

**Universidad
Continental**

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

**Evaluación por desempeño mediante un
análisis no lineal estático del módulo 1, del
bloque A, del Hospital Daniel Alcides
Carrión. de la provincia de Huancayo,
Región Junín**

Xennia Denisse Chávez Avila

Huancayo, 2017

Tesis para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil



Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de [Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

ASESOR

Msc. Ing. Niel Iván Velásquez Montoya

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Continental, en especial a la plana docente de la escuela académico profesional de Ingeniería Civil, quienes se han tomado el arduo trabajo de transmitirme sus diversos conocimientos en el transcurso de cada año de mi carrera universitaria.

Al Msc. Ingeniero Niel Iván Velásquez Montoya en su condición de asesor, por su invaluable ayuda y asesoramiento, la cual ha sido de gran importancia para la realización de esta tesis.

A la Sub Gerencia de Supervisión y Liquidación de Obras del Gobierno Regional Junín, por su predisposición y apoyo en la validación de los instrumentos de recolección de datos del expediente técnico del Hospital Daniel Alcides Carrión.

DEDICATORIA

A mis padres Amelia J. Ávila Capcha y Próspero C. Chávez Rivas, por haberme dado el mejor obsequio en la trayectoria de mi existencia, mi educación. Ellos quienes siempre me motivaron a levantarme y continuar luchando cuando me sentía derrotada, todo lo que he logrado se lo debo a ellos.

A W. Rayf Tomás Rivera, por su apoyo incondicional, que ha aportado en un alto porcentaje a mis ganas de seguir adelante en mi carrera profesional.

ÍNDICE

PORTADA	i
ASESOR	ii
AGRADECIMIENTO	iii
DEDICATORIA	iv
ÍNDICE	v
LISTA DE TABLAS	vii
LISTA DE FIGURAS	ix
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCIÓN	xiv
CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	1
1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.2. OBJETIVOS	4
1.2.1. OBJETIVO GENERAL.....	4
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA	5
1.3.1. JUSTIFICACIÓN	5
1.3.2. IMPORTANCIA	7
1.4. HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES.....	8
1.4.1. HIPÓTESIS	8
1.4.2. DESCRIPCIÓN DE VARIABLES.....	9
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	11
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	11
2.1.1. ANTECEDENTES NACIONALES.....	11
2.1.2. ANTECEDENTES INTERNACIONALES	12
2.2. BASES TEÓRICAS	13
2.2.1. NORMA ACTUAL E.030 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES	13
2.2.2. DOCUMENTO FEMA 356 (<i>FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY –</i> <i>AGENCIA FEDERAL PARA EL MANEJO DE EMERGENCIAS</i>)	18
2.2.3. NORMA ATC 40 (<i>APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL – CONSEJO DE</i> <i>TECNOLOGÍA APLICADA</i>)	21
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	24
2.3.1. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO	24
2.3.2. CAPACIDAD	26
2.3.3. DEMANDA	27
CAPÍTULO III METODOLOGÍA	32
3.1. MÉTODO Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN	32
3.1.1. MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN.....	32

3.1.2. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN	33
3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	33
3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	33
3.3.1. POBLACIÓN	33
3.3.2. MUESTRA.....	35
3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	39
3.4.1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	39
3.4.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	39
CAPÍTULO IV RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	41
4.1. RESULTADOS DEL TRATAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN.....	41
4.1.1. GENERALIDADES.....	41
4.1.2. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS.....	49
4.2. PRUEBA DE HIPÓTESIS.....	63
4.2.1. ANÁLISIS ELÁSTICO PARA PROPÓSITOS DE DISEÑO	63
4.2.2. ANÁLISIS.....	78
4.3. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	100
4.3.1. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL EDIFICIO.....	100
4.3.2. ANÁLISIS PUSHOVER	112
CONCLUSIONES.....	147
RECOMENDACIONES.....	148
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	149
ANEXOS	151

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1.	Categoría de las edificaciones.....	6
Tabla 1.2.	Variables dependientes.....	9
Tabla 1.3.	Variables independientes.....	10
Tabla 2.1.	Factores de zona “Z”.....	14
Tabla 2.2.	Factor de Suelo “S”.....	15
Tabla 2.3.	Periodos “T _P ” y “T _L ”.....	15
Tabla 2.4.	Coeficiente de reducción sísmica.....	17
Tabla 2.5.	Parámetros de la curva momento – rotación de vigas.....	19
Tabla 2.6.	Parámetros de la curva momento – rotación de columnas.....	20
Tabla 2.7.	Niveles de desempeño.....	22
Tabla 2.8.	Niveles de movimientos sísmicos.....	23
Tabla 2.9.	Objetivos de desempeño.....	24
Tabla 3.1.	Categorías de establecimientos de salud.....	34
Tabla 3.2.	Especificaciones de la Categoría III – E.....	34
Tabla 3.3.	Descripción del Bloque A.....	35
Tabla 3.4.	Descripción del Bloque B.....	36
Tabla 3.5.	Descripción del Bloque C.....	36
Tabla 3.6.	Descripción del Bloque D.....	36
Tabla 4.1.	Características de las columnas C-3 y C-4.....	49
Tabla 4.2.	Características de las columnas C-5 y C-6.....	50
Tabla 4.3.	Características de las columnas C-7 y C-8.....	51
Tabla 4.4.	Características de las columnas C-9 y C-10.....	53
Tabla 4.5.	Características de las columnas C-11 y C-13.....	54
Tabla 4.6.	Características de las columnas C-14.....	55
Tabla 4.7.	Características de las vigas V1-S01 y V1-S02.....	56
Tabla 4.8.	Características de las vigas V1-S03 y V1-S04.....	56
Tabla 4.9.	Características de las vigas V1-S05 y V1-S06.....	57
Tabla 4.10.	Características de las vigas V1-S07A y V1-S07.....	57
Tabla 4.11.	Características de las vigas V1-T01 y V1-T02.....	58
Tabla 4.12.	Características de las vigas V1-T03 y V1-T04.....	58
Tabla 4.13.	Características de las vigas V1-T06 y V1-T07.....	59
Tabla 4.14.	Características de las vigas V1-T08 y VS-36C.....	59
Tabla 4.15.	Características de las vigas V1-601 y V1-602.....	59
Tabla 4.16.	Características de las vigas V1-603 y V1-604.....	60
Tabla 4.17.	Características de las vigas V1-605 y V1-606A.....	60
Tabla 4.18.	Características de las vigas V1-606 y VS-314.....	61
Tabla 4.19.	Características del concreto armado.....	61
Tabla 4.20.	Características del suelo.....	62
Tabla 4.21.	Parámetros para el diseño sísmico.....	62
Tabla 4.22.	Cargas estáticas.....	63
Tabla 4.23.	Tipo de carga sobre la viga V1-T03.....	64
Tabla 4.24.	Metrado de cargas de la viga V1-T03.....	65
Tabla 4.25.	Metrado de cargas de las columnas C6, C7 y C9.....	66

Tabla 4.26.	Metrado de cargas de la placa P-30-2.....	66
Tabla 4.27.	Resumen de cargas puntuales.....	66
Tabla 4.28.	Análisis estático.....	67
Tabla 4.29.	Masas.....	70
Tabla 4.30.	Resumen de desplazamientos laterales en dirección X.....	74
Tabla 4.31.	Resumen de desplazamientos laterales en dirección Y.....	77
Tabla 4.32.	Cortante basal para análisis.....	77
Tabla 4.33.	Verificación de diseño por flexión de la viga V1-T03.....	92
Tabla 4.34.	Fuerza axial y momento flector de la columna C6.....	93
Tabla 4.35.	Fuerza axial y momento flector de la columna C7.....	94
Tabla 4.36.	Fuerza axial y momento flector de la columna C9.....	95
Tabla 4.37.	Parámetros recomendados por el FEMA 356 – V1-T03.....	103
Tabla 4.38.	Parámetros calculados por el FEMA 356 para la viga V1-T03.....	103
Tabla 4.39.	Parámetros recomendados por el FEMA 356 – C7.....	104
Tabla 4.40.	Parámetros calculados por el FEMA – C7.....	104
Tabla 4.41.	Rótula plástica – vigas principales.....	108
Tabla 4.42.	Rótula plástica – vigas secundarias.....	109
Tabla 4.43.	Longitudes relativas, C3 – C6.....	109
Tabla 4.44.	Cantidad de “ <i>Hinges</i> ” asignadas.....	111
Tabla 4.45.	Factores de participación modal – Dirección X.....	112
Tabla 4.46.	Factores de participación modal – Dirección Y.....	112
Tabla 4.47.	Cálculo de la carga monotónica incremental (PUSH).....	112
Tabla 4.48.	Excentricidad accidental.....	113
Tabla 4.49.	Espectro de capacidad – Dirección longitudinal X.....	115
Tabla 4.50.	Espectro de capacidad – Dirección longitudinal Y.....	116
Tabla 4.51.	Valores mínimos requeridos para SRA y SRv.....	119
Tabla 4.52.	Coordenadas del punto de desempeño X – sismo diseño.....	120
Tabla 4.53.	Coordenadas del punto de desempeño Y – sismo diseño.....	121
Tabla 4.54.	Coordenadas del punto de desempeño X – sismo servicio.....	123
Tabla 4.55.	Coordenadas del punto de desempeño Y – sismo servicio.....	124
Tabla 4.56.	Coordenadas del punto de desempeño X – sismo máximo.....	125
Tabla 4.57.	Coordenadas del punto de desempeño Y – sismo máximo.....	126
Tabla 4.58.	Nivel de desempeño estructural en la dirección X.....	132
Tabla 4.59.	Nivel de desempeño estructural en la dirección Y.....	137
Tabla 4.60.	Ductilidad disponible – Dirección X.....	139
Tabla 4.61.	Ductilidad disponible – Dirección Y.....	139
Tabla 4.62.	Sobrerresistencia – Dirección X.....	140
Tabla 4.63.	Sobrerresistencia – Dirección Y.....	140
Tabla 4.64.	Derivas de entrepiso X, usando la norma E.0.30 – 2003.....	143
Tabla 4.65.	Derivas de entrepiso Y, usando la norma E.0.30 – 2003.....	144
Tabla 4.66.	Cuadro comparativo entre las distorsiones de entrepiso de la norma E.030 del año 2003 y 2016 – Dirección X.....	144
Tabla 4.67.	Cuadro comparativo entre las distorsiones de entrepiso de la norma E.030 del año 2003 y 2016 – Dirección Y.....	145

