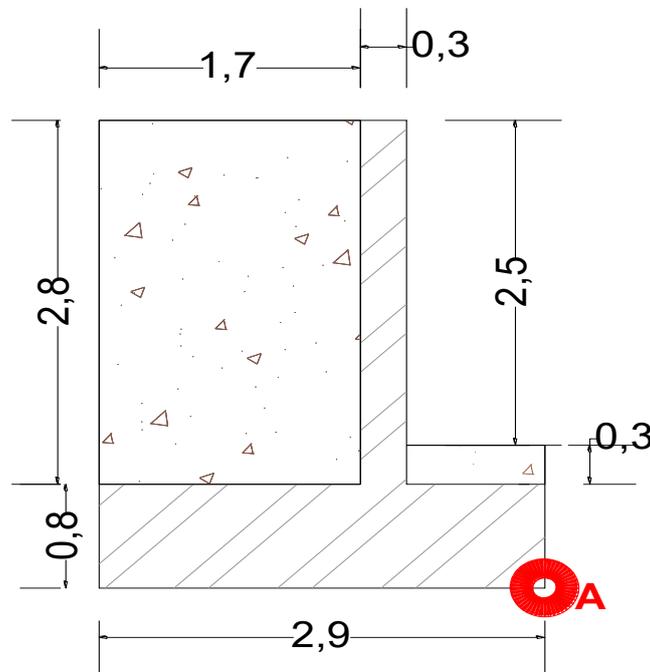


FIGURA 80 PREDIMENSIONAMIENTO DE MURO DE CONTENCIÓN

Con las medidas asumidas, ver figura 80, se calculan las fuerzas que afectan sobre el muro en voladizo.

El empuje activo estático y el incremento dinámico son los siguientes:

$$E_a = \frac{1}{2}(0.33)(1.8)3.65^2 = 3.99 \text{ ton}$$

$$\Delta E_{AE} = \frac{1}{2}(1.8)3.65^2[0.75(1 - 0.23) - 0.33] = 3 \text{ ton}$$

En cuanto al empuje pasivo estático y dinámico son:

$$E_{PE} = \frac{1}{2} (2.08)(1.8)1.11^2 (1 - 0.23) = 3.27 \text{ ton}$$

$$\Delta E_{PE} = \frac{1}{2} (1.8)1.1^2 [(2.08)(1 - .23) - 3] = -1.52 \text{ ton}$$

Además, las otras fuerzas horizontales actuantes (ver figura 79) son:

$$\text{sobre carga} = (.5)(0.33)(3.60)(0.25) = 0.15 \text{ ton}$$

$$\text{Fuerza de inercia sobre el muro} = (2.1)(0.34) = 0.7 \text{ ton}$$

$$\text{Fuerza de inercia de la zapata} = (5.6)(0.34) = 1.9 \text{ ton}$$

$$\text{Fuerza de fricción} = (0.45)(17.74)(1 - 0.23) = 5.9 \text{ ton}$$

Asimismo, las fuerzas verticales para un metro de ancho, ver figura 60, son:

$$\text{Peso de la zapata} = (2.4)(2.9)(0.8)(1) = 5.6 \text{ ton}$$

$$\text{Peso del muro} = (2.4)(0.3)(2.85)(1) = 2.1 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de relleno sobre el talon} = (1.7)(2.8)(1.8)(1) = 8.57 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de relleno sobre la punt} = (.9)(.3)(1.8)(1) = 0.49 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de la sobre carga} = (0.25)(1.7)(1) = .43 \text{ ton}$$

Seguidamente, se realiza un equilibrio de fuerzas a todo el sistema, tomando momentos en el punto de apoyo A, ver figura 80, por ende, todas las fuerzas se transportan a dicho punto, ver figura 81.

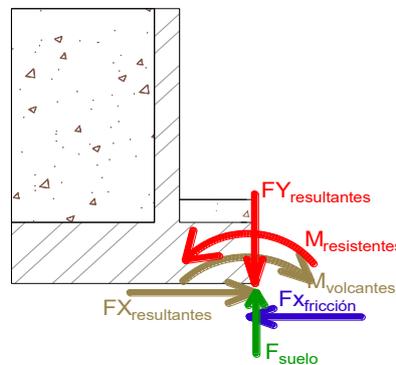


FIGURA 81 EQUILIBRIO DE FUERZAS

La tabla 45 muestra el resumen de cargas y momentos flectores correspondientes, y se obtienen los siguientes factores de seguridad:

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\Sigma F_{\text{resiste}}}{\Sigma F_{\text{actuantes}}} = 1.13 < 1.25$$

No existen problemas de deslizamiento, ya que el cimiento del muro se une en las zapatas perimetrales

$$FS_{\text{volteo}} = \frac{\Sigma M_{\text{resiste}}}{\Sigma M_{\text{actuantes}}} = 2.22 > 1.5 \text{ (ok)}$$

Por lo tanto, las dimensiones asumidas cumplen los FS correspondientes.

Se comprueba si cumple las condiciones de presiones, para ello transportamos la resultante de fuerzas verticales a una distancia tal que suprima la resultante de restar los momentos resistentes menos los momentos actuantes. Es decir, obtener un nuevo sistema equivalente, ver figura 82.

Tabla 45 RESUMEN DE CARGAS ACTUANTES EN EL MURO

CALCULO DE FUERZAS VERTICALES			
DESCRIPCION	FUERZAS VERTICALES (ton)	BRAZO DE PALANCA(m)	MOMENTO (ton.m)
PESO DE LA ZAPATA	5.57	1.45	8.07
PESO DEL MURO	2.02	1.05	2.11
PESO DE RELLENO SOBRE EL TALON	8.57	2.05	17.6
PESO DE RELLENO SOBRE LA PUNTA	0.49	0.45	0.21
PESO DE LA SOBRECARGA EN EL TALON	0.43	2.05	0.22
CARGAS TOTALES	17.06		28.8
CALCULO DE FUERZAS HORIZONTALES ACTUANTES			
DESCRIPCION	FUERZAS VERTICALES (ton)	BRAZO DE PALANCA(m)	MOMENTO (ton.m)
EMPUJE ACTIVO	3.9	1.22	4.66
INCREMENTO EMPUJE ACTIVO SISMICO	2.9	2.16	6.33
SOBRECARGA	0.15	1.8	0.27
FUERZA INERCIAL DEL MURO	0.69	2.2	1.5
FUERZA INERCIAL DE LA ZAPATA	1.68	0.40	0.75
CARGAS TOTALES	9.7		13.78
CALCULO DE FUERZAS HORIZONTALES RESISTENTES			
DESCRIPCION	FUERZAS VERTICALES (ton)	BRAZO DE PALANCA(m)	MOMENTO (ton.m)
EMPUJE PASIVO	3.27	0.37	1.2
DECREMENTO EMPUJE PASIVO SISMICO	1.8	0.37	.6
FUERZA DE FRICCION	5.95	0.00	0.00
CARGAS TOTALES	10.97		1.84

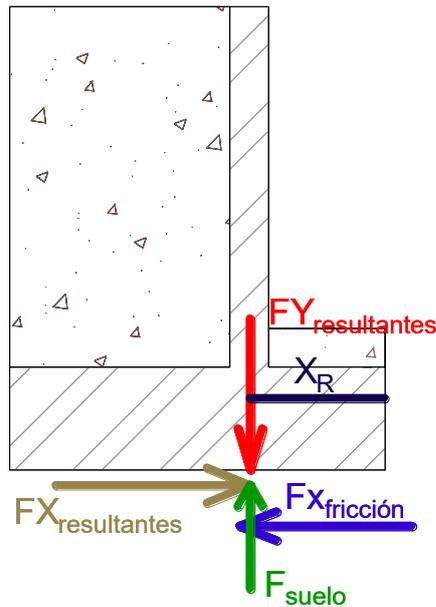


FIGURA 82 SISTEMA EQUIVALENTE

Del sistema equivalente y por equilibrio de fuerzas se obtiene:

$$Xr = \frac{M_{resistente} - M_{volcantes}}{FV_{resistentes}}$$

Donde:

$M_{resistente}$: Resultante de momentos resistentes al volteo

$M_{volcantes}$: Resultante de momentos volcantes

$FV_{resistentes}$: Resultante de fuerzas verticales.

Reemplazamos los valores para calcular Xr

$$Xr = \frac{30.7 - 13.8}{17.1} = 0.99m$$

Finalmente, transportaremos esta fuerza vertical al centroide de la base, ver figura 83, con el objetivo de obtener una zapata rectangular, en el cual actuará la fuerza vertical y un momento que es el resultado de transportar dicha fuerza al CG de la sección. Además, nos permite evaluar los esfuerzos del suelo, de lo descrito se deduce lo siguiente:

$$M_{resultante} = FV_{resistentes} \left[\frac{L}{2} - Xr \right]$$

Donde:

L: Longitud transversal de la zapata.

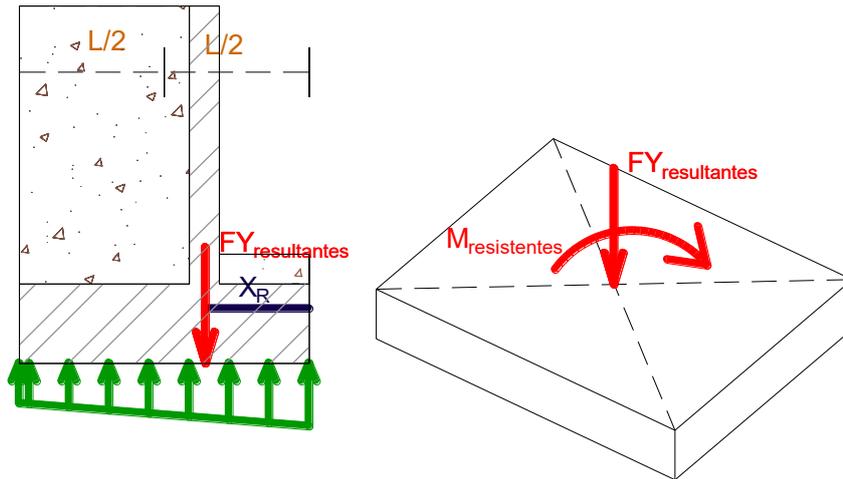


FIGURA 83 TRANSPORTE DE FUERZAS AL cg DE LA ZAPATA

Por último, se evalúa los esfuerzos para un ancho de 1 metro, al igual que en el capítulo de zapatas

$$\sigma = \frac{17.06}{2.9(1)} \pm \frac{6(8.12)}{(1)(2.9)^2}$$

$$\sigma_1 = 11.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_2 = .9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Se puede notar que los dos esfuerzos son menores que la capacidad portante del suelo (40 ton/m²) y son esfuerzos a compresión.

CÁLCULO DE LA CUANTIA DE ACERO MURO

Con las dimensiones ya establecidas se procede a realizar el diseño en concreto armado. Para ello se considerará al muro como una viga en empotrada en su extremo. Realizando un D.C.L (diagrama de cuerpo libre) en la longitud del muro, se obtienen las fuerzas actuantes presentadas en la tabla 46.

Tabla 46 FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLECTORES

FUERZAS ACTUANTES	F servicio(ton)	C.A	Fu(ton)	H=2.8m	Distancia(m)	Momentos(ton-m)
FUERZA DE INERCIA DEL MURO	0.69	1	0.69	0.5H	1.4	0.97
EMPUJE ACTIVO	3.9	1.7	6.63	0.33H	0.93	6.2
ΔEMPUJE ACITVO SISMICO	2.39	1	2.39	0.6H	1.68	4
EMPUJE DE LA SOBRE CARGA	0.15	1.7	0.26	0.5H	1.4	0.4

En la tabla anterior se observa las fuerzas cortantes y momentos flectores actuantes. Además, el coeficiente de amplificación (C.A) de acuerdo a la norma E060, que permitirá realizarla envolvente de cargas para el diseño.

Se muestra a continuación, en la tabla 47, la cortante y momento resultante para el diseño, además

Tabla 47 FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLECTORES RESULTANTES

	V(ton)	M(ton.m)
Resultantes	10.8	12.7

Se calcula la resistencia de diseño de la fuerza cortante, consideramos un recubrimiento de 4cm y se evalúa para un metro de ancho.

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} (100)(26) = 16.97 \text{ ton}$$

De los resultados se tiene una demanda por cortante de $V_u = 10.8 \text{ ton}$, cumple con ser menor que la cortante de diseño proporcionada por el concreto.

Calculamos el refuerzo a flexión.

$$M_u = 12.7 \text{ ton.m} \rightarrow a = 26 - \sqrt{26^2 - \frac{2(12.7)(10^5)}{0.9(0.85)(210)(100)}} = 3.24 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{12.7(10^5)}{0.9(4200) \left(26 - \frac{3.24}{2}\right)} = 13.8 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Entonces, para el acero longitudinal se considera aceros de $\phi 5/8''$ (1.99 cm^2) se tiene:

$$N^{\circ} \text{ barras} = \frac{13.8}{1.99} = 7 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento}(S) = \frac{100}{7} = 14.3 \text{ cm}$$

Para el acero transversal se considera el acero mínimo y considerando aceros de $\phi 3/8''$ (0.71 cm^2) en ambas caras, se obtiene:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018(100)(30) = 5.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Espaciamiento}(S) = \frac{2(0.71)}{5.4} = 26 \text{ cm}$$

Entonces se tiene, $\phi 5/8'' @ 14$ para el acero longitudinal y para el transversal $\phi 3/8'' @ 25$

ZAPATA

Se obtiene que el esfuerzo máximo es de 11.5 ton/m² amplificamos por 1.25 se obtiene 14.4 ton/m²

Se calcula el esfuerzo de diseño del concreto

$$\phi V_c = (0.85) \cdot 53 \sqrt{210} (100)(70) = 45.76 \text{ ton/m}$$

La cortante de demanda a una distancia "d" de la cara (en la punta)

$$V_u = 14.4(0.9 - .7) = 2.88 \text{ ton}$$

La cortante de demanda a una distancia "d" de la cara (en el talón)

$$V_u = 14.4(1.7 - .7) = 14.4 \text{ ton}$$

Por tanto, cumple con $\phi V_c \geq V_u$

DISEÑO POR FLEXIÓN

La zapata se diseña para una longitud de (L) de 2.9m y para un ancho(B) de 1 metro, entonces el acero longitudinal quedará definido por la longitud de volado del talón.

$$M_u = \frac{(14.4) 1.7^2}{2} = 20.8 \text{ ton.m}$$

$$M_u^- = 20.8 \text{ ton.m} \rightarrow a = 70 - \sqrt{70^2 - \frac{2(20.8)(10^5)}{0.9(0.85)(210)(100)}} = 1.87 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{20.8(10^5)}{0.9(4200) \left(70 - \frac{1.87}{2}\right)} = 7.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La cuantía mínima para el refuerzo inferior en zapatas es:

$$A_{min} = 0.0018(b)(h) = 0.0018(100)(80) = 14.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En consecuencia, controla el acero mínimo, por otro lado, la separación del acero no deberá exceder de 3h ni de 40 cm. Se asume para el acero longitudinal (en la dirección longitudinal al talón) se considera aceros de $\phi 3/4"$ (2.84 cm²) se tiene:

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{7.97}{2.84} = 3 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento}(S) = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}$$

Por tanto, se coloca aceros $\varnothing 3/4'' @ 30 \text{ cm}$ en las dos direcciones

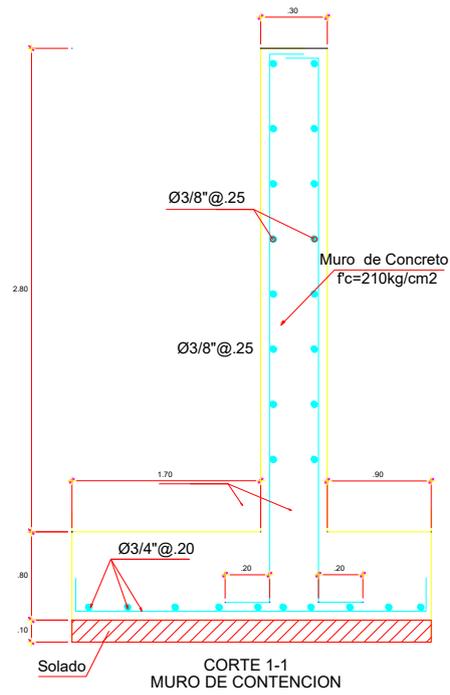


FIGURA 84 CORCTOER TDE E1-1L MURO DE CONTENCIÓN

CAPITULO 11: DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son elementos que generalmente no forman parte de la estructura; es decir, su aporte a la rigidez lateral de una edificación es despreciable.

En cuanto al análisis, se considera solo cargas de gravedad al igual que una losa maciza en una dirección simplemente apoyada. Para el diseño, se realiza por flexión y corte.

