

"AÑO DEL DIÁLOGO Y LA RECONCILIACIÓN NACIONAL"

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA

(Creada por Ley N° 25265)

FACULTAD DE INGENIERIA MINAS CIVIL AMBIENTAL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL - LIRCAY



TESIS

**"DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS:
DUAL Y APORTICADO CON AISLAMIENTO SISMICO EN LA BASE
PARA UN HOSPITAL DE CUATRO PISOS UBICADO EN EL
DISTRITO DE LIRCAY – ANGARAES – HVCA".**

**LINEA DE INVESTIGACION:
ESTRUCTURA - CONCRETOS**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:
CALDERON ARECHE, Víctor**

**ASESOR:
Ing. NEIRA CALSIN, Uriel**

LIRCAY - HUANCAMELICA

2018

ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS FINAL DE INVESTIGACION CIENTIFICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

EN LA CIUDAD DE LIRCAY, EN EL PARANINFO DE LA FIMCA – UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA, A LOS 19 DIAS DEL MES DE DICIEMBRE DEL 2018 SIENDO LAS 3:00 PM SE REUNIERON LOS MIEMBROS DEL JURADO CALIFICADOR, CONFORMADO DE LA SIGUIENTE MANERA:

PRESIDENTE: ING. MEDINA CHAMPE DEDICACIÓN MIGUEL
SECRETARIO: ING. ÑAHUI GASPAR ANDRÉS ZÓSIMO
VOCAL: ARQ. SALAS TOCASCA HUGO CAMILO

RATIFICADOS LOS MIEMBROS DEL JURADO CON RESOLUCION N° 328-2018-FIMCA-UNH, PARA SUSTENTAR LA TESIS TITULADO: **“DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DUAL Y APORTICADO CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE PARA UN HOSPITAL DE CUATRO PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE LIRCAY – ANGARAES – HVCA”** CUYO AUTOR ES EL GRADUADO:

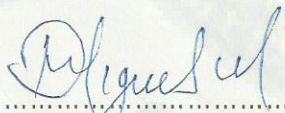
BACHILLER: CALDERÓN ARECHE VÍCTOR A FIN DE PROCEDER CON LA SUSTENTACIÓN DE LA TESIS FINAL DE INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA.

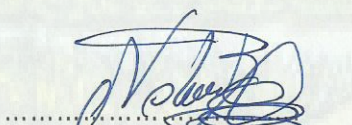
ACTO SEGUIDO SE INVITA AL SUSTENTANTE Y PÚBLICO EN GENERAL ABANDONAR EL AUDITORIO POR UNOS MINUTOS PARA LA DELIBERACIÓN DE LOS RESULTADOS; LUEGO SE INVITA A PASAR NUEVAMENTE AL AUDITORIO AL SUSTENTANTE Y PÚBLICO EN GENERAL, EN LA QUE SE DA LECTURA DEL ACTA DE SUSTENTACIÓN, SIENDO EL RESULTADO **APROBADO POR UNANIMIDAD**, CULMINANDO A LAS CUATRO DE LA TARDE (4:00P.M.) DEL DÍA 19 DE DICIEMBRE DEL 2018, Y SE DA POR CONCLUIDO EL ACTO DE SUSTENTACIÓN DE LA TESIS.

BACHILLER: CALDERÓN ARECHE VÍCTOR.

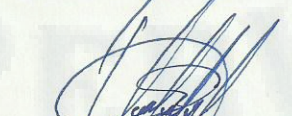
CALIFICATIVO:	APROBADO	<input checked="checked" type="checkbox"/>	POR: UNANIMIDAD
	DESAPROBADO	<input type="checkbox"/>	

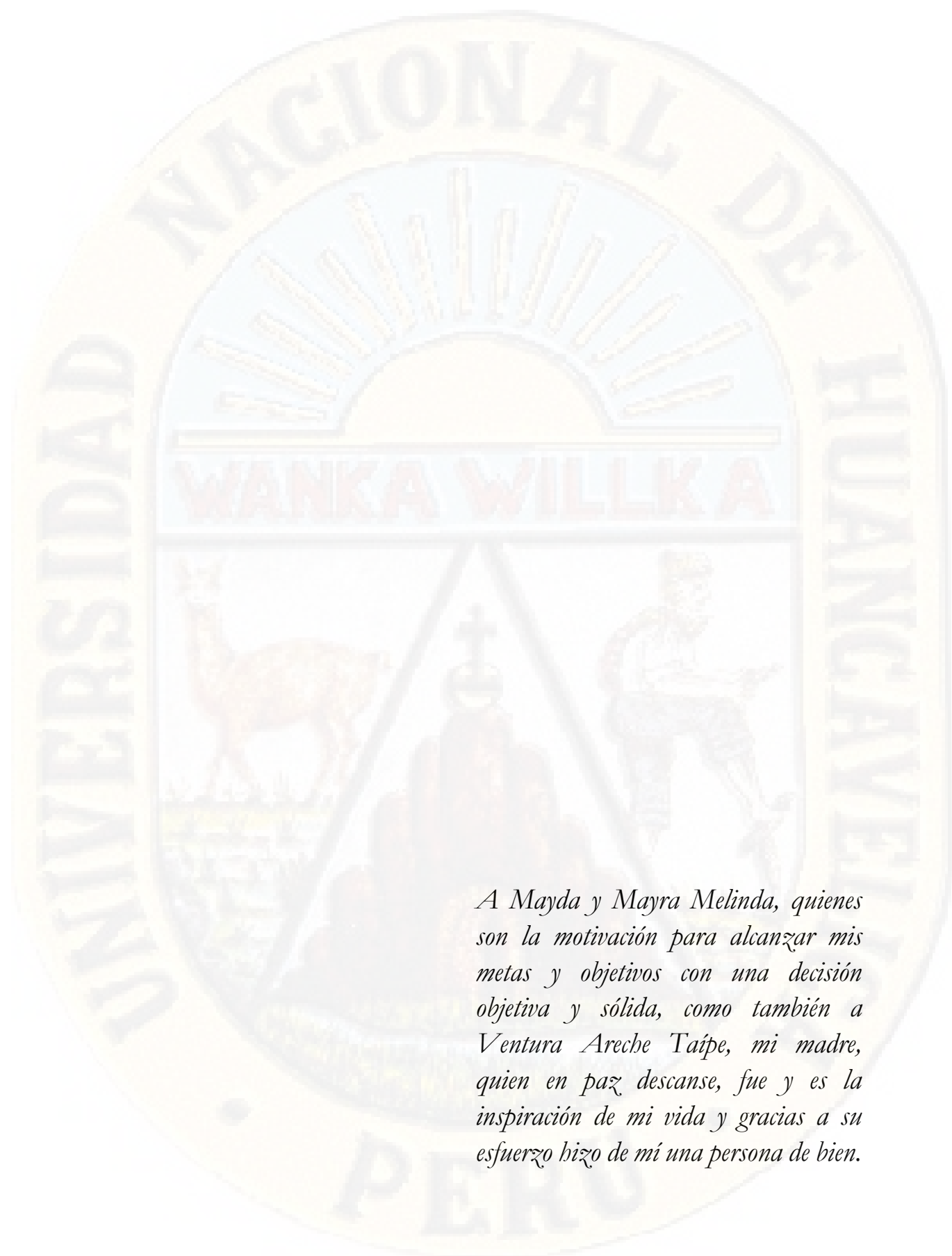
EN CONFORMIDAD A LO ACTUADO FIRMAMOS AL PIE DEL PRESENTE.


PRESIDENTE

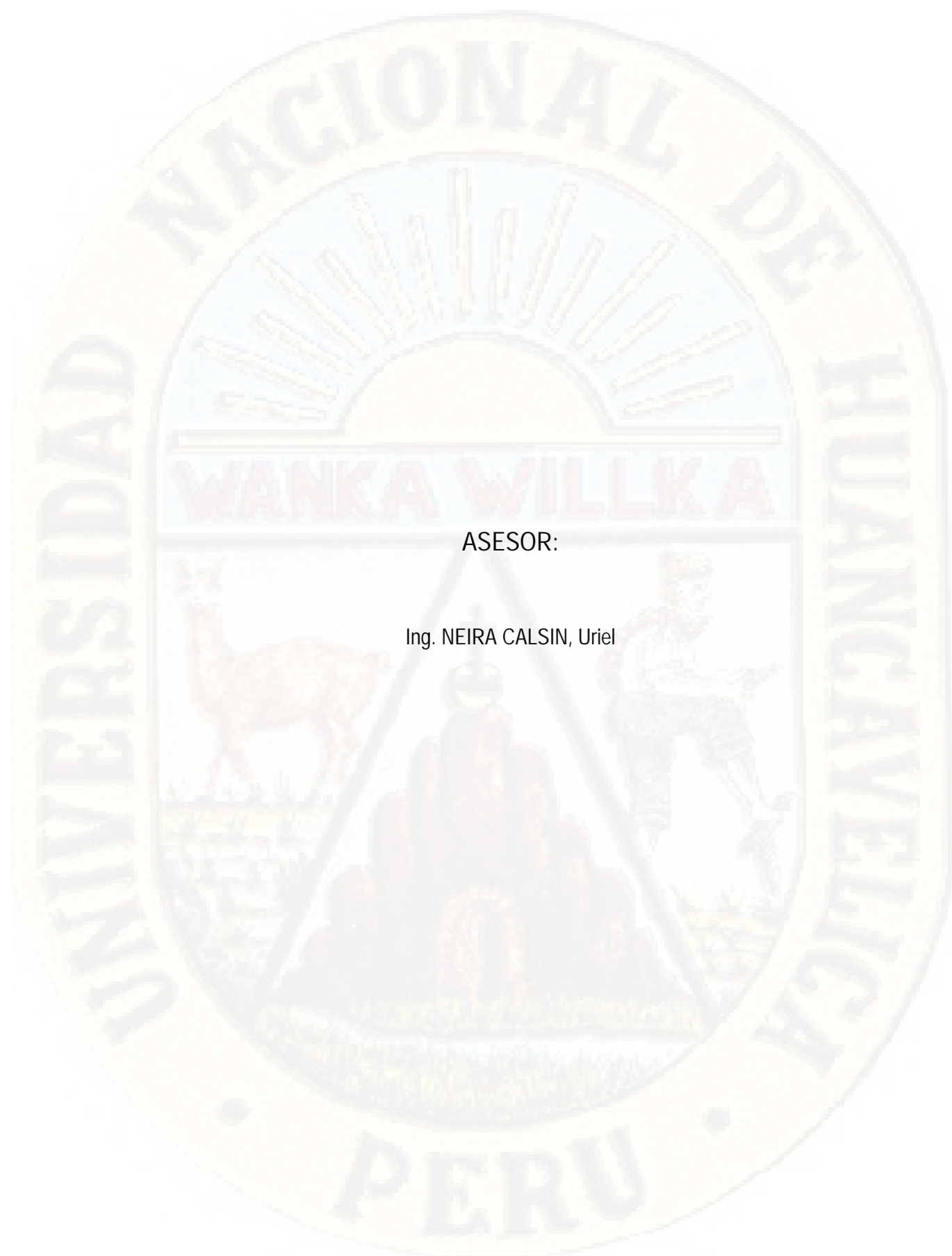

SECRETARIO


VOCAL


SUSTENTANTE



A Mayda y Mayra Melinda, quienes son la motivación para alcanzar mis metas y objetivos con una decisión objetiva y sólida, como también a Ventura Areche Taípe, mi madre, quien en paz descanse, fue y es la inspiración de mi vida y gracias a su esfuerzo hizo de mí una persona de bien.



ASESOR:

Ing. NEIRA CALSIN, Uriel

RESUMEN

La aplicación de sistemas modernos en el diseño estructural antisísmico de hospitales en el Perú, hoy por hoy se ha convertido en una política de desarrollo, ya que con el uso de estos dispositivos (Aisladores Sísmicos), se llega a salvaguardar la integridad física de la estructura hospitalaria como también se garantiza la funcionalidad de estas hasta cuando después de que haya ocurrido un evento sísmico.

El Perú por su ubicación geográfica y de acuerdo con los antecedentes históricos, necesita de hospitales que puedan desafiar las solicitaciones sísmicas en el acto, esto gracias al uso de dispositivos modernos que se acoplan al diseño antisísmico de estructuras de todo tipo (edificaciones, puentes, depósitos masivos de líquidos, etc.)

Los sistemas estructurales de tipo convencional (base empotrada) ejercen la respuesta ante solicitaciones sísmicas mediante la rigidez estructural que poseen gracias a los muros de corte y/u columnas de gran peralte, pero no limita las solicitaciones sísmicas para los pisos superiores más bien se multiplica con relación a la altura del piso. En tanto la estructura de cualquier sistema estructural con (base aislado) limita y corta las solicitaciones sísmicas en el interfaz de sistema de aislamiento permitiendo el ingreso de fuerzas sísmicas a la superestructura en una cantidad reducida de hasta 20% con respecto a la estructura de base fija.

Palabras Claves: Diseño Comparativo – Sistemas Estructurales – Aislador Sísmico.

ABSTRAC

The application of modern systems in the structural anti-seismic design of hospitals in Peru, today has become a policy of development, since with the use of these devices (Seismic Isolators), it is possible to safeguard the physical integrity of the hospital structure as well as the functionality of these is guaranteed until after a severe earthquake has occurred.

Peru, due to its geographical location and in accordance with the historical background, needs hospitals that can challenge seismic demands on the spot, thanks to the use of modern devices that are coupled with the anti-seismic design of structures of all types (buildings, bridges, massive deposits of liquids, etc.)

The structural systems of conventional type (recessed base) exert the response to seismic stresses by the structural rigidity that they have thanks to the walls of cut and / or columns of great cant, but it does not limit the seismic solicitations for the upper floors rather it multiplies in relation to the height of the floor. While the structure of any structural system with (isolated base) limits and cuts the seismic stresses at the isolation system interface allowing the entry of seismic forces to the superstructure in a reduced amount of up to 20% with respect to the base structure fixed.

Key Words: Comparative Design - Structural Systems - Seismic Isolator.

INDICE

CARATULA	I
DEDICATORIA	III
ASESOR:.....	IV
RESUMEN	V
ABSTRAC.....	VI
INDICE	VII
INDICE DE FIGURAS.....	XI
INDICE DE TABLAS.....	XV
INDICE DE CUADROS.....	XXI
INTRODUCCION.....	XXII
CAPITULO I - PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1. DESCRIPCION DEL PROBLEMA:.....	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.2.1. PROBLEMA GENERAL:	1
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS:.....	2
1.3. OBJETIVOS:	2
1.3.1. OBJETIVO GENERAL:	2
1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS:	2
1.4. JUSTIFICACIÓN:	2
CAPITULO II - MARCO TEORICO	4
2.1. ANTECEDENTES:	4
2.1.1. ANTECEDENTES NACIONALES:	4
2.1.2. ANTECEDENTES INTERNACIONALES:	5
2.2. BASES TEÓRICAS:	6
2.2.1. PRINCIPIOS DEL AISLAMIENTO SISMICO:.....	6
2.2.1.1. EDIFICIO CONVENCIONAL:	7
2.2.1.2. EDIFICIO CON AISLADORES SISMICOS ELASTOMERICOS:.....	7
2.2.2. SISTEMAS DE AISLAMIENTO SISMICO	8
2.2.3. AISLADORES ELASTOMERICOS:.....	9
2.2.3.1. AISLADORES ELASTOMERICOS DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDRB).	10

2.2.3.2. AISLADORES ELASTOMERICOS CON NUCLEO DE PLOMO (LRB)	10
2.2.3.3. AISLADORES ELASTOMERICOS DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDRB).....	11
2.2.4. AISLADORES DESLIZANTES:	11
2.2.4.1. PENDULO DE FRICCION DOBLE (FPS, Friction Pendulum System).	12
2.2.4.2. PÉNDULO DE FRICCION SIMPLE (FPS, Friction Pendulum System).	12
2.3. HIPÓTESIS:	13
2.3.1. HIPÓTESIS GENERAL:	13
2.3.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICOS:	13
2.4. DEFINICION DE TERMINOS:.....	13
2.5. DEFINICION OPERATIVA DE VARIABLES E INDICADORES:	16
CAPITULO III - METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION.....	17
3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACION:	17
3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN:.....	17
3.1.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN:.....	17
3.2. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN:.....	17
3.2.1. MÉTODO EXPLICATIVO:	17
3.2.2. MÉTODO DESCRIPTIVO:	17
3.3. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN:.....	18
3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA:.....	18
3.4.1. POBLACIÓN:	18
3.4.2. MUESTRA:.....	18
3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	18
3.5.1. TÉCNICAS:	18
3.5.2. INSTRUMENTOS:.....	18
3.6. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS	19
CAPITULO IV - RESULTADOS.....	20
4.1. PRESENTACION DE DATOS:.....	20
4.1.1. CONDICIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL:	20
4.1.2. ESTUDIO DE SUELOS Y CONDICIONES GEOTECNICAS DEL TERRENO.	22
4.1.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA CONVENCIONAL DUAL.	22
4.1.3.1. NORMAS EMPLEADAS:.....	22
4.1.3.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:	23
4.1.3.3. ESTRUCTURACION:.....	23

4.1.3.4. METODO DE DISEÑO:	24
4.1.3.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES:	25
4.1.3.6. ANALISIS DE LA ESTRUCTURA:	55
4.1.3.7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES:	101
4.1.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA APORTICADO CON AISLADORES SISMICOS EN LA BASE:	125
4.1.4.1. NORMAS EMPLEADAS:	125
4.1.4.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:	126
4.1.4.3. ESTRUCTURACION:	126
4.1.4.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES:	127
4.1.4.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS AISLADORES SISMICOS:	139
4.1.4.6. ANALISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL APORTICADA CON AISLADORES SISMICOS EN LA BASE:	165
4.1.5. ELABORACION DE MAQUETAS (PROTOTIPO DE LAS ESTRUCTURAS)	187
4.1.5.1. ESPÉCIMEN N° 01 (SISTEMA DUAL):	187
4.1.5.2. ESPECIMEN N° 02 (SISTEMA AISLADO)	187
4.1.5.3. CARACTERISTICAS DE LA MESA VIBRADORA	188
4.1.5.4. LABORATORIO:	189
4.1.5.5. SISMO DE LABORATORIO:	189
4.1.5.6. PROCEDIMIENTO REALIZADO:	190
4.1.5.7. SALIDAD E DATOS:	191
4.2. ANALISIS DE DATOS:	194
4.2.1. EXTRACCIÓN DE RESULTADOS IMPORTANTES:	194
4.2.1.1. DISTORCIONES DE ENTREPISO SIMULACION CON SOFTWARE:	194
4.2.1.2. PERIODOS DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA SIMULACION CON SOFTWARE:	196
4.2.1.3. ACELERACIONES SISMICAS "LABORATORIO":	197
4.2.1.4. PERIODOS DE VIBRACION "LABORATORIO":	197
4.2.2. ANALISIS DE DATOS Y COMPARACION DE RESULTADOS:	197
4.2.2.1. ANALISIS RESULTADOS DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES SIMULACION CON SOFTWARE:	198
4.2.2.2. ANALISIS DE RESULTADOS DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES SIMULACION EN LABORATORIO:	201

CONCLUSIONES.....	204
RECOMENDACIONES.....	205
BIBLIOGRAFÍA.....	206
ANEXOS.....	208
Matriz de Consistencia	
Cálculos.....	
Copias	
Panel Fotográfico	
Planos.....	

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Comparación de la incidencia del sismo en las dos estructuras.....	7
Figura 2.- Incidencia del Sismo en la Estructura convencional.....	7
Figura 3.- Incidencia del Sismo en la Estructura Aislada.....	8
Figura 4.- Aislador Elastomerico de Bajo Amortiguamiento (LDRB).....	10
Figura 5.- Aislador Elastomerico con Núcleo de Plomo (LRB)	11
Figura 6.- Aislador Elastomerico de Alto Amortiguamiento (HDRB)	11
Figura 7.- Aislador de Fricción de Doble Curvatura (FPS).....	12
Figura 8.- Aislador de Fricción de Simple Péndulo (FPS).....	13
Figura 9: Ubicación y Localización del Hospital de Lircay.	20
Figura 10: Bloques del Hospital del sistema Dual.....	21
Figura 11: Pre-dimensionamiento de losa aligerada.....	26
Figura 12: Idealización de la viga principal.	28
Figura 13: Franjas tributarios para pre-dimensionamiento de vigas principales.	29
Figura 14: Programa ETABS (integrated buildign design software).....	55
Figura 15: inicialización de diseño en ETABS.	56
Figura 16: Modelos de plantilla para iniciar un nuevo modelo.	56
Figura 17: Grilla definido para al modelo estructural del bloque A.	57
Figura 18: Ventana de definición de propiedades del material a usar.	57
Figura 19: Definición de propiedades de concreto.	58
Figura 20: Definición de las propiedades de acero.....	59
Figura 21: Definición de elementos frame (línea)	61
Figura 22: Definición de vigas peraltadas.....	62
Figura 23: Definición de columnas.	63
Figura 24: Definición de elementos slab.....	63
Figura 25: Definición de losa aligerada.....	64
Figura 26: Definición de elementos wall.	64
Figura 27: Definición de muros de corte.....	65
Figura 28: Dibujo de elementos Frame.....	66
Figura 29: Dibujo de elementos Wall.....	66
Figura 30: Modelo del bloque A.....	67

Figura 31: Modelo del bloque B.....	67
Figura 32: Modelo del bloque C.....	68
Figura 33: Asignación de brazos rígidos.....	68
Figura 34: Asignación de condiciones de apoyo.	69
Figura 35: Diafragma rígido del sistema estructural.	69
Figura 36: Definición de patrones de carga.	70
Figura 37: Creación de la malla de elementos finitos.	71
Figura 38: Asignación de etiqueta a los muros.	71
Figura 39: Espectro de pseudo-aceleraciones para el bloque A.	73
Figura 40: Espectro de pseudo-aceleraciones para el bloque B.	73
Figura 41: Espectro de pseudo-aceleraciones para el bloque C.	73
Figura 42: Espectro de pseudo-aceleraciones en el Software.....	74
Figura 43: Asignación de carga muerta.	77
Figura 44: Asignación de carga viva.....	77
Figura 45: Definición de masas.	78
Figura 46: Análisis de la estructura.	79
Figura 47: Casos de sismo estático dirección X-X, bloque A.	82
Figura 48: Casos de sismo estático dirección Y-Y, bloque A.	82
Figura 49: Asignación del factor de escala para sismo X-X, bloque A.....	85
Figura 50: Asignación del factor de escala para sismo Y-Y, bloque A.....	86
Figura 51: Casos de sismo estático dirección X-X, bloque B.	89
Figura 52: Casos de sismo estático dirección Y-Y, bloque B.	89
Figura 53: factor de escala para sismo X-X, bloque B.....	92
Figura 54: factor de escala para sismo Y-Y, bloque B.....	93
Figura 55: Casos de sismo estático dirección X-X, bloque C.	96
Figura 56: Casos de sismo estático dirección Y-Y, bloque C.	96
Figura 57: Factor de escala para sismo X-X, bloque C.	100
Figura 58: Factor de escala para sismo Y-Y, bloque C.	100
Figura 59: diagrama de momento flector de la viga.....	103
Figura 60: diagrama de fuerza cortante de la viga.	104
Figura 61: Diagrama de interacción de la columna B-B, 3-3	109

Figura 62: Valores Peso Ultimo versus M22 y M33.....	110
Figura 63: Fuerzas de diseño de losa aligerada.....	114
Figura 64: Dimensiones estándar de los aisladores DIS.....	154
Figura 65: Grillas de sistema estructural a modelarse.....	165
Figura 66: Secciones de los aisladores.....	166
Figura 67: Propiedades generales de cada aislador.....	166
Figura 68: Propiedades de dirección de l aislador de 0.520m.....	167
Figura 69: Aisladores sísmicos en el modelo.....	168
Figura 70: Asignación de brazos rígidos.....	169
Figura 71: Condiciones de apoyo en la estructura.....	169
Figura 72: Isométrico de condiciones de apoyo.....	170
Figura 73: Diafragma rígido de la estructura.....	170
Figura 74: Isométrico de todo el sistema estructural aislado.....	171
Figura 75: Definición de patrones de carga.....	172
Figura 76: Espectro de respuesta de pseudo aceleraciones del sistema aislado.....	173
Figura 77: Masas participativas en al estructura aislado.....	173
Figura 78: Coeficientes basales para el sismo X-X (aislado).....	177
Figura 79: Coeficientes basales para el sismo Y-Y (aislado).....	177
Figura 80: Escalamiento de cortante estático versus dinámico para X-X.....	185
Figura 81: Escalamiento de cortante estático versus dinámico para Y-Y.....	186
Figura 82: Prototipo del sistema estructural Dual.....	187
Figura 83: Prototipo del sistema estructural aislado.....	188
Figura 84: Modelo de la mesa vibradora.....	188
Figura 85: Diagrama de flujo de la simulación.....	189
Figura 86: Laboratorio donde se realizó la simulación.....	189
Figura 87: Acelerograma del sismo de laboratorio.....	190
Figura 88: Aceleraciones sísmicas en la base "sistema dual".....	191
Figura 89: Aceleraciones sísmicas en el piso 02 "sistema dual".....	191
Figura 90: Aceleraciones sísmicas en el piso 04 "sistema dual".....	192
Figura 91: Aceleraciones sísmicas en la base "sistema aislado".....	192
Figura 92: Aceleraciones sísmicas en el piso cero "sistema aislado".....	193

Figura 93: Aceleraciones sísmicas en le piso 04 "sistema aislado"	193
Figura 94: Comparativo de distorsiones de entrepiso X-X y Y-Y.....	199
Figura 95: Comparación de magnitud de desplazamiento dirección X-X.	199
Figura 96: Comparación de magnitud de desplazamiento dirección Y-Y.	200
Figura 97: Comparación de periodos de vibración de los 2 primeros modos.	200
Figura 98: Aceleraciones sísmicas sistema dual.	201
Figura 99: Aceleraciones sísmicas sistema aislado.....	202
Figura 100: Comparación de aceleraciones sísmicas de los dos sistemas estructurales.	202
Figura 101: Comparación re periodos de vibración obtenidos en el laboratorio.	203

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Pre-dimensionamiento de losa aligerada del bloque A.....	26
Tabla 2: Pre-dimensionamiento de losa aligerada del bloque B.....	26
Tabla 3: Pre-dimensionamiento de losa aligerada del bloque C.....	27
Tabla 4: Espesores finales de losa en los bloques A, B y C.....	27
Tabla 5: Parámetros para predimensionamiento de vigas principales.....	28
Tabla 6: Pre-dimensionamiento de vigas principales bloque A.....	29
Tabla 7: Pre-dimensionamiento de vigas principales bloque B.....	29
Tabla 8: Pre-dimensionamiento de vigas principales bloque C.....	29
Tabla 9: Dimensiones corregidas de vigas principales bloque A.....	30
Tabla 10: Dimensiones corregidas de vigas principales bloque B.....	30
Tabla 11: Dimensiones corregidas de vigas principales bloque C.....	30
Tabla 12: Dimensiones finales de las vigas principales general.....	31
Tabla 13: Inercia de las vigas principales por cada bloque.....	31
Tabla 14: Pre-dimensionamiento de vigas secundarias del bloque A.....	32
Tabla 15: Pre-dimensionamiento de vigas secundarias del bloque B.....	32
Tabla 16: Pre-dimensionamiento de vigas secundarias del bloque C.....	32
Tabla 17: Dimensiones corregidas de vigas secundarias bloque A.....	33
Tabla 18: Dimensiones corregidas de vigas secundarias bloque B.....	33
Tabla 19: Dimensiones corregidas de vigas secundarias bloque C.....	33
Tabla 20: Dimensiones finales de las vigas secundarias por cada bloque.....	34
Tabla 21: Pre-dimensionamiento de vigas chatas.....	34
Tabla 22: Dimensiones corregidas de las vigas chatas.....	35
Tabla 23: pesos por unidad de área.....	35
Tabla 24: pre-dimensionamiento de columnas del bloque A.....	36
Tabla 25: pre-dimensionamiento de columnas del bloque B.....	36
Tabla 26: pre-dimensionamiento de columnas del bloque C.....	37
Tabla 27: Dimensiones calculadas de columnas para cada bloque.....	38
Tabla 28: Comparación de inercias entre viga y columna.....	38
Tabla 29: Dimensiones corregidas de columnas para cada bloque.....	39
Tabla 30: Verificación de la condición de viga débil y columna fuerte.....	39

Tabla 31: Metrado de carga muerta por unidad de área Bloque A	40
Tabla 32: Metrado de carga muerta por unidad de volumen Bloque A.....	40
Tabla 33: Metrado de carga viva piso típico Bloque A.....	41
Tabla 34: Metrado de carga viva ultimo nivel Bloque A.	42
Tabla 35: Peso total del bloque A.....	42
Tabla 36: Metrado de carga muerta por unidad de área bloque B.	42
Tabla 37: Metrado de carga muerta por unidad de volumen Bloque B.....	43
Tabla 38: Metrado de carga viva piso típico Bloque B.	44
Tabla 39: Metrado de carga viva ultimo nivel Bloque B.	44
Tabla 40: Peso total del Bloque B.	45
Tabla 41: Metrado de carga muerta por unidad de área Bloque C.....	45
Tabla 42: Metrado de carga muerta por unidad de volumen Bloque C.....	46
Tabla 43: Metrado de carga viva piso típico Bloque C.....	47
Tabla 44: Metrado de carga viva ultimo nivel Bloque C.....	48
Tabla 45: Peso total del Bloque C.	48
Tabla 46: Parámetros para determinar el sistema estructural.	53
Tabla 47: Secciones de elementos estructurales Bloque A.....	60
Tabla 48: Secciones de elementos estructurales Bloque B.....	60
Tabla 49: Secciones de elementos estructurales Bloque C.....	60
Tabla 50: Parámetros sísmicos para bloque A.	72
Tabla 51: Parámetros sísmicos para bloque B.	72
Tabla 52: Parámetros sísmicos para bloque C.....	72
Tabla 53: Carga muerta del piso típico para ingresar al software.....	75
Tabla 54: Carga muerta de ultimo nivel para ingresar al software.....	75
Tabla 55: Carga viva del piso típico para ingresar al software.	76
Tabla 56: Carga viva de ultimo nivel para ingresar al software.....	76
Tabla 57: Derivas y desplazamiento de entrepiso bloque A.	80
Tabla 58: Periodos de vibración por cada modo.	80
Tabla 59: Fuerza cortante en columnas dirección X-X, bloque A.	82
Tabla 60: Fuerza cortante en columnas dirección Y-Y, bloque A.	83
Tabla 61: Fuerza cortante en placas dirección X-X, bloque A.	83

Tabla 62: Fuerza cortante en placas dirección Y-Y, bloque A.	84
Tabla 63: Verificación de cortante dinámico versus cortante estático, bloque A.	84
Tabla 64: Cortante dinámico versus estático escalado bloque A.	86
Tabla 65: Masas participativas bloque A.	86
Tabla 66: Derivas y/o desplazamientos de entrepiso bloque B.	87
Tabla 67: Periodos de vibración por cada modo.	87
Tabla 68: Fuerza cortante en columnas dirección X-X, bloque B.	89
Tabla 69: Fuerza cortante en columnas dirección Y-Y, bloque B.	90
Tabla 70: Fuerza cortante en placas dirección X-X, bloque B.	90
Tabla 71: Fuerza cortante en placas dirección Y-Y, bloque B.	91
Tabla 72: Verificación de la cortante dinámico versus cortante estático, bloque B.	91
Tabla 73: Verificación de cortante dinámico versus estático escalado, bloque B.	93
Tabla 74: Masas participativas bloque B.	93
Tabla 75: Derivas y/o desplazamientos de entrepiso bloque C.	94
Tabla 76: Periodos de vibración por cada modo.	94
Tabla 77: Fuerza cortante en columnas dirección X-X, bloque C.	96
Tabla 78: Fuerza cortante en columnas dirección Y-Y, bloque C.	97
Tabla 79: Fuerza cortante en placas dirección X-X, bloque C.	97
Tabla 80: Fuerza cortante en placas dirección Y-Y, bloque C.	98
Tabla 81: Verificación de cortante dinámico versus estático, bloque C.	99
Tabla 82: Verificación de cortante dinámico versus estático escalado, bloque C.	100
Tabla 83: Masas participativas del bloque C.	101
Tabla 84: Caculo de áreas de acero.	105
Tabla 85: Momentos para la ENVOLVENTE SISMO MAX. X-X.	108
Tabla 86: Momentos para la ENVOLVENTE SISMO MAX. Y-Y.	108
Tabla 87: Iteraciones para el diseño de losa aligerada.	114
Tabla 88: propiedades mecánicas para diseño de muro de corte.	118
Tabla 89: propiedades mecánicas para diseño de zapata.	121
Tabla 90: iteraciones de acero para la zapata.	124
Tabla 91: Pre-dimensionamiento de losa aligerada.	128
Tabla 92: Pre-dimensionamiento de losa maciza.	129

Tabla 93: Pre-dimensionamiento de vigas principales.....	130
Tabla 94: Dimensiones corregidas de vigas principales.	130
Tabla 95: Dimensiones adoptadas de vigas principales.....	130
Tabla 96: Pre-dimensionamiento de vigas secundarias.	131
Tabla 97: Dimensiones corregidas de vigas secundarias.....	131
Tabla 98: Dimensiones adoptadas de vigas secundarias.....	132
Tabla 99: Pre-dimensionamiento de vigas chatas.	132
Tabla 100: Dimensiones corregidas de vigas chatas.....	133
Tabla 101: Dimensiones adoptadas de vigas chatas.....	133
Tabla 102: Pre-dimensionamiento de columnas.....	133
Tabla 103: Dimensiones encontradas de columnas.	135
Tabla 104: Dimensiones adoptadas para columnas.	135
Tabla 105: Pre-dimensionamiento de losa maciza piso cero.....	136
Tabla 106: Pre-dimensionamiento de vigas transversales piso cero.	136
Tabla 107: Dimensiones corregidas vigas transversales.....	137
Tabla 108: Dimensiones asumidas vigas transversales.	137
Tabla 109: Pre-dimensionamiento de vigas longitudinales piso cero.	137
Tabla 110: Dimensiones corregidas de vigas longitudinales.	138
Tabla 111: Dimensiones finales de vigas longitudinales.....	138
Tabla 112: Pre-dimensionamiento de capiteles.....	139
Tabla 113: Factores de amortiguamiento efectivo.	141
Tabla 114: Metrado de carga muerta por unidad de área.....	146
Tabla 115: Metrado de carga muerta por unidad de volumen.	147
Tabla 116: Metrado de carga viva por unidad de área, P.T.....	147
Tabla 117: Metrado de carga viva por unidad de área, U.N.	147
Tabla 118: Metrado de carga muerta por unidad de área, P.C.....	147
Tabla 119: Metrado de carga muerta por unidad de volumen, P.C.	147
Tabla 120: Metrado de carga viva por unidad de área, P.C.	148
Tabla 121: Resumen de pesos de servicio para la columna A1.	148
Tabla 122: Resumen de peso factorado para la columna A1.	148
Tabla 123: Resumen general de pesos factorados.	148

Tabla 124: peso ultimo para cada aislador.	149
Tabla 125: Áreas de cada aislador.	149
Tabla 126: Resumen general de masas participativas en cada columna.	150
Tabla 127: Masas participativas para cada aislador.	150
Tabla 128: Capacidad de carga de cada aislador.	150
Tabla 129: Núcleo de plomo de cada aislador.	151
Tabla 130: Núcleo de plomo reajustado.	151
Tabla 131: Capacidad de carga corregido para cada aislador.	152
Tabla 132: Diámetros de cada aislador.	153
Tabla 133: Propiedades físicas y mecánicas para los aisladores DIS.	153
Tabla 134: Propiedades de diseño de los aisladores DIS.	154
Tabla 135: Diámetros asumidos para cada aislador.	155
Tabla 136: Rigidez secundaria de cada aislador.	156
Tabla 137: Rigidez efectiva de cada aislador.	157
Tabla 138: Amortiguamiento efectivo para cada tipo de aislador.	158
Tabla 139: Iteraciones para alcanzar las propiedades de cada aislador.	160
Tabla 140: Parámetros de diseño encontrado para cada aislador.	160
Tabla 141: Rigidez vertical de cada aislador.	164
Tabla 142: Características finales de los aisladores a utilizar.	164
Tabla 143: Parámetros de los aisladores para el software.	164
Tabla 144: Secciones de elementos estructurales a ingresar al software.	167
Tabla 145: Parámetros sísmicos de la estructura aislada.	172
Tabla 146: Derivas de entrepiso reales sistema aislado.	175
Tabla 147: Periodos fundamentales del sistema aislado.	175
Tabla 148: Fuerzas cortantes en dirección X-X en columna – aislado.	177
Tabla 149: Fuerzas cortantes en dirección Y-Y en columna – aislado.	179
Tabla 150: Fuerzas cortantes en dirección X-X en aisladores sísmico.	181
Tabla 151: Fuerzas cortantes en la dirección Y-Y en aisladores sísmico.	182
Tabla 152: Relación de cortante estática versus cortante dinámica en la estructura aislada.	184
Tabla 153: Verificación de cortante estático versus dinámico escalado sistema aislado.	186

Tabla 154: Masas participativas sistema aislado.....	186
Tabla 155: Picos de Aceleraciones sísmicas por cada piso en el sistema dual.....	191
Tabla 156: picos de Aceleraciones sísmicas por cada piso del sistema aislado.	192
Tabla 157: Ensayo de periodo de vibración sistema dual.....	193
Tabla 158: Ensayo de periodo de vibración sistema aislado.	194
Tabla 159: Promedio de derivas de entrepiso X-X sistema dual.	195
Tabla 160: Promedio de derivas de entrepiso Y-Y sistema dual.	195
Tabla 161: Resumen de derivas de entrepiso X-X sistema aislado.....	195
Tabla 162: Resumen de derivas de entrepiso Y-Y sistema aislado.....	196
Tabla 163: Periodos de vibración sistema dual.	196
Tabla 164: Periodos de vibración sistema aislado.....	196
Tabla 165: Máximas y Mínimas aceleraciones sísmicas sistema dual.	197
Tabla 166: Máximas y Mínimas aceleraciones sísmicas sistema aislado.....	197
Tabla 167: periodos de vibración sistema dual.....	197
Tabla 168: periodos de vibración sistema aislado.	197
Tabla 169: Reducción porcentual de distorsiones de entrepiso X-X.....	198
Tabla 170: reducción porcentual de distorsiones de entrepiso Y-Y.....	198

INDICE DE CUADROS

Cuadro 1: configuración de unidades de intervención por cada bloque.	21
Cuadro 2: Normativas empleadas en el diseño estructural del hospital (sistema dual)	22
Cuadro 3: Propiedades de los materiales a usar.	23
Cuadro 4: Espesores y peraltes mínimos de vigas y losas.....	25
Cuadro 5: Parámetros Sísmicos para los Bloques A y B.	49
Cuadro 6: Parámetros sísmicos para el Bloque C.	50
Cuadro 7: Normativas utilizadas para el diseño del sistema aislada.	125
Cuadro 8: Propiedades de los materiales a usarse para el modelo aislado.	126
Cuadro 9: Espesores o peraltes mínimos para pre-dimensionamiento de losas y vigas.	128
Cuadro 10: Características técnicas de la mesa vibradora.....	188

INTRODUCCION

El diseñar y elegir un diseño adecuado para cada tipo del sistema estructural debe ser un compromiso de cualquier profesional, porque, "el profesional que lo diseña marca el destino de la estructura y la estructura diseñada por un profesional, marca el destino de los usuarios"

Por ello se deberá de hacerse estudios comparativos del comportamiento de diferentes tipos de sistemas estructurales además de ello se deberá de adicionar los dispositivos de control moderno de energías sísmicas y verificar el comportamiento del prototipo.

Estos dispositivos de control pasivo son; aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento HDR, aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento LDR, aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB y aisladores de péndulo friccional FPS, los cuales son dispositivos que desacoplan y/o separan específicamente la subestructura de la superestructura, de esta manera reduciendo las vibraciones y restringiendo el paso hasta en un 80% de la energía sísmica del suelo a la estructura.

En la presente estudiaremos el comportamiento del sistema estructural convencional (dual) con base empotrada y del sistema estructural a porticado con aisladores sísmicos en la base, replicados en un diseño estructural del hospital de distrito de Lircay, para el cual se usara como unidades a los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB los cuales están conformados por láminas de caucho natural intercaladas con placas de acero, las cuales son vulcanizadas entre sí y poseen un núcleo de plomo que aumenta su capacidad de amortiguamiento. El amortiguamiento que se logra con la inclusión del núcleo de plomo es mayor al 20%. Estos dispositivos son fabricados a medida para cada proyecto, de acuerdo con la rigidez horizontal, rigidez vertical, desplazamiento, capacidad de carga y capacidad de amortiguamiento requerida.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. DESCRIPCION DEL PROBLEMA:

Nuestro país lo que es el Perú forma parte de la zona conocida como “Cinturón de Fuego del Pacífico” (zona altamente sísmica y volcánica) y está prácticamente ubicado sobre una falla geológica, el encuentro de la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana. Razón por lo cual el país ha experimentado en los últimos 50 años importantes eventos sísmicos, que han provocado pérdidas de vidas humanas y materiales, siendo el de mayor envergadura en 1970 en el departamento de Huaraz.

“Los eventos sísmicos son un fenómeno natural que nos ha acompañado desde siempre y que inevitablemente nos seguirá acompañando en el futuro”. Por ello se debería de optar por nuevas alternativas de solución antisísmico, como son los aisladores sísmicos de base.

Como también la operatividad de la infraestructura hospitalaria es de vital importancia después de producido un evento sísmico, ya que estas son las instituciones encargadas de dar atención primaria a todas las personas afectadas en el dicho evento, por eso este tipo de edificaciones no debería colapsar ni presentar daños importantes en su estructura ni en los elementos que contiene (equipo médico), ante un evento sísmico por más que sea severo.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL:

¿Cuál es el comportamiento estructural del Sistema Dual y Sistema Aporticado con aislamiento sísmico en la base para un Hospital de cuatro Pisos Ubicado en el Distrito de Lircay, Provincia de Angaraes, Región Huancavelica?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS:

¿cuál de los Dos sistemas estructurales presenta una menor distorsión de entrepiso ante un sismo con una intensidad mayor a 7.5 grados realizando el modelamiento en el programa ETABS?

¿Cuál de los dos sistemas estructurales tendrá un mejor comportamiento estructural sometiendo la réplica del hospital en un laboratorio ante un sismo con una intensidad mayor a 7,5 grados?

1.3. OBJETIVOS:

1.3.1. OBJETIVO GENERAL:

EvaluarCuál es el comportamiento estructural del Sistema Dual y Sistema Aporticado con aislamiento sísmico en la base para un Hospital de cuatro Pisos Ubicado en el Distrito de Lircay, Provincia de Angaraes, Región Huancavelica

1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS:

Determinar cuál de los Dos sistemas estructurales presenta una menor distorsión de entrepiso ante un sismo con una intensidad mayor a 7.5 grados realizando el modelamiento en el programa ETABS

Determinar Cuál de los dos sistemas estructurales tendrá un mejor comportamiento estructural sometiendo la réplica del hospital en un laboratorio ante un sismo con una intensidad mayor a 7,5 grados.

1.4. JUSTIFICACIÓN:

Ante la complejidad de encontrar nuevas alternativas de diseño estructural que sean capaces de reaccionar positivamente ante los eventos sísmicos, en zonas altamente sísmicas como el Perú y sobre todo por tener un silencio sísmico en el centro del Perú de más de 100 años. La aislación sísmica que tuvieron excelentes desempeños en los sismos de Northridge (Los Ángeles, 1994) y Kobe (Kobe, 1995) son la mejor carta de presentación de esta alternativa en cuanto a aumentar considerablemente el nivel de seguridad para las personas y la operatividad de la estructura después de un sismo.

Por lo cual se ha decido realizar una comparación entre un sistema estructural convencional que comúnmente lo conocimos como sistema estructural dual versus un sistema estructural del tipo aporticado con aislamiento sísmico en la base.

El asilamiento sísmico es una tecnología que año tras año, alienta a muchos inventores e investigadores a crear nuevos sistemas de aislamiento sísmico. Sin embargo, este trabajo se enfocará principalmente en el sistema de uso universal como son los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB), presentando, a rasgos generales, a otros sistemas que también han tenido éxito.

Con un sistema estructural con aislamiento sísmico en la base se espera beneficiar a toda construcción a nivel local y nacional para evitar los daños en la estructura y sobre todo los colapsos que generan pérdida de vidas humanas y económicas en grandes cantidades por efectos del sismo.

Esta alternativa producirá un impacto en la población beneficiaria ya que proporcionará confianza, seguridad y tranquilidad a todos los habitantes que ven los resultados del sistema ante los efectos sísmicos a lo largo de los años.

También el Reglamento Nacional de Edificaciones E 030 obliga que “las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentran en las zonas sísmicas 3 y 4”, luego con esta tesis se pretende cumplir con ello.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES:

De los estudios previos se tienen los siguientes trabajos en los cuales se pudo ubicar la relación a las variables de estudio sobre la aislación sísmica en la base de las estructuras como: hospitales, escuelas, oficinas, etc.

2.1.1. ANTECEDENTES NACIONALES:

- (a) Korswagen, Arias, Huaranga, (2012). Realizaron la tesis de pregrado: Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Los objetivos principales de esta tesis consistieron en elaborar una investigación bibliográfica comprensiva acerca de los tipos, comportamientos y consideraciones en el uso de aisladores sísmicos; comparar el comportamiento de varios modelos para determinar la influencia de los aisladores; rediseñar una estructura con el sistema de aisladores sísmicos y evaluar las diferencias en el diseño final y, desarrollar pautas simplificadoras para determinar la factibilidad estructural de inclusión de aisladores sísmicos en estructuras en el Perú.

- (b) Carmona, Rosas, (2015). Realizaron la tesis de pregrado: Análisis Comparativo del Comportamiento Sísmico Dinámico del diseño normativo sismo-resistente de un sistema dual frente al modelo con aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) de un sistema aporticado, del Edificio de Oficinas Schell de seis pisos ubicado en la Provincia de Lima – Perú. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.

En esta tesis realizaron un análisis comparativo y diseño estructural utilizando aisladores sísmicos en la base (elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR)) para estudiar el comportamiento estructural de un edificio de oficinas contra un

sistema dual bajo un criterio normativo sismo-resistente, utilizando un modelo sísmico mediante el programa de modelación estructural SAP2000, ya que el cual les proporcionaría resultados necesarios para elegir el mejor modelo ante un evento sísmico.

2.1.2. ANTECEDENTES INTERNACIONALES:

- (a) Quezada (2005). Realizo la tesis de Pregrado: Análisis de Edificios con Aisladores sísmicos mediante procedimientos simplificados. Universidad Austral de Chile.

En esta tesis el autor menciona que la exactitud de los modelos utilizados en los aisladores sísmicos, se puede decir que, debido a la solución numérica simple del modelo lineal, en los pasos de tiempo definidos, se obtuvieron resultados de mejor calidad con este modelo, pero esto no resta importancia a la buena calidad de las aproximaciones que se obtuvieron con el modelo no lineal de Wen. Además, al comparar las respuestas de los aisladores sísmicos de comportamiento lineal y no lineal en el tiempo (para un factor de amortiguamiento 10%) son considerablemente distintas, aunque con algunos registros sísmicos los valores máximos son muy cercanos.

- (b) Lema (2013). Realizo la tesis de pregrado: Análisis y diseño de edificios con aisladores sísmicos modelamiento en el Etabs. Universidad Central del Ecuador.

En esta tesis el autor realiza el análisis y diseño modal tridimensional del Bloque "E" del Hospital de Ambato, con las consideraciones de la norma NEC11 y el código ACI 318-08, el edificio en estudio obtuvo los resultados esperados como son: los desplazamientos horizontales fueron menores al 0.02 m/m, como se especifica en la norma; el período fundamental de la estructura fue de 0.77 segundos, concentrando un porcentaje del 67.37% de masas participativas en dirección X, por lo que se puede considerar a la estructura como rígida; además, el desplazamiento relativo de la estructura fue característico de este tipo de sistema estructural, es decir que va aumentando conforme la altura del edificio; en lo referente al cortante basal, se obtuvieron valores de 1790.61 Ton en dirección X, y 1844.66 Ton en Y.

2.2. BASES TEÓRICAS:

2.2.1. PRINCIPIOS DEL AISLAMIENTO SISMICO:

El principio fundamental del diseño sismo resistente se basa en la capacidad de disipación de energía de las estructuras el cual debe ser mayor que la demanda de energía histerética. En la actualidad lo que se busca es reducir la energía de entrada o incrementar su capacidad de disipación de energía. Esto se hace aumentando la rigidez horizontal del edificio, incurriendo al empleo de las placas en las direcciones X-X y Y-Y efectivamente.

Pero una óptima reducción de la energía de entrada hacia la estructura se logra por medio del aislamiento sísmico en la base, instalado entre la subestructura y superestructura. Y el incremento de la capacidad de disipación de energía de las estructuras se puede lograr por medio de dispositivos como disipadores de energía instaladas en los elementos estructurales llámese pórticos, marcos, etc. (1)

Haciendo una comparación entre el diseño normativo sismo-resistente NTP E 030 y las estructuras con aislamiento sísmico en la base, el primero se basa en aumentar la capacidad de resistencia y deformación de los elementos estructurales, teniendo como criterio la ductilidad. En cambio, las estructuras con aislamiento de base los elementos de la superestructura vibran como un cuerpo rígido, independientemente de la cimentación o subestructura, con grandes deformaciones de desplazamiento que son proporcionadas por los aisladores sísmicos.

En la Figura 1; se muestra que el edificio sin aislamiento de base absorbe la aceleración del suelo en gran medida; mientras que el edificio con aislamiento de base, las fuerzas laterales se ven reducidas significativamente hasta en un 80% en el punto donde el aislador está instalado evitando de esta manera que la estructura tenga aceleraciones grandes.

Figura 1: Comparación de la incidencia del sismo en las dos estructuras.



Fuente: CDV Ingeniería Antisísmica.

2.2.1.1. EDIFICIO CONVENCIONAL:

La estructura vibra y la deformación daña debido a que la aceleración se incrementa en los niveles superiores. (2) Tal como se muestra en la figura 2.

Figura 2.- Incidencia del Sismo en la Estructura convencional.

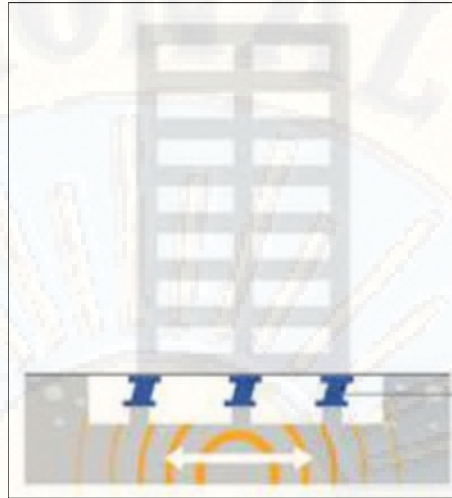


Fuente: CDV Ingeniería Antisísmica.

2.2.1.2. EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS ELASTOMÉRICOS:

Los aisladores sísmicos reducen la aceleración, la vibración y la deformación del edificio. (2) Tal como se muestra en la figura 3.

Figura 3.- Incidencia del Sismo en la Estructura Aislada.



Fuente: CDV Ingeniería Antisísmica.

2.2.2. SISTEMAS DE AISLAMIENTO SISMICO

Existen diversos tipos de sistemas de aislación basal, cada uno con sus características propias en cuanto a sus mecanismos de acción, materiales que lo componen, costos de implementación, estudios teóricos acerca de ellos y tipos de estructuras en donde es más conveniente usar. Todos ellos buscan el mismo fin, desacoplar la estructura del movimiento del suelo, por ello en este trabajo de tesis se decidió a usar el sistema de aislación sísmica con Aisladores Elastomericos con Núcleo de Plomo, pero también a manera de marco teórico presentamos estos sistemas de aislación sísmica:

- Aisladores elastoméricos.
- Aisladores deslizantes.

Las razones que garantizan y animan esta decisión son:

- ✓ El respaldo teórico y experimental que existe en estos sistemas, existen estudios de importantes autores y universidades que permiten contar con datos confiables y comprobados. Además, estos estudios y experimentaciones se vienen realizando hace ya bastantes años atrás.
- ✓ Muchos de los otros mecanismos combinan las características tanto de los aisladores elastoméricos y friccionales, por lo tanto, entendiendo los principios

de éstos, será más fácil comprender los mecanismos de acción de otros sistemas, ya que tienen un fundamento común.

- ✓ La mayoría de los edificios aislados en el mundo están sobre algún tipo de estos aisladores, existiendo parámetros de comportamiento. Ellos han demostrado proporcionar un buen desempeño sísmico en las estructuras en que se han implementado, visto tanto en los sismos de Northridge (Los Ángeles, 1994) y Kobe (Kobe, 1995), mostrando las bondades de estas alternativas en cuanto a aumentar considerablemente el nivel de seguridad para las estructuras, las personas y la operatividad después de un sismo.
- ✓ En Chile son los sistemas en los cuales existen estudios y mayor conocimiento, ya que son lo que presentan condiciones acordes con las características del país y del tipo de estructuración que se emplea, es más los edificios aislados que se han hecho en el país chileno se han construido esencialmente con aisladores elastoméricos convencionales y con núcleo de plomo.

2.2.3. AISLADORES ELASTOMERICOS:

Los aisladores elastoméricos están conformados por un conjunto de láminas planas de elastómeros intercaladas con capas de acero. Las láminas de elastómeros son vulcanizadas a las capas de acero y, por lo general, presentan una sección circular o cuadrada. Mediante esta configuración se logra la flexibilidad lateral necesaria para permitir el desplazamiento horizontal relativo entre la estructura aislada y el suelo. La rigidez vertical del sistema es comparable con la rigidez vertical de una columna de hormigón armado. El comportamiento de los aisladores elastoméricos depende de la amplitud de la deformación a la que son sometidos y, en menor grado, de la temperatura, el envejecimiento y la frecuencia del movimiento. Existen varios tipos de apoyos elastoméricos, entre ellos se encuentran los apoyos de goma natural (NRB, Natural Rubber Bearing), los apoyos de goma de bajo amortiguamiento (LDRB, Low-Damping Rubber Bearing) y alto amortiguamiento (HDRB, High-Damping Rubber Bearing), y los apoyos de goma con núcleo de plomo (LRB, Lead-plug Rubber Bearing).

2.2.3.1. AISLADORES ELASTOMERICOS DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDRB).

Este tipo de dispositivos son los más simples dentro de los aisladores elastoméricos. Los aisladores tipo LDRB presentan bajo amortiguamiento en los niveles de (2% - 5% como máximo), por lo que generalmente se utilizan en conjunto con disipadores de energía que proveen amortiguamiento adicional al sistema. Estos dispositivos presentan la ventaja de ser fáciles de fabricar.

(3)

Figura 4.- Aislador Elastomerico de Bajo Amortiguamiento (LDRB)



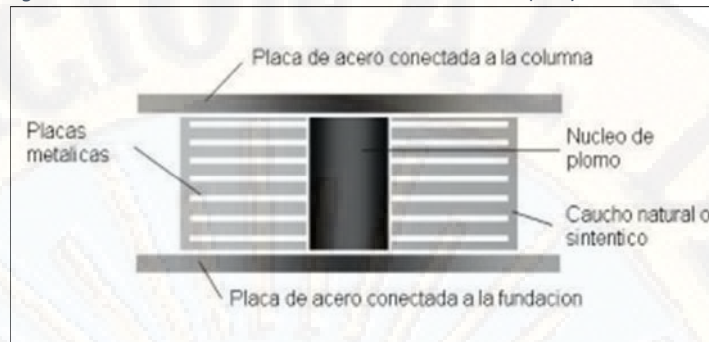
Fuente: Catalogo DIS.

2.2.3.2. AISLADORES ELASTOMERICOS CON NUCLEO DE PLOMO (LRB)

El bajo amortiguamiento de los aisladores naturales es superado utilizando un núcleo de plomo en el centro del aislador. Para esto, se hace un agujero en el centro de las placas como también en el caucho, insertando en núcleo de plomo, que es un poco más ancho que el agujero, con tanta fuerza que se fusionan y se comportan como una unidad. (4)

Los aisladores con núcleo de plomo (LRB) son aisladores elastómeros similares a los de LDRB, pero poseen un núcleo de plomo, ubicado en el centro del aislador, que permite aumentar el nivel de amortiguamiento del sistema hasta niveles cercanos 25% - 30%. Al deformarse lateralmente el aislador durante la acción de un sismo, el núcleo de plomo fluye, incurriendo en deformaciones plásticas, y disipando energía en forma de calor. Al término de la acción sísmica, la goma del aislador retorna la estructura a su posición original, mientras el núcleo de plomo se cristaliza. De esta forma el sistema queda lista para un próximo evento sísmico. (5)

Figura 5.- Aislador Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB)



Fuente: Catalogo DIS.

2.2.3.3. AISLADORES ELASTOMERICOS DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDRB)

Los HDRB son aisladores elastoméricos cuyas láminas de elastómeros son fabricados adicionando elementos como carbón, aceites y resinas, con el fin de aumentar el amortiguamiento de la goma hasta niveles cercanos al 10%-15%.

Los aisladores tipo HDRB presentan mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencia que los aisladores tipo LDRB y LRB. A su vez, los aisladores HDRB presentan una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabiliza luego del tercer ciclo de carga. Estos dispositivos, al igual que los dispositivos tipo LRB, combinan la flexibilidad y disipación de energía en un solo elemento, con la característica de ser, relativamente, de fácil fabricación. (1)

Figura 6.- Aislador Elastomérico de Alto Amortiguamiento (HDRB)



Fuente: Catalogo DIS.

2.2.4. AISLADORES DESLIZANTES:

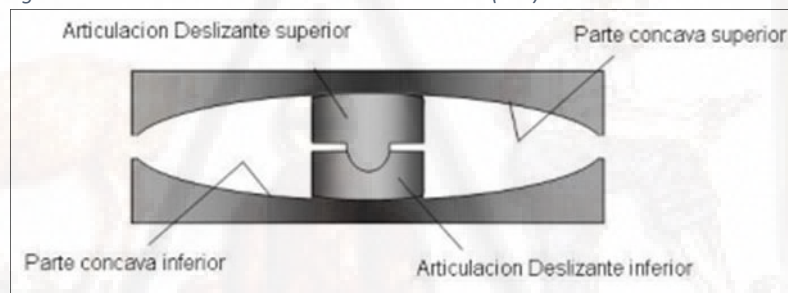
Los aisladores deslizantes o también llamados deslizadores friccionales utilizan una superficie de deslizamiento, típicamente de acero inoxidable, sobre la que desliza

una placa de acero revestida de Poli tetra Fluoro Etileno (PTFE), sobre la que se soporta la estructura. La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la estructura de manera independiente del suelo. Este sistema de aislación sísmica permite disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante un sismo. El coeficiente de fricción del aislador depende de variables tales como la temperatura de trabajo, La presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto (limpieza, rugosidad, etc.) y el envejecimiento. (5)

2.2.4.1. PENDULO DE FRICCION DOBLE (FPS, Friction Pendulum System).

El péndulo de fricción con doble curvatura ha sido propuesto recientemente. La ventaja de este sistema es que se pueden lograr mayores desplazamientos con un péndulo del mismo tamaño en planta, ya que en el movimiento contribuyen ambas partes del péndulo. (5)

Figura 7.- Aislador de Fricción de Doble Curvatura (FPS)



Fuente: Catalogo DIS.

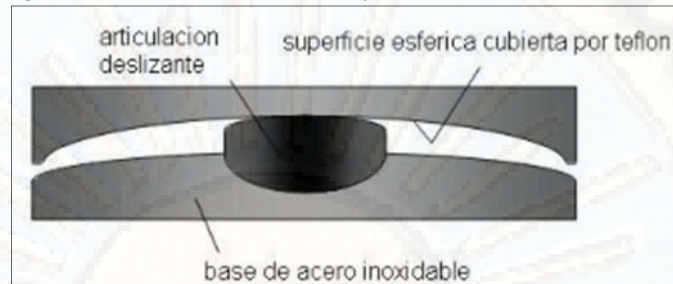
2.2.4.2. PÉNDULO DE FRICCION SIMPLE (FPS, Friction Pendulum System).

El sistema de péndulo de fricción es un sistema de aislamiento de base que combina un efecto de deslizamiento con una fuerza restauradora por geometría. El péndulo de fricción tiene un deslizador que está articulado sobre una superficie de acero inoxidable. La parte del apoyo articulado que está en contacto con la superficie esférica está rodeada por una película de un material compuesto de baja fricción; la otra parte del apoyo articulado es de acero inoxidable que descansa en una cavidad que también está cubierta con material compuesto de poca fricción.

A medida que el soporte se mueve sobre la superficie esférica, la masa que ésta soporta sube, otorgando al sistema una fuerza restauradora. La fricción

entre el apoyo articulado y la superficie esférica genera cierto amortiguamiento. La rigidez efectiva del aislador y el periodo de oscilación de la estructura están controlados por el radio de curvatura de la superficie cóncava. (5)

Figura 8.- Aislador de Fricción de Simple Péndulo (FPS)



Fuente: Catalogo DIS.

2.3. HIPÓTESIS:

2.3.1. HIPÓTESIS GENERAL:

La estructura aporticada y aislada con aisladores (LRB) comparada con la estructura convencional (Dual) tendrá un mejor comportamiento estructural, es decir, aminorará los esfuerzos y desplazamientos de entrepiso.

2.3.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICOS:

La estructura aporticada con aisladores sísmicos (LRB) en la base presenta periodos largos, aceleraciones pequeñas y una menor distorsión de entrepiso en el edificio.

La estructura convencional (Dual) presenta periodos cortos, aceleraciones grandes y mayores distorsiones de entrepiso en el edificio.

2.4. DEFINICION DE TERMINOS:

A continuación, se presenta los términos utilizados en la presente tesis los cuales son;

- Desplazamiento de Diseño: Desplazamiento calculado para el sismo de diseño, excluye desplazamientos adicionales por torsión.
- Desplazamiento total de diseño: Desplazamiento calculado para el sismo de diseño aquí se incluyen desplazamientos por torsión.

- Desplazamiento total máximo: El máximo desplazamiento causado por el máximo terremoto posible incluye torsión.
- Amortiguamiento Efectivo: El valor del amortiguamiento viscoso equivalente correspondiente a la energía disipada durante la respuesta cíclica del sistema de aislamiento.
- Rigidez efectiva: El valor de la fuerza lateral en el sistema de aislamiento dividido entre el desplazamiento lateral correspondiente.
- Sistema de Aislamiento: Conjunto de sistemas estructurales que incluye a todas las unidades de aislamiento que transmiten fuerzas, incluye disipadores de energía y sistemas de control de viento.
- Unidad de Aislamiento: Elemento estructural muy rígido en la dirección vertical pero sumamente flexible en la dirección horizontal que permite grandes desplazamientos bajo carga sísmica.
- Scragging: Proceso por el cual se somete al aislador a altas deformaciones para reducir su rigidez, de la cual con el tiempo se ve recuperada un poco.
- Sistema control por viento: Elementos estructurales cuya función es evitar que la estructura sufra desplazamientos debido a cargas de viento.
- Energía disipada: Durante un ciclo completo de carga en un aislador para desplazamientos máximos es medida como el área encerrada en el ciclo de la curva del grafico de fuerza – deformación.
- Excentricidad real: Medida en planta entre el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento más la excentricidad accidental, se toma como el 5% de la máxima longitud del edificio en la dirección de interés.
- Resistencia: La resistencia que provee un tipo de sistema estructural mediante los elementos estructurales ante movimientos sísmicos y cargas de gravedad.

- Rigidez Lateral: Resistencia lateral que provee un tipo de sistema estructural específicamente mediante elementos estructurales verticales como; placas y columnas con el apoyo del diafragma rígido ante fuerzas horizontales a causa de un evento sísmico.
- Diafragma Rígido: Generalmente está conformada por losas y vigas quienes son los encargados de rigidizar a los elementos verticales para compatibilizar los desplazamientos horizontales.
- Elementos no Estructurales: son elementos que solo sirven de relleno generalmente los muros que sirven solamente para separar los ambientes tanto exteriores como interiores.
- Elementos Estructurales: Son elementos que proveen resistencia y rigidez al sistema estructural cuales quiera que sea ante solicitaciones que tengas magnitud.
- Sistemas Estructurales: Son tipos de edificaciones definidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones E 030 que generalmente se componen en "concreto armado" sistema estructural aporticado, sistema estructural dual, sistema estructural de muros estructurales y sistema estructural de muros de ductilidad limitada.
- Losa Aligerada: es el elemento estructural encargada de formar diafragma rígido al sistema estructural y recoger directamente las cargas por unidad de área y transmitir horizontalmente hacia las vigas.
- Viga: es el elemento estructural encargada de formar diafragma rígido al sistema estructural y recibir cargas transmitidas por la losa y transmitir a la columna.
- Columna: es el elemento estructural encargada de recibir cargas de la estructura por área tributaria que lo rodea y transmitir hacia la zapata, generalmente trabaja a compresión.

2.5. DEFINICION OPERATIVA DE VARIABLES E INDICADORES:

VARIABLE	DEFENICION CONCEPTUAL	DEFENICION OPERATIVA	INDICADORES
X: SISTEMA ESTRUCTURAL (DUAL Y APORTICADO CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE)	"en síntesis, en el enfoque convencional de diseño sismo resistente la misma estructura absorbe toda la energía por el sismo, y el sistema de aislamiento de la base permite que la superestructura este aislada de la cimentación por medio de ciertos dispositivos que reducen la energía sísmica" (6)	En el sistema estructural dual el diseño se basa en la respuesta elástica del edificio ante un evento sísmico, en cambio en el sistema aislado el diseño se basa en la respuesta del amortiguamiento.	Sistema Estructural Dual: Columnas sin Aislamiento y Placas. Sistema Aislado: Columnas con aisladores, no existe placas.
Y: COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL (DISTORSIÓN DE ENTREPISOS)	"En un edificio sin aislamiento, las aceleraciones de los pisos y deformaciones de entrepiso dañan al edificio y al contenido. Pero El aislamiento de la base disminuye los efectos sísmicos en edificios y otras estructuras, protegiendo los elementos estructurales, no estructurales e inclusive el contenido" (6)	El sistema estructural dual según el diseño sismo resistente responde a la energía sísmica con los elementos estructurales y el sistema aislado simplemente con el dispositivo aislador sísmico.	Sistema Estructural Dual: Desplazamientos grandes, periodo corto y aceleración grande. Sistema Aislado: Desplazamientos pequeños, Periodos largos y Aceleración mínimo.

CAPITULO III

METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACION:

3.1.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN:

Según Ander-Egg, (7), El tipo de investigación de la presente Proyecto es APLICADA. Por qué se está tomando referencias de otras investigaciones similares y se somete a estímulos externos controlados por el investigador.

3.1.2. NIVEL DE INVESTIGACIÓN:

Según Hernández Sampieri, (8) El Nivel de Investigación es DESCRIPTIVO COMPARATIVO APLICADO porque va a la descripción de conceptos o fenómenos o del establecimiento de relaciones entre conceptos; está dirigido a responder a las causas de los eventos físicos o sociales. Como su nombre lo indica, su interés se centra en comparar por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones se da este frente a otros.

3.2. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN:

3.2.1. MÉTODO EXPLICATIVO:

Este método va más allá de la descripción de conceptos o fenómenos o del establecimiento de relaciones entre dos variables, su interés se centra en explicar por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones se da este o porque se relaciona entre dos o más variables. Buscan las causas que originan ciertos fenómenos físicos o sociales.

3.2.2. MÉTODO DESCRIPTIVO:

En este método se describen todas las actividades y procedimientos secuenciales en el desarrollo del proyecto de tesis, especificando cada una de las actividades, los recursos requeridos y avance progresivo al realizar el estudio de tesis.

3.3. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN:

El diseño de la investigación es explicativa transversal correlacional son aquellos en los cuales las causas y efectos ya ocurrieron en la realidad (estaban dados y manifestados) y el investigador los observa y reporta desde el modelo de su investigación, es decir tal y como se manifiestan las variables en la realidad, también se busca describir las características del objeto de estudio. (9)

3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA:

3.4.1. POBLACIÓN:

En esta investigación no se cuenta con una población físico – palpable, ya que trata de un diseño estructural de un hospital en el distrito de Lircay y en dicho distrito actualmente el hospital no está construido físicamente para seleccionar como población, sino más bien es una concepción imaginaria comparativa.

3.4.2. MUESTRA:

Es una muestra imaginaria porque no se cuenta con una población compacta físicamente en el distrito de Lircay para tomarlo como muestra, ya que la investigación se realizará a partir de una concepción de dos sistemas estructurales los cuales en el transcurso de la ejecución serán modeladas en el programa ETABS y su réplica de estos serán sometidas a fuerzas sísmicas en un laboratorio, para que a partir de ellos recién se pueda obtener datos y resultados.

3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.5.1. TÉCNICAS:

Las Técnicas utilizadas para la obtención de datos del presente proyecto son las que se mencionan a continuación:

- Observación Directa.
- Fichaje de información Técnica.
- Arqueo Bibliográfico.

3.5.2. INSTRUMENTOS:

Los instrumentos usados para la recolección de datos del presente proyecto son:

- Lista de chequeo de datos.

- Cuadros de Trabajos.
- Tecnología.

3.6. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

Las técnicas que se utilizaron y se utilizarán para el procesamiento y análisis de datos de esta investigación son:

- Clasificación cualitativa y cuantitativa de la información.
- Registro y análisis de la información.
- Obtención de los resultados desde el análisis y su respectiva comparación.

CAPITULO IV

RESULTADOS

4.1. PRESENTACION DE DATOS:

4.1.1. CONDICIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL:

La estructura hospitalaria propuesta se analizará y se diseñará según a los parámetros que se menciona a continuación:

➤ UBICACIÓN:

DEPARTAMENTO : HUANCAMELICA.

PROVINCIA : ANGARAES.

DISTRITO : LIRCAY.

LUGAR : AV. ESMERALDA N° 325 BARRIO VIRGEN DEL CARMEN.

Figura 9: Ubicación y Localización del Hospital de Lircay.



Fuente: Cenepred.

➤ CONFIGURACION ARQUITECTONICA:

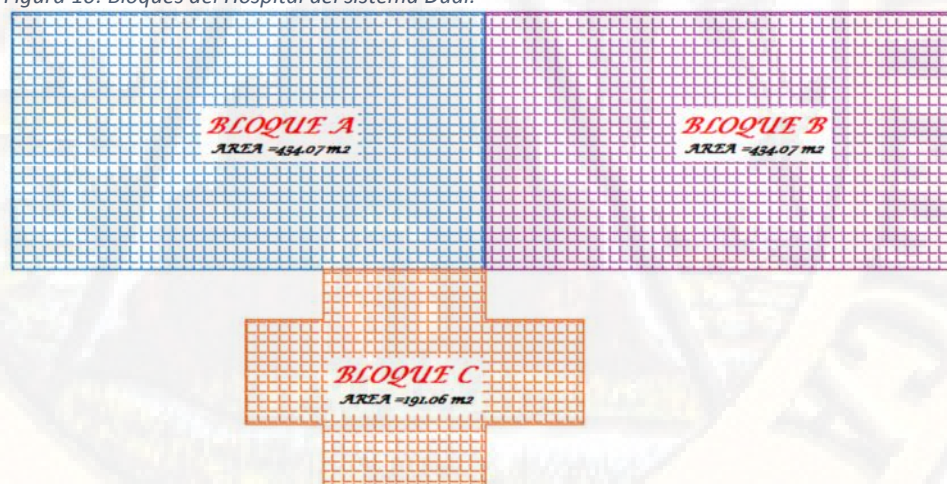
El plano arquitectónico del hospital de Lircay se encuentra separada por juntas de dilatación sísmica en tres bloques independientes, por motivos de irregularidad en planta, los bloques separados son según a lo que se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro 1: configuración de unidades de intervención por cada bloque.

DENOMINACION		AREA QUE LE CORRESPONDE	UNIDAD QUE CONFORMA EL BLOQUE
BLOQUE A	PRIMER NIVEL	434.07 m ²	UNIDAD DE EMERGENCIAS Y ARCHIVO CLINICO.
	SEGUNDO NIVEL	434.07 m ²	UNIDAD DE HOSPITALIZACION
	TERCER NIVEL	434.07 m ²	UNIDAD DE INTERVENCIONES QUIRURGICAS
	CUARTO NIVEL	434.07 m ²	UNIDAD DE ADMINISTRACION Y SERVICIOS GENERALES
BLOQUE B	PRIMER NIVEL	434.07 m ²	UNIDAD DE CONSULTORIO EXTERNO
	SEGUNDO NIVEL	434.07 m ²	UNIDAD DE HOSPITALIZACION Y CUIDADOS INTENSIVOS
	TERCER NIVEL	434.07 m ²	UNIDAD DE OBSTETRICIA Y NEUNATOLOGIA
	CUARTO NIVEL	434.07 m ²	UNIDAD DE LABORATORIO Y AYUDA AL DIAGNOSTICO CLINICO
BLOQUE C	PRIMER NIVEL	191.06 m ²	UNIDAD DE CIRCULACION TECNICO Y PUBLICO
	SEGUNDO NIVEL	191.06 m ²	UNIDAD DE CIRCULACION TECNICO Y PUBLICO
	TERCER NIVEL	191.06 m ²	UNIDAD DE CIRCULACION TECNICO Y PUBLICO
	CUARTO NIVEL	191.06 m ²	UNIDAD DE CIRCULACION TECNICO Y PUBLICO

Fuente: Elaboración propia.