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1.	Fallas estructurales - Hospital de Ica – 2007.....	2
Figura 1.2.	Zonas sísmicas del Perú.....	5
Figura 2.1.	Zonificación sísmica del Perú – E.030 2016.....	14
Figura 2.2.	Factor de amplificación del suelo.....	15
Figura 2.3.	Factor de amplificación sísmica para suelo firme.....	16
Figura 2.4.	Factor de uso.....	17
Figura 2.5.	Curva generalizada fuerza – deformación.....	18
Figura 2.6.	Ensayo monotónico y curva de capacidad.....	25
Figura 2.7.	Desarrollo de la curva <i>Pushover</i>	26
Figura 2.8.	Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad.....	28
Figura 2.9.	Representación bilineal de la curva de capacidad.....	30
Figura 2.10.	Espectro elástico de aceleración.....	30
Figura 2.11.	Espectro de capacidad y espectro de demanda.....	31
Figura 3.1.	Flujograma de organización del Hospital Daniel Alcides Carrión.....	37
Figura 3.2.	Vista en planta del Módulo 1, del Bloque A.....	38
Figura 3.3.	Vista en elevación del Módulo 1, del Bloque A.....	38
Figura 4.1.	Plano de ubicación del Hospital Daniel Alcides Carrión.....	42
Figura 4.2.	Corte en elevación del Módulo 1 – Bloque A.....	42
Figura 4.3.	Plano en planta del techo del segundo nivel.....	43
Figura 4.4.	Modelamiento – Dirección X.....	43
Figura 4.5.	Modelamiento – Dirección Y.....	44
Figura 4.6.	Pórtico – Eje A5.....	44
Figura 4.7.	Pórtico – Eje A6.....	45
Figura 4.8.	Pórticos – Eje A7, A8 y A9.....	45
Figura 4.9.	Pórtico – Eje A10.....	46
Figura 4.10.	Pórtico – Eje A11.....	46
Figura 4.11.	Pórtico – Eje A0.....	47
Figura 4.12.	Pórtico – Eje Aa.....	47
Figura 4.13.	Pórtico – Eje Ac.....	48
Figura 4.14.	Pórtico – Eje Ae.....	48
Figura 4.15.	Pórtico – Eje Ag.....	49
Figura 4.16.	Aplicación del metrado de cargas en el modelamiento.....	65
Figura 4.17.	Participación de masas en los modos de vibración.....	68
Figura 4.18.	Momentos de inercia.....	69
Figura 4.19.	Espectro de aceleraciones – Dirección X.....	70
Figura 4.20.	Espectro de aceleraciones – Dirección Y.....	71
Figura 4.21.	Desplazamiento – Dirección X – 6° Nivel.....	71
Figura 4.22.	Desplazamiento – Dirección X – 5° Nivel.....	72
Figura 4.23.	Desplazamiento – Dirección X – 4° Nivel.....	72
Figura 4.24.	Desplazamiento – Dirección X – 3° Nivel.....	72
Figura 4.25.	Desplazamiento – Dirección X – 2° Nivel.....	73
Figura 4.26.	Desplazamiento – Dirección X – 1° Nivel.....	73
Figura 4.27.	Desplazamiento – Dirección X – Techo Sótano.....	73

Figura 4.28.	Desplazamiento – Dirección Y – 6° Nivel.....	74
Figura 4.29.	Desplazamiento – Dirección Y – 5° Nivel.....	75
Figura 4.30.	Desplazamiento – Dirección Y – 4° Nivel.....	75
Figura 4.31.	Desplazamiento – Dirección Y – 3° Nivel.....	75
Figura 4.32.	Desplazamiento – Dirección Y – 2° Nivel.....	76
Figura 4.33.	Desplazamiento – Dirección Y – 1° Nivel.....	76
Figura 4.34.	Desplazamiento – Dirección Y – Techo sótano.....	76
Figura 4.35.	Combinaciones de cargas – SAP2000.....	79
Figura 4.36.	Diagrama de momentos de la combinación 1.4 CM + 1.7 CV.....	80
Figura 4.37.	Diagrama de momentos de la combinación 1.25 (CM + CV) + CSx....	80
Figura 4.38.	Diagrama de momentos de la combinación 1.25 (CM + CV) – CSx....	81
Figura 4.39.	Diagrama de momentos de la combinación 1.25 (CM + CV) + CSy....	81
Figura 4.40.	Diagrama de momentos de la combinación 1.25 (CM + CV) – CSy....	82
Figura 4.41.	Diagrama de momentos de la combinación 0.9 CM + CSx.....	82
Figura 4.42.	Diagrama de momentos de la combinación 0.9 CM – CSx.....	83
Figura 4.43.	Diagrama de momentos de la combinación 0.9 CM + CSy.....	83
Figura 4.44.	Diagrama de momentos de la combinación 0.9 CM – CSy.....	84
Figura 4.45.	Diagrama de momentos de la combinación 1.4CM + 1.7CV + 1.7E...	84
Figura 4.46.	Diagrama de momentos de la combinación 0.9 CM + 1.7 E.....	85
Figura 4.47.	Diagrama de momentos de la comb. 1.25 CM + 1.25 CV + 1.25 W....	85
Figura 4.48.	Diagrama de momentos de la comb. 1.25 CM + 1.25 CV - 1.25 W.....	86
Figura 4.49.	Envolvente de momentos con las comb. de carga en el SAP2000.....	86
Figura 4.50.	Diagrama de momentos envolvente.....	87
Figura 4.51.	Área de acero de refuerzo – envolvente.....	87
Figura 4.52.	Distribución de los elementos estructurales.....	88
Figura 4.53.	Detalle de acero longitudinal de la viga V1-T03.....	89
Figura 4.54.	Detalle de la sección transversal de la viga V1-T03.....	89
Figura 4.55.	Propiedades generales de la viga V1-T03.....	90
Figura 4.56.	Diagrama de momentos de la viga V1-T03.....	91
Figura 4.57.	Diagrama de interacción de diseño y nominal de la columna C6.....	94
Figura 4.58.	Diagrama de interacción de diseño y nominal de la columna C7.....	95
Figura 4.59.	Diagrama de interacción de diseño y nominal de la columna C9.....	96
Figura 4.60.	Momentos actuantes de la placa P-30-2.....	97
Figura 4.61.	Área de acero de la placa P-30-2.....	98
Figura 4.62.	Modelo trilineal.....	99
Figura 4.63.	Esfuerzo vs Deformación.....	100
Figura 4.64.	Modelo de Mander.....	101
Figura 4.65.	Deformación de un miembro a flexión.....	102
Figura 4.66.	Diagrama de la curva momento – rotación para la viga V1-T03.....	103
Figura 4.67.	Diagrama de la curva momento – rotación para la columna C7.....	105
Figura 4.68.	Valores asumidos por el SAP2000.....	105
Figura 4.69.	Formación de rótula plástica y longitud de penetración.....	106
Figura 4.70.	Formaciones plásticas – viga V1-T01.....	107
Figura 4.71.	Asignación de formaciones plásticas en vigas y columnas.....	110
Figura 4.72.	Modelo del conjunto – Dirección longitudinal X.....	110
Figura 4.73.	Modelo del conjunto – Dirección transversal Y.....	111