11.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE ESCALERA

Como ejemplo se diseña la escalera perteneciente a la edificación. A continuación, se tiene las siguientes características de la escalera a diseñar.

$$paso(P) = 30 \text{ cm}$$

$$contrapaso(CP) = 17 \text{ cm}$$

$$garganta(t) = 10 \text{ cm}$$

$$ancho \text{ de la escalera } (b) = 136 \text{ cm}$$

$$sobre \text{ carga} = 400 \text{ kg/cm}^2 \text{ de acuerdo a la norma E020}$$

DISEÑO A FLEXION SIMPLE

Para calcular el peso propio del tramo inclinado, usamos la siguiente expresión:

$$w_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left[\frac{cp}{p} \right]^2} \right]$$

En la tabla 48, se presenta los valores obtenidos para el tramo horizontal y el tramo inclinado.

Tabla 48 CARGA EN LOS TRAMOS DE LA ESCALERA

Tramo	Inclinado	Descanso
Wpp (ton/m2)	0.48	0.41
Acabado (ton/m2)	0.10	0.10
Wd = Wpp + Acabado (ton/m2)	0.58	0.51
Wl (ton/m2)	0.40	0.40
Wu' = 1.4Wd + 1.7Wl (ton/m2)	1.49	1.39
Wu = Wu' x b (ton/m)	2.03	1.89

A continuación, se muestra el modelo para el análisis (figura 87), el diagrama de fuerzas cortantes y diagrama de momentos flectores (figura 88)

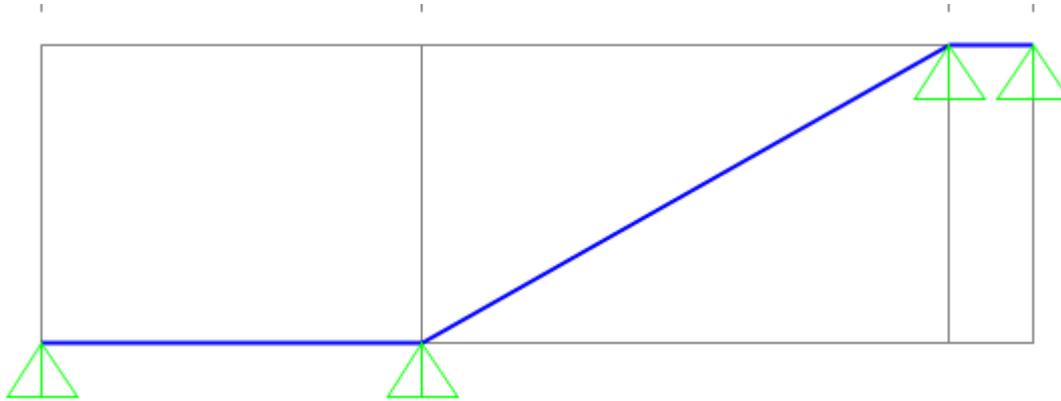


FIGURA 85 MODELO PARA EL ANÁLISIS

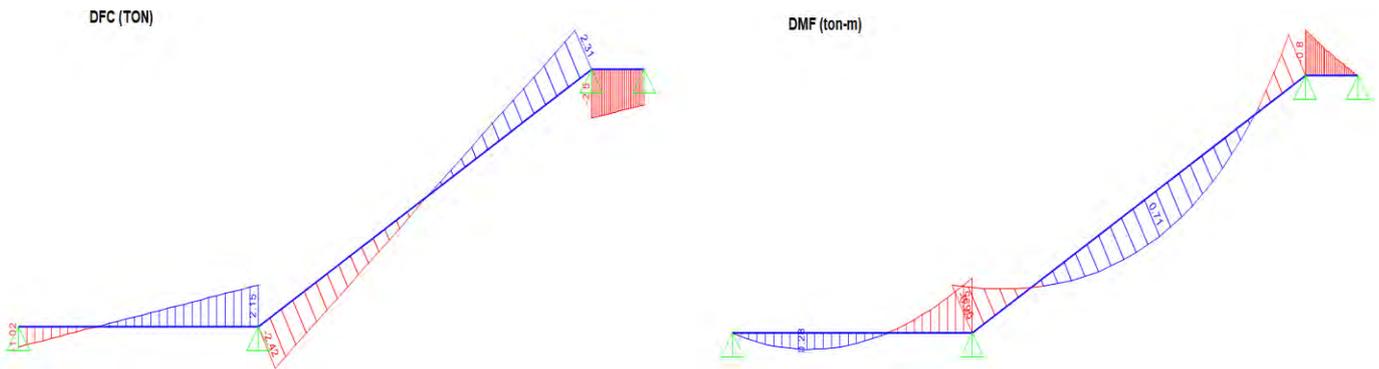


FIGURA 86 DIAGRAM DE MOMENTOS FLECTORES (A) Y CORTANTES(B)

Verificando para las rampa (primer tramo y segundo tramo) que el $\phi V_c \geq V_u$

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 7 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.85(0.53)(\sqrt{210})(100)(7) = 4.57 \text{ ton}$$

Del DFC obtenemos una demanda de $V_u = 2.42 \text{ ton}$, entonces $\phi V_c > V_u$ (ok)

DISEÑO POR FLEXIÓN

Del DMF se observa que el $M_u = 0.71 \text{ ton-m}$, se calcula el acero requerido por flexión y se obtiene:

$$Mu^+ = 0.71 \text{ ton.m} \rightarrow a = 7 - \sqrt{7^2 - \frac{2(0.71)(10^5)}{0.9(0.85)(210)(100)}} = 0.66 \text{ cm}$$

$$As = \frac{0.71(10^5)}{0.9(4200) \left(7 - \frac{0.66}{2}\right)} = 2.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Se calcula el acero minimo requerido

$$As_{min} = 0.0018bh = 0.0018(100)(10) = 1.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Se coloca barras de $\varnothing 3/8"$, hallando el espacamiento.

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{2.81}{0.71} = 4 \text{ barras}$$

$$\text{Espaciamiento}(S) = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Por tanto, se coloca aceros $\varnothing 3/8"@ 20 \text{ cm}$ en la longitudinal en las rampas, para el acero transversal se coloca el acero mínimo $\varnothing 3/8"@ 25 \text{ cm}$

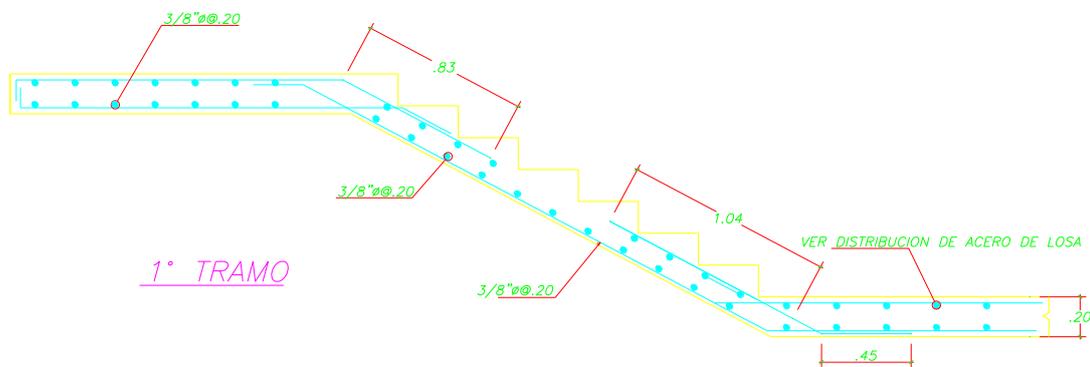


FIGURA 87 ESCALERA DISEÑADA

CAPITULO 12: CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

El predimensionamiento del sistema de aislamiento, considerando a la superestructura como un bloque indeformable (modelo ladrillo) y realizando el análisis modal espectral son pasos importantes, ya que permite un ahorro significativo del tiempo y obtener buenos resultados para el análisis y diseño definitivo del sistema de aislamiento y el de la super estructura.

El periodo fundamental nominal con excentricidad accidental fue de 2.7 segundos, este valor fue mayor al periodo objetivo 2.51 segundos que se obtuvo utilizando el modelo de un grado de libertad. Esto se debe a la flexibilidad de la superestructura que no se considera en dicho modelo.

La aceleración máxima promedio que se obtuvo mediante el análisis tiempo historia no lineal fue de 0.29g y la deriva máxima promedio fue de 4.34%. Por lo tanto, se espera obtener un desempeño de operatividad, ya que no se superó el límite de deriva 5% establecido por la norma E.031 y la aceleración no supero 0.30g corresponden a un daño leve de la estructura y su contenido.

Los factores de modificación mínimos (λ_{min}) y máximos (λ_{max}) de los dispositivos de aislamiento generaron que la rigidez nominal del sistema (2127 ton/m) varíe entre 1601 ton/m y 3262 ton/m, a lo cual corresponden factores de modificación globales de rigidez 0.8 y 1.3 Asimismo, el amortiguamiento nominal 17.4% varió entre 16% y 21.9%.

Las fuerzas de diseño para la subestructura en la dirección XX es de 792.6 toneladas el cual representa el 26% del peso sísmico de toda la estructura. Por otro lado, la cortante de diseño de la superestructura en la misma dirección de análisis es de 364 toneladas, la cual representa el 11.7% del peso sísmico de la estructura. En cuanto, a la dirección YY tiene una fuerza cortante de diseño en la subestructura y superestructura de 725.6 toneladas y 332 toneladas, estas representan el 23% y 10.7% del peso sísmico respectivamente.

El máximo desplazamiento del sistema de aislamiento que se estimó mediante el análisis tiempo historia no lineal es de 28cm. Por otro lado, se dispuso juntas circundantes en XX e YY de 37 y 35 cm respectivamente.

Las cargas axiales máximas y mínimas que se obtuvieron en los dispositivos de aislamiento fueron para las propiedades del límite superior en la dirección X, descartando tracciones, ya que se obtuvo en ambos casos cargas en compresión. El dispositivo más cargado tiene 196 ton, mientras que el menos cargado 2.2 ton, que representan el 6% y el 0.07% del peso sísmico de la edificación.

La cuantía promedio en las vigas de aislamiento, de sección 40 cm x 90 cm, tienen un promedio de 1.83%, otorgado por barras de refuerzo de diámetros 1". Por otro lado, la cuantía promedio en la viga de la superestructura, de sección 30cm x 60 cm, varía desde es de 1.29%, otorgado por barras de 3/4" y 5/8" en el primer techo hasta 0.65% en el último techo.

La cuantía promedio en los elementos verticales de la subestructura, se sección de 100cm x 100cm, resultaron de 1.18% otorgado por barras de refuerzo de 1". Por otro lado, la cuantía en los elementos verticales de la superestructura, sección de 60cm x 60cm, represento el 1.2% en los primeros niveles y en la azotea se utilizó una cuantía mínima del 1%.

BIBLIOGRAFÍA

Blanco Blasco, Antonio. (1995). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.

Muñoz Pelaez, Alejandro. (2011). Ingeniería Sismorresistente. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP

Otazzi Pasino, Gianfranco. (2016). Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP

San Bartolomé, Ángel. (1998). Análisis de Edificios. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP

Harmsen Gómez de la Torre, Teodoro (2003). Diseño de estructuras de concreto armado. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E 0.20 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). Norma E 0.30 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2019). Norma E 0.31 Norma Técnica Aislamiento Sísmico. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Norma E 0.50 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). Norma E 0.60 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Naeim, F. y Kelly, J. Design of Seismically Isolated Structures: From Theory to practice Jhon Wiley y Sons, 1999.

Kelly, J. y Konstantinidis D. Mechanics of Rubber Bearings for Seismic and Vibration Isolation. Willey, 2011.

León, J & Chávez, R (2015). Diseño de un edificio de concreto armado de 5 niveles. Lima: Repositorio de tesis PUCP.

NTE-030-2018, Norma Peruana de Diseño Sismorresistente.

ASCE/SEI 7. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.

ANEXO

ESPECIFICACIONES GENERALES

- ESTOS PLANOS DEBEN SER LEÍDOS EN CONJUNTO CON TODOS LOS PLANOS DE LA OBRA.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS CUALQUIER DISCREPANCIA EN EL DISEÑO DEBE SER REPORTADA AL PROYECTISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NO DEBEN SER OBTENIDOS POR MEDICIÓN DIRECTA DE ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LAS OBRAS, EL CONTRATISTA DEBE SER RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA Y DEBEN CONSTATARSE LAS OBRAS ANTES DE EMPEZAR LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- LOS MATERIALES Y MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUISITOS DE LAS ESPECIFICACIONES Y DE LAS NORMAS PERUANAS.

CONCRETO

ACERADO:
EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACION FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACION DEBIDA A SU MANIPULACION O ESPALMADO.

LA COLOCACION DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONTIENE SU ESTADO PLASTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE EL REFORZO.

NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRANOS.

NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUES DE PREPARADO SE LE AÑADIESE AGUA NI QUE HAYA SIDO MEDICADO DESPUES DE SU PRODUCCION FINAL.

UNA VEZ INICIADA LA COLOCACION DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACION CONTINUA QUE DEBE TERMINAR EL LLENADO DEL PANELO O SECCION DEFINIDA POR SUS LIMITES O JUNTAS ESPECIFICAS.

LA SUPERFICIE SUPERIOR DEBEN ESTAR ENCORCADO VERTICALMENTE POR LO GENERAL DEBE ESTAR A SU NIVEL.

TODO EL CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACION Y DEBE ACOMODARSE CON CONCRETO ALREDEDOR DEL REFORZO Y DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS Y EN LAS ESQUINAS DEL ENCORCADO.

CURADO:
A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCION 8.11.3 DEL 800-318-89 (CURADO ASISTIDO), EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HANEDAO POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DIAS DESPUES DE LA COLOCACION (EXCEPTO PARA CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).

EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HANEDAO POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DIAS DESPUES DE LA COLOCACION (EXCEPTO PARA CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).

LOS ENCORCADOS DEBEN PERMITIR OBTENER UNA ESTRUCTURA QUE CUMPLA CON LOS PERFILES, NIVELES, ALINEAMIENTOS Y DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS SEGUN LO INDICADO EN LOS PLANOS DE DISEÑO Y EN LAS ESPECIFICACIONES.

LOS ENCORCADOS DEBEN SER SUFICIENTEMENTE HERMETICOS PARA IMPEDIR LA FLUJA DEL MORTERO.

LOS ENCORCADOS DEBEN ESTAR ADECUADAMENTE ARMADOS O ARMADOS ENTRE SI DE TAL MANERA QUE CONSERVEN SU POSICION Y FORMA.

LOS ENCORCADOS Y SUS APUNOS DEBEN DISEÑARSE DE TAL MANERA QUE NO DARNEN A LAS ESTRUCTURAS PREVIAMENTE CONSTRUCCION.

EL DISEÑO DE LOS ENCORCADOS DEBE TOMAR EN CUENTA LOS SIGUIENTES FACTORES:

- LA VELOCIDAD Y LOS METODOS DE COLOCACION DEL CONCRETO.
- LA VELOCIDAD Y LOS METODOS DE COLOCACION DEL CONCRETO.
- LA VELOCIDAD Y LOS METODOS DE COLOCACION DEL CONCRETO.

LOS ENCORCADOS DEBEN RETIRARSE DE TAL MANERA QUE NO SE AFECTE RESISTENCIALMENTE LA SEGURIDAD O CONDICIONES DE SERVICIO DE LA ESTRUCTURA.

EL CONCRETO EXPUESTO POR EL DESENCORCADO DEBE TENER SUFICIENTE RESISTENCIA PARA NO SER DAÑADO POR LAS OPERACIONES DE DESENCORCADO.

PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE DESENCORCADO DEBEN CONSIDERARSE TODAS LAS CARGAS DE CONSTRUCCION Y LAS POSIBLES DEFORMACIONES QUE ESTAS CARGAS DEBEN CONSIDERARSE QUE LAS CARGAS DE CONSTRUCCION PUEDEN SER TAN ALTA COMO LAS CARGAS NORMALES DE USO.

LOS ENCORCADOS DEBEN RETIRARSE CON LA AUTORIZACION PREVIA DEL INGENIERO SUPERVISOR.

TEMPOS DE DESENCORCADO MINIMOS RECOMENDABLES:

- MUROS, COLUMNAS Y ENCORCADOS LATERALES DE VIGAS 1 A 3 DIAS
- ALICATADO, LOSAS Y ENCORCADOS 7 A 14 DIAS
- ENCORCADOS PLANIALES DE TIPO COMPLEMENTARIO DISTRIBUIDOS 21 DIAS

NOTA: ESTOS PERIODOS DE TIEMPO SON VALIDOS PARA CONCRETOS A BASE DE CEMENTOS PORTLAND TIPO I Y CONDICIONES DE TEMPERATURA MAYORES A 10°C.