Figura 10: Bloques del Hospital del sistema Dual.



Fuente: Elaboración propia.

4.1.2. ESTUDIO DE SUELOS Y CONDICIONES GEOTECNICAS DEL TERRENO.

Las condiciones geotécnicas de la zona de estudio, de acuerdo con la tesis “estudio de suelos para cimentaciones superficiales en edificaciones de 4 niveles en la ciudad de Lircay – Huancavelica” realizado por los Bachilleres en ingeniería civil, Sánchez Auccatoma, José Alberto y De La Cruz Caballón Jaime, para la Universidad Nacional de Huancavelica, donde ellos concluyen que;

En el barrio Virgen del Carmen, calicata C-10 tiene $w=9.68\%$, $L=1.89$, $LL=29.86\%$, $LP=26.28\%$, $IP=3.59\%$, $G_c=5.63$, $\phi=30.8^\circ$ y $C=0.00$. (10)

Con estos datos se procederá a trabajar para la presente tesis.

4.1.3. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA CONVENCIONAL DUAL.

4.1.3.1. NORMAS EMPLEADAS:

La base fundamental para realizar un diseño estructural del sistema convencional dual en la presente tesis son las normas que menciono a continuación:

Cuadro 2: Normativas empleadas en el diseño estructural del hospital (sistema dual)

DESCRIPCION		DOCUMENTO QUE LO APRUEBA	OBJETIVOS Y FILOSOFIA DE DISEÑO
RNE	E 020	D.S. N° 010-2009-VIVIENDA	<ul style="list-style-type: none">Asignar cargas a los ambientes según el uso específico
	E 030	D.S. N° 033-2016-VIVIENDA	<ul style="list-style-type: none">Evitar pérdida de vidas humanas.Asegurar la continuidad de servicios básicos.Minimizar los daños a la propiedad.
	E 050	D.S. N° 010-2009-VIVIENDA	<ul style="list-style-type: none">Establecer los requisitos para el estudio de mecánica de suelo EMS con fines de cimentación de las estructuras en genera.
	E 060	D.S. N° 010-2009-VIVIENDA	<ul style="list-style-type: none">Establecer los requisitos mínimos para el análisis de diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad. Para toda estructura de concreto armado.
NTS		R.M. N° 045-2015/MINSA del 27/01/2015	<ul style="list-style-type: none">Establecer criterios técnicos mínimos de diseño y dimensionamiento

		de la infraestructura física de los establecimientos de salud de primer nivel de atención
ACI 318S-14		<ul style="list-style-type: none"> Establecer los requisitos mínimos de diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural y, donde sea aplicable, en estructuras diferentes de edificaciones.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:

Las propiedades de los materiales usadas en la presente tesis para el diseño y verificación estructural del hospital de Lircay propiamente dicha serán de las siguientes características:

Cuadro 3: Propiedades de los materiales a usar.

DENOMINACION	DESCRIPCION
CONCRETO ESTRUCTURAL	Resistencia a la compresión $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
	Módulo de poisson $\mu = 0.20$
	Módulo de elasticidad $E_c = 250,998.01 \text{ Kg/cm}^2$
	Peso específico $\gamma_m = 2400 \text{ Kg/m}^3$
	Módulo de corte $G_c = 105,279.72 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO ESTRUCTURAL	Límite de fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
	Módulo de elasticidad $E_s = 2,000,000 \text{ Kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3.3. ESTRUCTURACION:

La estructura que diseñar contara de los elementos estructurales como losas en sus diferentes tipos, vigas principales y secundarias, columnas, muros estructurales o lo que comúnmente llamamos placas y la cimentación en general, todo ello tomando como base principal del diseño arquitectónico del hospital objeto de diseño estructural.

Además de ello dicha estructura contara con criterios que se deben de conocer y aplicar en lo posible para un adecuado comportamiento estructural de la edificación, entre estos tenemos:

- ✓ **SIMETRÍA** los bloques A y B son simétricos, pero el bloque C es asimétrico, debido a que el diseño arquitectónico del bloque a diseñar tiene una Irregularidad ligera (vista en planta).

- ✓ RESISTENCIA. - La resistencia ante movimientos sísmicos y cargas de gravedad es proporcionada por los elementos estructurales tales como: Columnas, Vigas, losas y placas.
- ✓ RIGIDEZ LATERAL. - Los elementos que aportan rigidez lateral son las placas o también llamados muros estructurales, los cuales se han distribuidos en la estructura de tal manera que puedan resistir las fuerzas sísmicas sin obtener deformaciones laterales importantes.
- ✓ DIAFRAGMA RÍGIDO. - Los diafragmas rígidos están conformados por las losas aligeradas, las cuales permiten la idealización de la estructura como una unidad, por cada bloque, es decir, las fuerzas laterales aplicadas en la edificación son distribuidas en los elementos estructurales verticales (columnas y muros estructurales), de tal manera que compatibilicen sus desplazamientos laterales.
- ✓ ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES. - Entre los principales elementos no estructurales que tendremos en nuestra estructura son: Los muros interiores, sólo servirán para separar los distintos ambientes que se encuentran en el área de la estructura y Los muros exteriores, tendrán como función principal establecer una barrera entre los ambientes exterior e interior

4.1.3.4. METODO DE DISEÑO:

El método de diseño será basado en DISEÑO POR RESISTENCIA, en este método las cargas actuantes o de servicio se amplifican mediante factores, y se usarán combinaciones, dependiendo del tipo de carga, las cuales están incluidas en la Norma E.060 Diseño en Concreto Armado teniendo las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4C + 1.7C \dots (e_1 \quad 01)$$

$$U = 0.9C \pm C \dots (e_1 \quad 02)$$

$$U = 1.25C + 1.25C \pm C \dots (e_1 \quad 03)$$

Donde:

CM : Carga Muerta.

CV : Carga Viva.

CS : Carga de Sismo.

U : Resistencia Requerida de los elementos estructurales.

4.1.3.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

(a) LOSA ALIGERADA:

El tipo de losa que se utilizará para el diseño de la estructura es una losa aligerada en sentido unidireccional, en el mismo sentido X-X para los tres bloques.

Para poder pre dimensionar la losa aligerada se tomó el criterio de luces más cortas y según el RNE - E 060 – 2009. Capítulo 9. También para tener una rigidez horizontal se tomó el criterio de uniformizar la losa aligerada en cada uno de los bloques estructurales.

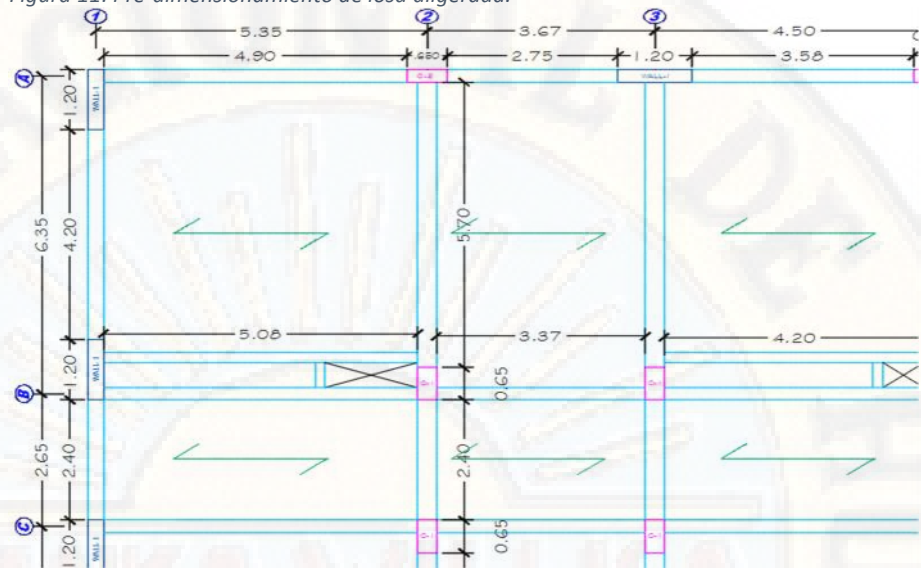
Cuadro 4: Espesores y peraltes mínimos de vigas y losas

Elementos	ESPESORES O PERALTE MINIMO, H			
	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Para el pre-dimensionamiento de la losa aligerada de la presente tesis se toma las longitudes más cortas de entre vigas los cuales se encuentran en la dirección de los ejes globales X-X.

Figura 11: Pre-dimensionamiento de losa aligerada.



Fuente: Elaboración propia.

En las siguientes tablas presentamos el proceso de pre-dimensionamiento de la losa aligerada de cada bloque de la estructura hospitalarios del distrito de Lircay.

Tabla 1: Pre-dimensionamiento de losa aligerada del bloque A.

BLOQUE A

EJES	LUZ	Con un extremo continuo L/18.5	Con Ambos extremos continuos L/21	En voladizo L/10
1 - 2	5.08	0.27		-
2 - 3	3.38		0.16	-
3 - 4	4.20		0.20	-
4 - 5	4.20		0.20	-
5 - 6	3.38		0.16	-
6 - 7	5.08	0.27		-

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2: Pre-dimensionamiento de losa aligerada del bloque B.

BLOQUE B

EJES	LUZ	Con un extremo continuo L/18.5	Con Ambos extremos continuos L/21	En voladizo L/10
8 - 9	5.08	0.27		-
9 - 10	3.38		0.16	-
10 - 11	5.03		0.24	-
11 - 12	3.38		0.16	-

12 - 13	5.03	0.24	-
13 - 14	3.43	0.27	-

Fuente: Elaboración propia.

De las tablas N° 1 y 2 verificando el máximo valor de todos para garantizar con el diafragma horizontal constante e identificado en los ejes (1-2 y 6-7) y (8-9 y 13-14) respectivamente con un valor de $H=0.27$, pero por motivos de las dimensiones ya establecidas de los ladrillos de techo se redondea al inmediato superior llegando a tener una altura de losa aligerada $H=0.30\text{cm}$.

Tabla 3: Pre-dimensionamiento de losa aligerada del bloque C.

BLOQUE C

EJES	LUZ	Con un extremo continuo L/18.5	Con Ambos extremos continuos L/21	En voladizo L/10
5 - 6	3.38		0.16	-
6 - 7	5.08		0.24	-

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla N° 3, verificando el máximo valor de todos para garantizar con el diafragma horizontal constante e identificado en el eje 6-7 con un valor de $H=0.24$, pero por motivos de las dimensiones ya establecidas de los ladrillos de techo se redondea al inmediato superior llegando a tener en dicho bloque una altura de losa aligerada $H=0.25\text{cm}$.

Tabla 4: Espesores finales de losa en los bloques A, B y C.

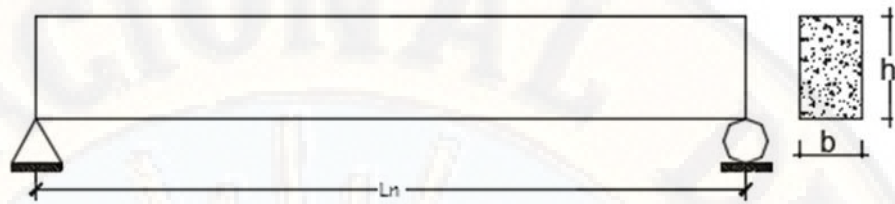
DESCRIPCION DEL BLOQUE	ALTURA H (cm)
BLOQUE A	0.30
BLOQUE B	0.30
BLOQUE C	0.25

Fuente: Elaboración propia.

(b) VIGAS PRINCIPALES (VP)

Son elementos estructurales que reciben directamente las cargas transmitidas por las viguetas en forma distribuida por metro lineal y como también participan en la estructura en conjunto como un marco horizontal de diafragma rígido y como elemento transmisor de cargas hacia las columnas y muros estructurales.

Figura 12: Idealización de la viga principal.



Fuente: Elaboración propia.

Para el pre-dimensionamiento de vigas principales se tendrá en cuenta los criterios tomados en el libro del ingeniero Ricardo Oviedo Sarmiento "diseño sísmo resistente de edificaciones de concreto armado" lo cual detalla lo siguiente.

$$H = \frac{L_n}{\alpha} \quad \dots (e) \quad 04)$$

$$b = \frac{B}{20} \quad \dots (e) \quad 05)$$

Donde:

H : Peralte de la Viga.

L_n : Longitud de la Viga.

b : Base de la Viga.

B : Ancho Tributario que carga la Viga.

Además de ello se tendrá que utilizar la siguiente tabla para encontrar el factor de pre-dimensionamiento de las vigas principales según la sobrecarga.

Tabla 5: Parámetros para predimensionamiento de vigas principales.

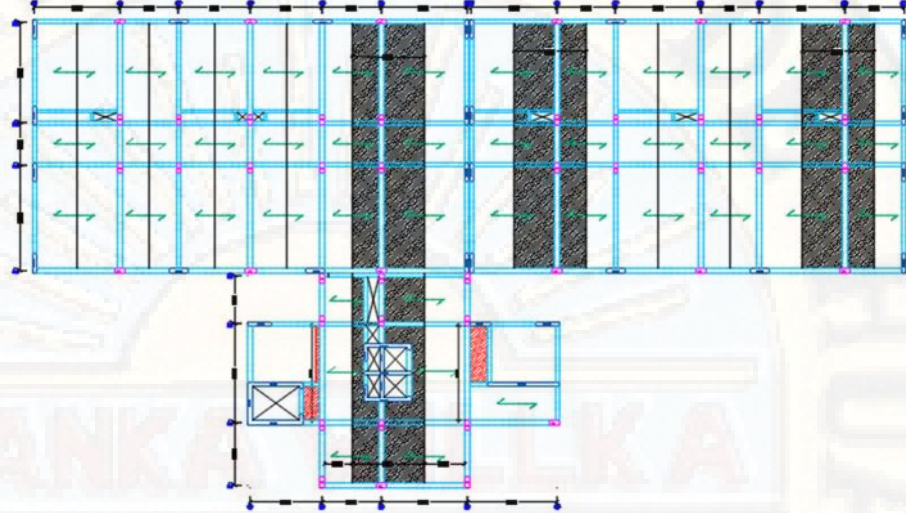
FACTOR DE PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES	
Ws/c	α
$S/C \leq 200 \text{ Kg/cm}^2$	12
$250 < S/C \leq 350 \text{ Kg/cm}^2$	11
$350 < S/C \leq 600 \text{ Kg/cm}^2$	10
$600 < S/C \leq 750 \text{ Kg/cm}^2$	9

Fuente: Elaboración propia.

Por tratarse de una estructura hospitalaria donde las sobrecargas fluctúan desde 250 Kg/m² hasta los 400 Kg/m², tomamos el factor de pre-

dimensionamiento $\alpha = 10$. Para dimensionar nuestras vigas principales y a continuación se presenta los procedimientos y detalles del caso.

Figura 13: Franjas tributarias para pre-dimensionamiento de vigas principales.



Fuente: Elaboración propia.

Dimensiones calculadas con las ecuaciones 04 y 05 respectivamente.

Tabla 6: Pre-dimensionamiento de vigas principales bloque A.

BLOQUE A

EJES	LUZ	α	H (m)	B (m)	b (m)
A - B	6.15	10.00	0.62	4.53	0.23
C - D	6.45	10.00	0.65	4.53	0.23

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7: Pre-dimensionamiento de vigas principales bloque B.

BLOQUE B

EJES	LUZ	α	H (m)	B (m)	b (m)
A - B	6.15	10.00	0.62	4.53	0.23
C - D	6.45	10.00	0.65	4.53	0.23

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 8: Pre-dimensionamiento de vigas principales bloque C.

BLOQUE C

EJES	LUZ	α	H (m)	B (m)	b (m)
E - F	2.65	10.00	0.27	4.53	0.23
F - G	6.57	10.00	0.66	4.53	0.23

G - H	3.58	10.00	0.36	4.53	0.23
-------	------	-------	------	------	------

Fuente: Elaboración propia.

Se realiza la corrección de la dimensión de secciones utilizando la fórmula de igualdad de rigideces del elemento estructural.

$$\frac{b}{12} h^3 = \frac{b_0 x h_0^3}{12} \quad \dots (e) \quad 06)$$

Despejando la ecuación 06 obtenemos la siguiente expresión.

$$\sqrt[3]{\frac{b}{b_0} h^3} = h_0 \quad \dots (e) \quad 07)$$

Usando la ecuación 07 se obtuvo las dimensiones corregidas por la igualdad de rigideces de las vigas peraltadas de cada bloque a continuación de muestra.

Tabla 9: Dimensiones corregidas de vigas principales bloque A.

BLOQUE A

EJES	H(m) corregida	b(m) asumida a usar	H(m) redondeada a usar
A - B	0.56	0.30	0.60
B - C	0.59	0.30	0.60

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10: Dimensiones corregidas de vigas principales bloque B.

BLOQUE B

EJES	H(m) corregida	b(m) asumida a usar	H(m) redondeada a usar
A - B	0.56	0.30	0.60
B - C	0.59	0.30	0.60

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11: Dimensiones corregidas de vigas principales bloque C.

BLOQUE C

EJES	H(m) corregida	b(m) asumida a usar	H(m) redondeada a usar
E - F	0.24	0.30	0.25
F - G	0.60	0.30	0.60
G - H	0.33	0.30	0.35

Teniendo las dimensiones de las vigas principales pasamos a presentar el resumen por cada bloque.

Tabla 12. Dimensiones finales de las vigas principales general.

NOMBRE DEL BLOQUE	H(m)	b(m)
BLOQUE A	0.60	0.30
BLOQUE B	0.60	0.30
BLOQUE C	0.60	0.30

Fuente: Elaboración propia.

En el bloque C se procedió a uniformizar la sección de las vigas para obtener una rigidez constante en todos los tramos de la estructura.

Teniendo todas las dimensiones de las vigas principales es necesario el cálculo de la inercia de cada uno ya que, como la edificación es del tipo convencional dual será necesario la verificación de las rotulas plásticas en los nudos de la estructura.

$$I = \frac{b h^3}{12} \quad \dots (e \quad 08)$$

Usando la ecuación 08 procedemos a calcular la inercia de las vigas principales para cada bloque.

Tabla 13: Inercia de las vigas principales por cada bloque.

NOMBRE DEL BLOQUE	H(m)	b(m)	I (cm4)
BLOQUE A	0.60	0.30	0.0054
BLOQUE B	0.60	0.30	0.0054
BLOQUE C	0.60	0.30	0.0054

Fuente: Elaboración propia.

(c) VIGAS SECUNDARIAS:

Son vigas que sirven de amarre y/o confinamiento a los pórticos o elementos principales no soporta ningún peso estructural salvo que su peso propio y acabados que se sitúa sobre la viga.

Para el pre-dimensionamiento de las vigas secundarias se toma el siguiente criterio por razones expuestas en el párrafo anterior.

$$H = \frac{L_n}{14} \quad \dots (e \quad 09)$$

$$b_M = 25 c$$

Donde:

H : Peralte de la Viga.

Ln : Longitud de la Viga.

b_M : Base mínima de la Viga.

Las dimensiones calculadas y procedimientos realizados se presentan a continuación:

Tabla 14: Pre-dimensionamiento de vigas secundarias del bloque A.

BLOQUE A

EJES	LUZ	α	H (m)	B (m)	b (m)
1 - 2	5.08	14.00	0.36	-	0.25
2 - 3	3.38	14.00	0.24	-	0.25
3 - 4	4.20	14.00	0.30	-	0.25
4 - 5	4.20	14.00	0.30	-	0.25
5 - 6	3.38	14.00	0.24	-	0.25
6 - 7	5.08	14.00	0.36	-	0.25

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 15: Pre-dimensionamiento de vigas secundarias del bloque B.

BLOQUE B

EJES	LUZ	α	H (m)	B (m)	b (m)
8 - 9	5.08	14.00	0.36	-	0.25
9 - 10	3.38	14.00	0.24	-	0.25
10 - 11	5.03	14.00	0.36	-	0.25
11 - 12	3.38	14.00	0.24	-	0.25
12 - 13	5.03	14.00	0.36	-	0.25
13 - 14	3.43	14.00	0.25	-	0.25

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 16: Pre-dimensionamiento de vigas secundarias del bloque C.

BLOQUE C

EJES	LUZ	α	H (m)	B (m)	b (m)
4 - 5	3	14	0.21	-	0.25
5 - 6	3.38	14	0.24	-	0.25
6 - 7	5.08	14	0.36	-	0.25

7 - 9	4.98	14	0.36	-	0.25
-------	------	----	------	---	------

Fuente: Elaboración propia.

Al igual que las vigas principales se realiza la corrección de dimensiones de las vigas secundarias usando la ecuación 07 igualdades de rigideces.

Tabla 17: Dimensiones corregidas de vigas secundarias bloque A.

BLOQUE A

EJES	H(m) corregida	b(m) asumida a usar	H(m) redondeada a usar
1 - 2	0.36	0.25	0.40
2 - 3	0.24	0.25	0.25
3 - 4	0.30	0.25	0.30
4 - 5	0.30	0.25	0.30
5 - 6	0.24	0.25	0.25
6 - 7	0.36	0.25	0.40

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18: Dimensiones corregidas de vigas secundarias bloque B.

BLOQUE B

EJES	H(m) corregida	b(m) asumida a usar	H(m) redondeada a usar
8 - 9	0.36	0.25	0.40
9 - 10	0.24	0.25	0.25
10 - 11	0.36	0.25	0.40
11 - 12	0.24	0.25	0.25
12 - 13	0.36	0.25	0.40
13 - 14	0.25	0.25	0.25

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 19: Dimensiones corregidas de vigas secundarias bloque C.

BLOQUE C

EJES	H(m) corregida	b(m) asumida a usar	H(m) redondeada a usar
4 - 5	0.21	0.25	0.25
5 - 6	0.24	0.25	0.25
6 - 7	0.36	0.25	0.40
7 - 9	0.36	0.25	0.40

Fuente: Elaboración propia.

Las dimensiones finales de cada bloque son:

Tabla 20: Dimensiones finales de las vigas secundarias por cada bloque.

NOMBRE DEL BLOQUE	H(m)	b(m)
BLOQUE A	0.40	0.25
BLOQUE B	0.40	0.25
BLOQUE C	0.40	0.25

Fuente: Elaboración propia.

Se procedió a uniformizar la sección de las vigas secundarias para darle mayor rigidez a la estructura ya que ello cumple la función de confinamiento horizontal al diafragma rígido de la estructura por cada bloque.

(d) VIGAS CHATAS:

En concordancia de que, el diseñador estructural debe conocer cada pieza de la estructura que diseña por más mínimo que sea el elemento, por ello no dejaremos de pasar por alto el pre-dimensionamiento de las vigas chatas, que se encuentran situadas tanto en el hall técnico como en el hall público del bloque C.

El pre-dimensionamiento de una viga chata se realiza al igual que una viga en común solamente con la diferencia de que la viga chata tendrá la misma altura de la losa contigua y además se usará la siguiente formula.

$$b = \frac{L_n}{12} \quad \dots (e \quad 10)$$

$$H_m = s_i \quad i \quad a \quad l \quad a \quad d \quad l \quad c \quad .$$

Donde:

b : Base mínima de la Viga.

L_n : Longitud de la Viga.

H_M : Altura máxima de la viga.

Tabla 21: Pre-dimensionamiento de vigas chatas.

BLOQUE C					
EJES	LUZ	α	b (m)	B (m)	H (m)
5,6; E, F	2.80	12.00	0.23	-	0.25
7,9; F, G	3.55	12.00	0.30	-	0.25

Fuente: Elaboración propia.

Realizamos la corrección de las dimensiones de sección transversal de las vigas chatas utilizando la fórmula de la igualdad de rigideces según la ecuación 10, en este caso lo que se asume es la altura de la viga siendo esta al igual que la losa contigua y se calcula la base de esta.

Tabla 22: Dimensiones corregidas de las vigas chatas.

BLOQUE C

EJES	b(m) corregida	H(m) asumida a usar	b(m) redondeada a usar
5,6; E, F	0.23	0.25	0.25
7,9; F, G	0.30	0.25	0.30

Fuente: Elaboración propia.

(e) COLUMNAS:

Las columnas son elementos estructurales de gran importancia, ya que tales elementos son los encargados de recibir las cargas verticales provenientes de losas, viguetas, vigas principales, vigas secundarias y los acabados por cada piso, si la ubicación de estos se encuentra en los pisos inferiores también deberá soportar la carga acumulada de los elementos estructurales y los acabados que se encuentran en los pisos superiores de este.

Para el pre-dimensionamiento de las columnas se utiliza las siguientes ecuaciones, pero dependiendo de la ubicación de estas, si es columna central, columna excéntrica y columna esquinada.

$$P_S = P \times A_T \times N_p \dots (e \quad 11)$$

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones RNE E030, presento el cuadro de pesos que se debe aplicar para el pre-dimensionamiento de columnas.

Tabla 23: pesos por unidad de área.

PESO DE LA EDIFICACION (P)	UNIDAD POR AREA	CATEGORIA DE LA EDIFICACION
1,500.00	Kg/m2	Categoría "A"
1,250.00	Kg/m2	Categoría "B"
1,000.00	Kg/m2	Categoría "C"

Fuente: Elaboración propia.

También se usarán las siguientes ecuaciones:

$$A_{cc} = \frac{P_{St}}{0.45 \times f'_c} \dots (e \quad 12)$$

$$A_{cc} = \frac{P_{St}}{0.35 \times f'_c} \dots (e) \quad 13)$$

La ecuación 12 se usará para columnas centradas y la ecuación 13 para columnas esquinadas y excéntricas.

En las siguientes tablas se presenta los procedimientos y cálculos realizados para el pre-dimensionamiento de columnas.

Tabla 24: pre-dimensionamiento de columnas del bloque A.

Identif.	Condición	P servicio (kg)	Área de la Columna (cm ²)	Lado (cm)	B (cm) Asum.	D (cm) corr.	Área de Columna final (cm ²)	Verif.
2 - A	EXCENTRICA	89,580.00	914.08	30.23	30.00	35.00	1,050.00	ok
2 - B	CENTRADA	122,160.00	969.52	31.14	30.00	35.00	1,050.00	ok
2 - C	CENTRADA	126,240.00	1,001.90	31.65	30.00	35.00	1,050.00	ok
2 - D	EXCENTRICA	93,660.00	955.71	30.91	30.00	35.00	1,050.00	ok
3 - B	CENTRADA	110,340.00	875.71	29.59	30.00	30.00	900.00	ok
3 - C	CENTRADA	114,060.00	905.24	30.09	30.00	35.00	1,050.00	ok
4 - A	EXCENTRICA	89,100.00	909.18	30.15	30.00	35.00	1,050.00	ok
4 - B	CENTRADA	121,500.00	964.29	31.05	30.00	35.00	1,050.00	ok
4 - C	CENTRADA	125,580.00	996.67	31.57	30.00	35.00	1,050.00	ok
4 - D	EXCENTRICA	93,180.00	950.82	30.84	30.00	35.00	1,050.00	ok
5 - B	CENTRADA	110,340.00	875.71	29.59	30.00	30.00	900.00	ok
5 - C	CENTRADA	114,060.00	905.24	30.09	30.00	35.00	1,050.00	ok
6 - A	EXCENTRICA	89,580.00	914.08	30.23	30.00	35.00	1,050.00	ok
6 - B	CENTRADA	122,160.00	969.52	31.14	30.00	35.00	1,050.00	ok
6 - C	CENTRADA	12,6240.00	1,001.90	31.65	30.00	35.00	1,050.00	ok
6 - D	EXCENTRICA	93,660.00	955.71	30.91	30.00	35.00	1,050.00	ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 25: pre-dimensionamiento de columnas del bloque B.

Identif.	Condición	P servicio (kg)	Área de la Columna (cm ²)	Lado (cm)	B (cm) Asum.	D (cm) corr.	Área de Columna final (cm ²)	Verif.
9 - A	EXCENTRICA	89,580.00	914.08	30.23	30.00	35.00	1,050.00	ok
9 - B	CENTRADA	122,160.00	969.52	31.14	30.00	35.00	1,050.00	ok
9 - C	CENTRADA	126,240.00	1,001.90	31.65	30.00	35.00	1,050.00	ok
9 - D	EXCENTRICA	93,660.00	955.71	30.91	30.00	35.00	1,050.00	ok
10 - B	CENTRADA	121,500.00	964.29	31.05	30.00	35.00	1,050.00	ok
10 - C	CENTRADA	125,580.00	996.67	31.57	30.00	35.00	1,050.00	ok
11 - A	EXCENTRICA	89,100.00	909.18	30.15	30.00	35.00	1,050.00	ok
11 - B	CENTRADA	121,500.00	964.29	31.05	30.00	35.00	1,050.00	ok
11 - C	CENTRADA	125,580.00	996.67	31.57	30.00	35.00	1,050.00	ok

11 - D	EXCENTRICA	93,180.00	950.82	30.84	30.00	35.00	1,050.00	ok
12 - B	CENTRADA	121,500.00	964.29	31.05	30.00	35.00	1,050.00	ok
12 - C	CENTRADA	125,580.00	996.67	31.57	30.00	35.00	1,050.00	ok
13 - A	EXCENTRICA	89,580.00	914.08	30.23	30.00	35.00	1,050.00	ok
13 - B	CENTRADA	122,160.00	969.52	31.14	30.00	35.00	1,050.00	ok
13 - C	CENTRADA	126,240.00	1,001.90	31.65	30.00	35.00	1,050.00	ok
13 - D	EXCENTRICA	93,660.00	955.71	30.91	30.00	35.00	1,050.00	ok

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26: pre-dimensionamiento de columnas del bloque C.

Identif.	Condición	P servicio (kg)	Área de la Columna (cm ²)	Lado (cm)	B (cm) Asum.	D (cm) corr.	Área de Columna final (cm ²)	Verif.
5 - E	ESQUINADA	19,680.00	200.82	14.17	30.00	25.00	750.00	ok
5 - F	EXCENTRICA	88,920.00	907.35	30.12	30.00	35.00	1,050.00	ok
5 - G	ESQUINADA	63,720.00	650.20	25.50	30.00	25.00	750.00	ok
5 - H	ESQUINADA	25,200.00	257.14	16.04	30.00	25.00	750.00	ok
6 - E	EXCENTRICA	44,820.00	457.35	21.39	30.00	25.00	750.00	ok
6 - F	CENTRADA	60,060.00	476.67	21.83	30.00	25.00	750.00	ok
6 - G	CENTRADA	72,960.00	744.49	27.29	30.00	25.00	750.00	ok
6 - H	EXCENTRICA	57,360.00	585.31	24.19	30.00	25.00	750.00	ok
7 - E	ESQUINADA	28,080.00	286.53	16.93	30.00	25.00	750.00	ok
7 - F	ESQUINADA	65,940.00	672.86	25.94	30.00	25.00	750.00	ok
7 - G	ESQUINADA	116,580.00	925.24	30.42	30.00	35.00	1,050.00	ok
7 - H	ESQUINADA	35,940.00	366.73	19.15	30.00	25.00	750.00	ok
9 - G	ESQUINADA	24,900.00	254.08	15.94	30.00	25.00	750.00	ok

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo ya las secciones de las columnas respectivamente procederemos a verificar y compararlas con respecto a las inercias de las vigas principales.

✓ VERIFICACION DE ROTULAS PLASTICAS:

Para concretar las secciones de las columnas se deberá de realizar la verificación de aparición de las rotulas plásticas bajo el principio de la viga débil y columna fuerte, cumpliendo con la siguiente expresión:

$$I_{C1} = \frac{b h^3}{12} \geq I_v = \frac{b x h^3}{12} \dots (e) \quad 14)$$

Según la tabla N° 12 tenemos la inercia de las vigas principales, como también para cada bloque se escoge la dimensión mayor de la columna y realizamos

la comparación de las inercias respectivas para luego tomar una decisión sobre el aumento o disminución de la sección de las columnas.

Para ello se procede a calcular la inercia de las columnas escogidas por cada bloque según la ecuación 08.

Tabla 27: Dimensiones calculadas de columnas para cada bloque.

NOMBRE DEL BLOQUE	B(m)	D(m)	I (cm ⁴)
BLOQUE A	0.30	0.35	0.0011
BLOQUE B	0.30	0.35	0.0011
BLOQUE C	0.30	0.35	0.0011

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo las inercias de las columnas de mayor dimensión por cada bloque se procede a comparar con respecto a las inercias de las vigas.

Tabla 28: Comparación de inercias entre viga y columna.

NOMBRE DEL BLOQUE	I(viga)	I(columna)	VERIFICACION
BLOQUE A	0.0054	0.0011	No Cumple
BLOQUE B	0.0054	0.0011	No Cumple
BLOQUE C	0.0054	0.0011	No Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Verificando la comparación de la inercia de las vigas y columnas respectivamente se llega a la conclusión de que la inercia de las vigas es mayor que la inercia de las columnas, por ende las rotulas plásticas aparecerán en las columnas y tal efecto en las estructuras no es recomendable, por ello ensancharemos la sección de las columnas hasta que sus inercias respectivas sean superiores al de las vigas principales de la estructura en la dirección del eje principal y/o pórtico principal de cada bloque.

Las nuevas secciones de las columnas según el requerimiento para la seguridad de las estructuras contra la aparición de las rotulas plásticas en las columnas se presenta a continuación:

Tabla 29: Dimensiones corregidas de columnas para cada bloque.

NOMBRE DEL BLOQUE	B(m)	D(m)	I (cm4)
BLOQUE A	0.30	0.65	0.0069
BLOQUE B	0.30	0.65	0.0069
BLOQUE C	0.30	0.65	0.0069

Fuente: Elaboración propia.

Nuevamente se procede a la comparación y verificación de la condición estructural de columna fuerte y viga débil.

Tabla 30: Verificación de la condición de viga débil y columna fuerte.

NOMBRE DEL BLOQUE	I(viga)	I(columna)	VERIFICACION
BLOQUE A	0.0054	0.0069	Si Cumple
BLOQUE B	0.0054	0.0069	Si Cumple
BLOQUE C	0.0054	0.0069	Si Cumple

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente adoptamos la sección de las columnas según la tabla N° 29.

(f) PLACAS:

Para el pre-dimensionamiento de las placas se procederá con la determinación del peso total del edificio y además de ello se procederá con la determinación del sistema estructural según el RNE E030.

✓ DETERMINACION DEL PESO DE LA EDIFICACION:

Para calcular el peso de la edificación, se realiza el metrado de cargas por cada bloque.

Se realizará la cuantificación de cargas muertas y vivas actuantes en la estructura, siguiendo el procedimiento de cuantificación de las cargas por unidad de área lo que son las losas y por unidad de volumen los que son los elementos estructurales como; vigas, columnas, placas, losas macizas y escaleras.

Metrado de cargas del bloque A.

Tabla 31: Metrado de carga muerta por unidad de área Bloque A
CARGA MUERTA POR UNIDAD DE AREA

DESCRIPCION		N° PISOS	AREA (m2)		LONGITU D (m)	PESO (Tn/m2)	PESO (Tn)
			LADO A (m)	LADO B (m)			
Peso del Acabado		4.00	27.30	15.90	-	0.10	173.63
Peso de Tabiquería Típica		3.00	27.30	15.90	-	0.15	195.33
Peso de Tabiquería del Ultimo Nivel		1.00	27.30	15.90	-	0.05	21.70
Peso de Losas Aligeradas	Losa 01	4.00	6.10	5.08	-	0.42	52.06
	Ducto	4.00	-1.50	0.50	-	0.42	-1.26
	Losa 02	4.00	6.10	3.37	-	0.42	34.54
	Losa 03	4.00	6.10	4.20	-	0.42	43.04
	Ducto	4.00	-0.67	0.50	-	0.42	-0.56
	Losa 04	4.00	6.10	4.20	-	0.42	43.04
	Ducto	4.00	-0.67	0.50	-	0.42	-0.56
	Losa 05	4.00	6.10	3.38	-	0.42	34.64
	Losa 06	4.00	6.10	5.08	-	0.42	52.06
	Losa 07	4.00	2.40	5.08	-	0.42	20.48
	Losa 08	4.00	2.40	3.37	-	0.42	13.59
	Losa 09	4.00	2.40	4.20	-	0.42	16.93
	Losa 10	4.00	2.40	4.20	-	0.42	16.93
	Losa 11	4.00	2.40	3.38	-	0.42	13.63
	Losa 12	4.00	2.40	5.08	-	0.42	20.48
	Losa 13	4.00	6.40	5.08	-	0.42	54.62
	Losa 14	4.00	6.40	3.37	-	0.42	36.23
	Losa 15	4.00	6.40	4.20	-	0.42	45.16
	Losa 16	4.00	6.40	4.20	-	0.42	45.16
	Losa 17	4.00	6.40	3.38	-	0.42	36.34
	Losa 18	4.00	6.40	5.08	-	0.42	54.62
Cómputo Total de Pesos						1,021.84 Ton.	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 32: Metrado de carga muerta por unidad de volumen Bloque A.
CARGA MUERTA POR UNIDAD DE VOLUMEN

DESCRIPCION		CANTIDAD	SECCION (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Tn/m3)	PESO (Tn)
			LADO A (m)	LADO B (m)			
Peso de Vigas Peraltadas	VP (L = 4.20)	8.00	0.25	0.60	4.20	2.40	12.10
	VP (L = 5.70)	20.00	0.30	0.60	5.70	2.40	49.25
	VP (L = 2.40)	8.00	0.25	0.60	2.40	2.40	6.91
	VP (L = 2.40)	20.00	0.30	0.60	2.40	2.40	20.74
	VP (L = 4.50)	8.00	0.25	0.60	4.50	2.40	12.96

	VP (L = 6.00)	20.00	0.30	0.60	6.00	2.40	51.84
	VS (L = 4.90)	16.00	0.25	0.40	4.90	2.40	18.82
	VS (L = 2.75)	16.00	0.25	0.40	2.75	2.40	10.56
	VS (L = 3.575)	16.00	0.25	0.40	3.58	2.40	13.73
	VS (L = 5.075)	16.00	0.25	0.40	5.08	2.40	19.49
	VS (L = 3.375)	16.00	0.25	0.40	3.38	2.40	12.96
	VS (L = 4.20)	16.00	0.25	0.40	4.20	2.40	16.13
Peso de Vigas Secundarias							
	Columna 01	10.00	0.30	0.65	15.00	2.40	70.20
	Columna 02	6.00	0.25	0.65	15.00	2.40	35.10
Peso de Columnas							
Peso de Placas		12.00	0.25	1.20	15.00	2.40	129.60
Cálculo Total de Pesos						480.37 Ton.	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33: Metrado de carga viva piso típico Bloque A.

CARGA VIVA POR UNIDAD DE AREA (PISO TÍPICO)

DESCRIPCION		N° PISOS	AREA (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Tn/m2)	PESO (Tn)
			LADO A (m)	LADO B (m)			
Sobrecarga Actuante sobre las Losas Aligeradas	Losa 01	3.00	6.10	5.08	-	0.40	37.19
	Ducto	3.00	-1.50	0.50	-	0.40	-0.90
	Losa 02	3.00	6.10	3.37	-	0.40	24.67
	Losa 03	3.00	6.10	4.20	-	0.40	30.74
	Ducto	3.00	-0.67	0.50	-	0.40	-0.40
	Losa 04	3.00	6.10	4.20	-	0.40	30.74
	Ducto	3.00	-0.67	0.50	-	0.40	-0.40
	Losa 05	3.00	6.10	3.38	-	0.40	24.74
	Losa 06	3.00	6.10	5.08	-	0.40	37.19
	Losa 07	3.00	2.40	5.08	-	0.40	14.63
	Losa 08	3.00	2.40	3.37	-	0.40	9.71
	Losa 09	3.00	2.40	4.20	-	0.40	12.10
	Losa 10	3.00	2.40	4.20	-	0.40	12.10
	Losa 11	3.00	2.40	3.38	-	0.40	9.73
	Losa 12	3.00	2.40	5.08	-	0.40	14.63
	Losa 13	3.00	6.40	5.08	-	0.40	39.01
	Losa 14	3.00	6.40	3.37	-	0.40	25.88
	Losa 15	3.00	6.40	4.20	-	0.40	32.26
	Losa 16	3.00	6.40	4.20	-	0.40	32.26
	Losa 17	3.00	6.40	3.38	-	0.40	25.96
	Losa 18	3.00	6.40	5.08	-	0.40	39.01
Cálculo Total de Pesos						450.84 Ton.	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 34: Metrado de carga viva ultimo nivel Bloque A.

CARGA VIVA POR UNIDAD DE AREA (ULTIMO NIVEL)

DESCRIPCION	N° PISOS	AREA (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Tn/m2)	PESO (Tn)
		LADO A (m)	LADO B (m)			
Sobrecarga Ultimo Nivel	1.00	27.30	15.90	-	0.15	65.11
Cómputo Total de Pesos					65.11 Ton.	

Fuente: Elaboración propia.

Según el RNE E030 en su artículo 4.3 "Estimación de Pesos" en edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva, como también en azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.

Por lo tanto, para el bloque A se presenta el cálculo de pesos según el artículo 4.3 de la norma E030.

Tabla 35: Peso total del bloque A.

DESCRIPCION	PESOS A USAR
100%WD	1,502.21
50%WL (Piso Típico)	225.42
25%WL (Ultimo Nivel)	16.28
Peso Total Del Bloque	1,743.91 Ton.

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, el peso total del bloque A del hospital es de 1,743.91 Toneladas, calculadas según la tabla N° 35.

Metrado de cargas del bloque B.

Tabla 36: Metrado de carga muerta por unidad de área bloque B.

CARGA MUERTA POR UNIDAD DE AREA

DESCRIPCION		N° PISOS	AREA (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Tn/m2)	PESO (Tn)
			LADO A (m)	LADO B (m)			
Peso del Acabado		4.00	27.30	15.90	-	0.10	173.63
Peso de Tabiquería Típica		3.00	27.30	15.90	-	0.15	195.33
Peso de Tabiquería de Ultimo Nivel		1.00	27.30	15.90	-	0.05	21.70
Peso de Losas Aligeradas	Losa 01	4.00	6.10	5.08	-	0.42	52.01
	Ducto	4.00	-1.50	0.50	-	0.42	-1.26
	Losa 02	4.00	6.10	3.38	-	0.42	34.59
	Losa 03	4.00	6.10	5.03	-	0.42	51.50
	Ducto	4.00	-1.50	0.50	-	0.42	-1.26
	Losa 04	4.00	6.10	3.38	-	0.42	34.59
	Losa 05	4.00	6.10	5.03	-	0.42	51.50

Ducto	4.00	-1.50	0.50	-	0.42	-1.26
Losa 06	4.00	6.10	3.43	-	0.42	35.10
Losa 07	4.00	2.40	5.08	-	0.42	20.46
Losa 08	4.00	2.40	3.38	-	0.42	13.61
Losa 09	4.00	2.40	5.03	-	0.42	20.26
Losa 10	4.00	2.40	3.38	-	0.42	13.61
Losa 11	4.00	2.40	5.03	-	0.42	20.26
Losa 12	4.00	2.40	3.43	-	0.42	13.81
Losa 13	4.00	6.40	5.08	-	0.42	54.57
Losa 14	4.00	6.40	3.38	-	0.42	36.29
Ducto	4.00	-1.05	0.65	-	0.42	-1.15
Losa 15	4.00	6.40	5.03	-	0.42	54.03
Losa 16	4.00	6.40	3.38	-	0.42	36.29
Losa 17	4.00	6.40	5.03	-	0.42	54.03
Losa 18	4.00	6.40	3.43	-	0.42	36.83
C��puto Total de Pesos					1,019.05 Ton.	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 37: Metrado de carga muerta por unidad de volumen Bloque B.

CARGA MUERTA POR UNIDAD DE VOLUMEN

DESCRIPCION		CANTIDAD	SECCION (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Tn/m3)	PESO (Tn)
			LADO A (m)	LADO B (m)			
Peso de Vigas Peraltables	VP (L = 4.20)	8.00	0.25	0.60	4.20	2.40	12.10
	VP (L = 5.70)	20.00	0.30	0.60	5.70	2.40	49.25
	VP (L = 2.40)	8.00	0.25	0.60	2.40	2.40	6.91
	VP (L = 2.40)	20.00	0.30	0.60	2.40	2.40	20.74
	VP (L = 4.50)	8.00	0.25	0.60	4.50	2.40	12.96
	VP (L = 6.00)	20.00	0.30	0.60	6.00	2.40	51.84
Peso de Vigas Secundarias	VS (L = 4.90)	8.00	0.25	0.40	4.90	2.40	9.41
	VS (L = 2.75)	16.00	0.25	0.40	2.75	2.40	10.56
	VS (L = 4.40)	16.00	0.25	0.40	4.40	2.40	16.90
	VS (L = 3.25)	8.00	0.25	0.40	3.25	2.40	6.24
	VS (L = 5.075)	8.00	0.25	0.40	5.08	2.40	9.74
	VS (L = 3.375)	16.00	0.25	0.40	3.38	2.40	12.96
	VS (L = 5.025)	16.00	0.25	0.40	5.03	2.40	19.30
	VS (L = 3.425)	16.00	0.25	0.40	3.43	2.40	13.15
Peso de Columnas	Columna 01	10.00	0.30	0.65	15.00	2.40	70.20
	Columna 02	6.00	0.25	0.65	15.00	2.40	35.10
Peso de Placas		12.00	0.25	1.20	15.00	2.40	129.60
C��puto Total de Pesos					486.95 Ton.		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 38: Metrado de carga viva piso típico Bloque B.

CARGA VIVA POR UNIDAD DE AREA (PISO TÍPICO)

DESCRIPCION		N° PISOS	AREA (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Tn/m2)	PESO (Tn)
			LADO A (m)	LADO B (m)			
Peso de Losas Aligeradas	Losa 01	3.00	6.10	5.08	-	0.40	37.15
	Ducto	3.00	-1.50	0.50	-	0.40	-0.90
	Losa 02	3.00	6.10	3.38	-	0.40	24.71
	Losa 03	3.00	6.10	5.03	-	0.40	36.78
	Ducto	3.00	-1.50	0.50	-	0.40	-0.90
	Losa 04	3.00	6.10	3.38	-	0.40	24.71
	Losa 05	3.00	6.10	5.03	-	0.40	36.78
	Ducto	3.00	-1.50	0.50	-	0.40	-0.90
	Losa 06	3.00	6.10	3.43	-	0.40	25.07
	Losa 07	3.00	2.40	5.08	-	0.40	14.62
	Losa 08	3.00	2.40	3.38	-	0.40	9.72
	Losa 09	3.00	2.40	5.03	-	0.40	14.47
	Losa 10	3.00	2.40	3.38	-	0.40	9.72
	Losa 11	3.00	2.40	5.03	-	0.40	14.47
	Losa 12	3.00	2.40	3.43	-	0.40	9.86
	Losa 13	3.00	6.40	5.08	-	0.40	38.98
	Losa 14	3.00	6.40	3.38	-	0.40	25.92
	Ducto	3.00	-1.05	0.65	-	0.40	-0.82
	Losa 15	3.00	6.40	5.03	-	0.40	38.59
	Losa 16	3.00	6.40	3.38	-	0.40	25.92
	Losa 17	3.00	6.40	5.03	-	0.40	38.59
	Losa 18	3.00	6.40	3.43	-	0.40	26.30
Cómputo Total de Pesos						448.85 Ton.	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 39: Metrado de carga viva ultimo nivel Bloque B.

CARGA VIVA POR UNIDAD DE AREA (ULTIMO NIVEL)

DESCRIPCION	N° PISOS	AREA (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Tn/m2)	PESO (Tn)
		LADO A (m)	LADO B (m)			
Sobrecarga Ultimo Nivel	1.00	27.30	15.90	-	0.15	65.11
Cómputo Total de Pesos						65.11 Ton.

Fuente: Elaboración propia.

Según el RNE E030 en su artículo 4.3 "Estimación de Pesos" en edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva, como también en azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.

Por lo tanto, para el bloque B se presenta el cálculo de pesos según el artículo 4.3 de la norma E030.

Tabla 40: Peso total del Bloque B.

DESCRIPCION	PESOS A USAR
100%WD	1,505.99
50%WL (Piso Típico)	224.42
25%WL (Ultimo Nivel)	16.28
Peso Total Del Bloque	1,746.69 Ton.

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, el peso total del bloque B del hospital es de 1,746.69 Toneladas, calculadas según la tabla N° 40.

Metrado de cargas del bloque C.

Tabla 41: Metrado de carga muerta por unidad de área Bloque C.

CARGA MUERTA POR UNIDAD DE AREA

DESCRIPCION	N° PISOS	AREA (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Tn/m2)	PESO (Tn)
		LADO A (m)	LADO B (m)			
Peso del Acabado	4.00	9.35	3.05	-	0.10	11.41
Ducto	4.00	-2.80	0.72	-	0.10	-0.81
Peso del Acabado	4.00	19.48	6.45	-	0.10	50.26
Ducto	4.00	-1.13	0.72	-	0.10	-0.33
Ducto	4.00	-3.15	2.48	-	0.10	-3.12
Ducto	4.00	-2.95	2.15	-	0.10	-2.54
Peso del Acabado	4.00	9.35	3.95	-	0.10	14.77
Peso de Tabiquería Típica	3.00	9.35	3.05	-	0.15	12.83
Ducto	3.00	-2.80	0.72	-	0.15	-0.91
Peso de Tabiquería Típica	3.00	19.48	6.45	-	0.15	56.54
Ducto	3.00	-1.13	0.72	-	0.15	-0.37
Ducto	3.00	-3.15	2.48	-	0.15	-3.52
Ducto	3.00	-2.95	2.15	-	0.15	-2.85
Peso de Tabiquería Típica	3.00	9.35	3.95	-	0.15	16.62
Peso de Tabiquería de Ultimo Nivel	1.00	9.35	3.05	-	0.05	1.43
Ducto	1.00	-2.80	0.72	-	0.05	-0.10
Peso de Tabiquería de Ultimo Nivel	1.00	19.48	6.45	-	0.05	6.28
Ducto	1.00	-1.13	0.72	-	0.05	-0.04
Ducto	1.00	-3.15	2.48	-	0.05	-0.39
Ducto	1.00	-2.95	2.15	-	0.05	-0.32
Peso de Tabiquería de Ultimo Nivel	1.00	9.35	3.95	-	0.05	1.85

Peso de Losas Aligeradas	Losa 01	4.00	3.38	2.83	-	0.35	13.37
	Ducto	4.00	-2.83	0.98	-	0.35	-3.88
	Losa 02	4.00	5.08	2.83	-	0.35	20.11
	Losa 03	4.00	5.95	3.38	-	0.35	28.11
	Ducto	4.00	-4.78	0.98	-	0.35	-6.56
	Losa 04	4.00	5.96	5.08	-	0.35	42.35
	Ducto	4.00	-3.65	1.75	-	0.35	-8.94
	Losa 06	4.00	5.38	2.15	-	0.35	16.19
	Losa 07	4.00	3.70	3.38	-	0.35	17.51
	Losa 08	4.00	5.08	3.38	-	0.35	24.04
	Losa 09	1.00	3.55	4.00	-	0.35	4.97
	Losa 10	1.00	3.55	4.00	-	0.35	4.97
Cómputo Total de Pesos						308.94 Ton.	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 42: Metrado de carga muerta por unidad de volumen Bloque C.

CARGA MUERTA POR UNIDAD DE VOLUMEN

DESCRIPCION		CANTIDAD	SECCION (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Tn/m3)	PESO (Tn)
			LADO A (m)	LADO B (m)			
Peso de Vigas Peraltadas	VP (L = 2.00)	12.00	0.30	0.55	2.00	2.40	9.50
	VP (L = 3.55)	10.00	0.25	0.55	3.55	2.40	11.72
	VP (L = 5.92)	8.00	0.30	0.55	5.92	2.40	18.75
	VP (L = 1.13)	8.00	0.30	0.55	1.13	2.40	3.58
	VP (L = 2.15)	4.00	0.25	0.55	2.15	2.40	2.84
	VP (L = 2.925)	12.00	0.30	0.55	2.93	2.40	13.90
Peso de Vigas Secundarias	VS (L = 3.375)	12.00	0.25	0.40	3.38	2.40	9.72
	VS (L = 3.20)	4.00	0.25	0.40	3.20	2.40	3.07
	VS (L = 5.075)	12.00	0.25	0.40	5.08	2.40	14.62
	VS (L = 4.90)	4.00	0.25	0.40	4.90	2.40	4.70
	VS (L = 4.975)	4.00	0.25	0.40	4.98	2.40	4.78
	VS (L = 2.75)	5.00	0.25	0.40	2.75	2.40	3.30
	VS (L = 3.00)	5.00	0.25	0.40	3.00	2.40	3.60
	VS (L = 1.13)	4.00	0.25	0.40	1.13	2.40	1.08
	VS (L = 1.05)	10.00	0.25	0.40	1.05	2.40	2.52
	VS (L = 1.05)	10.00	0.25	0.40	1.05	2.40	2.52
Peso de Vigas Chatas	VCH (L = 2.80)	4.00	0.25	0.25	2.80	2.40	1.68
	VCH (L = 1.13)	4.00	0.25	0.25	1.13	2.40	0.68
	VCH (L = 1.33)	10.00	0.25	0.25	1.33	2.40	2.00
	VCH (L = 0.60)	8.00	0.25	0.25	0.60	2.40	0.72
	VCH (L = 1.60)	5.00	0.25	0.20	1.60	2.40	0.96
	VCH (L = 3.55)	5.00	0.25	0.20	3.55	2.40	2.13
Peso de Losas Macizas	Losa 01	4.00	0.10	1.13	3.55	2.40	3.85
	Losa 02	4.00	0.10	0.25	3.55	2.40	0.85

	Losa 03	4.00	0.10	1.05	2.15	2.40	2.17
	Losa 04	1.00	0.10	2.15	2.95	2.40	1.52
	Losa 05	1.00	0.10	1.45	1.45	2.40	0.50
	Losa 06	1.00	0.10	1.45	1.45	2.40	0.50
Peso de Escalera	Escalera 01	4.00	0.18	4.00	3.55	2.40	24.54
	Escalera 02	4.00	0.18	4.00	3.55	2.40	24.54
Peso de Columnas	Columna 01	12.00	0.30	0.65	15.00	2.40	84.24
	Columna 02	1.00	0.30	0.65	15.00	2.40	7.02
Peso de Placas	Wall 02	2.00	0.25	1.50	18.00	2.40	32.40
	Wall 03	1.00	0.25	1.38	18.00	2.40	14.85
	Wall 04	1.00	0.25	4.50	18.00	2.40	48.60
	Wall 05	3.00	0.25	3.03	18.00	2.40	98.17
	Wall 06	2.00	0.25	3.45	18.00	2.40	74.52
	Wall 07	1.00	0.25	2.45	18.00	2.40	26.46
	Wall 08	2.00	0.25	1.00	18.00	2.40	21.60
	Wall 09	2.00	0.25	1.45	18.00	2.40	31.32
Cómputo Total de Pesos						613.51 Ton.	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 43: Metrado de carga viva piso típico Bloque C.

CARGA VIVA POR UNIDAD DE AREA (PISO TÍPICO)

DESCRIPCION		N° PISOS	AREA (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Tn/m2)	PESO (Tn)
			LADO A (m)	LADO B (m)			
Peso de Losas Macizas	Losa 01	3.00	0.10	1.13	-	0.40	0.14
	Losa 02	3.00	0.10	0.25	-	0.40	0.03
	Losa 03	3.00	0.10	1.05	-	0.40	0.13
Peso de Escalera	Escalera 01	4.00	4.00	3.55	-	0.40	22.72
	Escalera 02	4.00	4.00	3.55	-	0.40	22.72
Peso de Losas Aligeradas	Losa 01	3.00	3.38	2.83	-	0.40	11.46
	Ducto	3.00	-2.83	0.98	-	0.40	-3.33
	Losa 02	3.00	5.08	2.83	-	0.40	17.23
	Losa 03	3.00	5.95	3.38	-	0.40	24.10
	Ducto	3.00	-4.78	0.98	-	0.40	-5.62
	Losa 04	3.00	5.96	5.08	-	0.40	36.30
	Ducto	3.00	-3.65	1.75	-	0.40	-7.67
	Losa 06	3.00	5.38	2.15	-	0.40	13.88
	Losa 07	3.00	3.70	3.38	-	0.40	15.01
	Losa 08	3.00	5.08	3.38	-	0.40	20.60
Cómputo Total de Pesos						167.70 Ton.	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 44: Metrado de carga viva ultimo nivel Bloque C.

CARGA VIVA POR UNIDAD DE AREA (ULTIMO NIVEL)

DESCRIPCION	N° PISOS	AREA (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Tn/m2)	PESO (Tn)
		LADO A (m)	LADO B (m)			
Sobrecarga Ultimo Nivel	1.00	9.35	3.05	-	0.15	4.28
Ducto	1.00	-2.80	0.72	-	0.15	-0.30
Sobrecarga Ultimo Nivel	1.00	19.48	6.45	-	0.15	18.85
Ducto	1.00	-1.13	0.72	-	0.15	-0.12
Ducto	1.00	-3.15	0.72	-	0.15	-0.34
Sobrecarga Ultimo Nivel	1.00	9.35	3.95	-	0.15	5.54
Cómputo Total de Pesos					27.90 Ton.	

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, para el bloque C se presenta el cálculo de pesos según el artículo 4.3 de la norma E030.

Tabla 45: Peso total del Bloque C.

DESCRIPCION	PESOS A USAR
100%WD	922.44
50%WL (Piso Típico)	83.85
25%WL (Ultimo Nivel)	6.97
Peso Total Del Bloque	1,013.27 Ton.

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, el peso total del bloque C del hospital es de 1,013.27 Toneladas, calculadas según la tabla N° 45.

Teniendo el peso de la edificación por bloque correspondiente se procede a la determinación de la sección de las pacas que lo conforman a cada uno de ellos, también se toma en cuenta el área de los muros de caja de escaleras y ascensores.

✓ DETERMINACION DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA:

Para estimar la fuerza cortante debido al sismo usamos la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Z}{R} * P \quad \dots (e \quad 15)$$

Donde:

V : Fuerza cortante Basal.

- Z : Factor de Zona.
 U : Factor de Uso.
 S : Factor de Amplificación Sísmica.
 C : Factor de Amplificación Sísmica.
 R : Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas.
 P : Peso de la Edificación según la norma E030.

Por lo cual se presenta los parámetros sísmicos de la edificación en los siguientes cuadros:

Cuadro 5: Parámetros Sísmicos para los Bloques A y B.

Factor de Zona	Z =	0.35
Factor de Uso	U =	1.50
	S =	1.00
Factor de Amplificación del Suelo	$T_P =$	0.40 seg.
	$T_L =$	2.50 seg.
Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	$R_X =$	7.00
	$R_Y =$	7.00
	$T < T_P$	C = 2.50
Factor de Amplificación Sísmica (FAS)	$T_P < T < T_L$	$C = 2.5 * (\frac{T_P}{T})$
	$T_L < T$	$C = 2.5 * (\frac{T_P * T_L}{T^2})$

Fuente: Libro "Concreto" Dr(c) Ricardo Oviedo S.

Los Parámetros sísmicos para el bloque C son los mismos que el de los bloques A y B, salvo que en el Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R), lo cual se procederá a corregir según las irregularidades con las que cuenta el bloque.

La irregularidad con la que cuenta el bloque C es en planta, irregularidad por esquina entrante, porque las dimensiones de dichas esquinas son mayores que el 20% de la dimensión total en las dos direcciones según el RNE E030.

Para tal corrección se usará la formula siguiente:

$$R = R_0 * I_a * I_p \quad \dots (e) \quad 16)$$

Por lo tanto, el factor de reducción de fuerzas sísmicas en ambas direcciones de la estructura resulta:

$$R = 7 * 1 * 0.90$$

$$R = 6.30$$

Cuadro 6: Parámetros sísmicos para el Bloque C.

Factor de Zona	Z =	0.35
Factor de Uso	U =	1.50
	S =	1.00
Factor de Amplificación del Suelo	$T_P =$	0.40 seg.
	$T_L =$	2.50 seg.
Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	$R_X =$	6.30
	$R_Y =$	6.30
	$T < T_P$	C = 2.50
Factor de Amplificación Sísmica (FAS)	$T_P < T < T_L$	$C = 2.5 * (\frac{T_P}{T})$
	$T_L < T$	$C = 2.5 * (\frac{T_P * T_L}{T^2})$

Fuente: Libro "Concreto" Dr(c) Ricardo Oviedo S.

Para el cálculo del Factor de Amplificación Sísmico estimaremos el periodo fundamental según la norma E030, ya que los cálculos más detallados del periodo fundamental del edificio en ambas direcciones se detallarán más adelante.

$$T = \frac{H_n}{C_T} \quad \dots (e, \quad 17)$$

Donde:

T : Periodo Fundamental del Edificio.

H_n : altura del edificio desde el nivel de terreno natural.

C_T : 35 para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

C_T : 45 para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

a) pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.

b) Pórticos de acero arriostrado.

C_T : 60 para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

A continuación, presentamos el cálculo del periodo fundamental de la estructura en general según la ecuación 17.

$$T_F = \frac{14}{60}$$

$$T_{Fi} = 0.233 \text{ s}.$$

Se presenta el periodo fundamental de la estructura ya que el cálculo del periodo fundamental es en función de la altura y coeficiente sísmico según el tipo de estructura, por ello presentamos en general porque para los tres bloques de la estructura la altura y el sistema estructural es igual y por ende el periodo fundamental de la estructura también será igual para todos.

Teniendo el periodo fundamental de la estructura procedemos a calcular las fuerzas cortantes basales de este, para cada bloque según la ecuación 15, para luego proceder con el cálculo del área de los muros de corte.

Calculo del factor de amplificación sísmica.

Como el periodo fundamental de la edificación es 0.233 segundos, lo cual según las condiciones de suelo y verificando según las ecuaciones del cuadro N° 05 es menor que el periodo de plataforma que es 0.40 segundos, o sea:

$$T_{Fi} = 0.233 \text{ s} < T_P = 0.40 \text{ s} \rightarrow C = 2.50.$$

Entonces el factor de amplificación sísmica "C" tendrá el valor de 2.50, para los tres bloques.

calculo de la Fuerza Cortante Sísmica Basal para el bloque A:

se procederá a calcular utilizando el peso calculado del bloque A, utilizando la ecuación 15 y además utilizando los datos del cuadro N° 05 de los parámetros sísmicos de los bloques Ay B.

$$V = \frac{0.35 * 1.5 * 2.5 * 1}{7} * 1,743.91$$

$$V = 326.98 T \quad .$$

calculo de la Fuerza Cortante Sísmica Basal para el bloque B:

de igual manera que el anterior se procederá a calcular utilizando el peso calculado del bloque B, utilizando la ecuación 15 y además utilizando los datos del cuadro N° 05 de los parámetros sísmicos de los bloques Ay B.

$$V = \frac{0.35 * 1.5 * 2.5 * 1}{7} * 1,746.69$$

$$V = 327.50 T \quad .$$

calculo de la Fuerza Cortante Sísmica Basal para el bloque C:

de igual manera que el anterior se procederá a calcular utilizando el peso calculado del bloque C, utilizando la ecuación 15 y además utilizando los datos del cuadro N° 06 de los parámetros sísmicos del bloque C.

$$V = \frac{0.35 * 1.5 * 2.5 * 1}{6.3} * 1,013.27$$

$$V = 211.10 T \quad .$$

✓ DETERMINACION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL:

Para la determinación del sistema estructural de los bloques se procederá según el RNE E030, donde detalla lo siguiente.

Muros Estructurales:

Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.

Dual.

Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales, la fuerza cortante que toman los muros está entre el 20% al 70% del cortante en la base de la estructura.

Pórticos.

Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas del pórtico.

Tabla 46: Parámetros para determinar el sistema estructural.

SISTEMA ESTRUCTURAL	MUROS ESTRUCTURALES	DUAL	PORTICOS
CORTANTE ABSORBIDO POR LOS MUROS	$V > 7 \%$	$7 \% > V > 2 \%$	$8 \% > V$

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

✓ DETERMINACION DEL AREA DE CORTE:

Para el pre-dimensionamiento de los muros de corte que comúnmente lo llamamos placas, para nuestra estructura en sus diferentes bloques, con una configuración estructural en el cual las placas tomaran el 60% de la cortante basal, reduciremos en un 60% la fuerza cortante generada por el sismo y según las siguientes ecuaciones podemos estimar el área de corte.

$$V_P = 60\% * V_E \quad \dots (18)$$

$$A_C = \left[\frac{V_P}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'_c}} \right] \quad \dots (19)$$

Donde:

$$\phi = 0.85$$

Determinación del área de corte para el bloque A.

Se calculará el área de corte que asumirán las placas de la estructura del bloque A, según las ecuaciones 18 y 19.

$$V_P = 60\% * 326.98 T$$

$$V_P = 196.19 T$$

$$A_C = \left[\frac{196.19}{0.85 * 0.53 * \sqrt{280}} \right]$$

$$A_C = 2.60m^2 \text{ (a e p , p a d i r)}$$

Por lo tanto, se usará 10 placas de dimensiones 1.20m x 0.25m, con un área total de:

$$A_C = 1.2x0.25x10 = 3.00m^2$$

Determinación del área de corte para el bloque B.

Se calculará el área de corte que asumirán las placas de la estructura del bloque B, según las ecuaciones 18 y 19.

$$V_P = 60\% * 327.50 T \text{ .}$$

$$V_P = 196.50 T \text{ .}$$

$$A_C = \left[\frac{196.50}{0.85 * 0.53 * \sqrt{280}} \right]$$

$$A_C = 2.61m^2 \text{ (a e p , p a m d)}$$

Por lo tanto, también se usará 10 placas de dimensiones 1.20m x 0.25m, con un área total de:

$$A_C = 1.2x0.25x10 = 3.00m^2$$

Determinación del área de corte para el bloque C.

Se calculará el área de corte que asumirán las placas de la estructura del bloque C, según las ecuaciones 18 y 19.

$$V_P = 60\% * 211.10 T \text{ .}$$

$$V_P = 126.66 T \text{ .}$$

$$A_C = \left[\frac{126.66}{0.85 * 0.53 * \sqrt{280}} \right]$$

$$A_C = 1.68 m^2 \text{ (a e p , p a d)}$$

Por lo tanto, como este es el bloque netamente de circulación como vertical y horizontal, en ello está situada la caja de dos ascensores públicas, caja de un ascensor monta camillas y además de ello están las placas actuantes en las

dos escaleras, todos ellos son muros de concreto armado con un área mayor a lo requerido, teniendo un área siguiente:

$$A_c = 3.05 \text{ m}^2$$

4.1.3.6. ANALISIS DE LA ESTRUCTURA:

Se procederá al análisis de la estructura separada por cada bloque y además de ello se utilizará el software ETABS 2016 v.2.1.


Se realizará el análisis estático y el análisis dinámico con el programa ETABS 2016 v.2.1, previo a ello se procederá a determinar el material a utilizar y las secciones según el pre-dimensionamiento con las cuales se trabajará para verificar el comportamiento estructural y luego realizar el diseño de este.

Figura 14: Programa ETABS (integrated building design software)



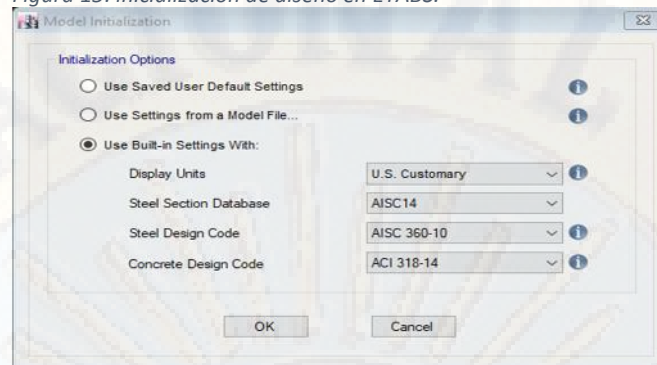
Fuente: Etabs 2016.

✓ INICIANDO EL PROGRAMA:

Para iniciar con la ejecución del programa nos dirigimos y hacemos doble clic en el icono del ETABS  2016.

Al iniciar el programa daremos doble clic en new model, con el cual nos aparecerá la siguiente ventana, en donde se podrá elegir las unidades y los códigos de diseño con los que se desea trabajar.

Figura 15: inicialización de diseño en ETABS.



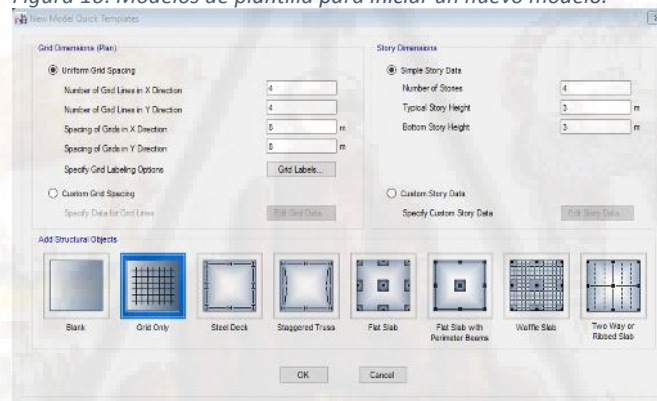
Fuente: Etabs 2016.

✓ DIFINICION DE LOS EJES DE TRABAJO:

Luego del paso anterior y dar en ok, el programa nos lleva a la ventana New Model Quick Templates.

Con el comando antes mencionado definiremos las grillas del trabajo que son los mismos ejes del trabajo y algunos adicionales según el detalle del proyecto.

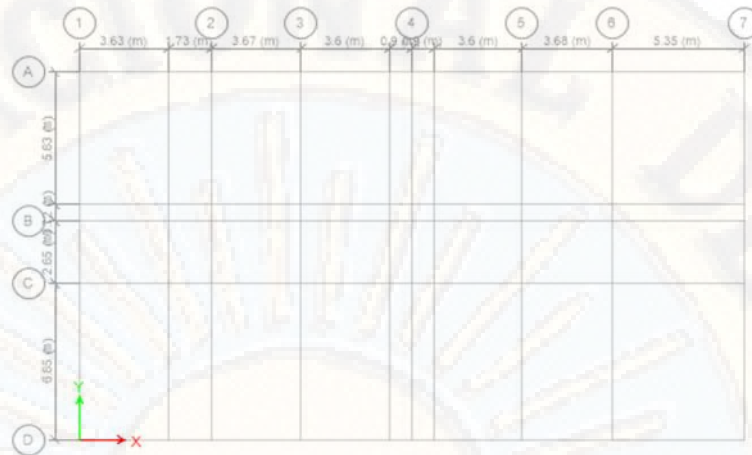
Figura 16: Modelos de plantilla para iniciar un nuevo modelo.



Fuente: Etabs 2016.

En donde elegiremos la opción Grid Only, para que procedamos crear nuestras grillas tanto para altura como para planta.

Figura 17: Grilla definido para al modelo estructural del bloque A.

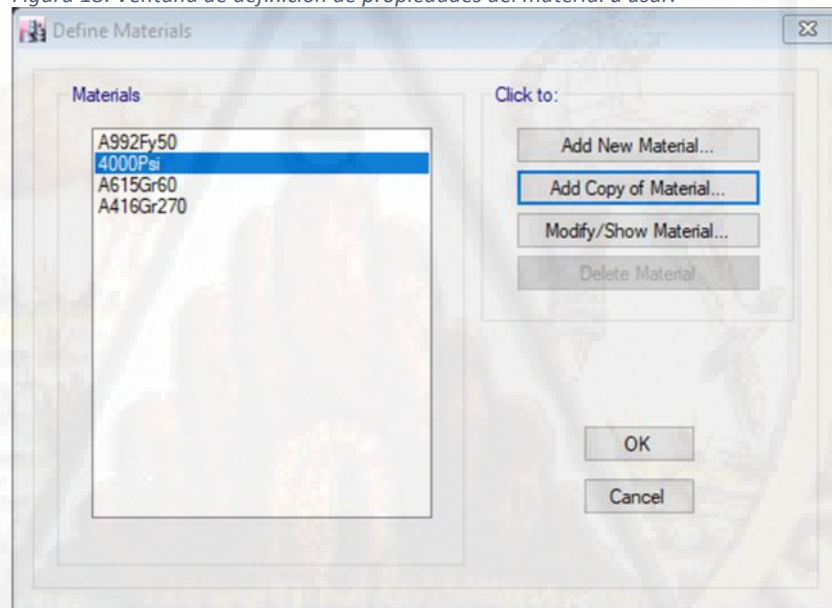


Fuente: Etabs 2016.

✓ DIFINICION DE LAS PROPIEDADES DEL MATERIAL:

Para definir las propiedades elásticas del material a utilizar vamos al siguiente procedimiento; Define – Material Properties.

Figura 18: Ventana de definición de propiedades del material a usar.



Fuente: Etabs 2016.

En este caso, para definir el material concreto, el programa ya cuenta con una plantilla de concreto de 4000 Psi, por tal motivo solamente realizaremos una copia de las características del material haciendo clic en Add Copy of Material, con la cual se abrirá un cuadro en donde se tendrá que alimentar los datos del

material como: nombre del material, tipo de material, color de identificador, peso específico del material, módulo de elasticidad, módulo de corte, etc.