Figura 4.74.	Distribución de carga monotónica – dirección longitudinal X.....	113
Figura 4.75.	Distribución de carga monotónica – dirección transversal Y.....	114
Figura 4.76.	Curva de capacidad (análisis no lineal) – Dirección longitudinal X.....	114
Figura 4.77.	Curva de capacidad (análisis no lineal) – Dirección transversal Y.....	115
Figura 4.78.	Representación bilineal – Dirección longitudinal X.....	116
Figura 4.79.	Representación bilineal – Dirección longitudinal Y.....	117
Figura 4.80.	Espectro de aceleraciones – Dirección X y Y.....	118
Figura 4.81.	Espectro de demanda – Dirección X y Y.....	118
Figura 4.82.	Punto de desempeño X – sismo diseño.....	120
Figura 4.83.	Punto de desempeño Y – sismo diseño.....	121
Figura 4.84.	Punto de desempeño X – sismo servicio.....	122
Figura 4.85.	Punto de desempeño Y – sismo servicio.....	123
Figura 4.86.	Punto de desempeño X – sismo máximo.....	124
Figura 4.87.	Punto de desempeño Y – sismo máximo.....	125
Figura 4.88.	Desplazamientos de entrepiso – Dirección X.....	127
Figura 4.89.	Distorsiones de entrepiso – Dirección X.....	127
Figura 4.90.	Paso 1: Desplazamiento de 3.87 cm – Dirección X.....	128
Figura 4.91.	Paso 2: Desplazamiento de 4.17 cm – Dirección X.....	128
Figura 4.92.	Paso 3: Desplazamiento de 8.09 cm – Dirección X.....	129
Figura 4.93.	Paso 4: Desplazamiento de 11.95 cm – Dirección X.....	129
Figura 4.94.	Paso 5: Desplazamiento de 15.92 cm – Dirección X.....	130
Figura 4.95.	Paso 7: Desplazamiento de 23.85 cm – Dirección X.....	130
Figura 4.96.	Paso 8: Desplazamiento de 27.75 cm – Dirección X.....	131
Figura 4.97.	Paso 9: Desplazamiento de 33.61 cm – Dirección X.....	131
Figura 4.98.	Desplazamientos de entrepiso – Dirección Y.....	133
Figura 4.99.	Distorsiones de entrepiso – Dirección Y.....	133
Figura 4.100.	Paso 1: Desplazamiento de 5.85 cm – Dirección Y.....	134
Figura 4.101.	Paso 2: Desplazamiento de 7.71 cm – Dirección Y.....	134
Figura 4.102.	Paso 4: Desplazamiento de 19.14 cm – Dirección Y.....	135
Figura 4.103.	Paso 5: Desplazamiento de 24.68 cm – Dirección Y.....	135
Figura 4.104.	Paso 8: Desplazamiento de 41.89 cm – Dirección Y.....	136
Figura 4.105.	Paso 9: Desplazamiento de 47.44 cm – Dirección Y.....	136
Figura 4.106.	Comparación de resultados X.....	138
Figura 4.107.	Comparación de resultados Y.....	138

RESUMEN

Esta tesis evalúa el desempeño de la estructura del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, de la Provincia de Huancayo, Región Junín, de seis niveles más un sótano, estructurado en base a un sistema dual en ambas direcciones, en dirección longitudinal “X” la planta tiene 7 paños de 7.50 m aproximadamente y en dirección transversal “Y” tiene 2 paños de 4.50 m y uno de 7.20 m; para ello se usó el método de análisis no lineal estático bajo la norma actualizada en enero del 2016 E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Este desempeño se ve expresado en la capacidad que tiene la estructura del Módulo en mención para comportarse ante la demanda de un evento sísmico incursionando en el rango inelástico y respondiendo con un nivel de daños según criterios de aceptación dados por FEMA 356 (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias) y ATC 40 (Consejo de Tecnología Aplicada).

Los resultados obtenidos de la evaluación sísmica mediante un análisis no lineal estático, muestra que la estructura del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, satisface los objetivos de desempeño, garantizando su correcta funcionabilidad ante los niveles sísmicos propuestos. La estructura presenta gran resistencia inicial, lo cual se ve reflejado en la capacidad de resistir grandes desplazamientos en el punto de control (techo) ya que garantiza su funcionabilidad frente a un sismo de servicio, sismo de diseño, como también frente a un sismo máximo, esto en comparación a las modificaciones hechas en la norma actualizada en enero del 2016 E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Al comparar los desplazamientos de entrepiso obtenidos del análisis dinámico y del análisis no lineal podemos verificar que para la recomendación de la norma vigente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones obtenemos una distorsión de 6.40 % y para un sismo máximo una distorsión de 6.80 %, en ambos casos sobrepasan ligeramente el límite establecido por la norma pero ya se comprobó que el nivel de daño es leve. El Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión como se encuentra actualmente no requiere un reforzamiento estructural, ya que durante su incursión en un evento sísmico presentará daños leves en su capacidad estructural.

Palabras claves: Desempeño, Capacidad, Demanda.

ABSTRACT

This thesis evaluates the performance of the structure of Module 1, Block A, Hospital Daniel Alcides Carrión, Province of Huancayo, Junín Region, six levels plus a basement, structured on the basis of a dual system in both directions, in longitudinal direction "X" the plant has 7 cloths of 7.50 m approximately and in cross direction "Y" has 2 cloths of 4.50 m and one of 7.20 m; For this purpose, the static non-linear analysis method was used under the January 2016 E.030 standard of the National Building Regulations. This performance is expressed in the capacity of the module structure in order to behave in response to the demand for a seismic event by entering the inelastic range and responding with a level of damage according to the acceptance criteria given by FEMA 356 (Federal Agency for Emergency Management) and ATC 40 (Council of Applied Technology).

The results obtained from the seismic evaluation using a static nonlinear analysis show that the structure of Module 1, of Block A, of the Hospital Daniel Alcides Carrión, satisfies the performance objectives, guaranteeing its correct functioning before the proposed seismic levels. The structure has great initial resistance, which is reflected in the ability to withstand large displacements at the control point (ceiling) as it guarantees its functionality against a service earthquake, design earthquake, as well as a maximum earthquake, this in comparison to the modifications made in the norm updated in January of 2016 E.030 of the National Regulation of Buildings.

When comparing the mezzanine displacements obtained from the dynamic analysis and the nonlinear analysis we can verify that for the recommendation of the current norm E.030 of the National Building Regulations we obtain a distortion of 6.40% and for a maximum earthquake a distortion of 6.80% in both cases slightly exceed the limit established by the standard but it has already been proven that the level of damage is slight. Module 1, Block A, of the Daniel Alcides Carrión Hospital as it currently stands does not require structural reinforcement, since during its incursion into a seismic event it will present slight damages in its structural capacity.

Key words: Performance, Capacity, Demand.

INTRODUCCIÓN

La filosofía de diseño sismorresistente tiene como objetivo primordial hacer que la estructura del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión sea capaz de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados que presenten daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso de la estructura. Este fin se toma inaplazable cuando se trata de un Hospital, una estructura que no puede dejar de funcionar ni durante ni después de ocurrido un evento sísmico.

El Perú es un país de significativa actividad sísmica, por lo que la presente tesis tiene como finalidad mostrar la importancia de los métodos de análisis sísmico recurriendo a procedimientos no lineales. Estos métodos nos ayudarán a entender de manera más clara el comportamiento no lineal de las edificaciones sometidas a excitaciones sísmicas de diferentes intensidades.

La tesis se constituye de la siguiente manera: en el primer capítulo se especifica el planteamiento y formulación del problema, objetivos, justificación e importancia, hipótesis y descripción de variables del estudio. Luego en el segundo capítulo se presenta el marco teórico, donde se plantean los antecedentes que sustentan esta tesis, bases teóricas y definición de términos básicos, necesarios para conocer el comportamiento no lineal de la estructura evaluada. En el tercer capítulo se muestra el método y alcance de la investigación, diseño de la misma, población y muestra y técnicas e instrumentos de recolección de datos. Seguidamente en el cuarto capítulo se muestra los resultados del tratamiento y análisis de la información, prueba de hipótesis y discusión de resultados. Por último se darán a conocer las conclusiones de la investigación.

Para tener una mejor visualización del comportamiento de los elementos estructurales de la edificación del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, se presenta una sección de anexos en donde se muestra el proceso de evaluación paso a paso.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. PLANTEAMIENTO Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El Perú es un país de significativa actividad sísmica. Varias de sus ciudades han sufrido una serie de sismos de gran intensidad, durante los cuales ocurrieron cuantiosos daños materiales en edificaciones hospitalarias, ya sea por haber colapsado o haber quedado en condiciones vulnerables que exigieron su desalojo.