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

DE ACUERDO A LO VERIFICADO IN SITU SE TIENEN LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS DE LA CIMENTACION:

TIPO DE CIMENTACION: Zapatas aisladas
ESTRATO DE APOYO A LA CIMENTACION: Grava mal Gradada (GP)
PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACION: Profundidad de 1.10 m. Míimo debajo del nivel del semicemento

PRESION ADMISIBLE: Qu = 4KG/CM2
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION: No agresiva (Lugar cementado tipo II)

RECOMENDACIONES ADICIONALES:
1) No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmoron, relleno sanitario, o relleno artificial. Estas materias inadecuadas deberán ser removidas en su totalidad antes de construir la cimentación y ser reemplazadas con materiales cohesionados debidamente compactados.

2) En caso de que a la profundidad indicada se encuentre material suelto o a menor profundidad excavación por lo menos 30cm. en terreno natural y vaciar toda zapata.

3) El espesor mínimo de afirmado compactado es 10cm.
4) En donde se requiera relleno para conformar el lote, éste deberá estar afirmado compactado al 95% de proctor modificado. La composición deberá ser con planchales vibradores en capas no más de 10cm.

LEYENDA

- NFP = NIVEL FALSO PISO
- NFZ = NIVEL FONDO ZAPATA
- NFC = NIVEL FONDO CIMENTADO
- NFTZ = NIVEL FONDO FALSA ZAPATA
- NL = NIVEL DE LOSA

CONCRETO ARMADO

CEMENTO:
- CEMENTO PORTLAND TIPO I Y/O PUZZOLANICO PARA LOS ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL TIENEDRO
- CEMENTO PORTLAND TIPO I PARA EL RESTO

RESISTENCIA A LA COMPRESION:
- $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (COMBATACION, LOSAS, VIGAS Y ESCALINAS)
- $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (CANTONERAS, PREDESALES Y COLUMNAS)

ACERO DE REFORZO:
- FERRO CORRUADO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

RECOMENDACIONES:
LOS REFORZOS LIBRES DEL REFORZO (MEDIDOS DESDE BORDE DE ESTRIPOS Y VIGAS DE COMPARTAMENTO) A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES SERAN LOS SIGUIENTES:

- ZAPATAS 4 cm.
- PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALZADAS 4 cm.
- VIGAS PERALZADAS Y COLUMNAS (en 19m) 3 cm.
- VIGAS CHATAS 2.5 cm.
- LOSAS Y ALICATADO 2 cm.
- MURO DE CONTENCIÓN 4 cm.

PARÁMETROS SISMICOS

- REGULAMENTO E-030, E-031 E-032
- FACTOR DE ZONA, ZONA DE DISEÑO 2=0.45 (ZONA 4)
- FACTOR DE AMPLIFICACION DEL TERMO DE DISEÑO AL MANTO 1.5
- FACTOR DE USO (CATEGORIA C) U=1 (PARA EDIFICACIONES HABITACIONALES)
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1) S=1.00
- TiPMu, TL=2.5s
- COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION SISMICA (R)
- R=2 (OBRAS ESTRUCTURAS ALICATADO, REGULAR FORTIFICOS DE CONCRETO ARMADO)
- R=1 (OBRAS ESTRUCTURAS EN SISTEMAS DE ALICATADO)

DESEMPEÑO

- S/1000 ANUOS TEMPO-HISTORIA (SERVA MAYOR POSIBLE)

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SISMICO

DIRECCION X-Y:
- VYM(x) = 736.83 ton. VYM(y) = 338 ton.
- MAXIMO DESPLAZAMIENTO DEL PISO TECNICO = 28.80 cm.
- MAXIMO DERIVA DE ENTRENDO = 4.34/1000

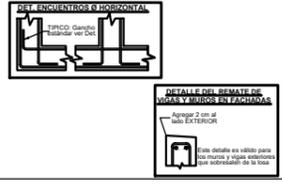
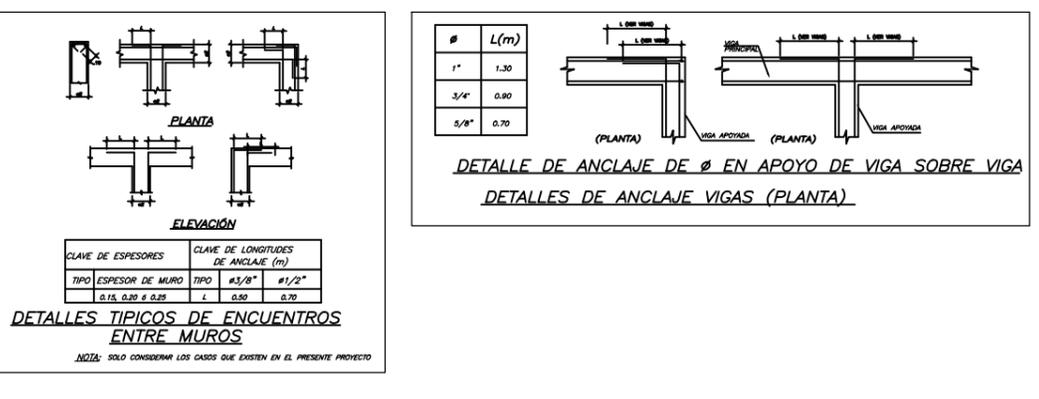
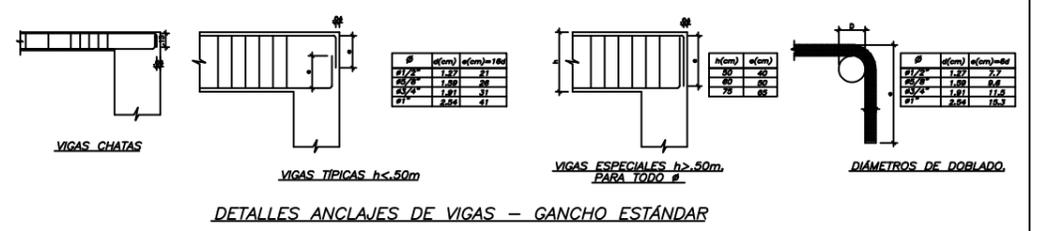
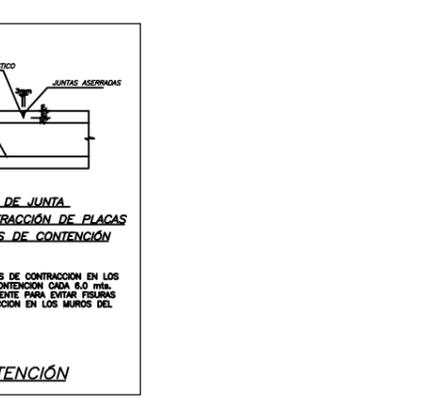
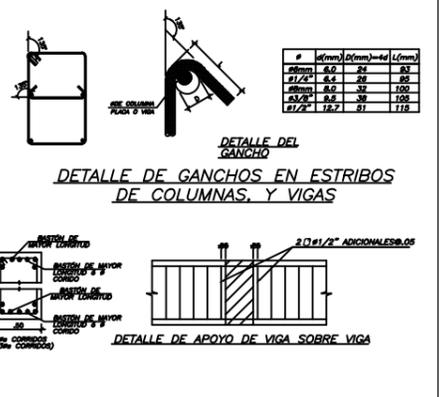
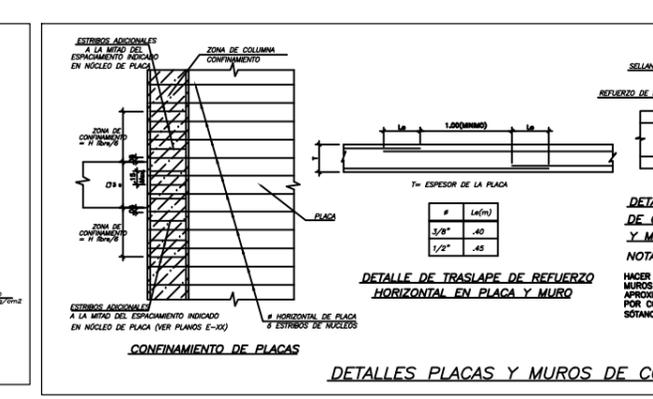
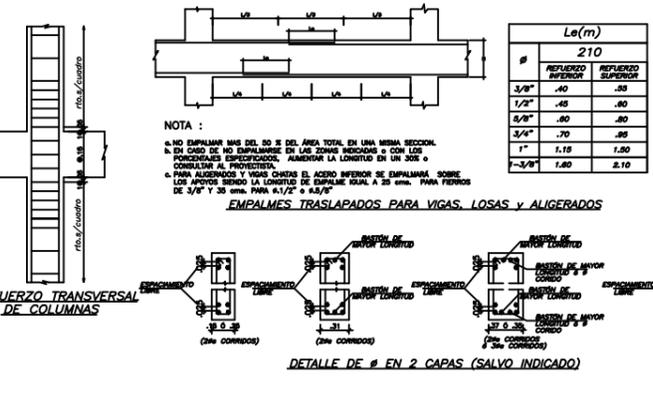
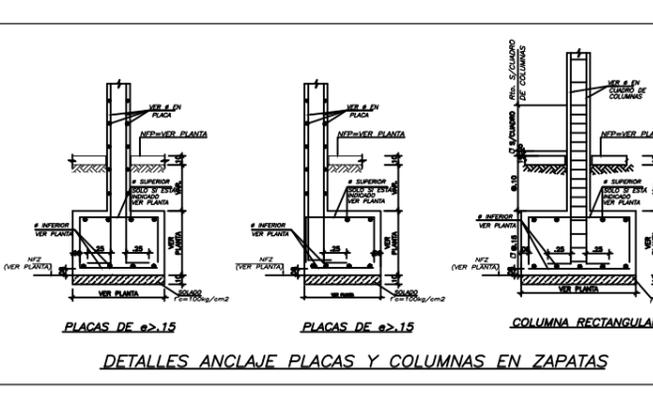
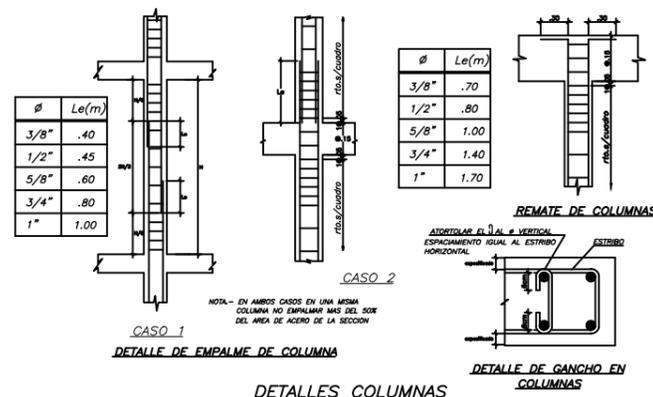
DIRECCION Y-Z:
- VYM(x) = 683.10 ton. VYM(z) = 312 ton.
- MAXIMO DESPLAZAMIENTO DEL PISO TECNICO = 27.80 cm.
- MAXIMO DERIVA DE ENTRENDO = 4.02/1000

PROPIEDADES MINIMAS Y MAXIMAS DE LOS DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO

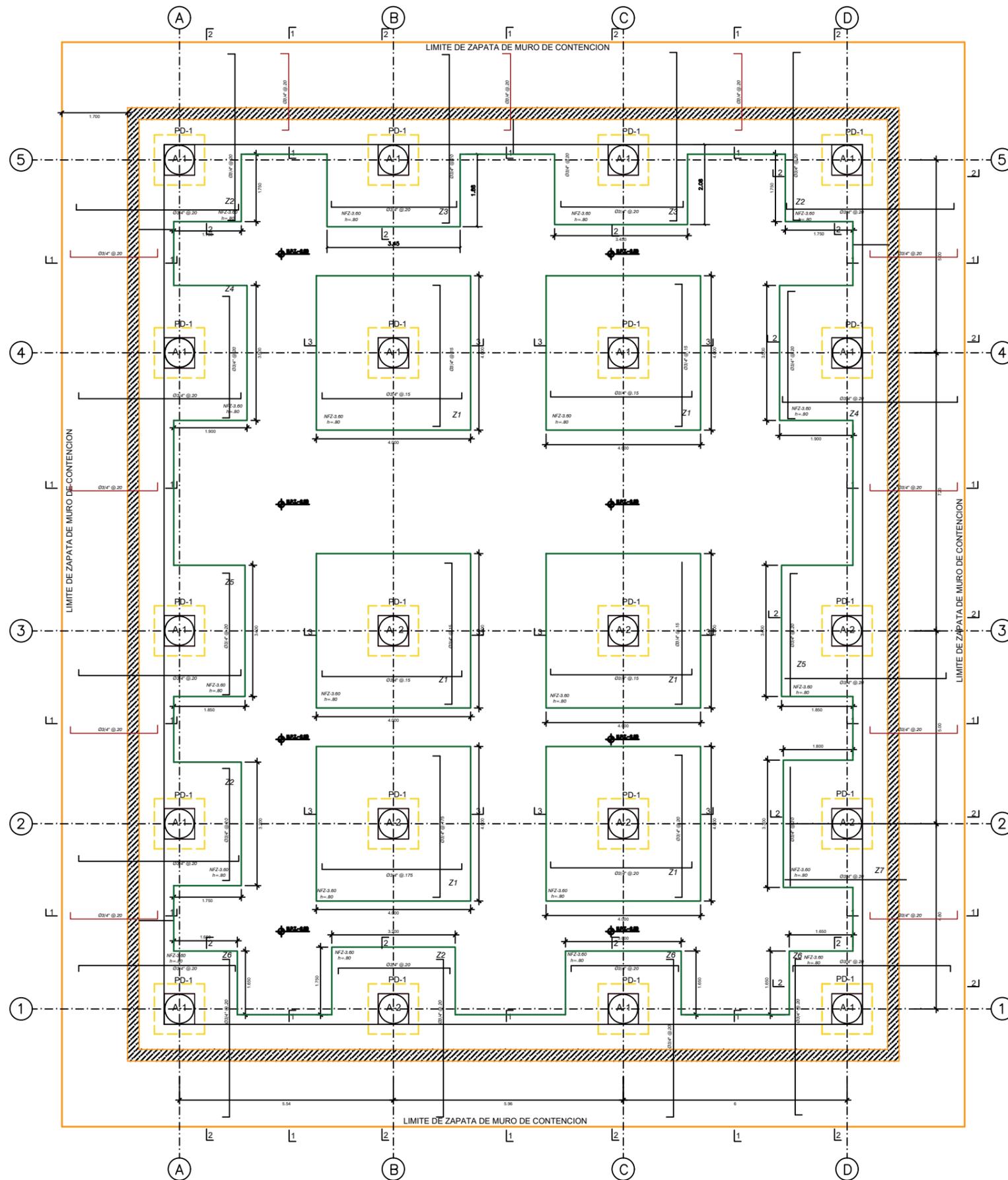
DISPOSITIVO	K MIN (kg/cm)	K MAX (kg/cm)	β MIN (%)	β MAX (%)
AS1	89.14	174.9	16	21.9
AS2	71.9	141.1	16	21.9

CONSERVACIONES PARA LOS DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO:

- TODOS LOS DISPOSITIVOS DEBEN SER ENSAYADOS ANTES DE SER INSTALADOS SEGUN LA DISPOSICION DE LA NORMA E-011
- LAS PROPIEDADES MINIMAS Y MAXIMAS INCLUYEN FACTORES DE TEMPERATURA, ENHEJECIMIENTO, VIBRACION DE LA CARGA Y VARIACIONES EN LA FUNDACION
- LOS ENSAYOS DE LOS DISPOSITIVOS DEBEN SER VALIDADOS POR EL ESPECIALISTA RESPONSABLE DEL DISEÑO DE AISLAMIENTO

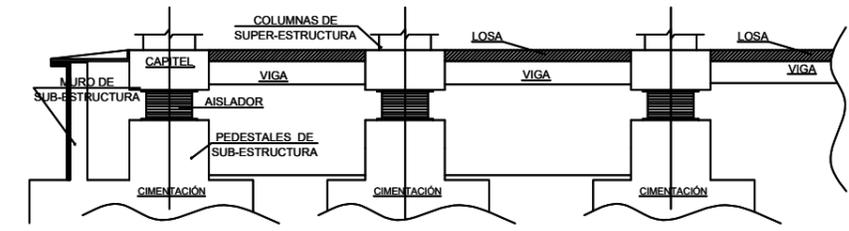
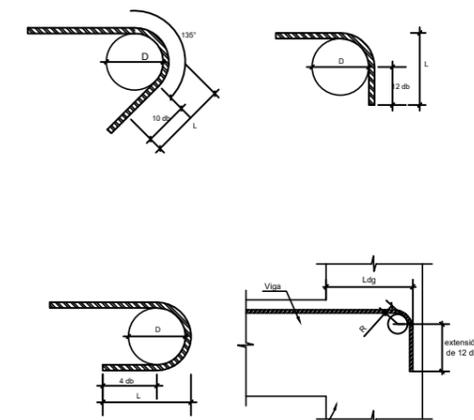
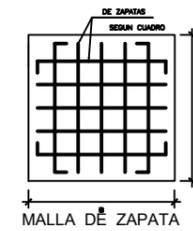


PUCP
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL
LAB COTAS PRELIMINAR SOBRE EL DISEÑO
CUALQUIER MODIFICACION O COMPLEMENTO DEBE SER APROBADO POR EL PROYECTISTA
PROYECTO:
PROYECTO DE TESIS
UBICACION:
SAN ISIDRO-LIMA
ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS
PLANO:
EE-TT
DISEÑO:
ALBERTO DANTE SALVATIERRA
ASESOR:
Mg. Ing. WILSON SILVA BERRIOS
ESCALA:
S/E
DIBUJO:
A.D.S
FECHA:
28/11/2019
CÓDIGO DE PLANO:
E-01



PLANTA CIMENTACION
ESCALA: 1/50

CUADRO DE ZAPATAS					
TIPO	#	DIMENSIONES			FIERRO
		a	b	h	
Z-1	6	4.00	4.00	0.80	Segun Vista de planta Cimentacion
Z-2	4	3.20	3.20	0.80	Ø34" @ 20
Z-3	2	3.45	3.45	0.80	Ø34" @ 20
Z-4	2	3.50	3.50	0.80	Ø34" @ 15
Z-5	2	3.40	3.40	0.80	Ø34" @ 20
Z-6	3	3.60	3.60	0.80	Ø34" @ 20
Z-7	1	3.30	3.30	0.80	Ø34" @ 20



CORTE 2-2 VISTA EN ELEVACION DE CIMENTACION CON AISLADORES SISMICOS

ACERO DE REFUERZO:
LAS VARILLAS DE ACERO HA UTILIZARSE EN LA CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO, CUMPLIRAN LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS EN LOS CAPTULOS 7 Y 8 DE LA NORMA E-060 PARA CONCRETO ARMADO. EL ACERO SERA DE CALIDAD, GRADO 60, CON UN ESFUERZO EN EL LIMITE DE FLUENCIA DE $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. ALARGAMIENTO MINIMO EN 20 cm = 1.2%. CORRUGACIONES DE ACUERDO A LA NORMA ASTM A-615. DIAMETROS MINIMOS DE DOBLADO SIN FISURAS:
Ø34" a Ø58" 4db
Ø34" Y MAYORES 6db
DEBERA OBSERVARSE QUE LAS VARILLAS A EMPLEAR PRESENTAN SU SUPERFICIE LIBRE DE CORROSION, GRIETAS, SOLDADURAS O CUALQUIER OTRO DEFECTO QUE PUEDERA AFECTAR DESFAVORABLEMENTE SUS CARACTERISTICAS MECANICAS.