Para la presente tesis se trabajara con un concreto de resistencia a la compresión igual a $f'_c=280\text{Kg/cm}^2$, peso específico de $2,400\text{Kg/m}^3$, el módulo de elasticidad del concreto lo podemos calcular en el mismo programa con la siguiente función; teclas Shift + Inter entonces nos envía a una calculadora y en la cual programamos $15,000*\text{SQR}(280)$ luego clic en calcúlate y tendremos el resultado, lo cual con el botón Ok llevamos al cuadro de datos, el módulo de poisson es igual a 0.20 y los de más datos son auto calculados por el mismo programa.

Figura 19: Definición de propiedades de concreto.

Material Property Data

General Data

Material Name: Concreto $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color Selection] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2400 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 2400 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 250998.007960223 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 104582.5 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

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

OK Cancel

Fuente: Etabs 2016.

De la misma manera se procede con la definición de las propiedades del acero de refuerzo, siguiendo los pasos de Define – Material Properties, luego aparecerá un cuadro de Define Materials. En la cual procedemos a realizar la copia a partir de un material ya definido en el program A615Gr60, Add Copy of Material. Luego nos aparecerá el cuadro de datos de propiedades del material (Material Property Data).

Figura 20: Definición de las propiedades de acero.

Material Property Data

General Data

Material Name: Acero fy = 4200 Kg/cm2

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: [Blue Box] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 7849.047 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2100000 kgf/cm²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

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

OK Cancel

Fuente: Etabs 2016.

Con ello ya se encuentra definido, las propiedades de los materiales más predominantes que lo conformaran a la estructura del hospital.

✓ DEFINICION DE LAS SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

Según el pre-dimensionamiento de elementos estructurales se tiene.

Tabla 47: Secciones de elementos estructurales Bloque A.

BLOQUE A		
DESCRIPCION	(b) para vigas, (B) para columnas y (e) espesor para placas y losas	(H) para vigas y (D) para columnas
VIGAS PERALTADAS	0.30	0.60
VIGAS SECUNDARIAS	0.25	0.40
COLUMNA ESQUINADAS	0.30	0.65
COLUMNAS EXCENTRICAS	0.30	0.65
COLUMNAS CENTRADAS	0.30	0.65
PLACAS	0.25	
LOSA ALIGERADA	0.30	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 48: Secciones de elementos estructurales Bloque B.

BLOQUE B		
DESCRIPCION	(b) para vigas, (B) para columnas y (e) espesor para placas y losas	(H) para vigas y (D) para columnas
VIGAS PERALTADAS	0.30	0.60
VIGAS SECUNDARIAS	0.25	0.40
COLUMNA ESQUINADAS	0.30	0.65
COLUMNAS EXCENTRICAS	0.30	0.65
COLUMNAS CENTRADAS	0.30	0.65
PLACAS	0.25	
LOSA ALIGERADA	0.30	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 49: Secciones de elementos estructurales Bloque C.

BLOQUE C		
DESCRIPCION	(b) para vigas, (B) para columnas y (e) espesor para placas y losas	(H) para vigas y (D) para columnas
VIGAS PERALTADAS	0.30	0.60
VIGAS SECUNDARIAS	0.25	0.40
VIGAS CHATAS	0.25	0.25
COLUMNA ESQUINADAS	0.30	0.65
COLUMNAS EXCENTRICAS	0.30	0.65
COLUMNAS CENTRADAS	0.30	0.65
PLACAS	0.25	
LOSA ALIGERADA	0.25	
LOSA MACIZA	0.10	

Fuente: Elaboración propia.

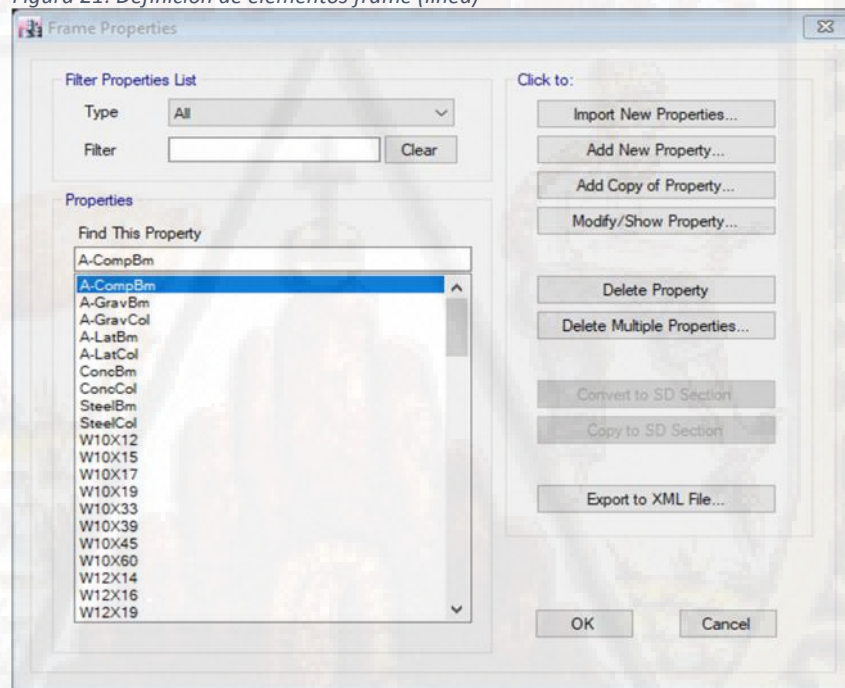
Teniendo las dimensiones provenientes del pre-dimensionamiento de elementos estructurales para cada bloque se procede a definir las secciones de estas en el programa ETABS 2016, el mismo procedimiento se sigue para todos los bloques.

Para ello usaremos los tipos de elementos como; Frame para vigas y columnas, Slab para losas y Wall para placas y/o muros estructurales, que el programa trae por defecto.

Definiendo los elementos frame.

la secuencia para definir los elementos Frame es, ir a Define, Section Properties, Frame Sections, y con ello nos aparecerá la siguiente ventana.

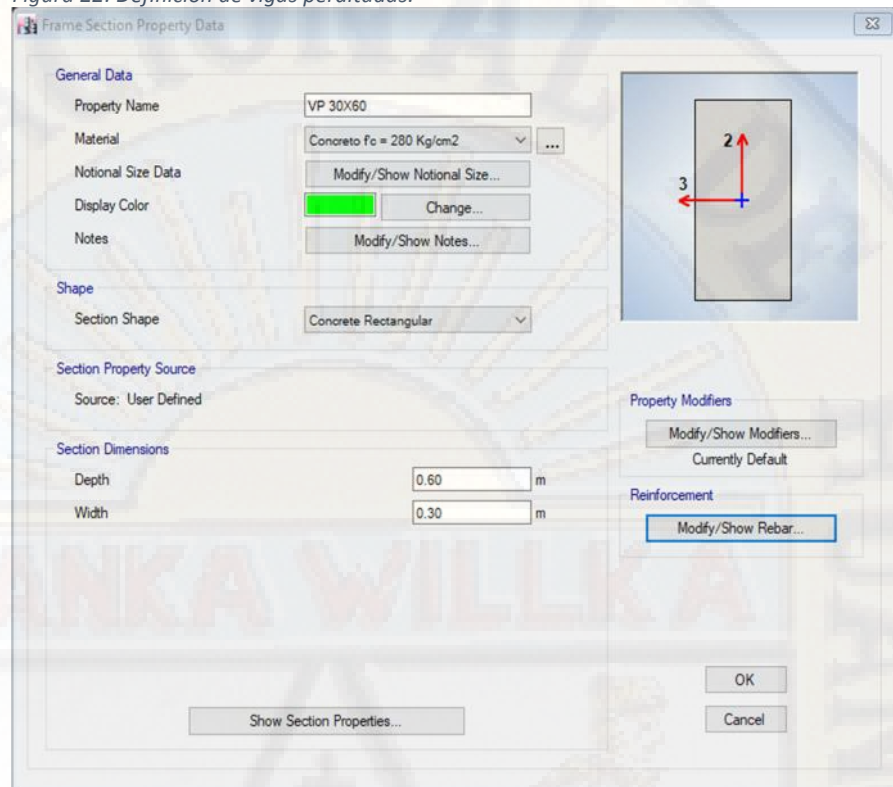
Figura 21: Definición de elementos frame (línea)



Fuente: Etabs 2016.

En la presente tesis a manera de exhibición solo detallare la definición de la VP 30X60cm y COL 30X65cm, porque para la definición de los demás elementos se seguirá un proceso similar solo cambiando las secciones según su dimensión del elemento estructural.

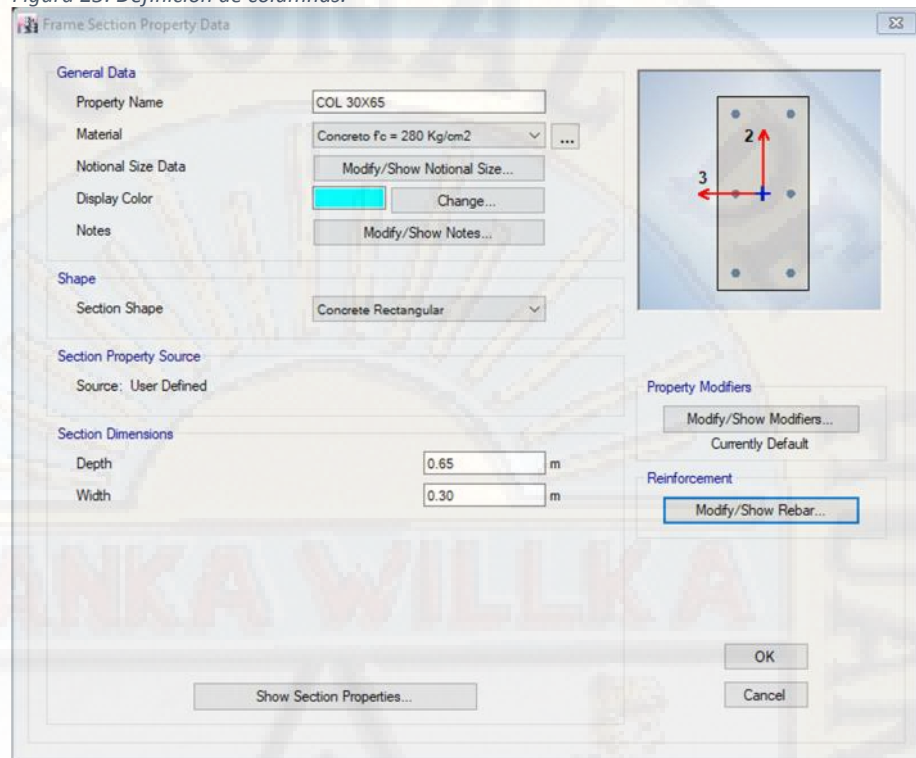
Figura 22: Definición de vigas peraltadas.



Fuente: Etabs 2016.

Teniendo ya la sección de la VP 30X60cm, pasamos a definir la sección de la columna COL 30X65cm, para ello en primer lugar se procederá a convertir las barras de acero que lleva el programa por defecto en milímetros a barras de acero en números, porque para la columna como diseñador ya se tendrá que proponer las barras de acero según su sección de la columna, o sea, se procederá a proponer el número de barra apropiada al 1% de la cuantía de sección transversal, se verificara el área de acero y se alimentara al software y luego se le pedirá a este que los chequee en el diseño final, el cuadro de entrada de datos se muestra a continuación.

Figura 23: Definición de columnas.

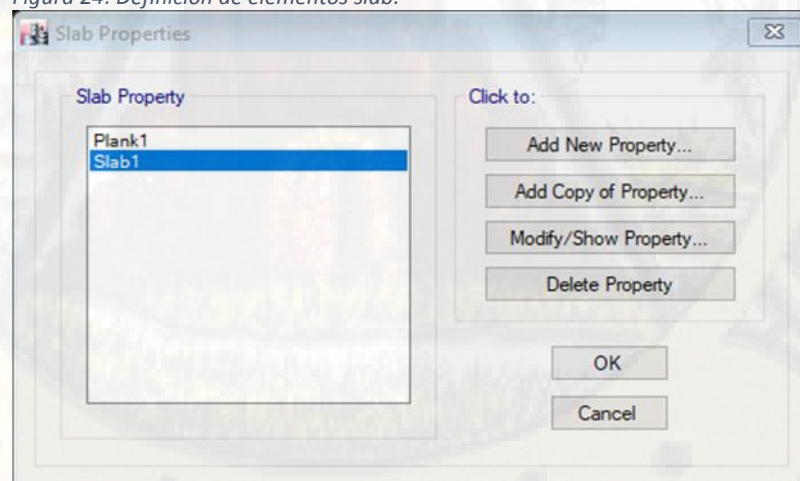


Fuente: Etabs 2016.

Definiendo los Elementos Slab.

la secuencia para definir los elementos Slab es, ir a Define, Section Properties, Slab Sections, y con ello nos aparecerá la siguiente ventana.

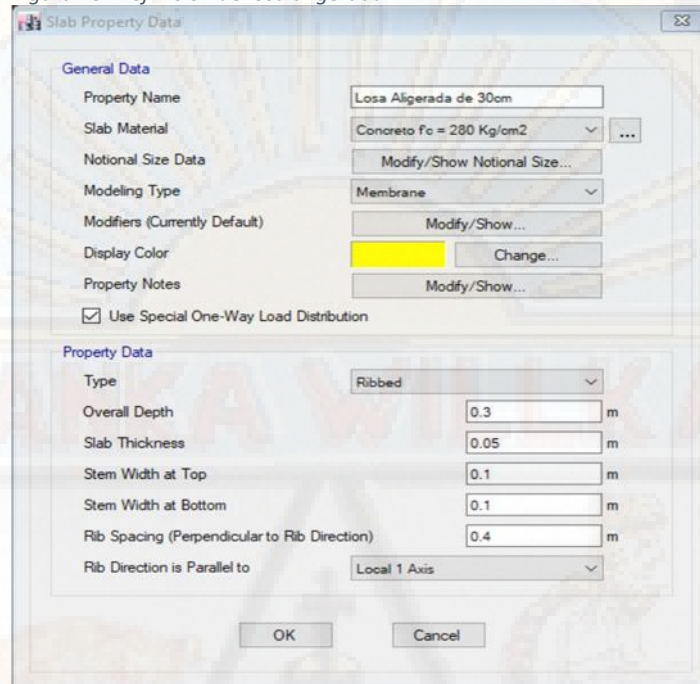
Figura 24: Definición de elementos slab.



Fuente: Etabs 2016.

En donde procederemos a crear una copia de la propiedad ya existente (Slab 1) con Add Copy of Property, este procedimiento es para crear la propiedad de la losa aligerada de espesor 30 cm.

Figura 25: Definición de losa aligerada.

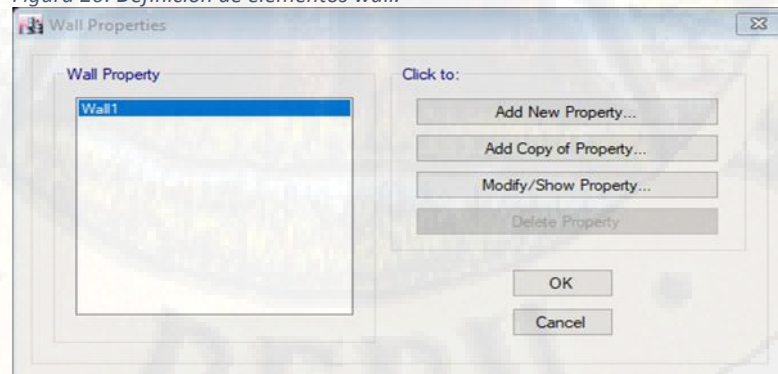


Fuente: Etabs 2016.

Definiendo los Elementos Wall.

la secuencia para definir los elementos Wall es similar a los anteriores, ir a Define, Section Properties, Wall Sections, y con ello nos aparecerá la siguiente ventana.

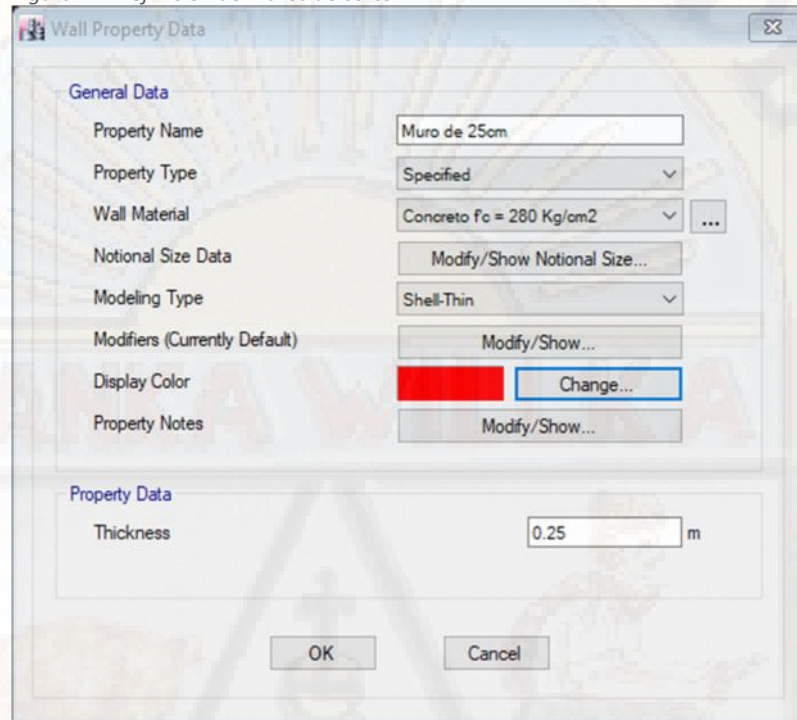
Figura 26: Definición de elementos wall.



Fuente: Etabs 2016.

En donde al igual que la losa procederemos a crear una copia de la propiedad ya existente (Wall1) con Add Copy of Property, y se procederá a crear las propiedades de las placas y/o muros estructurales de 25 cm de espesor.

Figura 27: Definición de muros de corte.



Fuente: Etabs 2016.

Con ello tendríamos definidos las propiedades de todas las secciones por usarse en la presente tesis.

✓ DIBUJO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

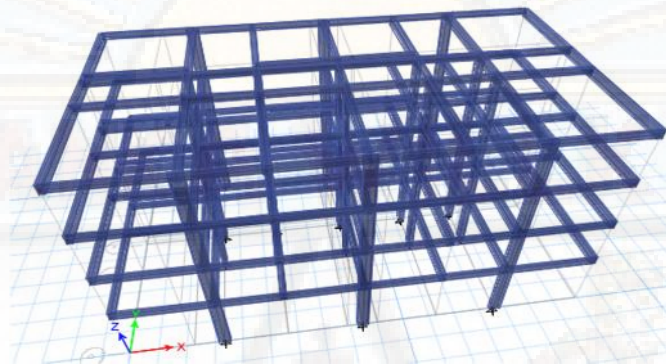
Se procederá a dibujar los elementos estructurales previamente creados, sobre las grillas de la estructura también previamente creados, en esta ocasión a modo didáctico y descriptivo se está trabajando para el bloque A, ya que el procedimiento es similar para cualquiera de los bloques, porque en realidad se está diseñando cada uno de los bloques por separado y el resultado de estos serán presentados juntos.

Dibujo de Elementos Frame.

Para el dibujo de elementos línea es necesario y recomendable activar la ventana de vista en planta, en donde procederemos asignar los elementos a partir de un piso maestro, en este caso es el piso 4.

En primer lugar, asignaremos las columnas para ello nos dirigimos a la barra de herramientas vertical que se encuentra en la parte izquierda de la ventana principal, y se procederá a picar el icono "Quick Draw Columns", y la estructura se ve de esta manera.

Figura 28: Dibujo de elementos Frame.

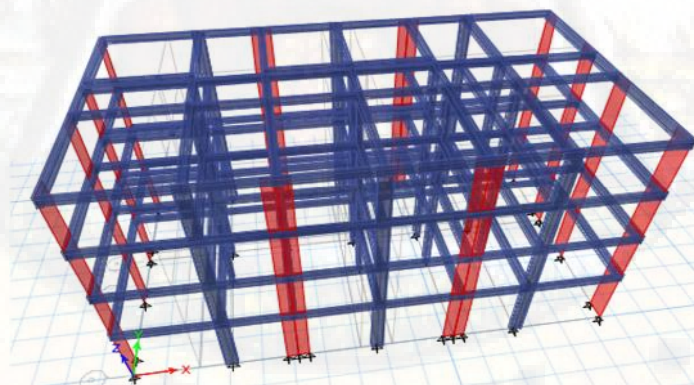


Fuente: Etabs 2016.

Dibujo de Elementos Wall.

Como ya tenemos dibujadas los elementos línea, pasamos a dibujar los elementos Wall o sea los muros de corte, para ello picamos el icono "Draw Walls".

Figura 29: Dibujo de elementos Wall.

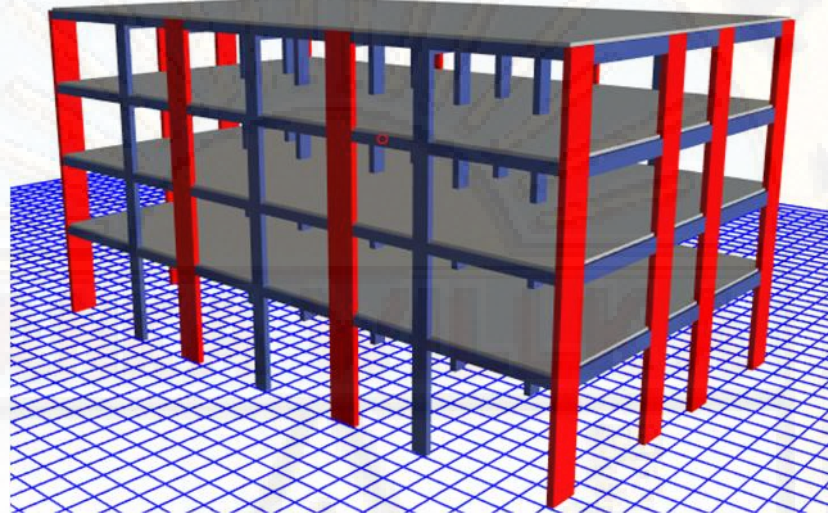


Fuente: Etabs 2016.

Dibujo de Elementos Área:

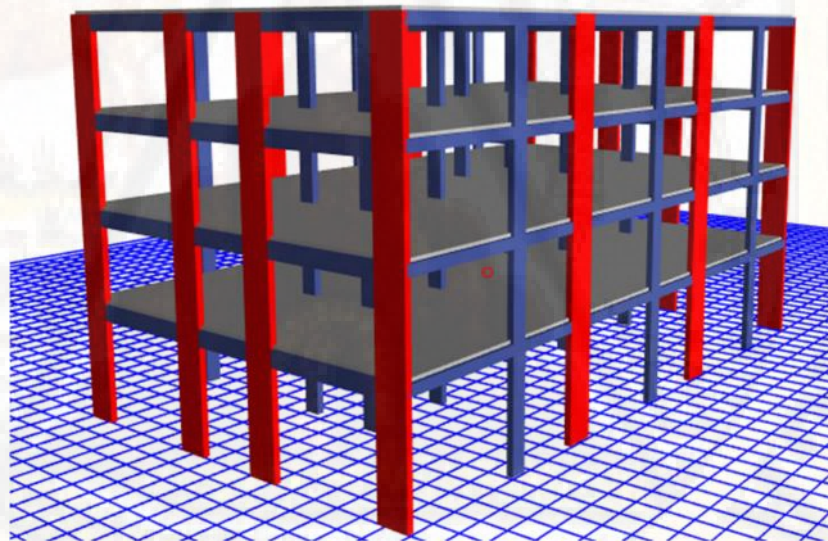
Como ya se asignó los elementos Frame y Wall, pasamos a asignar los elementos Slab, porque es un elemento estructural muy importante ya que se comporta como un diafragma rígido de la estructura y para ello nos dirigimos a la parte izquierda de la pantalla principal y picamos en el icono Draw Floor/Wall.

Figura 30: Modelo del bloque A.



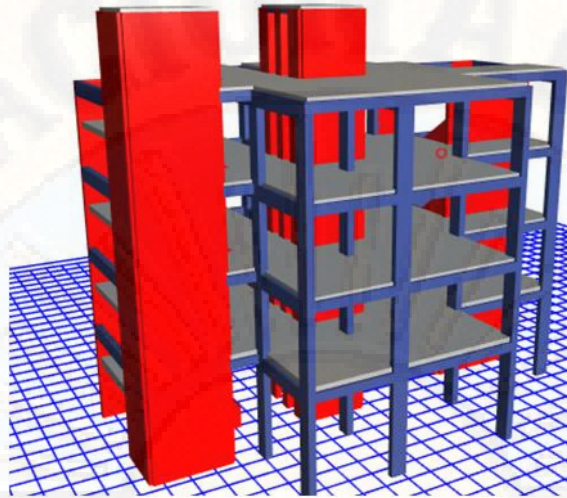
Fuente: Etabs 2016.

Figura 31: Modelo del bloque B.



Fuente: Etabs 2016.

Figura 32: Modelo del bloque C.



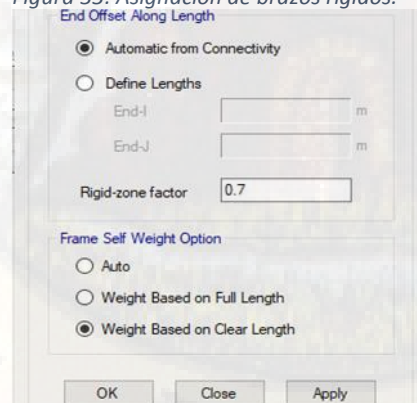
Fuente: Etabs 2016.

✓ ASIGNACION DE LOS BRAZOS RIGIDOS:

Es muy importante asignar los brazos rígidos en los nudos de la estructura, para que puedan actuar como una conexión rígida con sus seis grados de libertad mas no como flexible, para ello seleccionaremos todas las vigas sean principales y secundarias y luego nos dirigiremos en la cinta de opciones a Assign, Frame, End Length Offset.

Las columnas no se seleccionan porque las vigas están empotradas en ellas, ya que con el simple hecho de seleccionar las vigas se les afecta y automáticamente ya se aplica su brazo rígido en los nudos de las columnas.

Figura 33: Asignación de brazos rígidos.

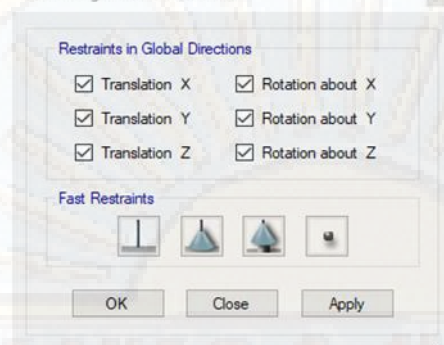


Fuente: Etabs 2016.

✓ APLICACIÓN DE LA CONDICION DE APOYO A LA ESTRUCTURA:

En esta sección del análisis estamos ante una estructura del tipo sistema dual con el base fijo y/o empotrada en el suelo, por lo tanto, se deberá de considerar un modelo empotrado con tres restricciones.

Figura 34: Asignación de condiciones de apoyo.
Joint Assignment - Restraints



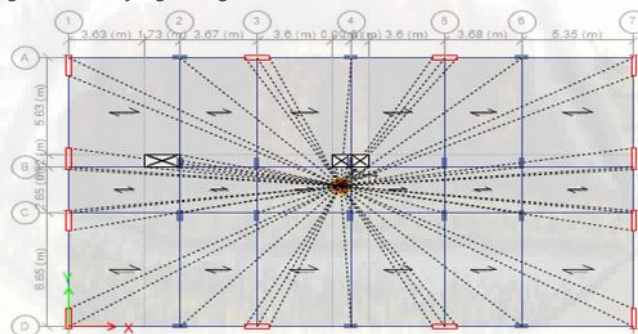
Fuente: Etabs 2016.

✓ ASIGNACION DE DIAFRAGMAS RIGIDOS:

Se consideran diafragmas rígidos horizontales a las losas aligeradas, ya que los mismos trabajan como un amarre solido horizontal impidiendo que los marcos que conforman dicho elemento puedan sufrir desplazamientos excesivos por cada piso.

Entonces es necesario en el software asignar los diafragmas rígidos por cada piso, de esta manera garantizando al entrepiso el comportamiento estructural monolítico y para conocer el centro de masa y el centro de rigidez estructural.

Figura 35: Diafragma rígido del sistema estructural.



Fuente: Etabs 2016.

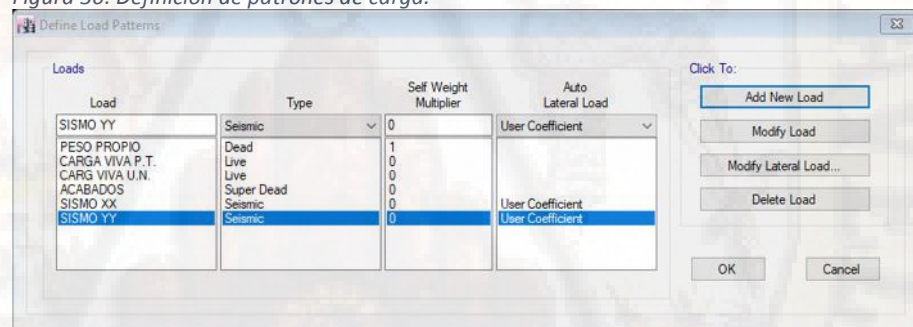
✓ DEFINICION DEL SISTEMA DE CARGAS ESTATICAS:

Esta parte de definición de cargas estáticas es muy importante, ya que depende de la correcta definición y aplicación de estas se podrá obtener el peso exacto de la estructura.

Para la presente tesis se definirá las siguientes cargas estáticas: PESO PROPIO "peso propio de todos los elementos estructurales asignados en el programa", CARGA VIVA P.T. "carga viva actuante sobre la estructura, esto varía dependiendo del tipo de ambiente", CARGA VIVA U.N. "carga viva actuante en el techo, generalmente se considera menor al de los pisos típicos" ACABADOS "peso de los acabados como de ladrillo de techo, tarrajeo y tabiquería", SISMO XX y SISMO YY "cargas actuantes en cada piso a razón de la distribución de los mismos y la fuerza cortante basal según el peso de la estructura, todo ello con la finalidad de ordenar y simplificar los procesos de asignación y calculo.

Definimos los patrones de carga según el procedimiento; Define, Load Patterns y nos mostrara la siguiente ventana.

Figura 36: Definición de patrones de carga.

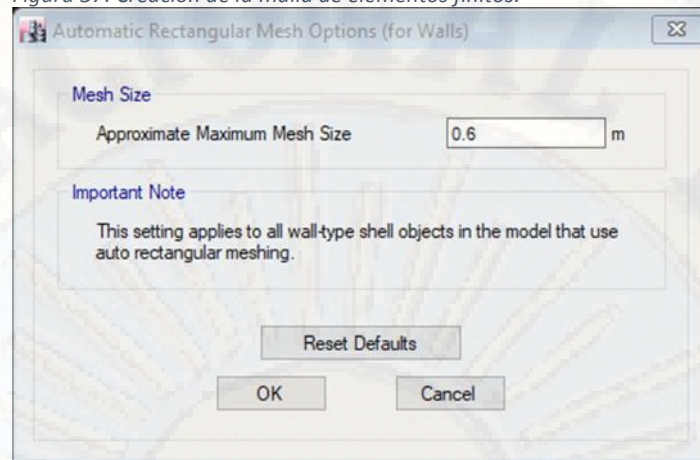


Fuente: Etabs 2016.

✓ ASIGNACION DE MESH A ELEMENTOS WALL:

Este procedimiento se realiza con la finalidad de multiplicar los elementos finitos para que los muros puedan adherirse correctamente a las losas y con ello garantizar el correcto funcionamiento del diafragma rígido de cada entrepiso.

Figura 37: Creación de la malla de elementos finitos.

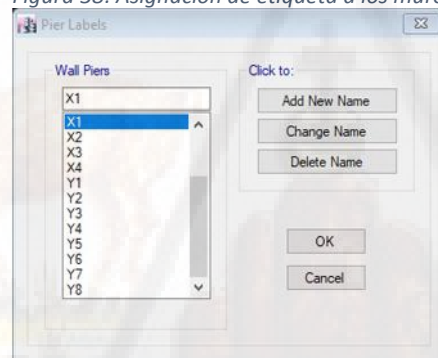


Fuente: Etabs 2016.

✓ ASIGNACION DE PIERS A PLACAS.

Son las etiquetas que se asignan a los elementos placa para identificarlo posteriormente en el análisis y ubicar los resultados con facilidad.

Figura 38: Asignación de etiqueta a los muros.



Fuente: Etabs 2016.

✓ DEFINICION DE CARGAS DINAMICAS:

Ahora se definirá las cargas dinámicas de nuestra estructura, para ello primero definiremos el espectro de pseudo aceleraciones en una plantilla Excel, programada periodo versus aceleraciones sísmicas según las siguientes ecuaciones.

$$C = 2.50 \quad \dots (20)$$

$$C = 2.5 \left[\frac{T_P}{T} \right] \quad \dots (21)$$

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_P * T_L}{T^2} \right) \quad \dots (22)$$

Las ecuaciones 20, 21 y 22 se definirán según el periodo de la estructura y según los periodos parámetro que se obtienen del Reglamento Nacional de Edificaciones E030, lo cual remplazara al "C" coeficiente de amplificación sísmica en la siguiente ecuación.

$$S_a = \frac{Z * U * C_{X,Y} * S}{R_{X,Y}} * g \quad \dots (23)$$

Donde el valor de estos parámetros sísmicos para cada uno de los bloques ya se menciona en los cuadros N° 5 y 6, de la sección pre-dimensionamiento de placas.

Tabla 50: Parámetros sísmicos para bloque A.

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.35	RO	7	7
U	1.50	la	1.00	1.00
S	1.00	lp	1.00	1.00
TP	0.40	R	7	7
TL	2.50	g	9.81m/s ²	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 51: Parámetros sísmicos para bloque B.

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.35	RO	7	7
U	1.50	la	1.00	1.00
S	1.00	lp	1.00	1.00
TP	0.40	R	7	7
TL	2.50	g	9.81m/s ²	

Fuente: Elaboración Propia.

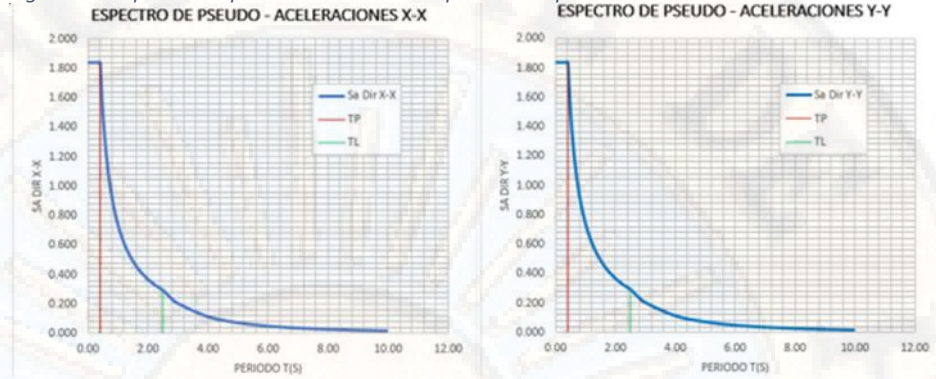
Tabla 52: Parámetros sísmicos para bloque C.

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.35	RO	7	7
U	1.50	la	1.00	1.00
S	1.00	lp	0.90	0.90
TP	0.40	R	6.30	6.30
TL	2.50	g	9.81m/s ²	

Fuente: Elaboración Propia.

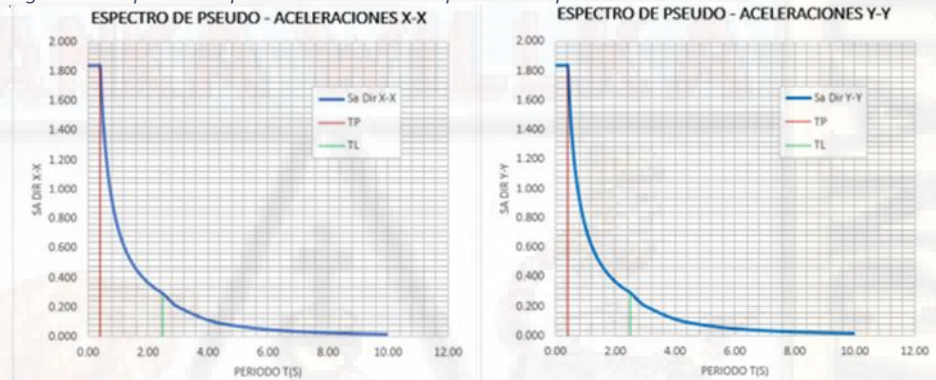
También presentamos las gráficas de espectros de pseudo aceleraciones.

Figura 39: Espectro de pseudo-aceleraciones para el bloque A.



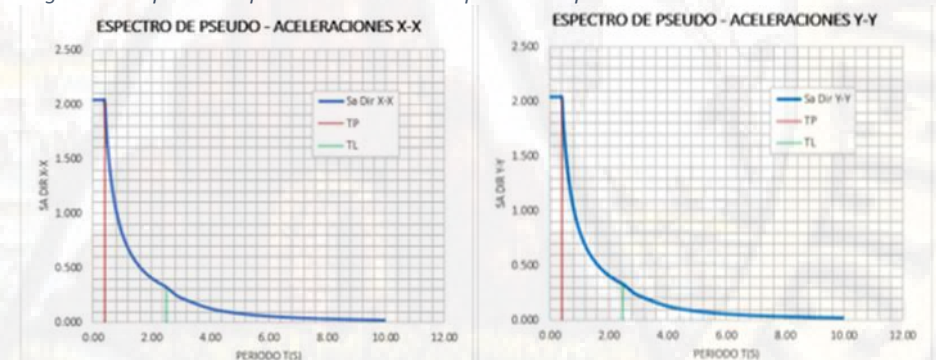
Fuente: Elaboración propia.

Figura 40: Espectro de pseudo-aceleraciones para el bloque B.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 41: Espectro de pseudo-aceleraciones para el bloque C.

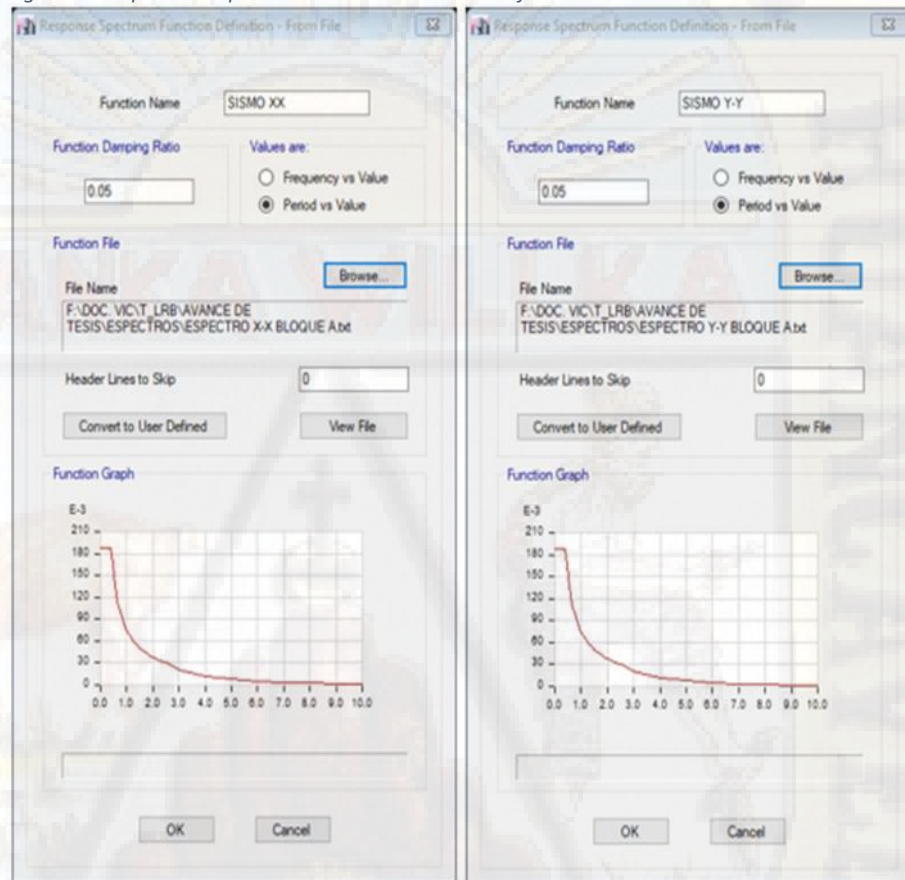


Fuente: Elaboración propia.

Teniendo los valores del espectro de respuesta a las aceleraciones sísmicas debidamente almacenados en formato texto, ingresamos al programa ETABS para seguir con el modelamiento dinámico de la estructura, el procedimiento que se realiza para cada uno de los bloques es similar por ende solo a manera didáctica se explica para el bloque A.

La secuencia que seguir para definirlo es; ir a la opción Define – Functions – Response Spectrum, y nos aparecerá el cuadro de “Define Response Spectrum Functions” y en ello hacer clic en Add New Function, luego de ello saldrá la siguiente ventana y en ello importaremos nuestros valores en formato texto.

Figura 42: Espectro de pseudo-aceleraciones en el Software.



Fuente: Etabs 2016.

Luego de ello el procedimiento es definir los casos dinámicos de análisis para cada dirección respectivamente, para ello se trabajará en el cuadro de Load Cases o sea casos de carga dinámica Y adicionaremos un nuevo caso de carga dinámica en Add New Case.

Es muy importante trabajar bien en esta ventana, ya que en ella ingresaremos las direcciones del análisis, la combinación modal lo que deba de analizarse con una combinación cuadrática completa (CQC), el porcentaje de amortiguamiento de los materiales y el error de la excentricidad accidental de

la diafragma rigida para cuando se obtengan los resultados el desplazamiento de cada punto sea acorde a los requerimientos del RNE E030.

✓ ASIGNACION DE CARGAS EN LOS ELEMENTOS AREA HORIZONTALES:

Para asignar cargas a las losas del hospital según el planteamiento de la presente tesis, se pasará a cuantificar las cargas actuantes en la estructura, todo ello se realizará por unidad de área y según el Reglamento Nacional de Edificaciones E020.

Las cargas SUPER DEAD que se presentan en las tablas N° 53 y 54 son producto de los acabados que actúan en la estructura y que el programa no los toma en cuenta, porque no los dibujamos en ella, todos ellos son cuantificados por unidad de área.

Tabla 53: Carga muerta del piso típico para ingresar al software.

SUPER DEAD (PISO TIPICO) - ETABS

DESCRIPCION	PESOS Kg/m2
Peso del Acabado	100.00
Peso de Tabiquería	150.00
Peso de Ladrillo de Techo	105.00
TOTAL, A INGRESAR	355.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 54: Carga muerta de ultimo nivel para ingresar al software.

SUPER DEAD (ULTIMO NIVEL) - ETABS

DESCRIPCION	PESOS Kg/m2
Peso del Acabado	100.00
Peso de Tabiquería	50.00
Peso de Nieve eventual	50.00
Peso de Ladrillo de Techo	105.00
TOTAL, A INGRESAR	305.00

Fuente: Elaboración propia.

A manera de aclaración sobre el peso de los ladrillos de techo menciono que, según el catálogo del fabricante "LADRILLOS LARK" el peso por unidad para el ladrillo de techo de dimensiones 30x30x25cm que usaremos es de 12.25 Kg,

como también se sabe que para un metro cuadrado entra una cantidad de 8.33 unidades por ello el peso que obtenemos por unidad de área es de 102.43 Kg/m² y para efectos de cálculo tomamos como 105 Kg/m².

El peso de nieve que se considera en la azotea del hospital para cada bloque, en nuestra norma peruana E020 no es exigencia considerar la acción de nieve en la azotea de las estructuras, pero por motivos de que se está diseñando una estructura con techo plano y por criterio aseguraremos la estructura para la acción eventual de nieve con un espesor de 5cm sobre un metro cuadrado del techo.

También según el Reglamento Nacional de Edificaciones E020 tomamos la carga viva actuante por unidad de área para un hospital que es el máximo de 400Kg/m².

Tabla 55: Carga viva del piso típico para ingresar al software.

CARGA VIVA (PISO TIPICO) - ETABS

DESCRIPCION	PESOS Kg/m ²
Carga Viva	400.00
TOTAL, A INGRESAR	400.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 56: Carga viva de ultimo nivel para ingresar al software.

CARGA VIVA (ULTIMO NIVEL) - ETABS

DESCRIPCION	PESOS Kg/m ²
Carga Viva	150.00
TOTAL, A INGRESAR	150.00

Fuente: Elaboración propia.

Trabajando en el programa seleccionaremos las losas según su ubicación, es decir del primero al tercer nivel se asignarán cargas iguales y al último nivel es diferente, con ese criterio procedemos a asignarlas.

Siguiendo el procedimiento; Assign – Shell Loads – Uniform.

Figura 43: Asignación de carga muerta.
Shell Load Assignment - Uniform

Fuente: Etabs 2016.

Figura 44: Asignación de carga viva.

Fuente: Etabs 2016.

✓ DEFINICION DE LAS MASAS:

Este procedimiento dentro del programa se realiza con la finalidad de definir las masas de la estructura por cada nivel y de esta manera el programa idealiza dichos pesos de una manera dinámica clásica de resorte y masa, como también para calcular el peso total de la estructura, ya que nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones E030, en su Capítulo 4, Artículo 4.3, menciona que, “el peso se calculara adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga” y nos pone unos parámetros.

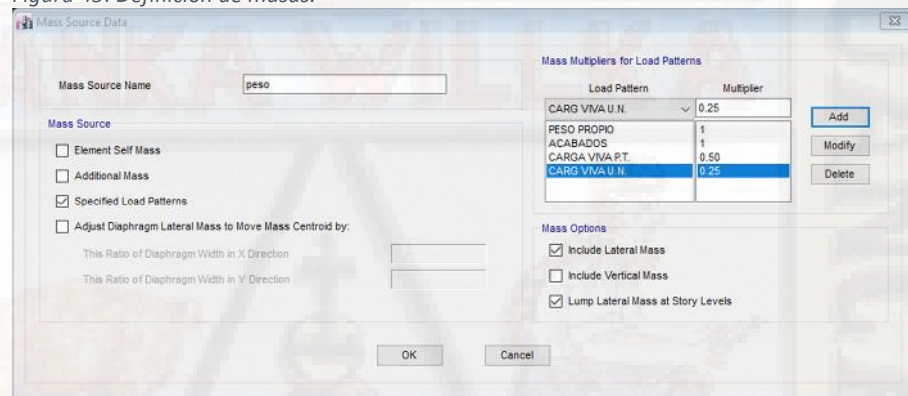
- a) En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- b) En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.

- c) En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d) En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- e) En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

Entonces para la presente tesis por tratarse de una estructura de Categoría A, nos vemos obligados a realizar el párrafo a) y d).

Siguiendo el procedimiento; Define – Mass Sources, y modificaremos la combinación que existe.

Figura 45: Definición de masas.



Fuente: Etabs 2016.

✓ COMBINACIONES DE LAS CARGAS:

Para el diseño de la estructura debemos definir las condiciones adecuadas, para ello realizaremos las combinaciones de las cargas en forma lineal y según el Reglamento Nacional de Edificaciones con su respectivo factor de mayoración de las cargas y así garantizando la continuidad de estas en el futuro.

Realizaremos las siguientes combinaciones del caso:

$$C_1 \quad 0 : \quad 1.4 (P.P. + A) + 1.7 (C . P . + C . U .)$$

$$C_1 \quad 0 \quad y \quad 0 : \quad 1.25 (P.P. + A) + 1.25 (C . P . + C . U .) \pm S.X$$

$$C_1 \quad 0 \quad y \quad 0 : \quad 1.25 (P.P. + A) + 1.25 (C . P . + C . U .) \pm S.Y$$

$$C_1 \quad 0 \quad y \quad 0 : \quad 1.25 (P.P. + A) + 1.25 (C . P . + C . U .) \pm S . X$$

$$C_1 \quad 0 \quad y \quad 0 : \quad 1.25 (P.P. + A) + 1.25 (C . P . + C . U .) \pm S . Y$$

$$C_t \quad 1 \quad y \quad 1 : 0.9 (P.P. + A) \pm S.X$$

$$C_t \quad 1 \quad y \quad 1 : 0.9 (P.P. + A) \pm S.Y$$

$$C_t \quad 1 \quad y \quad 1 : 0.9 (P.P. + A) \pm S.X$$

$$C_t \quad 1 \quad y \quad 1 : 0.9 (P.P. + A) \pm S.Y$$

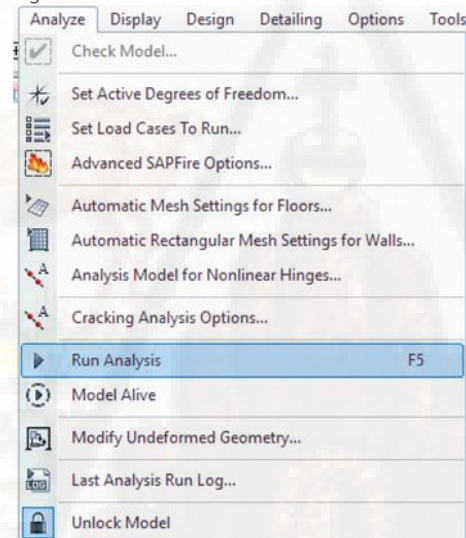
$$E : 1(SI \quad D \quad T \quad L \quad C_t \quad)$$

✓ ANALISIS DE LA ESTRUCTURA:

Teniendo todos los pasos cumplidos y todas las asignaciones realizadas procedemos con el análisis de la estructura, con ello ya tendremos los resultados para realizar las comparaciones de los parámetros según las correspondientes.

Ejecutaremos el programa desde Analyze – Run Analysis.

Figura 46: Análisis de la estructura.



Fuente: Etabs 2016.

✓ OBTENCION DE RESULTADOS:

Terminado el análisis procederemos con la obtención de los resultados para cada bloque respectivamente:

BLOQUE A:

Tabla 57: Derivas y desplazamiento de entrepiso bloque A.

DERIVAS DE ENTREPISO REALES							
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Dreift XX (0.75*R*Drift)	Dreift YY (0.75*R*Drift)	i/hei	Verif-
Story4	SISMO DIN. X-X Max	X	0.001042	0.005471		0.007	Si Cumple
Story4	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.000783		0.004111	0.007	Si Cumple
Story3	SISMO DIN. X-X Max	X	0.001284	0.006741		0.007	Si Cumple
Story3	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.001098		0.005765	0.007	Si Cumple
Story2	SISMO DIN. X-X Max	X	0.001280	0.006720		0.007	Si Cumple
Story2	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.001332		0.006993	0.007	Si Cumple
Story1	SISMO DIN. X-X Max	X	0.001298	0.006815		0.007	Si Cumple
Story1	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.001026		0.005387	0.007	Si Cumple

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 58: Periodos de vibración por cada modo.

PARTICIPACION MODAL DE LA ESTRUCTURA		
Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	0.815
Modal	2	0.558
Modal	3	0.48
Modal	4	0.239
Modal	5	0.168
Modal	6	0.138
Modal	7	0.118
Modal	8	0.086
Modal	9	0.073
Modal	10	0.066
Modal	11	0.055
Modal	12	0.04

Fuente: Etabs 2016.

Recalculo Del Coeficiente Basal Para El Análisis Estático:

Procedemos a recalcular el coeficiente basal de la estructura para ambas direcciones teniendo ya los periodos reales en la dirección X 0.815seg. y en la dirección Y 0.558seg.

También teniendo la ecuación 15, obtenido del Reglamento Nacional de Edificaciones.

$$V = \frac{Z}{R} * P$$

También según las ecuaciones 20, 21 y 22, según sea el caso obtendremos los factores de amplificación sísmica.

$$T < T_P \rightarrow C = 2.50$$

$$T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left[\frac{T_P}{T} \right]$$

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

Además de ello:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Con los periodos fundamentales obtenidos pasamos a calcular los factores de amplificación sísmica.

$$T_P < T_X < T_L \rightarrow 0.40 < 0.815 < 2.50$$

$$C_X = 2.5 \left[\frac{0.40}{0.815} \right] \rightarrow C_X = 1.227$$

$$T_P < T_Y < T_L \rightarrow 0.40 < 0.558 < 2.50$$

$$C_Y = 2.5 \left[\frac{0.40}{0.558} \right] \rightarrow C_Y = 1.792$$

Ya teniendo los factores de amplificación sísmico pasaremos a calcular los coeficientes basales para alimentarlo al programa y realizar el último análisis sísmico estático.

$$\frac{Z * U * C_X * S}{R_X} = \frac{0.35 * 1.5 * 1.227 * 1}{7} = 0.105$$

$$\frac{Z * U * C_Y * S}{R_Y} = \frac{0.35 * 1.5 * 1.792 * 1}{7} = 0.154$$

Con esos resultados procedemos a modificar a los casos de sismo estático en las siguientes ventanas.

Figura 47: Casos de sismo estático dirección X-X, bloque A.

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

☐ X Dir ☐ Y Dir

☒ X Dir + Eccentricity ☐ Y Dir + Eccentricity

☐ X Dir - Eccentricity ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.105

Building Height Exp., K 1.158

Story Range

Top Story Story4

Bottom Story Base

OK Cancel

Fuente: Etabs 2016.

Figura 48: Casos de sismo estático dirección Y-Y, bloque A.

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

☐ X Dir ☐ Y Dir

☐ X Dir + Eccentricity ☒ Y Dir + Eccentricity

☐ X Dir - Eccentricity ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.154

Building Height Exp., K 1.029

Story Range

Top Story Story4

Bottom Story Base

OK Cancel

Fuente: Etabs 2016.

Verificación de Cortante en las Columnas y placas:

Procedemos a verificar las fuerzas cortantes actuantes sobre las columnas y placas:

Tabla 59: Fuerza cortante en columnas dirección X-X, bloque A.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION X-X							
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3
				m	tonf	tonf	tonf
Story1	C3	13	SISMO DIN. X-X Max	0	5.86580	0.19540	1.82230
Story1	C4	17	SISMO DIN. X-X Max	0	5.68220	0.18280	1.82250
Story1	C5	21	SISMO DIN. X-X Max	0	3.43860	0.11460	1.84010
Story1	C6	25	SISMO DIN. X-X Max	0	3.33920	0.10360	1.83880
Story1	C9	37	SISMO DIN. X-X Max	0	3.39700	0.11440	1.83930
Story1	C10	41	SISMO DIN. X-X Max	0	3.29700	0.10330	1.83800
Story1	C11	45	SISMO DIN. X-X Max	0	5.62670	0.18290	1.82200
Story1	C12	49	SISMO DIN. X-X Max	0	5.81070	0.19540	1.82180
Story1	C13	53	SISMO DIN. X-X Max	0	0.00120	0.00020	1.79760
Story1	C14	57	SISMO DIN. X-X Max	0	0.00140	0.00020	1.79770
Story1	C15	61	SISMO DIN. X-X Max	0	15.51120	5.20840	0.03760

Story1	C17	69	SISMO DIN. X-X Max	0	0.00210	5.35670	0.00002
Story1	C18	73	SISMO DIN. X-X Max	0	15.37110	5.20490	0.03750
Story1	C19	77	SISMO DIN. X-X Max	0	15.57990	5.22050	0.04020
Story1	C20	81	SISMO DIN. X-X Max	0	0.00210	5.36920	0.00002
Story1	C21	85	SISMO DIN. X-X Max	0	15.43890	5.21700	0.04020
TOTAL, DE FUERZA CORTANTE X-X						32.76950 Tonf.	

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 60: Fuerza cortante en columnas dirección Y-Y, bloque A.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION Y-Y							
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3
				m	tonf	tonf	tonf
Story1	C3	13	SISMO DIN. Y-Y Max	0	31.2839	6.575	0.0394
Story1	C4	17	SISMO DIN. Y-Y Max	0	31.8243	6.5559	0.0365
Story1	C5	21	SISMO DIN. Y-Y Max	0	31.1235	6.3742	0.018
Story1	C6	25	SISMO DIN. Y-Y Max	0	30.6135	6.3935	0.0207
Story1	C9	37	SISMO DIN. Y-Y Max	0	31.2435	6.3942	0.0193
Story1	C10	41	SISMO DIN. Y-Y Max	0	30.7321	6.4136	0.0222
Story1	C11	45	SISMO DIN. Y-Y Max	0	32.0334	6.593	0.0355
Story1	C12	49	SISMO DIN. Y-Y Max	0	31.4884	6.6122	0.0381
Story1	C13	53	SISMO DIN. Y-Y Max	0	29.2195	6.1582	0.0204
Story1	C14	57	SISMO DIN. Y-Y Max	0	29.7045	6.1404	0.0175
Story1	C15	61	SISMO DIN. Y-Y Max	0	7.2207	0.2893	1.0149
Story1	C17	69	SISMO DIN. Y-Y Max	0	6.5541	0.2713	0.9518
Story1	C18	73	SISMO DIN. Y-Y Max	0	7.1959	0.3101	1.0209
Story1	C19	77	SISMO DIN. Y-Y Max	0	6.8058	0.2905	1.0037
Story1	C20	81	SISMO DIN. Y-Y Max	0	6.0889	0.2729	0.9414
Story1	C21	85	SISMO DIN. Y-Y Max	0	6.7777	0.311	1.0095
TOTAL, DE FUERZA CORTANTE Y-Y						65.9553 Tonf.	

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 61: Fuerza cortante en placas dirección X-X, bloque A.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION X-X						
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3
				tonf	tonf	tonf
Story1	X1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	7.7783	21.1637	0.0229
Story1	X2	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	7.6581	21.157	0.0228
Story1	X3	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	7.612	21.1142	0.0247
Story1	X4	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	7.7318	21.1209	0.0248
Story1	Y1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	6.3165	0.7915	1.43
Story1	Y2	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	5.5411	0.8389	1.336
Story1	Y3	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	5.6341	0.9231	1.3365
Story1	Y4	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	6.532	0.7293	1.4261

Story1	Y5	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	6.5506	0.7293	1.4269
Story1	Y6	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	5.6489	0.9233	1.3371
Story1	Y7	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	5.5556	0.8386	1.3366
Story1	Y8	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	6.3349	0.7919	1.4308
TOTAL, DE FUERZA CORTANTE X-X					91.1217 Tonf.	

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 62: Fuerza cortante en placas dirección Y-Y, bloque A.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION Y-Y						
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3
				tonf	tonf	tonf
Story1	X1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	7.4194	1.0251	1.4654
Story1	X2	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	7.4725	1.0248	1.4699
Story1	X3	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	8.0139	1.0203	1.4842
Story1	X4	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	7.9584	1.0202	1.4797
Story1	Y1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	15.5482	16.7564	0.1013
Story1	Y2	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	22.8554	19.8515	0.0338
Story1	Y3	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	21.0306	19.9614	0.0361
Story1	Y4	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	17.3721	16.8716	0.1009
Story1	Y5	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	17.5293	17.0097	0.1071
Story1	Y6	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	21.2496	20.1285	0.0352
Story1	Y7	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	23.0946	20.0175	0.0333
Story1	Y8	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	15.6864	16.8934	0.1075
TOTAL, DE FUERZA CORTANTE Y-Y					151.5804 Tonf.	

Fuente: Etabs 2016.

Verificación de relación entre cortante estática y dinámica:

se verificar la relación que existe entre la cortante estática y dinámica, ya que el Reglamento Nacional de Edificaciones E030, nos exige que la cortante dinámica debe ser al menos el 80% de la cortante estática para estructural regulares y del 90% del cortante estático para estructuras irregulares.

Tabla 63: Verificación de cortante dinámico versus cortante estático, bloque A.

VERIFICACION DE CORTANTES (ESTATICO Y DINAMICO)								
Story	Load Case/Combo	Locat.	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	SISMO XX	Bottom	0	-185.18	0	1585.077	0	-2046.43
Story1	SISMO YY	Bottom	0	0	-271.61	-4023.6916	2954.62	0
Story1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	0	142.94	0.0046	1220.4608	0.0495	1503.49
Story1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	0	0.0046	206.57	3067.4342	2206.44	0.0465

Fuente: Etabs 2016.

De la tabla N° 63 tenemos:

$$V_{E_X} = 185.1899 T$$

$$V_{E_Y} = 271.6118 T$$

$$V_{D_X} = 142.9427 T$$

$$V_{D_Y} = 206.5782 T$$

Teniendo las dos cortantes procedemos con la verificación de la relación que existe entre dichas cortantes.

$$\frac{V_{D_X}}{V_{E_X}} = \frac{142.9427 T}{185.1899 T} = 0.7718 < 0.80$$

$$\frac{V_{D_Y}}{V_{E_Y}} = \frac{206.5782 T}{271.6118 T} = 0.7604 < 0.80$$

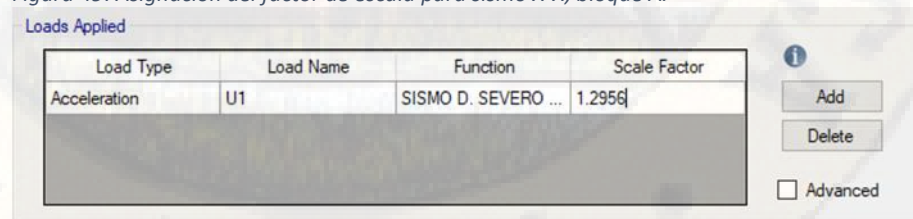
Como vemos en las dos direcciones las cortantes no cumplen con la condición de que pone la norma, por ende, procederemos a escalar dichas cortantes de la siguiente manera.

$$f_{E_X} = \frac{V_{E_X}}{V_{D_X}} = \frac{185.1899}{142.9427} = 1.2956$$

$$f_{E_Y} = \frac{V_{E_Y}}{V_{D_Y}} = \frac{271.6118}{206.5782} = 1.3148$$

Como ya escalamos las cortantes para cada una de las direcciones, ahora procedemos a ingresar al programa los correspondientes factores de escala en los casos de carga.

Figura 49: Asignación del factor de escala para sismo X-X, bloque A.



Fuente: Etabs 2016.

Figura 50: Asignación del factor de escala para sismo Y-Y, bloque A.

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	SISMO D. SEVERO ...	1.3148

☐ Advanced

Fuente: Etabs 2016.

Siguiendo con el procedimiento exportamos el cuadro de verificación de cortantes dinámico versus estático escalado teniendo el siguiente:

Tabla 64: Cortante dinámico versus estático escalado bloque A.

VERIFICACION DE CORTANTES (ESTATICO Y DINAMICO) - ESCALADO								
Story	Load Case/Combo	Locat.	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	SISMO XX	Bottom	0	-185.18	0	1585.077	0	-2046.43
Story1	SISMO YY	Bottom	0	0	-271.61	-4023.6916	2954.62	0
Story1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	0	185.19	0.006	1581.2289	0.0641	1947.92
Story1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	0	0.006	271.60	4033.0625	2901.03	0.0612

Fuente: Etabs 2016.

Como podemos ver escalando incrementamos el nivel de sismo hasta alcanzar al nivel de la cortante estático y con ello garantizando la vida de la estructura y cumpliendo con nuestro reglamento E030.

Verificación de las masas participativas:

También es muy importante verificar el porcentaje de masas participativas en cada dirección de análisis porque así lo menciona el Reglamento Nacional de Edificaciones E030, "el porcentaje de masas participativas deberá de ser mayor a 90% en cada dirección de análisis" en el siguiente cuadro presentamos que se cumple el requerimiento.

Tabla 65: Masas participativas bloque A.

MASAS PARTICIPATIVAS				
Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	99.26
Modal	Acceleration	UY	100	99.27
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Fuente: Etabs 2016.

BLOQUE B:

Tabla 66: Derivas y/o desplazamientos de entrepiso bloque B.

DERIVAS DE ENTREPISO REALES							
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Dreift XX (0.75*R*Drift)	Dreift YY (0.75*R*Drift)	i/hei	Verif.
Story4	SISMO DIN. X-X Max	X	0.001060	0.005565		0.007	Si Cumple
Story4	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.000788		0.004137	0.007	Si Cumple
Story3	SISMO DIN. X-X Max	X	0.001300	0.006825		0.007	Si Cumple
Story3	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.001131		0.005938	0.007	Si Cumple
Story2	SISMO DIN. X-X Max	X	0.001246	0.006542		0.007	Si Cumple
Story2	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.001327		0.006967	0.007	Si Cumple
Story1	SISMO DIN. X-X Max	X	0.001333	0.006998		0.007	Si Cumple
Story1	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.001238		0.006500	0.007	Si Cumple

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 67: Periodos de vibración por cada modo.

PARTICIPACION MODAL DE LA ESTRUCTURA		
Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	0.901
Modal	2	0.612
Modal	3	0.489
Modal	4	0.256
Modal	5	0.18
Modal	6	0.14
Modal	7	0.121
Modal	8	0.089
Modal	9	0.072
Modal	10	0.067
Modal	11	0.055
Modal	12	0.043

Fuente: Etabs 2016.

Recalculo Del Coeficiente Basal Para El Análisis Estático:

Procedemos a recalcular el coeficiente basal de la estructura para ambas direcciones teniendo ya los periodos reales en la dirección X 0.815seg. y en la dirección Y 0.558seg.

También teniendo la ecuación 15, obtenido del Reglamento Nacional de Edificaciones.

$$V = \frac{Z}{R} * P$$

También según las ecuaciones 20, 21 y 22, según sea el caso obtendremos los factores de amplificación sísmica.

$$T < T_P \rightarrow C = 2.50$$

$$T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left[\frac{T_P}{T} \right]$$

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

Además de ello:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Con los periodos fundamentales obtenidos pasamos a calcular los factores de amplificación sísmica.

$$T_P < T_X < T_L \rightarrow 0.40 < 0.901 < 2.50$$

$$C_X = 2.5 \left[\frac{0.40}{0.901} \right] \rightarrow C_X = 1.110$$

$$T_P < T_Y < T_L \rightarrow 0.40 < 0.612 < 2.50$$

$$C_Y = 2.5 \left[\frac{0.40}{0.612} \right] \rightarrow C_Y = 1.634$$

Ya teniendo los factores de amplificación sísmico pasaremos a calcular los coeficientes basales para alimentarlo al programa y realizar el último análisis sísmico estático.

$$\frac{Z * U * C_X * S}{R_X} = \frac{0.35 * 1.5 * 1.110 * 1}{7} = 0.095$$

$$\frac{Z * U * C_Y * S}{R_Y} = \frac{0.35 * 1.5 * 1.792 * 1}{7} = 0.140$$

Con esos resultados procedemos a modificar a los casos de sismo estático en las siguientes ventanas.

Figura 51: Casos de sismo estático dirección X-X, bloque B.

Fuente: Etabs 2016.

Figura 52: Casos de sismo estático dirección Y-Y, bloque B.

Fuente: Etabs 2016.

Verificación de Cortante en las Columnas y placas:

Procedemos a verificar las fuerzas cortantes actuantes sobre las columnas y placas:

Tabla 68: Fuerza cortante en columnas dirección X-X, bloque B.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION X-X							
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3
				m	tonf	tonf	tonf
Story1	C3	13	SISMO DIN. X-X Max	0	16.54990	1.10570	0.01550
Story1	C4	17	SISMO DIN. X-X Max	0	12.45990	1.31000	0.00600
Story1	C5	21	SISMO DIN. X-X Max	0	1.38700	0.91030	0.00920
Story1	C6	25	SISMO DIN. X-X Max	0	1.37110	0.91180	0.00920
Story1	C9	37	SISMO DIN. X-X Max	0	12.40460	1.31090	0.00630
Story1	C10	41	SISMO DIN. X-X Max	0	16.48630	1.10690	0.01570
Story1	C11	45	SISMO DIN. X-X Max	0	3.37310	0.02400	0.34380
Story1	C12	49	SISMO DIN. X-X Max	0	3.50730	0.01720	0.30100
Story1	C13	53	SISMO DIN. X-X Max	0	3.40010	0.00440	0.33480

Story1	C14	57	SISMO DIN. X-X Max	0	3.50220	0.01790	0.30190
Story1	C15	61	SISMO DIN. X-X Max	0	4.33270	0.03610	0.33850
Story1	C17	69	SISMO DIN. X-X Max	0	3.46860	0.02520	0.34380
Story1	C18	73	SISMO DIN. X-X Max	0	3.46440	0.01700	0.30000
Story1	C19	77	SISMO DIN. X-X Max	0	3.43040	0.00410	0.33490
Story1	C20	81	SISMO DIN. X-X Max	0	3.53270	0.01780	0.30080
Story1	C21	85	SISMO DIN. X-X Max	0	4.23820	0.03660	0.33820
TOTAL, DE FUERZA CORTANTE X-X						6.85590 Tonf.	

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 69: Fuerza cortante en columnas dirección Y-Y, bloque B.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION Y-Y							
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3
				m	tonf	tonf	tonf
Story1	C3	13	SISMO DIN. Y-Y Max	0	7.4567	0.0588	0.349
Story1	C4	17	SISMO DIN. Y-Y Max	0	7.2411	0.0405	0.3322
Story1	C5	21	SISMO DIN. Y-Y Max	0	8.7012	0.0891	0.3421
Story1	C6	25	SISMO DIN. Y-Y Max	0	9.2793	0.0892	0.3488
Story1	C9	37	SISMO DIN. Y-Y Max	0	7.7526	0.041	0.3385
Story1	C10	41	SISMO DIN. Y-Y Max	0	7.9465	0.0602	0.3559
Story1	C11	45	SISMO DIN. Y-Y Max	0	19.3655	1.2101	0.0099
Story1	C12	49	SISMO DIN. Y-Y Max	0	19.6813	1.1782	0.0011
Story1	C13	53	SISMO DIN. Y-Y Max	0	17.9233	1.1597	0.0017
Story1	C14	57	SISMO DIN. Y-Y Max	0	19.0181	1.1744	0.0023
Story1	C15	61	SISMO DIN. Y-Y Max	0	18.327	1.2099	0.0181
Story1	C17	69	SISMO DIN. Y-Y Max	0	18.7493	1.2223	0.0102
Story1	C18	73	SISMO DIN. Y-Y Max	0	19.1641	1.1901	0.0016
Story1	C19	77	SISMO DIN. Y-Y Max	0	17.38	1.171	0.0023
Story1	C20	81	SISMO DIN. Y-Y Max	0	18.5082	1.186	0.0025
Story1	C21	85	SISMO DIN. Y-Y Max	0	17.7421	1.2216	0.018
TOTAL, DE FUERZA CORTANTE Y-Y						12.3021 Tonf.	

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 70: Fuerza cortante en placas dirección X-X, bloque B.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION X-X						
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3
				tonf	tonf	tonf
Story1	X1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	12.4742	30.7293	0.0052
Story1	X2	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	12.7427	30.7256	0.0048
Story1	X3	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	12.6956	30.7172	0.0051
Story1	X4	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	12.4382	30.721	0.0053
Story1	Y1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	6.5519	0.777	0.234
Story1	Y2	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	4.9679	0.8522	0.1935

Story1	Y3	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	5.0113	0.8867	0.194
Story1	Y4	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	6.7177	0.7618	0.2345
Story1	Y5	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	11.8521	0.859	0.2992
Story1	Y6	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	8.1861	0.9287	0.2354
Story1	Y7	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	8.1495	0.8995	0.2353
Story1	Y8	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	11.7259	0.8695	0.2994
TOTAL, DE FUERZA CORTANTE X-X					129.7275 Tonf.	

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 71: Fuerza cortante en placas dirección Y-Y, bloque B.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION Y-Y						
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3
				tonf	tonf	tonf
Story1	X1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	7.3246	1.2673	0.3563
Story1	X2	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	8.0982	1.2644	0.3589
Story1	X3	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	8.6482	1.2719	0.3654
Story1	X4	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	7.8156	1.2749	0.3627
Story1	Y1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	16.7468	22.4351	0.0278
Story1	Y2	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	24.2705	26.0551	0.016
Story1	Y3	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	22.2914	26.184	0.0159
Story1	Y4	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	18.7211	22.5706	0.028
Story1	Y5	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	16.6412	22.1475	0.0481
Story1	Y6	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	21.1018	25.5647	0.0245
Story1	Y7	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	22.9303	25.4416	0.0246
Story1	Y8	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	14.8115	22.0184	0.0482
TOTAL, DE FUERZA CORTANTE Y-Y					197.4955 Tonf.	

Fuente: Etabs 2016.

Verificación de relación entre cortante estática y dinámica:

Procederemos a verificar la relación que existe entre la cortante estática y dinámica, ya que el Reglamento Nacional de Edificaciones E030, nos exige que la cortante dinámica debe ser al menos el 80% de la cortante estática para estructural regulares y del 90% del cortante estático para estructuras irregulares.

Tabla 72: Verificación de la cortante dinámico versus cortante estático, bloque B.

VERIFICACION DE CORTANTES (ESTATICO Y DINAMICO)								
Story	Load Case/Combo	Locat.	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	SISMO XX	Bottom	0	-168.05	0	1434.1021	0	-1867.26
Story1	SISMO YY	Bottom	0	0	-247.65	-3667.5745	2704.30	0

Story1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	0	132.84	0.0319	1132.2043	0.3404	1383.97
Story1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	0	0.0319	192.89	2818.0776	2040.93	0.3082

Fuente: Etabs 2016.