El Instituto Geofísico del Perú ha informado que en cualquier momento, el Perú podría ser sacudido por un terremoto de 8 grados o más, por lo que traería abajo a la mayoría de hospitales del país debido a su antigüedad o por tener una infraestructura deficiente. En el año 2006 el Ministerio de Salud realizó una evaluación de las infraestructuras hospitalarias del país, en el que arrojó como resultado que el 63 % de hospitales carecen de un buen diseño tomando en cuenta normas sismorresistentes.

En la figura 1.1. se muestra las fallas estructurales provocadas por el sismo ocurrido en la ciudad de Ica en el año 2007.

Figura 1.1.

Fallas estructurales - Hospital de Ica - 2007

Fuente: Ministerio de Salud



Actualmente el país carece de una normativa técnica específica para este tipo de construcciones que nos permita cuantificar en su posible incursión en el rango inelástico y el comportamiento frente a sismos, ocasionales, raros y muy raros. En la última actualización en enero del 2016 de la norma E.030, del Reglamento Nacional de Edificaciones se menciona que los establecimientos de salud tanto públicos como privados del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud, que se encuentren en las zonas sísmicas 3 y 4 deben contar con aislamiento sísmico en la base de la edificación. Es por ello que surgen dudas con respecto a la seguridad que las edificaciones hospitalarias ofrecen para cumplir adecuadamente su función en caso de un evento sísmico, tengamos en cuenta que existen edificaciones hospitalarias que fueron construidas hace décadas, edificaciones comunes que fueron acondicionadas para brindar servicios hospitalarios y edificaciones hospitalarias que no han sido diseñadas con normas sismorresistentes.

Esta situación que debe ser corregida total o parcialmente con el fin de evitar grandes pérdidas de vidas humanas. Es por ello que el diseño sismorresistente de construcciones hospitalarias difiere de una edificación común de edificios para adecuarse a la envergadura y al alto índice de ocupación de, en este caso, hospitales (pacientes, personal médico, visitantes), además de equipo y mobiliario hospitalario.

El Hospital Daniel Alcides Carrión, de la Provincia de Huancayo, del Departamento de Junín, comprende todas las unidades productoras de servicios correspondientes a un Hospital de categoría III – E. En el Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, se encuentra la unidad de hospitalización, es decir aquella unidad considerada como crítico que no puede dejar de funcionar durante y después de ocurrido un evento sísmico. La estructura comprende una edificación de seis niveles más un sótano. Para el análisis y diseño sismorresistente se ha cumplido con los criterios de la norma anterior E.030 (Diseño dismorresistente), del Reglamento Nacional de Edificaciones, el mismo que fue actualizada por Decreto Supremo N° 011 – 2006 – VIVENDA, el 05 de Marzo del 2006.

1.1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿La evaluación del Módulo I, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, podrá satisfacer los objetivos de desempeño al aplicarle un análisis no lineal estático y garantizará su correcta funcionabilidad ante los niveles sísmicos propuestos por el ATC 40?

1.1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

¿Cuál será el punto de desempeño del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión al aplicarle un análisis no lineal estático con ayuda del programa SAP2000 frente a los niveles sísmicos propuestos por el ATC 40?

¿El Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, diseñado con los conceptos básicos del análisis elástico tradicional de la norma E.030 del RNE presentará un comportamiento sísmico similar al obtenido con un análisis no lineal estático?

De la evaluación por desempeño mediante un análisis no lineal estático realizada al Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, ¿requerirá la estructura algún tipo de reforzamiento en sus elementos estructurales para garantizar su funcionabilidad ante los niveles sísmicos propuestos por el ATC 40?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar si la evaluación del Módulo I, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión cumple con los objetivos de desempeño al aplicar un análisis no lineal estático, garantizando su correcta funcionabilidad ante los niveles sísmicos propuestos por el ATC 40.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Aplicar un análisis no lineal estático con ayuda del programa SAP2000 y determinar el punto de desempeño del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, frente a los niveles sísmicos propuestos por el ATC 40.

Determinar mediante los conceptos básicos del análisis elástico tradicional de la norma E.030 del RNE (estático y dinámico) los desplazamientos de entrepiso y compararlos con los obtenidos mediante el empleo de un análisis no lineal estático, para comprender sus alcances y limitaciones.

Realizar la evaluación de los elementos estructurales que serán más solicitados frente a un evento sísmico mediante su posible incursión en el rango inelástico con ayuda de los diagramas momento rotación propuestos por el FEMA 356 y en caso de requerirlo proponer soluciones sobre la necesidad de refuerzo de los elementos estructurales del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, que puedan generar

problemas de estabilidad global a la estructura, ante los niveles sísmicos propuestos por el ATC 40.

1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

1.3.1. JUSTIFICACIÓN

En nuestro país, el análisis y diseño sismorresistente ha ido evolucionando a consecuencia de estudios realizados tras los colapsos de edificaciones causados por eventos sísmicos, es por ello que la Norma E.030 (Diseño Sismorresistente) del Reglamento Nacional de Edificaciones fue actualizada por Decreto Supremo N° 003 – 2016 – VIVENDA, el 24 de enero del 2016, a fin de disminuir la vulnerabilidad de las edificaciones hospitalarias nuevas en nuestro país.

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica, del capítulo 2 (Peligro Sísmico), de la norma vigente E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, la Provincia de Huancayo, del Departamento de Junín se encuentra ubicada en la zona 3, lo que refleja la inminente posibilidad de que ocurra un sismo de gran magnitud, tal como se muestra en la figura 1.2.

Figura 1.2.

Zonas sísmicas del Perú

Fuente: RNE – Norma E.030 – 2016



El capítulo 3 (Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las Edificaciones) de norma actualizada en enero del 2016 E.030, del Reglamento Nacional de Edificaciones, menciona que las nuevas edificaciones de categoría A1 (establecimientos de salud públicos y privados del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud) deberán tener aislamiento sísmico en la base de la estructura cuando se encuentren en las zonas sísmicas 3 y 4, como se muestra en la tabla 1.1.

Tabla 1.1.

Categoría de las edificaciones

Fuente: RNE – Norma E.030 – 2016

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	1,5
	Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Por esta razón, el componente estructural debe ser considerado durante la etapa de análisis y diseño sísmico, cuando se trata de un nuevo edificio, o durante una etapa de reparación, remodelación o mantenimiento, cuando se trata de un edificio ya construido, usando teorías que nos permitan determinar su incursión en el rango no lineal

(Análisis Pushover – Análisis IDA). Un buen diseño sísmico es la clave para que la integridad del edificio sobreviva, aun en un terremoto severo.

Se pretende dar un nuevo enfoque al análisis y diseño sismorresistente basado en el estado de daño que sufrirá la estructura hospitalaria tras el evento sísmico, usando el método del espectro de capacidad del ATC 40, demostraremos la aparición de rótulas plásticas y la constante degradación de rigidez de la estructura, con ello es posible caracterizar el grado de daño que sufrirá la edificación, ya que la misma fue concebida usando el diseño elástico lineal de la norma E.030 del año 2003.

1.3.2. IMPORTANCIA

Los establecimientos de salud, al constituir edificaciones esenciales, deben presentar un buen análisis estructural para hacer frente a situaciones de emergencia de cualquier índole, en particular ante eventos sísmicos, y para garantizar la continuidad del funcionamiento del establecimiento. Esto para no poner en peligro la vida de los pacientes ni del personal que allí labora, y también para no detener la asistencia a las víctimas en los momentos críticos posteriores.

Contar con una evaluación sísmica previa a cualquier desastre resulta fundamental para identificar con rapidez y mayor certeza los daños que se puedan presentar con posterioridad al evento. Estas evaluaciones son ineludibles para determinar las medidas necesarias para mitigar cualquier consecuencia indeseable.

Para ello se propone una metodología basada en evaluar el diseño sísmico del Módulo I, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, mediante el estudio de los planos existentes y el modelamiento estructural. Se realizará un análisis no lineal estático, ya que los métodos tradicionales de diseño (estático – dinámico) son aproximados y no contemplan el efecto de las excitaciones en el tiempo, ni cuando la estructura incursiona más allá del rango elástico.

1.4. HIPÓTESIS Y DESCRIPCIÓN DE VARIABLES

1.4.1. HIPÓTESIS

1.4.1.1. HIPÓTESIS GENERAL

La evaluación mediante un análisis no lineal estático del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, cumplirá satisfactoriamente con los objetivos de desempeño, garantizando su correcta funcionabilidad ante los niveles sísmicos propuestos por el ATC 40.

1.4.1.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICA

La estructura presentará tres puntos de desempeño sísmico, los cuales estarán en los rangos de: Ocupación Inmediata frente a un Sismo de Servicio, Operativo frente a un Sismo de Diseño, y Seguridad de Vida frente a un Sismo Máximo, de acuerdo a los criterios establecidos por el ATC 40.