COLOCACION DEL REFUERZO:
PREPARACION Y COLOCACION:
ANTES DEL EMPLEO DE LAS ARMADURAS SE LIMPIARAN CUIDADOSAMENTE PARA QUE SE ENCUENTREN LIBRES DE POLVO, BARRIO, ACEITES, PINTURA Y TODA OTRA SUSTANCIA CAPAZ DE REDUCIR LA ADHERENCIA CON EL CONCRETO. PARA SOSTENER O FUAR LAS ARMADURAS EN LOS LUGARES CORRESPONDIENTES SE EMPLEARAN SOPORTES O ESPACIADORES METALICOS O DE MORTERO Y ATADURAS METALICAS. NO PODRAN EMPLEARSE TROZOS DE LADRILLO, MADERA, O CAÑAS, NI PARTICULAS DE AGREGADOS.

RECUBRIMIENTOS DEL ESFUERZO:
SE ENTIENDE POR RECUBRIMIENTOS A LA DISTANCIA LIBRE COMPROMIDA ENTRE EL PUNTO MAS SALIENTE DE CUALQUIER REFUERZO Y LA SUPERFICIE EXTERNA DEL CONCRETO MAS PROXIMO, EXCLUYENDO TARRAJEOS Y TODO OTRO MATERIAL DE ACABADOS.

DIMENSIONES DE LOS RECUBRIMIENTOS:

ELEMENTO ESTRUCTURAL	RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO
- VIGAS Y COLUMNAS DE CONFINAMIENTO	2.5 cm.
- VIGAS Y COLUMNAS ESTRUCTURALES Ancho ≥ 25 cm	4.0 cm.
- VIGAS Y COLUMNAS ESTRUCTURALES Ancho < 25 cm	2.5 cm.
- VIGAS DE CIMENTACION	4.0 cm.
- ZAPATAS	7.5 cm.

CONCRETO O MORTERO.
RECUBRIMIENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS ESTRUCTURALES
RECUBRIMIENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

SEPARACION ENTRE VARILLAS:
LA SEPARACION MINIMA ENTRE VARILLAS RECTAS INDIVIDUALES Y PARALELAS DE LA ARMADURA, FUERA DE UNA ZONA DE EMPALME, EN GENERAL, DEBERA SER COMO MINIMO 2.50 cm. Y NO MENOR QUE EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO.

PUCP
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA
INGENIERIA CIVIL

LOS OTROS PRECEDENTES SOBRE EL SEÑALADO EN ESTE PLANO SON DE RESPONSABILIDAD DEL AUTOR DEL PROYECTO.

PROYECTO:
PROYECTO DE TESIS

UBICACION:
SAN ISIDRO-LIMA

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
CIMENTACION

PROFESOR:
ALBERTO DANTE SALVATIERRA

ALUMNO:
Mg. Ing. WILSON SILVA BERRIOS

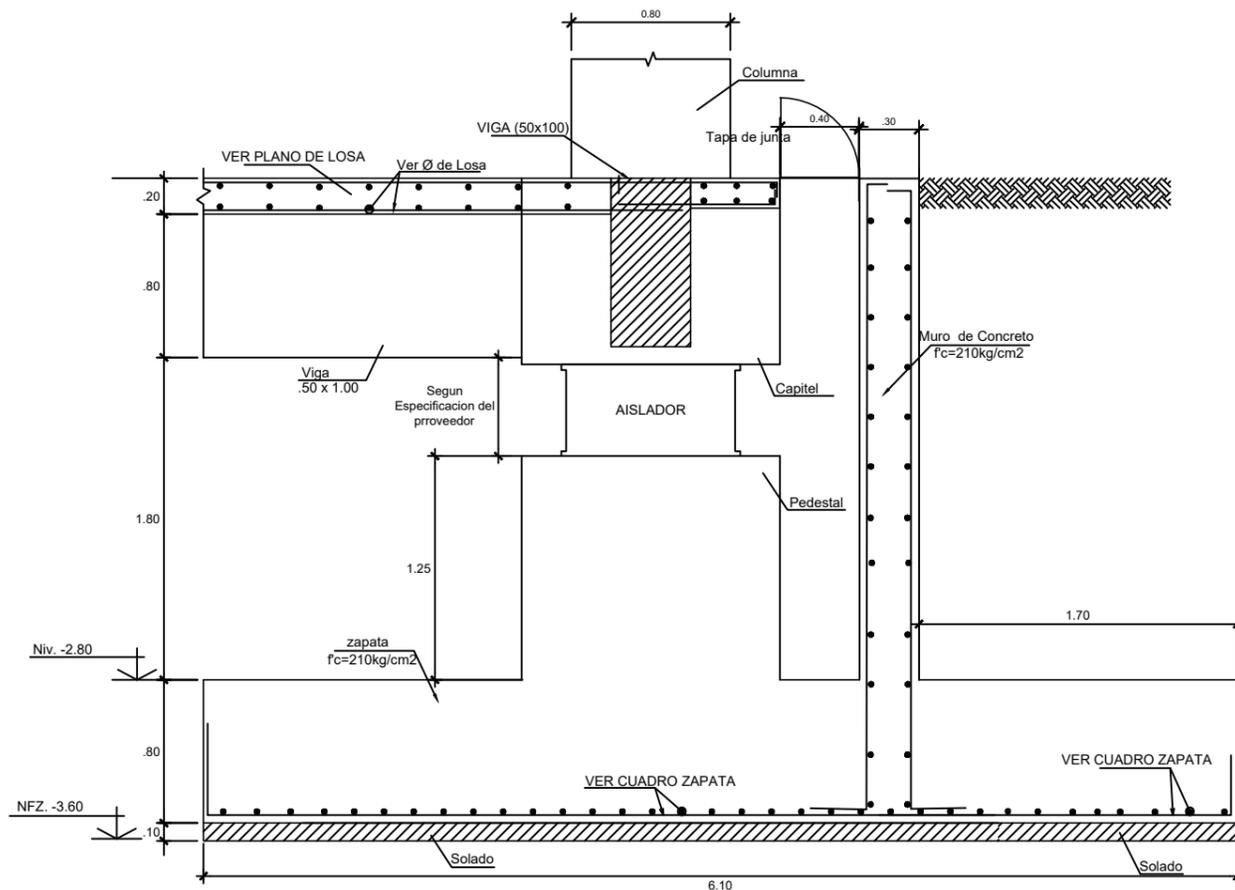
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
28/11/2019

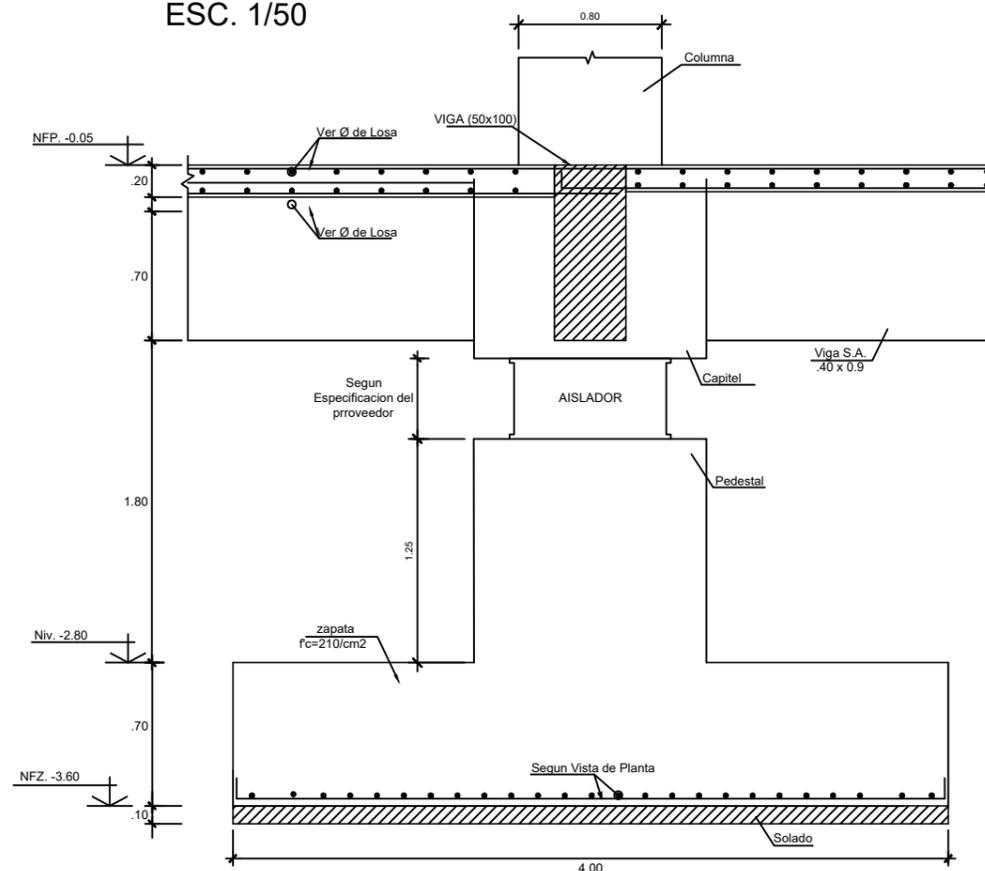
CODIGO DE PLANO:
E-02

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

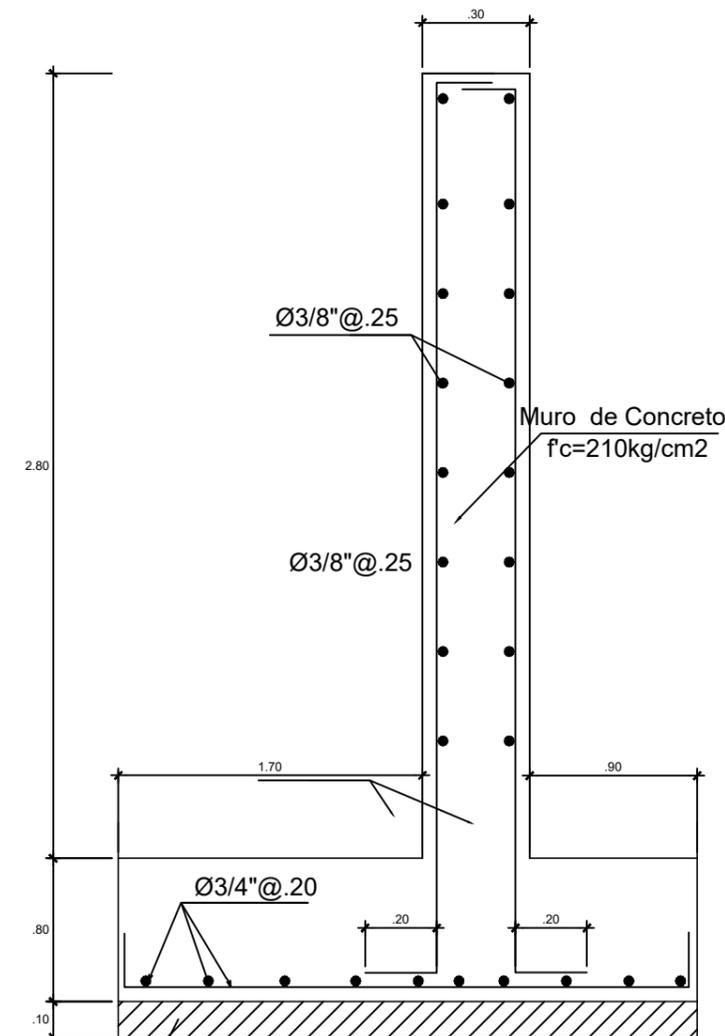
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



CORTE 2-2 (AISLADOR)
ESC. 1/50

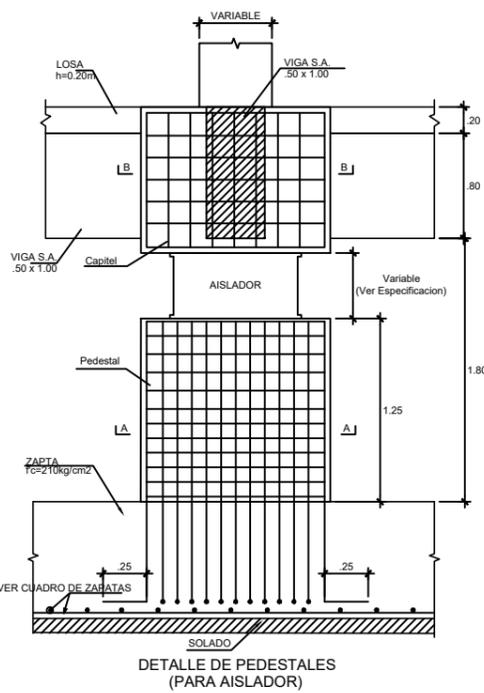


CORTE 3-3 (AISLADOR LRB-A)



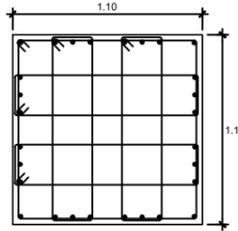
CORTE 1-1
MURO DE CONTENCIÓN
SC/ 1:50

	
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA INGENIERÍA CIVIL	
LAS COTAS PREVALENCEN SOBRE EL DIBUJO CUALQUIER DISCREPANCIA O COMENTARIO SOBRE ESTE PLANO DEBE SER CONSULTADO CON EL PROYECTISTA	
PROYECTO: PROYECTO DE TESIS	
UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLANO: CIMENTACION	
DISEÑO: ALBERTO DANTE SALVATIERRA	
ASESOR: Mg. Ing. WILSON SILVA BERRIOS	
ESCALA: INDICADA	DIBUJO: A.D.S
FECHA: 28/11/2019	
CÓDIGO DE PLANO: E-03	

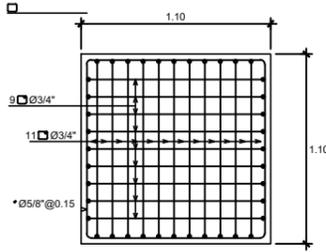


DETALLE DE PEDESTALES (PARA AISLADOR)

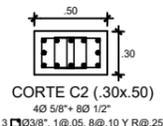
CUADRO DE TECNICO					
TIPO	#	DIMENSIONES		FIERRO	RESISTENCIA CONCRETO
		a	b		
CP-1	20	1.10	1.10	40 3/4" 5 1/2" @ 10	f _c = 280 kg/m ²
PD-1	20	1.10	1.10	280 1" 5 1/2" @ 10	f _c = 280 kg/m ²