De la tabla N° 72 tenemos:

$$V_{E_X} = 168.0523 T$$

$$V_{E_Y} = 247.6561 T$$

$$V_{D_X} = 132.8476 T$$

$$V_{D_Y} = 192.8926 T$$

Teniendo las dos cortantes procedemos con la verificación de la relación que existe entre dichas cortantes.

$$V_{D_X} = 132.8476 T \quad . > 80\% V_{E_X} \\ = 134.4418 T$$

$$V_{D_Y} = 192.8926 T \quad . > 80\% V_{E_Y} \\ = 198.1249 T$$

Como vemos en las dos direcciones las cortantes no cumplen con la condición de que pone la norma, por ende, procederemos a escalar dichas cortantes de la siguiente manera.

$$f_{E_X} = \frac{V_{E_X}}{V_{D_X}} = \frac{168.0523}{132.8476} = 1.265$$

$$f_{E_Y} = \frac{V_{E_Y}}{V_{D_Y}} = \frac{247.6561}{192.8926} = 1.284$$

Como ya escalamos las cortantes para cada una de las direcciones, ahora procedemos a ingresar al programa los correspondientes factores de escala en los casos de carga.

Figura 53: factor de escala para sismo X-X, bloque B.

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	SISMO D. SEVERO ...	1.265

☐ Advanced

Fuente: Etabs 2016.

Figura 54: factor de escala para sismo Y-Y, bloque B.

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	SISMO D. SEVERO ...	1.284

☐ Advanced

Fuente: Etabs 2016.

Se verifica las cortantes dinámico versus estático escalado teniendo el siguiente:

Tabla 73: Verificación de cortante dinámico versus estático escalado, bloque B.

VERIFICACION DE CORTANTES (ESTATICO Y DINAMICO) - ESCALADO								
Story	Load Case/Combo	Locat.	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	SISMO XX	Bottom	0	-168.05	0	1434.1021	0	-1867.26
Story1	SISMO YY	Bottom	0	0	-247.65	-3667.5745	2704.30	0
Story1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	0	168.05	0.0404	1432.2384	0.4306	1750.72
Story1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	0	0.041	247.67	3618.4116	2620.56	0.3957

Fuente: Etabs 2016.

Como podemos ver escalando incrementamos el nivel de sismo hasta alcanzar al nivel de la cortante estático y con ello garantizando la vida de la estructura y cumpliendo con nuestro reglamento E030.

Verificación de las masas participativas:

También es muy importante verificar el porcentaje de masas participativas en cada dirección de análisis porque así lo menciona el Reglamento Nacional de Edificaciones E030, "el porcentaje de masas participativas deberá de ser mayor a 90% en cada dirección de análisis" en el siguiente cuadro presentamos que se cumple el requerimiento.

Tabla 74: Masas participativas bloque B.

MASAS PARTICIPATIVAS				
Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	99.53
Modal	Acceleration	UY	100	99.39
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Fuente: Etabs 2016.

BLOQUE C:

Tabla 75: Derivas y/o desplazamientos de entrepiso bloque C.

DERIVAS DE ENTREPISO REALES							
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Dreift XX (0.75*R*Drift)	Dreift YY (0.75*R*Drift)	i/hei	Verif.
Story4	SISMO DIN. X-X Max	X	0.000236	0.001239		0.007	Si Cumple
Story4	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.000250		0.001313	0.007	Si Cumple
Story3	SISMO DIN. X-X Max	X	0.000229	0.001202		0.007	Si Cumple
Story3	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.000300		0.001575	0.007	Si Cumple
Story2	SISMO DIN. X-X Max	X	0.000194	0.001019		0.007	Si Cumple
Story2	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.000321		0.001685	0.007	Si Cumple
Story1	SISMO DIN. X-X Max	X	0.000173	0.000908		0.007	Si Cumple
Story1	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.000276		0.001449	0.007	Si Cumple

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 76: Periodos de vibración por cada modo.

PARTIPACION MODAL DE LA ESTRUCTURA		
Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	0.223
Modal	2	0.192
Modal	3	0.16
Modal	4	0.068
Modal	5	0.049
Modal	6	0.045
Modal	7	0.038
Modal	8	0.03
Modal	9	0.027
Modal	10	0.025
Modal	11	0.023
Modal	12	0.022

Fuente: Etabs 2016.

Recalculo Del Coeficiente Basal Para El Análisis Estático:

Procedemos a recalcular el coeficiente basal de la estructura para ambas direcciones teniendo ya los periodos reales en la dirección X 0.223seg. y en la dirección Y 0.192seg.

También teniendo la ecuación 15, obtenido del Reglamento Nacional de Edificaciones.

$$V = \frac{Z}{R} * P$$

También según las ecuaciones 20, 21 y 22, según sea el caso obtendremos los factores de amplificación sísmica.

$$T < T_P \rightarrow C = 2.50$$

$$T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left[\frac{T_P}{T} \right]$$

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

Además de ello:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Con los periodos fundamentales obtenidos pasamos a calcular los factores de amplificación sísmica.

$$T_X < T_P < T_L \rightarrow 0.223 < 0.40 < 2.50$$

$$C_X = 2.50 \rightarrow C_X = 2.50$$

$$T_Y < T_P < T_L \rightarrow 0.192 < 0.40 < 2.50$$

$$C_Y = 2.50 \rightarrow C_Y = 2.50$$

Ya teniendo los factores de amplificación sísmico pasaremos a calcular los coeficientes basales para alimentarlo al programa y realizar el último análisis sísmico estático.

$$\frac{Z * U * C_X * S}{R_X} = \frac{0.4 * 1.5 * 2.5 * 1}{6.30} = 0.238$$

$$\frac{Z * U * C_Y * S}{R_Y} = \frac{0.4 * 1.5 * 2.50 * 1}{6.30} = 0.238$$

Con esos resultados procedemos a modificar a los casos de sismo estático en las siguientes ventanas.

Figura 55: Casos de sismo estático dirección X-X, bloque C.

Fuente: Etabs 2016.

Figura 56: Casos de sismo estático dirección Y-Y, bloque C.

Fuente: Etabs 2016.

Verificación de Cortante en las Columnas y placas:

Procedemos a verificar las fuerzas cortantes actuantes sobre las columnas y placas:

Tabla 77: Fuerza cortante en columnas dirección X-X, bloque C.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION X-X							
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3
				m	tonf	tonf	tonf
Piso 1	C2	44	SISMO DIN. X-X Max	0	2.87310	0.63170	0.11540
Piso 1	C3	48	SISMO DIN. X-X Max	0	16.13860	0.85290	0.11210
Piso 1	C4	52	SISMO DIN. X-X Max	0	5.30220	0.56150	0.12420
Piso 1	C5	56	SISMO DIN. X-X Max	0	10.74590	0.23810	0.15160
Piso 1	C6	40	SISMO DIN. X-X Max	0	1.45390	0.21730	0.13120
Piso 1	C7	24	SISMO DIN. X-X Max	0	6.18900	0.71950	0.12880
Piso 1	C8	20	SISMO DIN. X-X Max	0	3.06050	0.38490	0.16020
Piso 1	C9	16	SISMO DIN. X-X Max	0	2.37830	0.19480	0.13850
Piso 1	C10	28	SISMO DIN. X-X Max	0	10.46700	0.37620	0.17860
Piso 1	C11	32	SISMO DIN. X-X Max	0	5.21370	0.50140	0.10720
Piso 1	C12	36	SISMO DIN. X-X Max	0	1.57890	0.73360	0.12110
Piso 1	C1	4	SISMO DIN. X-X Max	0	1.58260	0.35860	0.07950
Piso 1	C13	8	SISMO DIN. X-X Max	0	3.88960	0.16190	0.16190

TOTAL, DE FUERZA CORTANTE X-X	5.93240 Ton.
-------------------------------	--------------

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 78: Fuerza cortante en columnas dirección Y-Y, bloque C.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION Y-Y							
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3
				m	tonf	tonf	tonf
Piso 1	C2	44	SISMO DIN. Y-Y Max	0	4.2075	0.9848	0.1667
Piso 1	C3	48	SISMO DIN. Y-Y Max	0	12.9207	1.2467	0.0926
Piso 1	C4	52	SISMO DIN. Y-Y Max	0	8.1328	0.8845	0.0954
Piso 1	C5	56	SISMO DIN. Y-Y Max	0	12.8981	0.6035	0.11
Piso 1	C6	40	SISMO DIN. Y-Y Max	0	3.2477	0.3974	0.1855
Piso 1	C7	24	SISMO DIN. Y-Y Max	0	9.165	1.0789	0.1353
Piso 1	C8	20	SISMO DIN. Y-Y Max	0	5.5461	0.6106	0.1616
Piso 1	C9	16	SISMO DIN. Y-Y Max	0	6.0872	0.4463	0.1432
Piso 1	C10	28	SISMO DIN. Y-Y Max	0	7.5852	0.516	0.168
Piso 1	C11	32	SISMO DIN. Y-Y Max	0	9.62	0.8308	0.1038
Piso 1	C12	36	SISMO DIN. Y-Y Max	0	1.0115	1.1836	0.1086
Piso 1	C1	4	SISMO DIN. Y-Y Max	0	1.9754	0.5411	0.1299
Piso 1	C13	8	SISMO DIN. Y-Y Max	0	3.1785	0.2034	0.2323
TOTAL, DE FUERZA CORTANTE Y-Y						9.5276 Ton.	

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 79: Fuerza cortante en placas dirección X-X, bloque C.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION X-X						
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3
				tonf	tonf	tonf
Piso 1	X1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	39.5077	17.3242	0.5465
Piso 1	X2	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	24.3631	11.8185	0.7492
Piso 1	X3	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	15.8536	4.4145	0.1426
Piso 1	X4	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	21.9085	3.0514	0.7452
Piso 1	X5	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	17.2339	3.6586	0.6828
Piso 1	X6	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	33.5397	5.0412	0.8506
Piso 1	X7	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	41.1394	6.2826	0.9936
Piso 1	X8	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	23.0326	6.4894	0.8626
Piso 1	X9	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	24.3484	4.9957	0.9649
Piso 1	X10	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	35.8258	16.7416	1.4813
Piso 1	X11	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	17.9929	3.971	0.371
Piso 1	X12	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	17.8823	4.7896	0.6244
Piso 1	Y1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	69.938	11.1023	1.2515
Piso 1	Y2	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	18.0671	0.5727	0.5467
Piso 1	Y3	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	14.0736	0.4774	0.3596
Piso 1	Y4	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	8.3747	0.2265	0.2262

Piso 1	Y5	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	7.6824	0.2208	0.2245
Piso 1	Y6	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	8.8793	0.3428	0.2564
Piso 1	Y7	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	11.2773	0.2561	0.344
Piso 1	Y8	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	10.8296	0.258	0.3264
Piso 1	Y9	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	10.1503	0.3785	0.2847
Piso 1	Y10	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	8.8047	0.2718	0.2714
Piso 1	Y11	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	9.4001	0.3009	0.2544
Piso 1	Y12	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	14.649	13.704	0.4773
Piso 1	Y13	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	20.5843	14.0132	0.5747
TOTAL, FUERZA CORTANTE X-X					130.7033 Ton.	

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 80: Fuerza cortante en placas dirección Y-Y, bloque C.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION Y-Y						
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3
				tonf	tonf	tonf
Piso 1	X1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	75.1302	22.998	1.3937
Piso 1	X2	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	55.4487	10.5235	1.503
Piso 1	X3	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	12.1901	3.7685	0.1948
Piso 1	X4	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	37.2285	4.2668	1.2887
Piso 1	X5	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	8.9554	1.787	1.0916
Piso 1	X6	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	35.0081	4.7373	1.2641
Piso 1	X7	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	40.8356	4.2193	1.5695
Piso 1	X8	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	11.9584	3.1646	1.3711
Piso 1	X9	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	42.9825	4.3869	1.5681
Piso 1	X10	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	48.5089	8.6417	2.2576
Piso 1	X11	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	19.9706	3.9302	0.5365
Piso 1	X12	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	17.0693	3.6911	0.9872
Piso 1	Y1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	47.5454	25.6393	0.9445
Piso 1	Y2	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	17.4183	0.7081	0.6186
Piso 1	Y3	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	7.5053	0.2545	0.2565
Piso 1	Y4	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	9.4823	0.1827	0.2857
Piso 1	Y5	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	4.8497	0.235	0.1277
Piso 1	Y6	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	4.5432	0.2356	0.1318
Piso 1	Y7	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	8.4673	0.1973	0.2906
Piso 1	Y8	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	6.5314	0.2213	0.2117
Piso 1	Y9	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	5.2684	0.2629	0.1406
Piso 1	Y10	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	5.798	0.2664	0.1399
Piso 1	Y11	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	6.4816	0.2395	0.2198
Piso 1	Y12	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	27.4349	22.195	0.2496
Piso 1	Y13	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	26.0589	22.0977	0.3457
TOTAL, DE FUERZA CORTANTE Y-Y					148.8502	

Verificación de relación entre cortante estática y dinámica:

Procederemos a verificar la relación que existe entre la cortante estática y dinámica, ya que el Reglamento Nacional de Edificaciones E030, nos exige que la cortante dinámica debe ser al menos el 80% de la cortante estática para estructural regulares y del 90% del cortante estático para estructuras irregulares.

Tabla 81: Verificación de cortante dinámico versus estático, bloque C.

VERIFICACION DE CORTANTES (ESTATICO Y DINAMICO)								
Story	Load Case/Combo	Locat.	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	SISMO X-X	Bottom	0	-170.27	0	1191.8768	6.641E-07	-1870.98
Story1	SISMO Y-Y	Bottom	0	0	-170.27	-1515.5686	1870.98	0
Story1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	0	94.62	46.8754	1042.7333	525.63	1081.27
Story1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	0	46.8754	81.49	934.8607	913.60	561.93

Fuente: Etabs 2016.

De la tabla N° 81 tenemos:

$$V_{E_X} = 170.2746 T$$

$$V_{E_Y} = 170.2746 T$$

$$V_{D_X} = 94.6262 T$$

$$V_{D_Y} = 81.4941 T$$

Teniendo las dos cortantes procedemos con la verificación de la relación que existe entre dichas cortantes.

$$V_{D_X} = 94.6262 T > 90\% V_{E_X} = 153.2471 T$$

$$V_{D_Y} = 81.4941 T > 90\% V_{E_Y} = 153.2471 T$$

Como vemos en las dos direcciones las cortantes no cumplen con la condición de que pone la norma, por ende, procederemos a escalar dichas cortantes de la siguiente manera.

$$f_{E_X} = \frac{V_{E_X}}{V_{D_X}} = \frac{170.2746}{94.6262} = 1.799$$

$$f_{E_Y} = \frac{V_{EST_Y}}{V_{D_Y}} = \frac{170.2746}{81.4941} = 2.089$$

Como ya escalamos las cortantes para cada una de las direcciones, ahora procedemos a ingresar al programa los correspondientes factores de escala en los casos de carga.

Figura 57: Factor de escala para sismo X-X, bloque C.

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	SISMO D. SEVERO	1.799

☐ Advanced

Fuente: Etabs 2016.

Figura 58: Factor de escala para sismo Y-Y, bloque C.

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	SISMO D. SEVERO	2.089

☐ Advanced

Fuente: Etabs 2016.

Siguiendo con el procedimiento exportamos el cuadro de verificación de cortantes dinámico versus estático escalado teniendo el siguiente:

Tabla 82: Verificación de cortante dinámico versus estático escalado, bloque C.

VERIFICACION DE CORTANTES (ESTATICO Y DINAMICO) - ESCALADO								
Story	Load Case/Combo	Locat.	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	SISMO X-X	Bottom	0	-170.27	0	1191.8768	6.641E-07	-1870.98
Story1	SISMO Y-Y	Bottom	0	0	-170.27	-1515.5686	1870.98	0
Story1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	0	170.23	84.3289	1875.8771	945.62	1945.21
Story1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	0	97.9227	170.24	1952.924	1908.51	1173.89

Fuente: Etabs 2016.

Como podemos ver escalando incrementamos el nivel de sismo hasta alcanzar al nivel de la cortante estático y con ello garantizando la vida de la estructura y cumpliendo con nuestro reglamento E030.

Verificación de las masas participativas:

También es muy importante verificar el porcentaje de masas participativas en cada dirección de análisis porque así lo menciona el Reglamento Nacional de Edificaciones E030, “el porcentaje de masas participativas deberá de ser mayor a 90% en cada dirección de análisis” en el siguiente cuadro presentamos que se cumple el requerimiento.

Tabla 83: Masas participativas del bloque C.

MASAS PARTICIPATIVAS				
Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	99.91	90.27
Modal	Acceleration	UY	99.99	96.62
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Fuente: Etabs 2016.

4.1.3.7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

(a) GENERALIDADES:

La estructura debe concebirse como un sistema o conjunto de partes y componentes que se combinan ordenadamente para cumplir una función dada. El proceso de diseño de un sistema comienza con la formulación de los objetivos que se pretende alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico; se parte de consideraciones generales, que se afinan en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula información sobre el problema. (11)

(b) DISEÑO DE VIGAS:

Las vigas son elementos estructurales horizontales, cuya función principal es recibir cargas provenientes de las losas de cada entrepiso por intermedio de las viguetas u otros y transmitir horizontalmente hacia las columnas, además funcionan como marco de arrioste de los pórticos.

las vigas generalmente trabajan a flexión y su diseño debe de estar basado en esta teoría.

✓ DISEÑO A FLEXION:

El concreto no podrá desarrollar una fuerza de compresión mayor a la de su resistencia f'_c (límite)

Para ello las consideraciones mínimas deben de ser;

Cuantía balanceada.

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad \dots (e \quad 24)$$

Donde:

β_1 : es 0.85 para concretos con resistencia a compresión hasta 280Kg/cm², disminuyendo a razón de 0.005 por cada 70kg/cm² para resistencias mayores.

Cuantía mínima:

$$\rho_m = 0.80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \dots (e \quad 25)$$

$$\rho_m = \frac{14}{f_y} \quad \dots (e \quad 26)$$

Cuantía máxima:

$$\rho_m = 0.75 * \rho_b \quad \dots (e \quad 27)$$

Para zonas altamente sísmicas:

$$\rho_m = 0.50 * \rho_b \quad \dots (e \quad 28)$$

Área de acero:

$$A_s = \rho * b * d \quad \dots (e \quad 29)$$

Momento nominal:

$$M_n = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \dots (e \quad u \quad 30)$$

Momento Ultimo:

$$M_U = \phi M_n \quad \dots (e \quad 31)$$

Donde ϕ es equivalente a 0.90 para vigas sometidas a flexión.

También cabe mencionar que las iteraciones para encontrar el área de acero se realizan utilizando las siguientes expresiones.

$$A_s = \frac{M_U}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \dots (e) \quad 32)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \dots (e) \quad 33)$$

✓ DISEÑO POR CORTE:

De acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificaciones E 060 para el diseño a cortante, el concreto debe resistir la mayor parte del esfuerzo por ello se especifica que debe ser diseñado por resistencia.

$$V_U \leq \phi(V_n + V_s) \quad \dots (e) \quad 34)$$

La resistencia al corte del concreto está dada por la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b \quad \dots (e) \quad 35)$$

También el espaciamiento de los estribos dependerá de la comparación de la resistencia de diseño y de la resistencia del concreto afectado por el factor de seguridad al cortante, de tal modo que puede darse en dos casos:

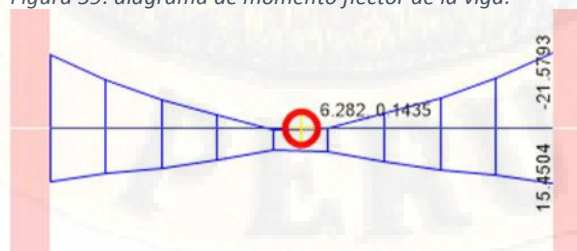
$$s : \quad v_U \leq \phi V_c \rightarrow S = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} \quad \dots (e) \quad 36)$$

$$s : \quad v_U > \phi V_c \rightarrow S = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad \dots (e) \quad 37)$$

Tomando estos criterios y ya teniendo los datos de diseño en el programa Etabs 2016 como el momento ultimo de diseño y cortante ultimo de diseño procedemos a verificar y a diseñar las ecuaciones antes mencionadas.

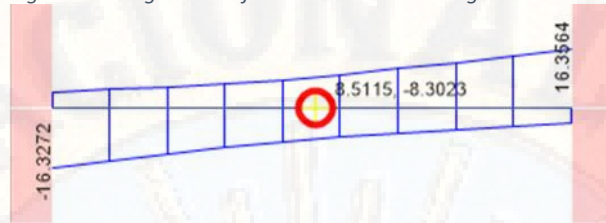
A manera de ejemplo presentamos el análisis y diseño para la viga principal situada en el eje 1-1 entre ejes A-B del bloque A.

Figura 59: diagrama de momento flector de la viga.



Fuente: Etabs 2016.

Figura 60: diagrama de fuerza cortante de la viga.



Fuente: Etabs 2016.

De las figuras anteriores (momento ultimo y cortante ultimo de diseño para la envolvente), procedemos con el diseño del elemento estructural.

Las iteraciones para determinar el área de acero se presentan a continuación, para una viga con acero en una capa.

Primera iteración (acero negativo - extremos)

$$A_{s1} = \frac{21,5793 * 10^5}{0.9 * 4200 \left(54 - \frac{13.5}{2} \right)} \quad c_1 ; a = \frac{d}{4}$$

$$A_{s1} = 12.08 \text{ cm}^2$$

$$a_1 = \frac{12.08 * 4200}{0.85 * 280 * 25}$$

$$a_1 = 8.53 \text{ cm}$$

segunda iteración (acero negativo - extremos)

$$A_{s2} = \frac{21,5793 * 10^5}{0.9 * 4200 \left(54 - \frac{8.53}{2} \right)}$$

$$A_{s2} = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$a_2 = \frac{11.48 * 4200}{0.85 * 280 * 25}$$

$$a_2 = 8.10 \text{ cm}$$

tercera iteración (acero negativo - extremos)

$$A_{s3} = \frac{21,5793 * 10^5}{0.9 * 4200 \left(54 - \frac{8.10}{2} \right)}$$

$$A_{s3} = 11.43 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = \frac{11.43 * 4200}{0.85 * 280 * 25}$$

$$a_3 = 8.07 \text{ c}$$

cuarta iteración (acero negativo - extremos)

$$A_{s4} = \frac{21,5793 * 10^5}{0.9 * 4200 \left(54 - \frac{8.07}{2} \right)}$$

$$A_{s4} = 11.43 \text{ c}^2$$

$$a_4 = \frac{11.43 * 4200}{0.85 * 280 * 25}$$

$$a_4 = 8.07 \text{ c}$$

Realizando las iteraciones correspondientes se ve que los resultados del área de acero y la altura de compresión convergen entonces quiere decir que encontramos el área de acero para dicha sección y sus esfuerzos solicitantes.

En el siguiente cuadro presento los resultados para la viga que se está tomando como ejemplo.

Tabla 84: Cáculo de áreas de acero.

ITERACIONES	ACERO NEGATIVO				ACERO POSITIVO			
	EMPOTRAMIENTOS		CENTRO		EMPOTRAMIENTOS		CENTRO	
	As	a	As	a	As	a	As	a
1RA ITERACION	11.75	8.29	0.08	0.06	8.41	5.94	3.42	2.41
2DA ITERACION	11.45	8.08	0.07	0.05	8.01	5.65	3.15	2.22
3RA ITERACION	11.43	8.07	0.07	0.05	7.99	5.64	3.14	2.22
4TA ITERACION	11.43	8.06	0.07	0.05	7.99	5.64	3.14	2.22

Fuente: Elaboración Propia.

De la tabla N° 84 se puede apreciar que para el momento negativo el área de acero en los empotramientos es $A_s=11.43\text{cm}^2$ y en el centro es despreciable, para el momento positivo en los empotramientos es $A_s=7.99\text{cm}^2$ y en el centro es $A_s=3.15\text{cm}^2$.

De los cuales la disposición de los aceros para la viga citada es de;

Acero negativo

2Ø3/4 (As=5.70cm²) en toda la longitud de la viga.

3Ø5/8 (As=5.94cm²) en los bastones.

Acero positivo

2Ø3/4 (As=5.70cm²) en toda la longitud de la viga.

2Ø5/8 (As=3.96cm²) en los bastones.

Teniendo los diámetros de acero para flexión se procede con la verificación por corte.

Cortante que resiste el concreto de acuerdo con la ecuación 35.

$$V_c = 0.53\sqrt{280} * 25 * 54$$

$$V_c = 11.973 T \quad .$$

Cortante nominal de acuerdo con la ecuación 34.

$$V_n = \frac{16.3564}{0.85} \rightarrow V_n = 19.243 T \quad .$$

Cortante que suma el acero.

$$V_s = \frac{16.3564}{0.85} - 11.973 \rightarrow V_s = 7.27 T \quad .$$

Entonces verificando los anteriores llegamos que;

$$V_n \geq V_c \quad \text{ta} \quad V_s \leq 2V_c$$

entonces determinamos la separación de estribos.

Usando un diámetro de estribos de 3/8"

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 54}{7270} \quad h \quad S = 44 c \quad .$$

Pero por disposición de la NTP E 060 menciona que la separación de los estribos en la zona de confinamiento debe ser el menor de los siguientes;

$$S = \frac{d}{4} \quad h \quad S = 13.5 c \quad .$$

$$S = 6\phi b_{lc} \quad h \quad S = 17.5 c \quad .$$

$$S = 24\phi b_c \quad h \quad S = 17.04 c \quad .$$

$$S = 15 c \quad .$$

Como también la zona de confinamiento en la viga debe ser 2 veces el peralte de la viga, entonces la viga tiene una luz de 4.50m y peralte de 60cm.

Luego la longitud de confinamiento será 1.20 m en ambos extremos y quedaría de la siguiente manera.

Estribos $\phi 3/8$; 1@0.05; 6@0.10; 4@0.15; Rto@0.30 A.E.

(c) DISEÑO DE COLUMNAS

✓ VERIFICACION DE EFECTO LOCAL DE ESBELTEZ:

El efecto local de esbeltez en una columna se puede despreciar si se cumple lo siguiente:

$$k \frac{L_n}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \dots (e \quad 38)$$

$$r < \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \dots (e \quad on \quad 39)$$

Donde:

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

r : radio de giro de la sección transversal, 0.3 veces de la dimensión para elementos rectangulares.

M_1 : momento flector menor de diseño en el extremo de la columna; es positivo si el elemento esta flexionado en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M_2 : momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

En el caso que la esbeltez existiera se deberá calcular con la siguiente formula:

$$\sigma_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1 \quad \dots (e) \quad 40)$$

Donde:

P_u : carga amplificada actuante sobre la columna.

ϕ : factor de reducción de la resistencia, 0.70 para columnas que llevan estribos de confinamiento.

P_c : carga crítica de pandeo (Formula de Euler)

C_m : coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos u el tipo de curvatura.

Para la verificación escogimos a la columna con ubicación en los ejes B-B y 3-3, del cual tenemos las siguientes características de diseño.

Lo cual se encuentra configurada de manera que la dimensión mayor se encuentra para la dirección Y-Y (0.65m) y para la dirección X-X (0.30m) respectivamente.

Tabla 85: Momentos para la ENVOLVENTE SISMO MAX. X-X.

DESCRIPCION		M 33	V 33
M1 (menor)	bottom	-23.7962	4.2787
M2 (mayor)	top	14.3853	4.2787

Fuente: Etabs 2016.

De la tabla N° 85, para la dirección X-X aplicando la inecuación 38 se tiene que.

$$\frac{3.5}{0.3 \times 0.3} < 34 - 12 \frac{-23.7962}{14.3853} \rightarrow 38.88 < 53.85 \rightarrow C1$$

$$\frac{3.5}{0.3 \times 0.65} < 34 - 12 \frac{-23.7962}{14.3853} \rightarrow 17.95 < 53.85 \rightarrow C1$$

Tabla 86: Momentos para la ENVOLVENTE SISMO MAX. Y-Y.

DESCRIPCION		M 22	V 22
M1 (menor)	top	-3.7144	14.7886
M2 (mayor)	bottom	3.7719	14.7886

Fuente: Etabs 2016.

De la tabla N° 86, para la dirección X-X aplicando la inecuación 38 se tiene que.

$$\frac{3.5}{0.3 \times 0.3} < 34 - 12 \frac{-3.7144}{3.7719} \rightarrow 38.88 < 45.82 \rightarrow C.I$$

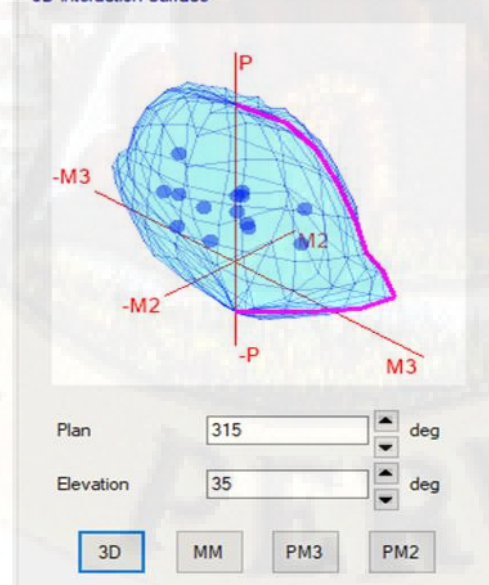
$$\frac{3.5}{0.3 \times 0.65} < 34 - 12 \frac{-3.7144}{3.7719} \rightarrow 17.95 < 45.82 \rightarrow C.I$$

Entonces con los resultados anteriores se verifica que para ambas direcciones cumple la inecuación 38, además se verifica que el valor de la condicionante $k \frac{L_n}{r}$ es menor que cuarenta y menor que los valores calculados, por lo tanto, se desprecia el efecto de la esbeltez en la columna, el procedimiento es similar para todas las columnas del modelo estructural.

✓ EVALUACION DEL DIAGRAMA DE INTERACCION DE LA COLUMNA

De acuerdo con el diseño de la columna que realiza el software, para las diferentes combinaciones de carga que previamente se ha ingresado de acuerdo con el diseño por resistencia del RNE E 060 y las interpolaciones de Peso Ultimo y Momento Ultimo que calcula el software presento el diagrama de interacción de la columna ya debidamente afectados por el factor phi que es de 0.70.

Figura 61: Diagrama de interacción de la columna B-B, 3-3
3D Interaction Surface



Fuente: Etabs 2016.

Figura 62: Valores Peso Ultimo versus M22 y M33.

Curve Data

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	304.3353	0	0
2	304.3353	1.0957	10.8161
3	291.6108	1.2004	20.9573
4	244.6616	1.2441	28.7445
5	193.884	1.3048	34.206
6	137.978	1.4036	37.785
7	109.1378	1.6046	41.9003
8	61.2955	2.3581	43.0449
9	0.1319	2.0914	31.3771
10	-75.1456	2.7832	11.4035
11	-115.5946	0	0

All Curve #2 15 deg

Fuente: Etabs 2016.

De la figura 59 en forma de cebolla, podemos ver que todos los puntos de combinación de carga que se le ha aplicado al software se encuentran dentro del límite que está delimitado por la línea de color fucsia con ello garantizamos que la columna trabaja a su capacidad y eficiencia dentro de los límites permitidos que también se muestran en la figura 60.

Entonces de acuerdo con las comprobaciones anteriores se procede a presentar los diámetros de acero de la columna en su configuración estructural longitudinal, que es de 8Ø1" con configuración de 1Ø1" en cada esquina y 2Ø1" en la cara lateral de la dirección Y-Y.

✓ DISEÑO POR CORTE:

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la siguiente ecuación (Diseño por Resistencia).

$$\phi V_n \geq V_U \quad \dots (e) \quad 41$$

Donde:

V_n : fuerza cortante ultima amplificada actuante en la sección.

V_U : Resistencia nominal calculada mediante siguiente ecuación.

$$V_n = V_c + V_s \quad \dots (e) \quad 42$$

Donde:

V_c : Resistencia nominal proporcionada por el concreto.

V_s : Resistencia nominal asumida por el acero de refuerzo.

La cortante de concreto para elementos de compresión está dada según:

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} * b_w d \quad \dots (e \quad 43)$$

Donde:

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u o M_u .

A_g : Área bruta de la sección.

Calculo del cortante del refuerzo:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \dots (e \quad 44)$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad \dots (e \quad 45)$$

Recomendación de espaciamiento de estribos según la Norma E 060 – 2009.

Zona de confinamiento:

en ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento "So" y por una longitud "Lo" medida desde la cara del nudo.

Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento "So" no debe exceder al menor de los siguientes;

- ✓ Seis veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- ✓ La tercera parte de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- ✓ 100mm.

La longitud "Lo" no debe ser mayor de los siguientes,

- ✓ Una sexta parte de la luz libre del elemento.
- ✓ La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- ✓ 500mm.

Zona central:

Fuera de la "Lo" el espaciamiento del refuerzo transversal no deberá exceder al menor de las siguientes;

- ✓ Diez veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna.
- ✓ 250mm.

Teniendo estas consideraciones se procede al diseño de columnas por cortante, las fuerzas y mecanismos de diseño se asume del análisis estructural con el software ETABS 2016.

$$P_{U-a} = -188.11 T$$

$$V_{U-a} = 14.79 T$$

$$\phi = 0.85.$$

Con esos datos y con el uso de la ecuación 43 procedemos al diseño.

Cortante que sume el concreto.

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{-188.11 * 1000}{140 * 1950} \right) \sqrt{280} * 30 * 59$$

$$V_c = 4.88 T$$

Cortante que asume el acero.

$$V_s = \frac{14.79}{0.85} - 4.88 \rightarrow V_s = 12.52 T$$

Luego tomando aceros de diámetro 3/8" como estribo tendremos un espaciamiento de;

$$S = \frac{0.71 * 2 * 4200 * 59}{12.52 * 1000}$$

$$S = 28 c$$

Longitud de confinamiento.

$$L_0 = \frac{3.5}{6} \rightarrow L_0 = 58.33c$$

$$L_0 = 65 c$$

$$L_0 = 50 c$$

Del cual adoptamos la mayor $L_0 = 65 c$

Separación de estribos en la zona de confinamiento.

$$S = 10 * 2.54 \rightarrow S = 25.4 c$$

$$S = \frac{30}{3} \rightarrow S = 10 c$$

$$S = 10 c$$

De los cuales adoptamos el menor lo que es $S = 10 c$

Espaciamiento de estribos fuera de la longitud de confinamiento.

$$S = 10 * 2.54 \rightarrow S = 25.4 c$$

$$S = 25 c$$

De los cuales adoptamos el menor $S = 25 c$

Por la configuración estructural del acero de la columna B-B; 3-3 quedaría de la siguiente manera.

$$A_L \quad 6\phi 1"$$

$$E \quad \phi 3/8"; 1@0.0 ; 6@0.1 ; R \quad @0.2 \text{ A.E.}$$

(d) DISEÑO DE LOSA ALIGERADA.

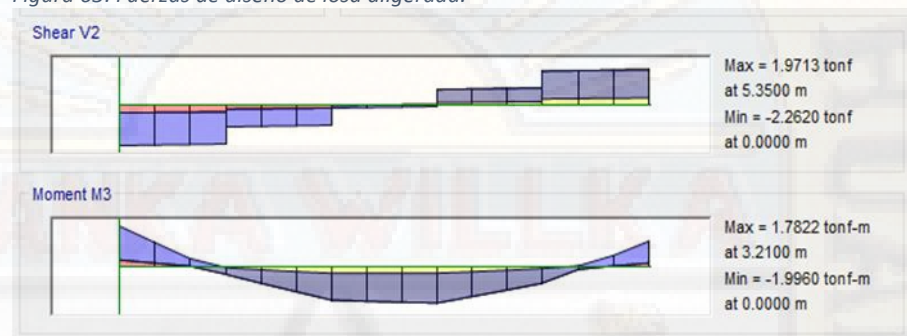
La losa aligerada es un elemento estructural del sistema, la cual se encarga de recoger todas las cargas de diseño y actuantes sobre el piso de la estructura y lo transmite horizontalmente la magnitud de las cargas por medio de sus viguetas hacia las vigas, por ello el principal elemento a ser analizada y

diseñada con un cuidado muy importante son las viguetas que se procederá a calcular de la misma manera que las vigas.

✓ DISEÑO A FLEXION:

Como ejemplo de diseño tomaremos la losa aligerada del tramo entre ejes 6-6; 7-7 y entre ejes 1-1; 2-2, del cual presento los momentos de diseño y la cortante de diseño en la siguiente figura.

Figura 63: Fuerzas de diseño de losa aligerada.



Fuente: Etabs 2016.

Del cual podemos verificar el momento positivo y negativo, como también la cortante en los extremos de la vigueta.

Con el uso de las ecuaciones 32 y 33 obtenemos los resultados de la siguiente tabla.

Tabla 87: Iteraciones para el diseño de losa aligerada.

ITERACIONES	ACERO NEGATIVO				ACERO POSITIVO	
	IZQ.		DER.		CENTRO	
	As	a	As	a	As	a
1RA ITERACION	2.10	3.70	2.10	3.70	1.87	3.30
2DA ITERACION	2.02	3.56	2.02	3.56	1.79	3.16
3RA ITERACION	2.01	3.55	2.01	3.55	1.78	3.15
4TA ITERACION	2.01	3.55	2.01	3.55	1.78	3.15

Fuente: Elaboración Propia.

de la tabla 87 la disposición de acero para la losa aligerada será de, 2Ø1/2" acero negativo y 1Ø5/8" acero positivo, los cuales se detallarán en los planos.

✓ VERIFICACION POR CORTE:

Realizamos la verificación por corte para estar seguro de que el concreto asuma todo el cortante actuante sobre la losa de acuerdo con la ecuación 35.

Para que cumpla la resistencia por corte sin ensanches debe cumplir la condición.

$$\phi V_C \geq V_u$$

Realizamos la verificación correspondiente.

$$\phi V_C = 0.85 * 0.53\sqrt{280} * 10 * 28$$

$$\phi V_C = 2.11 T$$

Cuando se compara con la cortante ultima no cumple la condición ya que la cortante ultima es mayor que de los que asume el concreto, por lo tanto, la vigueta requerirá de ensanche alternado para el lado izquierdo.

Verificamos el cortante que asume el concreto con ensanche alternado.

$$\phi V_C = 0.85 * 0.53\sqrt{280} * 25 * 28$$

$$\phi V_C = 5.28 T$$

Ahora si cumple con la condición.

$$\phi V_C \geq V_u \approx 5.28 T > 2.262 T \rightarrow C.I.$$

✓ ACERO DE TEMPERATURA:

El acero de temperatura para la losa aligerada siempre se pone el acero mínimo de acuerdo con la ecuación siguiente.

$$A_{sM} = 0.0018bh \dots (e \quad 46)$$

Entonces verificamos por cada 1m como base.

$$A_{sM} = 0.0018 * 100 * 5$$

$$A_{sM} = 0.9 c^2$$

Tomando el acero de Ø1/4 tenemos la separación.

$$S = \frac{0.32}{0.9} \rightarrow S = 35 c$$

Entonces acero de temperatura será Ø1/4@0.35

(e) DISEÑO DE MUROS DE CORTE (PLACAS)

Los muros estructurales de concreto armado también conocidos como placas son ampliamente utilizados en el diseño de edificios sismorresistentes convencionales, ya que proporcionan una rigidez efectiva por tener una longitud mucho mayor que de las columnas.

✓ FUERZAS DE DISEÑO:

Los muros de corte deben ser diseñados para la acción simultanea de la cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis. (12).

✓ ESPESORES MINIMOS:

El espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor del 1/25 de la altura entre elementos que se proporcionan apoyo lateral ni menor de 150mm, salvo para los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada, para los cuales el espesor mínimo del alma no deberá ser menor del 100mm.

La longitud horizontal del muro considerada como efectiva para cada carga concentrada no debe exceder la distancia centro a centro entre las cargas ni del ancho del apoyo más dos veces el espesor del muro a cada lado, a no ser que se demuestre mediante un análisis detallado la contribución de una longitud mayor.

✓ REFUERZO VERTICAL Y HORIZONTAL:

De acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificaciones E 060 deberán de ser;

La cuantía horizontal será.

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_c f_y} \quad \dots (e) \quad 47)$$

Donde:

V_s : Cortante que asume el acero.

A_c : Área bruta de la placa.

La cuantía de refuerzo horizontal para cortante no debe de ser menor que 0.0025 y su espaciamiento no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 400mm.

La cuantía de refuerzo vertical.

No deberá de ser menor que la expresión siguiente.

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (e \quad 48)$$

Pero no necesita ser mayor que la cuantía horizontal requerida.

Donde:

H_m : Altura total del muro de corte.

L_m : Longitud total del muro de corte.

El espaciamiento del refuerzo vertical no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 400mm.

En el muro debe emplearse dos capas de refuerzo cuando:

- ✓ El espesor del muro sea mayor o igual del 200mm.
- ✓ Cuando la fuerza cortante exceda de: $V_u > 0.17 A_c \sqrt{f'_c}$

El refuerzo vertical distribuido no necesita confinamiento por estribos a menos que su cuantía exceda de 0.001.

✓ RESISTENCIA AL CORTANTE:

De acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificaciones E 060, La resistencia V_n en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que.

$$V_n \leq 0.83 \sqrt{f'_c} A_c \quad \dots (e \quad 49)$$

La contribución del concreto no debe exceder de.

$$V_c \leq A_c (a_c \sqrt{f'_c}) \quad \dots (e \quad 50)$$

Para a_c :

$$\frac{H_m}{L_m} \leq 1.50 \rightarrow a_c = 0.80$$

$$\frac{H_m}{L_m} \geq 2.00 \rightarrow a_c = 0.53$$

Los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si H_m/L_m no excede de 2.00 la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la cuantía de refuerzo horizontal.

✓ DISEÑO DE MURO DE CORTE X2 (D-D; 5-5):

Para el diseño de este muro de corte importamos las fuerzas de diseño desde el software ETABS 2016, ya que con la cual se realizó el análisis estructural del sistema.

Tabla 88: propiedades mecánicas para diseño de muro de corte.

Lm (m)	1.20
Em (m)	0.25
Pu (Ton)	128.83
Mu (Ton - m)	105.79
Vu (Ton)	27.41
F'c (Kg/cm ²)	280
Fy (Kg/cm ²)	4,200

Fuente: Elaboración Propia.

Con estos datos empezamos a diseñar el muro a corte.

Procedemos a verificar si el muro necesita elementos de confinamiento en los bordes.

$$\sigma_{cc} \pm \frac{M}{A} = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} \dots (e, \quad 51)$$

Como también este esfuerzo de compresión máxima debe ser menor que.

$$\sigma_{cc} \pm \frac{M}{A} < 0.20 f'c$$

Entonces se procede a verificar.

$$\sigma_{cc \ M} = \frac{128.83 * 10^3}{120 * 25} \pm \frac{105.79 * 10^3 * 17.5}{\frac{25 * 120^3}{12}}$$

$$\sigma_{cc \ M} = 43.46 \text{ K /c}^2$$

Luego procedemos a comparar con la condición dada.

$$\sigma_{cc \ M} = 43.46 \frac{\text{K}}{\text{c}^2} < \sigma_{cc \ A_c} = 0.20 * 280 = 56 \text{ K /c}^2$$

Entonces llegamos a la conclusión de que tal muro no necesita elementos de borde como confinamiento.

✓ Diseño por corte:

Teniendo la cortante ultima desde el análisis estructural con el software que es $V_u = 27.41 \text{ Ton}$.

Resistencia al corte de concreto de acuerdo con la ecuación 50.

$$V_c \leq 120 * 25 * (0.53\sqrt{280})$$

$$V_c \leq 26.61 \text{ T}$$

Como se ve el concreto solo no resiste la cortante es necesario la incorporación del acero de refuerzo.

$$V_s = \frac{27.41}{0.85} - 26.61 \rightarrow V_s = 5.64 \text{ T}$$

Con la cual verificaremos la cuantía del refuerzo horizontal de acuerdo con la ecuación 47.

$$\rho_h = \frac{5.64 * 1000}{120 * 25 * 280} \rightarrow \rho_h = 0.0067$$

Luego.

$$A_{sh} = 0.0067 * 25 * 100 \rightarrow A_{sh} = 16.75 \text{ c}^2$$

Luego considerando acero de $\emptyset 1/2''$ tendremos una separación de.

$$S = \frac{2 * 1.27}{16.75} \rightarrow S = 15 \text{ c}$$

Se usará $\emptyset 1/2 @ 0.15$ en cada cara.

Calculamos la cuantía del refuerzo vertical de acuerdo con la ecuación 48.

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{14}{1.2} \right) (0.0067 - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.017$$

entonces el área de acero vertical será.

$$A_s = 0.017 * 25 * 100 \rightarrow A_s = 42.5 \text{ cm}^2$$

Luego considerando acero de $\emptyset 5/8$ " tendremos una separación de.

$$S = \frac{2 * 1.98}{42.5} \rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

Se usará $\emptyset 5/8$ " @ 0.10 en cada cara.

(f) DISEÑO DE ZAPATAS:

Las zapatas son elementos estructurales cuya principal función es la de transmitir las cargas de las columnas y muros que soportan al terreno de fundación. El esfuerzo que resiste las columnas y muros puede llegar a cientos de toneladas por metro cuadrado, y el suelo no sería capaz de resistir este esfuerzo por que su capacidad es de solo algunas toneladas por metro cuadrado por lo que es necesario la distribución de estas cargas en una mayor área, también es necesario que proporcione resistencia al deslizamiento y volteo (12).

✓ DETERMINACION DE LA PRESION NETA DEL SUELO:

Una zapata del tipo que sea soporta diferentes cargas como: su peso propio, la sobrecarga, peso que transmite la columna o muro de corte, peso del suelo que actúa sobre la cara de la zapata y su capacidad portante neta debe ser determinada según la siguiente ecuación.

$$\sigma_s = \sigma_s - \gamma_s h_s - \gamma_c h_c - s/c \quad \dots (e) \quad 52)$$

Donde:

σ_s : esfuerzo que soporta el suelo.

γ_s : peso específico del suelo.

h_s : altura del suelo de relleno.

γ_c : peso específico del concreto.

h_c : altura del concreto (zapata estimada inicialmente)

s/c : sobrecarga que actúa sobre la cimentación.

También el área de la zapata se determina de acuerdo con la siguiente ecuación.

$$A_z = \frac{P_s}{\sigma_n} \quad \dots (e \quad 53)$$

✓ RESISTENCIA DEL CONCRETO AL PUNZONAMIENTO:

La resistencia del concreto debido al punzonamiento está dada según la ecuación.

$$V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'c} b \leq 1.06 \sqrt{f'c} b_0 d \quad \dots (e \quad 54)$$

Donde:

$$\beta_c = \frac{t}{b} \rightarrow t > b$$

Si $\beta_c \leq 2$

$$V_c = 1.06 \sqrt{f'c} b_0 d \quad \dots (e \quad 55)$$

Donde:

$$b_0 = 2(m + n)$$

Entonces con las recomendaciones antes mencionadas procedemos a diseñar la zapata que se ubica en los ejes 6-6; B-B.

Del análisis estructural de la columna obtenemos las propiedades mecánicas para el diseño de la zapata.

Tabla 89: propiedades mecánicas para diseño de zapata.

t (m) (columna)	0.65
b (m) (columna)	0.30
Ps (Ton)	91.48

Pu (Ton)	135.35
F'c (Kg/cm ²)	210
Fy (Kg/cm ²)	4,200
Fondo de cimentación (m)	-1.70
σ_s (ton/m ²)	18.90
S/C (ton/m ²)	300

Fuente: Elaboración Propia.

✓ Dimensionamiento en planta.

Como todavía no se conoce el peralte y/o altura de la zapata utilizaremos la siguiente ecuación para hallar el esfuerzo neto del suelo.

$$\sigma_n = \sigma_t - \left[\left(\frac{\gamma_s + \gamma_c}{2} \right) D_f + S/C \right] \quad \dots (e \quad 56)$$

$$\sigma_n = 18.9 - \left[\left(\frac{1.8 + 2.4}{2} \right) 1.7 + 0.3 \right]$$

$$\sigma_n = 15.03 \text{ T /m}^2$$

Luego el área de zapata será de acuerdo con la ecuación 53.

$$A_z = \frac{91.48}{15.03} \rightarrow A_z = 6.09 \text{ m}^2$$

Calculamos los lados de la zapata.

$$L_z = \sqrt{A_z} + \left(\frac{t - b}{2} \right) \quad B_z = \sqrt{A_z} - \left(\frac{t - b}{2} \right)$$

$$L_z = \sqrt{6.09} + \left(\frac{0.65 - 0.3}{2} \right) \rightarrow L_z = 2.65 \text{ m}$$

$$B_z = \sqrt{6.09} - \left(\frac{0.65 - 0.3}{2} \right) \rightarrow B_z = 2.30 \text{ m}$$

Verificamos si el área de la zapata es mayor que del encontrado anteriormente.

$$A_z = 2.65 * 2.30 \rightarrow A_z = 6.095 \text{ m}^2 > A_z = 6.090 \text{ m}^2 \text{ Cl}$$

Hallamos la presión última que ejerce la zapata hacia el suelo.

$$q_u = \frac{P_u}{A_z} \rightarrow q_u = \frac{135.35}{6.095} \rightarrow q_u = 22.21 \text{ T /m}^2$$

✓ Dimensionamiento de peralte.

Para el dimensionamiento del peralte debe cumplirse lo siguiente.

$$V_u \leq \phi V_c$$

Donde:

V_u : cortante última por punzonamiento.

V_c : resistencia del concreto al punzonamiento.

Entonces tenemos tomando cortante última igual que cortante del concreto.

$$\begin{aligned} P_u - q_u(b + d)(t + d) &= 0.85 * 1.06\sqrt{f'_c} * b_0 * d \\ 135.35 - 22.21(0.30 + d)(0.65 + d) \\ &= 0.85 * 1.06\sqrt{210} * 10(1.9 + 4d) * d \end{aligned}$$

Nos sale una ecuación cuadrática del cual nos sale lo siguiente.

$$d_1 = 0.30m$$

$$d_2 = 0.80m$$

Como nos sale demasiado pequeño y grande tomaremos el promedio de estos

$$d_p = 0.55m$$

Entonces usamos para verificar al inmediato inferior restando 9cm de recubrimiento, asumiendo que.

$$h_z = 0.60m \rightarrow d = 0.51m$$

Verificamos peralte por corte.

$$V_u = q_u b (L_v - d)$$

$$V_u = 22.21 * 1(1 - 0.51) \rightarrow V_u = 10.88 T$$

$$V_c = 0.85 * 0.53\sqrt{210} * 10 * 1 * 0.51 \rightarrow V_u = 33.29 T$$

Entonces verificamos que la resistencia de concreto es mucho mayor que la cortante actuante.

Tomando

$$h_z = 0.50m \rightarrow d = 0.41m$$

$$V_u = 22.21 * 1(1 - 0.41) \rightarrow V_u = 13.10 T$$

$$V_c = 0.85 * 0.53\sqrt{210} * 10 * 1 * 0.41 \rightarrow V_u = 26.77 T$$

Luego verificamos que este resultado si es algo más conservador del diseño y nos quedaremos con una zapata de $h_z = 0.50m$.

✓ Diseño de acero por flexión:

Hallamos el momento máximo de diseño.

$$M_{uM} = q_u * \frac{L_v^2}{2} * b$$

$$M_{uM} = 22.21 * \frac{1^2}{2} * 1$$

$$M_{uM} = 11.11 T - m$$

Realizaremos las iteraciones correspondientes usando las ecuaciones 32 y 33 respectivamente.

Tabla 90: iteraciones de acero para la zapata.

ITERACIONES	LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
	As	a	As	a
1RA ITERACION	7.97	1.87	7.97	1.87
2DA ITERACION	7.34	1.73	7.34	1.73
3RA ITERACION	7.32	1.72	7.32	1.72
4TA ITERACION	7.32	1.72	7.32	1.72

Fuente: Elaboración Propia.

Pero previamente verificamos el acero mínimo, lo cual está dado por.

$$A_{sM} = 0.0018 * b * h \dots (e) \quad 57)$$

$$A_{sM} = 0.0018 * 100 * 50 \rightarrow A_{sM} = 9.00 c^2$$

Entonces como el área del acero mínimo es mayor que el estimado se colocara el acero mínimo, tomando Ø3/4" tendremos la separación.

$$S = \frac{2.85}{9.00} \rightarrow S = 30 c p a d$$

Luego la presentación final será de.

Ø3/4"@0.30 A.D.

NOTA: Todos estos diseños se presentan a manera de ejemplo ya que en los planos están reflejados las configuraciones producto de los diseños siguiendo el mismo procedimiento que se ha realizado.

4.1.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA APORTICADO CON AISLADORES SISMICOS EN LA BASE:

4.1.4.1. NORMAS EMPLEADAS:

Se toma como marco legal y base fundamental para realizar el diseño estructural del sistema a porticado con aplicación de aisladores sísmicos en la base para la presente tesis son las normas que menciono a continuación:

Cuadro 7: Normativas utilizadas para el diseño del sistema aislada.

DESCRIPCION		DOCUMENTO QUE LO APRUEBA	OBJETIVOS Y FILOSOFIA DE DISEÑO
RNE	E 020	D.S. N° 010-2009-VIVIENDA	<ul style="list-style-type: none"> Asignar cargas a los ambientes según el uso específico
	E 030	D.S. N° 033-2016-VIVIENDA	<ul style="list-style-type: none"> Evitar pérdida de vidas humanas. Asegurar la continuidad de servicios básicos. Minimizar los daños a la propiedad.
	E 050	D.S. N° 010-2009-VIVIENDA	<ul style="list-style-type: none"> Establecer los requisitos para el estudio de mecánica de suelo EMS con fines de cimentación de las estructuras en genera.
	E 060	D.S. N° 010-2009-VIVIENDA	<ul style="list-style-type: none"> Establecer los requisitos mínimos para el análisis de diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad. Para toda estructura de concreto armado.
NTS		R.M. N° 045-2015/MINSA del 27/01/2015	<ul style="list-style-type: none"> Establecer criterios técnicos mínimos de diseño y dimensionamiento de la infraestructura física de los establecimientos de salud de primer nivel de atención
ACI 318S-14			<ul style="list-style-type: none"> Establecer los requisitos mínimos de diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural y, donde sea aplicable, en estructuras diferentes de edificaciones.
ASCE 7-10			<ul style="list-style-type: none"> Diseño mínimo de cargas en edificaciones y otras estructuras, además en su capítulo 17 regula

		los requerimientos de diseño sísmico para estructuras aisladas.
UBC 97		<ul style="list-style-type: none"> Requerimientos de diseño estructural, además en su división IV regula sobre sistemas sísmicamente aisladas.

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES:

Las propiedades de los materiales usadas en la presente tesis para el diseño y verificación estructural del hospital de Lircay aplicando aisladores sísmicos serán de las siguientes características:

Cuadro 8: Propiedades de los materiales a usarse para el modelo aislado.

DENOMINACION	DESCRIPCION
CONCRETO ESTRUCTURAL	Resistencia a la compresión $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
	Módulo de poisson $\mu = 0.20$
	Módulo de elasticidad $E_c = 250,998.01 \text{ Kg/cm}^2$
	Peso específico $\gamma_m = 2400 \text{ Kg/m}^3$
	Módulo de corte $G_c = 105,279.72 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO ESTRUCTURAL	Límite de fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
	Módulo de elasticidad $E_s = 2,000,000 \text{ Kg/cm}^2$
AISLADOR SISMICO	Amortiguamiento = 15%
	Módulo de rigidez a cortante $G = 0.4 \text{ Mp}$
	Módulo de elasticidad volumétrica $E_v = 2000 \text{ Mp}$

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4.3. ESTRUCTURACION:

La estructura que diseñar al igual que el sistema dual contara de los elementos estructurales como losas en sus diferentes tipos, vigas principales y secundarias, columnas y la cimentación en general, con la única exclusión de los muros estructurales ya que, ellos ya no son necesarios cuando se aplica aisladores sísmicos en la base de la estructura.

Además de ello dicha estructura deberá de contar en lo posible con los siguientes criterios estructurales.

- ✓ **SIMETRÍA** la estructura aislada se diseñará de forma íntegra y general por lo que cuenta con asimetría ligera, pero ello nos servirá para realizar la comparación con respecto a las características post diseño torios de la estructura convencional.

- ✓ RESISTENCIA. - La resistencia ante movimientos sísmicos es proporcionada por los aisladores sísmicos y la resistencia ante cargas de gravedad es proporcionada por los elementos estructurales tales como: Columnas, Vigas, losas, pero también juega un papel muy importante el aislador sísmico ya que la rigidez vertical que tiene es muy elevada en comparación en la rigidez horizontal que ofrece.
- ✓ RIGIDEZ LATERAL. – en este caso la rigidez lateral de la estructura a nivel del piso cero donde se situará los aisladores sísmicos serán controlados colocando dichas unidades de aislación con una adecuada rigidez lateral dependiente del peso de la estructura.
- ✓ DIAFRAGMA RÍGIDO. - Los diafragmas rígidos están conformados por las losas aligeradas y losas macizas, las cuales permiten la idealización de la estructura como una unidad, es decir, las fuerzas laterales aplicadas en la edificación son distribuidas en los elementos estructurales verticales (columnas), de tal manera que su desplazamiento sea único en toda la superestructura.
- ✓ ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES. - Entre los principales elementos no estructurales que tendremos en nuestra estructura son: Los muros interiores, sólo servirán para separar los distintos ambientes que se encuentran en el área de la estructura y Los muros exteriores, tendrán como función principal establecer una barrera entre los ambientes exterior e interior

4.1.4.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

(a) LOSAS ALIGERADAS

La estructura a porticada con aisladores sísmicos en la base contara con losas aligeradas en una dirección en los paños que por criterio estructural ameritan construirse con losas aligeradas.

Para poder pre dimensionar la losa aligerada se tomó el criterio de luces más cortas y según el RNE - E 060 – 2009. Capítulo 9. También para tener una rigidez horizontal se tomó el criterio de uniformizar la losa aligerada en cada uno de los paños de cada piso.

Cuadro 9: Espesores o peraltes mínimos para pre-dimensionamiento de losas y vigas.

Elementos	ESPESORES O PERALTE MINIMO, H			
	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas o losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

En la tabla N° 91 presento el proceso de pre-dimensionamiento de las losas aligeradas de la estructura objeto del estudio en la presente tesis.

Tabla 91: Pre-dimensionamiento de losa aligerada.

LOSA ALIGERADA				
EJES	LUZ	Con un extremo continuo L/18.5	Con Ambos extremos continuos L/21	En voladizo L/10
1 - 2	5.35	0.29		-
2 - 3	3.68		0.18	-
3 - 4	4.50		0.21	-
4 - 5	4.50		0.21	-
5 - 6	3.68		0.18	-
6 - 7	5.38		0.26	-
7 - 8	5.63		0.27	-
8 - 9	3.68		0.18	-
9 - 10	5.33		0.25	-
10 - 11	3.68		0.18	-
11 - 12	5.33		0.25	-
12 - 13	3.70	0.20		-

Fuente: Elaboración propia.

También de la tabla N° 91 se escoge el máximo espesor de la losa, lo cual es, 27cm. Pero por criterios estructurales y porque los ladrillos de techo ya tienen las dimensiones especificadas se procede a redondear al espesor de 30cm, el

cual será el espesor de la losa para realizar el análisis de la estructura propiamente especificada.

(b) LOSAS MACIZAS:

Se usarán losas macizas en paños donde exista aberturas considerables para garantizar a la estructura con la previsión del diafragma rígido, esto teniendo en cuenta solamente en la superestructura.

De acuerdo con lo explicado por el Phd Genner Villareal Castro y de acuerdo al RNE E 060, para el pre-dimensionamiento del espesor de losas macizas se usó la siguiente ecuación.

$$e = \frac{P_l \cdot L}{180} \dots (e_1 \quad 58)$$

Donde:

e : Espesor de la Losa Maciza.

de acuerdo con la ecuación 58 se realizó el pre-dimensionamiento de las losas macizas en los respectivos paños que ubicamos delimitando con los ejes de este y presento a continuación.

Tabla 92: Pre-dimensionamiento de losa maciza.

LOSA MACIZA

EJES	LUZ MAYOR (m)	PERIM. (m)	FACTOR DE DIVISION	PERALTE (m)
5 - 6	3.10	11.50	180.00	0.06
5 - 6	5.95	21.55	180.00	0.12
7 - 8	5.95	27.85	180.00	0.15

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla N° 92 obtenemos el espesor de la losa maciza, que será de 15cm.

(c) VIGAS PRINCIPALES:

Son elementos estructurales horizontales que reciben la carga entregada por las losas aligeradas y los transmite a las columnas, motivo por ello deberán de contar con una rigidez adecuada ya que dichos elementos estructurales trabajan a flexión en su gran mayoría con una pequeña participación de corte.

El pre-dimensionamiento de las vigas principales para el sistema a porticado con aisladores sísmicos en la base se efectúa siguiendo el mismo procedimiento que para el sistema dual, explicado en su respectivo acápite, y por ello también se usó las ecuaciones 04 y 05, también se usó la misma tabla N° 08 para obtener el factor de pre-dimensionamiento para vigas principales, de acuerdo a lo explicado presento el cuadro de pre dimensionamiento de las vigas principales.

Tabla 93: Pre-dimensionamiento de vigas principales.

VIGAS PRINCIPALES					
EJES	LUZ	α	H (m)	B (m)	b (m)
A - B	6.35	10.00	0.64	5.50	0.28
C - D	6.65	10.00	0.67	5.50	0.28
F - G	6.20	10.00	0.62	5.50	0.28

Fuente: Elaboración propia.

Al igual que para el sistema dual Usando la ecuación 07 se obtiene las dimensiones corregidas por la igualdad de rigideces de las vigas peraltadas de cada bloque a continuación de muestra.

Tabla 94: Dimensiones corregidas de vigas principales.

VIGAS PRINCIPALES			
EJES	H(m) corregida	b(m) asumida a usar	H(m) redondeada a usar
A - B	0.62	0.30	0.65
C - D	0.65	0.30	0.65
F - G	0.60	0.30	0.65

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, las dimensiones encontradas para usar en la estructura a porticado con aisladores sísmicos en la base son:

Tabla 95: Dimensiones adoptadas de vigas principales.

VIGAS PRINCIPALES		
DESCRIPCION	H (m)	b (m)
VP	0.65	0.30

Fuente: Elaboración propia.

(d) VIGAS SECUNDARIAS:

Son vigas que sirven de amarre y/o confinamiento a los pórticos o elementos principales no soporta ningún peso estructural salvo que su peso propio y acabados que se sitúa sobre la viga, y se pre dimensiona con el uso de la ecuación 09.

Tabla 96: Pre-dimensionamiento de vigas secundarias.

VIGAS SECUNDARIAS					
EJES	LUZ	α	H (m)	B (m)	b (m)
1 - 2	5.35	14.00	0.38	-	0.25
2 - 3	3.68	14.00	0.26	-	0.25
3 - 4	4.50	14.00	0.32	-	0.25
4 - 5	4.50	14.00	0.32	-	0.25
5 - 6	3.68	14.00	0.26	-	0.25
6 - 7	5.38	14.00	0.38	-	0.25
7 - 8	5.63	14.00	0.40	-	0.25
8 - 9	3.68	14.00	0.26	-	0.25
9 - 10	5.33	14.00	0.38	-	0.25
10 - 11	3.68	14.00	0.26	-	0.25
11 - 12	5.33	14.00	0.38	-	0.25
12 - 13	3.70	14.00	0.26	-	0.25
12 - 13	3.70	14.00	0.26	-	0.25

Fuente: Elaboración propia.

Al igual que las vigas principales se realiza la corrección de dimensiones de las vigas secundarias usando la ecuación 07 igualdades de rigideces.

Tabla 97: Dimensiones corregidas de vigas secundarias.

VIGAS SECUNDARIAS			
EJES	H(m) corregida	b(m) asumida a usar	H(m) redondeada a usar
1 - 2	0.38	0.25	0.40
2 - 3	0.26	0.25	0.30
3 - 4	0.32	0.25	0.35
4 - 5	0.32	0.25	0.35
5 - 6	0.26	0.25	0.30
6 - 7	0.38	0.25	0.40
7 - 8	0.40	0.25	0.40

8 - 9	0.26	0.25	0.30
9 - 10	0.38	0.25	0.40
10 - 11	0.26	0.25	0.30
11 - 12	0.38	0.25	0.40
12 - 13	0.26	0.25	0.30
12 - 13	0.26	0.25	0.30

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, las dimensiones encontradas de vigas secundarias para usar en la estructura a porticado con aisladores sísmicos en la base son:

Tabla 98: Dimensiones adoptadas de vigas secundarias.

VIGAS SECUNDARIAS

DESCRIPCION	H (m)	b (m)
VS	0.40	0.25

Fuente: Elaboración propia.

(e) VIGAS CHATAS:

El pre-dimensionamiento de una viga chata se realiza al igual que una viga en común y corriente, solamente con la diferencia de que la viga chata tendrá la misma altura de la losa contigua y además se usando la ecuación 10.

Tabla 99: Pre-dimensionamiento de vigas chatas.

VIGAS CHATAS

EJES	LUZ	α	b (m)	B (m)	H (m)
5,6; E, F	3.38	12.00	0.28	-	0.30
6,7; E, F	5.08	12.00	0.42	-	0.30
7,8; E, F	3.55	12.00	0.30	-	0.20
7,8; E, F	5.38	12.00	0.45	-	0.30

Fuente: Elaboración propia.

Realizamos la corrección de las dimensiones de sección transversal de las vigas chatas utilizando la fórmula de la igualdad de rigideces según la ecuación 07, en este caso lo que se asume es la altura de la viga siendo esta al igual que la losa contigua y se calcula la base de esta.

Tabla 100: Dimensiones corregidas de vigas chatas.

VIGAS CHATAS			
EJES	b(m) corregida	H(m) asumida a usar	b(m) redondeada a usar
5,6; E, F	0.28	0.30	0.30
6,7; E, F	0.42	0.30	0.40
7,8; E, F	0.30	0.20	0.30
7,8; E, F	0.45	0.30	0.45

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, las dimensiones encontradas de las vigas chatas son:

Tabla 101: Dimensiones adoptadas de vigas chatas.

VIGAS CHATAS		
DESCRIPCION	b (m)	H (m)
VCH	0.30	0.30
VCH	0.40	0.30
VCH	0.30	0.20
VCH	0.45	0.30

Fuente: Elaboración propia.

(f) COLUMNAS:

Las columnas son elementos estructurales de gran importancia, ya que tales elementos son los encargados de recibir las cargas verticales provenientes de losas, viguetas, vigas principales, vigas secundarias y los acabados por cada piso, si la ubicación de estos se encuentra en los pisos inferiores también deberá soportar la carga acumulada de los elementos estructurales y de los acabados.

Para el pre-dimensionamiento de las columnas se utiliza las ecuaciones N° 11, 12 y 13, también se usa la Tabla N° 102, pero dependiendo de la ubicación de estas, si es columna central, columna excéntrica y columna esquinada.

Tabla 102: Pre-dimensionamiento de columnas.

Ident.	Condición	P servicio (kg)	Área de la Columna (cm ²)	Lado (cm)	B (cm) Asum.	D (cm) corr.	Área de la Columna final (cm ²)	Verif.
A - 1	ESQUINADA	55,476.00	566.08	23.79	25.00	25.00	625.00	ok
A - 2	EXCENTRICA	88,764.00	905.76	30.10	35.00	35.00	1,225.00	ok
A - 3	EXCENTRICA	80,628.00	822.73	28.68	30.00	30.00	900.00	ok

A - 4	EXCENTRICA	88,764.00	905.76	30.10	35.00	35.00	1,225.00	ok
A - 5	EXCENTRICA	80,628.00	822.73	28.68	30.00	30.00	900.00	ok
A - 6	EXCENTRICA	89,256.00	910.78	30.18	35.00	30.00	1,050.00	ok
A - 7	EXCENTRICA	108,486.00	1,107.00	33.27	35.00	35.00	1,225.00	ok
A - 8	EXCENTRICA	91,722.00	935.94	30.59	35.00	35.00	1,225.00	ok
A - 9	EXCENTRICA	88,764.00	905.76	30.10	35.00	35.00	1,225.00	ok
A - 10	EXCENTRICA	88,764.00	905.76	30.10	35.00	35.00	1,225.00	ok
A - 11	EXCENTRICA	88,764.00	905.76	30.10	35.00	35.00	1,225.00	ok
A - 12	EXCENTRICA	88,764.00	905.76	30.10	35.00	35.00	1,225.00	ok
A - 13	ESQUINADA	39,204.00	400.04	20.00	25.00	25.00	625.00	ok
B - 1	EXCENTRICA	76,146.00	777.00	27.87	30.00	30.00	900.00	ok
B - 2	CENTRADA	121,836.00	966.95	31.10	35.00	35.00	1,225.00	ok
B - 3	CENTRADA	110,670.00	878.33	29.64	30.00	30.00	900.00	ok
B - 4	CENTRADA	121,836.00	966.95	31.10	35.00	35.00	1,225.00	ok
B - 5	CENTRADA	110,670.00	878.33	29.64	30.00	30.00	900.00	ok
B - 6	CENTRADA	122,514.00	972.33	31.18	35.00	35.00	1,225.00	ok
B - 7	CENTRADA	148,914.00	1,181.86	34.38	35.00	35.00	1,225.00	ok
B - 8	CENTRADA	125,898.00	999.19	31.61	35.00	35.00	1,225.00	ok
B - 9	CENTRADA	121,836.00	966.95	31.10	35.00	35.00	1,225.00	ok
B - 10	CENTRADA	121,836.00	966.95	31.10	35.00	35.00	1,225.00	ok
B - 11	CENTRADA	121,836.00	966.95	31.10	35.00	35.00	1,225.00	ok
B - 12	CENTRADA	121,836.00	966.95	31.10	35.00	35.00	1,225.00	ok
B - 13	EXCENTRICA	53,814.00	549.12	23.43	35.00	35.00	1,225.00	ok
C - 1	EXCENTRICA	78,678.00	802.84	28.33	30.00	30.00	900.00	ok
C - 2	CENTRADA	125,886.00	999.10	31.61	35.00	35.00	1,225.00	ok
C - 3	CENTRADA	114,348.00	907.52	30.13	35.00	35.00	1,225.00	ok
C - 4	CENTRADA	125,886.00	999.10	31.61	35.00	35.00	1,225.00	ok
C - 5	CENTRADA	114,348.00	907.52	30.13	35.00	35.00	1,225.00	ok
C - 6	CENTRADA	126,588.00	1,004.67	31.70	35.00	35.00	1,225.00	ok
C - 7	CENTRADA	153,864.00	1,221.14	34.94	35.00	35.00	1,225.00	ok
C - 8	CENTRADA	130,086.00	1,032.43	32.13	35.00	35.00	1,225.00	ok
C - 9	CENTRADA	125,886.00	999.10	31.61	35.00	35.00	1,225.00	ok
C - 10	CENTRADA	125,886.00	999.10	31.61	35.00	35.00	1,225.00	ok
C - 11	CENTRADA	125,886.00	999.10	31.61	35.00	35.00	1,225.00	ok
C - 12	CENTRADA	125,886.00	999.10	31.61	35.00	35.00	1,225.00	ok
C - 13	EXCENTRICA	55,602.00	567.37	23.82	25.00	25.00	625.00	ok
D - 1	ESQUINADA	58,008.00	591.92	24.33	25.00	25.00	625.00	ok
D - 2	EXCENTRICA	92,814.00	947.08	30.77	35.00	35.00	1,225.00	ok
D - 3	EXCENTRICA	84,306.00	860.27	29.33	30.00	30.00	900.00	ok
D - 4	EXCENTRICA	92,814.00	947.08	30.77	35.00	35.00	1,225.00	ok
D - 5	EXCENTRICA	102,492.00	1,045.84	32.34	35.00	35.00	1,225.00	ok
D - 6	EXCENTRICA	128,100.00	1,307.14	36.15	40.00	40.00	1,600.00	ok
D - 7	EXCENTRICA	139,398.00	1,422.43	37.72	40.00	40.00	1,600.00	ok

D - 8	EXCENTRICA	95,904.00	978.61	31.28	35.00	35.00	1,225.00	ok
D - 9	EXCENTRICA	95,250.00	971.94	31.18	35.00	35.00	1,225.00	ok
D - 10	EXCENTRICA	92,814.00	947.08	30.77	35.00	35.00	1,225.00	ok
D - 11	EXCENTRICA	92,814.00	947.08	30.77	35.00	35.00	1,225.00	ok
D - 12	EXCENTRICA	92,814.00	947.08	30.77	35.00	35.00	1,225.00	ok
D - 13	ESQUINADA	40,992.00	418.29	20.45	25.00	25.00	625.00	ok
E - 4	ESQUINADA	46,530.00	474.80	21.79	25.00	25.00	625.00	ok
E - 5	EXCENTRICA	97,890.00	998.88	31.61	35.00	35.00	1,225.00	ok
E - 6	CENTRADA	99,690.00	791.19	28.13	30.00	30.00	900.00	ok
E - 7	EXCENTRICA	133,254.00	1,359.73	36.87	40.00	40.00	1,600.00	ok
E - 8	ESQUINADA	57,414.00	585.86	24.20	25.00	25.00	625.00	ok
F - 4	ESQUINADA	46,530.00	474.80	21.79	25.00	25.00	625.00	ok
F - 5	EXCENTRICA	101,316.00	1,033.84	32.15	35.00	35.00	1,225.00	ok
F - 6	CENTRADA	119,202.00	946.05	30.76	35.00	35.00	1,225.00	ok
F - 7	EXCENTRICA	138,144.00	1,409.63	37.55	40.00	40.00	1,600.00	ok
F - 8	ESQUINADA	57,414.00	585.86	24.20	25.00	25.00	625.00	ok
G - 5	ESQUINADA	24,894.00	254.02	15.94	25.00	25.00	625.00	ok
G - 6	EXCENTRICA	56,676.00	578.33	24.05	25.00	25.00	625.00	ok
G - 7	ESQUINADA	35,538.00	362.63	19.04	25.00	25.00	625.00	ok

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, las dimensiones asumidas de las columnas de acuerdo con la ubicación de esta son:

Tabla 103: Dimensiones encontradas de columnas.