La estructura diseñada según los conceptos básicos del análisis elástico tradicional de la norma E.030 del RNE al ser analizada con el uso del programa SAP2000 mediante procedimientos no lineales, presentará mayores derivas de entrepiso al ser comparadas ante los niveles sísmicos impuestos.

De la evaluación por desempeño mediante un análisis no lineal estático realizada al Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión garantiza su funcionabilidad ante los niveles sísmicos propuestos por el ATC 40, por lo que no requerirá ningún tipo de reforzamiento en sus elementos estructurales.

1.4.1.3. HIPÓTESIS NULA

La evaluación del análisis y diseño sismorresistente del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión llevada a cabo mediante un análisis no lineal estático, no cumple con los criterios técnicos establecidos en la nueva norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones para garantizar que el edificio se encuentre seguro y en condiciones aptas ante cualquier evento sísmico.

1.4.1.4. HIPÓTESIS ALTERNA

Con los criterios técnicos establecidos en la nueva norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones se puede realizar el análisis y diseño sismorresistente del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, utilizando un análisis sísmico no lineal dinámico IDA, para establecer parámetros de calidad en contraste con el análisis y diseño sismorresistente efectuado con la norma anterior.

1.4.2. DESCRIPCIÓN DE VARIABLES

1.4.2.1. VARIABLES DEPENDIENTES

Desempeño sísmico del ATC 40.

Tabla 1.2.

Variables dependientes

Fuente: Elaboración propia

INDICADOR	DIMENSIONES
Desempeño sísmico.	Niveles de desempeño.
	Intensidad de movimientos sísmicos.
	Objetivos de desempeño.

1.4.2.2. VARIABLES INDEPENDIENTES

Análisis no lineal estático del ATC 40 y del FEMA 356.

Tabla 1.3.

Variables independientes

Fuente: Elaboración propia

INDICADOR	DIMENSIONES
Análisis no lineal estático	Diagrama momento - curvatura.
	Espectro de capacidad.
	Espectro de demanda.
	Punto de desempeño.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

A continuación, se citan investigaciones realizadas en el Perú y en el extranjero, cuyos contenidos son importantes para el perfeccionamiento de la presente investigación.

2.1.1. ANTECEDENTES NACIONALES

Wilter, de la Universidad Nacional del Centro del Perú, en el año 2014 sustentó su tesis “DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA DE LA TRIBUNA SUR DEL ESTADIO HUANCAVELICA USANDO UN ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO, HUANCAVELICA – 2014”, para lograr el título profesional en ingeniería civil. Este investigador plantea como objetivo el estudio del desempeño de los módulos de concreto armado que conforman la tribuna sur del estadio de Huancavelica. Su investigación concluye que:

Si bien los métodos de análisis dinámicos no lineales son los más confiables en cuanto a los resultados de que ellos se derivan, los métodos de análisis no lineales simplificados ayudan a tener una idea sobre el desempeño de la estructura, el nivel de daño y la localización del mismo. Esta ya es una clara ventaja sobre los métodos convencionales por reducción de fuerzas. (PÉREZ MEDINA, 2014)

El ingeniero Julio Edwin Delgadillo Alanya, de la Universidad Nacional de Ingeniería, en el año 2005 sustentó su tesis “ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE ESTRUCTURAS Y LA NORMA E.030”, para lograr el título de máster con mención en Ingeniería Estructural. El objetivo de su investigación se basa en mostrar que un análisis no lineal estático pushover es un método para poder hallar las zonas “débiles” de una estructura y poder tomar luego medidas. Su investigación concluye que:

El Análisis No Lineal Estático Pushover, nos sirve para ver la magnitud del daño, mediante el monitoreo de la deformación de desempeño (giro o desplazamiento) de los elementos y poder calificarlos como daños aceptables o no, mediante los límites de aceptación dados por FEMA 356 y ATC 40. (DELGADILLO ALANYA, 2005)

2.1.2. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Nicolás Guevara, Sergio Osorio y Edgardo Arturo, de la Universidad de El Salvador, en el año 2006 sustentaron sus tesis “EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA DE LAS INGENIERÍA Y ARQUITECTURA, UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)”, para lograr el título profesional en ingeniería civil. Su investigación concluye que:

La utilización del análisis pushover, que es un método relativamente de fácil aplicación; en conjunto con las características de evaluación estructural de los niveles de desempeño, originan una metodología que proporcionan resultados que muestran de forma aproximada el comportamiento de la estructura. Además se puede conocer la secuencia de aparición de daños en los elementos estructurales, para diferentes estados límites de comportamiento. (GUEVARA, OSORIO, & ARTURO, 2006)

Yessica Andrea Hernández Morales, de la Universidad de la Salle – Bogotá, en el año 2009 sustentó su tesis “ESTUDIO COMPARATIVO DE

DOS ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA EL EDIFICIO MATERNAL DEL LICEO FRANCES LOUIS PASTEUR, UTILIZANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS LINEAL DINÁMICO Y UN MÉTODO NO LINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER)”, para lograr el título profesional en ingeniería civil. El objetivo de su investigación se basa en evaluar el análisis y diseño sismorresistente utilizados en los estudios de vulnerabilidad y reforzamiento estructural, aplicándolos al caso real de reforzamiento del edificio “Maternal”. Su investigación concluye que:

La integración de métodos analíticos y métodos experimentales, permite el desarrollo de estudios de vulnerabilidad sísmica a nivel detallado. Si bien, este nivel de evaluación persigue el diagnóstico más confiable posible del desempeño sísmico de las edificaciones, implica que todos los aspectos preliminares los cuales comparten cualquier método de análisis sísmico, como lo son la recopilación de toda la información para dar un informe del estado inicial de la estructura, si estos datos preliminares de la estructura, conformación geométrica, estado inicial de los materiales, etc., no son los correctos se pueden cometer errores en el análisis de la estructura, por este motivo es de gran importancia contar con personal calificado que realice los estudios previos de la estructura. (HERNANDEZ MORALES, 2009)

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. NORMA ACTUAL E.030 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES¹

La Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, establece las condiciones necesarias para el análisis y diseño estructural ante fenómenos sísmicos, además comprende, los factores que sirven para determinar el espectro de respuesta. Para esta investigación se tomaron

¹ La estructura teórica base, así como las definiciones de los conceptos de los factores que sirven para determinar el espectro de respuesta que el lector observará a continuación fueron tomados de la norma actual E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

los valores de la norma actualizada en enero del 2016, que a continuación se mencionarán:

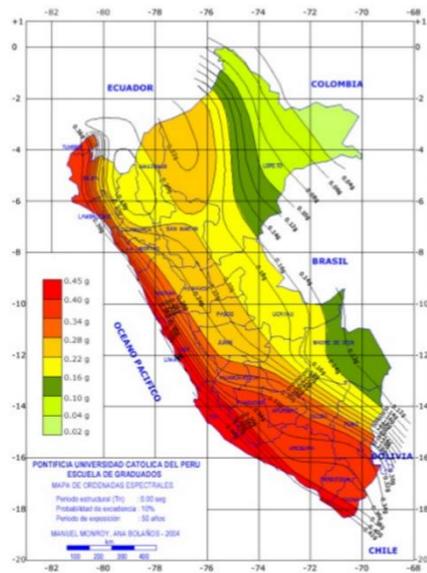
- FACTOR ZONA

El factor Z es la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser extendida en 50 años. En la figura 2.1 se muestra la zonificación sísmica del Perú en suelo rígido y periodo de retorno de 475 años.

Figura 2.1.

Zonificación sísmica del Perú – E.030 2016

Fuente: Pontificia Universidad Católica del Perú



En la tabla 2.1 se muestra los valores de Z como una fracción de la aceleración de la gravedad para cada zona sísmica.

Tabla 2-1.

Factores de zona “Z”

Fuente: RNE – Norma E.030 – 2016

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

- **FACTOR SUELO**

El factor S es la amplificación del suelo considerado como parámetros de sitio, además de los periodos T_P y T_L que marcan el cambio de la forma del espectro. En la tabla 2.2 y 2.3 se muestran los valores de S, T_P y T_L respectivamente para cada tipo de suelo y zona sísmica.

Figura 2.2.

Factor de amplificación del suelo

Fuente: SENCICO

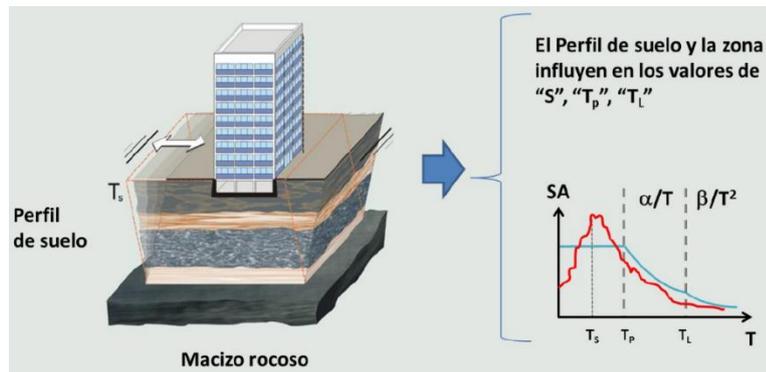


Tabla 2.2.