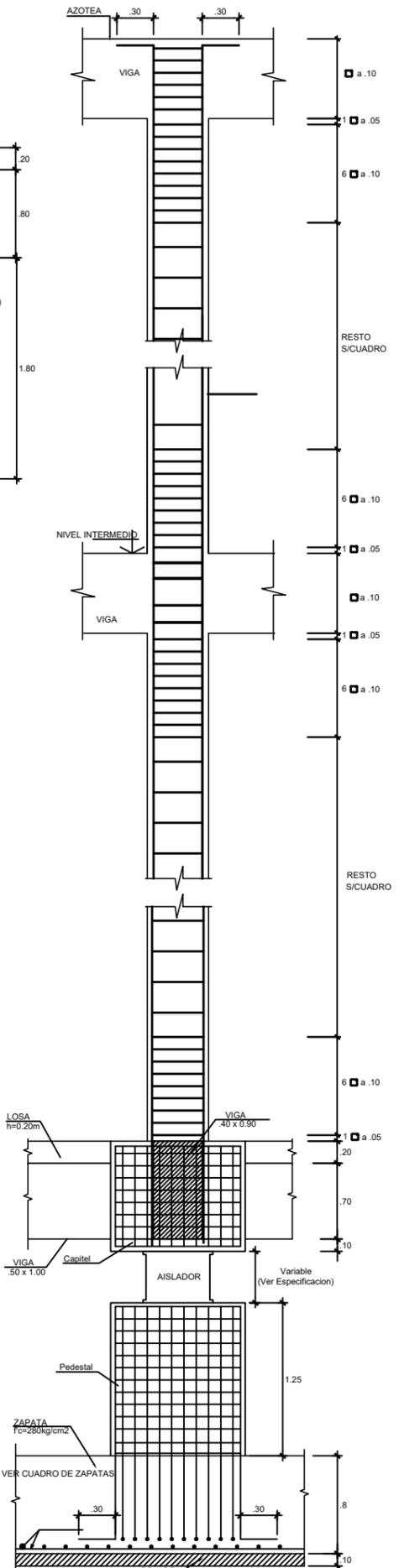
CORTE A-A (1.20x1.20) PD-1



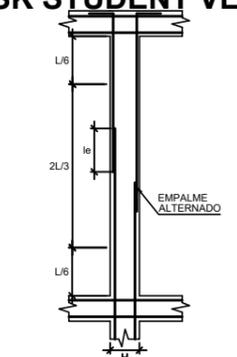
CORTE B-B (1.10x1.10) CP-1



CORTE C2 (.30x.50)



DETALLE DE CONFINAMIENTO TÍPICO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS (PARA AISLADOR)



DETALLE DE EMPALMES EN COLUMNAS

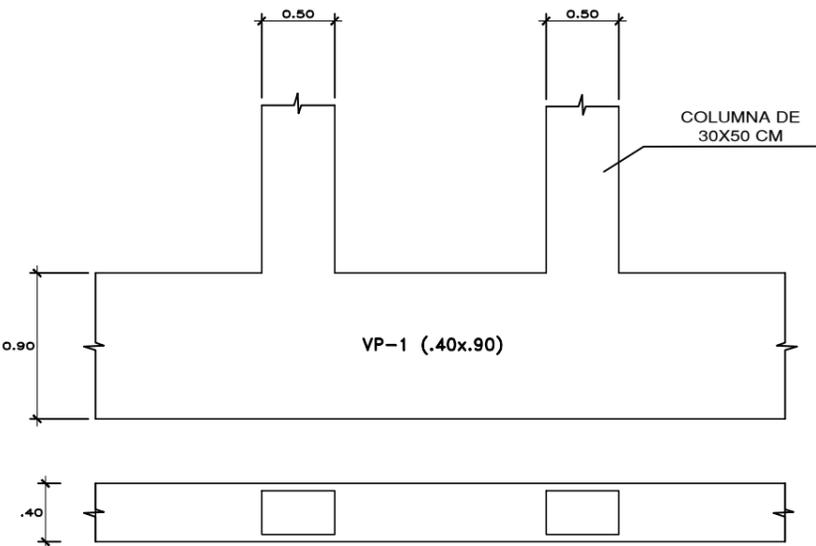
Ø	VALORES m (cm)		
	REFUERZO INFERIOR	H=30	H≥30
3/8"	40	40	45
1/2"	50	50	65
5/8"	60	60	80
3/4"	75	70	100
1"	120	120	150

Ø	VALORES DE LA PARA 50% O MENOS DE VARILLAS CORTADAS (*)	
	H < 30 m	H > 30
3/8"	40	60
1/2"	55	75
5/8"	70	95
3/4"	80	115
1"	120	150

NOTA:
 a) NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% Y/O CONSULTAR CON EL PROYECTISTA
 c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25cm PARA Ø3/8" Y DE 35cm PARA Ø DE 1/2" a Ø5/8".

(*) EN CASO DE CORTAR EL 100% DE VARILLAS INCREMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN 70%

N° PISO	TIPO	CUADRO DE COLUMNA			
		C - 1	C - 2	C - 3	C - 4
1	bxt	0.60x0.60	0.60x0.60	0.60x0.60	0.60x0.60
	e	4ø1" + 8ø3/4"	8ø1" + 4ø3/4"	12ø1"	16ø1"
2	bxt	0.60x0.60	0.60x0.60	0.60x0.60	0.60x0.60
	e	4ø1" + 8ø3/4"	8ø1" + 4ø3/4"	12ø1"	16ø1"
3	bxt	0.60x0.60	0.60x0.60	0.60x0.60	0.60x0.60
	e	4ø1" + 8ø3/4"	8ø1" + 4ø3/4"	12ø1"	16ø1"
4	bxt	0.60x0.60	0.60x0.60	0.60x0.60	0.60x0.60
	e	4ø1" + 8ø3/4"	8ø1" + 4ø3/4"	12ø1"	16ø1"
5	bxt	0.60x0.60	0.60x0.60	0.60x0.60	0.60x0.60
	e	4ø1" + 8ø3/4"	8ø1" + 4ø3/4"	12ø1"	16ø1"
6	bxt	0.60x0.60	0.60x0.60	0.60x0.60	0.60x0.60
	e	4ø1" + 8ø3/4"	8ø1" + 4ø3/4"	12ø1"	16ø1"
CORTE					



PUCP
 FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
 INGENIERÍA CIVIL

LAS COTAS PREVALECEN SOBRE EL DIBUJO
 CUALQUIER DISCREPANCIA O CONTRADICCION SOBRE ESTE PLANO DEBE SER CONSULTADO CON EL PROYECTISTA

PROYECTO:
 PROYECTO DE TESIS

UBICACIÓN:
 SAN ISIDRO-LIMA

ESPECIALIDAD:
 ESTRUCTURAS

PLANO:
 CIMENTACION

DESENÑO:
 ALBERTO DANTE SALVATIERRA

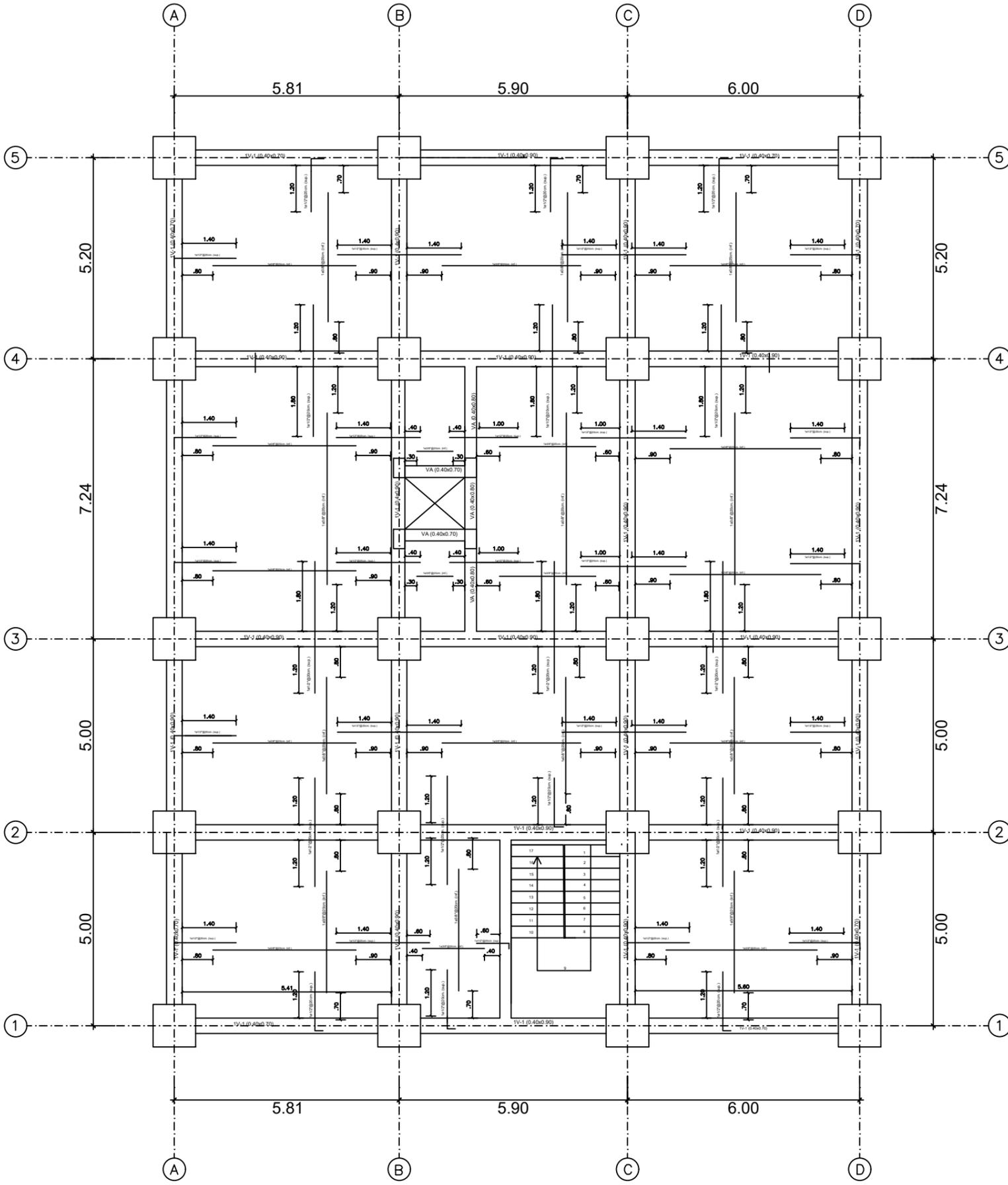
ASESOR:
 Mg. Ing. WILSON SILVA BERRIOS

ESCALA:
 INDICADA

DIBUJO:
 A.D.S

FECHA:
 28/11/2019

CÓDIGO DE PLANO:
 E-04



ENCONFRADO TECHO
 ESCALA: 1/50

ENCONFRADO DE TECHO DEL NIVEL DE AISLAMIENTO SUPERIOR N.P.T. +0.00

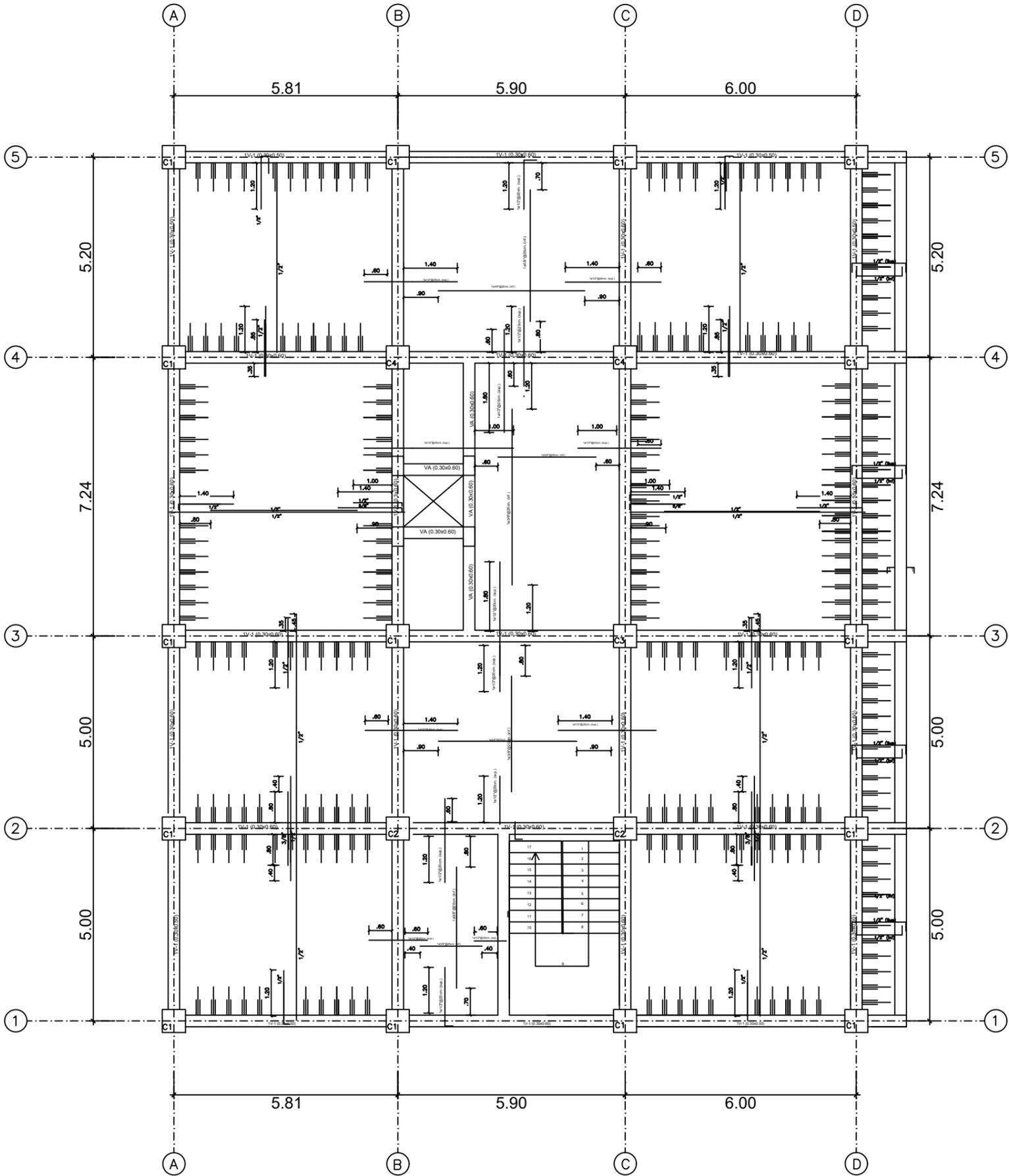
LOSA DE H=0.20m:
 LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 3/8''@.20$
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8''@.20$

(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA INGENIERÍA CIVIL	
LOS OTROS PROFESORES SON DE SU MATERIA Y NO SON RESPONSABLES DE ESTE TRABAJO	
PROYECTO: PROYECTO DE TESIS	
UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLANO: ENCONFRADO DE LOSA	
DISEÑO: ALBERTO DANTE SALVATIERRA	
REVISOR: Mg. Ing. WILSON SILVA BERRIOS	
ESCALA: INDICADA	FECHA: 28/11/2019
CÓDIGO DE PLANO: E-05	

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



ENCONFRADO TECHO
ESCALA: 1/50

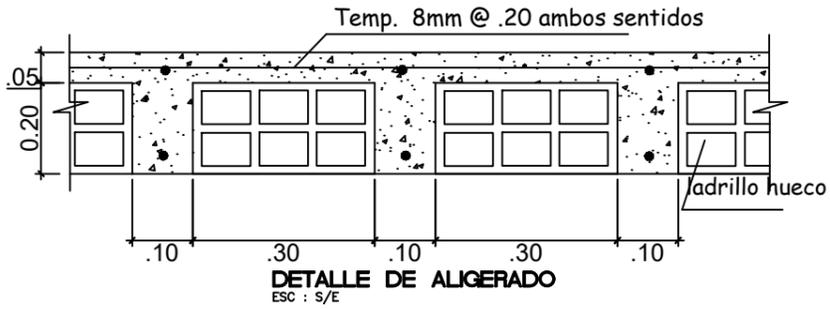
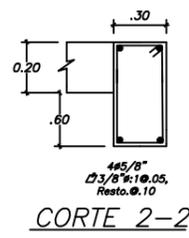
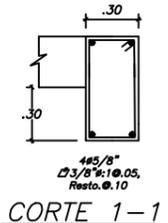
ENCOFRADO DE PISO TÍPICO