TIPO	B (m)	D (m)	I col.
ESQUINERA	0.30	0.30	0.00068
EXCENTRICA	0.40	0.40	0.00213
CENTRAL	0.40	0.40	0.00213

Fuente: Elaboración propia.

Pero por motivos de rigidizar el diafragma estructural en la superestructura o sea por encima de los aisladores sísmicos se ha optado por columnas de la siguiente dimensión, además los cuales serán verificados en el análisis estructural mediante Software.

Tabla 104: Dimensiones adoptadas para columnas.

TIPO	B (m)	D (m)	I col.
ESQUINERA	0.45	0.45	0.00068
EXCENTRICA	0.45	0.45	0.00213
CENTRAL	0.60	0.60	0.00213

Fuente: Elaboración propia.

(g) LOSA MACIZA (PISO CERO):

La estructura por motivos que se le está aplicando aisladores sísmicos en la base, deberá de llevar obligatoriamente un piso por encima de la interfaz del sistema de aislamiento sísmico, ya que dicho piso servirá como diafragma rígido para que la estructura se comporte de una forma única y solida por encima del mencionado piso cero.

A razón de lo mencionado en el anterior párrafo, el piso cero deberá de llevar una losa maciza en toda el área del dicho piso, de esta manera para garantizar el desplazamiento uniforme del sistema estructural a partir del piso cero, y se pre dimensiona al igual que para cualquier entrepiso típico y usando la ecuación 24 y para la losa más desfavorable.

Tabla 105: Pre-dimensionamiento de losa maciza piso cero.

LOSA MACIZA				
EJES	LUZ MAYOR (m)	PERIM. (m)	FACTOR DE DIVISION	PERALTE (m)
3 - 4	5.35	23.50	180.00	0.13

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla N° 105, se obtiene un espesor de 13cm, pero por motivos de seguridad y uniformidad procedemos a tomar el espesor como 15cm, para toda la losa del piso cero.

(h) VIGAS TRANSVERSALES (PISO CERO):

Las vigas transversales tienen la misma dirección que las vigas principales y su pre-dimensionamiento también es igual, con la única diferencia de que tales vigas deberán de tener un ancho de base al igual que de la columna contigua mínima y también se usa las ecuaciones N° 04 y 05.

Tabla 106: Pre-dimensionamiento de vigas transversales piso cero.

VIGAS TRANSVERSALES					
EJES	LUZ	α	H (m)	b (m)	
A - B	6.35	10.00	0.64	2	0.32
C - D	6.65	10.00	0.67	2	0.33
F - G	6.20	10.00	0.62	2	0.31

Fuente: Elaboración propia.

Con el uso de la ecuación N° 07 procedemos a corregir las dimensiones de las mencionadas vigas transversales.

Tabla 107: Dimensiones corregidas vigas transversales.

VIGAS TRANSVERSALES

EJES	H(m) corregida	b(m) asumida a usar	H(m) redondeada a usar
A - B	0.61	0.35	0.65
C - D	0.65	0.35	0.65
F - G	0.60	0.35	0.60

Fuente: Elaboración propia.

por ultimo las dimensiones únicas de las vigas longitudinales serán de:

Tabla 108: Dimensiones asumidas vigas transversales.

VIGAS TRANSVERSALES

DESCRIPCION	H (m)	b (m)
VT	0.65	0.35

Fuente: Elaboración propia.

(i) VIGAS LONGITUDINALES (PISO CERO)

También se pre dimensiona al igual que las vigas transversales, por motivos de que estos deberán de cargar las losas macizas y por ende cada uno reciben un peso tributario de la losa maciza, también se usa las ecuaciones N° 04 y 05.

Tabla 109: Pre-dimensionamiento de vigas longitudinales piso cero.

VIGAS LONGITUDINALES

EJES	LUZ	α	H (m)	b (m)	
1 - 2	5.35	10.00	0.54	2.00	0.27
2 - 3	3.68	10.00	0.37	2.00	0.18
3 - 4	4.50	10.00	0.45	2.00	0.23
4 - 5	4.50	10.00	0.45	2.00	0.23
5 - 6	3.68	10.00	0.37	2.00	0.18
6 - 7	5.38	10.00	0.54	2.00	0.27
7 - 8	5.63	10.00	0.56	2.00	0.28
8 - 9	3.68	10.00	0.37	2.00	0.18
9 - 10	5.33	10.00	0.53	2.00	0.27
10 - 11	3.68	10.00	0.37	2.00	0.18

11 - 12	5.33	10.00	0.53	2.00	0.27
12 - 13	3.70	10.00	0.37	2.00	0.19
12 - 13	3.70	10.00	0.37	2.00	0.19

Fuente: Elaboración propia.

También con el uso de la ecuación N° 07 procedemos a corregir las dimensiones de las mencionadas vigas.

Tabla 110: Dimensiones corregidas de vigas longitudinales.

VIGAS LONGITUDINALES

EJES	H(m) corregida	b(m) asumida a usar	H(m) redondeada a usar
1 - 2	0.51	0.30	0.55
2 - 3	0.31	0.30	0.35
3 - 4	0.41	0.30	0.45
4 - 5	0.41	0.30	0.45
5 - 6	0.31	0.30	0.35
6 - 7	0.52	0.30	0.55
7 - 8	0.55	0.30	0.55
8 - 9	0.31	0.30	0.35
9 - 10	0.51	0.30	0.55
10 - 11	0.31	0.30	0.35
11 - 12	0.51	0.30	0.55
12 - 13	0.31	0.30	0.35
12 - 13	0.31	0.30	0.35

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, las dimensiones uniformes a usar serán:

Tabla 111: Dimensiones finales de vigas longitudinales.

VIGAS LONGITUDINALES

DESCRIPCION	H (m)	b (m)
VL	0.55	0.30

Fuente: Elaboración propia.

(j) CAPITELES (PISO CERO)

Los capiteles son también elementos estructurales que van situados en contacto directo con los aisladores sísmicos y por encima de estos últimos, los capiteles son los encargados de transmitir la carga proveniente de los

diferentes pesos de la superestructura a los aisladores sísmicos y su comportamiento será al igual que de una media cimentación.

Según la normativa ASCE 7-10 las dimensiones mínimas de los capiteles serán de 1mx1mX1m y asumimos igual.

Tabla 112: Pre-dimensionamiento de capiteles.

IDENT.	Condición	CANT.	Lado A (m)	Lado B (m)	Altura H (m)
PARA TODOS LOS CAPITELES	ESQUINADA	1.00	1.00	1.00	1.00
	EXCENTRICA	1.00	1.00	1.00	1.00
	CENTRADA	1.00	1.00	1.00	1.00

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS AISLADORES SISMICOS:

En este acápite procederemos a realizar el pre-dimensionamiento de los aisladores sísmicos para ello realizamos los cálculos previos como:

(a) CALCULO DE PERIODO DE RETORNO PARA LOS SISMOS

Para la obtención de este valor utilizaremos procedimientos estadísticos de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - p)^{\frac{1}{n}}} \quad \dots (e \quad 59)$$

Donde:

T : Periodo de retorno para un tiempo determinado.

p : Probabilidad de excedencia en un determinado tiempo.

n : Tiempo en Años.

✓ PERIODO DE RETORNO PARA EL SISMO DE DISEÑO:

Con el uso de la ecuación 59 se calcula el periodo de retorno para el sismo de diseño que tiene el 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

$$T = \frac{1}{1 - (1 - 0.1)^{\frac{1}{5}}} \rightarrow T = 475 \text{ Año}$$

✓ PERIODO DE RETORNO PARA EL SISMO MAXIMO POSIBLE:

También con el uso de la ecuación 59 se calcula el periodo de retorno para el sismo máximo posible que tiene el 10% de probabilidad de ser excedido en 100 años.

$$T = \frac{1}{1 - (1 - 0.1)^{\frac{1}{100}}} \rightarrow T = 949 \text{ Año}$$

(b) CALCULO DEL FACTOR DE ZONIFICACION SISMICA PARA UN SISMO MAXIMO POSIBLE:

Después de conocer el factor de zonificación esperada para el sismo de diseño (según la norma peruana E-030, para la zona 3 es 0.35g); se puede estimar la aceleración para el sismo máximo posible utilizando la siguiente expresión:

$$\frac{Z_2}{Z_1} = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k \quad \dots (e \quad 60)$$

Donde:

Z_2 : Factor de zonificación para el sismo máximo posible.

Z_1 : Factor de zonificación para el sismo de diseño.

T_2 : Periodo de retorno para el sismo máximo posible.

T_1 : Periodo de retorno para el sismo de diseño.

k : Factor probabilístico que depende de la zona.

De acuerdo con la ecuación 60 se calculó el factor de zonificación para el sismo máximo posible.

$$\frac{Z_2}{0.35g} = \left(\frac{949}{475}\right)^{0.4} \rightarrow Z_2 = 0.478g$$

(c) ESTIMACION DE LAS PARAMETROS DE LA ESTRUCTURA CON AISLADORES SISMICOS:

✓ PERIODO DE DISEÑO DE LA ESTRUCTURA:

El primer parámetro a tener en cuenta es el periodo de diseño de la estructura aislada, lo cual para la primera aproximación se podrá asumir como tres veces del periodo de la estructura empotrada.

$$T_M = 3 * T_{E_E} \dots \dots (e \quad 61)$$

Entonces verificando en el modelo estructural con el piso empotrado se obtiene el periodo máximo igual a 0.901 segundos, en el modo 1 dirección X-X, del bloque B, con ello y con el uso de la ecuación 61 calculamos la primera aproximación del periodo de la estructura aislada.

$$T_M = 3 * 0.901 \rightarrow T_M = 2.70 \text{ s}$$

Luego trabajaremos con el periodo igual a;

$$T_M = 2.70 \text{ s}$$

✓ AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO DE LA ESTRUCTURA:

El segundo parámetro a tener en cuenta es el amortiguamiento efectivo de la estructura B_{eff} , el cual se supone inicialmente 15% y deberá de ser verificado posteriormente.

Este procedimiento realizamos a partir de la Tabla N° 113, que presento a continuación como extracto de la fuente de la norma internacional ASCE 7-10.

Tabla 113: Factores de amortiguamiento efectivo.

E (p	D o c	B_D o B_M)a, b	B_D o B_M f
	Menor o igual a	2	0.8
		5	1.0
		10	1.2
		20	1.5
		30	1.7
		40	1.9
	Mayor o igual que	50	2.0

Fuente: ASCE 7-10.

Verificando la Tabla N° 113 no se encuentra el valor de amortiguamiento supuesto que es el 15% y realizando la interpolación lineal se obtiene que para un amortiguamiento de 15% se obtiene un factor de 1.35.

(d) CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL DE DISEÑO Y LA ACELERACIÓN ESPECTRAL MÁXIMA POSIBLE:

Para realizar el cálculo de la aceleración espectral de diseño y la aceleración espectral máxima se utilizan los factores especificados de acuerdo con la norma peruana E-030 y de acuerdo con la siguiente expresión.

$$A = Z * U * C * S \dots\dots (e) \quad 62)$$

Donde:

Z : Factor de zonificación para el sismo máximo posible.

U : Factor de uso e importancia.

S : Factor de tipo de suelo.

C : Factor de amplificación sísmica.

Donde también el factor de amplificación sísmica (C) está definido por los siguientes parámetros.

$$s ; T_M < T_P : \rightarrow C = 2.5$$

$$s ; T_P < T_M < T_L : \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T_M} \right)$$

$$s ; T_L < T_M : \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_P * T_L}{T_M^2} \right)$$

Entonces teniendo el valor de $T_M = 2.70 \text{ s}$ y los respectivos valores de $T_P = 0.4$ y $T_L = 2.5$ respectivamente calcularemos la (C) con la última expresión.

$$s ; T_L = 2.5 \leq T_M = 2.5 : \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{0.4 * 2.5}{2.7^2} \right)$$

luego

$$C = 0.34$$

Teniendo ya el valor del factor de amplificación sísmica procedemos a calcular la aceleración espectral máxima de acuerdo con la ecuación N° 62.

$$A = 0.478 * 1 * 0.34 * 1 \rightarrow A = 0.163g$$

(e) CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO MAXIMO:

De acuerdo con la expresión extraída de la norma ASCE 7-10 se calcula el desplazamiento máximo de la estructura.

$$D_M = \frac{g * Z * T_M}{4\pi^2 * B_M} \dots\dots (e) \quad 63)$$

Donde:

D_M : Desplazamiento máximo

g : Aceleración de la gravedad

Z : Aceleración espectral

T_M : Periodo de diseño

B_M : Factor de amortiguamiento

Entonces calculando con el uso de la ecuación 63 obtenemos el desplazamiento máximo de la estructura en el nivel del piso en donde se colocarán los aisladores sísmicos.

$$D_M = \frac{9.81 * 0.163 * 2.70}{4\pi^2 * 1.35} \rightarrow D_M = 0.081m \rightarrow D_M = 8.10c$$

(f) CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO TOTAL MAXIMO:

De acuerdo con la siguiente expresión se determina el desplazamiento total máximo de la estructura en el nivel del piso donde se colocará los aisladores sísmicos, considerando una excentricidad accidental de acuerdo con el RNE E030.

$$D_T = D_M \left(1 + y \frac{12e}{d^2 + b^2} \right) \dots \dots (e \quad 64)$$

Donde:

D_T : Desplazamiento total máximo

D_M : Desplazamiento máximo

y : Distancia del centro de masa proyectado al aislador más alejado.

e : Excentricidad accidental equivalente al 5% de mayor dimensión.

d : Mayor dimensión en planta.

b : Menor dimensión en planta.

Entonces los valores son:

$$y = 27.33 \text{ m}$$

$$e = 54.65 * 0.05 \rightarrow e = 2.73m$$

$$d = 54.65 \text{ m}$$

$$b = 29.40 \text{ m}$$

Con los datos mencionados obtenemos el desplazamiento total máximo de la estructura usando de antemano la ecuación 64.

$$D_T = 0.081 \left(1 + 27.33 * \frac{12 * 2.73}{54.65^2 + 29.40^2} \right)$$

$$D_T = 0.0998 \text{ m}$$

$$D_T = 10.00 \text{ cm}$$

(g) CALCULO DE LA ALTURA EFECTIVA DEL AISLADOR:

La altura efectiva del aislador se obtiene con el uso de la siguiente expresión:

$$H_i > \frac{D_T}{\gamma_S} \quad \dots \dots (e) \quad 65)$$

Donde:

H_i : Altura del aislador

D_T : Desplazamiento total máximo

γ_S : Factor que para deformación por corte es de 1.5 adimensional.

Con los mencionados y con el uso de la inecuación 65, datos la altura del aislador nos resulta de la siguiente manera.

$$H_i > \frac{0.10}{1.5} \rightarrow H_i > 0.066 \text{ m} \rightarrow H_i > 0.07 \text{ m}$$

Pero por motivos de la altura estándar con la que cuentan los proveedores de los dispositivos se procederá a usar una altura de 15 cm, ya que también ello facilitará la instalación en obra.

$$H_i = 0.15 \text{ m}$$

✓ RECALCULO DE DESPLAZAMIENTO TOTAL MAXIMO:

Después de haber asumido la altura inicial del aislador sísmico procedemos a recalcular el desplazamiento total máximo despejando dicha variable en la inecuación 65.

$$D_T < H_i * \gamma_S \rightarrow D_T < 0.15 * 1.50 \text{ m} \quad D_T < 0.225 \text{ m}$$

Entonces asumimos como del desplazamiento total máximo al límite de este resultado lo cual es 0.225m

$$D_{T_R} = 0.225m$$

Trabajaremos con ello ya que es un desplazamiento real calculado de una altura real del dispositivo sísmico.

✓ RECALCULO DE DESPLAZAMIENTO MAXIMO

Teniendo el desplazamiento total máximo real que sufrirá los dispositivos procedemos a recalcular el desplazamiento total de este, despejando de igual manera la variable en la ecuación 63, quedando de la siguiente manera.

$$D_M = \frac{D_T}{\left(1 + y \frac{12e}{d^2 + b^2}\right)}$$

$$D_M = \frac{0.225}{\left(1 + 27.33 * \frac{12 * 2.73}{54.65^2 + 29.40^2}\right)}$$

$$D_M = 0.183m$$

Siendo este último el valor real de desplazamiento para un dispositivo de 15 cm de altura inicial.

(h) CALCULO DE LAMINAS DE CAUCHO:

Como ya calculamos la altura efectiva del aislador y debido a que ello llevará láminas de caucho de 6mm de espesor cada uno procedemos a calcular el número de láminas de caucho que tendrá dicho aislador.

$$N_{L.C.} = \frac{H_i}{e_c} \dots \dots (e \quad 66)$$

$$N_{L.C.} = \frac{0.15}{0.006} \rightarrow N_{L.C.} = 25 \text{ la}$$

(i) CALCULO DEL AREA NETA Y/O EFECTIVA DEL AISLADOR:

Se procede a calcular el área neta del aislador de acuerdo con la siguiente expresión.

$$A \quad N = \frac{P_{U,M}}{\sigma_{M,P}} \dots \dots (e) \quad 67)$$

Donde:

$P_{U,M}$: Peso Ultimo Máximo aplicado al aislador.

$\sigma_{M,P}$: Esfuerzo máximo permisible del aislador que es 8Mp.

✓ DETERMINACION DEL PESO ULTIMO QUE RECIBE CADA AISLADOR:

El peso ultimo máximo que se aplica sobre el aislador es determinado de acuerdo con la siguiente combinación de cargas.

$$1.25W + 1.25W + C \dots \dots (e) \quad 68)$$

Del cual la carga de sismo (CS) se considera 0.25WD, quedando de la siguiente manera la combinación.

$$P_{U,M} = 1.50W + 1.25W$$

a manera de ejemplo presento el metrado de cargas para la columna esquinada A1, del cual es determinado la carga ultima máxima que recibe el aislador que se sitúa en dicha columna y el procedimiento es igual para todos los aisladores.

Tabla 114: Metrado de carga muerta por unidad de área.

COLUMNA A-1

CARGA MUERTA POR UNIDAD DE AREA

DESCRIPCION	N° PISOS	AREA (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Ton/m2)	PESO (Ton)
		LADO A (m)	LADO B (m)			
Peso del Acabado	4.00	2.81	3.29	-	0.10	3.70
Peso de Tabiquería Típica	3.00	2.81	3.29	-	0.15	4.16
Peso de Tabiquería de Ultimo Nivel	1.00	2.81	3.29	-	0.05	0.46
Peso de Nieve Eventual de Ultimo Nivel	1.00	2.81	3.29	-	0.05	0.46
Peso de Losas Aligeradas	4.00	2.51	3.04	-	0.42	12.83
Cómputo Total de Pesos					21.61 Ton.	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 115: Metrado de carga muerta por unidad de volumen.

CARGA MUERTA POR UNIDAD DE VOLUMEN

DESCRIPCION	CANTIDAD	SECCION (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Ton/m3)	PESO (Ton)
		LADO A (m)	LADO B (m)			
Peso de Vigas Peraltadas	4.00	0.30	0.65	2.51	2.40	4.70
Peso de Vigas Secundarias	4.00	0.25	0.40	2.99	2.40	2.87
Peso de Columnas	1.00	0.45	0.45	14.00	2.40	6.80
C��puto Total de Pesos					14.38 Ton.	

Tabla 116: Metrado de carga viva por unidad de  rea, P.T.

CARGA VIVA POR UNIDAD DE ÁREA (PISO TÍPICO)

DESCRIPCION	N� PISOS	AREA (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Ton/m2)	PESO (Ton)
		LADO A (m)	LADO B (m)			
Sobrecarga Actuante sobre las Losas Aligeradas	3.00	2.51	3.04	-	0.40	9.16
C��puto Total de Pesos					9.16 Ton.	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 117: Metrado de carga viva por unidad de  rea, U.N.

CARGA VIVA POR UNIDAD DE ÁREA (ÚLTIMO NIVEL)

DESCRIPCION	N� PISOS	AREA (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Ton/m2)	PESO (Ton)
		LADO A (m)	LADO B (m)			
Sobrecarga �ltimo Nivel	1.00	2.51	3.04	-	0.15	1.15
C��puto Total de Pesos					1.15 Ton.	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 118: Metrado de carga muerta por unidad de  rea, P.C.

CARGA MUERTA POR UNIDAD DE ÁREA (PISO CERO)

DESCRIPCION	N� PISOS	AREA (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Ton/m2)	PESO (Ton)
		LADO A (m)	LADO B (m)			
Peso del Acabado	1.00	2.81	3.29	-	0.10	0.92
Peso de Tabiquer��a T��pica	1.00	2.81	3.29	-	0.15	1.39
C��puto Total de Pesos					2.31 Ton.	

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 119: Metrado de carga muerta por unidad de volumen, P.C.

CARGA MUERTA POR UNIDAD DE VOLUMEN (PISO CERO)

DESCRIPCION	CANTIDAD	SECCION (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Ton/m3)	PESO (Ton)
		LADO A (m)	LADO B (m)			
Peso de Vigas Transversales	1.00	0.40	0.65	2.98	2.40	1.86
Peso de Vigas Longitudinales	1.00	0.30	0.55	4.90	2.40	1.94
Peso de Losa Maciza	1.00	2.51	3.04	0.15	2.40	2.75
Peso de Capiteles	1.00	1.00	1.00	1.00	2.40	2.40

C��puto Total de Pesos	8.95Ton.
------------------------	----------

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 120: Metrado de carga viva por unidad de  rea, P.C.

CARGA VIVA POR UNIDAD DE ÁREA (PISO CERO)

DESCRIPCION	N� PISOS	AREA (m2)		LONGITUD (m)	PESO (Ton/m2)	PESO (Ton)
		LADO A (m)	LADO B (m)			
Sobrecarga Actuante sobre la Losa	1.00	2.51	3.04	-	0.40	3.05
C��puto Total de Pesos					3.05 Ton.	

Fuente: Elaboración Propia.

De todo ello presento a continuación el resumen de pesos.

Tabla 121: Resumen de pesos de servicio para la columna A1.

DESCRIPCION	PESOS (Ton)
Carga Muerta Total	47.25
Carga Viva Total	13.36

Fuente: Elaboración Propia.

Entonces para el aislador ubicado en la esquina A1 tenemos la carga última aplicando la ecuación 68.

Tabla 122: Resumen de peso factorado para la columna A1.

FORMULA	PESO (Ton)
1.5*WD + 1.25WL	87.57

Fuente: Elaboración Propia.

El resumen de cargas últimas que son aplicados a los aisladores en cada una de su ubicación para toda la estructura en general, se presenta a continuación.

Tabla 123: Resumen general de pesos factorados.

EJES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
A	87.57	137.65	127.77	137.66	127.81	138.23	161.53	141.22	137.63	137.63	137.63	137.63	67.10
B	124.27	179.14	165.71	179.14	165.71	179.96	210.84	184.02	179.14	179.14	179.14	179.14	97.43
C	127.57	184.22	170.35	184.22	170.35	185.06	217.81	189.26	184.22	184.22	184.22	184.22	99.86
D	84.59	134.21	124.64	134.21	153.88	195.25	197.18	137.69	134.21	134.21	134.21	134.21	65.47
E				73.76	151.98	171.03	192.04	85.55					
F				71.96	156.65	190.45	202.33	89.11					
G					46.57	94.57	59.42						

Fuente: Elaboración Propia.

Desde la tabla N° 123, obtenemos el peso ultimo máximo que recibe cada aislador, teniendo tres tipos de aisladores.

Tabla 124: peso ultimo para cada aislador.

PESO ULTIMO MAXIMO TIPO 1	161.53 Ton.
PESO ULTIMO MAXIMO TIPO 2	89.11 Ton.
PESO ULTIMO MAXIMO TIPO 3	217.81 Ton.

Fuente: Elaboración Propia.

Entonces de la tabla N° 124, podemos verificar que tendremos tres tipos de aisladores y de los cuales procederemos a calcular su respectiva área neta usando la ecuación 67.

$$A_{N1} = \frac{161.53T}{815.49T/m^2} \rightarrow A_{N1} = 0.1981m^2$$

$$A_{N2} = \frac{89.11T}{815.49T/m^2} \rightarrow A_{N2} = 0.1093m^2$$

$$A_{N3} = \frac{217.81T}{815.49T/m^2} \rightarrow A_{N3} = 0.2671m^2$$

Entonces presento el cuadro de resumen de áreas netas de cada aislador sísmico.

Tabla 125: Áreas de cada aislador.

AREA NETA DEL ISO TIPO 1	0.1981m2
AREA NETA DEL ISO TIPO 2	0.1093m2
AREA NETA DEL ISO TIPO 3	0.2671m2

Fuente: Elaboración Propia.

(j) CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA:

Se estima como el 6% de la masa participativa que recibe cada aislador sísmico en su ubicación respectiva.

✓ DETERMINACION DE LA MASA PARTICIPATIVA EN CADA AISLADOR SISMICO:

La masa participativa se determina al igual que la carga ultima para nuestro caso es de acuerdo con el RNE E030 con una combinación según a la siguiente expresión.

$$1W + 0.5W (P) + 0.25W (U) \dots \dots (e_1 \dots \dots 69)$$

también se obtiene del metrado de cargas.

A continuación, presento el resumen del cuadro de cálculo de masas participativas para cada aislador sísmico y de acuerdo con la ecuación 36.

Tabla 126: Resumen general de masas participativas en cada columna.

EJES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
A	53.64	83.85	78.04	83.85	78.06	84.19	97.88	85.94	83.83	83.83	83.83	83.83	41.55
B	76.19	108.31	100.45	108.31	100.45	108.79	126.80	111.17	108.31	108.31	108.31	108.31	60.49
C	78.16	111.31	103.19	111.31	103.19	111.80	130.96	114.26	111.31	111.31	111.31	111.31	61.95
D	51.81	81.82	76.19	81.82	93.50	117.81	118.76	83.86	81.82	81.82	81.82	81.82	40.57
E				45.29	92.68	103.93	115.94	52.11					
F				44.09	95.49	114.93	122.35	54.49					
G					29.12	58.22	36.70						

Fuente: Elaboración Propia.

Desde la tabla N° 126, obtenemos la masa participativa que recibe cada aislador, teniendo tres tipos de aisladores.

Tabla 127: Masas participativas para cada aislador.

MASA PARTICIPATIVA TIPO 1	97.88 Ton.
MASA PARTICIPATIVA TIPO 2	54.49 Ton.
MASA PARTICIPATIVA TIPO 3	130.96 Ton.

Fuente: Elaboración Propia.

De la tabla N° 127, multiplicando por el 6% a cada masa participativa obtenemos la capacidad de carga para cada tipo del aislador.

Tabla 128: Capacidad de carga de cada aislador.

CAP. DE CARGA ISO TIPO 1	5.87 Ton.
CAP. DE CARGA ISO TIPO 2	3.27 Ton.
CAP. DE CARGA ISO TIPO 3	7.86 Ton.

Fuente: Elaboración Propia.

(k) CALCULO DEL DIAMETRO DE NUCLEO DE PLOMO:

El diámetro del núcleo de plomo del aislador se determina de acuerdo con la siguiente expresión.

$$D_P = \sqrt{\frac{4 * Q_D}{\pi * \sigma_Y}} \quad \dots \dots (e \quad 70)$$

Donde:

D_P : Diámetro del plomo.

Q_D : Masa participativa que recibe cada aislador.

σ_Y : Esfuerzo de fluencia de plomo, lo cual es 1020 ton/m².

Entonces el diámetro del plomo con el uso de la ecuación 70 y para cada tipo de aislador resulta ser.

$$D_{P_A1} = \sqrt{\frac{4 * 5.87}{\pi * 1020}} \rightarrow D_{P_A1} = 0.086m$$

$$D_{P_A2} = \sqrt{\frac{4 * 3.27}{\pi * 1020}} \rightarrow D_{P_A2} = 0.064m$$

$$D_{P_A3} = \sqrt{\frac{4 * 7.86}{\pi * 1020}} \rightarrow D_{P_A3} = 0.099m$$

Entonces presento el cuadro de resumen del diámetro de plomo de cada aislador sísmico.

Tabla 129: Núcleo de plomo de cada aislador.

DIAMETRO DE PLOMO DEL ISO TIPO 1	0.086m
DIAMETRO DE PLOMO DEL ISO TIPO 2	0.064m
DIAMETRO DE PLOMO DEL ISO TIPO 3	0.099m

Fuente: Elaboración Propia.

Como vemos tenemos diámetros del núcleo de plomo del aislador en decimales los cuales se procederá a ajustar a un diámetro estándar a continuación.

Tabla 130: Núcleo de plomo reajustado.

DIAMETRO DE PLOMO DEL ISO TIPO 1	10 cm
DIAMETRO DE PLOMO DEL ISO TIPO 2	8 cm
DIAMETRO DE PLOMO DEL ISO TIPO 3	13 cm

Fuente: Elaboración Propia.

Con diámetros de plomo asumidos y redondeados procedemos a recalculamos la capacidad de carga para cada tipo de aislador sísmico, con el uso de la siguiente expresión que es derivado de la ecuación 70.

$$Q_a = \frac{\pi * \sigma_y * D_P^2}{4} \quad \dots \dots (e \quad 71)$$

Entonces recalculando obtenemos una capacidad de carga para cada tipo del aislador sísmico.

$$Q_{a_{A1}} = \frac{\pi * 1020 * 0.10^2}{4} \rightarrow Q_{a_{A1}} = 8.01T \quad .$$

$$Q_{a_{A2}} = \frac{\pi * 1020 * 0.08^2}{4} \rightarrow Q_{a_{A2}} = 5.13T \quad .$$

$$Q_{a_{A3}} = \frac{\pi * 1020 * 0.13^2}{4} \rightarrow Q_{a_{A3}} = 13.54T \quad .$$

Entonces presentamos el cuadro resumen de nueva capacidad de carga que tienen cada uno de los aisladores sísmicos.

Tabla 131: Capacidad de carga corregido para cada aislador.

CAP. DE CARGA ISO TIPO 1	8.01 Ton.
CAP. DE CARGA ISO TIPO 2	5.13 Ton.
CAP. DE CARGA ISO TIPO 3	13.54 Ton.

Fuente: Elaboración Propia.

(I) CALCULO DEL DIAMETRO DE AISLADOR:

Procedemos a calcular el diámetro del aislador sísmico, ya que depende de ello se determinará la dimensión estándar según el catálogo DIS para cada Aislador, para ello usamos la expresión siguiente.

$$A \quad N = \frac{(D_i^2 - D_P^2) * \pi}{4} \quad \dots \dots (e \quad ac \quad 72)$$

Despejando el diámetro del aislador sísmico la ecuación 72 queda de la siguiente manera.

$$D_i = \sqrt{\frac{A \quad N * 4}{\pi} + D_P^2} \quad \dots \dots (e \quad 73)$$

Usando la ecuación 73 hallamos el posible diámetro del aislador sísmico, ya que el definitivo se asumirá del catálogo de DIS, pero siempre aproximado a lo hallado.

$$D_{i_A1} = \sqrt{\frac{0.1981 * 4}{\pi} + 0.10^2} \rightarrow D_{i_A1} = 0.51m$$

$$D_{i_A2} = \sqrt{\frac{0.1093 * 4}{\pi} + 0.08^2} \rightarrow D_{i_A2} = 0.38m$$

$$D_{i_A3} = \sqrt{\frac{0.2671 * 4}{\pi} + 0.13^2} \rightarrow D_{i_A3} = 0.60m$$

Entonces presentamos el cuadro de resumen del diámetro encontrado de cada aislador sísmico.

Tabla 132: Diámetros de cada aislador.

DIAMETRO DEL ISO TIPO 1	0.51m
DIAMETRO DEL ISO TIPO 2	0.38m
DIAMETRO DEL ISO TIPO 3	0.60m

Fuente: Elaboración Propia.

El diámetro final de cada aislador sísmico para realizar el diseño de la estructura tendremos que asumir del catálogo de DIS, aproximados al diámetro encontrado.

Tabla 133: Propiedades físicas y mecánicas para los aisladores DIS.

TAMAÑO DEL DISPOSITIVO				DIMENSIONES DE LA PLACA DE SOPORTE					
Diámetro Aislador D_t (m)	Altura Aislador H (m)	Número de capas de caucho N	Diámetro del plomo D_p (m)	L (mm)	t (mm)	Cantidad de orificios	Orificio ϕ (m)	A (mm)	B (mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75
750	230-455	8-30	0.230	800	32	8	33	65	75
800	230-510	8-33	0.230	850	32	8	33	65	75
850	230-535	8-35	0.255	900	38	12	33	65	95
900	255-560	9-37	0.255	955	38	12	33	65	95
950	255-585	10-40	0.280	1005	38	12	33	65	95

1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115

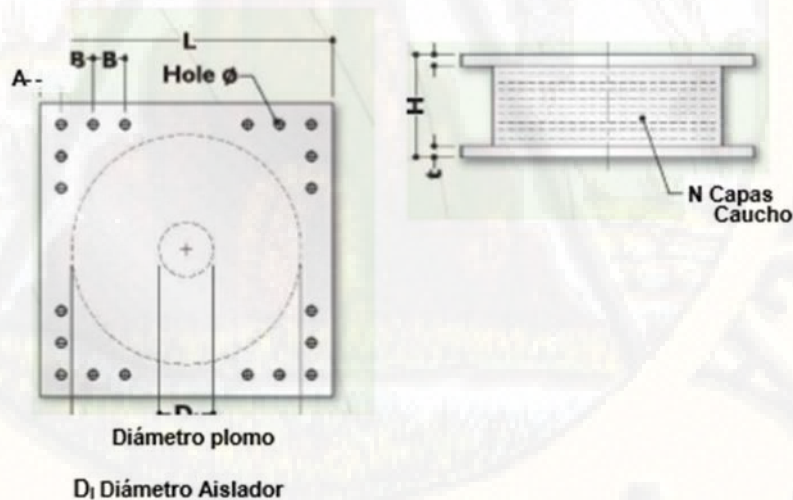
Fuente: DIS

Tabla 134: Propiedades de diseño de los aisladores DIS.

Diámetro Aislador D_I (m)	PROPIEDADES DE DISEÑO			Desplazamiento Máximo D_M (m)	Capacidad de Carga Axial P_M (K)
	Rigidez Producida K_d ($\frac{K}{m}$)	Resistencia Característica Q_d (K)	Rigidez a la Compresión K_V ($\frac{K}{m}$)		
305	0.2-0.9	0-65	>50	150	450
355	0.2-1.2	0-65	>100	150	700
405	0.3-1.6	0-110	>100	200	900
455	0.3-2.0	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-2.3	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-2.8	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-3.5	0-220	>700	410	2,700
700	0.5-4.2	0-220	>800	460	3,100
750	0.7-4.7	0-265	>900	460	3,600
800	0.7-5.3	0-265	>1,000	510	4,000
850	0.7-6.1	0-355	>1,200	560	4,900
900	0.7-6.1	0-355	>1,400	560	5,800
950	0.7-6.1	0-490	>1,800	610	6,700
1000	0.8-6.3	0-490	>1,900	660	7,600
1050	0.9-6.3	0-580	>2,100	710	8,500
1160	1.1-6.5	0-665	>2,800	760	13,800
1260	1.2-6.7	0-755	>3,700	810	20,500
1360	1.4-7.0	0-890	>5,100	860	27,600
1450	1.6-7.2	0-1,025	>5,300	910	33,400
1550	1.8-7.4	0-1,025	>6,500	910	40,000

Fuente: DIS

Figura 64: Dimensiones estándar de los aisladores DIS.



Fuente: DIS.

De la tabla N° 134, asumimos los nuevos diámetros comercial que ofrece el fabricante para cada tipo de aislador sísmico.

Tabla 135: Diámetros asumidos para cada aislador.

DIAMETRO DEL ISO TIPO 1	520mm
DIAMETRO DEL ISO TIPO 2	405mm
DIAMETRO DEL ISO TIPO 3	650mm

Fuente: Elaboración Propia.

También se deberá verificar que cada aislador cumpla con la siguiente condición dada.

$$\frac{D_i}{6} < D_P < \frac{D_i}{3}$$

$$P \quad A1 \rightarrow \frac{0.52}{6} < 0.10 < \frac{0.52}{3} \rightarrow 0.09 < 0.10 < 0.17 \\ \rightarrow C1$$

$$P \quad A2 \rightarrow \frac{0.41}{6} < 0.08 < \frac{0.41}{3} \rightarrow 0.07 < 0.08 < 0.14 \\ \rightarrow C1$$

$$P \quad A3 \rightarrow \frac{0.65}{6} < 0.13 < \frac{0.65}{3} \rightarrow 0.11 < 0.13 < 0.22 \\ \rightarrow C1$$

(m) CALCULO DE LA RIGIDEZ SECUNDARIA:

Esta rigidez secundaria es aportada por el caucho y lo calcularemos usando la siguiente expresión.

$$K_a = \frac{\pi * (D_i^2 - D_P^2) * G}{4 * H_i} \quad \dots \dots (e \quad 74)$$

Donde:

K_a : Rigidez secundaria.

D_i : Diámetro del Aislador

D_P : Diámetro del Plomo

H_i : Altura inicial del aislador

G : Modulo de corte del caucho equivalente a 54ton/m2

De acuerdo con los requerimientos antes mencionados y el uso de la ecuación 74 calcularemos la rigidez secundaria para cada tipo de aislador sísmico de la estructura.

$$K_{a_{A1}} = \frac{\pi * (0.52^2 - 0.1^2) * 54}{4 * 0.15} \rightarrow K_{a_{A1}} = 73.63T /m$$

$$K_{a_{A2}} = \frac{\pi * (0.405^2 - 0.08^2) * 54}{4 * 0.15} \rightarrow K_{a_{A2}} = 44.57T /m$$

$$K_{a_{A3}} = \frac{\pi * (0.65^2 - 0.13^2) * 54}{4 * 0.15} \rightarrow K_{a_{A3}} = 114.68T /m$$

el resumen de los resultados de la rigidez secundaria se presenta a continuación en el siguiente cuadro.

Tabla 136: Rigidez secundaria de cada aislador.

RIGIDEZ SECUNDARIA DEL ISO TIPO 1	73.63Ton/m
RIGIDEZ SECUNDARIA DEL ISO TIPO 2	44.57Ton/m
RIGIDEZ SECUNDARIA DEL ISO TIPO 3	114.68Ton/m

Fuente: Elaboración Propia.

(n) CALCULO DE LA RIGIDEZ EFECTIVA:

Obtendremos la rigidez efectiva a partir de la siguiente expresión:

$$K_e = \frac{Q_d}{D_T} + K_a \quad \dots \dots (e \quad 75)$$

Usando la ecuación 75 y los resultados obtenidos anteriormente de los datos el amortiguamiento efectivo para cada uno de los aisladores resulta:

$$K_{e_{A1}} = \frac{8.01}{0.225} + 73.63 \rightarrow K_{e_{A1}} = 109.23T /m$$

$$K_{e_{A2}} = \frac{5.13}{0.225} + 44.57 \rightarrow K_{e_{A2}} = 67.37T /m$$

$$K_{e_{A3}} = \frac{13.54}{0.225} + 114.68 \rightarrow K_{e_{A3}} = 174.86T /m$$

el resumen de los resultados de la rigidez efectiva se presenta a continuación.

Tabla 137: Rigidez efectiva de cada aislador.

RIGIDEZ EFECTIVA DEL ISO TIPO 1	109.23Ton/m
RIGIDEZ EFECTIVA DEL ISO TIPO 2	67.37Ton/m
RIGIDEZ EFECTIVA DEL ISO TIPO 3	174.86Ton/m

Fuente: Elaboración Propia.

(o) CALCULO DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO:

El amortiguamiento efectivo calcularemos de acuerdo con la siguiente expresión, el cual es un extracto de la normativa internacional FEMA.

$$\beta_e = \frac{4Q_a * \left(D_T - \frac{1.1Q_a}{10K_a} \right)}{2\pi * K_e * D_T^2} \dots \dots (e \quad 76)$$

Donde:

β_e : Amortiguamiento efectivo

Q_a : Capacidad de carga del aislador

D_T : Desplazamiento total máximo

K_a : Rigidez secundaria del aislador

K_e : Rigidez efectiva

Entonces teniendo todos los términos ya definidos calculamos el amortiguamiento efectivo usando la Ecuación 76 para cada uno de los aisladores sísmicos.

$$\beta_{e_A1} = \frac{4(8.01) * \left(0.225 - \frac{1.1(8.01)}{10(73.63)} \right)}{2\pi * 109.23 * 0.225^2} \rightarrow \beta_{e_A1} = 0.196$$

$$\beta_{e_A2} = \frac{4(5.13) * \left(0.225 - \frac{1.1(5.13)}{10(44.57)} \right)}{2\pi * 67.37 * 0.225^2} \rightarrow \beta_{e_A2} = 0.203$$

$$\beta_{e_A3} = \frac{4(13.54) * \left(0.225 - \frac{1.1(13.54)}{10(114.68)} \right)}{2\pi * 174.86 * 0.225^2} \rightarrow \beta_{e_A3} = 0.206$$

el resumen de los resultados del amortiguamiento efectivo se presenta a continuación.

Tabla 138: Amortiguamiento efectivo para cada tipo de aislador.

AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO DEL ISO TIPO 1	0.196
AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO DEL ISO TIPO 2	0.203
AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO DEL ISO TIPO 3	0.206

Fuente: Elaboración Propia.

De acuerdo con la tabla N° 138 el amortiguamiento efectivo de toda la estructura será el promedio de los tres tipos de aisladores sísmicos.

$$\beta_{e_G} = 0.202$$

(p) CALCULO DEL PERIODO DE DISEÑO:

El periodo de diseño que hemos supuesto anteriormente ya podremos calcular en este paso ya que contamos con los datos de diseño, calcularemos de acuerdo con la siguiente expresión:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_G * g}} \quad \dots \dots (e, \quad 77)$$

Donde:

T_M : Periodo de diseño

M : Masa total de toda la estructura según RNE E030

K_G : Rigidez global de todos los aisladores sísmicos de la estructura

g : Aceleración de la gravedad

✓ OBTENCION DE LA MASA TOTAL DE LA ESTRUCTURA:

Obtendremos la masa total de la estructura de acuerdo con el RNE E030, donde menciona en su Capítulo 4, Artículo 4.3 estimación de pesos; "en edificaciones de las categorías A y B se tomará el 50% de la carga viva y en las azoteas en general se tomará el 25% de la carga viva.

De acuerdo con el párrafo anterior y de acuerdo con la ecuación 69, obtenemos el peso de la estructura de acuerdo con el siguiente resultado.

$$M_E = 5,766.68 T \quad .$$

✓ OBTENCION DE LA RIGIDEZ GLOBAL DE TODOS LOS AISLADORES:

La rigidez global de todos los aisladores obtendremos, multiplicando la rigidez secundaria de cada aislador sísmico por el número de estos que lleva por cada tipo y de acuerdo en la siguiente expresión.

$$K_G = \sum_{i=1}^n (N_{U_i} \cdot s_i \cdot K_{d_i}) \quad \dots \dots (e_i) \quad (78)$$

Utilizando la ecuación 78 calculamos la rigidez global para toda la estructura en general.

$$K_G = 24 \cdot 73.63 + 10 \cdot 44.57 + 31 \cdot 114.68$$

$$K_G = 5,767.90 \text{ T/m}$$

Ya teniendo los valores de la masa total de la estructura y la rigidez global también de toda la estructura procedemos a calcular el periodo de diseño usando la ecuación 44.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{5,766.68}{5.767.90 \cdot 9.81}} \rightarrow T_M = 2.01 \text{ s}$$

(q) VERIFICACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS:

En este paso procederemos a verificar si los datos de diseño importantes como periodo de diseño supuesto y calculado como también el amortiguamiento efectivo supuesto y calculado convergen entre sí, si es así procedemos al diseño final del contrario procedemos a recalcular estos valores hasta la convergencia de estos.

$$\beta_{e_s} = 0.15 \neq \beta_{e_c} = 0.202$$

$$T_{M_s} = 2.70 \neq T_{M_c} = 2.01 \text{ s}$$

Entonces como se aprecia en la comparación de estos valores no convergen entre sí ósea no son iguales por lo tanto procederemos a recalcular los valores ya tomando como base estos nuevos valores.

Las iteraciones correspondientes de acuerdo con los cálculos anteriores y siguiendo los pasos de estos presentamos a continuación:

Tabla 139: Iteraciones para alcanzar las propiedades de cada aislador.

PARAMETRO	PRIMERA ITERACION			SEGUNDA ITERACION		
T_M	2.70			2.01		
β_e	0.15			0.202		
D_M	0.084			No es necesario		
D_T	0.10			No es necesario		
H_i	0.15			0.15		
D_{M_R}	0.183			0.183		
D_{TM_R}	0.225			0.225		
D_i	0.52	0.405	0.65	0.52	0.405	0.65
D_P	0.10	0.08	0.13	0.10	0.08	0.13
Q_d	8.01	5.13	13.54	8.01	5.13	13.54
K_a	73.63	44.57	114.68	73.63	44.57	114.68
K_e	109.23	67.37	174.86	109.23	67.37	174.86
$T_{M'}$	2.01			2.01		
β_e	0.196	0.203	0.206	0.196	0.203	0.206
	0.202			0.202		

Fuente: Elaboración Propia.

Entonces como se aprecia en la tabla N° 139, los resultados del periodo de diseño y amortiguamiento efectivo convergen entre sí, por lo tanto, presentamos los parámetros de diseño de los aisladores sísmicos.

Tabla 140: Parámetros de diseño encontrado para cada aislador.

PARAMETROS DE DISEÑO	VALORES DETERMINADOS			UNIDAD DE MEDIDA
	ISO 01	ISO 02	ISO 03	
D_i	0.520	0.405	0.650	m
D_P	0.10	0.08	0.13	m
K_a	73.63	44.57	114.68	Ton/m
K_e	109.23	67.37	174.86	Ton/m
β_e	19.6	20.3	20.6	%

Fuente: Elaboración Propia.

(r) CALCULO DE LA ALTURA TOTAL DEL AISLADOR:

Calcularemos la altura total del aislador incluyendo ya las láminas de acero, los cuales tendrán que intercalarse con las láminas de caucho, anteriormente calculamos la altura inicial del aislador solamente considerando las láminas de caucho, el cual nos daba un valor de 15 cm de altura con 25 láminas de caucho de 6mm de espesor de cada una, en esta oportunidad sumaremos la altura de

las láminas de acero los cuales son 24 láminas cada una con espesor de 3mm y nos dará la altura total de aislador para el diseño.

$$H_T = H_i + N_U \quad \dots \dots (e \quad 79)$$

Entonces usando la ecuación 79 obtenemos la altura total para los tres tipos de aisladores sísmicos.

$$H_T = 0.15 + 24 * 0.003 \rightarrow H_T = 0.222 \text{ m}$$

(s) CALCULO DE RIGIDEZ ELASTICA:

Realizamos el cálculo de la rigidez elástica usando la siguiente expresión:

$$K_e = 10 * K_d \quad \dots \dots (e \quad 80)$$

De acuerdo con la ecuación 80 determinas su rigidez elástica para cada tipo del aislador sísmicos de la estructura.

$$K_{e_A1} = 10 * 73.63 \rightarrow K_{e_A1} = 736.30 \text{ T /m}$$

$$K_{e_A2} = 10 * 44.57 \rightarrow K_{e_A2} = 445.70 \text{ T /m}$$

$$K_{e_A3} = 10 * 114.68 \rightarrow K_{e_A3} = 1,146.80 \text{ T /m}$$

(t) CALCULO DE FUERZA DE FLUENCIA:

La fuerza de fluencia del aislador sísmico determinamos de acuerdo con la siguiente expresión.

$$F_Y = \frac{Q_d * K_e}{K_e - K_d} \quad \dots \dots (e \quad 81)$$

De acuerdo con la ecuación 81 determinamos la fuerza de fluencia para cada tipo del aislador sísmico, ya que es un dato importante para el análisis y modelamiento en el software ETABS.

$$F_{Y_A1} = \frac{8.01 * 736.30}{736.30 - 73.63} \rightarrow F_{Y_A1} = 8.90 \text{ T}$$

$$F_{Y_A2} = \frac{5.13 * 445.70}{445.70 - 44.57} \rightarrow F_{Y_A2} = 5.700 \text{ T}$$

$$F_{Y_A3} = \frac{13.54 * 1,146.8}{1,146.8 - 114.68} \rightarrow F_{Y_A3} = 15.04 \text{ T}$$

(u) CALCULO DE LA RIGIDEZ VERTICAL:

La rigidez vertical del aislador se calculará sumando las rigideces equivalentes de la placa de acero, caucho u plomo de acuerdo con la siguiente expresión:

$$K_V = \frac{E_C * A_A}{H_i} + \frac{E_P * A_P}{H_T} \quad \dots \dots (e) \quad 82)$$

Donde:

K_V : Rigidez vertical

E_C : Modulo de compresión para el conjunto acero-caucho

E_P : Modulo de elasticidad de plomo 1400000 Ton/m²

A_P : Área del núcleo de plomo

A_A : Área de la placa de acero en conjunto para el caucho

✓ CALCULO DEL MODULO DE COMPRESION CAUCHO-ACERO:

Calculamos de acuerdo con la siguiente expresión:

$$E_C = \frac{1}{\left(\frac{1}{6 * G * S^2} + \frac{4}{3K}\right)} \quad \dots \dots (e) \quad 83)$$

Donde:

G : Modulo de corte de caucho-acero

S : Factor de forma

K : Modulo de compresibilidad del elastómero $2 \times 10^5 \text{ T /m}^2$

✓ DETERMINACION DE FACTOR DE FORMA:

El factor de forma determinamos de acuerdo con la siguiente expresión:

$$S = \frac{D_i^2 - D_P^2}{4D_i * t_C} \quad \dots \dots (e) \quad 84)$$

Ya conociendo en los cálculos anteriores a los parámetros de la ecuación 84 procedemos a calcular para cada tipo de los aisladores sísmicos.

$$S_{A1} = \frac{0.52^2 - 0.10^2}{4 * 0.52 * 0.006} \rightarrow S_{A1} = 20.87$$

$$S_{A2} = \frac{0.405^2 - 0.08^2}{4 * 0.405 * 0.006} \rightarrow S_{A2} = 16.22$$

$$S_{A3} = \frac{0.65^2 - 0.13^2}{4 * 0.65 * 0.006} \rightarrow S_{A3} = 26.00$$

Teniendo los factores de forma para cada tipo del aislador sísmicos se procede a calcular el módulo de compresión caucho-acero, de acuerdo en la ecuación 83, también para cada tipo del aislador sísmico.

$$E_{C_A1} = \frac{1}{\left(\frac{1}{6 * 815.49 * 20.87^2} + \frac{4}{3 * 2 * 10^5} \right)}$$

$$E_{C_A1} = 140136.57 \text{ T /m2}$$

$$E_{C_A2} = \frac{1}{\left(\frac{1}{6 * 815.49 * 16.22^2} + \frac{4}{3 * 2 * 10^5} \right)}$$

$$E_{C_A2} = 134345.38 \text{ T /m2}$$

$$E_{C_A3} = \frac{1}{\left(\frac{1}{6 * 815.49 * 26.00^2} + \frac{4}{3 * 2 * 10^5} \right)}$$

$$E_{C_A3} = 143492.65 \text{ T /m2}$$

Teniendo módulo de compresión caucho-acero se procede con el cálculo de la rigidez vertical para cada tipo de aislador sísmico, de acuerdo en la ecuación 82.

$$K_{V_A1} = \frac{140136.57 * 0.2045}{0.15} + \frac{1400000 * 0.008}{0.222}$$

$$K_{V_A1} = 241503.31 \text{ T /m}$$

$$K_{V_A2} = \frac{134345.38 * 0.2045}{0.15} + \frac{1400000 * 0.005}{0.222}$$

$$K_{V_A2} = 214689.07 \text{ T /m}$$

$$K_{V_A3} = \frac{143492.65 * 0.2045}{0.15} + \frac{1400000 * 0.013}{0.222}$$

$$K_{V_A3} = 277610.29 \text{ T /m}$$

el resumen de los resultados de la rigidez vertical se presenta a continuación.

Tabla 141: Rigidez vertical de cada aislador.

RIGIDEZ VERTICAL DEL ISO TIPO 1	241503.31
RIGIDEZ VERTICAL DEL ISO TIPO 2	214689.07
RIGIDEZ VERTICAL DEL ISO TIPO 3	277610.29

Fuente: Elaboración Propia.

(v) PRESENTACION DE LAS CARACTERISTICAS FINALES DE LOS AISLADORES A UTILIZAR:

Ya realizados todos los cálculos presentamos los resultados finales de las características mecánicas y dinámicas de los aisladores sísmicos.

Tabla 142: Características finales de los aisladores a utilizar.

PARAMETROS DE DISEÑO FINAL	VALORES DETERMINADOS			UNIDAD DE MEDIDA
	ISO 01	ISO 02	ISO 03	
D_i	0.520	0.405	0.650	m
D_P	0.10	0.08	0.13	m
K_a	73.63	44.57	114.68	Ton/m
K_e	109.23	67.37	174.86	Ton/m
β_e	19.60	20.30	20.60	%
K_e	736.30	445.70	1146.80	Ton/m
F_Y	8.900	5.700	15.040	Ton
K_V	241503.31	214689.07	277610.29	Ton/m

Fuente: Elaboración Propia.

Como también los datos muy importantes que requiere ingresar al software de ingeniería ETABS se presenta a continuación.

Tabla 143: Parámetros de los aisladores para el software.

PARAMETROS DE DISEÑO PARA ETABS	VALORES DETERMINADOS			UNIDAD DE MEDIDA
	ISO 01	ISO 02	ISO 03	
D_i	0.520	0.405	0.650	m
K_e	109.23	67.37	174.86	Ton/m
β_e	19.60	20.30	20.60	%
K_e	736.30	445.70	1146.80	Ton/m

K_d/K_e	0.10	0.10	0.10	Adimensional
F_Y	8.900	5.700	15.040	Ton
K_V	241503.31	214689.07	277610.29	Ton/m

Fuente: Elaboración Propia.

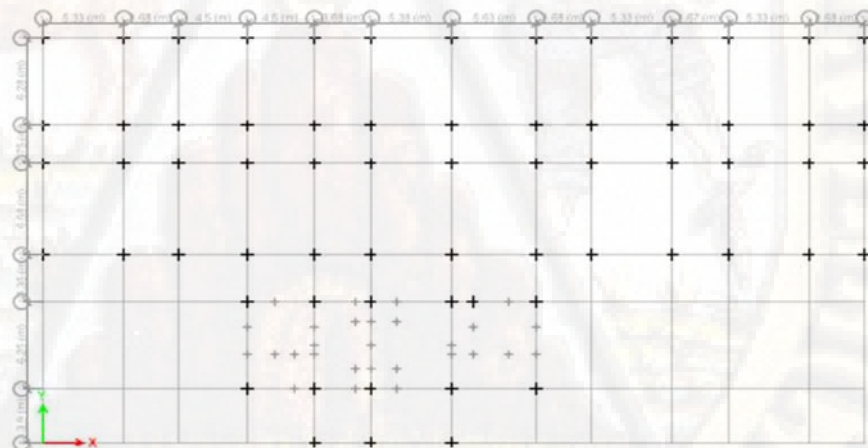
4.1.4.6. ANALISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL APORTICADA CON AISLADORES SISMICOS EN LA BASE:

El análisis del sistema estructural se realizará con el uso del Software de diseño estructural ETABS, con ello modelaremos todas las unidades del aislador sísmico y otros componentes del sistema estructural.

✓ DEFINICION DE LAS PROPIEDADES DE TRABAJO:

Todas las propiedades de trabajo en el software como unidades de trabajo, ejes de trabajo y propiedades de los materiales a usar se determinan al igual que en la sección del análisis y diseño de la estructura del sistema dual, como también con la única diferencia de que en este caso la estructura se analizara en forma integral sin dividir en bloques.

Figura 65: Grillas de sistema estructural a modelarse.



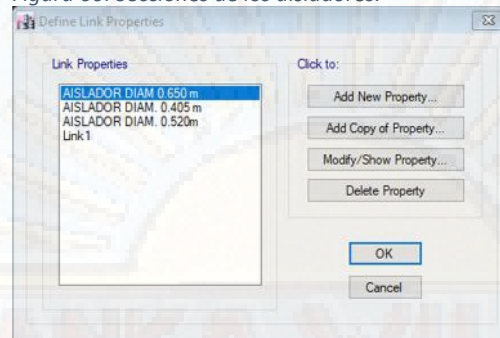
Fuente: Etabs 2016.

En este caso, muy aparte de las propiedades de los materiales como concreto y acero, ingresaremos las propiedades de los aisladores sísmicos de acuerdo con el pre-dimensionamiento de estos en el acápite 4.1.3.5, para esto procedemos de la siguiente manera.

✓ DEFINICION DE PROPIEDADES DE LOS AISLADORES SIMICOS.

Para definir las propiedades de los aisladores sísmicos utilizaremos los datos anteriormente calculados los que se presentan en la Tabla N° 143, siguiendo los siguientes pasos; Define, Section Properties, Link/Support Properties, y sale el cuadro siguiente.

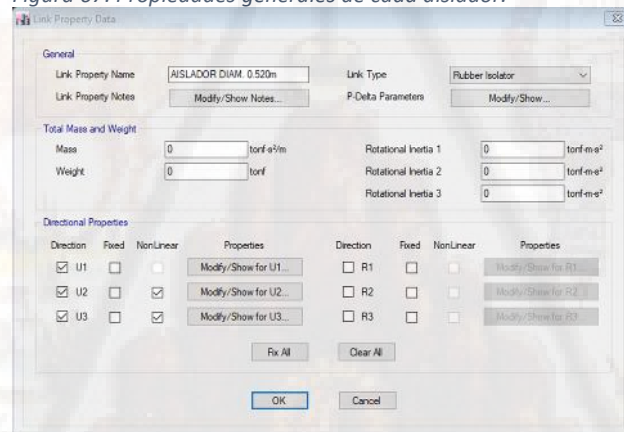
Figura 66: Secciones de los aisladores.



Fuente: Etabs 2016.

A partir de Link 1, se procede a realizar la copia de propiedades haciendo clic en el icono Add Copy of Property y sale el cuadro siguiente.

Figura 67: Propiedades generales de cada aislador.



Fuente: Etabs 2016.

Donde se aprecia que se está determinando las propiedades del aislador sísmico del diámetro 0.52m, después de ello se procede a modificar las propiedades de las direcciones en las que trabaja el aislador sísmico, en este caso el aislador sísmico trabaja en tres direcciones XX, YY y ZZ, para los cuales se deberá de marcar con un chek en el cuadro para cada dirección y hacer clic en Modify/Show For U1, U2 y U3 respectivamente.

Para la dirección U1 se ingresa las propiedades de rigidez vertical y amortiguamiento efectivo que ofrece cada tipo del aislador sísmico, para las direcciones U2 y U3 se ingresa los valores de Rigidez Horizontal, Rigidez Elástica, Fuerza de Fluencia, Amortiguamiento Efectivo y Relación de Rigidez Secundaria sobre Rigidez Elástica, de acuerdo con las siguientes figuras.

Figura 68: Propiedades de dirección de l aislador de 0.520m.

Fuente: Etabs 2016.

Todos los datos presentados corresponden a las propiedades del aislador sísmico de diámetro 0.52m, pero todo el procedimiento a seguir para determinar las propiedades de cualquier tipo de aislador es igual con la única diferencia de que los datos de ingreso serán diferentes.

✓ DEFINICION DE LAS SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

Según el pre-dimensionamiento de elementos estructurales tenemos:

Tabla 144: Secciones de elementos estructurales a ingresar al software.

SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES		
DESCRIPCION	(b) para vigas, (B) para columnas y (e) espesor para placas y losas	(H) para vigas y (D) para columnas
VIGAS PERALTADAS	0.30	0.65
VIGAS SECUNDARIAS	0.25	0.40

COLUMNA ESQUINADAS	0.45	0.45
COLUMNAS EXCENTRICAS	0.65	0.65
COLUMNAS CENTRADAS	0.65	0.65
VIGAS TRANSVERSALES PC	0.40	0.65
VIGAS LONGITUDINALES PC	0.30	0.55
CAPITELES Y PEDESTALES	1.00	1.00
LOSA ALIGERADA	0.30	
LOSA MACIZA	0.15	

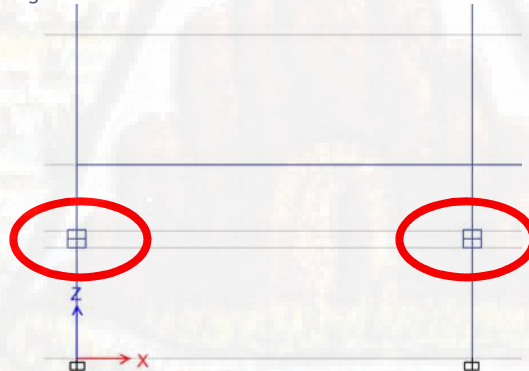
Fuente: Elaboración propia.

Teniendo las dimensiones provenientes del pre-dimensionamiento de elementos estructurales para toda la estructura se procede a ingresar las dimensiones correspondientes de cada elemento estructural al software ETABS, siguiendo el mismo procedimiento utilizado para la estructura del sistema dual.

✓ DIBUJO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

El dibujo de los elementos estructurales se realizará tomando los mismos procedimientos explicados en el acápite 4.1.2.6, solamente con la diferencia de los aisladores sísmicos, los cuales se dibujarán con el uso del icono Draw Links que se encuentra en la barra de herramientas parte izquierda del espacio de trabajo.

Figura 69: Aisladores sísmicos en el modelo.



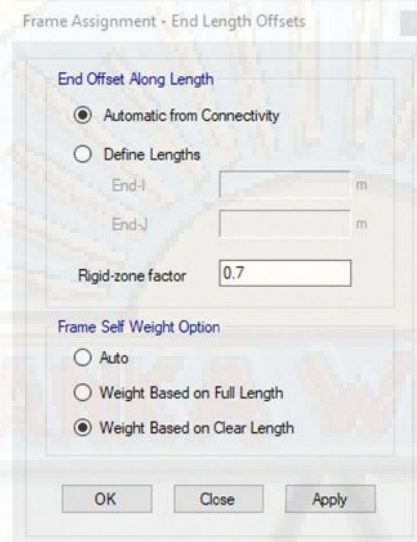
Fuente: Etabs 2016.

✓ ASIGNACION DE LOS BRAZOS RIGIDOS:

Los brazos rígidos asignaremos seleccionando todas las vigas sean principales y secundarias y luego nos dirigiremos en la cinta de opciones a Assign, Frame, End Length Offset.

Las columnas no se seleccionan porque las vigas están empotradas en ellas, ya que con el simple hecho de seleccionar las vigas se les afecta y automáticamente ya se aplica su brazo rígido en los nudos de las columnas.

Figura 70. Asignación de brazos rígidos.



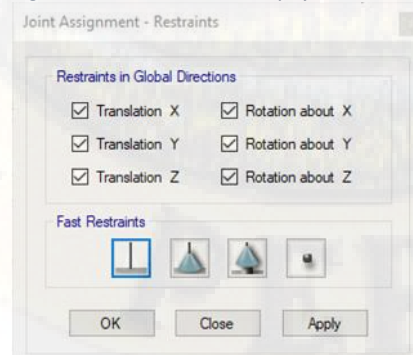
Fuente: Etabs 2016.

✓ APLICACIÓN DE LA CONDICION DE APOYO A LA ESTRUCTURA:

La condición de apoyo para esta estructura por debajo del aislamiento sísmico será rígido e empotrado desacoplando la estructura en el piso cero mediante unidades de aislación sísmico.

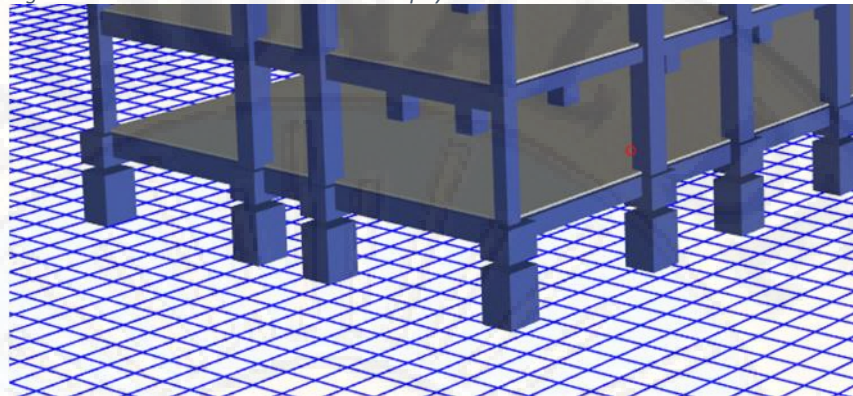
Ambas caras de apoyo del aislador sísmico estarán constituidas por dados de concreto de dimensiones de acuerdo con el diámetro del aislador sísmico, los cuales serán denominados capiteles y pedestales según su ubicación respectiva.

Figura 71: Condiciones de apoyo en la estructura.



Fuente: Etabs 2016.

Figura 72: Isométrico de condiciones de apoyo.

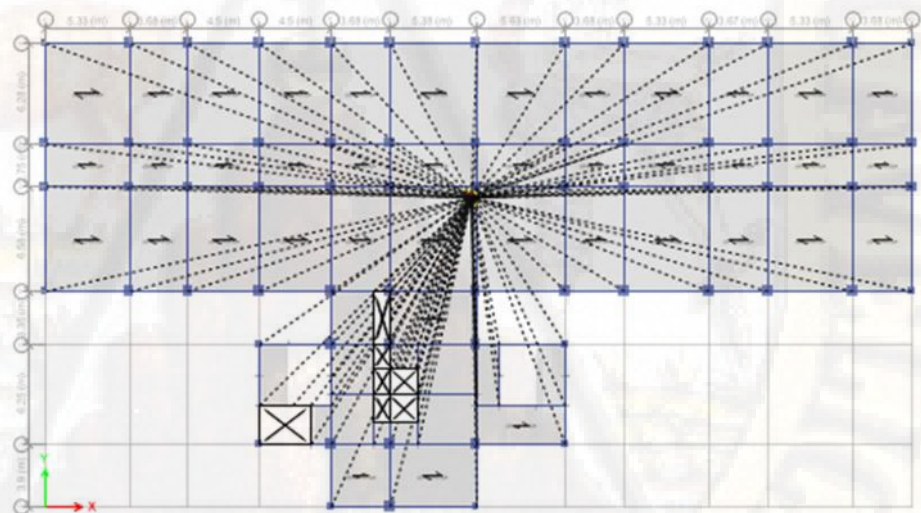


Fuente: Etabs 2016.

✓ ASIGNACION DE DIAFRAGMAS RIGIDOS:

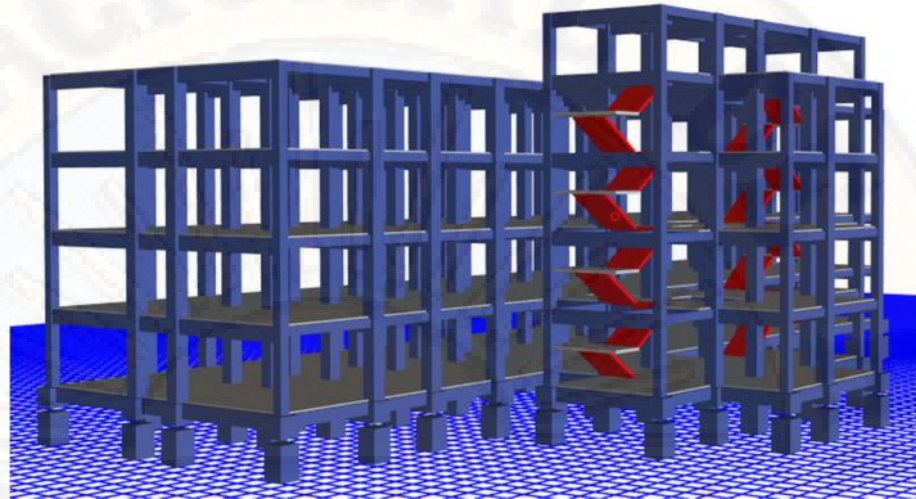
Se consideran diafragmas rígidos horizontales a las losas aligeradas y macizas, ya que los mismos trabajan como un amarre sólido y transmisor de cargas horizontal impidiendo que los marcos que conforman dicho elemento puedan sufrir desplazamientos excesivos por cada piso incluido el piso cero.

Figura 73: Diafragma rígido de la estructura.



Fuente: Etabs 2016.

Figura 74: Isométrico de todo el sistema estructural aislado.



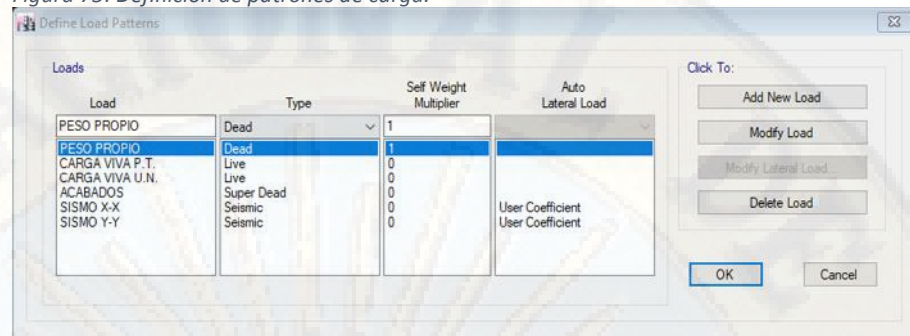
Fuente: Etabs 2016.

✓ DEFINICION DEL SISTEMA DE CARGAS ESTATICAS:

Para la presente tesis al igual que en el sistema estructural dual se definirá las siguientes cargas estáticas: PESO PROPIO "peso propio de todos los elementos estructurales asignados en el programa", CARGA VIVA P.T." carga viva actuante sobre el piso típico de la estructura, esto varía dependiendo del tipo de ambiente", CARGA VIVA U.N. "carga viva actuante en el techo, generalmente se considera menor al de los pisos típicos" ACABADOS "peso de los acabados como de ladrillo de techo, tarrajeo y tabiquería", SISMO XX y SISMO YY "cargas actuantes en cada piso a razón de la distribución de los mismos y la fuerza cortante basal según el peso de la estructura, todo ello con la finalidad de ordenar y simplificar los procesos de asignación y calculo.

Definimos los patrones de carga según el procedimiento; Define, Load Patterns y nos mostrara la siguiente ventana.

Figura 75: Definición de patrones de carga.



Fuente: Etabs 2016.

✓ DEFINICION DE CARGAS DINAMICAS:

Las cargas dinámicas se determinarán de acuerdo con la norma técnica internacional ASCE 7-10, donde menciona que para estructuras aisladas el factor de reducción sísmica "R" deberá de ser desde $3/8R$, pero no deberá de ser mayor que 2.

Las aceleraciones espectrales se determinarán de acuerdo con el RNE E030 considerando un factor de reducción sísmica $R=2$, y de acuerdo con la ecuación 61 del acápite anterior.

Donde el valor de estos parámetros sísmicos para cada una de las direcciones se menciona a continuación.

Tabla 145: Parámetros sísmicos de la estructura aislada.

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.35	RO	2	2
U	1.00	la	1.00	1.00
S	1.00	lp	0.90	0.90
TP	0.40	R	2	2
TL	2.50	g	1m/s ²	

Fuente: Elaboración propia.

También presentamos las gráficas de espectros de pseudo aceleraciones, para ambos lados ya que es un solo sistema estructural.

Figura 76: Espectro de respuesta de pseudo aceleraciones del sistema aislado.



Fuente: Elaboración propia.

✓ ASIGNACION DE CARGAS EN LOS ELEMENTOS AREA HORIZONTALES:

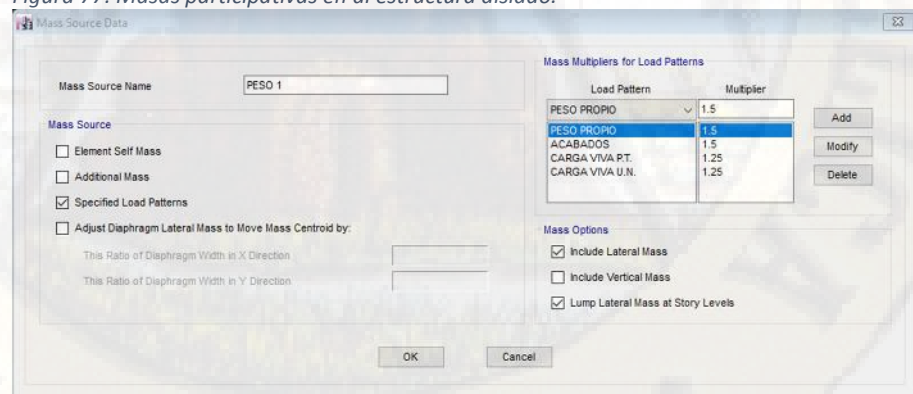
Para asignar cargas a las losas del hospital según el planteamiento de la presente tesis, se cuantifico por unidad de área de acuerdo con el Reglamenta Nacional de Edificaciones E020 y son los mismos que actúa sobre la estructura convencional.