Factor de Suelo "S"

Fuente: RNE – Norma E.030 – 2016

	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 2.3

Periodos " T_P " y " T_L "

Fuente: RNE – Norma E.030 – 2016

	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (S)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (S)	3,0	2,5	2,0	1,6

- **FACTOR AMPLIFICACIÓN SÍSMICA**

El factor C es la amplificación sísmica, se define de acuerdo a las características de sitio, de acuerdo a las siguientes expresiones:

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

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

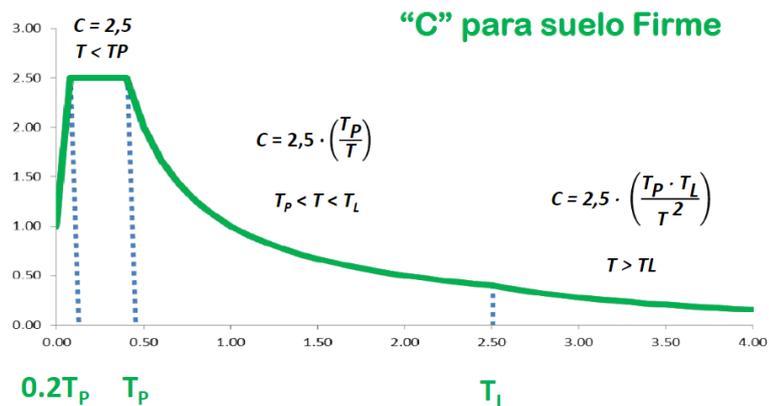
$$T > T_L \quad \rightarrow \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración en el suelo.

Figura 2.3.

Factor de amplificación sísmica para suelo firme

Fuente: SENCICO



- FACTOR USO

El factor U es el uso que depende de la importancia que tiene la estructura. Para el caso de hospitales, estos pertenecen a la categoría A (edificaciones esenciales), la cual se divide en dos sub categorías, tal como se detalla a continuación:

A1: Establecimientos de salud del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud. Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3, para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar $U = 1$. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico, si no se utiliza aislamiento sísmico en estas zonas, el valor de U será como mínimo 1,5.

A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.

Figura 2.4

Factor de uso

Fuente: SENCICO



- FACTOR REDUCCIÓN SÍSMICA

El factor R es el coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas. Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis como se muestra en la tabla 2.4.

Tabla 2.4

Coeficiente de reducción sísmica

Fuente: RNE – Norma E.030 – 2016

SISTEMA ESTRUCTURAL	COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN R_0
Concreto armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

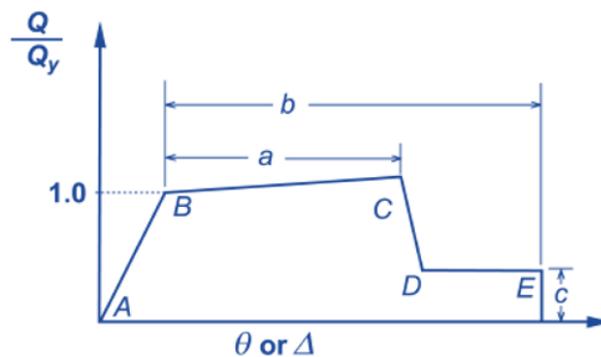
2.2.2. DOCUMENTO FEMA 356 (*FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY – AGENCIA FEDERAL PARA EL MANEJO DE EMERGENCIAS*)²

El documento FEMA 356 establece parámetros que se detallan numéricamente en diferentes tablas según el tipo del elemento estructural para modelar sus propiedades no lineales. Estos parámetros definen la curva generalizada de esfuerzo – deformación como se muestra en la figura 2.5.

Figura 2.5.

Curva generalizada fuerza - deformación

Fuente: FEMA 356



Los criterios numéricos de aceptación del procedimiento no lineal y los parámetros de modelamiento se determinaron de las tablas del FEMA 356, que están en función de las propiedades del material, secciones transversales, condiciones de carga y distribución de acero longitudinal y transversal de los elementos estructurales como vigas y columnas de concreto armado.

En la tabla 2.5 se muestra los parámetros para determinar la curva momento – rotación de vigas de concreto armado para los diferentes niveles de desempeño.

² La estructura teórica base así como las tablas que establecen parámetros para modelar las propiedades no lineales de los elementos estructurales que el lector observará a continuación fueron tomados del documento FEMA 356 (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, 2000)

Tabla 2.5

Parámetros de la curva momento – rotación de vigas

Fuente: FEMA 356 / NOVIEMBRE 2000

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	IO	Component Type								
		Primary		Secondary						
LS		CP	LS	CP						
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_s \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. Cuando más de una de las condiciones “i”, “ii”, “iii” y “iv” ocurre para un componente dado, use el mínimo valor numérico apropiado de la tabla.
2. “C” y “NC” son abreviaciones para indicar la existencia o no del refuerzo transversal. Un componente con refuerzo transversal es “C”, si en la región de rótula plástica, los estribos están espaciados en ≤ d/3, o si, para componentes de moderada y alta demanda ductilidad, la resistencia proporcionada por los estribos V_s es al menos tres cuarto de la cortante de diseño, cualquier otro caso, es considerado como “NC”.
3. Interpolación lineal entre los valores listados en la tabla es permitida.

En la tabla 2.6 se muestra los parámetros para determinar la curva momento – rotación de columnas de concreto armado para los diferentes niveles de desempeño.

Tabla 2.6

Parámetros de la curva momento – rotación de columnas

Fuente: FEMA 356 / NOVIEMBRE 2000

Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			IO	Component Type						
Primary		Secondary								
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	LS	CP	
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_s \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1, 3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1, 3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1, 3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. Cuando más de una de las condiciones “i”, “ii”, “iii” y “iv” ocurre para un componente dado, use el mínimo valor numérico apropiado de la tabla.
2. “C” y “NC” son abreviaciones para indicar la existencia o no del refuerzo transversal. Un componente con refuerzo transversal es “C”, si en la región de rótula plástica, los estribos están espaciados en ≤ d/3, o si, para componentes de moderada y alta demanda de ductilidad, la resistencia proporcionada por los estribos V_s es al menos tres cuarto de la cortante de diseño, cualquier otro caso, es considerado como “NC”.
3. Para calificar, las columnas deben tener refuerzo transversal que consista en estribos. De otra forma, las acciones deben ser tratadas como fuerza controlada.
4. Interpolación lineal entre los valores listados en la tabla es permitida.

2.2.3. NORMA ATC 40 (APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL – CONSEJO DE TECNOLOGÍA APLICADA)³

La Norma ATC 40 engloba un conjunto de procedimientos para la evaluación de las edificaciones existentes ante la ocurrencia de un sismo, para de esta manera plantear un adecuado sistema de reforzamiento estructural, basándose en el desempeño estructural.

2.2.3.1. PROCEDIMIENTOS PARA LA EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO DEL ATC 40

El documento enfatiza el análisis estático no lineal basado en el método del espectro de capacidad. Los procedimientos de análisis no lineal simplificado como el método de espectro de capacidad y el método de coeficiente de desplazamiento requiere la determinación de los tres primeros elementos: capacidad, demanda o sollicitación sísmica (desplazamiento) y desempeño.

2.2.3.2. NIVELES DE DESEMPEÑO

Los niveles de desempeño representan una condición límite establecida en función a los posibles daños físicos sobre los elementos estructurales, además de la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación provocada por estos daños y la funcionalidad de la edificación luego de ocurrido el movimiento sísmico.

A continuación se detalla los niveles de desempeño establecidos por el ATC 40 para las estructuras.

³ La estructura teórica base así como las tablas que establecen los niveles de desempeño y movimientos sísmicos de diseño que el lector observará a continuación fueron tomados de la Norma ATC 40 (Consejo de Tecnología Aplicada – Estados Unidos)

Tabla 2.7

Niveles de desempeño

Fuente: ATC 40

NIVEL	DESCRIPCIÓN
Operacional	Los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.
Ocupación inmediata	Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.
Seguridad de vida	La probabilidad de pérdidas de vida humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.
Estabilidad estructural	El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles replicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continua garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

2.2.3.3. NIVELES DE MOVIMIENTOS SÍSMICOS

La amenaza sísmica incluye efectos directos tales como: ruptura en la fuente y vibración del terreno, licuefacción del suelo, desprendimientos de tierra, asentamientos diferenciales

y efectos indirectos como maremotos, incendios, deslizamientos, entre otros. Cada uno de estos efectos puede producir daños que afectan el nivel de desempeño deseado para una estructura. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección a la propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos componentes de la amenaza, debe ser considerado e investigado específicamente como parte del proceso de la ingeniería basada en el desempeño.