LOSA DE H=0.20m:
LOSA ALIGERADA MALLA DE TEMPERATURA $\phi 8\text{mm} @ .20$
VIGETA ESPACIADA @.40

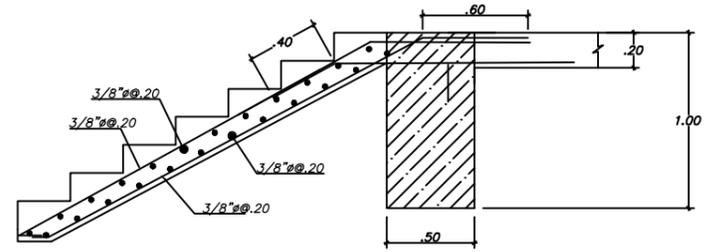
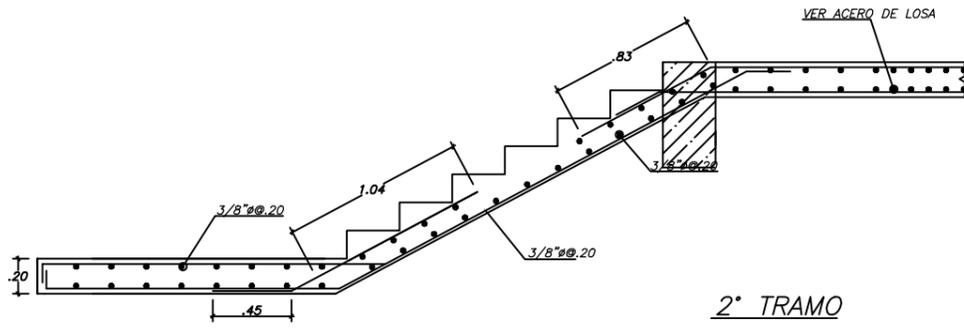
ENCOFRADO DE LOSA MACIZA

LOSA DE H=0.20m:
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 3/8" @ .20$
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8" @ .20$

(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

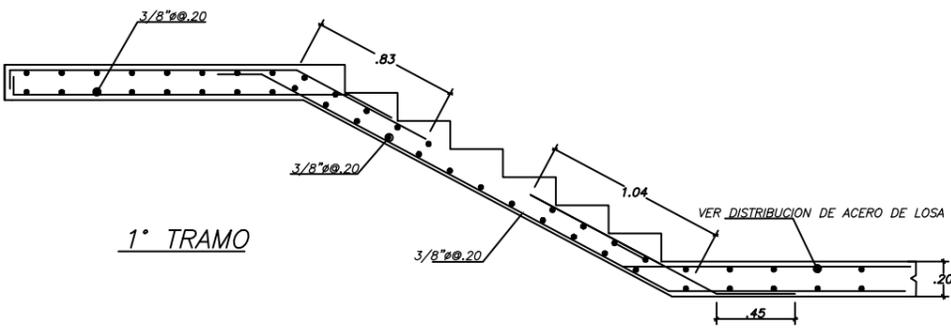


FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA INGENIERÍA CIVIL	
LOS SERVICIOS PROFESIONALES SON DE SU RESPONSABILIDAD FIRMADOS POR EL INGENIERO RESPONSABLE DEL PROYECTO	
PROYECTO DE TESIS	
UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLANO: ENCONFRADO DE LOSA	
DISEÑO: ALBERTO DANTE SALVATIERRA	
REVISOR: Mg. Ing. WILSON SILVA BERRIOS	
ESCALA:	BRILLO:
INDICADA	A.D.S
FECHA:	28/11/2019
CÓDIGO DE PLANO: E-06	



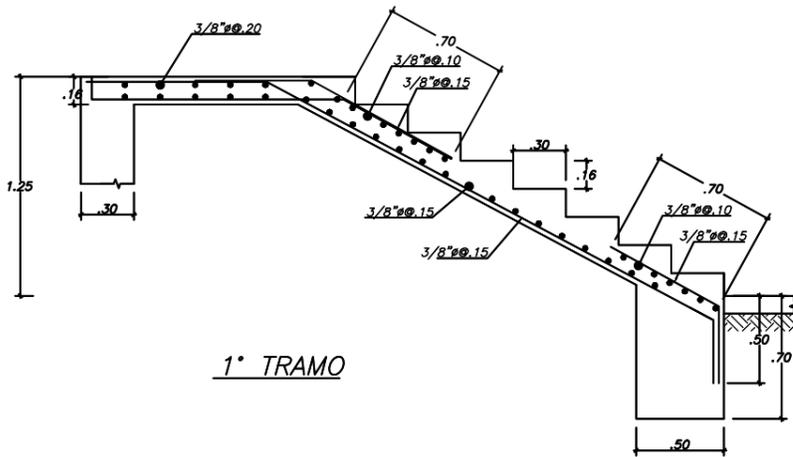
2° TRAMO

2° TRAMO



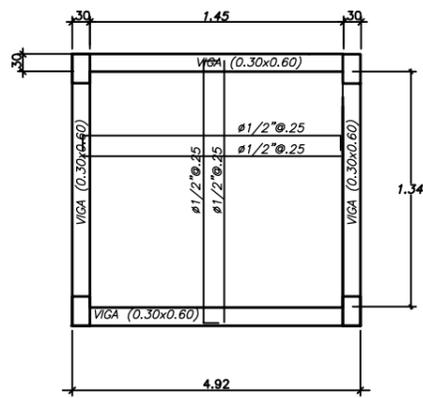
1° TRAMO

ESCALERA-2
S/C= 400Kg/cm²



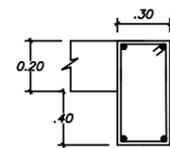
1° TRAMO

ESCALERA-1
S/C= 400Kg/m²



LOSA DE ASCENSOR

LOSA MACIZA h=.20



CORTE 1-1



FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL

LOS DATOS PERSONALES SOBRE EL DESARROLLO DE ESTE PROYECTO DE TESIS SON DE CARÁCTER CONFIDENCIAL Y SE DEBE MANTENER EN SECRETO.

PROYECTO DE TESIS

UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

PLANO: ENCONFRADO ESCALERAS

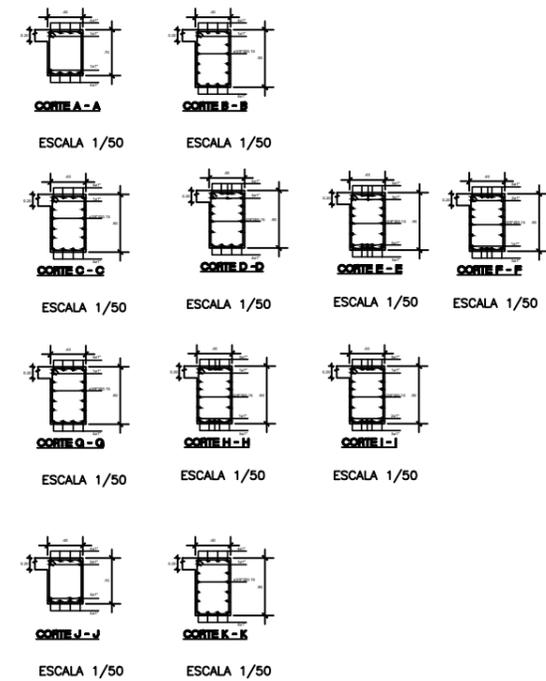
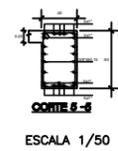
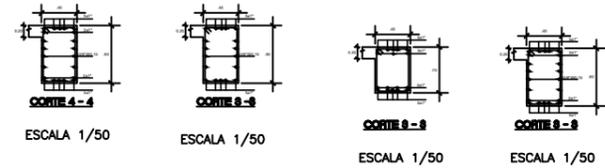
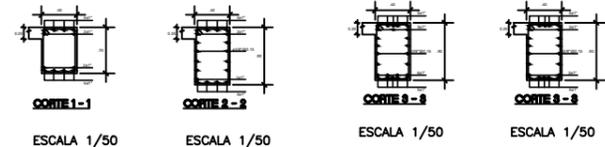
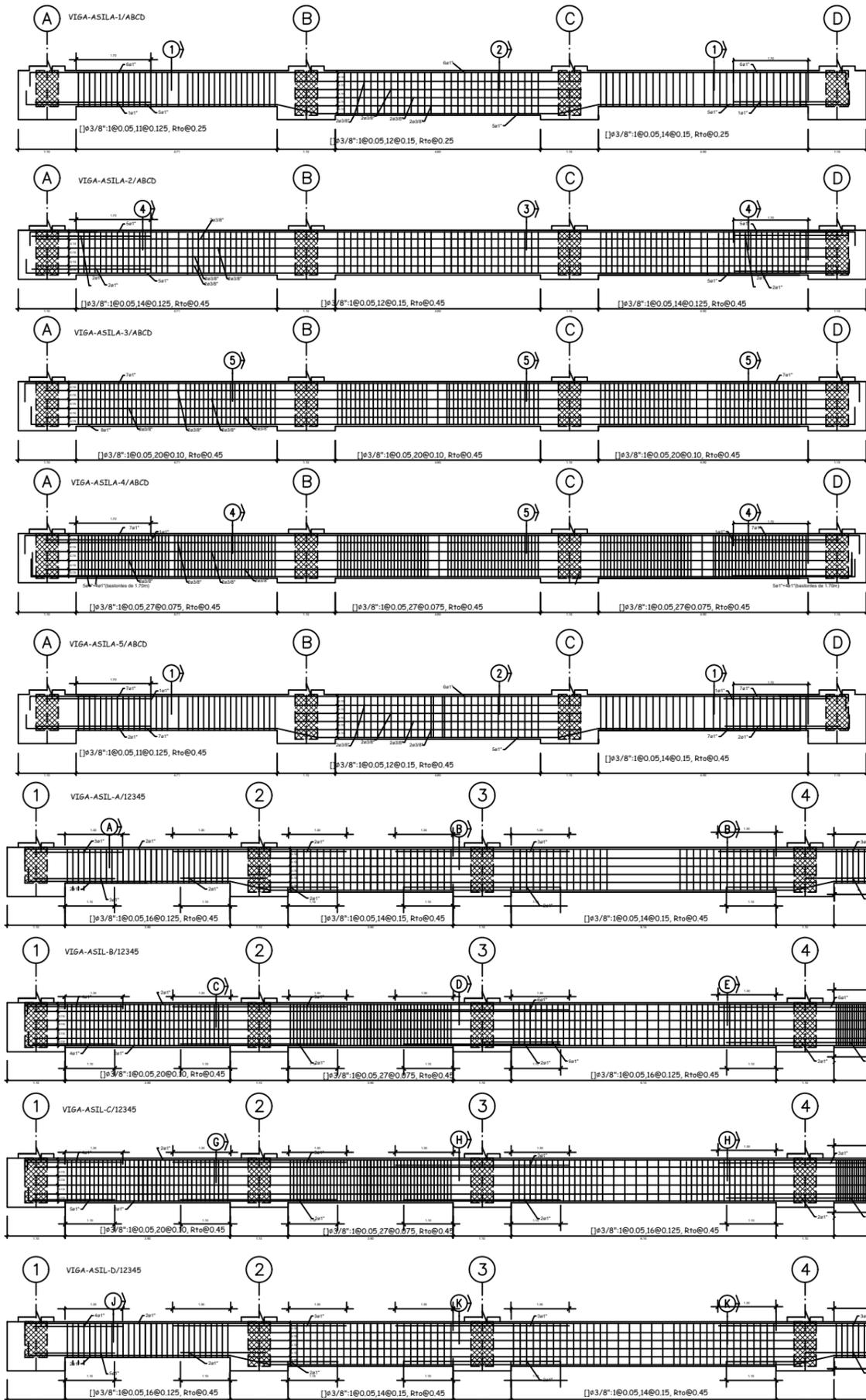
DISEÑO: ALBERTO DANTE SALVATIERRA

REVISOR: Mg. Ing. WILSON SILVA BERRIOS

ESCALA: A.D.S

INDICADA: FECHA: 28/11/2019

CÓDIGO DE PLANO: E-07



EL UNIVERSIDAD
PUCP

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL

LAS COTAS PREVALECEAN SOBRE EL DIBUJO
CUALQUIER DISCREPANCIA O COMENTARIO
SOBRE ESTE PLANO DEBE SER CONSULTADO CON
EL PROYECTISTA

PROYECTO:
PROYECTO DE TESIS

UBICACIÓN:
SAN ISIDRO-LIMA

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

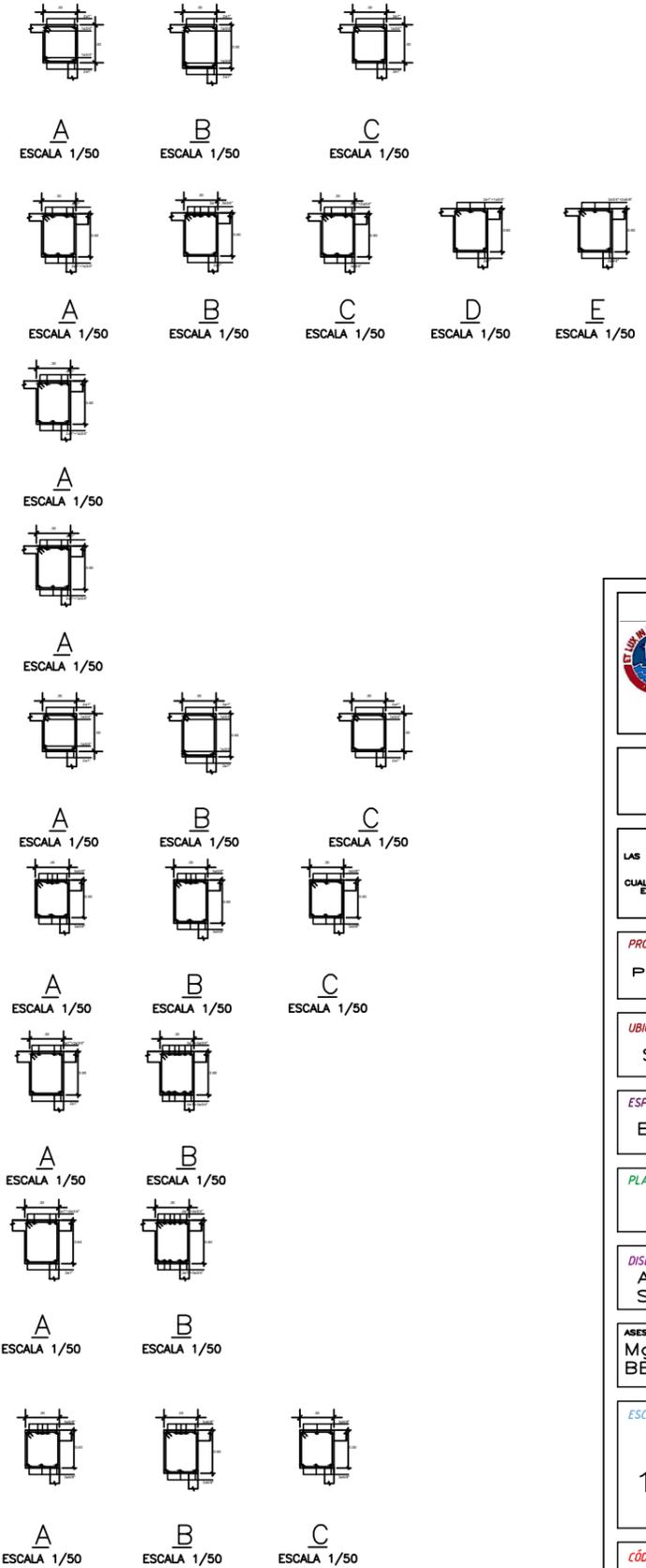
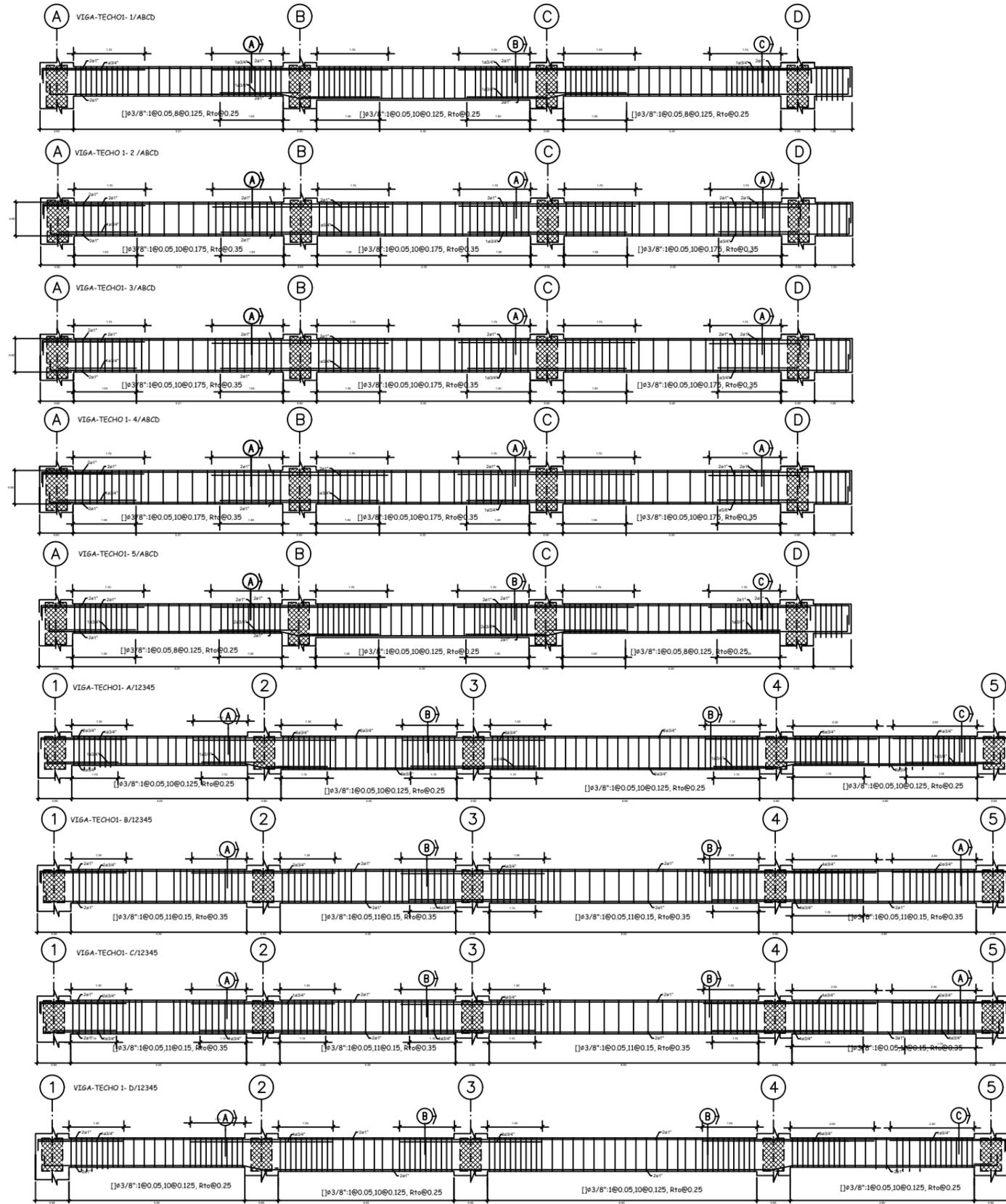
PLANO:
VIGAS