✓ DEFINICION DE LAS MASAS:

Se realiza de acuerdo con el acápite 4.1.2.6. del sistema estructural dual y de acuerdo con el RNE E030.

Siguiendo el procedimiento; Define – Mass Sources, y modificaremos la combinación que existe.

Figura 77: Masas participativas en al estructura aislado.



Fuente: Etabs 2016.

✓ COMBINACIONES DE LAS CARGAS:

Para el diseño de la estructura debemos definir las condiciones adecuadas, para ello realizaremos las combinaciones de las cargas en forma lineal y según el Reglamento Nacional de Edificaciones con su respectivo factor de mayoración de las cargas y así garantizando la continuidad de estas en el futuro.

Realizaremos las siguientes combinaciones del caso:

$$C_1 \quad 0 : 1.4 (P.P. + A) + 1.7 (C.P. + C.U.)$$

$$C_1 \quad 0 \quad y \quad 0 : 1.25 (P.P. + A) + 1.25 (C.P. + C.U.) \pm S.X$$

$$C_1 \quad 0 \quad y \quad 0 : 1.25 (P.P. + A) + 1.25 (C.P. + C.U.) \pm S.Y$$

$$C_1 \quad 0 \quad y \quad 0 : 1.25 (P.P. + A) + 1.25 (C.P. + C.U.) \pm S.X$$

$$C_1 \quad 0 \quad y \quad 0 : 1.25 (P.P. + A) + 1.25 (C.P. + C.U.) \pm S.Y$$

$$C_1 \quad 1 \quad y \quad 1 : 0.9 (P.P. + A) \pm S.X$$

$$C_1 \quad 1 \quad y \quad 1 : 0.9 (P.P. + A) \pm S.Y$$

$$C_1 \quad 1 \quad y \quad 1 : 0.9 (P.P. + A) \pm S.X$$

$$C_1 \quad 1 \quad y \quad 1 : 0.9 (P.P. + A) \pm S.Y$$

$$E : 1(Sl \quad D \quad T \quad L \quad C_1)$$

✓ ANALISIS DE LA ESTRUCTURA:

Teniendo todos los pasos cumplidos y todas las asignaciones realizadas procedemos con el análisis de la estructura, con ello ya tendremos los resultados para realizar las comparaciones de los resultados con respecto a la estructura del sistema dual.

Ejecutaremos el programa desde Analyze – Run Analysis.

✓ OBTENCION DE RESULTADOS:

También para esta estructura a porticada con aisladores sísmicos en la base como son las derivas y los periodos fundamentales de la estructura.

Derivas y/o desplazamientos de entrepiso:

Tabla 146: Derivas de entrepiso reales sistema aislado.

DERIVAS DE ENTREPISO REALES							
Story	Load Case/Combo	Dir.	Drift	Dreift XX (0.75*R*Drift)	Dreift YY (0.75*R*Drift)	i/hei	Verif.
piso 4	SISMO DIN. X-X Max	X	0.001022	0.001533		0.007	Si Cumple
piso 4	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.000436		0.000654	0.007	Si Cumple
piso 3	SISMO DIN. X-X Max	X	0.001553	0.002330		0.007	Si Cumple
piso 3	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.000716		0.001074	0.007	Si Cumple
piso 2	SISMO DIN. X-X Max	X	0.001960	0.002940		0.007	Si Cumple
piso 2	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.000977		0.001466	0.007	Si Cumple
piso 1	SISMO DIN. X-X Max	X	0.001733	0.002600		0.007	Si Cumple
piso 1	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.001033		0.001550	0.007	Si Cumple
piso cero	SISMO DIN. Y-Y Max	X	0.000145	0.000218		0.007	Si Cumple
piso cero	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.000871		0.001307	0.007	Si Cumple
unidades iso	SISMO DIN. X-X Max	X	0.201442	0.302163		0.007	No Cumple
unidades iso	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.219674		0.329511	0.007	No Cumple
piso tecnico	SISMO DIN. X-X Max	X	0.000090	0.000135		0.007	Si Cumple
piso tecnico	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.000094		0.000141	0.007	Si Cumple

Fuente: Etabs 2016 y Elaboración propia.

Periodo fundamental de la estructura:

Tabla 147: Periodos fundamentales del sistema aislado.

PARTICIPACION MODAL DE LA ESTRUCTURA		
Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	2.226
Modal	2	2.17
Modal	3	2.145
Modal	4	0.458
Modal	5	0.329
Modal	6	0.312
Modal	7	0.187
Modal	8	0.142
Modal	9	0.137
Modal	10	0.099
Modal	11	0.084
Modal	12	0.083

Fuente: Etabs 2016.

Recalculo Del Coeficiente Basal Para El Análisis Estático:

Procedemos a recalcular el coeficiente basal de la estructura para ambas direcciones teniendo ya los periodos reales en la dirección X 2.226seg. y en la dirección Y 2.170seg.

De acuerdo con las ecuaciones 20, 21 y 22, formuladas anteriormente y extraídas del RNE 030 obtendremos los factores de amplificación sísmica.

$$T < T_P \rightarrow C = 2.50$$

$$T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left[\frac{T_P}{T} \right]$$

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

Además de ello:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Con los periodos fundamentales obtenidos pasamos a recalcular los factores de amplificación sísmica.

$$T_P < T_X < T_L \rightarrow 0.40 < 2.226 < 2.50$$

$$C_X = 2.5 \left[\frac{0.40}{2.226} \right] \rightarrow C_X = 0.449$$

$$T_P < T_Y < T_L \rightarrow 0.40 < 2.170 < 2.50$$

$$C_Y = 2.5 \left[\frac{0.40}{2.170} \right] \rightarrow C_Y = 0.461$$

Ya teniendo los factores de amplificación sísmico pasaremos a calcular los coeficientes basales para alimentarlo al programa y realizar el último análisis sísmico estático.

$$\frac{Z * U * C_X * S}{R_X} = \frac{0.35 * 1 * 0.449 * 1}{2} = 0.079$$

$$\frac{Z * U * C_Y * S}{R_Y} = \frac{0.35 * 1 * 0.461 * 1}{2} = 0.081$$

Con esos resultados procedemos a modificar a los casos de sismo estático en las siguientes ventanas.

Figura 78: Coeficientes basales para el sismo X-X (aislado)

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

☐ X Dir ☐ Y Dir

☒ X Dir + Eccentricity ☐ Y Dir + Eccentricity

☐ X Dir - Eccentricity ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Fuente: Etabs 2016.

Figura 79: Coeficientes basales para el sismo Y-Y (aislado)

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

☐ X Dir ☐ Y Dir

☐ X Dir + Eccentricity ☒ Y Dir + Eccentricity

☐ X Dir - Eccentricity ☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Fuente: Etabs 2016.

Verificación de Cortante en las Columnas y Aisladores Sísmicos:

Procedemos a verificar las fuerzas cortantes actuantes sobre las columnas y aisladores sísmicos:

Tabla 148: Fuerzas cortantes en dirección X-X en columna – aislado.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION X-X							
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3
				m	tonf	tonf	tonf
piso 1	C1	5	SISMO DIN. X-X Max	0	10.4935	4.0874	0.5116
piso 1	C2	9	SISMO DIN. X-X Max	0	21.6094	5.95	0.5511
piso 1	C3	13	SISMO DIN. X-X Max	0	11.6697	4.0804	0.5392
piso 1	C4	17	SISMO DIN. X-X Max	0	22.3286	5.9166	0.5761
piso 1	C5	757	SISMO DIN. X-X Max	0	33.0974	6.2205	2.3635
piso 1	C6	770	SISMO DIN. X-X Max	0	20.3382	5.3771	0.4591
piso 1	C7	780	SISMO DIN. X-X Max	0	29.6878	4.3324	1.8043
piso 1	C8	775	SISMO DIN. X-X Max	0	13.5544	4.3759	0.3893
piso 1	C9	37	SISMO DIN. X-X Max	0	9.2893	3.9582	0.1357

piso 1	C10	41	SISMO DIN. X-X Max	0	20.0372	5.8495	0.251
piso 1	C11	45	SISMO DIN. X-X Max	0	14.2548	13.4058	0.5279
piso 1	C12	49	SISMO DIN. X-X Max	0	9.0105	15.036	0.4451
piso 1	C13	53	SISMO DIN. X-X Max	0	0.9374	13.2545	0.3208
piso 1	C14	57	SISMO DIN. X-X Max	0	8.0366	15.0145	0.2006
piso 1	C15	61	SISMO DIN. X-X Max	0	14.3609	13.7523	0.1818
piso 1	C16	65	SISMO DIN. X-X Max	0	1.2155	10.2167	0.0583
piso 1	C17	69	SISMO DIN. X-X Max	0	14.9471	13.4817	0.1943
piso 1	C18	73	SISMO DIN. X-X Max	0	13.1713	13.7408	0.2924
piso 1	C19	77	SISMO DIN. X-X Max	0	13.8418	13.7603	0.41
piso 1	C20	81	SISMO DIN. X-X Max	0	13.2115	13.8171	0.4972
piso 1	C21	85	SISMO DIN. X-X Max	0	10.5848	12.6605	0.6595
piso 1	C22	89	SISMO DIN. X-X Max	0	11.1817	4.2519	1.9498
piso 1	C23	93	SISMO DIN. X-X Max	0	14.4364	4.2546	1.8579
piso 1	C24	97	SISMO DIN. X-X Max	0	15.6131	13.2235	1.5037
piso 1	C25	101	SISMO DIN. X-X Max	0	12.9627	13.2313	1.5652
piso 1	C26	105	SISMO DIN. X-X Max	0	7.5692	14.1999	1.2587
piso 1	C27	109	SISMO DIN. X-X Max	0	9.8039	14.2146	1.2592
piso 1	C28	113	SISMO DIN. X-X Max	0	1.8706	12.3856	0.9294
piso 1	C29	117	SISMO DIN. X-X Max	0	1.787	12.3846	0.9476
piso 1	C30	121	SISMO DIN. X-X Max	0	9.1628	14.2271	0.5895
piso 1	C31	125	SISMO DIN. X-X Max	0	7.7897	14.2479	0.6432
piso 1	C32	129	SISMO DIN. X-X Max	0	13.6236	12.9369	0.3775
piso 1	C33	133	SISMO DIN. X-X Max	0	14.5964	12.9413	0.3333
piso 1	C34	137	SISMO DIN. X-X Max	0	0.8937	9.1901	0.1286
piso 1	C35	141	SISMO DIN. X-X Max	0	1.3282	9.2031	0.1193
piso 1	C36	145	SISMO DIN. X-X Max	0	14.8135	12.6681	0.4642
piso 1	C37	149	SISMO DIN. X-X Max	0	14.9924	12.6691	0.4764
piso 1	C38	153	SISMO DIN. X-X Max	0	13.6391	12.908	0.7318
piso 1	C39	157	SISMO DIN. X-X Max	0	13.1181	12.9177	0.7529
piso 1	C40	161	SISMO DIN. X-X Max	0	13.0821	12.9419	1.1086
piso 1	C41	165	SISMO DIN. X-X Max	0	14.1804	12.9503	1.1111
piso 1	C42	169	SISMO DIN. X-X Max	0	14.4427	12.9207	1.3667
piso 1	C43	173	SISMO DIN. X-X Max	0	12.9911	12.929	1.408
piso 1	C44	177	SISMO DIN. X-X Max	0	12.0788	13.0947	1.7441
piso 1	C45	181	SISMO DIN. X-X Max	0	14.0391	13.1032	1.7625
piso 1	C46	185	SISMO DIN. X-X Max	0	27.0558	8.085	1.9863
piso 1	C47	189	SISMO DIN. X-X Max	0	24.6056	8.0977	2.0697
piso 1	C48	193	SISMO DIN. X-X Max	0	15.3823	13.3378	0.5135
piso 1	C49	197	SISMO DIN. X-X Max	0	7.7616	14.9384	0.393
piso 1	C50	201	SISMO DIN. X-X Max	0	0.7745	13.3389	0.3026

piso 1	C51	205	SISMO DIN. X-X Max	0	9.7884	14.1668	0.6199
piso 1	C52	209	SISMO DIN. X-X Max	0	16.6495	13.2471	0.3563
piso 1	C53	213	SISMO DIN. X-X Max	0	0.5684	8.8792	0.1498
piso 1	C54	217	SISMO DIN. X-X Max	0	14.7273	13.5304	0.2127
piso 1	C55	221	SISMO DIN. X-X Max	0	13.2875	13.6577	0.2673
piso 1	C56	225	SISMO DIN. X-X Max	0	13.1187	13.6956	0.3869
piso 1	C57	229	SISMO DIN. X-X Max	0	13.7665	13.7499	0.4703
piso 1	C58	233	SISMO DIN. X-X Max	0	9.4104	12.5988	0.6074
piso 1	C59	249	SISMO DIN. X-X Max	0	8.0096	13.3061	0.7032
piso 1	C60	271	SISMO DIN. X-X Max	0	18.137	14.535	0.4403
piso 1	C61	281	SISMO DIN. X-X Max	0	9.0883	10.5529	0.2992
piso 1	C62	254	SISMO DIN. X-X Max	0	13.2417	14.1732	0.919
piso 1	C63	266	SISMO DIN. X-X Max	0	16.0682	14.2663	0.3504
piso 1	C64	276	SISMO DIN. X-X Max	0	6.3628	9.3091	0.5124
piso 1	C65	261	SISMO DIN. X-X Max	0	11.1849	12.1174	0.2062
TOTAL, DE FUERZA CORTANTE X-X						737.867 ton.	

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 149: Fuerzas cortantes en dirección Y-Y en columna – aislado.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION Y-Y							
Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3
				m	tonf	tonf	tonf
piso 1	C1	5	SISMO DIN. Y-Y Max	0	11.3745	0.0971	4.2085
piso 1	C2	9	SISMO DIN. Y-Y Max	0	12.8742	0.1181	4.7703
piso 1	C3	13	SISMO DIN. Y-Y Max	0	10.5072	0.0882	4.0226
piso 1	C4	17	SISMO DIN. Y-Y Max	0	11.7788	0.1025	4.5622
piso 1	C5	757	SISMO DIN. Y-Y Max	0	9.8297	3.6814	7.9005
piso 1	C6	770	SISMO DIN. Y-Y Max	0	10.5958	0.375	4.2789
piso 1	C7	780	SISMO DIN. Y-Y Max	0	11.9882	2.664	6.5833
piso 1	C8	775	SISMO DIN. Y-Y Max	0	12.3105	0.1819	4.5891
piso 1	C9	37	SISMO DIN. Y-Y Max	0	23.211	0.1726	6.3625
piso 1	C10	41	SISMO DIN. Y-Y Max	0	24.6824	0.2966	6.3024
piso 1	C11	45	SISMO DIN. Y-Y Max	0	13.8816	0.2621	5.5638
piso 1	C12	49	SISMO DIN. Y-Y Max	0	13.7889	0.3095	5.5248
piso 1	C13	53	SISMO DIN. Y-Y Max	0	14.0289	0.2692	5.6183
piso 1	C14	57	SISMO DIN. Y-Y Max	0	14.293	0.3006	5.644
piso 1	C15	61	SISMO DIN. Y-Y Max	0	14.2492	0.2877	5.7285
piso 1	C16	65	SISMO DIN. Y-Y Max	0	14.5888	0.2124	5.8772
piso 1	C17	69	SISMO DIN. Y-Y Max	0	14.9822	0.265	5.9189
piso 1	C18	73	SISMO DIN. Y-Y Max	0	14.8757	0.2898	5.973
piso 1	C19	77	SISMO DIN. Y-Y Max	0	15.3804	0.2706	6.0579
piso 1	C20	81	SISMO DIN. Y-Y Max	0	15.2796	0.291	6.1202

piso 1	C21	85	SISMO DIN. Y-Y Max	0	15.9629	0.2572	6.3447
piso 1	C22	89	SISMO DIN. Y-Y Max	0	26.6836	0.0306	15.7311
piso 1	C23	93	SISMO DIN. Y-Y Max	0	27.6238	0.0218	15.5398
piso 1	C24	97	SISMO DIN. Y-Y Max	0	27.2581	0.0446	15.7325
piso 1	C25	101	SISMO DIN. Y-Y Max	0	26.047	0.0805	15.9963
piso 1	C26	105	SISMO DIN. Y-Y Max	0	27.4903	0.0554	15.8714
piso 1	C27	109	SISMO DIN. Y-Y Max	0	26.3193	0.0928	16.1389
piso 1	C28	113	SISMO DIN. Y-Y Max	0	27.8205	0.0573	16.0161
piso 1	C29	117	SISMO DIN. Y-Y Max	0	26.6655	0.0808	16.3074
piso 1	C30	121	SISMO DIN. Y-Y Max	0	27.4659	0.0595	15.8384
piso 1	C31	125	SISMO DIN. Y-Y Max	0	26.7495	0.0933	16.523
piso 1	C32	129	SISMO DIN. Y-Y Max	0	27.7654	0.0507	15.9906
piso 1	C33	133	SISMO DIN. Y-Y Max	0	27.0774	0.0815	16.6648
piso 1	C34	137	SISMO DIN. Y-Y Max	0	28.3099	0.0327	16.2218
piso 1	C35	141	SISMO DIN. Y-Y Max	0	27.5656	0.0568	16.8729
piso 1	C36	145	SISMO DIN. Y-Y Max	0	29.5595	0.0504	16.7078
piso 1	C37	149	SISMO DIN. Y-Y Max	0	28.2772	0.0878	17.0018
piso 1	C38	153	SISMO DIN. Y-Y Max	0	29.8581	0.0469	16.8649
piso 1	C39	157	SISMO DIN. Y-Y Max	0	28.5936	0.0796	17.1459
piso 1	C40	161	SISMO DIN. Y-Y Max	0	30.4246	0.0558	17.0642
piso 1	C41	165	SISMO DIN. Y-Y Max	0	29.0874	0.0893	17.3475
piso 1	C42	169	SISMO DIN. Y-Y Max	0	30.7102	0.0452	17.2171
piso 1	C43	173	SISMO DIN. Y-Y Max	0	29.4092	0.0781	17.5026
piso 1	C44	177	SISMO DIN. Y-Y Max	0	31.3148	0.1013	17.3871
piso 1	C45	181	SISMO DIN. Y-Y Max	0	29.9593	0.1326	17.6751
piso 1	C46	185	SISMO DIN. Y-Y Max	0	32.3475	0.0553	17.432
piso 1	C47	189	SISMO DIN. Y-Y Max	0	31.3184	0.0815	17.647
piso 1	C48	193	SISMO DIN. Y-Y Max	0	12.7443	0.2164	5.1761
piso 1	C49	197	SISMO DIN. Y-Y Max	0	12.5518	0.2736	5.1336
piso 1	C50	201	SISMO DIN. Y-Y Max	0	11.5811	0.2944	5.3408
piso 1	C51	205	SISMO DIN. Y-Y Max	0	26.66	0.2905	16.4022
piso 1	C52	209	SISMO DIN. Y-Y Max	0	22.9894	0.3298	15.4863
piso 1	C53	213	SISMO DIN. Y-Y Max	0	24.0281	0.3687	15.8243
piso 1	C54	217	SISMO DIN. Y-Y Max	0	13.1743	0.3885	5.5825
piso 1	C55	221	SISMO DIN. Y-Y Max	0	13.5352	0.2395	5.5625
piso 1	C56	225	SISMO DIN. Y-Y Max	0	14.1005	0.2289	5.6423
piso 1	C57	229	SISMO DIN. Y-Y Max	0	13.922	0.2485	5.7014
piso 1	C58	233	SISMO DIN. Y-Y Max	0	14.6258	0.2202	5.9239
piso 1	C59	249	SISMO DIN. Y-Y Max	0	14.6647	0.801	14.0826
piso 1	C60	271	SISMO DIN. Y-Y Max	0	15.5067	0.4499	15.9056
piso 1	C61	281	SISMO DIN. Y-Y Max	0	7.6009	1.8671	14.6674

piso 1	C62	254	SISMO DIN. Y-Y Max	0	33.335	0.4714	18.1052
piso 1	C63	266	SISMO DIN. Y-Y Max	0	7.4079	0.4847	15.3227
piso 1	C64	276	SISMO DIN. Y-Y Max	0	8.939	1.0138	15.005
piso 1	C65	261	SISMO DIN. Y-Y Max	0	29.2569	0.6064	10.08
TOTAL, DE FUERZA CORTANTE Y-Y						745.334 ton.	

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 150: Fuerzas cortantes en dirección X-X en aisladores sísmico.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION X-X						
Story	Link	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3
				tonf	tonf	tonf
unidades iso	K1	SISMO DIN. X-X Max	I-End	16.8499	7.4012	0.8661
unidades iso	K2	SISMO DIN. X-X Max	I-End	33.6555	7.4233	0.8934
unidades iso	K3	SISMO DIN. X-X Max	I-End	18.2882	7.2437	0.8672
unidades iso	K4	SISMO DIN. X-X Max	I-End	34.4957	7.2653	0.8951
unidades iso	K5	SISMO DIN. X-X Max	I-End	42.0518	7.2247	0.4307
unidades iso	K6	SISMO DIN. X-X Max	I-End	36.0707	7.2163	0.1944
unidades iso	K7	SISMO DIN. X-X Max	I-End	28.984	7.175	0.4303
unidades iso	K8	SISMO DIN. X-X Max	I-End	19.8789	7.1649	0.1946
unidades iso	K9	SISMO DIN. X-X Max	I-End	31.8582	7.1536	0.2855
unidades iso	K10	SISMO DIN. X-X Max	I-End	15.4315	7.1313	0.0306
unidades iso	K11	SISMO DIN. X-X Max	I-End	16.7763	11.5472	0.2698
unidades iso	K12	SISMO DIN. X-X Max	I-End	23.4124	11.734	1.1219
unidades iso	K13	SISMO DIN. X-X Max	I-End	12.4204	11.7425	0.9293
unidades iso	K14	SISMO DIN. X-X Max	I-End	1.3605	11.7342	0.6947
unidades iso	K15	SISMO DIN. X-X Max	I-End	14.5105	11.7288	1.2523
unidades iso	K16	SISMO DIN. X-X Max	I-End	21.551	11.7364	0.9745
unidades iso	K17	SISMO DIN. X-X Max	I-End	20.8732	11.7358	0.7822
unidades iso	K18	SISMO DIN. X-X Max	I-End	21.0552	11.7356	0.505
unidades iso	K19	SISMO DIN. X-X Max	I-End	22.5785	11.7361	0.3133
unidades iso	K20	SISMO DIN. X-X Max	I-End	21.9789	11.9899	1.1217
unidades iso	K21	SISMO DIN. X-X Max	I-End	13.9813	11.9987	0.9298
unidades iso	K22	SISMO DIN. X-X Max	I-End	1.3236	11.9887	0.6947
unidades iso	K23	SISMO DIN. X-X Max	I-End	12.6054	11.9985	0.46
unidades iso	K24	SISMO DIN. X-X Max	I-End	21.7128	11.9921	0.2698
unidades iso	K25	SISMO DIN. X-X Max	I-End	1.9003	11.9723	0.0492
unidades iso	K26	SISMO DIN. X-X Max	I-End	23.2446	11.991	0.314
unidades iso	K27	SISMO DIN. X-X Max	I-End	21.0043	11.9917	0.5045
unidades iso	K28	SISMO DIN. X-X Max	I-End	21.8621	11.9917	0.783
unidades iso	K29	SISMO DIN. X-X Max	I-End	20.8694	11.9924	0.974
unidades iso	K30	SISMO DIN. X-X Max	I-End	16.0785	11.9848	1.2532
unidades iso	K31	SISMO DIN. X-X Max	I-End	19.8206	11.8287	1.4058

unidades iso	K32	SISMO DIN. X-X Max	I-End	42.0113	11.8531	1.4509
unidades iso	K33	SISMO DIN. X-X Max	I-End	23.9614	11.7836	1.405
unidades iso	K34	SISMO DIN. X-X Max	I-End	45.1193	11.8079	1.4498
unidades iso	K35	SISMO DIN. X-X Max	I-End	19.9192	19.0061	1.8015
unidades iso	K36	SISMO DIN. X-X Max	I-End	15.357	19.0124	1.4924
unidades iso	K37	SISMO DIN. X-X Max	I-End	2.6752	18.9958	1.1155
unidades iso	K38	SISMO DIN. X-X Max	I-End	12.8656	19.013	0.7392
unidades iso	K39	SISMO DIN. X-X Max	I-End	22.8807	19.002	0.4324
unidades iso	K40	SISMO DIN. X-X Max	I-End	2.1159	18.9673	0.0791
unidades iso	K41	SISMO DIN. X-X Max	I-End	24.3463	19.0002	0.5034
unidades iso	K42	SISMO DIN. X-X Max	I-End	21.9223	19.0013	0.8109
unidades iso	K43	SISMO DIN. X-X Max	I-End	23.3971	19.0015	1.2564
unidades iso	K44	SISMO DIN. X-X Max	I-End	21.8343	19.0012	1.5648
unidades iso	K45	SISMO DIN. X-X Max	I-End	24.3752	19.0046	2.0112
unidades iso	K46	SISMO DIN. X-X Max	I-End	23.3405	18.9338	1.8008
unidades iso	K47	SISMO DIN. X-X Max	I-End	12.4528	18.9401	1.4926
unidades iso	K48	SISMO DIN. X-X Max	I-End	2.7845	18.9237	1.1153
unidades iso	K49	SISMO DIN. X-X Max	I-End	14.6512	18.9405	0.7385
unidades iso	K50	SISMO DIN. X-X Max	I-End	21.579	18.9298	0.4328
unidades iso	K51	SISMO DIN. X-X Max	I-End	1.6012	18.8949	0.0791
unidades iso	K52	SISMO DIN. X-X Max	I-End	24.0217	18.9281	0.5039
unidades iso	K53	SISMO DIN. X-X Max	I-End	22.6289	18.929	0.8102
unidades iso	K54	SISMO DIN. X-X Max	I-End	21.8898	18.9293	1.2569
unidades iso	K55	SISMO DIN. X-X Max	I-End	23.7771	18.9289	1.5641
unidades iso	K56	SISMO DIN. X-X Max	I-End	21.7252	18.9324	2.0115
unidades iso	K57	SISMO DIN. X-X Max	I-End	15.7947	18.7707	0.7392
unidades iso	K58	SISMO DIN. X-X Max	I-End	25.0005	18.7693	0.4324
unidades iso	K59	SISMO DIN. X-X Max	I-End	0.6462	18.7277	0.0789
unidades iso	K60	SISMO DIN. X-X Max	I-End	13.9663	18.6811	0.7374
unidades iso	K61	SISMO DIN. X-X Max	I-End	26.6152	18.6913	0.4327
unidades iso	K62	SISMO DIN. X-X Max	I-End	10.1541	18.6488	0.0788
unidades iso	K63	SISMO DIN. X-X Max	I-End	21.3496	18.5542	0.7381
unidades iso	K64	SISMO DIN. X-X Max	I-End	24.5163	18.5561	0.4323
unidades iso	K65	SISMO DIN. X-X Max	I-End	8.5546	18.5143	0.0794
TOTAL, FUERZA CORTANTE					942.124 ton.	

Tabla 151: Fuerzas cortantes en la dirección Y-Y en aisladores sísmico.

FUERZA CORTANTE EN DIRECCION Y-Y						
Story	Link	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3
				tonf	tonf	tonf
unidades iso	K1	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	16.1954	0.2135	7.5735
unidades iso	K2	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	17.9602	0.214	7.6943

unidades iso	K3	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	14.9957	0.1348	7.5717
unidades iso	K4	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	16.4846	0.135	7.6923
unidades iso	K5	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	15.6744	0.2099	7.5739
unidades iso	K6	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	17.9536	0.2074	7.614
unidades iso	K7	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	16.1557	0.3468	7.5904
unidades iso	K8	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	17.6302	0.3461	7.6274
unidades iso	K9	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	36.0119	0.4333	7.6128
unidades iso	K10	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	34.4202	0.432	7.6307
unidades iso	K11	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	44.6757	0.7004	12.3023
unidades iso	K12	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	18.942	0.2183	12.243
unidades iso	K13	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	18.7011	0.2185	12.2477
unidades iso	K14	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	17.2596	0.2181	12.2573
unidades iso	K15	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	21.3019	0.2183	12.4078
unidades iso	K16	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	20.3829	0.2184	12.3766
unidades iso	K17	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	20.6636	0.2184	12.3575
unidades iso	K18	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	19.9559	0.2184	12.3321
unidades iso	K19	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	19.3672	0.2186	12.3169
unidades iso	K20	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	20.605	0.3462	12.2451
unidades iso	K21	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	20.4022	0.3464	12.2498
unidades iso	K22	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	20.7634	0.3462	12.2585
unidades iso	K23	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	21.0539	0.3464	12.2688
unidades iso	K24	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	20.9859	0.3463	12.2792
unidades iso	K25	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	21.4951	0.3459	12.2973
unidades iso	K26	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	21.9977	0.3462	12.3185
unidades iso	K27	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	21.7983	0.3463	12.3342
unidades iso	K28	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	22.505	0.3462	12.3596
unidades iso	K29	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	22.3057	0.3463	12.3787
unidades iso	K30	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	23.1981	0.3461	12.4099
unidades iso	K31	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	41.0161	0.1239	12.2831
unidades iso	K32	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	46.8497	0.1241	12.4785
unidades iso	K33	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	42.3042	0.0405	12.2824
unidades iso	K34	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	48.2553	0.0406	12.4778
unidades iso	K35	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	41.6405	0.1987	19.6586
unidades iso	K36	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	41.8822	0.1988	19.6678
unidades iso	K37	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	42.3196	0.1986	19.682
unidades iso	K38	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	43.079	0.1988	19.7006
unidades iso	K39	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	43.3812	0.1987	19.7174
unidades iso	K40	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	43.8483	0.1985	19.746
unidades iso	K41	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	44.2982	0.1987	19.7798
unidades iso	K42	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	44.6469	0.1987	19.8055
unidades iso	K43	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	45.2857	0.1987	19.8466

unidades iso	K44	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	45.6375	0.1987	19.8778
unidades iso	K45	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	46.577	0.1988	19.9264
unidades iso	K46	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	43.3804	0.0649	19.657
unidades iso	K47	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	43.5743	0.065	19.6661
unidades iso	K48	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	44.0662	0.065	19.6799
unidades iso	K49	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	45.4515	0.065	19.6925
unidades iso	K50	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	45.6723	0.0649	19.7097
unidades iso	K51	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	46.1745	0.0648	19.7387
unidades iso	K52	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	46.1717	0.0649	19.7778
unidades iso	K53	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	46.4597	0.0649	19.8037
unidades iso	K54	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	47.1822	0.065	19.8449
unidades iso	K55	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	47.5013	0.0649	19.876
unidades iso	K56	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	48.4923	0.0651	19.9246
unidades iso	K57	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	42.4527	0.3488	19.6989
unidades iso	K58	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	36.8087	0.3492	19.7073
unidades iso	K59	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	37.7932	0.3489	19.737
unidades iso	K60	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	6.1889	0.5398	19.6642
unidades iso	K61	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	27.8925	0.5401	19.7061
unidades iso	K62	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	18.382	0.5377	19.7288
unidades iso	K63	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	32.4227	0.8966	19.6861
unidades iso	K64	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	16.319	0.8967	19.703
unidades iso	K65	SISMO DIN. Y-Y Max	I-End	4.4486	0.896	19.718
TOTAL, FUERZA CORTANTE					984.072 ton.	

Fuente: Etabs 2016.

Verificación de relación entre cortante estática y dinámica:

se verifica la relación que existe entre la cortante estática y dinámica, ya que el Reglamento Nacional de Edificaciones E030, nos exige que la cortante dinámica debe ser al menos el 80% de la cortante estática para estructural regulares y del 90% del cortante estático para estructuras irregulares.

Tabla 152: Relación de cortante estática versus cortante dinámica en la estructura aislada.

VERIFICACION DE CORTANTES (ESTATICO Y DINAMICO)								
Story	Load Case/Combo	Locat.	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
piso 1	SISMO X-X	Bottom	0	-756.38	0	15177.68	0	-8023.42
piso 1	SISMO Y-Y	Bottom	0	0	-775.07	-22524.46	8206.61	0
piso 1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	0	597.98	2.5788	11244.53	23.31	5228.59
piso 1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	0	2.6232	607.02	16060.34	5191.48	24.59

Fuente: Etabs 2016.

De la tabla N° 152 tenemos:

$$V_{E_X} = 756.3854 \text{ T}$$

$$V_{E_Y} = 775.0761 \text{ T}$$

$$V_{D_X} = 597.9889 \text{ T}$$

$$V_{D_Y} = 607.0202 \text{ T}$$

Teniendo las dos cortantes procedemos con la verificación de la relación que existe entre dichas cortantes.

$$V_{D_X} = 597.9889 \text{ T} \rightarrow 90\% V_{E_X} = 680.7469 \text{ T}$$

$$V_{D_Y} = 607.0202 \text{ T} \rightarrow 90\% V_{E_Y} = 697.5685 \text{ T}$$

Como vemos en las dos direcciones las cortantes no cumplen con la condición de que pone la norma, por ende, procederemos a escalar dichas cortantes de la siguiente manera.

$$f_{E_X} = \frac{V_{E_X}}{V_{D_X}} = \frac{756.3854}{597.9889} = 1.2649$$

$$f_{E_Y} = \frac{V_{E_Y}}{V_{D_Y}} = \frac{775.0761}{607.0202} = 1.2769$$

Como ya escalamos las cortantes para cada una de las direcciones, ahora procedemos a ingresar al programa los correspondientes factores de escala en los casos de carga.

Figura 80: Escalamiento de cortante estático versus dinámico para X-X.

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	SISMO DIN. X-X	1.2649

☐ Advanced

Fuente: Etabs 2016.

Figura 81: Escalamiento de cortante estático versus dinámico para Y-Y.

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	SISMO DIN. Y-Y	1.2769

☐ Advanced

Fuente: Etabs 2016.

Siguiendo con el procedimiento exportamos el cuadro de verificación de cortantes dinámico versus estático escalado teniendo el siguiente:

Tabla 153: Verificación de cortante estático versus dinámico escalado sistema aislado.

VERIFICACION DE CORTANTES (ESTATICO Y DINAMICO) - ESCALADO								
Story	Load Case/Combo	Locat.	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
piso 1	SISMO X-X	Bottom	0	-756.38	0	15177.68	0	-8023.42
piso 1	SISMO Y-Y	Bottom	0	0	-775.07	-22524.46	8206.61	0
piso 1	SISMO DIN. X-X Max	Bottom	0	756.39	3.262	14223.21	29.486	6613.65
piso 1	SISMO DIN. Y-Y Max	Bottom	0	3.3496	775.10	20507.45	6629.00	31.40

Fuente: Etabs 2016.

Como podemos ver escalando incrementamos el nivel de sismo hasta alcanzar al nivel de la cortante estático y con ello garantizando la vida de la estructura y cumpliendo con el reglamento E030.

Verificación de las masas participativas:

También es muy importante verificar el porcentaje de masas participativas en cada dirección de análisis porque así lo menciona el Reglamento Nacional de Edificaciones E030, "el porcentaje de masas participativas deberá de ser mayor a 90% en cada dirección de análisis" en el siguiente cuadro presentamos que se cumple el requerimiento.

Tabla 154: Masas participativas sistema aislado.

MASAS PARTICIPATIVAS				
Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	99.21
Modal	Acceleration	UY	100	99.21
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Fuente: Etabs 2016.

4.1.5. ELABORACION DE MAQUETAS (PROTOTIPO DE LAS ESTRUCTURAS)

4.1.5.1. ESPÉCIMEN N° 01 (SISTEMA DUAL):

El espécimen N° 01 es una réplica del edificio compuesto por sistema estructural (Dual Convencional), fue elaborado a escala 1/30 del edificio original con la finalidad de verificar el comportamiento estructural y los desplazamientos y distorsiones de entrepiso, sometiendo a un sismo también a escala del mismo edificio en una mesa vibradora (simulador sísmico)

Figura 82: Prototipo del sistema estructural Dual.



Fuente: Elaboración propia.

4.1.5.2. ESPECIMEN N° 02 (SISTEMA AISLADO)

El espécimen N° 02 es una réplica del edificio con una configuración y sistema estructural del tipo a porticado, pero instalando aisladores sísmicos en la base, lo cual se ha elaborado también con la finalidad de verificar el comportamiento estructural y los desplazamientos y/o distorsiones sometiendo a un sismo a escala del edificio en una mesa vibradora (simulador sísmico)

Figura 83: Prototipo del sistema estructural aislado.

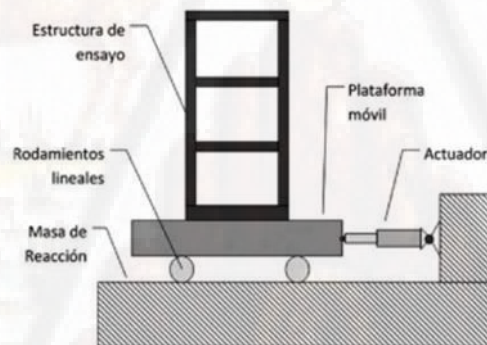


Fuente: Elaboración propia.

4.1.5.3. CARACTERISTICAS DE LA MESA VIBRADORA.

La mesa vibradora con la que se ha realizado la simulación sísmica de los prototipos de tiene las siguientes características y un esquema general de acuerdo con la siguiente figura.

Figura 84: Modelo de la mesa vibradora.



Fuente: Catalogo Vibrator Systms

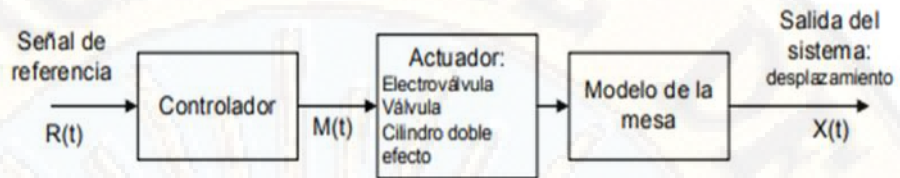
Cuadro 10: Características técnicas de la mesa vibradora.

PARAMETRO	DESCRIPCION
Peso Máximo Sobre la Mesa	100 kg.
Grados de Libertad	1 (Horizontal).
Desplazamiento Máximo	± 50 mm.
Aceleración Máxima	± 0.10 g.
Frecuencia Máxima de Operación	15 Hz.

Fuente: Elaboración Propia.

El diagrama de flujo en la que actúa la mesa vibradora es los siguiente:

Figura 85: Diagrama de flujo de la simulación.



Fuente: Elaboración Propia.

4.1.5.4. LABORATORIO:

El laboratorio que se ha utilizado para la simulación de los especímenes es de Propiedad de la Universidad Nacional de Huancavelica, Escuela Profesional de Ingeniería Civil Huancavelica, con ubicación legal en la ciudad universitaria Paturpampa.

Figura 86: Laboratorio donde se realizó la simulación.



Fuente: Laboratorio UNH.

4.1.5.5. SISMO DE LABORATORIO:

Sismo Producido el 15 de agosto del 2007 a las 18:40 hora local. Se registraron 76 mil viviendas destruidas, 431 mil damnificados, 595 fallecidos y 2291 heridos como saldo del desastre. La aceleración máxima fue registrada en la estación Parcona (PCN). En la Figura 16 se aprecia el acelerograma correspondiente al sismo en mención.

Características:

Magnitud: 8.0 Mw (Magnitud momento).

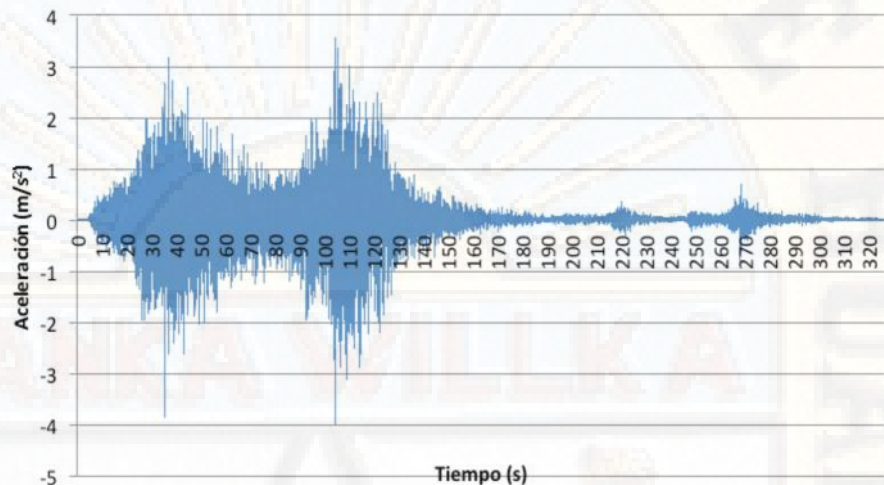
Epicentro: Océano Pacífico, a 40 km del departamento de Ica.

Profundidad: 39 km.

Duración: 175 segundos.

Aceleración máxima registrada: 488 cm/s².

Figura 87: Acelerograma del sismo de laboratorio.



Fuente: SISMID y Elaboración Propia.

Este sismo fue obtenido del portal de CISMID, descargado y escalado con los programas SeismoSignal 2016 y SeismoMatch 2016, para poder contrarrestar los efectos de sonido, este es el sismo que se ha utilizado para los dos sistemas estructurales.

4.1.5.6. PROCEDIMIENTO REALIZADO:

El trabajo de laboratorio se realizó mediante el uso de una mesa vibradora de dimensiones 1X1m, también se realizó el uso de tres acelerómetros de acuerdo con el siguiente; En el espécimen 01 (sistema dual) se le colocó la configuración de un acelerómetro en la base, un acelerómetro en el segundo piso y el último acelerómetro en el techo. En el espécimen 02 (sistema aislado) se le colocó la configuración de un acelerómetro en la base, un acelerómetro en el piso cero y el último acelerómetro en el techo, todo esto con la finalidad de verificar las aceleraciones que se producen en las estructuras y pisos correspondientes, luego realizar la comparación respectiva a causa del sismo sometido.

4.1.5.7. SALIDAD E DATOS:

Los datos que se obtuvieron del análisis de los sistemas estructurales en el laboratorio presento a continuación:

(a) ACELERACIONES SISMICAS SISTEMA DUAL.

Las aceleraciones sísmicas que se obtienen son producto de las lecturas de los acelerómetros que se han colocado en los pisos; base, piso 02 y último nivel del presente prototipo, los cuales son grabados por los acelerómetros para el sismo de laboratorio.

Tabla 155: Picos de Aceleraciones sísmicas por cada piso en el sistema dual.

CONDICION	BASE	PISO 02	PISO 04
Min =	-0.2370642	-0.3555963	-0.473891336
Max =	0.354411	0.5316165	0.708467589

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 88: Aceleraciones sísmicas en la base "sistema dual"



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 89: Aceleraciones sísmicas en el piso 02 "sistema dual"



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 90: Aceleraciones sísmicas en el piso 04 "sistema dual"



Fuente: Elaboración Propia.

(b) ACELERACIONES SISMICAS DEL SISTEMA AISLADO:

Las aceleraciones sísmicas obtenidas en el sistema estructural a porticado con aislamiento sísmico en la base se obtienen colocando los acelerómetros en la base, piso cero y ultimo nivel.

Tabla 156: picos de Aceleraciones sísmicas por cada piso del sistema aislado.

CONDICION	BASE	PISO 0	PISO 04
Min =	-0.2370642	-0.133182135	-0.146500348
Max =	0.354411	0.199107303	0.219018034

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 91: Aceleraciones sísmicas en la base "sistema aislado"



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 92: Aceleraciones sísmicas en el piso cero "sistema aislado"



Fuente: Elaboración Propia.

Figura 93: Aceleraciones sísmicas en el piso 04 "sistema aislado"



Fuente: Elaboración Propia.

(c) PERIODOS DE VIBRACION AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES:

Los periodos de vibración de cada sistema estructural producto del laboratorio presento a continuación:

Tabla 157: Ensayo de periodo de vibración sistema dual.

ESPECIMEN 01			
N° ENSAYO	N° VUELTAS	TIEMPO	PERIODO
1	16.5	20	0.825
2	17	20	0.850
3	17.1	20	0.855
4	16.5	20	0.825
5	17	20	0.850
PROMEDIO DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA			0.841

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 158: Ensayo de periodo de vibración sistema aislado.

ESPACIMEN 02			
N° ENSAYO	N° VUELTAS	TIEMPO	PERIODO
1	39.5	20	1.975
2	39.6	20	1.980
3	40.5	20	2.025
4	41.5	20	2.075
5	39.5	20	1.975
PROMEDIO DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA			2.006

Fuente: Elaboración Propia.

Los resultados que presentan en este acápite son producto de los trabajos de laboratorio con especímenes de cada sistema estructural “prototipos del hospital” objeto del presente estudio, sometidos a un sismo de ensayo en la mesa vibradora de sección 1X1m.

4.2. ANALISIS DE DATOS:

4.2.1. EXTRACCIÓN DE RESULTADOS IMPORTANTES:

Desde el acápite 4.1. Presentación de datos de la presente tesis procedemos a extraer los resultados más relevantes e importantes para cumplir con los objetivos específicos del presente estudio.

4.2.1.1. DISTORCIONES DE ENTREPISO SIMULACION CON SOFTWARE:

A continuación, presentamos el cuadro de distorsiones de entrepiso para cada uno de los sistemas estructurales:

(a) SISTEMA ESTRUCTURAL CONVENCIONAL (DUAL)

Las distorsiones que se presentan son como se aprecia en las tablas N° 159 y 160, para cada bloque y para cada dirección de análisis, de los cuales al final calculando solamente el promedio de estos con la finalidad de realizar la comparación íntegramente con los resultados del sistema estructural A porticado con aislamiento sísmico en la base.

También se presenta el desplazamiento general de cada uno de los pisos con respecto a su base, lo cual no es más que la sumatoria de las derivas en forma ascendente.

Tabla 159: Promedio de derivas de entrepiso X-X sistema dual.

DERIVAS DE ENTREPISO REALES							
Piso	Caso de Combinación de Carga	Dirección del Análisis	Distorsión de entrepiso bloque A	Distorsión de entrepiso bloque B	Distorsión de entrepiso bloque C	Promedio de Distorsiones de entrepiso General	Desplazam. General del piso con respecto a la base
Piso 4	SISMO DIN. X-X Max	X	0.005471	0.005565	0.001239	0.004092	0.018682
Piso 3	SISMO DIN. X-X Max	X	0.006741	0.006825	0.001202	0.004923	0.014590
Piso 2	SISMO DIN. X-X Max	X	0.006720	0.006542	0.001019	0.004760	0.009667
Piso 1	SISMO DIN. X-X Max	X	0.006815	0.006998	0.000908	0.004907	0.004907

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 160: Promedio de derivas de entrepiso Y-Y sistema dual.

DERIVAS DE ENTREPISO REALES							
Piso	Caso de Combinación de Carga	Dirección del Análisis	Distorsión de entrepiso bloque A	Distorsión de entrepiso bloque B	Distorsión de entrepiso bloque C	Promedio de Distorsiones de entrepiso General	Desplazam. General del piso con respecto a la base
Piso 4	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.004111	0.004137	0.001313	0.003187	0.017273
Piso 3	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.005765	0.005938	0.001575	0.004426	0.014086
Piso 2	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.006993	0.006967	0.001685	0.005215	0.009660
Piso 1	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.005387	0.006500	0.001449	0.004445	0.004445

Fuente: Etabs 2016.

(b) SISTEMA ESTRUCTURAL APORTICADO CON AISLAMIENTO SISMICO EN LA BASE:

Los resultados de las distorsiones del sistema estructural a porticado con aislamiento sísmico en la base se presentan a continuación, sobre el caso del nivel de unidades iso (nivel donde se sitúan los aisladores sísmicos), presenta una considerable, esto es normal ya que los desplazamientos se producen en los dispositivos los cuales fueron diseñados para tal efecto y es muy aparte del diafragma estructural.

Tabla 161: Resumen de derivas de entrepiso X-X sistema aislado.

DERIVAS DE ENTREPISO REALES				
Piso	Caso de Combinación de Carga	Dirección del Análisis	Distorsión de entrepiso	Desplazamiento General del piso con respecto a la base
piso 4	SISMO DIN. X-X Max	X	0.001533	0.009620
piso 3	SISMO DIN. X-X Max	X	0.002330	0.008087
piso 2	SISMO DIN. X-X Max	X	0.002940	0.005757
piso 1	SISMO DIN. X-X Max	X	0.002600	0.002817
piso cero	SISMO DIN. Y-Y Max	X	0.000218	

unidades iso	SISMO DIN. X-X Max	X	0.302163	
piso técnico	SISMO DIN. X-X Max	X	0.000135	

Fuente: Etabs 2016.

Tabla 162: Resumen de derivas de entrepiso Y-Y sistema aislado.

DERIVAS DE ENTREPISO REALES				
Piso	Caso de Combinación de Carga	Dirección del Análisis	Distorsión de entrepiso	Desplazamiento General del piso con respecto a la base
piso 4	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.000654	0.006050
piso 3	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.001074	0.005396
piso 2	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.001466	0.004322
piso 1	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.001550	0.002856
piso cero	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.001307	
unidades iso	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.329511	
piso técnico	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.000141	

Fuente: Etabs 2016.

4.2.1.2. PERIODOS DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA SIMULACION CON SOFTWARE:

Los periodos de vibración se presentan para cada tipo del sistema estructural.

(a) PERIODOS DE VIBRACION PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL DUAL:

Tabla 163: Periodos de vibración sistema dual.

PARTICIPACION MODAL DE LA ESTRUCTURA					
Caso	Modo	Bloque A	Bloque B	Bloque C	Promedio Total
		Periodo (s)	Periodo (s)	Periodo (s)	Periodo (s)
Modal	1	0.815	0.901	0.223	0.646
Modal	2	0.558	0.612	0.192	0.454

Fuente: Etabs 2016.

(b) PERIODO DE VIBRACION PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL APORTICADO CON AISLADORES SISMICOS EN LA BASE:

Tabla 164: Periodos de vibración sistema aislado.

PARTICIPACION MODAL DE LA ESTRUCTURA		
Caso	Modo	General
		Periodo (s)
Modal	1	2.226
Modal	2	2.170

Fuente: Etabs 2016.

4.2.1.3. ACELERACIONES SISMICAS "LABORATORIO":

En este párrafo solo presentamos el resumen de las aceleraciones sísmicas mínimas y máximas extraídas de las tablas N° 155 y 156.

(a) ACELERACIONES SISMICAS "SISTEMA DUAL":

Tabla 165: Máximas y Mínimas aceleraciones sísmicas sistema dual.

CONDICION	BASE	PISO 02	PISO 04
Min =	-0.2370642	-0.3555963	-0.473891336
Max =	0.354411	0.5316165	0.708467589

Fuente: Elaboración Propia.

(b) ACELERACIONES SISMICAS "SISTEMA AISLADO":

Tabla 166: Máximas y Mínimas aceleraciones sísmicas sistema aislado.

CONDICION	BASE	PISO 0	PISO 04
Min =	-0.2370642	-0.133182135	-0.146500348
Max =	0.354411	0.199107303	0.219018034

Fuente: Elaboración Propia.

4.2.1.4. PERIODOS DE VIBRACION "LABORATORIO":

Los periodos de vibración para cada tipo del sistema estructural presento a continuación, producto del trabajo realizado en el laboratorio.

(a) PERIODO DE VIBRACION "SISTEMA DUAL":

Tabla 167: periodos de vibración sistema dual.

ESPECIMEN 01	
PROMEDIO DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA	0.841 s

Fuente: Elaboración Propia.

(b) PERIODO DE VIBRACION "SISTEMA AISLADO":

Tabla 168: periodos de vibración sistema aislado.

ESPECIMEN 02	
PROMEDIO DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA	2.006 s.

Fuente: Elaboración Propia.

4.2.2. ANALISIS DE DATOS Y COMPARACION DE RESULTADOS:

En este acápite realizaremos el análisis y comparación de resultados para poder corroborar con la hipótesis planteada en el presente estudio y después de ello realizar las conclusiones y recomendaciones correspondientes, cabe precisar que del sistema estructural dual solo trabajaremos con los valores promedio.

4.2.2.1. ANALISIS RESULTADOS DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES SIMULACION CON SOFTWARE:

(a) REDUCCION PORCENTUAL DE DISTORCIONES DE ENTREPISO:

Tabla 169: Reducción porcentual de distorsiones de entrepiso X-X.

DERIVAS DE ENTREPISO REALES X-X						
Piso	Caso de Combinación de Carga	Dirección del Análisis	Distorsión Sistema Estructural Dual	Distorsión Sistema Estructural Aporticado Aislado	Distorsión Aislado/Dual (%)	Distorsión reducida con respecto al sistema Dual (%)
Piso 4	SISMO DIN. X-X Max	X	0.00409	0.00153	37%	63%
Piso 3	SISMO DIN. X-X Max	X	0.00492	0.00233	47%	53%
Piso 2	SISMO DIN. X-X Max	X	0.00476	0.00294	62%	38%
Piso 1	SISMO DIN. X-X Max	X	0.00491	0.00260	53%	47%
piso cero	SISMO DIN. Y-Y Max	X	0.00000	0.000218	No Aplica	No Aplica
unidades iso	SISMO DIN. X-X Max	X	0.00000	0.302163	No Aplica	No Aplica
piso técnico	SISMO DIN. X-X Max	X	0.00000	0.000135	No Aplica	No Aplica

Fuente: Elaboración Propia y Etabs 2016.

Tabla 170: reducción porcentual de distorsiones de entrepiso Y-Y.

ERIVAS DE ENTREPISO REALES Y-Y						
Piso	Caso de Combinación de Carga	Dirección del Análisis	Distorsión Sistema Estructural Dual	Distorsión Sistema Estructural Aporticado Aislado	Distorsión Aislado/Dual (%)	Distorsión reducida con respecto al sistema Dual (%)
Piso 4	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.00319	0.00065	21%	79%
Piso 3	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.00443	0.00107	24%	76%
Piso 2	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.00522	0.00147	28%	72%
Piso 1	SISMO DIN. Y-Y Max	Y	0.00445	0.00155	35%	65%
piso cero	SISMO DIN. Y-Y Max	X	0.00000	0.001307	No Aplica	No Aplica
unidades iso	SISMO DIN. X-X Max	X	0.00000	0.329511	No Aplica	No Aplica
piso técnico	SISMO DIN. X-X Max	X	0.00000	0.000141	No Aplica	No Aplica

Fuente: Elaboración Propia y Etabs 2016.

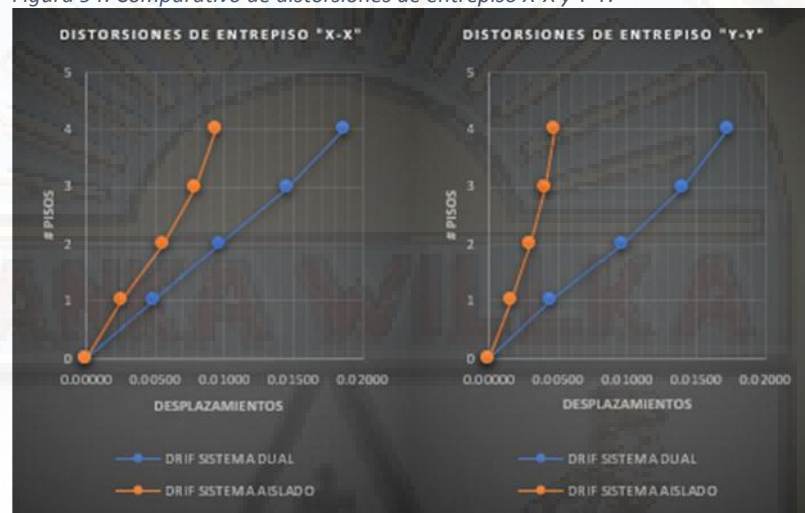
✓ DISCUSIÓN:

“cómo se puede verificar los cálculos de la tabla 169, para la dirección de análisis X-X, los aisladores sísmicos pueden reducir las distorsiones de entrepiso en un promedio de 50.25% y en la dirección de análisis Y-Y de acuerdo con los cálculos de la tabla 170 se puede verificar que, con el uso y aplicación de los aisladores sísmicos con núcleo de plomo, se puede reducir

los desplazamientos y distorsiones en un promedio de 73%", de esta manera cumpliendo con la norma internacional de ASCE/SEI 7-10 y la UBC 97, los aisladores sísmicos con Núcleo de Plomo Garantizan el amortiguamiento Efectivo de la estructural aislada.

(b) COMPARACION DE DISTORSIONES DE ENTREPISO:

Figura 94: Comparativo de distorsiones de entrepiso X-X y Y-Y.



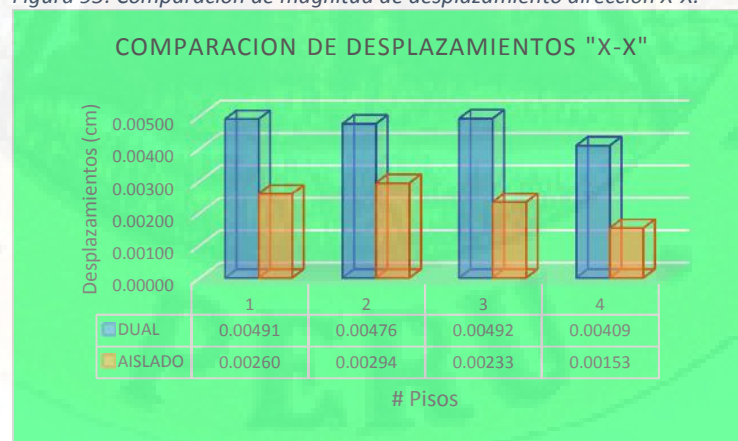
Fuente: Elaboración Propia

✓ DISCUSION:

"de la figura 94, Numero de pisos versus desplazamientos podemos verificar que tanto en la dirección X-X y Y-Y la tendencia que más se desplaza es la de color azul (distorsiones del sistema estructural dual) y la tendencia naranja se desplaza mucho menor (distorsiones de sistema estructural aislado)"

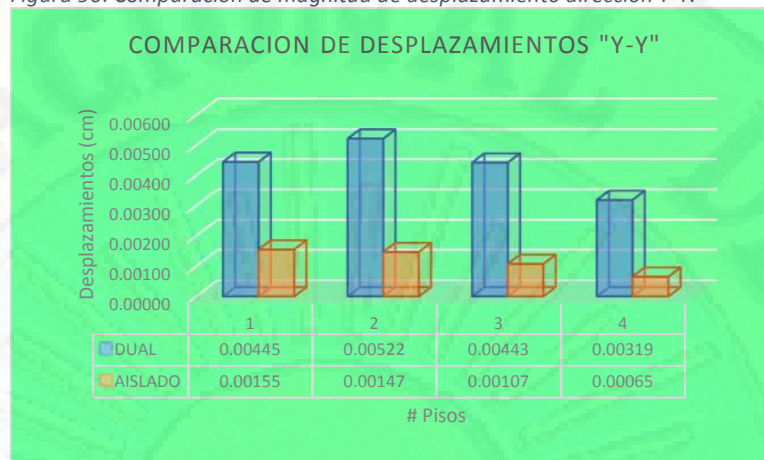
(c) COMPARACION DE CANTIDADES DE DESPLAZAMIENTO:

Figura 95: Comparación de magnitud de desplazamiento dirección X-X.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 96: Comparación de magnitud de desplazamiento dirección Y-Y.



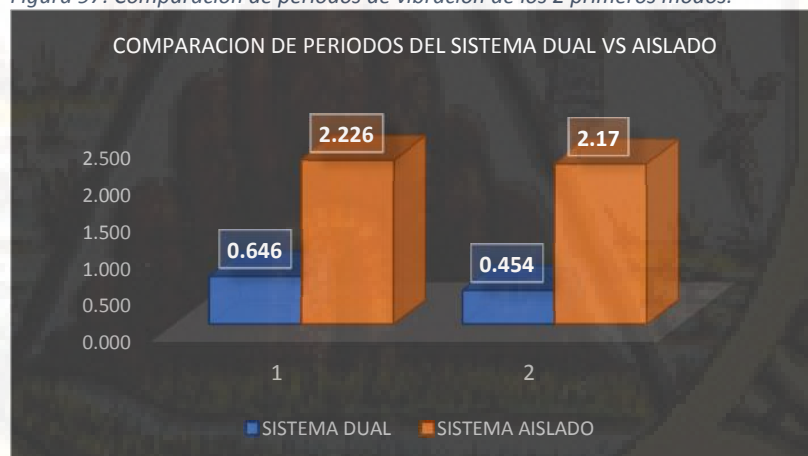
Fuente: Elaboración Propia

✓ DISCUSION:

“de las figuras 95 y 96 cabe mencionar que la magnitud de desplazamiento del sistema estructural dual en los diferentes pisos es mayor al desplazamiento del sistema estructural a porticado con aisladores sísmicos en la base en un promedio de 50% en la dirección X-X y en un promedio de 73% en la dirección Y-Y”

(d) COMPARACION DE PERIODOS DE VIBRACION:

Figura 97: Comparación de periodos de vibración de los 2 primeros modos.



Fuente: Elaboración Propia

✓ DISCUSION:

“el periodo de vibración del sistema estructural a porticado con aisladores sísmicos en la base es mayor en un 3.45 veces al periodo de vibración del sistema estructural dual, y con esto el sistema aislado garantiza el

amortiguamiento efectivo a la estructura y su buena respuesta ante acciones sísmicas”

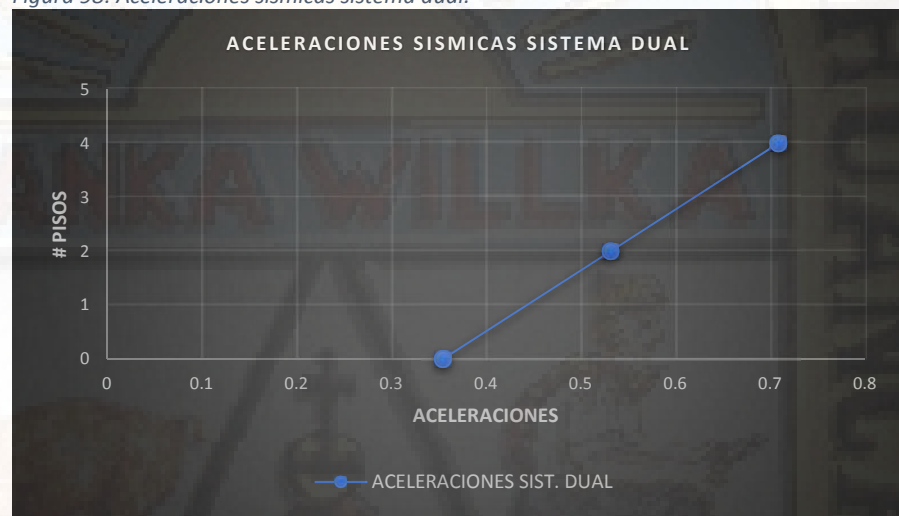
4.2.2.2. ANALISIS DE RESULTADOS DE AMBOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

SIMULACION EN LABORATORIO:

(a) ACELERACIONES SISMICAS SISTEMA DUAL:

Extrayendo de la tabla N° 165 procedemos a verificar la amplificación de las aceleraciones con respecto a la base.

Figura 98: Aceleraciones sísmicas sistema dual.



Fuente: Elaboración Propia

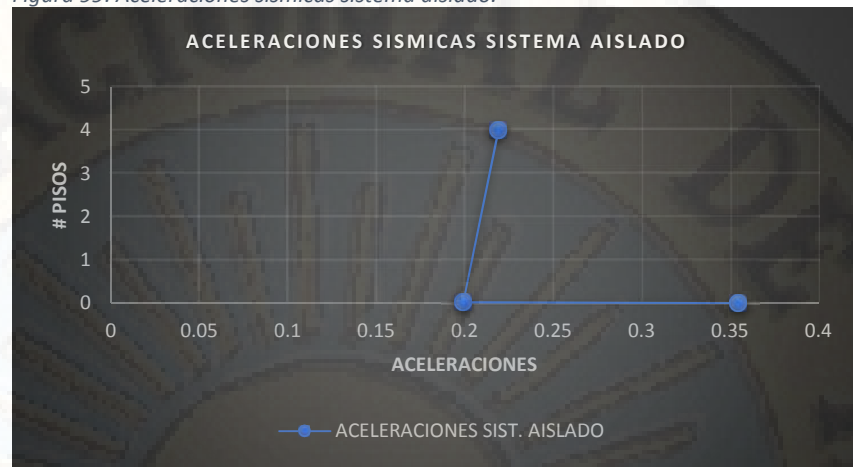
✓ DISCUSION:

“como se aprecia en la figura 98, las aceleraciones sísmicas en los pisos del sistema estructural dual donde se colocaron los acelerómetros aumentan constantemente a razón de 50% en cada piso, desde la base hasta el último nivel, de esta manera incrementando las fuerzas sísmicas en el último nivel y haciendo más vulnerable a las fallas” cumpliendo con la Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura del RNE E 030. (diseño sísmico convencional)

(b) ACELERACIONES SISMICAS SISTEMA AISLADO:

Extrayendo de la tabla N° 166 procedemos a verificar la amplificación de las aceleraciones con respecto a la base.

Figura 99: Aceleraciones sísmicas sistema aislado.

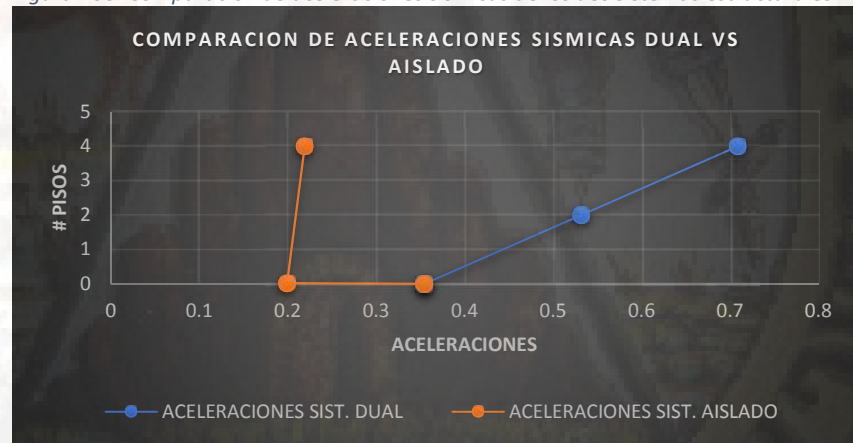


Fuente: Elaboración Propia

✓ DISCUSION:

“de la figura 99 se aprecia que las aceleraciones sísmicas en el sistema estructural a porticado con aisladores sísmicos en la base se reducen desde la plataforma de la mesa hasta el piso cero que este situado sobre la cara superior de los aisladores sísmicos en un 56% y desde allí hasta el último nivel aumentando solo en un 6% de forma lineal”

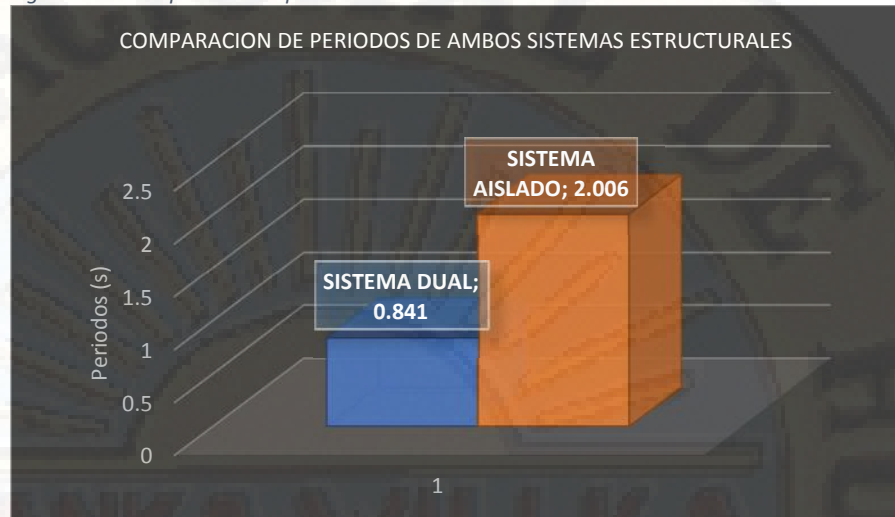
Figura 100: Comparación de aceleraciones sísmicas de los dos sistemas estructurales.



Fuente: Elaboración Propia

(c) COMPARACION DE PERIODOS DE VIBRACION:

Figura 101: Comparación re periodos de vibración obtenidos en el laboratorio.



Fuente: Elaboración Propia

✓ DISCUSION:

“Como se puede apreciar desde la figura 101 el periodo del sistema estructural a porticado con aisladores sísmicos en la base es mayor en un 2.39 veces al periodo del sistema estructural dual, con ello garantizando el mayor amortiguamiento y la buena respuesta ante acciones sísmicas del sistema estructural aislado” reduciendo también las aceleraciones sísmicas en la plataforma del espectro de pseudoaceleraciones.

CONCLUSIONES

Las conclusiones que se detalla a continuación son del presente trabajo de tesis y propios del autor.

- De los dos tipos de sistemas estructurales analizados con el mismo sismo y en condiciones iguales, el sistema estructural que tiene un mejor comportamiento ante sollicitaciones sísmicas es el a porticado con aisladores sísmicos en la base con respecto al sistema estructural dual, ya que reducen las distorsiones de entrepiso en un porcentaje muy considerable, además de ello tienen periodos largos con ello garantizando la disminución de aceleraciones sísmicas.
- Realizándose el modelado y análisis en el software Etabs 2016, el sistema estructural a porticado con aisladores sísmicos (LRB) en la base reduce los desplazamiento y distorsiones de entrepiso en dirección de análisis X-X en un promedio de 50.25% y en dirección de análisis Y-Y en un promedio de 73%, todo ello con respecto al sistema estructural dual.
- Realizándose la simulación en el laboratorio, las aceleraciones sísmicas del sistema estructural dual aumentan a razón constante de 50% por cada dos pisos, cumpliendo con las fuerzas laterales de un diseño convencional según RNE E 030.
- Realizándose la simulación en el laboratorio, las aceleraciones sísmicas del sistema estructural a porticado con aisladores sísmicos en la base disminuyen en un 56% tomando desde la plataforma de la mesa dinámica hasta el piso cero y desde allí aumenta a razón de 6% hasta el cuarto piso.
- Con todos los parámetros sísmicos obtenidos en la presenta tesis se llega a la conclusión de que el sistema estructural a porticado con aisladores sísmicos en la base garantiza el buen comportamiento estructural comparado con el sistema estructural dual.