El ATC 40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio (SS), sismo de diseño (SD) y sismo máximo (SM).

Tabla 2.8

Niveles de movimientos sísmicos

Fuente: ATC – 40

NIVEL	DESCRIPCIÓN
<p>SISMO DE SERVICIO SS</p>	<p>Corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50% de ser excedido en un periodo de 50 años, o un periodo de retorno de 72 años. Este se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura. La magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas.</p>
<p>SISMO DE DISEÑO SD</p>	<p>Representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10% de ser extendido en 50 años, es decir, que tiene un periodo de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales.</p>
<p>SISMO MÁXIMO SM</p>	<p>Corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en del sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5% de ser excedido en un periodo de 50 años, es decir, con un periodo de</p>

	retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales.
--	---

2.2.3.4. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

Los objetivos del diseño por desempeño corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño con los niveles de movimientos sísmicos. Pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. En la tabla 2.9 se muestra un resumen de los objetivos de desempeño.

Tabla 2.9

Objetivos de desempeño

Fuente: ATC 40

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO			
	OPERACIONAL	OCUPACIÓN INMEDIATA	SEGURIDAD DE VIDA	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
SISMO DE SERVICIO	OK	NA	NA	NA
SISMO DE DISEÑO	OK	OK	OK	NA
SISMO MÁXIMO	OK	OK	OK	OK
NA: No aceptable				

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

2.3.1. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

El análisis no lineal estático es un método utilizado para evaluar el desempeño de la estructura, es decir, para encontrar la respuesta sísmica de la estructura considerando la respuesta no lineal de los materiales (más allá del límite elástico).

Los métodos propuestos por el ATC 40 y FEMA 356 tienen como finalidad encontrar la curva de capacidad relacionando la cortante basal con el desplazamiento lateral máximo. En este método se aplica un patrón de

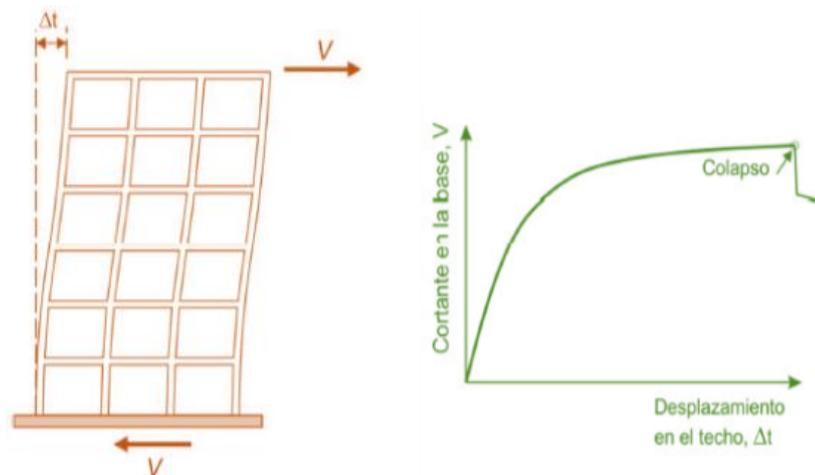
cargas laterales a la estructura que crece de forma proporcional y estática hasta llevar a la estructura al colapso. Posteriormente se obtiene la curva de capacidad de la estructura a partir de los desplazamientos del punto de control, donde la capacidad a corte dependerá de las dimensiones, refuerzo y propiedades del material de la estructura.

A partir de la generación de la curva de capacidad se puede proporcionar información acerca de la rigidez inicial, de la rigidez de post fluencia, de la resistencia de la estructura y de la evolución del daño hasta el colapso para niveles crecientes de cortante basal. (AGUIAR, 2003).

Figura 2.6.

Ensayo monotónico y curva de capacidad

Fuente: Tesis de Navarro y Fernández, PUCP 2006



En la figura 2.6 se muestra el ensayo de desplazamiento incremental monotónico, el cual consiste en imponer a la estructura un juego de desplazamientos laterales crecientes en un solo sentido y durante el proceso se van registrando desplazamientos y fuerzas aplicadas. Como resultado se obtiene una curva fuerza cortante en la base vs desplazamiento del techo, esta curva se conoce como la curva de capacidad de la estructura. (NAVARRO LOPEZ & FERNANDEZ VILLEGAS, 2006)

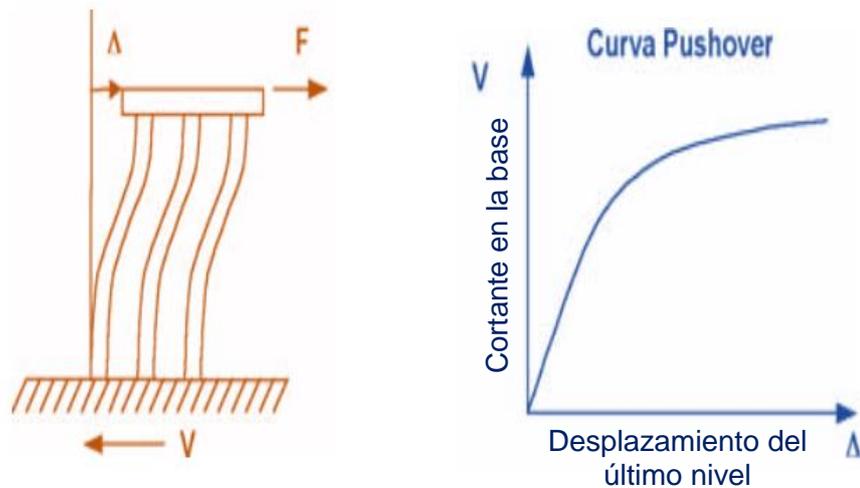
2.3.2. CAPACIDAD

La capacidad o resistencia de una estructura se mide a través de la relación entre la cortante basal (V) y el desplazamiento del último nivel (Δ), el diagrama de capacidad se realiza mediante un análisis no lineal estático, conocido como *Pushover* que depende de la resistencia de los elementos componentes individuales y la capacidad de deformación de la estructura. Este método es un procedimiento para determinar la vulnerabilidad sísmica en edificios, donde se incrementa permanentemente el sismo de diseño hasta alcanzar un estado límite de la estructura. En la figura 2.7 se muestra el desarrollo de la curva *Pushover*.

Figura 2.7.

Desarrollo de la curva *Pushover*

Fuente: Tesis de Navarro y Fernández, PUCP 2006



El patrón de cargas laterales usado en el análisis no lineal estático es la distribución triangular invertida, la cual representa la respuesta del primer modo y es frecuentemente sugerida por normas sismorresistente cuando las masas de los pisos son iguales. Este patrón considera que la estructura es sometida a una distribución lineal de la aceleración a través de la altura del edificio. El incremento de fuerza en cada paso para un piso "i" se calcula de acuerdo a la siguiente expresión. (BURGOS NAMUCHE, 2007)

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} \Delta V_b$$

Donde:

W_i : Peso del piso i.

h_i : Elevación del piso i.

ΔV_b : Incremento de la cortante basal del edificio.

2.3.3. DEMANDA

Para juzgar la aceptabilidad de un objetivo de desempeño dado, el máximo desplazamiento probable para el movimiento sísmico especificado debe ser estimado a lo largo de la curva de capacidad, para este estudio se ha utilizado el método del espectro de capacidad. (BURGOS NAMUCHE, 2007)

A continuación se detalla el procedimiento del Método del Espectro de Capacidad.

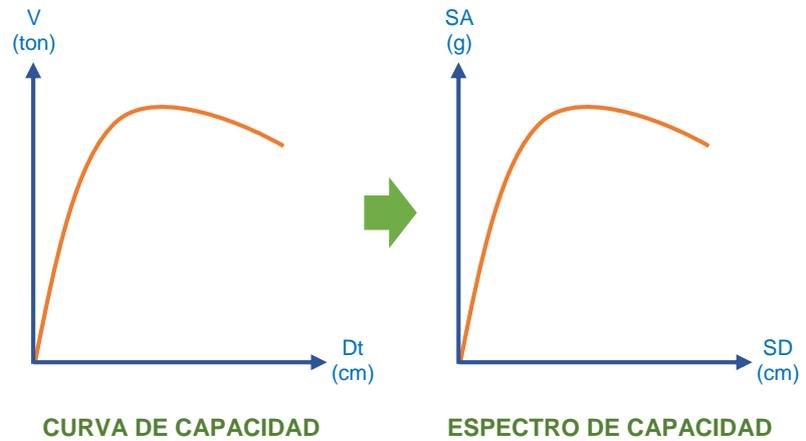
2.3.3.1. CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD AL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Esta curva de capacidad se convierte a un espectro de capacidad a través de la relación aceleración (S_a) y el desplazamiento (S_d), como se muestra en la figura 2.8, que permiten transformar un sistema de varios grados de libertad a uno de un solo grado de libertad.