DISEÑO:
ALBERTO DANTE
SALVATIERRA

ASESOR
Mg. Ing. WILSON SILVA
BERRIOS

ESCALA: 1:30
DIBUJO: A.D.S.
FECHA: 28/11/2019

CÓDIGO DE PLANO:
E-08



EL UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CALLAO **PUCP**

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL

LAS COTAS PREVALENCEN SOBRE EL DIBUJO
CUALQUIER DISCREPANCIA O COMENTARIO SOBRE ESTE PLANO DEBE SER CONSULTADO CON EL PROYECTISTA

PROYECTO:
PROYECTO DE TESIS

UBICACIÓN:
SAN ISIDRO-LIMA

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
VIGAS

DISEÑO:
ALBERTO DANTE SALVATIERRA

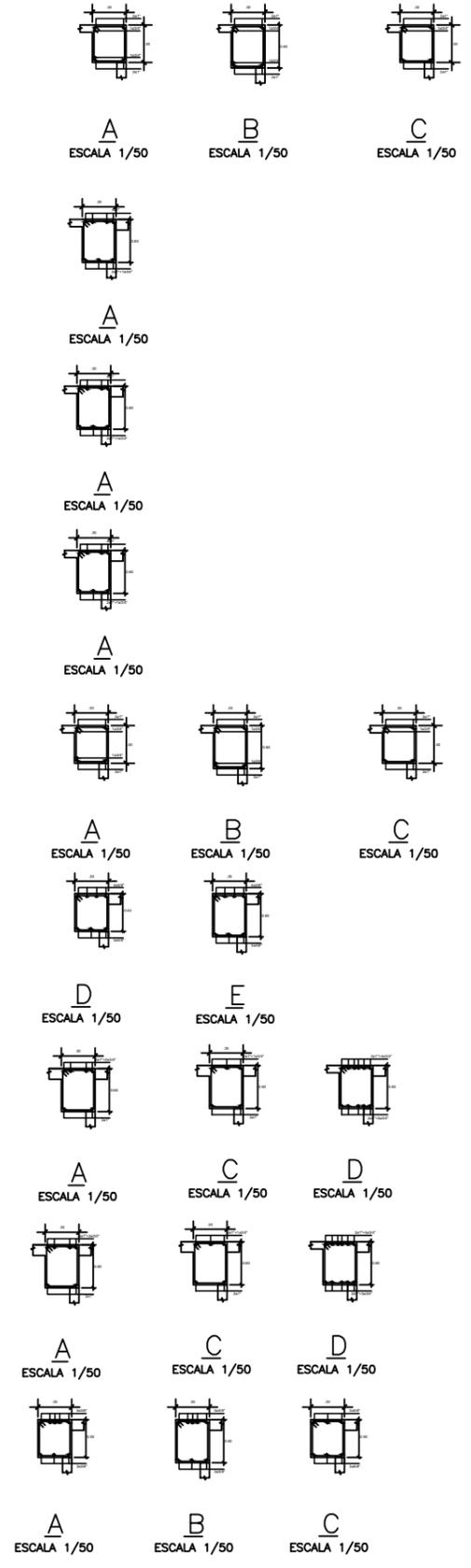
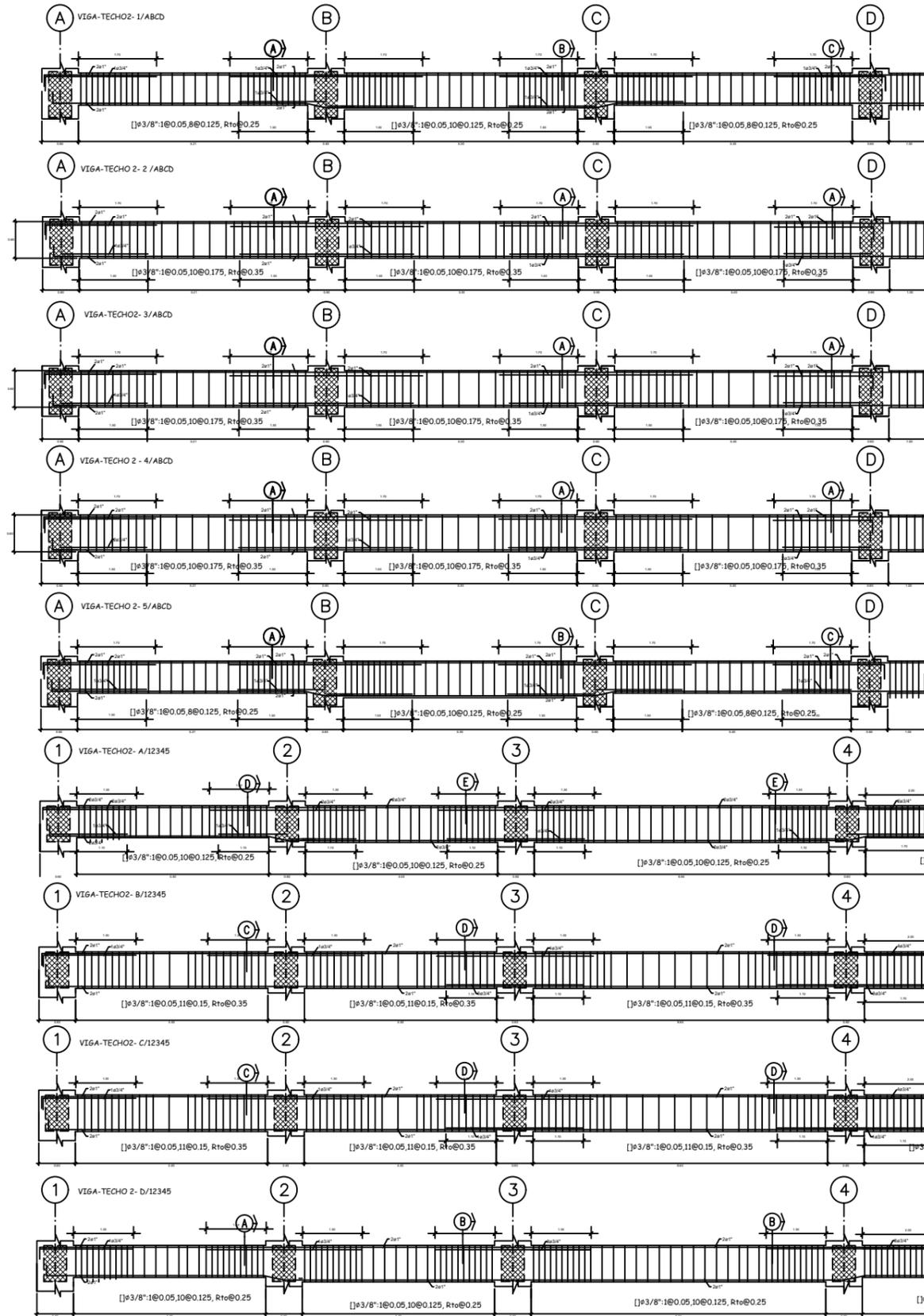
ASESOR
Mg. Ing. WILSON SILVA BÉRRIOS

ESCALA: 1:30
DIBUJO: A.D.S.
FECHA: 28/11/2019

CÓDIGO DE PLANO:
E-09

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

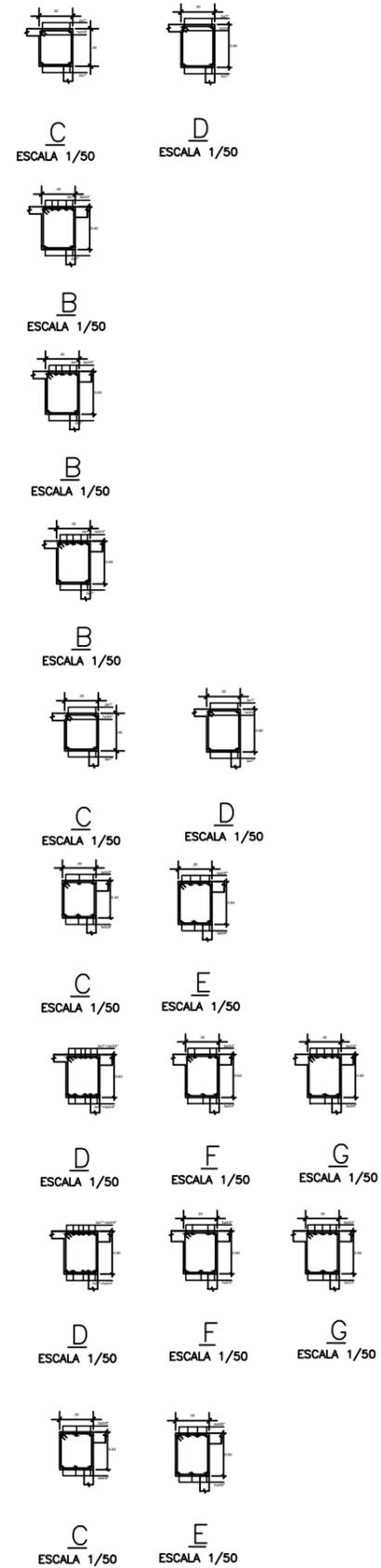
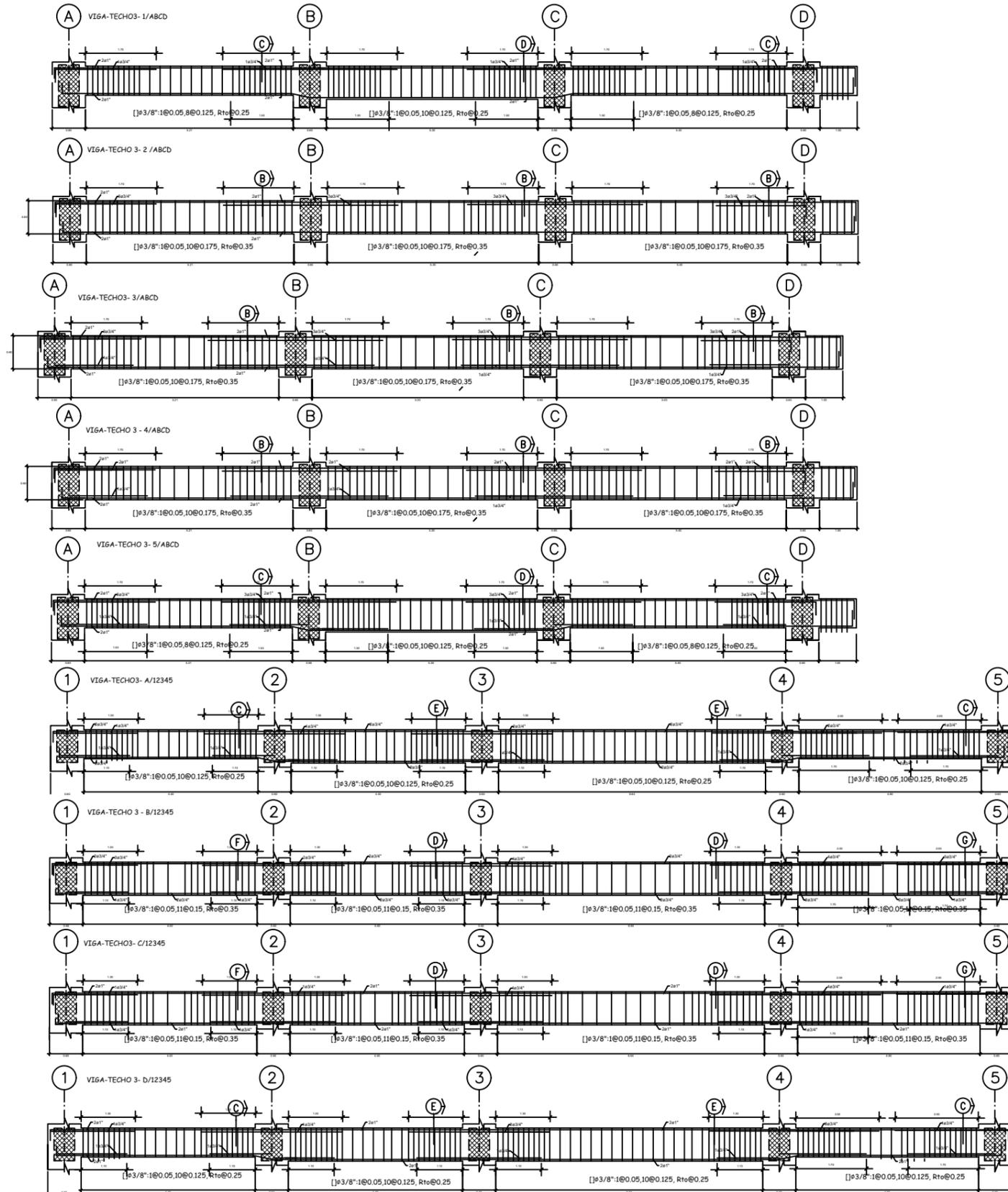
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



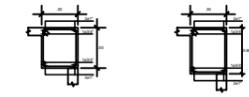
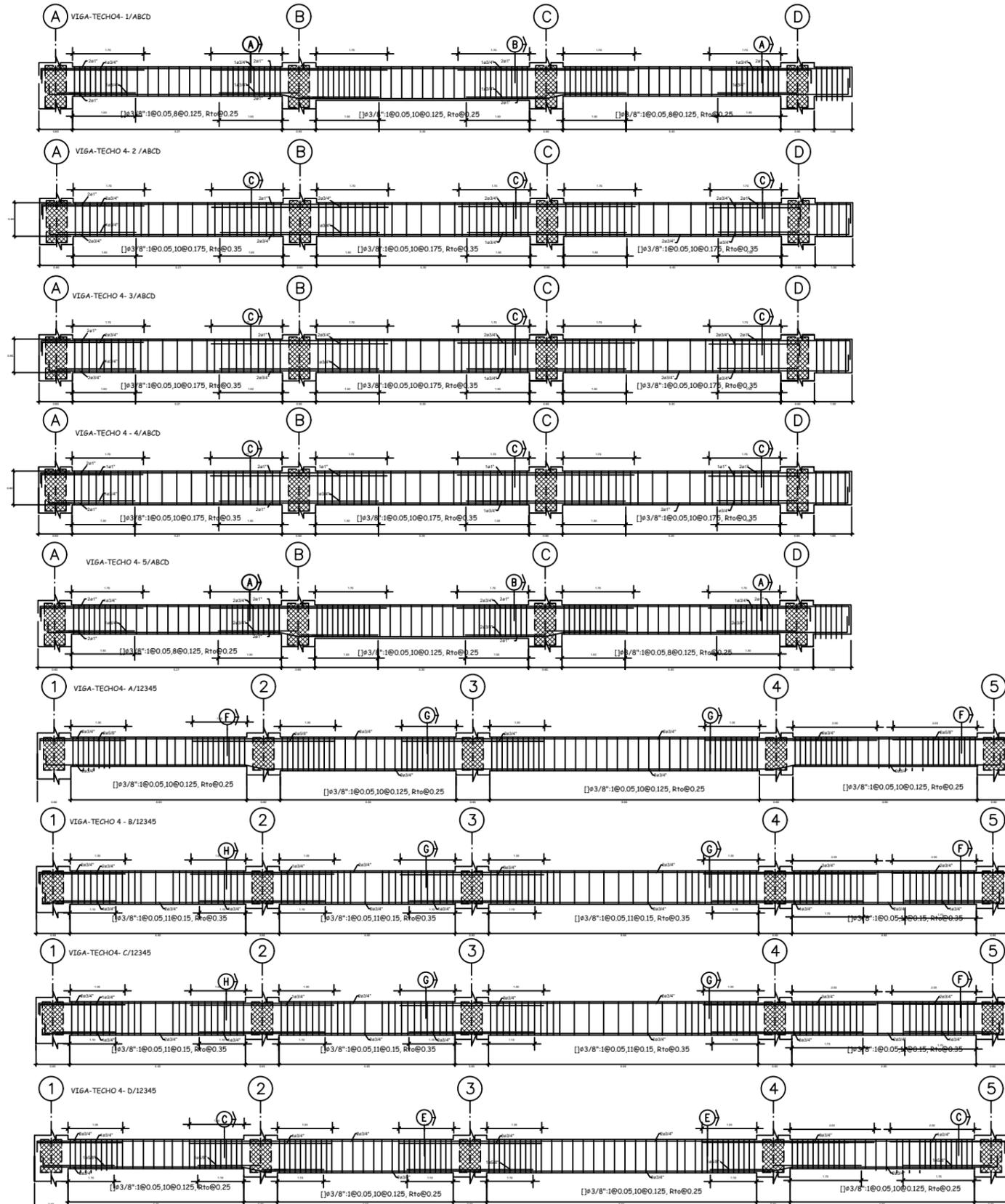