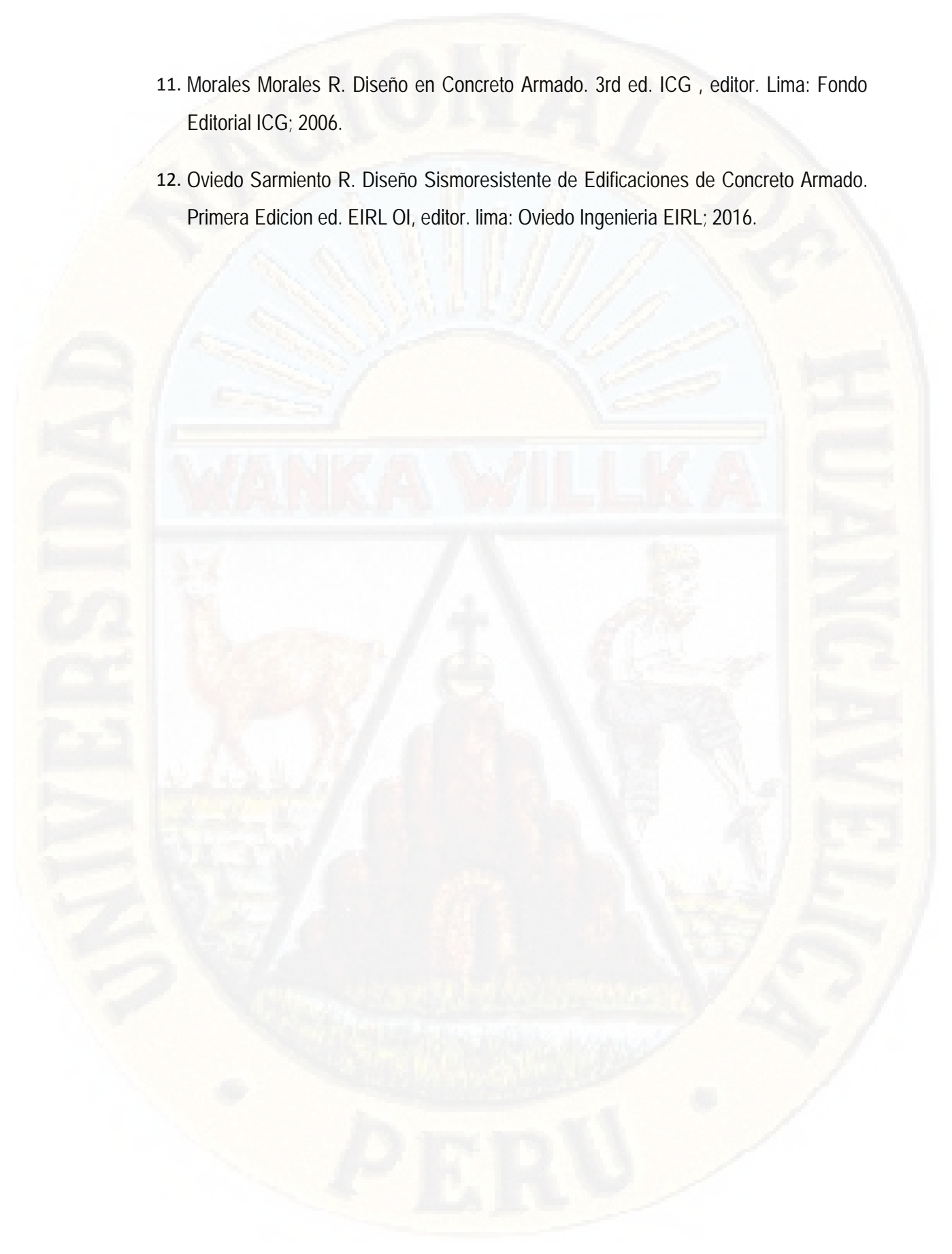
RECOMENDACIONES

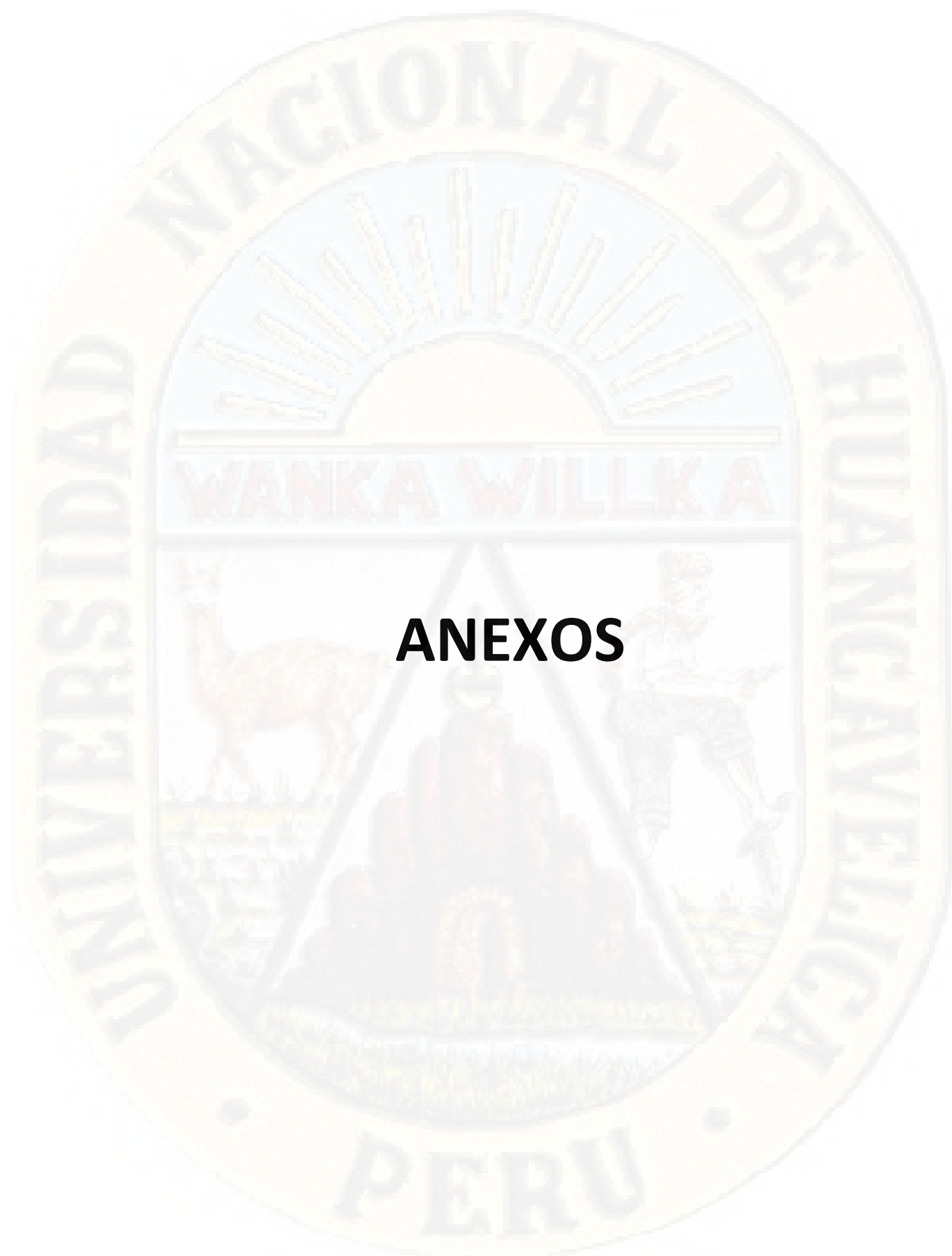
Las recomendaciones que se da a continuación son consideradas de vital importancia para cada uno de los profesionales que hoy en día se dedican a la consultoría de proyectos, ejecución de proyectos y otros demás, argumentando los siguientes;

- Específicamente recomiendo que para la futura construcción del Hospital II-1 del distrito de Lircay se adicione los dispositivos de control sísmico (aisladores sísmicos de base LRB) de acuerdo con el Reglamento Nacional de Edificaciones E 030 para cumplir con la filosofía del diseño sísmico y dotar de estructura hospitalaria que garantice la seguridad hacia los ocupantes y a los equipos de medicina.
- Recomiendo evitar las placas y/o muros de corte en una estructura sísmicamente aislada, ya que la estructura con aisladores sísmicos en la base responde al sismo con los mismos dispositivos y no con la rigidez estructural que comúnmente lo hacen los edificios convencionales.
- Recomiendo realizar el ensayo independiente en un laboratorio certificado para cada tipo de aislador a utilizar en la estructura a fin de obtener las propiedades físicas y mecánicas de este.
- Se recomienda también la aplicación de los aisladores sísmicos con núcleo de plomo LRB, en cualquier sistema estructural y cualquier tipo de edificación para minimizar los daños estructurales ocasionadas por el sismo en ella, y evitar la pérdida de vidas humanas cumpliendo con la filosofía del RNE E 030.
- Por último, recomiendo el uso de los aisladores sísmicos (LRB) en cualquier tipo de estructuras a fin de salvaguardar la vida de este y de sus ocupantes en un evento sísmico y si se tratase de estructuras hospitalarias con mucho mayor razón para que este siga operativo después de un evento sísmico, ya que es el hogar de todos después de un desastre natural y/u otro.

BIBLIOGRAFÍA

1. Carmona P, Rosas AJ. Análisis Comparativo del Comportamiento Sísmico Dinámico del diseño normativo sismo-resistente de un sistema dual frente al modelo con aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) de un sistema aporticado, del Edificio de Oficinas de seis pisos. Tesis Pregrado. Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas; 2015.
2. CDV IA. Protegemos tu Vida y tu Inversión. Brochure Antisísmica. 2015 Octubre; II(13).
3. Meza RI, Sanchez EE. "GUÍA DE DISEÑO SÍSMICO DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS Y DE FRICCIÓN PARA LA REPÚBLICA DE NICARAGUA". Monografía. Nicaragua: Universidad Nacional de Ingeniería; 2010.
4. Lema EP. "ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS MODELAMIENTO EN EL ETABS". Tesis Pregrado. Quito: Universidad Central de Ecuador; 2013.
5. Cámara Chilena de la Construcción. Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía. Protección Sísmica de Estructuras. 2011 Noviembre; I(29).
6. Torres P. Sistemas Modernos de Protección Sísmica. 2016 Octubre 14; I(4): p. 41.
7. Ander-Egg E. Técnicas de investigación social Buenos Aires: LUMEN ARGENTINA; 1995.
8. Hernández Sampieri, Fernández Collado, Baptista Lucio MdP. Metodología de la investigación México: MCGRAW-HILL; 2010.
9. Borja M. Metodología de la Investigación Científica Para Ingenieros Chiclayo; 2012.
10. Sanchez Aucatoma JA, Dela Cruz Caballón J. "Estudio de suelos para cimentaciones superficiales en edificaciones de 4 niveles en la ciudad de Lircay - Huancavelica". Tesis. Lircay: Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica; 2013.

- 
11. Morales Morales R. Diseño en Concreto Armado. 3rd ed. ICG , editor. Lima: Fondo Editorial ICG; 2006.
 12. Oviedo Sarmiento R. Diseño Sismoresistente de Edificaciones de Concreto Armado. Primera Edicion ed. EIRL OI, editor. lima: Oviedo Ingenieria EIRL; 2016.



ANEXOS



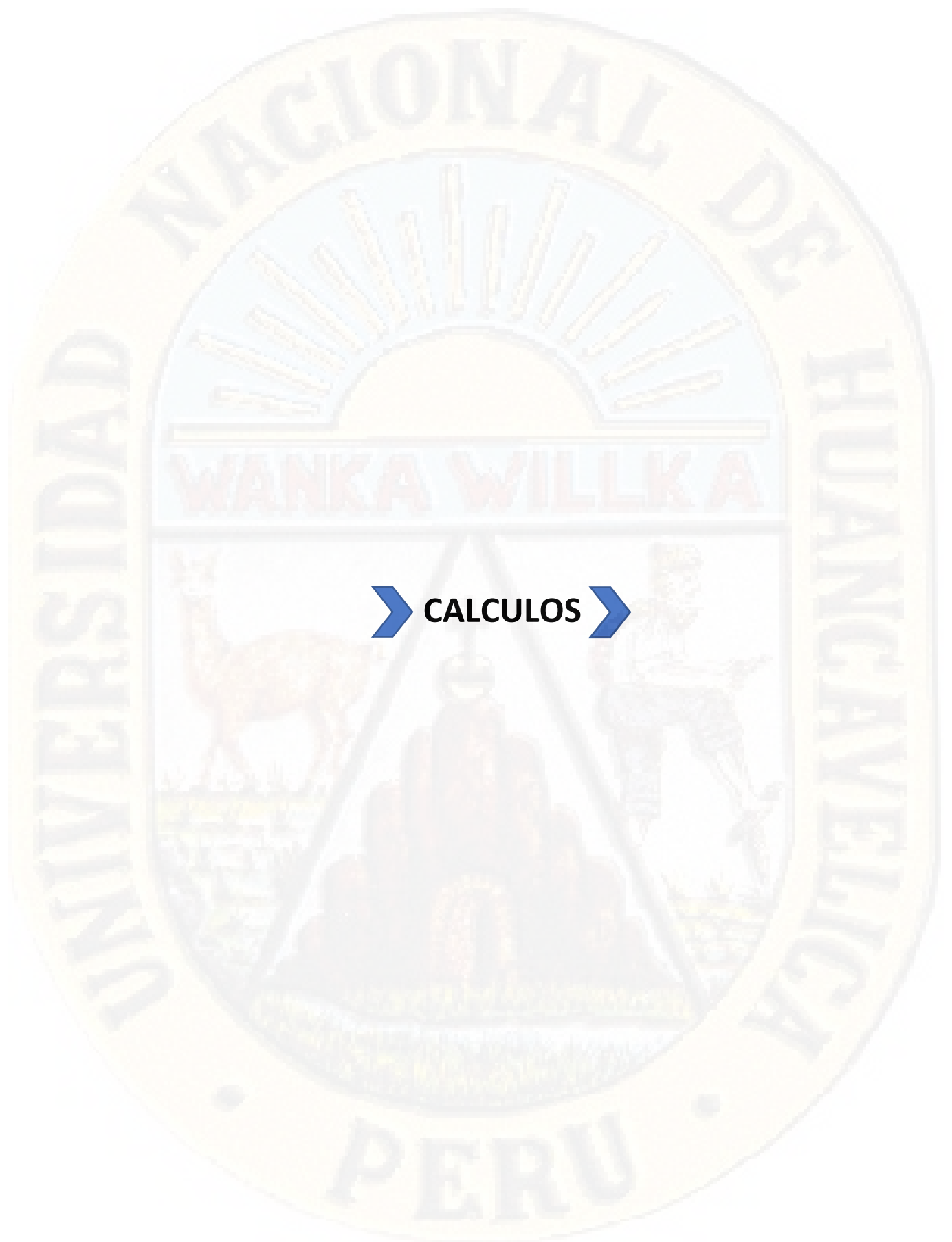
Matriz de Consistencia

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	VARIABLE	METODOLOGÍA
<p>Problema General:</p> <p>¿Cuál es el comportamiento estructural del Sistema Dual y Sistema Aporticado con aislamiento sísmico en la base para un Hospital de cuatro Pisos Ubicado en el Distrito de Lircay, Provincia de Angaraes, Región Huancavelica?</p> <p>Problemas específicos:</p> <p>1) ¿cuál de los Dos sistemas estructurales presenta una menor distorsión de entrepiso ante un sismo con una intensidad mayor a 7.5 grados realizando el modelamiento en el programa ETABS?</p> <p>2) ¿Cuál de los dos sistemas estructurales tendrá un mejor comportamiento estructural sometiendo la réplica del hospital en</p>	<p>Objetivo General:</p> <p>Evaluar Cuál es el comportamiento estructural del Sistema Dual y Sistema Aporticado con aislamiento sísmico en la base para un Hospital de cuatro Pisos Ubicado en el Distrito de Lircay, Provincia de Angaraes, Región Huancavelica</p> <p>Objetivos específicos:</p> <p>1) Determinar cuál de los Dos sistemas estructurales presenta una menor distorsión de entrepiso ante un sismo con una intensidad mayor a 7.5 grados realizando el modelamiento en el programa ETABS</p> <p>2) Determinar Cuál de los dos sistemas estructurales tendrá</p>	<p>Hipótesis general:</p> <p>La estructura aporticada y aislada con aisladores (LRB) comparada con la estructura convencional (Dual) tendrá un mejor comportamiento estructural, es decir, aminorará los esfuerzos y desplazamientos de entrepiso.</p> <p>Hipótesis específicas:</p> <p>1) La estructura aporticada con aisladores sísmicos (LRB) en la base presenta periodos largos, aceleraciones pequeñas y una menor distorsión de entrepiso en el edificio.</p> <p>2) La estructura convencional (Dual) presenta periodos cortos, aceleraciones grandes y mayores</p>	<p>Variable Independiente:</p> <p>X: Sistema Estructural (Dual y Aporticado con aislamiento sísmico en la base)</p> <p>Variable Dependiente:</p> <p>Y: Comportamiento Estructural (Distorsión de entrepisos)</p>	<p>Tipo de investigación: aplicado</p> <p>Nivel de investigación: Explicativo, aplicado y comparativo</p> <p>Método Explicativa.</p> <p>Diseño de investigación: explicativa transversal correlacional/causal</p> <p>Población.</p> <p>En esta investigación no se cuenta con una población físico – palpable, ya que trata de un diseño estructural de un hospital en el distrito de Lircay y en</p>

<p>un laboratorio ante un sismo con una intensidad mayor a 7,5 grados?</p>	<p>un mejor comportamiento estructural sometiendo la réplica del hospital en un laboratorio ante un sismo con una intensidad mayor a 7,5 grados.</p>	<p>distorsiones de entrepiso en el edificio.</p>	<p>dicho distrito actualmente el hospital no está construido físicamente para seleccionar como población, sino más bien es una concepción imaginaria comparativa.</p> <p>Muestra:</p> <p>Es una muestra imaginaria porque no se cuenta con una población compacta físicamente en el distrito de Lircay para tomarlo como muestra, ya que la investigación se realizará a partir de una concepción de dos sistemas estructurales los cuales en el transcurso de la ejecución serán modeladas en el programa ETABS y su réplica de estos serán sometidas a fuerzas sísmicas en un laboratorio, para que a partir de ellos recién se pueda obtener datos y resultados).</p>
----------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES							
ACTIVIDADES	MAY 2018	JUN 2018	JUL 2018	AGO 2018	SET 2018	OCT 2018	NOV 2018
Presentación del Proyecto	X						
Reconocimiento de la zona de estudio en donde se llevará a cabo el proyecto de investigación		X					
Visita a Laboratorio (Huancavelica)			X				
Elaboración de maquetas (prototipos de los sistemas estructurales)			X	X			
Ensayo de los prototipos en la mesa dinámica (laboratorio UNH – Huancavelica)					X		
Procesamiento de datos						X	
Elaboración del Informe Final						X	
Presentación del Informe Final							X

PRESUPUESTO DE LA TESIS					
RUBRO	EQUIPAMIENTO	CANTIDAD	UNIDAD MED.	MONTO UNITARIO S/.	TOTAL, S/.
1	Materiales de escritorio				
	Materiales de escritorio (Papel Bond 75 gr)	4	millar	22.00	88.00
	Lapiceros	1	docena	20.00	20.00
	Libros didácticos	2	unidad	35.00	70.00
2	Materiales				
	Wincha	1	unidad	90.00	90.00
	Flexo metro	1	unidad	25.00	25.00
3	Maqueta estructural				
	Costo de maqueta estructural	2	unidad	600.00	1,200.00
4	Viáticos				
	Pasajes ida y vuelta al laboratorio (Huancavelica)	2	Global	20.00	40.00
	Alimentación (Huancavelica)	1	Global	10.00	10.00
	Costo del laboratorio	1	Global	700.00	700.00
	Movilidad ida y vuelta a la ciudad de Huancavelica (traslado de maquetas al laboratorio)	1	Globgal	200.00	200.00
	Alimentación (Huancavelica)	2	Global	10.00	20.00
	TOTAL				S/. 2,463.00



➤ CALCULOS ➤

SISTEMA DUAL

A.4.- Zapatas:

ZAPATAS RECTANGULARES DE COLUMNAS

$$Az = \frac{Ps}{\sigma n}$$

DONDE:

Az = area de la zapata

σn = capacidad neta del terreno

Ps = peso de servicio que recibe la zapata

$$\sigma n = \sigma t - hf * \gamma s - hc * \gamma c - s/c$$

DONDE:

Az = area de la zapata

σn = capacidad neta del terreno

Ps = peso de servicio que recibe la zapata

$\gamma c =$	2.400 Ton/m3
$\gamma s =$	1.800 Ton/m3
$s/c =$	0.400 Ton/m2

LADOS DE COLUMNA

X-X	Y-Y	TIPO
0.65	0.25	C1
0.3	0.65	C2

UBICACIÓN	PESO DE SERVICIO QUE RECIBE LA ZAPATA (Tn)	DIRECCION MAYOR	CAPACIDAD PORTENTE DEL TERRENO (Ton/m2)	ALTURA DEL SUELO (m)	% DE PESO DE SERVICIO QUE RECIBE LA ZAPATA	CAPACIDAD PORTENTE NETO DEL TERRENO (kg/cm2)	AREA DE LA ZAPATA (m2)	COLUMNAS		ZAPATAS		AREA DE LA ZAPATA CALCULADA (m2)	ZAPATAS ASUM.		AREA DE LA ZAPATA ASUMIDA (m2)	VERIF.
								L (m)	B (m)	L (m)	B (m)		L (m)	B (m)		
2-A	68.07	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	4.40	0.65	0.25	2.30	1.90	4.36	2.35	1.95	4.58	OK
2-B	97.41	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	6.30	0.65	0.30	2.68	2.33	6.27	2.70	2.35	6.35	OK
2-C	94.30	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	6.10	0.65	0.30	2.64	2.29	6.07	2.65	2.35	6.23	OK
2-D	70.90	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	4.58	0.65	0.25	2.34	1.94	4.54	2.35	2.00	4.70	OK
4-A	67.74	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	4.38	0.65	0.25	2.29	1.89	4.34	2.30	1.95	4.49	OK
4-B	91.03	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	5.89	0.65	0.30	2.60	2.25	5.86	2.60	2.30	5.98	OK
4-C	93.84	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	6.07	0.65	0.30	2.64	2.29	6.04	2.65	2.35	6.23	OK
4-D	70.55	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	4.56	0.65	0.25	2.34	1.94	4.52	2.35	2.00	4.70	OK
5-E	20.64	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	1.33	0.65	0.30	1.33	0.98	1.30	1.35	1.00	1.35	OK
5-F	78.92	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	5.10	0.65	0.30	2.43	2.08	5.07	2.45	2.10	5.15	OK
5-G	84.79	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	5.48	0.65	0.30	2.52	2.17	5.45	2.55	2.20	5.61	OK
5-H	24.69	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	1.60	0.65	0.30	1.44	1.09	1.57	1.45	1.15	1.67	OK
6-A	68.07	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	4.40	0.65	0.25	2.30	1.90	4.36	2.30	1.95	4.49	OK
6-B	91.48	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	5.92	0.65	0.30	2.61	2.26	5.89	2.65	2.30	6.10	OK
6-C	94.30	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	6.10	0.65	0.30	2.64	2.29	6.07	2.65	2.35	6.23	OK
6-D	70.90	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	4.58	0.65	0.25	2.34	1.94	4.54	2.35	2.00	4.70	OK
6-E	37.82	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	2.45	0.65	0.30	1.74	1.39	2.42	1.75	1.45	2.54	OK
6-F	48.40	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	3.13	0.65	0.30	1.94	1.59	3.10	1.95	1.65	3.22	OK
6-G	57.34	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	3.71	0.65	0.30	2.10	1.75	3.68	2.10	1.80	3.78	OK
6-H	45.72	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	2.96	0.65	0.25	1.92	1.52	2.92	1.95	1.55	3.02	OK
7-E	26.40	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	1.71	0.65	0.30	1.48	1.13	1.68	1.50	1.15	1.73	OK
7-F	105.30	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	6.81	0.65	0.30	2.78	2.43	6.78	2.80	2.45	6.86	OK
7-G	113.33	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	7.33	0.65	0.30	2.88	2.53	7.30	2.90	2.55	7.40	OK
7-H	32.01	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	2.07	0.65	0.30	1.61	1.26	2.04	1.65	1.30	2.15	OK
8-G	44.39	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	2.87	0.65	0.25	1.89	1.49	2.83	1.90	1.55	2.95	OK
9-A	68.07	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	4.40	0.65	0.25	2.30	1.90	4.36	2.30	1.95	4.49	OK
9-B	91.48	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	5.92	0.65	0.30	2.61	2.26	5.89	2.65	2.30	6.10	OK

9-C	94.30	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	6.10	0.65	0.30	2.64	2.29	6.07	2.65	2.35	6.23	OK
9-D	70.90	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	4.58	0.65	0.25	2.34	1.94	4.54	2.35	2.00	4.70	OK
11-A	67.74	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	4.38	0.65	0.25	2.29	1.89	4.34	2.30	1.95	4.49	OK
11-B	91.03	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	5.89	0.65	0.30	2.60	2.25	5.86	2.60	2.30	5.98	OK
11-C	93.84	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	6.07	0.65	0.30	2.64	2.29	6.04	2.65	2.35	6.23	OK
11-D	70.55	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	4.56	0.65	0.25	2.34	1.94	4.52	2.35	2.00	4.70	OK
13-A	68.07	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	4.40	0.65	0.25	2.30	1.90	4.36	2.30	1.95	4.49	OK
13-B	91.03	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	5.89	0.65	0.30	2.60	2.25	5.86	2.60	2.30	5.98	OK
13-C	93.84	Y-Y	18.9	1.00	8%	16.70	6.07	0.65	0.30	2.64	2.29	6.04	2.65	2.35	6.23	OK
13-D	70.90	X-X	18.9	1.00	8%	16.70	4.58	0.65	0.25	2.34	1.94	4.54	2.35	2.00	4.70	OK

ZAPATAS RECTANGULARES DE PLACAS

UBICACIÓN	PESO DE SERVICIO QUE RECIBE LA ZAPATA (Tn)	DIRECCION MAYOR	CAPACIDAD PORTENTE DEL TERRENO (Ton/m2)	FONDO DE CIMENTACION (m)	% DE PESO DE SERVICIO QUE RECIBE LA ZAPATA	CAPACIDAD PORTENTE NETO DEL TERRENO (kg/cm2)	AREA DE LA ZAPATA (m2)	PLACAS		ZAPATAS		AREA DE LA ZAPATA CALCULADA (m2)	ZAPATAS ASUM.		AREA DE LA ZAPATA ASUMIDA (m2)	VERIF.
								L (m)	B (m)	L (m)	B (m)		L (m)	B (m)		
1-A	48.46	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.14	3.46	1.20	0.25	2.33	1.38	3.23	2.35	1.50	3.53	OK
1-B	62.59	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	4.33	1.20	0.25	2.56	1.61	4.10	2.60	1.70	4.42	OK
1-C	64.36	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	4.45	1.20	0.25	2.58	1.63	4.22	2.60	1.75	4.55	OK
1-D	50.01	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	3.46	1.20	0.25	2.33	1.38	3.23	2.35	1.50	3.53	OK
3-A	66.65	X-X	18.9	1.60	8%	15.62	4.61	1.20	0.25	2.62	1.67	4.38	2.65	1.75	4.64	OK
3-D	69.22	X-X	18.9	1.60	8%	15.62	4.79	1.20	0.25	2.66	1.71	4.56	2.70	1.80	4.86	OK
4-F	38.10	X-X	18.9	1.60	8%	15.62	2.63	1.50	0.25	2.25	1.00	2.24	2.25	1.20	2.70	OK
5-A	66.67	X-X	18.9	1.60	8%	15.62	4.61	1.20	0.25	2.62	1.67	4.38	2.65	1.75	4.64	OK
5-D	69.23	X-X	18.9	1.60	8%	15.62	4.79	1.20	0.25	2.66	1.71	4.56	2.70	1.80	4.86	OK
7-A	48.46	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	3.35	1.20	0.25	2.31	1.36	3.12	2.35	1.45	3.41	OK
7-B	62.59	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	4.33	1.20	0.25	2.56	1.61	4.10	2.60	1.70	4.42	OK
7-C	64.36	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	4.45	1.20	0.25	2.58	1.63	4.22	2.60	1.75	4.55	OK
7-D	50.22	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	3.47	1.20	0.25	2.34	1.39	3.25	2.35	1.50	3.53	OK
8-A	45.12	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	3.12	1.20	0.25	2.24	1.29	2.89	2.30	1.40	3.22	OK
8-B	62.59	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	4.33	1.20	0.25	2.56	1.61	4.10	2.60	1.70	4.42	OK
8-C	64.36	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	4.45	1.20	0.25	2.58	1.63	4.22	2.60	1.75	4.55	OK
8-D	46.74	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	3.23	1.20	0.25	2.27	1.32	3.01	2.30	1.45	3.34	OK
9-F	42.43	X-X	18.9	1.60	8%	15.62	2.93	1.50	0.25	2.34	1.09	2.54	2.35	1.25	2.94	OK
10-A	72.16	X-X	18.9	1.60	8%	15.62	4.99	1.20	0.25	2.71	1.76	4.76	2.75	1.85	5.09	OK
10-D	74.97	X-X	18.9	1.60	8%	15.62	5.18	1.20	0.25	2.75	1.80	4.96	2.75	1.90	5.23	OK
12-A	72.16	X-X	18.9	1.60	8%	15.62	4.99	1.20	0.25	2.71	1.76	4.76	2.75	1.85	5.09	OK
12-D	74.97	X-X	18.9	1.60	8%	15.62	5.18	1.20	0.25	2.75	1.80	4.96	2.75	1.90	5.23	OK

14-A	37.45	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	2.59	1.20	0.25	2.08	1.13	2.36	2.10	1.25	2.63	OK
14-B	65.76	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	4.55	1.20	0.25	2.61	1.66	4.32	2.65	1.75	4.64	OK
14-C	67.63	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	4.68	1.20	0.25	2.64	1.69	4.45	2.65	1.80	4.77	OK
14-D	38.73	Y-Y	18.9	1.60	8%	15.62	2.68	1.20	0.25	2.11	1.16	2.45	2.15	1.25	2.69	OK

V.C.A

SISTEMA AISLADO

A.7.- Zapatas:

ZAPATAS RECTANGULARES DE COLUMNAS

$$Az = \frac{Ps}{\sigma n}$$

DONDE:

Az área de la zapata
σn capacidad neta del terreno
Ps peso de servicio que recibe la zapata

$$\sigma n = \sigma t - hf * \gamma s - hc * \gamma c - s/c$$

DONDE:

Az área de la zapata
σn capacidad neta del terreno
Ps peso de servicio que recibe la zapata

LADOS DE COLUMNA

X-X	Y-Y	TIPO
0.45	0.45	C1
0.65	0.65	C2

γc =	2.400 Ton/m3
γs =	1.800 Ton/m3
s/c =	0.400 Ton/m2

UBICACIÓN	PESO DE SERVICIO QUE RECIBE LA ZAPATA (Tn)	DIRECCION MAYOR	CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO (Ton/m2)	ALTURA DEL SUELO (m)	% DE PESO DE SERVICIO QUE RECIBE LA ZAPATA	CAPACIDAD PORTANTE NETO DEL TERRENO (kg/cm2)	ÁREA DE LA ZAPATA (m2)	COLUMNAS		ZAPATAS		ÁREA DE LA ZAPATA CALCULADA (m2)	ZAPATAS ASUM.		ÁREA DE LA ZAPATA ASUMIDA (m2)	VERIF.
								L (m)	B (m)	L (m)	B (m)		L (m)	B (m)		
1-A	60.61	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	3.54	0.45	0.45	1.88	1.88	3.54	1.90	1.90	3.61	OK
1-B	85.97	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.02	0.65	0.65	2.24	2.24	5.02	2.25	2.25	5.06	OK
1-C	88.28	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.15	0.65	0.65	2.27	2.27	5.15	2.30	2.30	5.29	OK
1-D	58.55	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	3.42	0.45	0.45	1.85	1.85	3.42	1.85	1.85	3.42	OK
2-A	95.49	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.57	0.65	0.65	2.36	2.36	5.57	2.40	2.40	5.76	OK
2-B	124.65	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.28	0.65	0.65	2.70	2.70	7.28	2.70	2.70	7.29	OK
2-C	128.22	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.49	0.65	0.65	2.74	2.74	7.49	2.75	2.75	7.56	OK
2-D	93.07	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.43	0.65	0.65	2.33	2.33	5.43	2.35	2.35	5.52	OK
3-A	88.53	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.17	0.65	0.65	2.27	2.27	5.17	2.30	2.30	5.29	OK
3-B	115.18	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	6.72	0.65	0.65	2.59	2.59	6.72	2.60	2.60	6.76	OK
3-C	118.44	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	6.91	0.65	0.65	2.63	2.63	6.91	2.65	2.65	7.02	OK
3-D	86.34	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.04	0.65	0.65	2.25	2.25	5.04	2.25	2.25	5.06	OK
4-A	95.49	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.57	0.65	0.65	2.36	2.36	5.57	2.40	2.40	5.76	OK
4-B	124.65	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.28	0.65	0.65	2.70	2.70	7.28	2.70	2.70	7.29	OK
4-C	128.22	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.49	0.65	0.65	2.74	2.74	7.49	2.75	2.75	7.56	OK
4-D	93.07	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.43	0.65	0.65	2.33	2.33	5.43	2.35	2.35	5.52	OK
4-E	51.00	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	2.98	0.45	0.45	1.73	1.73	2.98	1.75	1.75	3.06	OK
4-F	49.80	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	2.91	0.45	0.45	1.70	1.70	2.91	1.75	1.75	3.06	OK
5-A	88.56	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.17	0.65	0.65	2.27	2.27	5.17	2.30	2.30	5.29	OK
5-B	115.18	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	6.72	0.65	0.65	2.59	2.59	6.72	2.60	2.60	6.76	OK
5-C	118.44	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	6.91	0.65	0.65	2.63	2.63	6.91	2.65	2.65	7.02	OK
5-D	106.86	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	6.24	0.65	0.65	2.50	2.50	6.24	2.50	2.50	6.25	OK
5-E	105.38	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	6.15	0.65	0.65	2.48	2.48	6.15	2.50	2.50	6.25	OK
5-F	108.64	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	6.34	0.65	0.65	2.52	2.52	6.34	2.55	2.55	6.50	OK
5-G	31.95	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	1.87	0.45	0.45	1.37	1.37	1.87	1.40	1.40	1.96	OK
6-A	95.90	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.60	0.65	0.65	2.37	2.37	5.60	2.40	2.40	5.76	OK
6-B	125.22	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.31	0.65	0.65	2.70	2.70	7.31	2.75	2.75	7.56	OK
6-C	128.81	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.52	0.65	0.65	2.74	2.74	7.52	2.75	2.75	7.56	OK
6-D	135.97	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.94	0.65	0.65	2.82	2.82	7.94	2.85	2.85	8.12	OK
6-E	118.76	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	6.93	0.65	0.65	2.63	2.63	6.93	2.65	2.65	7.02	OK

6-F	132.62	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.74	0.65	0.65	2.78	2.78	7.74	2.80	2.80	7.84	OK
6-G	65.31	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	3.81	0.65	0.65	1.95	1.95	3.81	2.00	2.00	4.00	OK
7-A	112.29	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	6.56	0.65	0.65	2.56	2.56	6.56	2.60	2.60	6.76	OK
7-B	147.03	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	8.58	0.65	0.65	2.93	2.93	8.58	2.95	2.95	8.70	OK
7-C	151.90	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	8.87	0.65	0.65	2.98	2.98	8.87	3.00	3.00	9.00	OK
7-D	137.42	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	8.02	0.65	0.65	2.83	2.83	8.02	2.85	2.85	8.12	OK
7-E	133.71	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.81	0.65	0.65	2.79	2.79	7.81	2.80	2.80	7.84	OK
7-F	140.78	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	8.22	0.65	0.65	2.87	2.87	8.22	2.90	2.90	8.41	OK
7-G	40.99	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	2.39	0.65	0.65	1.55	1.55	2.39	1.55	1.55	2.40	OK
8-A	98.00	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.72	0.45	0.45	2.39	2.39	5.72	2.40	2.40	5.76	OK
8-B	128.09	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.48	0.65	0.65	2.73	2.73	7.48	2.75	2.75	7.56	OK
8-C	131.77	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.69	0.65	0.65	2.77	2.77	7.69	2.80	2.80	7.84	OK
8-D	95.52	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.58	0.65	0.65	2.36	2.36	5.58	2.40	2.40	5.76	OK
8-E	59.34	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	3.46	0.45	0.45	1.86	1.86	3.46	1.90	1.90	3.61	OK
8-F	61.72	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	3.60	0.45	0.45	1.90	1.90	3.60	1.90	1.90	3.61	OK
9-A	95.48	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.57	0.65	0.65	2.36	2.36	5.57	2.40	2.40	5.76	OK
9-B	124.65	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.28	0.65	0.65	2.70	2.70	7.28	2.70	2.70	7.29	OK
9-C	128.22	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.49	0.65	0.65	2.74	2.74	7.49	2.75	2.75	7.56	OK
9-D	93.07	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.43	0.65	0.65	2.33	2.33	5.43	2.35	2.35	5.52	OK
10-A	95.48	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.57	0.65	0.65	2.36	2.36	5.57	2.40	2.40	5.76	OK
10-B	124.65	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.28	0.65	0.65	2.70	2.70	7.28	2.70	2.70	7.29	OK
10-C	128.22	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.49	0.65	0.65	2.74	2.74	7.49	2.75	2.75	7.56	OK
10-D	93.07	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.43	0.65	0.65	2.33	2.33	5.43	2.35	2.35	5.52	OK
11-A	95.48	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.57	0.65	0.65	2.36	2.36	5.57	2.40	2.40	5.76	OK
11-B	124.65	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.28	0.65	0.65	2.70	2.70	7.28	2.70	2.70	7.29	OK
11-C	128.22	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.49	0.65	0.65	2.74	2.74	7.49	2.75	2.75	7.56	OK
11-D	93.07	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.43	0.65	0.65	2.33	2.33	5.43	2.35	2.35	5.52	OK
12-A	95.48	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.57	0.65	0.65	2.36	2.36	5.57	2.40	2.40	5.76	OK
12-B	124.65	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.28	0.65	0.65	2.70	2.70	7.28	2.70	2.70	7.29	OK
12-C	128.22	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	7.49	0.65	0.65	2.74	2.74	7.49	2.75	2.75	7.56	OK
12-D	93.07	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	5.43	0.65	0.65	2.33	2.33	5.43	2.35	2.35	5.52	OK
13-A	46.23	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	2.70	0.45	0.45	1.64	1.64	2.70	1.65	1.65	2.72	OK
13-B	67.05	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	3.91	0.65	0.65	1.98	1.98	3.91	2.00	2.00	4.00	OK
13-C	68.75	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	4.01	0.65	0.65	2.00	2.00	4.01	2.05	2.05	4.20	OK
13-D	45.09	IGUAL	18.9	0.00	8%	18.50	2.63	0.45	0.45	1.62	1.62	2.63	1.65	1.65	2.72	OK

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCABELICA (EPIC - LIRCAY)

DETALLADO DE VIGAS PRINCIPALES DE CONCRETO ARMADO (VP 25X60 - SISTEMA DUAL)

1. Dimensiones de la Viga

Label Frame $Frame := 50$ Elevacion de Referencia $Elv := 3.5 \text{ m}$

2. Dimensiones de la Viga

Luz Libre $Ln := 4.2 \text{ m}$ Altura $h := 60 \text{ cm}$ Recubrimiento $r := 6 \text{ cm}$
Base $b := 25 \text{ cm}$ Peralte Efectivo $d := h - r = 54 \text{ cm}$

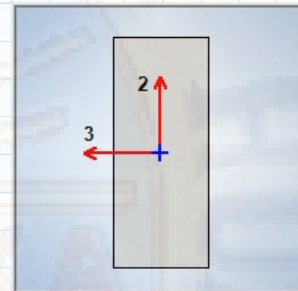
3. propiedades Mecanicas de los Materiales

Resistencia del Concreto $f'c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del Acero $fy := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ Factor de Reduccion $\phi := 0.9$

4. Cuantia Balanceada

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'c \leq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 0.85 \\ \text{if } f'c > 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 0.85 - \left(\frac{f'c - 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot 0.05 \end{cases}$$

Factor que depende de la resistencia del concreto $\beta_1 = 0.85$



$$\text{Cuantia Balanceada } \rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \left(\frac{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + fy} \right) = 0.028$$

$$As_b := \rho_b \cdot b \cdot d = 38.25 \text{ cm}^2$$

5. Parametros de Cuantia

Cuantia Maxima $\rho_{max} := 0.5 \cdot \rho_b = 0.014$

Cuantia Minima

$$\rho_{min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{fy} = 0.0033$$

6. Calculo de acero minimo por flexion

$$As_{min} := \rho_{min} \cdot b \cdot d = 4.5 \text{ cm}^2$$

7. Calculo de acero maximo por flexion

$$As_{max} := \rho_{max} \cdot b \cdot d = 19.125 \text{ cm}^2$$

8. Datos del analisis estructural

Momento Ultimo (ETABS)

Neg. Max. Empotramiento $Mnme := 21.5793 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Neg. Max. Centro $Mnmc := 0.00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Pos. Max. Empotramientos $Mpme := 15.4504 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Pos. Max. Centro $Mpmc := 6.282 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

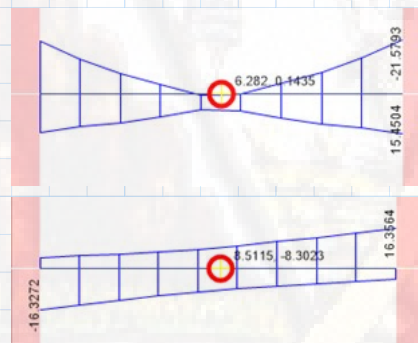
Cortante Ultimo (ETABS)

ext. derecho maximo $Vud := 16.3564 \cdot 10^3 \text{ kg}$

centro maximo $Vuc := 8.5115 \cdot 10^3 \text{ kg}$

ext. izquierdo maximo $Vui := 16.3272 \cdot 10^3 \text{ kg}$

DIAGRAMAS DE MOMENTO Y CORTANTE DE LA VIGA
MAXIMO DE TODOS LOS EJES (1:A-B; PISO 1)



9. Calculo de refuerzo longitudinal (Diseño por Flexion)

Prof. de comp. α

$$\alpha := \frac{d}{5} = 10.8 \text{ cm}$$

As Neg. Empotramientos

$$Asne := \frac{Mnme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)} = 11.747 \text{ cm}^2$$

Prof. de comp. α

$$\alpha := \frac{d}{5} = 10.8 \text{ cm}$$

As Neg. Centro

$$Asnc := \frac{Mnmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asne \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.292 \text{ cm}$$

$$Asne := \frac{Mnme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)} = 11.451 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asnc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0 \text{ cm}$$

$$Asnc := \frac{Mnmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asne \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.083 \text{ cm}$$

$$Asne := \frac{Mnme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 11.427 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asnc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0 \text{ cm}$$

$$Asnc := \frac{Mnmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asne \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.066 \text{ cm}$$

$$Asne := \frac{Mnme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 11.425 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asnc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0 \text{ cm}$$

$$Asnc := \frac{Mnmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asne \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.065 \text{ cm}$$

$$Asne := \frac{Mnme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 11.425 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asnc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0 \text{ cm}$$

$$Asnc := \frac{Mnmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 0 \text{ cm}^2$$

Prof. de comp. α

$$\alpha := \frac{d}{5} = 10.8 \text{ cm}$$

As Pos. Empotramientos

$$Aspe := \frac{Mpme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 8.41 \text{ cm}^2$$

Prof. de comp. α

$$\alpha := \frac{d}{5} = 10.8 \text{ cm}$$

As Pos. Centro

$$Aspc := \frac{Mpmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 3.42 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspe \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 5.937 \text{ cm}$$

$$Aspe := \frac{Mpme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 2.414 \text{ cm}$$

$$Aspc := \frac{Mpmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 3.148 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspe \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 5.654 \text{ cm}$$

$$Aspe := \frac{Mpme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 7.987 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 2.222 \text{ cm}$$

$$Aspc := \frac{Mpmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspe \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 5.638 \text{ cm}$$

$$Aspe := \frac{Mpme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 7.986 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 2.218 \text{ cm}$$

$$Aspc := \frac{Mpmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspe \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 5.637 \text{ cm}$$

$$Aspe := \frac{Mpme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 7.986 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 2.218 \text{ cm}$$

$$Aspc := \frac{Mpmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 3.142 \text{ cm}^2$$

10. Verificación de los Parametros

Verificación para acero negativo en empotramientos.

$$A_{s_min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_max} = 19.125 \text{ cm}^2$$

$$Asne = 11.425 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_neg_emp} := \begin{cases} \text{if } A_{s_min} \leq Asne \leq A_{s_max} \\ \quad || \\ \quad Asne \\ \text{if } Asne \leq A_{s_min} \\ \quad || \\ \quad A_{s_min} \\ \text{if } Asne > A_{s_max} \\ \quad || \\ \quad \text{"Doblemente Reforzada"} \end{cases}$$

$$A_{s_neg_emp} = 11.425 \text{ cm}^2$$

Verificación para acero positivo en empotramientos.

$$A_{s_min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_max} = 19.125 \text{ cm}^2$$

$$Aspe = 7.986 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_pos_emp} := \begin{cases} \text{if } A_{s_min} \leq Aspe \leq A_{s_max} \\ \quad || \\ \quad Aspe \\ \text{if } Aspe \leq A_{s_min} \\ \quad || \\ \quad A_{s_min} \\ \text{if } Aspe > A_{s_max} \\ \quad || \\ \quad \text{"No Admisible"} \end{cases}$$

$$A_{s_pos_emp} = 7.986 \text{ cm}^2$$

Verificacion para acero positivo en centro.

$$A_{s_min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_max} = 19.125 \text{ cm}^2$$

$$A_{spc} = 3.142 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_pos_cent} := \begin{cases} \text{if } A_{s_min} \leq A_{spc} \leq A_{s_max} \\ \quad \parallel \\ \quad A_{spc} \\ \text{if } A_{spc} \leq A_{s_min} \\ \quad \parallel \\ \quad A_{s_min} \\ \text{if } A_{spc} > A_{s_max} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"No Admisible"} \end{cases}$$

$$A_{s_pos_cent} = 4.5 \text{ cm}^2$$

11. Configuracion del Acero de Refuerzo Longitudinal

Funcion de disposicion de acero Negativo

$$A_{s_neg_final}(N_b, d_b) := N_b \cdot \pi \cdot (d_b)^2 \cdot \frac{1}{4}$$

Funcion de disposicion de acero positivo

$$A_{s_pos_final}(N_b, d_b) := N_b \cdot \pi \cdot (d_b)^2 \cdot \frac{1}{4}$$

As en el lecho superior de la viga > As central

$$A_{s_neg_final}\left(2, \frac{3}{4} \text{ in}\right) = 5.7 \text{ cm}^2$$

As en el lecho inferior de la viga > As central

$$A_{s_pos_final}\left(2, \frac{3}{4} \text{ in}\right) = 5.7 \text{ cm}^2$$

As de bastones para alcanzar al As_neg_emp.

$$A_{s_neg_final}\left(3, \frac{5}{8} \text{ in}\right) = 5.938 \text{ cm}^2$$

As de bastones para alcanzar al As_pos_emp.

$$A_{s_pos_final}\left(2, \frac{5}{8} \text{ in}\right) = 3.959 \text{ cm}^2$$

12. Diseño de Viga a Cortante

Cortante que resiste el concreto

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = 11972.605 \text{ kg}$$

Busqueda de cortante ultima y maxima actuante

$$V_{u_max} := \begin{cases} \text{if } V_{ud} \geq V_{ui} \geq V_{uc} \\ \quad \parallel \\ \quad V_{ud} \\ \text{if } V_{ui} \geq V_{ud} \geq V_{uc} \\ \quad \parallel \\ \quad V_{ui} \\ \text{if } V_{uc} \geq V_{ud} \geq V_{ui} \\ \quad \parallel \\ \quad V_{uc} \end{cases}$$

$$V_{u_max} = 16356.4 \text{ kg}$$

Cortante Nominal Actuante

$$V_n := \frac{V_{u_max}}{0.85} = 19242.824 \text{ kg}$$

Cortante que asume el Acero

$$V_s := \begin{cases} \text{if } V_n > V_c \\ \quad \parallel \\ \quad V_n - V_c \\ \text{if } V_n \leq V_c \\ \quad \parallel \\ \quad 0 \text{ kg} \end{cases} \quad V_s = 7270.219 \text{ kg}$$

Requisitos minimos para el diseño por fuerza cortante

$$\text{Casos} := \begin{cases} \text{if } V_n \leq \frac{V_c}{2} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"CASO I"} \\ \text{if } \frac{V_c}{2} < V_n \leq V_c \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"CASO II"} \\ \text{if } V_n > V_c \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"CASO III"} \end{cases}$$

$$\text{Casos} = \text{"CASO III"}$$

Espaciamientos de Refuerzo

$$S := \begin{cases} \text{if } \text{Casos} = \text{"CASO I"} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"No Necesita Refuerzo por Corte"} \\ \text{if } \text{Casos} = \text{"CASO II"} \\ \quad \parallel \\ \quad \frac{d}{2} \\ \text{if } \text{Casos} = \text{"CASO III"} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"Se dan Tres Sub Casos"} \end{cases}$$

$$S = \text{"Se dan Tres Sub Casos"}$$

Espaciamiento de refuerzo en los tres sub casos

$$s := \begin{cases} \text{if } V_s \leq 2 V_c \\ \left\| \frac{d}{2} \right\| \\ \text{if } 2 V_c < V_s \leq 4 V_c \\ \left\| \frac{d}{4} \right\| \\ \text{if } V_s > V_c \\ \left\| \text{"No se Permite el Dise\~no"} \right\| \end{cases}$$

$$s = 0.27 \text{ m}$$

Espaciamiento de estribos usando un diametro especifico

$$S_{D,E}(\#_b, D_b) := \begin{cases} \text{if } V_s > 0 \\ \left\| \frac{\#_b \cdot \left(\pi \cdot (D_b)^2 \cdot \frac{1}{4} \right) \cdot f_y \cdot d}{V_s} \right\| \\ \text{else if } V_s = 0 \\ \left\| \text{"TOMAR RECOMENDACIONES DEL RNE E 060"} \right\| \end{cases}$$

Usando estribo de diametro de 3/8 tenemos

$$S_{D,E} \left(2, \frac{3}{8} \text{ in} \right) = 44.458 \text{ cm}$$

Recomendaciones del RNE E 060

$$S_{NTP,1} := \frac{d}{4} = 13.5 \text{ cm}$$

$$S_{NTP,2}(N_v, D_v) := 6 \cdot D_v \cdot N_v$$

Entonces

$$S_{NTP,2} \left(1, \frac{3}{4} \text{ in} \right) = 11.43 \text{ cm}$$

$$S_{NTP,3}(N_e, D_e) := 24 \cdot D_e \cdot N_e$$

Entonces

$$S_{NTP,3} \left(1, \frac{3}{8} \text{ in} \right) = 22.86 \text{ cm}$$

$$S_{NTP,4} := 15 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento ambos extremos

$$L_c := 2 h = 120 \text{ cm}$$

Longitud fuera de confinamiento (central)

$$L_o := L_n - 2 L_c = 180 \text{ cm}$$

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCABELICA (EPIC - LIRCAY)

DETALLADO DE VIGAS PRINCIPALES DE CONCRETO ARMADO (VP 30X65 - SISTEMA AISLADO)

1. Dimensiones de la Viga

Label Frame $Frame := 2$ Elevacion de Referencia $Elev := 3.5 \text{ m}$

2. Dimensiones de la Viga

Luz Libre $Ln := 5.72 \text{ m}$ Altura $h := 65 \text{ cm}$ Recubrimiento $r := 6 \text{ cm}$
Base $b := 30 \text{ cm}$ Peralte Efectivo $d := h - r = 59 \text{ cm}$

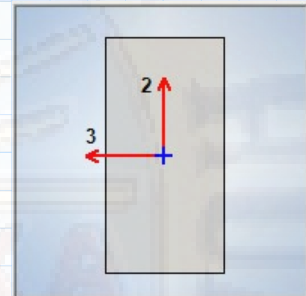
3. propiedades Mecanicas de los Materiales

Resistencia del Concreto $f'_c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ Resistencia del Acero $f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ Factor de Reduccion $\phi := 0.9$

4. Cuantia Balanceada

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'_c \leq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 0.85 \\ \text{if } f'_c > 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 0.85 - \left(\frac{f'_c - 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) \cdot 0.05 \end{cases}$$

Factor que depende de la resistencia del concreto $\beta_1 = 0.85$



$$\text{Cuantia Balanceada } \rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + f_y} \right) = 0.028$$

$$As_b := \rho_b \cdot b \cdot d = 50.15 \text{ cm}^2$$

5. Parametros de Cuantia

Cuantia Maxima $\rho_{max} := 0.5 \cdot \rho_b = 0.014$

Cuantia Minima $\rho_{min} := \frac{14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{f_y} = 0.0033$

6. Calculo de acero minimo por flexion

$$As_{min} := \rho_{min} \cdot b \cdot d = 5.9 \text{ cm}^2$$

7. Calculo de acero maximo por flexion

$$As_{max} := \rho_{max} \cdot b \cdot d = 25.075 \text{ cm}^2$$

8. Datos del analisis estructural

Momento Ultimo (ETABS)

Neg. Max. Empotramiento $Mnme := 30.3676 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Neg. Max. Centro $Mnmc := 0.00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Pos. Max. Empotramientos $Mpme := 7.1944 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Pos. Max. Centro $Mpmc := 11.6007 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

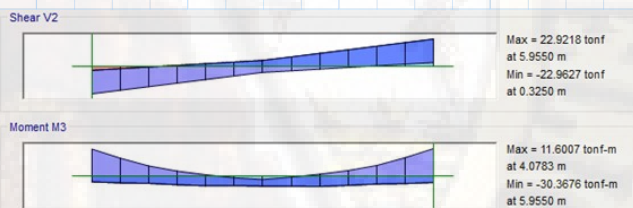
Cortante Ultimo (ETABS)

ext. derecho maximo $Vud := 22.9218 \cdot 10^3 \text{ kg}$

centro maximo $Vuc := 5.4678 \cdot 10^3 \text{ kg}$

ext. izquierdo maximo $Vui := 22.9627 \cdot 10^3 \text{ kg}$

DIAGRAMAS DE MOMENTO Y CORTANTE DE LA VIGA
MAXIMO DE TODOS LOS EJES (2; A-B; PISO 1)



9. Calculo de refuerzo longitudinal (Diseño por Flexion)

Prof. de comp. α

$$\alpha := \frac{d}{5} = 11.8 \text{ cm}$$

As Neg. Empotramientos

$$Asne := \frac{Mnme}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)} = 15.129 \text{ cm}^2$$

Prof. de comp. α

$$\alpha := \frac{d}{5} = 11.8 \text{ cm}$$

As Neg. Centro

$$Asnc := \frac{Mnmc}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asne \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 8.9 \text{ cm}$$

$$Asne := \frac{Mnme}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)} = 14.727 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asnc \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 0 \text{ cm}$$

$$Asnc := \frac{Mnmc}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asne \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.663 \text{ cm}$$

$$Asne := \frac{Mnme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 14.695 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asnc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0 \text{ cm}$$

$$Asnc := \frac{Mnmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asne \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.644 \text{ cm}$$

$$Asne := \frac{Mnme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 14.693 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asnc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0 \text{ cm}$$

$$Asnc := \frac{Mnmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asne \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 8.643 \text{ cm}$$

$$Asne := \frac{Mnme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 14.693 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Asnc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 0 \text{ cm}$$

$$Asnc := \frac{Mnmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 0 \text{ cm}^2$$

Prof. de comp. α

$$\alpha := \frac{d}{5} = 11.8 \text{ cm}$$

As Pos. Empotramientos

$$Aspe := \frac{Mpme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 3.584 \text{ cm}^2$$

Prof. de comp. α

$$\alpha := \frac{d}{5} = 11.8 \text{ cm}$$

As Pos. Centro

$$Aspc := \frac{Mpmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 5.78 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspe \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 2.108 \text{ cm}$$

$$Aspe := \frac{Mpme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 3.285 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.4 \text{ cm}$$

$$Aspc := \frac{Mpmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 5.356 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspe \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 1.932 \text{ cm}$$

$$Aspe := \frac{Mpme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 3.28 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.151 \text{ cm}$$

$$Aspc := \frac{Mpmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 5.344 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspe \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 1.929 \text{ cm}$$

$$Aspe := \frac{Mpme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 3.28 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.144 \text{ cm}$$

$$Aspc := \frac{Mpmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 5.344 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspe \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 1.929 \text{ cm}$$

$$Aspe := \frac{Mpme}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 3.28 \text{ cm}^2$$

$$\alpha := \frac{Aspc \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = 3.144 \text{ cm}$$

$$Aspc := \frac{Mpmc}{\phi \cdot fy \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)} = 5.344 \text{ cm}^2$$

10. Verificacion de los Parametros

Verificacion para acero negativo en empotramientos.

$$A_{s_min} = 5.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_max} = 25.075 \text{ cm}^2$$

$$Asne = 14.693 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_neg_emp} := \begin{cases} \text{if } A_{s_min} \leq Asne \leq A_{s_max} \\ \quad || \\ \quad Asne \\ \text{if } Asne \leq A_{s_min} \\ \quad || \\ \quad A_{s_min} \\ \text{if } Asne > A_{s_max} \\ \quad || \\ \quad \text{"Doblemente Reforzada"} \end{cases}$$

$$A_{s_neg_emp} = 14.693 \text{ cm}^2$$

Verificacion para acero positivo en empotramientos.

$$A_{s_min} = 5.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_max} = 25.075 \text{ cm}^2$$

$$Aspe = 3.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_pos_emp} := \begin{cases} \text{if } A_{s_min} \leq Aspe \leq A_{s_max} \\ \quad || \\ \quad Aspe \\ \text{if } Aspe \leq A_{s_min} \\ \quad || \\ \quad A_{s_min} \\ \text{if } Aspe > A_{s_max} \\ \quad || \\ \quad \text{"No Admisible"} \end{cases}$$

$$A_{s_pos_emp} = 5.9 \text{ cm}^2$$

Verificacion para acero positivo en centro.

$$A_{s_min} = 5.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_max} = 25.075 \text{ cm}^2$$

$$A_{spc} = 5.344 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_pos_cent} := \begin{cases} \text{if } A_{s_min} \leq A_{spc} \leq A_{s_max} \\ \quad \parallel \\ \quad A_{spc} \\ \text{if } A_{spc} \leq A_{s_min} \\ \quad \parallel \\ \quad A_{s_min} \\ \text{if } A_{spc} > A_{s_max} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"No Admisible"} \end{cases}$$

$$A_{s_pos_cent} = 5.9 \text{ cm}^2$$

11. Configuracion del Acero de Refuerzo Longitudinal

Funcion de disposicion de acero Negativo

$$A_{s_neg_final}(N_b, d_b) := N_b \cdot \pi \cdot (d_b)^2 \cdot \frac{1}{4}$$

Funcion de disposicion de acero positivo

$$A_{s_pos_final}(N_b, d_b) := N_b \cdot \pi \cdot (d_b)^2 \cdot \frac{1}{4}$$

As en el lecho superior de la viga > As central

$$A_{s_neg_final}\left(2, \frac{3}{4} \text{ in}\right) = 5.7 \text{ cm}^2$$

As en el lecho inferior de la viga > As central

$$A_{s_pos_final}\left(2, \frac{3}{4} \text{ in}\right) = 5.7 \text{ cm}^2$$

As de bastones para alcanzar al As_neg_emp.

$$A_{s_neg_final}\left(2, 1 \text{ in}\right) = 10.134 \text{ cm}^2$$

As de bastones para alcanzar al As_pos_cent.

$$A_{s_pos_final}\left(1, \frac{1}{2} \text{ in}\right) = 1.267 \text{ cm}^2$$

12. Diseño de Viga a Cortante

Cortante que resiste el concreto

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = 15697.415 \text{ kg}$$

Busqueda de cortante ultima y maxima actuante

$$V_{u_max} := \begin{cases} \text{if } V_{ud} \geq V_{ui} \geq V_{uc} \\ \quad \parallel \\ \quad V_{ud} \\ \text{if } V_{ui} \geq V_{ud} \geq V_{uc} \\ \quad \parallel \\ \quad V_{ui} \\ \text{if } V_{uc} \geq V_{ud} \geq V_{ui} \\ \quad \parallel \\ \quad V_{uc} \end{cases}$$

$$V_{u_max} = 22962.7 \text{ kg}$$

Cortante Nominal Actuante

$$V_n := \frac{V_{u_max}}{0.85} = 27014.941 \text{ kg}$$

Cortante que asume el Acero

$$V_s := \begin{cases} \text{if } V_n > V_c \\ \quad \parallel \\ \quad V_n - V_c \\ \text{if } V_n \leq V_c \\ \quad \parallel \\ \quad 0 \text{ kg} \end{cases}$$

$$V_s = 11317.526 \text{ kg}$$

Requisitos minimos para el diseño por fuerza cortante

$$\text{Casos} := \begin{cases} \text{if } V_n \leq \frac{V_c}{2} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"CASO I"} \\ \text{if } \frac{V_c}{2} < V_n \leq V_c \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"CASO II"} \\ \text{if } V_n > V_c \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"CASO III"} \end{cases}$$

$$\text{Casos} = \text{"CASO III"}$$

Espaciamientos de Refuerzo

$$S := \begin{cases} \text{if } \text{Casos} = \text{"CASO I"} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"No Necesita Refuerzo por Corte"} \\ \text{if } \text{Casos} = \text{"CASO II"} \\ \quad \parallel \\ \quad \frac{d}{2} \\ \text{if } \text{Casos} = \text{"CASO III"} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"Se dan Tres Sub Casos"} \end{cases}$$

$$S = \text{"Se dan Tres Sub Casos"}$$

Espaciamiento de refuerzo en los tres sub casos

$$s := \begin{cases} \text{if } V_s \leq 2 V_c \\ \left\| \frac{d}{2} \right\| \\ \text{if } 2 V_c < V_s \leq 4 V_c \\ \left\| \frac{d}{4} \right\| \\ \text{if } V_s > V_c \\ \left\| \text{"No se Permite el Dise\~no"} \right\| \end{cases}$$

$$s = 0.295 \text{ m}$$

Espaciamiento de estribos usando un diametro especifico

$$S_{D,E}(\#_b, D_b) := \begin{cases} \text{if } V_s > 0 \\ \left\| \frac{\#_b \cdot \left(\pi \cdot (D_b)^2 \cdot \frac{1}{4} \right) \cdot f_y \cdot d}{V_s} \right\| \\ \text{else if } V_s = 0 \\ \left\| \text{"TOMAR RECOMENDACIONES DEL RNE E 060"} \right\| \end{cases}$$

Usando estribo de diametro de 3/8 tenemos

$$S_{D,E} \left(2, \frac{3}{8} \text{ in} \right) = 31.203 \text{ cm}$$

Recomendaciones del RNE E 060

$$S_{NTP,1} := \frac{d}{4} = 14.75 \text{ cm}$$

$$S_{NTP,2}(N_v, D_v) := 6 \cdot D_v \cdot N_v$$

Entonces

$$S_{NTP,2} \left(1, \frac{3}{4} \text{ in} \right) = 11.43 \text{ cm}$$

$$S_{NTP,3}(N_e, D_e) := 24 \cdot D_e \cdot N_e$$

Entonces

$$S_{NTP,3} \left(1, \frac{3}{8} \text{ in} \right) = 22.86 \text{ cm}$$

$$S_{NTP,4} := 15 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento ambos extremos

$$L_c := 2 h = 130 \text{ cm}$$

Longitud fuera de confinamiento (central)

$$L_o := L_n - 2 L_c = 312 \text{ cm}$$

ACELERACIONES SISMICAS SISTEMA DUAL (LABORATORIO)

TIME (s)	ACCELERATIONS (m/s ²)		
	ACCELEROMETRO 01/BASE	ACCELEROMETRO 02/PISO 02	ACCELEROMETRO 03/PISO 04
0	-0.0006045	-0.00090675	-0.001208396
1	0.0239925	0.03598875	0.047961008
2	-0.0027699	-0.00415485	-0.00553703
3	-0.0223797	-0.03356955	-0.04473702
4	0.044973	0.0674595	0.089901027
5	0.0217974	0.0326961	0.043573003
6	-0.006774	-0.010161	-0.013541226
7	0.0197064	0.0295596	0.039393094
8	0.0534369	0.08015535	0.106820363
9	-0.0119799	-0.01796985	-0.02394782
10	0.0470748	0.0706122	0.094102525
11	-0.012774	-0.019161	-0.025535226
12	0.0365964	0.0548946	0.073156204
13	0.0959067	0.14386005	0.191717493
14	0.076047	0.1140705	0.152017953
15	0.2119653	0.31794795	0.423718635
16	0.0130923	0.01963845	0.026171508
17	0.354411	0.5316165	0.708467589
18	0.0604836	0.0907254	0.120906716
19	-0.004785	-0.0071775	-0.009565215
20	0.3352983	0.50294745	0.670261302
21	-0.1593135	-0.23897025	-0.318467687
22	-0.120468	-0.180702	-0.240815532
23	0.1045491	0.15682365	0.208993651
24	0.0943284	0.1414926	0.188562472
25	0.210639	0.3159585	0.421067361
26	-0.2096733	-0.31450995	-0.419136927
27	0.1655649	0.24834735	0.330964235
28	-0.07344	-0.11016	-0.14680656
29	0.0632709	0.09490635	0.126478529
30	-0.0206796	-0.0310194	-0.04133852
31	-0.0337716	-0.0506574	-0.067509428
32	-0.0501321	-0.07519815	-0.100214068
33	-0.0542775	-0.08141625	-0.108500723
34	0.27321	0.409815	0.54614679
35	0.1213128	0.1819692	0.242504287
36	-0.0889446	-0.1334169	-0.177800255

37	0.0633687	0.09505305	0.126674031
38	-0.1397298	-0.2095947	-0.27931987
39	-0.0209475	-0.03142125	-0.041874053
40	-0.0703326	-0.1054989	-0.140594867
41	-0.0146115	-0.02191725	-0.029208389
42	-0.0187734	-0.0281601	-0.037528027
43	0.0594606	0.0891909	0.118861739
44	-0.0701688	-0.1052532	-0.140267431
45	-0.002901	-0.0043515	-0.005799099
46	0.0701586	0.1052379	0.140247041
47	-0.061872	-0.092808	-0.123682128
48	0.0172392	0.0258588	0.034461161
49	-0.0093258	-0.0139887	-0.018642274
50	0.1386603	0.20799045	0.27718194
51	0.1849758	0.2774637	0.369766624
52	-0.0316698	-0.0475047	-0.06330793
53	-0.0550035	-0.08250525	-0.109951997
54	-0.0606252	-0.0909378	-0.121189775
55	-0.0460935	-0.06914025	-0.092140907
56	0.0227484	0.0341226	0.045474052
57	0.0168717	0.02530755	0.033726528
58	-0.0207417	-0.03111255	-0.041462658
59	0.0251892	0.0377838	0.050353211
60	0.098376	0.147564	0.196653624
61	-0.0216771	-0.03251565	-0.043332523
62	-0.0534966	-0.0802449	-0.106939703
63	0.0187314	0.0280971	0.037444069
64	-0.0445668	-0.0668502	-0.089089033
65	-0.0131892	-0.0197838	-0.026365211
66	-0.0775689	-0.11635335	-0.155060231
67	0.0563862	0.0845793	0.112716014
68	-0.1325295	-0.19879425	-0.264926471
69	0.0078435	0.01176525	0.015679157
70	-0.0670767	-0.10061505	-0.134086323
71	-0.2008341	-0.30125115	-0.401467366
72	-0.1340097	-0.20101455	-0.26788539
73	0.2323449	0.34851735	0.464457455
74	0.0295719	0.04435785	0.059114228
75	0.1116282	0.1674423	0.223144772
76	0.0282033	0.04230495	0.056378397
77	-0.2370642	-0.3555963	-0.473891336

78	0.0272928	0.0409392	0.054558307
79	-0.1178466	-0.1767699	-0.235575353
80	0.1676625	0.25149375	0.335157338
81	-0.0873999	-0.13109985	-0.1747124
82	0.1179834	0.1769751	0.235848817
83	0.0037626	0.0056439	0.007521437
84	0.0656652	0.0984978	0.131264735
85	0.0798339	0.11975085	0.159587966
86	-0.0995805	-0.14937075	-0.19906142
87	0.0205998	0.0308997	0.0411179
88	-0.0522402	-0.0783603	-0.10442816
89	0.2456979	0.36854685	0.491150102
90	-0.0575892	-0.0863838	-0.115120811
91	-0.0865404	-0.1298106	-0.17299426
92	-0.1521645	-0.22824675	-0.304176836
93	0.2480637	0.37209555	0.495879336
94	-0.0440454	-0.0660681	-0.088046755
95	-0.0072816	-0.0109224	-0.014555918
96	0.0502659	0.07539885	0.100481534
97	0.0539766	0.0809649	0.107899223
98	0.1003824	0.1505736	0.200664418
99	0.0035001	0.00525015	0.0069967
100	-0.1188429	-0.17826435	-0.237566957
101	0.0186498	0.0279747	0.03728095
102	-0.0527568	-0.0791352	-0.105460843
103	-0.0823143	-0.12347145	-0.164546286
104	-0.0006324	-0.0009486	-0.001264168
105	-0.009576	-0.014364	-0.019142424
106	0.0119532	0.0179298	0.023894447
107	-0.0510405	-0.07656075	-0.10202996
108	0.0718968	0.1078452	0.143721703
109	-0.004851	-0.0072765	-0.009697149
110	-0.006885	-0.0103275	-0.013763115
111	-0.0228459	-0.03426885	-0.045668954
112	0.0102549	0.01538235	0.020499545
113	0.003582	0.005373	0.007160418
114	-0.020316	-0.030474	-0.040611684
115	-0.0731463	-0.10971945	-0.146219454
116	-0.0125727	-0.01885905	-0.025132827
117	0.0258276	0.0387414	0.051629372
118	-0.0330141	-0.04952115	-0.065995186

119	-0.0138579	-0.02078685	-0.027701942
120	-0.0052767	-0.00791505	-0.010548123
121	-0.0635955	-0.09539325	-0.127127405
122	-0.0137691	-0.02065365	-0.027524431
123	0.0262653	0.03939795	0.052504335
124	0.0273138	0.0409707	0.054600286
125	-0.0908904	-0.1363356	-0.18168991
126	0.0041319	0.00619785	0.008259668
127	-0.024966	-0.037449	-0.049907034
128	0.0397419	0.05961285	0.079444058
129	-0.049053	-0.0735795	-0.098056947
130	0.0482403	0.07236045	0.09643236
131	-0.064434	-0.096651	-0.128803566
132	-0.0395583	-0.05933745	-0.079077042
133	-0.08349	-0.125235	-0.16689651
134	0.0277365	0.04160475	0.055445264
135	-0.0140307	-0.02104605	-0.028047369
136	-0.0119946	-0.0179919	-0.023977205
137	-0.0041178	-0.0061767	-0.008231482
138	-0.0019587	-0.00293805	-0.003915441
139	-0.0155286	-0.0232929	-0.031041671
140	0.0009378	0.0014067	0.001874662
141	0.0211953	0.03179295	0.042369405
142	-0.0211116	-0.0316674	-0.042202088
143	-0.0133056	-0.0199584	-0.026597894
144	0.0023223	0.00348345	0.004642278
145	-0.0073797	-0.01106955	-0.01475202
146	-0.0347622	-0.0521433	-0.069489638
147	0.0084528	0.0126792	0.016897147
148	-0.0367404	-0.0551106	-0.07344406
149	-0.0183597	-0.02753955	-0.03670104
150	-0.0211512	-0.0317268	-0.042281249
151	-0.0013644	-0.0020466	-0.002727436
152	0.016173	0.0242595	0.032329827
153	-0.0151386	-0.0227079	-0.030262061
154	-0.0192849	-0.02892735	-0.038550515
155	0.001509	0.0022635	0.003016491
156	-0.0019056	-0.0028584	-0.003809294
157	0.0093219	0.01398285	0.018634478
158	-0.0055038	-0.0082557	-0.011002096
159	-0.0171039	-0.02565585	-0.034190696

160	-0.0259371	-0.03890565	-0.051848263
161	-0.0004695	-0.00070425	-0.000938531
162	-0.0188826	-0.0283239	-0.037746317
163	0.0260289	0.03904335	0.052031771
164	-0.0092454	-0.0138681	-0.018481555
165	-0.0104319	-0.01564785	-0.020853368
166	-0.0000045	-0.00000675	-8.9955E-06
167	-0.0131106	-0.0196659	-0.026208089
168	0.0071745	0.01076175	0.014341826
169	0.0075831	0.01137465	0.015158617
170	-0.0113097	-0.01696455	-0.02260809
171	0.0044793	0.00671895	0.008954121
172	-0.0219084	-0.0328626	-0.043794892
173	0.0145035	0.02175525	0.028992497
174	0.0033684	0.0050526	0.006733432
175	-0.0064035	-0.00960525	-0.012800597
176	0.0026646	0.0039969	0.005326535
177	0.007239	0.0108585	0.014470761
178	-0.0103716	-0.0155574	-0.020732828
179	0.0012549	0.00188235	0.002508545
180	0.0001116	0.0001674	0.000223088
181	-0.0096843	-0.01452645	-0.019358916
182	-0.0116973	-0.01754595	-0.023382903
183	0.0033201	0.00498015	0.00663688
184	-0.00996	-0.01494	-0.01991004
185	-0.0004359	-0.00065385	-0.000871364
186	0.0043974	0.0065961	0.008790403
187	-0.0075936	-0.0113904	-0.015179606
188	-0.0056088	-0.0084132	-0.011211991
189	-0.0060987	-0.00914805	-0.012191301
190	-0.0130848	-0.0196272	-0.026156515
191	0.0125973	0.01889595	0.025182003
192	-0.0080013	-0.01200195	-0.015994599
193	-0.0148614	-0.0222921	-0.029707939
194	-0.0030186	-0.0045279	-0.006034181
195	0.0018009	0.00270135	0.003599999
197	-0.0054585	-0.00818775	-0.010911542
198	-0.0051183	-0.00767745	-0.010231482
199	-0.0122994	-0.0184491	-0.024586501
200	0.0081594	0.0122391	0.016310641
201	-0.0037668	-0.0056502	-0.007529833

202	-0.0043977	-0.00659655	-0.008791002
203	0.0077253	0.01158795	0.015442875
204	0.00861	0.012915	0.01721139
205	-0.002706	-0.004059	-0.005409294
206	-0.0005067	-0.00076005	-0.001012893
207	-0.0011631	-0.00174465	-0.002325037
208	-0.0014433	-0.00216495	-0.002885157
209	-0.0143577	-0.02153655	-0.028701042
210	-0.0050217	-0.00753255	-0.010038378
211	0.0008517	0.00127755	0.001702548
212	0.0137172	0.0205758	0.027420683
213	0.0040431	0.00606465	0.008082157
214	-0.0000351	-0.00005265	-7.01649E-05
215	-0.0135756	-0.0203634	-0.027137624
216	0.0089979	0.01349685	0.017986802
217	-0.0036867	-0.00553005	-0.007369713
218	-0.0065964	-0.0098946	-0.013186204