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
 INGENIERÍA CIVIL
 LAS COTAS PREVALECEAN SOBRE EL DIBUJO
 CUALQUIER DISCREPANCIA O COMENTARIO SOBRE ESTE PLANO DEBE SER CONSULTADO CON EL PROYECTISTA
 PROYECTO:
 PROYECTO DE TESIS
 UBICACIÓN:
 SAN ISIDRO-LIMA
 ESPECIALIDAD:
 ESTRUCTURAS
 PLANO:
 VIGAS
 DISEÑO:
 ALBERTO DANTE SALVATIERRA
 ASESOR
 Mg. Ing. WILSON SILVA BÉRRIOS
 ESCALA:
 1:30
 DIBUJO:
 A.D.S.
 FECHA:
 28/11/2019
 CÓDIGO DE PLANO:
 E-10

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

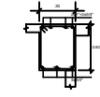
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



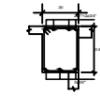
<p>FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA INGENIERÍA CIVIL</p>	
<p>LAS COTAS PREVALECEAN SOBRE EL DIBUJO CUALQUIER DISCREPANCIA O COMENTARIO SOBRE ESTE PLANO DEBE SER CONSULTADO CON EL PROYECTISTA</p>	
<p>PROYECTO: PROYECTO DE TESIS</p>	
<p>UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA</p>	
<p>ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS</p>	
<p>PLANO: VIGAS</p>	
<p>DISEÑO: ALBERTO DANTE SALVATIERRA</p>	
<p>ASESOR: Mg. Ing. WILSON SILVA BÉRRIOS</p>	
<p>ESCALA: 1:30</p>	<p>DIBUJO: A.D.S</p>
<p>FECHA: 28/11/2019</p>	
<p>CÓDIGO DE PLANO: E-11</p>	



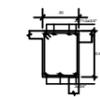
A ESCALA 1/50 B ESCALA 1/50



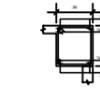
C ESCALA 1/50



C ESCALA 1/50



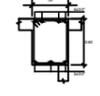
C ESCALA 1/50



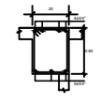
A ESCALA 1/50 B ESCALA 1/50



F ESCALA 1/50



F ESCALA 1/50



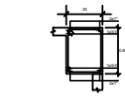
F ESCALA 1/50



C ESCALA 1/50



C ESCALA 1/50



B ESCALA 1/50



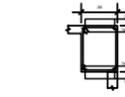
B ESCALA 1/50



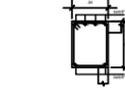
B ESCALA 1/50



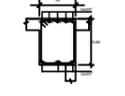
B ESCALA 1/50



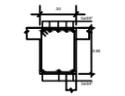
B ESCALA 1/50



B ESCALA 1/50



B ESCALA 1/50



B ESCALA 1/50



B ESCALA 1/50



B ESCALA 1/50



FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL

LAS COTAS PREVALECEAN SOBRE EL DIBUJO
CUALQUIER DISCREPANCIA O COMENTARIO SOBRE
ESTE PLANO DEBE SER CONSULTADO CON
EL PROYECTISTA

PROYECTO:
PROYECTO DE TESIS

UBICACIÓN:
SAN ISIDRO-LIMA

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
VIGAS

DISEÑO:
ALBERTO DANTE
SALVATIERRA

ASESOR
Mg. Ing. WILSON SILVA
BÉRRIOS

ESCALA:
1:30

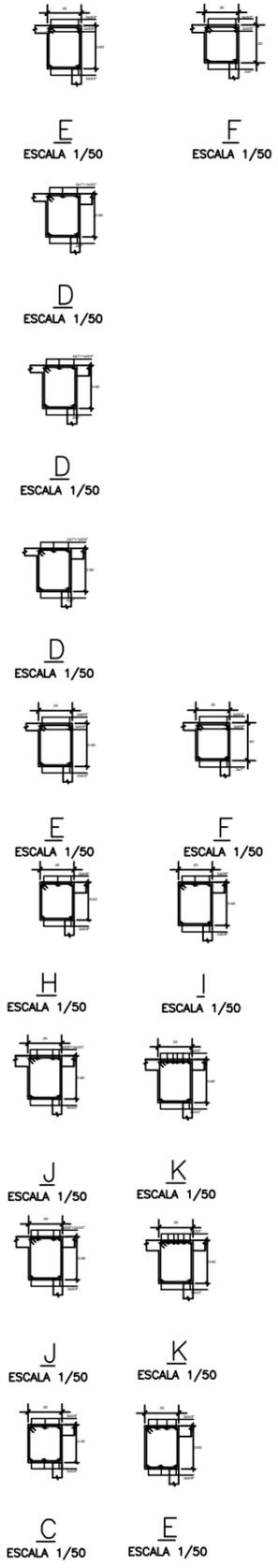
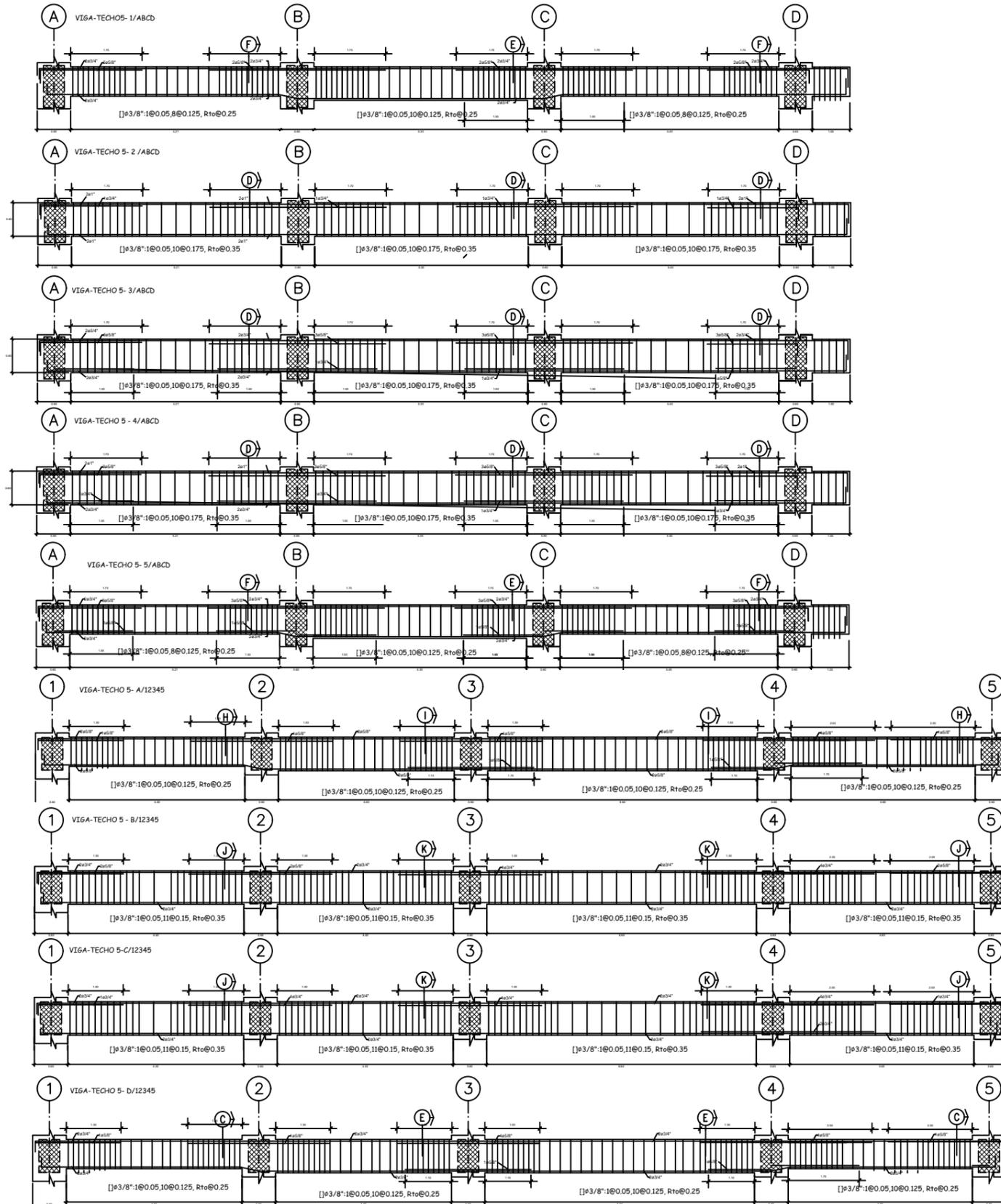
DIBUJO:
A.D.S

FECHA:
28/11/2019

CÓDIGO DE PLANO:
E-12

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

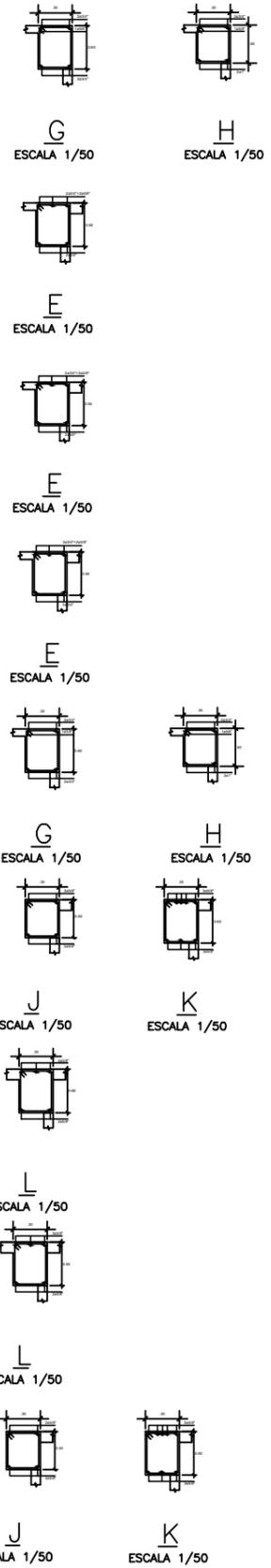
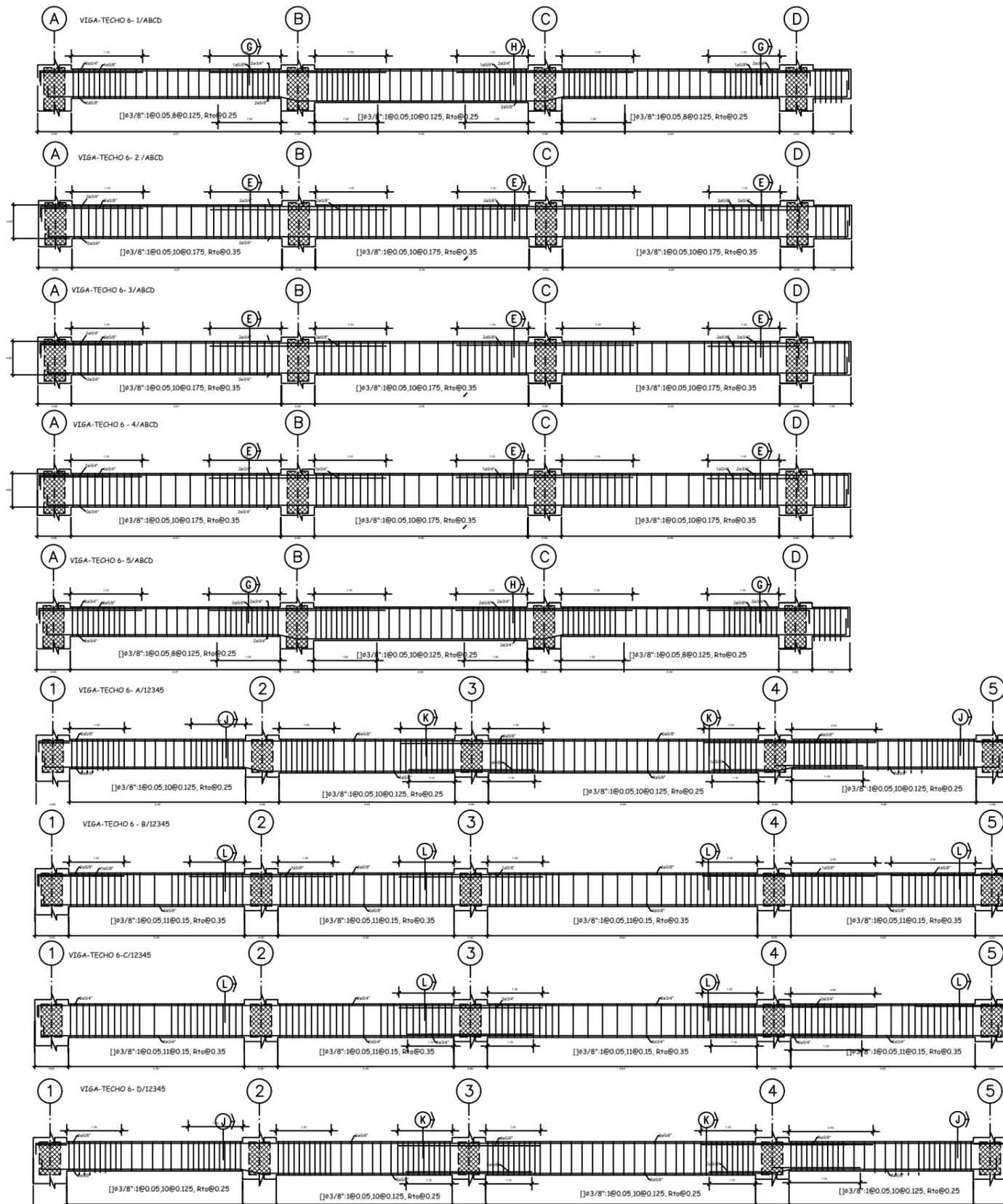
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



	
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA INGENIERÍA CIVIL	
LAS COTAS PREVALENCEN SOBRE EL DIBUJO CUALQUIER DISCREPANCIA O COMENTARIO SOBRE ESTE PLANO DEBE SER CONSULTADO CON EL PROYECTISTA	
PROYECTO: PROYECTO DE TESIS	
UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLANO: VIGAS	
DISEÑO: ALBERTO DANTE SALVATIERRA	
ASESOR Mg. Ing. WILSON SILVA BÉRRIOS	
ESCALA: 1:30	DIBUJO: A.D.S
FECHA: 28/11/2019	
CÓDIGO DE PLANO: E-13	

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



	
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA INGENIERÍA CIVIL	
LAS COTAS PREVALECEAN SOBRE EL DIBUJO CUALQUIER DISCREPANCIA O COMENTARIO SOBRE ESTE PLANO DEBE SER CONSULTADO CON EL PROYECTISTA	
PROYECTO: PROYECTO DE TESIS	
UBICACIÓN: SAN ISIDRO-LIMA	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	
PLANO: VIGAS	
DISEÑO: ALBERTO DANTE SALVATIERRA	
ASESOR Mg. Ing. WILSON SILVA BÉRRIOS	
ESCALA: 1:30	DIBUJO: A.D.S. FECHA: 28/11/2019
CÓDIGO DE PLANO: E-14	