ACELERACIONES SISMICAS SISTEMA AISLADO (LABORATORIO)

TIME (s)	ACCELERATIONS (m/s ²)		
	ACCELEROMETRO 01/BASE	ACCELEROMETRO 02/PISO 00	ACCELEROMETRO 03/PISO 04
0	-0.0006045	-0.000339607	-0.000373567
1	0.0239925	0.013478933	0.014826826
2	-0.0027699	-0.001556124	-0.001711736
3	-0.0223797	-0.012572865	-0.013830152
4	0.044973	0.02526573	0.027792303
5	0.0217974	0.01224573	0.013470303
6	-0.006774	-0.003805618	-0.00418618
7	0.0197064	0.011071011	0.012178112
8	0.0534369	0.03002073	0.033022803
9	-0.0119799	-0.006730281	-0.007403309
10	0.0470748	0.026446517	0.029091169
11	-0.012774	-0.007176404	-0.007894045
12	0.0365964	0.020559775	0.022615753
13	0.0959067	0.053880169	0.059268185
14	0.076047	0.042723034	0.046995337
15	0.2119653	0.119081629	0.130989792
16	0.0130923	0.007355225	0.008090747
17	0.354411	0.199107303	0.219018034
18	0.0604836	0.033979551	0.037377506

19	-0.004785	-0.002688202	-0.002957022
20	0.3352983	0.188369831	0.207206815
21	-0.1593135	-0.089501966	-0.098452163
22	-0.120468	-0.067678652	-0.074446517
23	0.1045491	0.058735449	0.064608994
24	0.0943284	0.052993483	0.058292831
25	0.210639	0.118336517	0.130170169
26	-0.2096733	-0.117793989	-0.129573388
27	0.1655649	0.093013989	0.102315388
28	-0.07344	-0.041258427	-0.04538427
29	0.0632709	0.035545449	0.039099994
30	-0.0206796	-0.011617753	-0.012779528
31	-0.0337716	-0.018972809	-0.02087009
32	-0.0501321	-0.028164101	-0.030980511
33	-0.0542775	-0.030492978	-0.033542275
34	0.27321	0.153488764	0.16883764
35	0.1213128	0.068153258	0.074968584
36	-0.0889446	-0.049968876	-0.054965764
37	0.0633687	0.035600393	0.039160433
38	-0.1397298	-0.078499888	-0.086349876
39	-0.0209475	-0.011768258	-0.012945084
40	-0.0703326	-0.039512697	-0.043463966
41	-0.0146115	-0.008208708	-0.009029579
42	-0.0187734	-0.010546854	-0.011601539
43	0.0594606	0.033404831	0.036745315
44	-0.0701688	-0.039420674	-0.043362742
45	-0.002901	-0.001629775	-0.001792753
46	0.0701586	0.039414944	0.043356438
47	-0.061872	-0.034759551	-0.038235506
48	0.0172392	0.009684944	0.010653438
49	-0.0093258	-0.005239213	-0.005763135
50	0.1386603	0.077899045	0.085688949
51	0.1849758	0.103918989	0.114310888
52	-0.0316698	-0.017792022	-0.019571225
53	-0.0550035	-0.030900843	-0.033990927
54	-0.0606252	-0.034059101	-0.037465011
55	-0.0460935	-0.025895225	-0.028484747
56	0.0227484	0.01278	0.014058
57	0.0168717	0.009478483	0.010426331
58	-0.0207417	-0.01165264	-0.012817904
59	0.0251892	0.014151236	0.01556636

60	0.098376	0.055267416	0.060794157
61	-0.0216771	-0.012178146	-0.013395961
62	-0.0534966	-0.03005427	-0.033059697
63	0.0187314	0.010523258	0.011575584
64	-0.0445668	-0.025037528	-0.027541281
65	-0.0131892	-0.007409663	-0.008150629
66	-0.0775689	-0.043578034	-0.047935837
67	0.0563862	0.03167764	0.034845404
68	-0.1325295	-0.074454775	-0.081900253
69	0.0078435	0.004406461	0.004847107
70	-0.0670767	-0.037683539	-0.041451893
71	-0.2008341	-0.112828146	-0.124110961
72	-0.1340097	-0.075286348	-0.082814983
73	0.2323449	0.130530843	0.143583927
74	0.0295719	0.016613427	0.01827477
75	0.1116282	0.062712472	0.068983719
76	0.0282033	0.015844551	0.017429006
77	-0.2370642	-0.133182135	-0.146500348
78	0.0272928	0.015333034	0.016866337
79	-0.1178466	-0.066205955	-0.072826551
80	0.1676625	0.094192416	0.103611657
81	-0.0873999	-0.049101067	-0.054011174
82	0.1179834	0.066282809	0.07291109
83	0.0037626	0.00211382	0.002325202
84	0.0656652	0.036890562	0.040579618
85	0.0798339	0.044850506	0.049335556
86	-0.0995805	-0.055944101	-0.061538511
87	0.0205998	0.011572921	0.012730213
88	-0.0522402	-0.029348427	-0.03228327
89	0.2456979	0.138032528	0.151835781
90	-0.0575892	-0.032353483	-0.035588831
91	-0.0865404	-0.048618202	-0.053480022
92	-0.1521645	-0.085485674	-0.094034242
93	0.2480637	0.139361629	0.153297792
94	-0.0440454	-0.024744607	-0.027219067
95	-0.0072816	-0.004090787	-0.004499865
96	0.0502659	0.02823927	0.031063197
97	0.0539766	0.030323933	0.033356326
98	0.1003824	0.056394607	0.062034067
99	0.0035001	0.001966348	0.002162983
100	-0.1188429	-0.066765674	-0.073442242

101	0.0186498	0.010477416	0.011525157
102	-0.0527568	-0.029638652	-0.032602517
103	-0.0823143	-0.046243989	-0.050868388
104	-0.0006324	-0.000355281	-0.000390809
105	-0.009576	-0.005379775	-0.005917753
106	0.0119532	0.006715281	0.007386809
107	-0.0510405	-0.028674438	-0.031541882
108	0.0718968	0.040391461	0.044430607
109	-0.004851	-0.002725281	-0.002997809
110	-0.006885	-0.003867978	-0.004254775
111	-0.0228459	-0.012834775	-0.014118253
112	0.0102549	0.00576118	0.006337298
113	0.003582	0.00201236	0.002213596
114	-0.020316	-0.011413483	-0.012554831
115	-0.0731463	-0.041093427	-0.04520277
116	-0.0125727	-0.007063315	-0.007769646
117	0.0258276	0.014509888	0.015960876
118	-0.0330141	-0.018547247	-0.020401972
119	-0.0138579	-0.007785337	-0.008563871
120	-0.0052767	-0.002964438	-0.003260882
121	-0.0635955	-0.035727809	-0.03930059
122	-0.0137691	-0.007735449	-0.008508994
123	0.0262653	0.014755787	0.016231365
124	0.0273138	0.015344831	0.016879315
125	-0.0908904	-0.051062022	-0.056168225
126	0.0041319	0.002321292	0.002553421
127	-0.024966	-0.014025843	-0.015428427
128	0.0397419	0.02232691	0.024559601
129	-0.049053	-0.027557865	-0.030313652
130	0.0482403	0.027101292	0.029811421
131	-0.064434	-0.036198876	-0.039818764
132	-0.0395583	-0.022223764	-0.02444614
133	-0.08349	-0.046904494	-0.051594944
134	0.0277365	0.015582303	0.017140534
135	-0.0140307	-0.007882416	-0.008670657
136	-0.0119946	-0.006738539	-0.007412393
137	-0.0041178	-0.002313371	-0.002544708
138	-0.0019587	-0.001100393	-0.001210433
139	-0.0155286	-0.008723933	-0.009596326
140	0.0009378	0.000526854	0.000579539
141	0.0211953	0.011907472	0.013098219

142	-0.0211116	-0.011860449	-0.013046494
143	-0.0133056	-0.007475056	-0.008222562
144	0.0023223	0.001304663	0.001435129
145	-0.0073797	-0.004145899	-0.004560489
146	-0.0347622	-0.019529326	-0.021482258
147	0.0084528	0.004748764	0.00522364
148	-0.0367404	-0.020640674	-0.022704742
149	-0.0183597	-0.010314438	-0.011345882
150	-0.0211512	-0.011882697	-0.013070966
151	-0.0013644	-0.000766517	-0.000843169
152	0.016173	0.009085955	0.009994551
153	-0.0151386	-0.008504831	-0.009355315
154	-0.0192849	-0.010834213	-0.011917635
155	0.001509	0.000847753	0.000932528
156	-0.0019056	-0.001070562	-0.001177618
157	0.0093219	0.005237022	0.005760725
158	-0.0055038	-0.003092022	-0.003401225
159	-0.0171039	-0.009608933	-0.010569826
160	-0.0259371	-0.014571404	-0.016028545
161	-0.0004695	-0.000263764	-0.00029014
162	-0.0188826	-0.010608202	-0.011669022
163	0.0260289	0.014622978	0.016085275
164	-0.0092454	-0.005194045	-0.005713449
165	-0.0104319	-0.005860618	-0.00644668
166	-0.0000045	-2.52809E-06	-2.7809E-06
167	-0.0131106	-0.007365506	-0.008102056
168	0.0071745	0.004030618	0.00443368
169	0.0075831	0.004260169	0.004686185
170	-0.0113097	-0.006353764	-0.00698914
171	0.0044793	0.002516461	0.002768107
172	-0.0219084	-0.01230809	-0.013538899
173	0.0145035	0.008148034	0.008962837
174	0.0033684	0.00189236	0.002081596
175	-0.0064035	-0.003597472	-0.003957219
176	0.0026646	0.001496966	0.001646663
177	0.007239	0.004066854	0.004473539
178	-0.0103716	-0.005826742	-0.006409416
179	0.0012549	0.000705	0.0007755
180	0.0001116	6.26966E-05	6.89663E-05
181	-0.0096843	-0.005440618	-0.00598468
182	-0.0116973	-0.006571517	-0.007228669

183	0.0033201	0.001865225	0.002051747
184	-0.00996	-0.005595506	-0.006155056
185	-0.0004359	-0.000244888	-0.000269376
186	0.0043974	0.002470449	0.002717494
187	-0.0075936	-0.004266067	-0.004692674
188	-0.0056088	-0.003151011	-0.003466112
189	-0.0060987	-0.003426236	-0.00376886
190	-0.0130848	-0.007351011	-0.008086112
191	0.0125973	0.007077135	0.007784848
192	-0.0080013	-0.004495112	-0.004944624
193	-0.0148614	-0.008349101	-0.009184011
194	-0.0030186	-0.001695843	-0.001865427
195	0.0018009	0.001011742	0.001112916
196	0.0056571	0.003178146	0.003495961
197	-0.0054585	-0.003066573	-0.00337323
198	-0.0051183	-0.002875449	-0.003162994
199	-0.0122994	-0.006909775	-0.007600753
200	0.0081594	0.004583933	0.005042326
201	-0.0037668	-0.00211618	-0.002327798
202	-0.0043977	-0.002470618	-0.00271768
203	0.0077253	0.004340056	0.004774062
204	0.00861	0.004837079	0.005320787
205	-0.002706	-0.001520225	-0.001672247
206	-0.0005067	-0.000284663	-0.000313129
207	-0.0011631	-0.000653427	-0.00071877
208	-0.0014433	-0.000810843	-0.000891927
209	-0.0143577	-0.008066124	-0.008872736
210	-0.0050217	-0.00282118	-0.003103298
211	0.0008517	0.000478483	0.000526331
212	0.0137172	0.007706292	0.008476921
213	0.0040431	0.002271404	0.002498545
214	-0.0000351	-1.97191E-05	-2.1691E-05
215	-0.0135756	-0.007626742	-0.008389416
216	0.0089979	0.005055	0.0055605
217	-0.0036867	-0.00207118	-0.002278298



CONCLUSIONES

Al concluir con la investigación se ha llegado a las siguientes conclusiones:

1.- Según al Estudio de Mecánica de Suelos se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- La calicata C-1 ubicada en el **Barrio de Pueblo Viejo**, tiene $\omega=51.31\%$, $\sigma=1.42$, $LL=52.07\%$, $LP=6.68\%$, $IP=45.39\%$, $G_c=0.02$, $\phi=20.6^\circ$ y $C=0.05$
- En el **Barrio de Pueblo Nuevo**, la calicata **C-2** tiene $\omega=9.64\%$, $\sigma=1.49$, $LL=37.68\%$, $LP=10.4\%$, $IP=27.64\%$, $G_c=1.01$, $\phi=24.2^\circ$ y $C=0.03$, **C-3** tiene $\omega=10.15\%$, $\sigma=1.61$, $LL=NP$, $LP=NP$, $IP=NP$, $G_c=0.00$, $\phi=29.3^\circ$ y $C=0.02$, **C-4** tiene $\omega=21.42\%$, $\sigma=1.56$, $LL=39.53\%$, $LP=20.16\%$, $IP=19.37\%$, $G_c=0.93$, $\phi=23.8^\circ$ y $C=0.04$
- En el **Barrio de Santa Rosa**, la calicata **C-5** tiene $\omega=41.65\%$, $\sigma=1.66$, $LL=30.35\%$, $LP=20.56\%$, $IP=9.79\%$, $G_c=1.15$, $\phi=28.45^\circ$ y $C=0.02$, **C-6** tiene $\omega=4.70\%$, $\sigma=1.72$, $LL=46.54$, $LP=NP$, $IP=NP$, $G_c=NP$, $\phi=29.38^\circ$ y $C=0.01$.
- En el **Barrio de Bellavista**, la calicata **C-7** tiene $\omega=6.72\%$, $\sigma=1.51$, $LL=26.73\%$, $LP=NP$, $IP=NP$, $G_c=NP$, $\phi=24.8^\circ$ y $C=0.00$, la calicata **C-8** tiene $\omega=6.30\%$, $\sigma=1.59$, $LL=NP$, $LP=NP$, $IP=NP$, $G_c=NP$, $\phi=27.6^\circ$ y $C=0.00$, la calicata **C-9** tiene $\omega=3.09\%$, $\sigma=1.60$, $LL=NP$, $LP=NP$, $IP=NP$, $G_c=NP$, $\phi=29.2^\circ$ y $C=0.01$, la calicata **C-11** tiene $\omega=7.57\%$, $\sigma=1.81$, $LL=23.88\%$, $LP=NP$, $IP=NP$, $G_c=NP$, $\phi=31.75^\circ$ y $C=0.00$.
- En el **Virgen del Carmen**, la calicata **C-10** tiene $\omega=9.68\%$, $\sigma=1.89$, $LL=29.86\%$, $LP=26.28\%$, $IP=3.59\%$, $G_c=5.63$, $\phi=30.8^\circ$ y $C=0.00$

2.- De acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos las zonas en la que se encuentran ubicadas las calicatas tienen las siguientes consistencias

- El **Barrio de Pueblo Viejo** tiene consistencia baja.



➤ **PANEL FOTOGRAFICO** ➤



IMAGEN 01

Se observa la elaboración del prototipo con un avance parcial "sistema estructural a porticado"



IMAGEN 02

Se observa la elaboración del prototipo con un avance culminado "sistema estructural dual"



IMAGEN 03

Se observa la simulación del prototipo en el laboratorio "sistema estructural a porticado con aisladores sísmicos en la base"



IMAGEN 04

Se observa la simulación del prototipo en el laboratorio "sistema estructural dual"



➤ PLANOS ➤

TESIS:
 "DISEÑO ESTRUCTURAL
 COMPARATIVO ENTRE LOS
 SISTEMAS: DUAL Y
 APORTICADO CON
 AISLAMIENTO SISMICO EN
 LA BASE PARA UN
 HOSPITAL DE CUATRO
 PISOS UBICADO EN EL
 DISTRITO
 DE
 LIRCAY - ANGARAES - HVCA"



UBICACION:

DEPARTAM: HUANCAMELICA
PROVINCIA : ANGARAES
DISTRITO : LIRCAY

LAMINA:

A-01

[illegible][illegible]

TESIS:
 "DISEÑO ESTRUCTURAL
 COMPARATIVO ENTRE LOS
 SISTEMAS: DUAL Y
 APORTICADO CON
 AISLAMIENTO SISMICO EN
 LA BASE PARA UN
 HOSPITAL DE CUATRO
 PISOS UBICADO EN EL
 DISTRITO DE
 LIRCAY - ANGARAES - HVCA"



UBICACION:

DEPARTAM: HUANCAMELICA
PROVINCIA : ANGARAES
DISTRITO : LIRCAY

 LAMINAR

A-02

[illegible]

TESTIS:

“DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS: DUAL Y APORTICADO CON AISLAMIENTO SISMICO EN LA BASE PARA UN HOSPITAL DE CUATRO PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE LIRCAY - ANGARAES - HVCA”

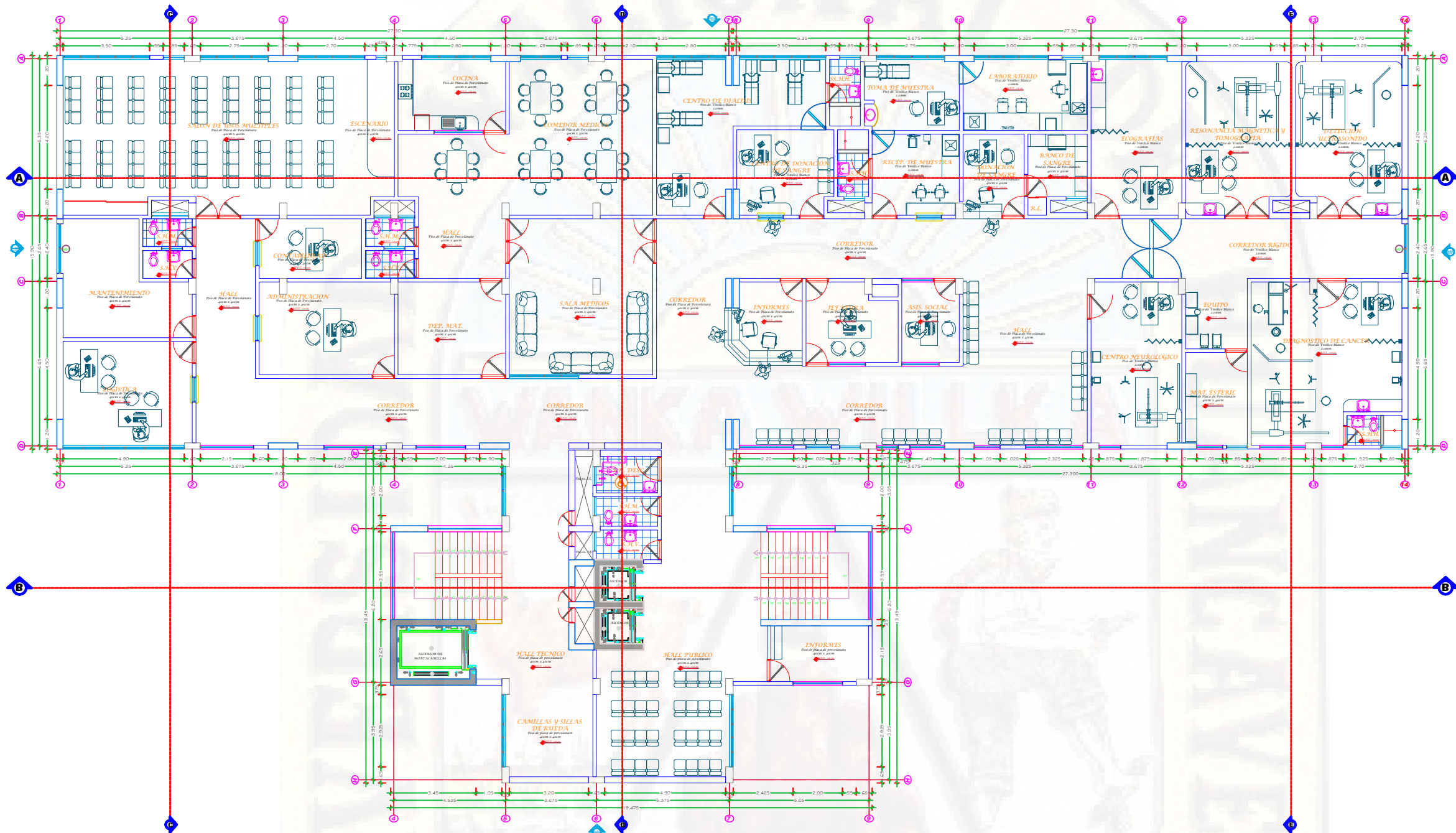


UBICACION:

DEPARTAM: HUANCAMELICA
PROVINCIA : ANGARAES
DISTRITO : LIRCAY

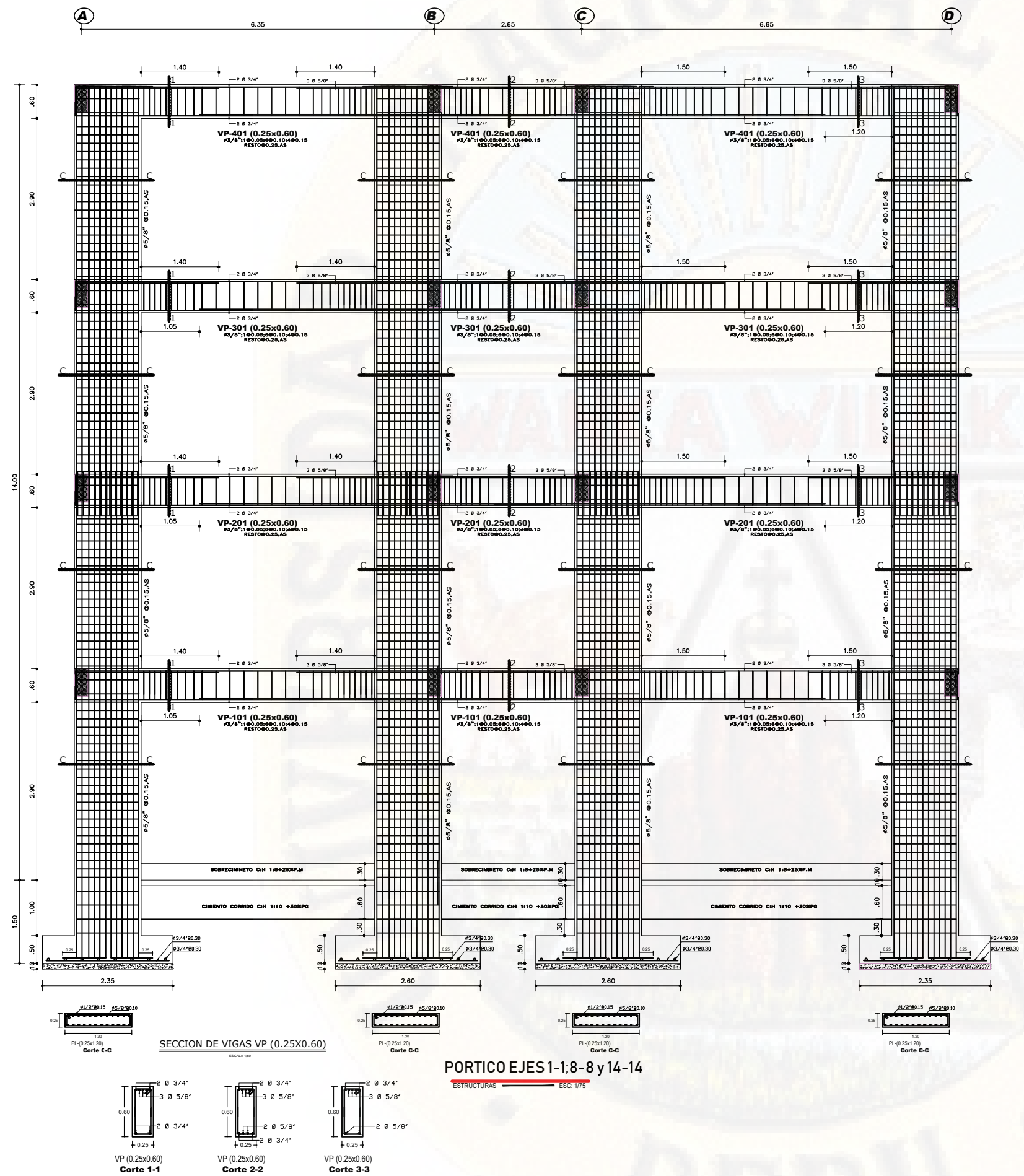
LAMINA:

A-04



Escala 1:100

[illegible][illegible]



ESPECIFICACIONES SISMORRESISTENTES

NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE : E - 030
MÉTODO DE ANÁLISIS SÍSMICO : Análisis por Superposición Espectral.

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS:

- **PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO (So):**
ZONIFICACIÓN:
LA MERCE DE CHUPAS : Zona 3
CONDICIONES LOCALES:
FACTOR DE ZONA (Z) : 0.35
Tp = 0.60
PERFIL DEL SUELO Tipo Sa
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO (S) = 1.20

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN:
CATEGORÍA : A (Edificación Esencial)
FACTOR DE USO (U) = 1.50

SISTEMA ESTRUCTURAL: APORTICADO Y MIXTO
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN : R = 7 (Longitudinal)
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN : R = 7 (Transversal)
CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL : Dividida en Tres Bloques

DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE DE ENTREPISO:
Di/hes = 0.007
DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE DE ALBAÑILERÍA:
Di/hes = 0.005

CARGAS DE DISEÑO:
CARGAS PERMANENTES (C.M.):
PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO = 2400kg/m³
PESO DE ACABADOS = 100kg/m²
SOBRECARGAS O CARGAS VIVAS (C.V.):
SOBRECARGA EN TECHO = 105kg/m²

RESISTENCIA REQUERIDA:
U = 1.4 CM + 1.7 CV
U = 1.25 CM + CV ± CS
U = 0.90 CM ± CS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ESTRUCTURAS (VIGAS Y COLUMNAS):
CONCRETO : f'c = 280 Kg/cm² (alcanzado a los 28 días)
ACERO : fy = 4200 Kg/cm²
RECUBRIMIENTO MÍNIMO DEL REFUERZO = 4.00 cm
CONCRETO EN ZAPATAS : f'c = 210 Kg/cm² (alcanzado a los 28 días)

ESPECIFICACIONES ACERCA DEL REFUERZO:
- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores con una distancia libre entre capas igual al φ y no menor de 2.5 cm.
- Longitud de Traslape mínima = 30 cm.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

LOSAS ALIGERADAS:
CONCRETO f'c = 280 Kg/cm²
ACERO fy = 4200 Kg/cm²
RECUBRIMIENTO MÍNIMO DEL REFUERZO = 3.0 cm

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA:
CARGAS PERMANENTES (C.M.):
PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO = 2400 kg/m³
PESO DE LADRILLO 8 HUECOS (0.30X0.30X0.25)=11 Kg
SOBRECARGAS O CARGAS VIVAS (C.V.):
SOBRECARGA EN TECHO = 105 Kg/m²
CARGA DE DISEÑO : CRNE U = 1.4 CM + 1.7 C.V)

ESPECIFICACIONES ACERCA DEL REFUERZO:
- CUANDO EL REFUERZO PARALELO SE COLOQUE EN DOS O MÁS CAPAS, LAS BARRAS DE LAS CAPAS SUPERIORES DEBEN COLOCARSE EXACTAMENTE SOBRE LAS DE LAS CAPAS INFERIORES CON UNA DISTANCIA LIBRE ENTRE CAPAS IGUAL AL φ Y NO MENOR DE 2.5 CM.
- LONGITUD DE TRANSPORTE MÍNIMA = 30cm.
- TODO REFUERZO SERÁ DOBLADO EN FRÍO, SALVO INDICACIÓN DEL INGENIERO RESIDENTE.

DESENCOFRADO	
COLUMNAS	24 horas mínimo
FONDO DE VIGAS Y LOSAS ALTO	20 días mínimo
LATERAL DE VIGAS Y LOSAS	24 horas mínimo
ARMADURAS	No deben soldarse.
ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS	MONOLÍTICAMENTE.

DETALLE DE DOBLAJES DEL ACERO DE REFUERZO		
#	ACERO Pulg.	# cm. Ld cm.
1/4"	2.50	8.00
3/8"	6.00	12.00
1/2"	8.00	16.00
5/8"	10.00	20.00
3/4"	11.50	25.00
1"	15.25	35.00

LONGITUD DE EMPALME	
#	ACERO Pulg. cm.
3/8"	40.00
1/2"	50.00
5/8"	60.00
3/4"	100.00
1"	115.00

RECUBRIMIENTOS	
DESCRIPCIÓN	cm.
ZAPATAS	7.00
COLUMNAS PLACAS	4.00
VIGAS	4.00
LOSAS	5.00
SOBRECIMIENTO	4.00

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA



TESISTA:
Bach. Victor Calderon Areche

TESIS:
"DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS: DUAL Y APORTICADO CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE PARA UN HOSPITAL DE CUATRO PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE LIRCAY - ANGARAES - HVCA"

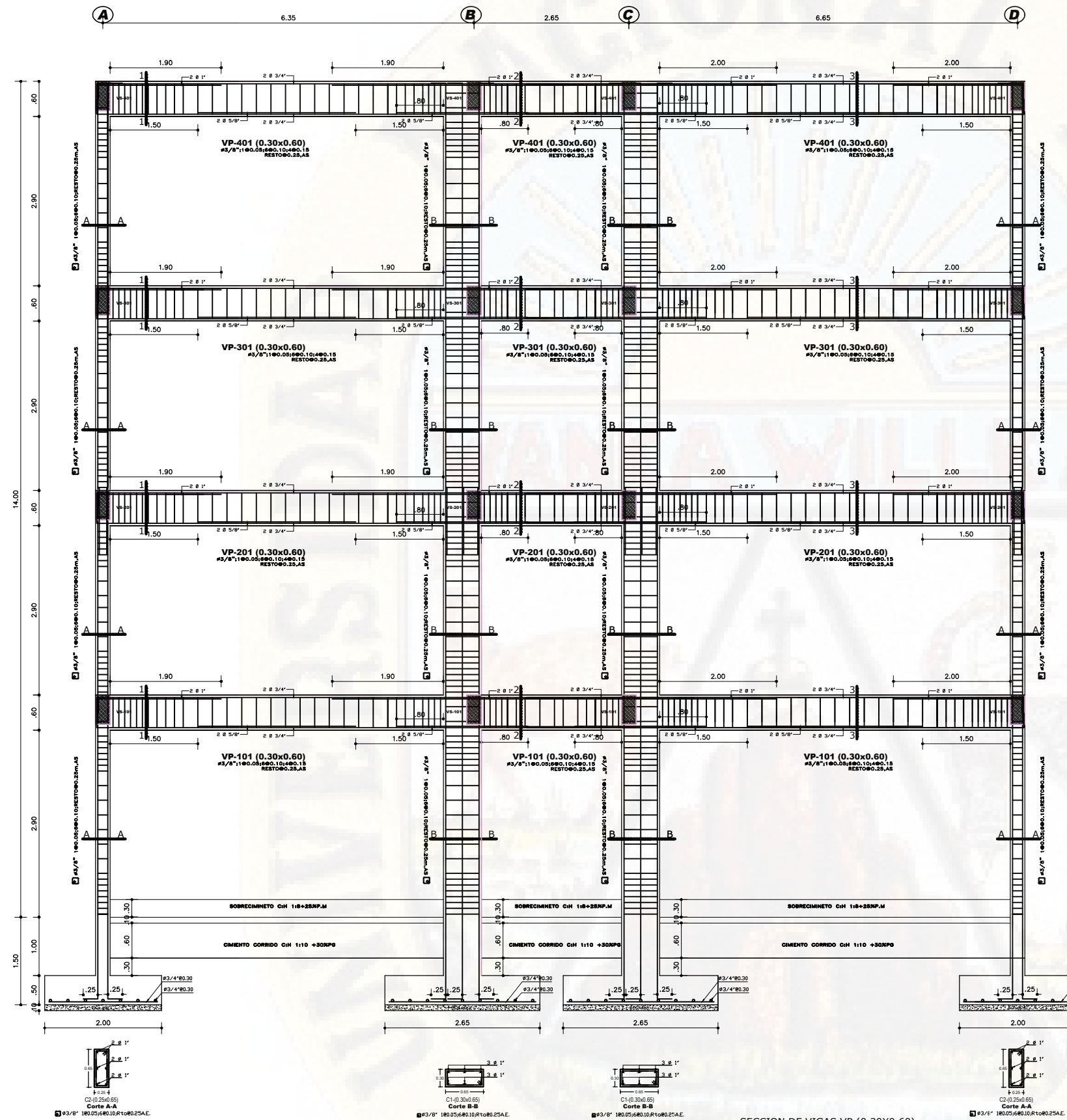


PLANO:
ESTRUCTURAS
SISTEMA - DUAL

UBICACION:
DEPARTAM: HUANCAMELICA
PROVINCIA: ANGARAES
DISTRITO: LIRCAY

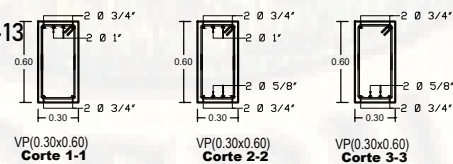
ESCALA:
INDICADA
LAMINA:

E-01
FECHA:
NOVIEMBRE - 2018



PORTICO EJES 2-2,11-11 y 13-13

ESTRUCTURAS ESC: 1/75



ESPECIFICACIONES SISMORRESISTENTES

NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE : E - 030
MÉTODO DE ANÁLISIS SÍSMICO : Análisis por Superposición Espectral.

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS:

PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO (So):

ZONIFICACIÓN:

LA MERCEZ DE CHUPAS : Zona 3

CONDICIONES LOCALES:

FACTOR DE ZONA (Z) : 0.35

Tp = 0.60

PERFIL DEL SUELO Tipo S2

FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO (S) = 1.20

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN:

CATEGORÍA : A (Edificación Esencial)

FACTOR DE USO (U) = 1.50

SISTEMA ESTRUCTURAL: APORTICADO Y MIXTO

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN : R = 7 (Longitudinal)

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN : R = 7 (Transversal)

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL : Dividida en Tres Bloques

DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE DE ENTREPISO:

Di/hei = 0.007

DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE DE ALBAÑILERÍA:

Di/hei = 0.005

CARGAS DE DISEÑO:

CARGAS PERMANENTES (C.M.):

PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO = 2400kg/m³

PESO DE ACABADOS = 100kg/m²

SOBRECARGA O CARGAS VIVAS (C.V.):

SOBRECARGA EN TECHO = 105kg/m²

RESISTENCIA REQUERIDA:

U = 14 CM + 1.7 CV

U = 125 (CM + CV) ± CS

U = 0.90 CM ± CS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ESTRUCTURAS (VIGAS Y COLUMNAS):

CONCRETO : f'c = 280 Kg/cm² (alcanzado a los 28 días)

ACERO : fy = 4200 Kg/cm²

RECUBRIMIENTO MÍNIMO DEL REFUERZO = 4.00 cm

CONCRETO EN ZAPATAS : f'c = 210 Kg/cm² (alcanzado a los 28 días)

ESPECIFICACIONES ACERCA DEL REFUERZO:

- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores con una distancia libre entre capas igual al ϕ y no menor de 2.5 cm.
- Longitud de traslapo mínima = 30 cm.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

LOSAS ALIGERADAS:

CONCRETO f'c = 280 Kg/cm²

ACERO fy = 4200 Kg/cm²

RECUBRIMIENTO MÍNIMO DEL REFUERZO = 3.0 cm

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA:

CARGAS PERMANENTES (C.M.):

PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO = 2400 kg/m³

PESO DE LADRILLO 8 HUECOS (0.30x0.30x0.25)=11 Kg

SOBRECARGAS O CARGAS VIVAS (C.V.):

SOBRECARGA EN TECHO = 105 Kg/m²

CARGA DE DISEÑO : (RNE U = 14 C.M + 1.7 C.V.)

ESPECIFICACIONES ACERCA DEL REFUERZO:

- CUANDO EL REFUERZO PARALELO SE COLOQUE EN DOS O MÁS CAPAS, LAS BARRAS DE LAS CAPAS SUPERIORES DEBEN COLOCARSE EXACTAMENTE SOBRE LAS DE LAS CAPAS INFERIORES CON UNA DISTANCIA LIBRE ENTRE CAPAS IGUAL AL ϕ Y NO MENOR DE 2.5 CM.
- LONGITUD DE TRANSPORTE MÍNIMA = 30cm.
- TODO REFUERZO SERÁ DOBLADO EN FRÍO, SALVO INDICACIÓN DEL INGENIERO RESIDENTE.

DESENCOFRADO

COLUMNAS : 24 horas mínimo.
FONDO DE VIGAS Y LOSAS ALIG. : 20 días mínimo.
LATERAL DE VIGAS Y LOSAS : 24 horas mínimo.
ARMADURAS : no deben retirarse.
ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS : INMEDIATAMENTE.

DETALLE DE DOBLAJES DEL ACERO DE REFUERZO

# ACERO Pulg.	# cm.	Ld. cm.
1/4"	2.60	8.00
3/8"	6.00	12.00
1/2"	8.00	16.00
5/8"	10.00	20.00
3/4"	11.50	25.00
1"	15.25	35.00

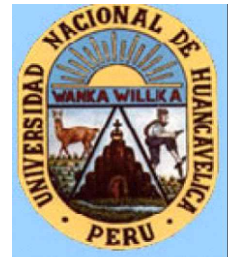
LONGITUD DE EMPALME

# ACERO Pulg.	cm.
3/8"	40.00
1/2"	50.00
5/8"	60.00
3/4"	100.00
1"	115.00

RECUBRIMIENTOS

DESCRIPCIÓN	cm.
ZAPATAS	7.00
COLUMNAS/PLACAS	4.00
VIGAS	4.00
LOSAS	5.00
SUBRECIMIENTO	4.00

UNIVERSIDAD
NACIONAL DE
HUANCAVELICA



TESISTA:

Bach. Victor Calderon Areche

TESIS:

"DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS: DUAL Y APORTICADO CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE PARA UN HOSPITAL DE CUATRO PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE LIRCAY - ANGARAES - HVCA"



PLANO:

ESTRUCTURAS

SISTEMA - DUAL

UBICACION:

DEPARTAM: HUANCAVELICA

PROVINCIA: ANGARAES

DISTRITO: LIRCAY

ESCALA:

INDICADA

LAMINA:

E-02

FECHA:

NOVIEMBRE - 2018



TESISTA:

Bach. Victor Calderon Areche

TESIS:

"DISEÑO ESTRUCTURAL
COMPARATIVO ENTRE LOS
SISTEMAS: DUAL Y
APORTICADO CON
AISLAMIENTO SISMICO EN
LA BASE PARA UN HOSPITAL
DE CUATRO PISOS UBICADO
EN EL DISTRITO DE
LIRCAY - ANGARAES - HVCA"



PLANO:

ESTRUCTURAS
SISTEMA - DUAL

UBICACION:

DEPARTAM: HUANCAVELICA
PROVINCIA: ANGARAES
DISTRITO: LIRCAY

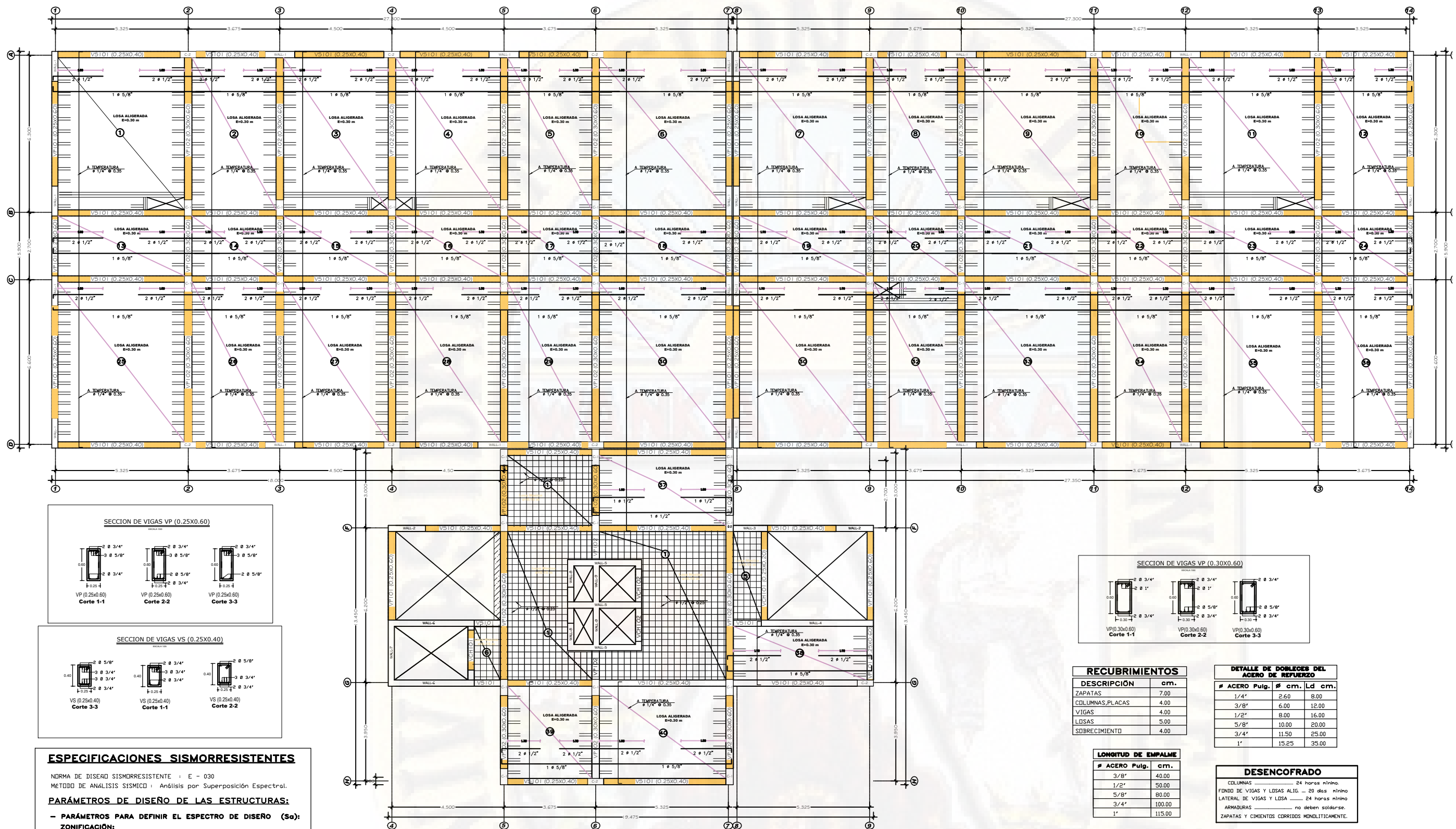
ESCALA:

INDICADA LAMINA:

E-03

FECHA:

NOVIEMBRE - 2018



PLANTA TIPICA 1°-4°
SISTEMA DE LOSAS ESC. 1/75

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ESTRUCTURAS (VIGAS Y COLUMNAS):

CONCRETO : $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (alcanzado a los 28 días)
ACERO : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTO MINIMO DEL REFUERZO = 4.00 cm
CONCRETO EN ZAPATAS : $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (alcanzado a los 28 días)

ESPECIFICACIONES ACERCA DEL REFUERZO:

- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores con una distancia libre entre capas igual al ϕ y no menor de 2.5 cm.
- Longitud de Traslape minima = 30 cm.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

LOSAS ALIGERADAS:

CONCRETO $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTO MINIMO DEL REFUERZO = 3.0 cm

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA:

CARGAS PERMANENTES (C.M.):
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO = 2400 kg/m^3
PESO DE LADRILLO 8 HUECOS (0.30x0.30x0.25)=11 kg
SOBRECARGA O CARGAS VIVAS (C.V.):
SOBRECARGA EN TECHO = 105 Kg/m^2
CARGA DE DISEÑO : $(RNE U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ C.V})$

ESPECIFICACIONES ACERCA DEL REFUERZO:

- CUANDO EL REFUERZO PARALELO SE COLOQUE EN DOS O MÁS CAPAS, LAS BARRAS DE LAS CAPAS SUPERIORES DEBEN COLOCARSE EXACTAMENTE SOBRE LAS DE LAS CAPAS INFERIORES CON UNA DISTANCIA LIBRE ENTRE CAPAS IGUAL AL ϕ Y NO MENOR DE 2.5 CM.
- LONGITUD DE TRANSPORTE MINIMA = 30cm.
- TODO REFUERZO SERA DOBLADO EN FRIO, SALVO INDICACION DEL INGENIERO RESIDENTE.



RECUBRIMIENTOS

DESCRIPCION	cm.
ZAPATAS	7.00
COLUMNAS, PLACAS	4.00
VIGAS	4.00
LOSAS	5.00
SOBRECIMIENTO	4.00

LONGITUD DE EMPALME

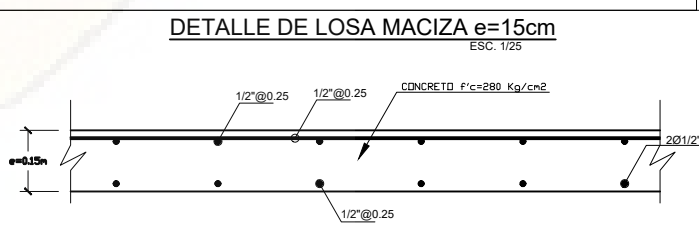
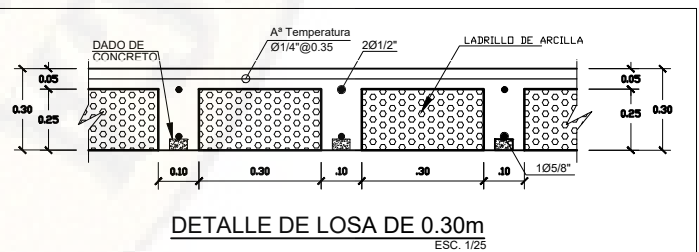
# ACERO	Pulg.	cm.
3/8"	40.00	
1/2"	50.00	
5/8"	80.00	
3/4"	100.00	
1"	115.00	

DETALLE DE DOBLAJES DEL ACERO DE REFUERZO

# ACERO	Pulg.	# cm.	Ld cm.
1/4"	2.60	8.00	
3/8"	6.00	12.00	
1/2"	8.00	16.00	
5/8"	10.00	20.00	
3/4"	11.50	25.00	
1"	15.25	35.00	

DESENCOFRADO

COLUMNAS : 24 horas minima.
FONDO DE VIGAS Y LOSAS ALIG. : 20 días minimo.
LATERAL DE VIGAS Y LOSA : 24 horas minima.
APAMURAS : no deben soldarse.
ZAPATAS Y CIENTOS CORRIDOS MONTILICAMENTE.



ESPECIFICACIONES SISMORRESISTENTES

NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE : E - 030
MÉTODO DE ANALISIS SISMICO : Analisis por Superposición Espectral.

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS:

- PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO (S_a):
ZONIFICACIÓN:
LA MERCED DE CHUPAS : Zona 3

CONDICIONES LOCALES:

FACTOR DE ZONA (Z) : 0.35
 $T_p = 0.60$
PERFIL DEL SUELO: Tipo Se
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO (S) = 1.20

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN:

CATEGORIA : A (Edificación Esencial)
FACTOR DE USO (ω) = 1.50

SISTEMA ESTRUCTURAL: APORTICADO Y MIXTO

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN : $R = 7$ (Longitudinal)
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN : $R = 7$ (Transversal)
CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL : Dividida en Tres Bloques

DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE DE ENTREPISO:

$D_i/h_i = 0.007$

DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE DE ALBAÑILERIA:

$D_i/h_i = 0.005$

CARGAS DE DISEÑO:

CARGAS PERMANENTES (C.M.):

PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO = 2400 kg/m^3

PESO DE ACABADOS = 100 kg/m^2

SOBRECARGAS O CARGAS VIVAS (C.V.):

SOBRECARGA EN TECHO = 105 kg/m^2

RESISTENCIA REQUERIDA:

$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$

$U = 1.25 \text{ CM} + \text{CV} \pm \text{CS}$

$U = 0.90 \text{ CM} \pm \text{CS}$



TESISTA:

Bach. Victor Calderon Areche

TESIS:

"DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS: DUAL Y APORTICADO CON AISLAMIENTO SISMICO EN LA BASE PARA UN HOSPITAL DE CUATRO PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE LIRCAY - ANGARAES - HVCA"



PLANO:

ESTRUCTURAS
SISTEMA - AISLADO

UBICACION:

DEPARTAM: HUANCAVELICA
PROVINCIA: ANGARAES
DISTRITO : LIRCAY

ESCALA:

INDICADA LAMINA:

E-01

FECHA:

NOVIEMBRE - 2018

ESPECIFICACIONES SISMORRESISTENTES

NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE : E - 030 y ASCE 7-10
MÉTODO DE ANÁLISIS SÍSMICO : Análisis por Superposición Espectral.

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS:

PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO (S_o):

ZONIFICACIÓN:

Lircay - Angaraes - Hvca : Zona 3

CONDICIONES LOCALES:

FACTOR DE ZONA (Z) : 0.35
Tp = 0.60
PERFIL DEL SUELO: Tipo S₂
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO (S) = 1.20

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN:

CATEGORÍA : A (Edificación Esencial)
FACTOR DE USO (U) = 1 "Por Llevar Alisadores Sísmicos"

SISTEMA ESTRUCTURAL: APORTICADO Y MIXTO

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN : R = 2 (Longitudinal)
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN : R = 2 (Transversal)
CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL : Estructura Irregular

DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE DE ENTREPISO:

$\Delta_i/h_{ei} = 0.007$

DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE DE ALBAÑILERÍA:

$\Delta_i/h_{ei} = 0.005$

CARGAS DE DISEÑO:

CARGAS PERMANENTES (C.M.):

PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO = 2400kg/m³

PESO DE ACABADOS = 100kg/m²

SOBRECARGAS O CARGAS VIVAS (C.V.):

SOBRECARGA EN TECHO = 105kg/m²

RESISTENCIA REQUERIDA:

U = 1.4 CM + 1.7 CV

U = 1.25 (CM + CV) ± CS

U = 0.90 CM + CV

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ESTRUCTURAS (VIGAS Y COLUMNAS):

CONCRETO : f'c = 280 Kg/cm² (alcanzada a los 28 días)

ACERO : fy = 4200 Kg/cm²

RECUBRIMIENTO MÍNIMO DEL REFUERZO = 4.00 cm

CONCRETO EN ZAPATAS : f'c = 210 Kg/cm² (alcanzada a los 28 días)

ESPECIFICACIONES ACERCA DEL REFUERZO:

- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores con una distancia libre entre capas igual al ϕ y no menor de 2.5 cm.
- Longitud de Traslape mínima = 30 cm.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

LOSAS ALIGERADAS:

CONCRETO f'c = 280 Kg/cm²

ACERO fy = 4200 Kg/cm²

RECUBRIMIENTO MÍNIMO DEL REFUERZO = 3.0 cm

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA:

CARGAS PERMANENTES (C.M.):

PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO = 2400 kg/m³

PESO DE LADRILLO 8 HUECOS (0.30x0.30x0.25)=11 Kg

SOBRECARGAS O CARGAS VIVAS (C.V.):

SOBRECARGA EN TECHO = 105 Kg/m²

CARGA DE DISEÑO : (RNE U = 1.4 CM + 1.7 C.V.)

ESPECIFICACIONES ACERCA DEL REFUERZO:

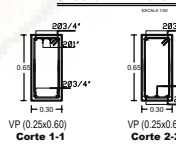
- CUANDO EL REFUERZO PARALELO SE COLOQUE EN DOS O MÁS CAPAS, LAS BARRAS DE LAS CAPAS SUPERIORES DEBEN COLOCARSE EXACTAMENTE SOBRE LAS DE LAS CAPAS INFERIORES CON UNA DISTANCIA LIBRE ENTRE CAPAS IGUAL AL ϕ Y NO MENOR DE 2.5 CM.
- LONGITUD DE TRANSPORTE MÍNIMA = 30cm.
- TODO REFUERZO SERÁ DOBLADO EN FRÍO, SALVO INDICACIÓN DEL INGENIERO RESIDENTE.

DESCRIPCIÓN	cm.
ZAPATAS	7.00
COLUMNAS, PLACAS	4.00
VIGAS	4.00
LOSAS	5.00
SOBRECUBIMIENTO	4.00

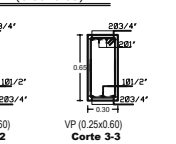
LONGITUD DE EMPALME	cm.
ACERO Pulg.	cm.
3/8"	40.00
1/2"	50.00
5/8"	80.00
3/4"	100.00
1"	115.00

DETALLE DE DOBLAJES DEL ACERO DE REFUERZO	cm.
ACERO Pulg.	cm.
1/4"	2.60
3/8"	6.00
1/2"	8.00
5/8"	10.00
3/4"	15.50
1"	35.00

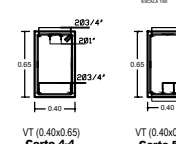
SECCION DE VIGAS VP (0.30x0.65)



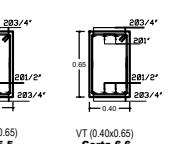
Corte 1-1



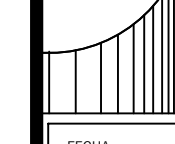
Corte 2-2



Corte 3-3



Corte 4-4

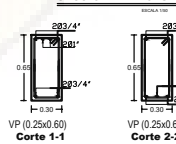


Corte 5-5

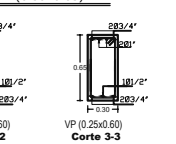


Corte 6-6

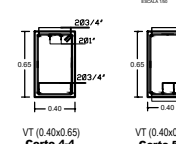
SECCION DE VIGAS VT (0.40x0.65)



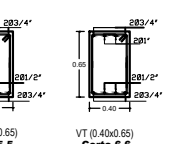
Corte 1-1



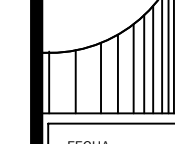
Corte 2-2



Corte 3-3



Corte 4-4

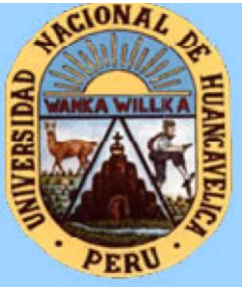


Corte 5-5



Corte 6-6

PORTICO EJES 1-1 y 13-13
SISTEMA AISLADO ESC: 1/75



TESISTA:

Bach. Victor Calderon Areche

TESIS:

"DISEÑO ESTRUCTURAL
COMPARATIVO ENTRE LOS
SISTEMAS: DUAL Y
APORTICADO CON
AISLAMIENTO SISMICO EN
LA BASE PARA UN HOSPITAL
DE CUATRO PISOS UBICADO
EN EL DISTRITO DE
LIRCAY - ANGARAES - HVCA"



PLANO:

ESTRUCTURAS
SISTEMA - AISLADO

UBICACION:

DEPARTAM: HUANCAVELICA
PROVINCIA: ANGARAES
DISTRITO : LIRCAY

ESCALA:

INDICADA LAMINA:

E-02

FECHA:

NOVIEMBRE - 2018

ESPECIFICACIONES SISMORRESISTENTES

NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE : E - 030 y ASCE 7-10
MÉTODO DE ANÁLISIS SÍSMICO : Análisis por Superposición Espectral.

PARÁMETROS DE DISEÑO DEL ESPECTRO DE DISEÑO (S_d):

PARÁMETROS PARA DEFINIR EL ESPECTRO DE DISEÑO (S_d):

ZONIFICACIÓN:

Lircay - Angaraes - Hvca : Zona 3

CONDICIONES LOCALES:

FACTOR DE ZONA (Z) : 0.35
T_p = 0.50
PERFIL DEL SUELO: Tipo S_e
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SUELO (S) = 1.20

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN:

CATEGORÍA : A (Edificación Esencial)
FACTOR DE USO (U) = 1 "Por Llevar Alisadores Sismicos"

SISTEMA ESTRUCTURAL: APORTICADO Y MIXTO

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN : R = 2 (Longitudinal)
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN : R = 2 (Transversal)
CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL : Estructura Irregular

DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE DE ENTREPISO:

D_i/h_e = 0.007

DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMISIBLE DE ALBANILERIA:

D_i/h_e = 0.005

CARGAS DE DISEÑO:

CARGAS PERMANENTES (C.M.):

PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO = 2400kg/m³

PESO DE ACABADOS = 100kg/m²

SOBRECARGAS O CARGAS VIVAS (C.V.):

SOBRECARGA EN TECHO = 105kg/m²

RESISTENCIA REQUERIDA:

U = 1.4 CM + 1.7 CV

U = 1.25 (CM + CV) ± CS

U = 0.90 CM ± CS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ESTRUCTURAS (VIGAS Y COLUMNAS):

CONCRETO : f'c = 280 Kg/cm² (alcanzado a los 28 días)

ACERO : f_y = 4200 Kg/cm²

RECUBRIMIENTO MÍNIMO DEL REFUERZO = 4.00 cm

CONCRETO EN ZAPATAS : f'c = 210 Kg/cm² (alcanzado a los 28 días)

ESPECIFICACIONES ACERCA DEL REFUERZO:

- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores con una distancia libre entre capas igual al φ y no menor de 2.5 cm.
- Longitud de Traslape mínima = 30 cm.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

LOSAS ALIGERADAS:

CONCRETO f'c = 280 Kg/cm²

ACERO f_y = 4200 Kg/cm²

RECUBRIMIENTO MÍNIMO DEL REFUERZO = 3.0 cm

PARÁMETROS DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA:

CARGAS PERMANENTES (C.M.):

PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO = 2400 kg/m³

PESO DE LADRILLO 8 HUECOS (0.30X0.30X0.25)=11 Kg

SOBRECARGAS O CARGAS VIVAS (C.V.):

SOBRECARGA EN TECHO = 105 Kg/m²

CARGA DE DISEÑO : (RNE U = 1.4 C.M + 1.7 C.V)

ESPECIFICACIONES ACERCA DEL REFUERZO:

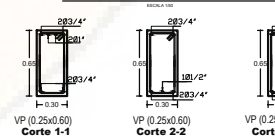
- CUANDO EL REFUERZO PARALELO SE COLOQUE EN DOS O MÁS CAPAS, LAS BARRAS DE LAS CAPAS SUPERIORES DEBEN COLOCARSE EXACTAMENTE SOBRE LAS DE LAS CAPAS INFERIORES CON UNA DISTANCIA LIBRE ENTRE CAPAS IGUAL AL φ Y NO MENOR DE 2.5 CM.
- LONGITUD DE TRANSPORTE MÍNIMA = 30cm.
- TODO REFUERZO SERÁ DOBLADO EN FRÍO, SALVO INDICACIÓN DEL INGENIERO RESIDENTE.

DESENCOFRADO	
COLUMNAS	24 horas mínimo.
FONDO DE VIGAS Y LOSAS ALIG.	20 días mínimo
LATERAL DE VIGAS Y LOSA	24 horas mínimo
ARMADURAS	no deben soldarse.
ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS	NO DOLIFICARSE.

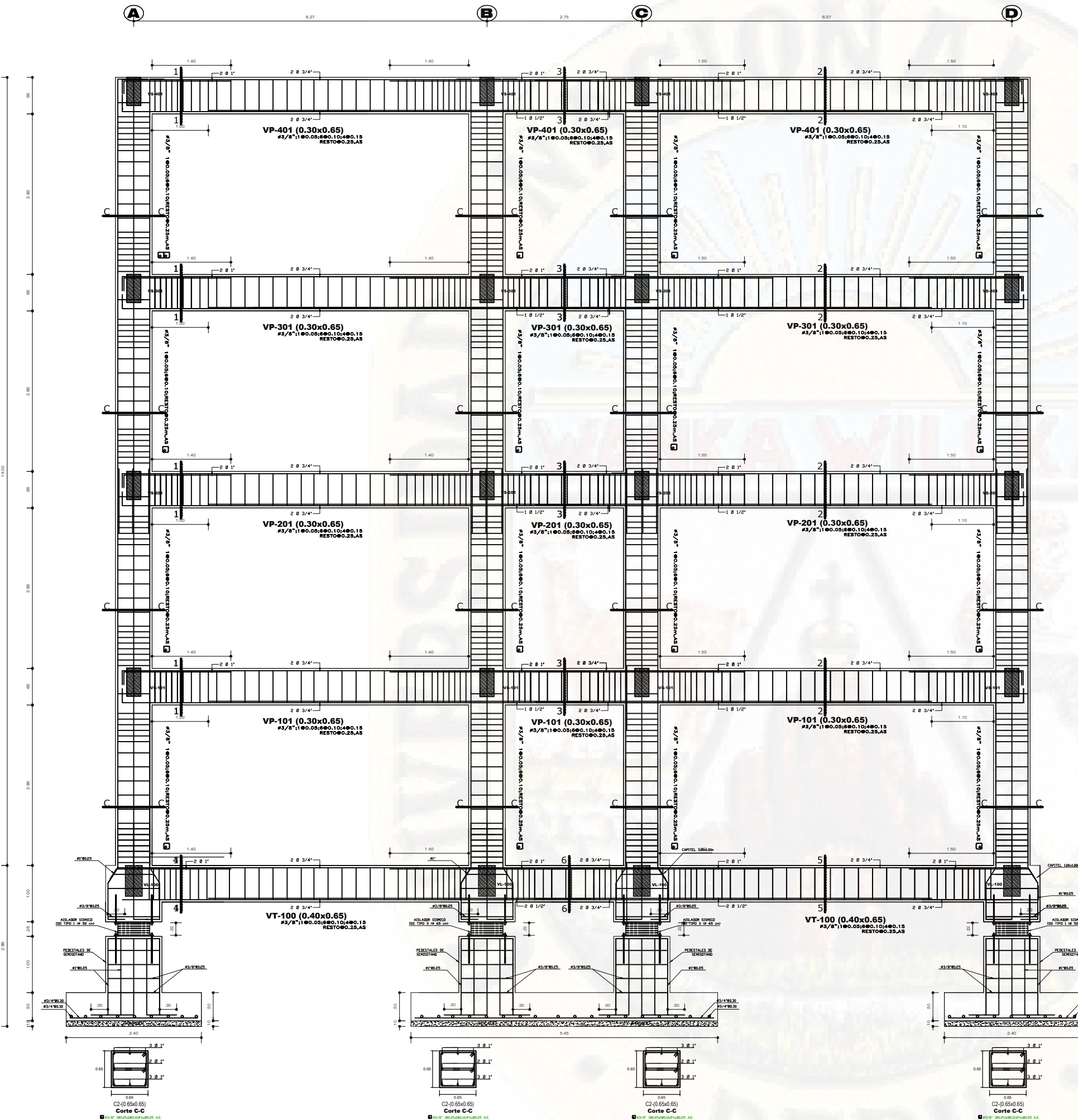
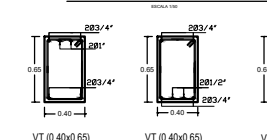
RECUBRIMIENTOS	
DESCRIPCIÓN	cm.
ZAPATAS	7.00
COLUMNAS, PLACAS	4.00
VIGAS	4.00
LOSAS	5.00
SOBRECIMIENTO	4.00

LONGITUD DE EMPALME	
# ACERO	Pulg. cm.
3/8"	40.00
1/2"	50.00
5/8"	60.00
3/4"	100.00
1"	115.00

SECCION DE VIGAS (0.30X0.65)



SECCION DE VIGAS VT (0.40X0.65)



PORTICO EJES 2-2,3-3,9-9,10-10,11-11 y 12-12

SISTEMA AISLADO ESC. 1/75



TESISTA:

Bach. Victor Calderon Areche

TESIS:

"DISEÑO ESTRUCTURAL
COMPARATIVO ENTRE LOS
SISTEMAS: DUAL Y
APORTICADO CON
AISLAMIENTO SISMICO EN
LA BASE PARA UN HOSPITAL
DE CUATRO PISOS UBICADO
EN EL DISTRITO DE
LIRCAY - ANGARAES - HVCA"



PLANO:

ESTRUCTURAS

SISTEMA - AISLADO

UBICACION:

DEPARTAM: HUANCAVELICA
PROVINCIA: ANGARAES
DISTRITO : LIRCAY

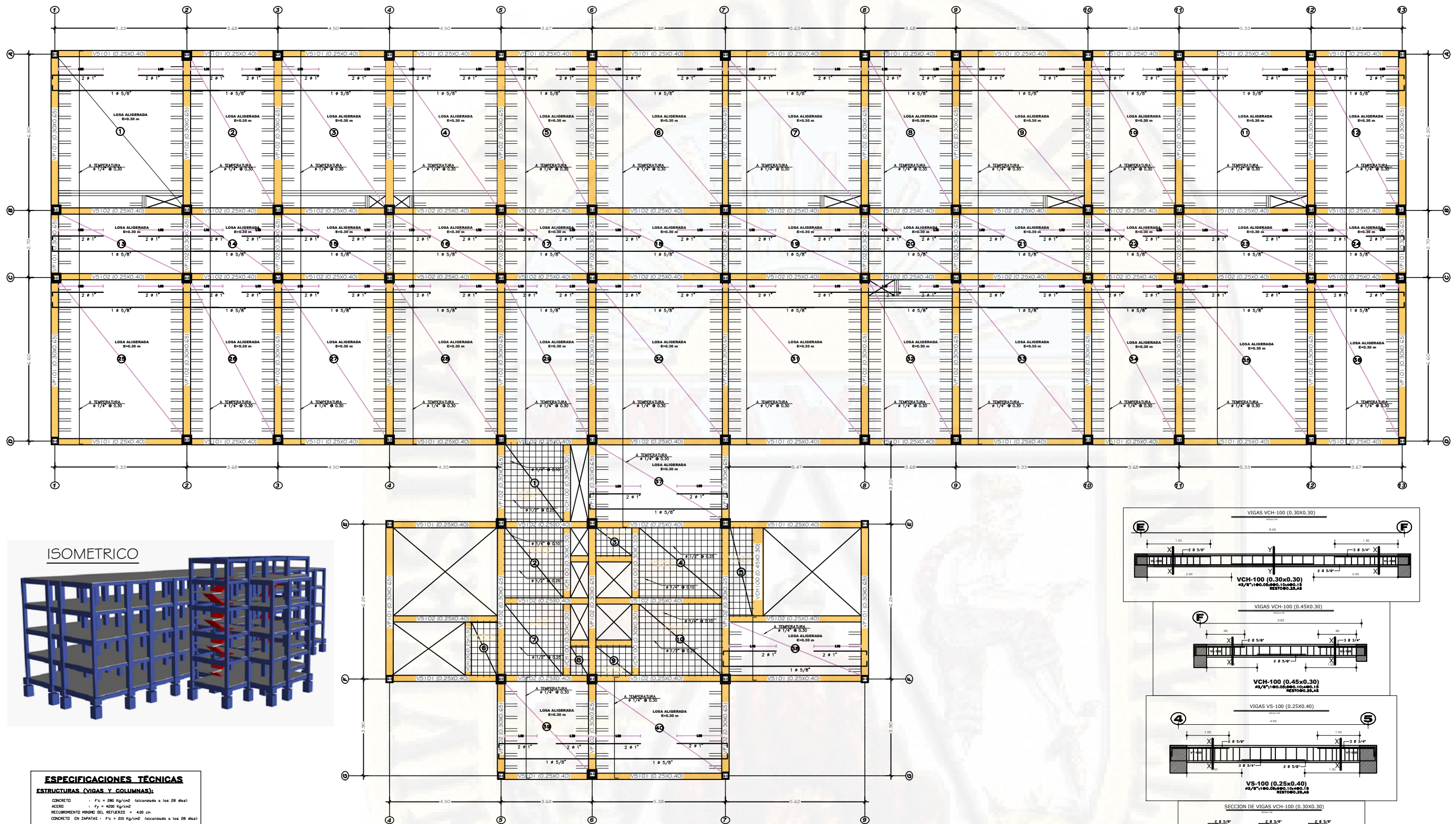
ESCALA:

INDICADA

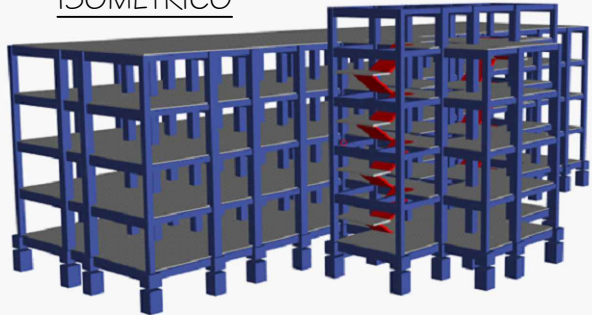
E-03

FECHA:

NOVIEMBRE - 2018



ISOMETRICO



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ESTRUCTURAS (VIGAS Y COLUMNAS):

CONCRETO : $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (calcularse a los 28 días)
ACERO : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
RECURRIMIENTO MÍNIMO DEL REFUERZO : 4.00 cm
CONCRETO EN ZAPATAS : $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ (calcularse a los 28 días)

ESPECIFICACIONES ACERCA DEL REFUERZO:

- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores con una distancia libre entre capas igual al a y no menor de 25 cm.
- Longitud de traspase mínima = 30 cm.

ESPECIFICACIONES SISMORRESISTENTES

NORMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE : E - 309 y ASCE 7-10

METODO DE ANALISIS SISMICO : Analisis por Superposición Espectral

PARAMETROS DE DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS:

- PARAMETROS PARA DETERMINAR EL ESPECTRO DE DISEÑO (S_{ds}):

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

CONEXIONES LOCALES:

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

LOSAS ALIGERADAS:

CONCRETO $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

ACERO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

RECURRIMIENTO MÍNIMO DEL REFUERZO = 3.0 cm

PARAMETROS DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA:

FACTORES DE DISEÑO:

FACTORES DE DISEÑO:

FACTORES DE DISEÑO:

FACTORES DE DISEÑO:

FACTORES DE DISEÑO:

FACTORES DE DISEÑO:

FACTORES DE DISEÑO:

FACTORES DE DISEÑO:

FACTORES DE DISEÑO:

FACTORES DE DISEÑO:

FACTORES DE DISEÑO:

FACTORES DE DISEÑO:

FACTORES DE DISEÑO:

FACTORES DE DISEÑO:

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

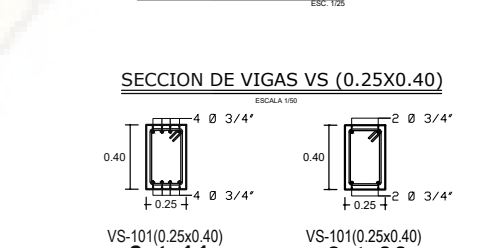
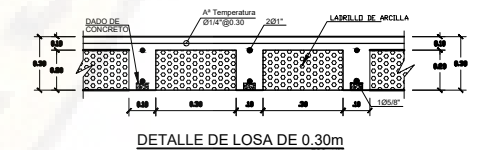
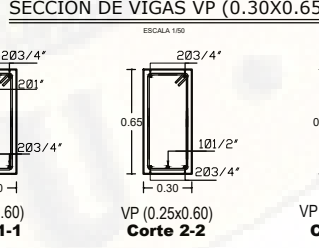
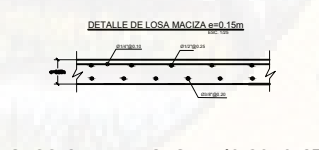
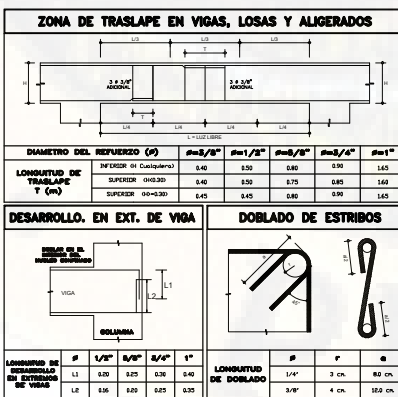
RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES



Bach. Victor Calderon Areche

“DISEÑO ESTRUCTURAL
COMPARATIVO ENTRE LOS
SISTEMAS: DUAL Y
APORTICADO CON
AISLAMIENTO SISMICO EN
LA BASE PARA UN HOSPITAL
DE CUATRO PISOS UBICADO
EN EL DISTRITO DE
LIRCAY – ANGARAES – HVCA”



SISTEMA - AISLADO

DEPARTAM: HUANCVELICA
PROVINCIA: ANGARAES
DISTRITO : LIRCAY

LAMINA:

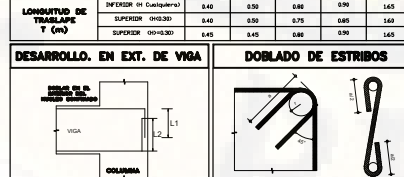
E-04



ISOMETRICO

Escala 1:75

DESINCOFADO
CELULAS 24 horas vivas.
FONDO DE VÍSCAS Y LOSAS ALIS. — 20 días vivas.
LATERAL DE VÍSCAS Y LISA 24 horas vivas.
APERTURAS no deben soldarse.
INFIATOS Y CEMENTOS CONCRETOS HENDILOCAMENTE.



LONGITUD DE DESARROLLO EN EXTENDOS DE VIRAS	#	1/8"	3/8"	3/4"	1"	LONGITUD DE DOBLADO	#	F	Q
	L1	0.20	0.25	0.36	0.40		1/4'	3 CR.	8.8 CR.
	L2	0.36	0.20	0.25	0.35		3/8'	4 CR.	12.8 CR.