Figura 2.8.

Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Fuente: Tesis de Navarro y Fernández, PUCP 2006



Con las siguientes ecuaciones requeridas para la conversión se calcula para cada punto de la curva de capacidad.

- Factor de participación modal

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g]}{[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g]}$$

- Coeficiente de masa modal

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N W_i / g] [\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g]}$$

- Aceleración espectral

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1}$$

- Desplazamiento espectral

$$S_d = \frac{D_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}}$$

Donde:

W_i / g : Masa asignada al nivel i .

$\emptyset_{\text{techo},1}$: Amplitud del modo 1 en el último nivel.

D_{techo} : Desplazamiento en el nivel superior.

N : Número de niveles.

V : Cortante basal.

W : Carga muerta de la edificación más la posible carga viva.

2.3.3.2. REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD

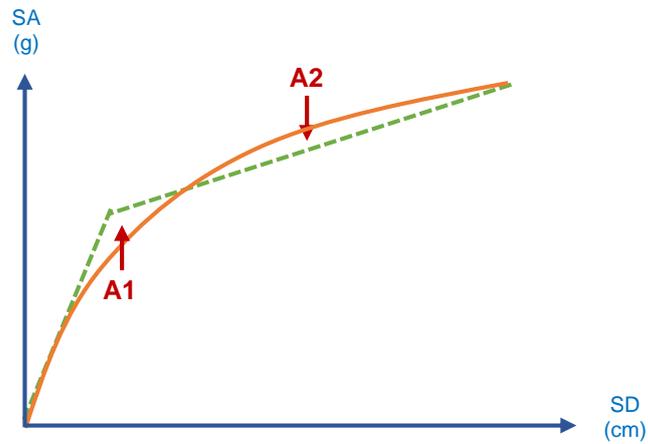
La representación bilineal de la curva de capacidad se utiliza para estimar el espectro de demanda reducido llamado también espectro inelástico. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de fluencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura. (BURGOS NAMUCHE, 2007)

El diagrama de capacidad se convierte a una curva bilineal equivalente que constituye un comportamiento elastoplástico. En la figura 2.9 se muestra la representación bilineal del diagrama de capacidad donde se debe buscar la igualdad de las áreas A_1 y A_2 , identificando un punto que indique el límite elástico de la estructura, es decir el punto de fluencia.

Figura 2.9.

Representación bilineal de la curva de capacidad

Fuente: Tesis de Navarro y Fernández, PUCP 2006



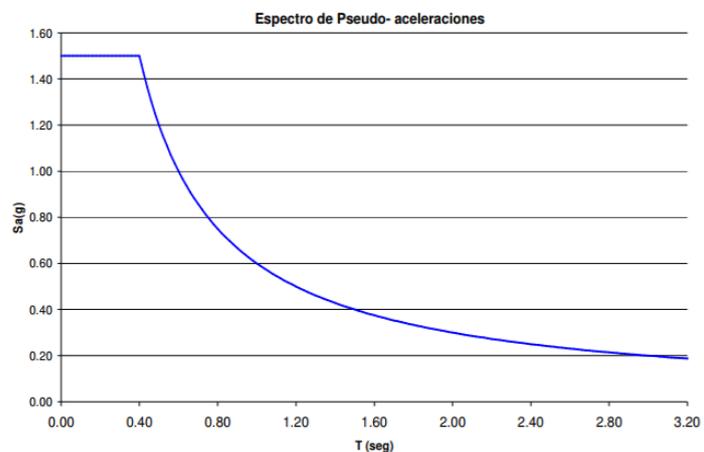
2.3.3.3. DESARROLLO DEL ESPECTRO DE DEMANDA

La demanda sísmica se representa por medio de un espectro de respuesta máxima de sistema de un grado de libertad como una función de sus frecuencias. En la figura 2.10 se muestra el espectro elástico de respuesta, donde intervienen en el eje de las ordenadas la aceleración y en las abscisas el desplazamiento, las líneas radiales que parten desde el origen corresponden a periodos constantes.

Figura 2.10.

Espectro elástico de aceleración

Fuente: RNE - Norma E.030



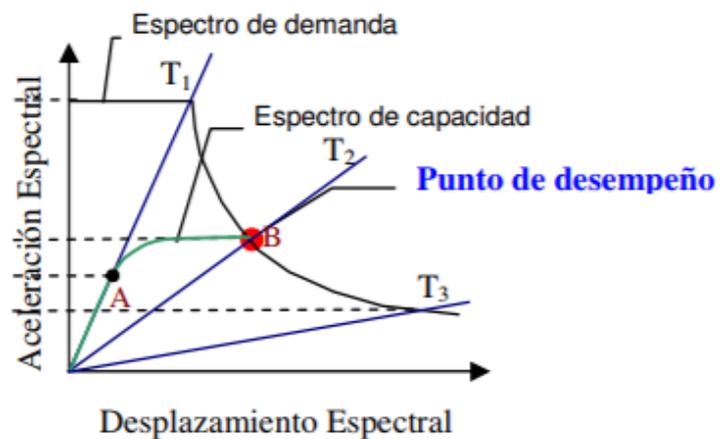
2.3.3.4. DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

El método de espectro de capacidad permite encontrar el punto de desempeño. Se observa a lo largo del espectro de capacidad que el periodo T_1 es constante hasta el punto A, que pertenece al rango elástico, cuando el espectro de capacidad y el espectro de demanda interceptan en el punto B, el periodo T_2 es diferente, esto indica que cuando una estructura es sometida a un desplazamiento inelástico, el periodo aumenta. En la figura 2.11 se muestra el espectro de capacidad, el espectro de demanda y el punto de desempeño. (BURGOS NAMUCHE, 2007)

Figura 2.11.

Espectro de capacidad y espectro de demanda

Fuente: Tesis de Burgos Namuche, UNI 2007



Una vez determinado el punto de desempeño de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. Es decir, debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos de desempeño esperados, los cuales están en función de los niveles de desempeño y el nivel de movimiento sísmico. (BURGOS NAMUCHE, 2007)

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. MÉTODO Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1. MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN

Para la investigación se usó como método general el hipotético – deductivo. Se realizó así la descomposición de los elementos estructurales del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, para la evaluación sísmica mediante una análisis no lineal estático. La aplicación de este método genera un conocimiento con grado de certeza absoluta, que parte de un conjunto de hipótesis para llegar a una conclusión.

Del mismo modo se utilizó el método analítico – sistémico, para llegar a conocer si la estructura del referido módulo diseñado según la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones del 2003, cumplirá satisfactoriamente con los objetivos de desempeño, garantizando su correcta funcionalidad ante los niveles sísmicos propuestos por el ATC 40, los cuales estarán en el rango de: Ocupación Inmediata frente a un Sismo de Servicio, Operativo frente a un Sismo de Diseño, y Seguridad de Vida frente a un Sismo Máximo.

3.1.2. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

El alcance de la investigación es descriptivo - correlacional, puesto que se recopiló información de las características y propiedades estructurales del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión para que posteriormente sea analizado mediante un análisis no lineal estático, su interés se centra en exponer de qué manera la variable independiente influye en la variable dependiente, es decir de qué manera el análisis no lineal estático *Pushover* del ATC40 y del FEMA 356 influye en el desempeño sísmico del ATC40.

3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño de la investigación es no experimental debido a que es un estudio que se realiza sin la manipulación de la variable independiente (análisis no lineal estático) ya que sólo se observa los fenómenos tal como se dan en su contexto natural para posteriormente analizarlos, en este caso la estructura del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión será evaluada por desempeño mediante un análisis no lineal estático según criterios establecidos por el ATC40 y el FEMA 356.

3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.3.1. POBLACIÓN

La población está conformada por los establecimientos de salud de atención especializada, en la categoría III – E, de la Provincia de Huancayo, Región Junín. Esta clasificación caracteriza a los establecimientos de salud en base a los niveles de complejidad que presenten y a las características funcionales que permitan responder a las necesidades de salud de la población de Huancayo.

Las categorías de establecimiento de salud por niveles de atención, consideradas en la norma técnica de salud son como se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1

Categorías de establecimientos de salud

Fuente: Norma Técnica de Salud

PRIMER NIVEL DE ATENCIÓN		Categoría I – 1
		Categoría I – 2
		Categoría I – 3
		Categoría I – 4
SEGUNDO NIVEL DE ATENCIÓN	Establecimientos de salud de atención general.	Categoría II – 1
	Establecimientos de salud de atención especializada.	Categoría II – 2
TERCER NIVEL DE ATENCIÓN	Establecimientos de salud de atención general.	Categoría III – 1
	Establecimientos de salud de atención especializada.	Categoría III – E
		Categoría III – 2

Las características funcionales de la categoría III – E de los establecimientos de salud, se detalla en la tabla 3.2.

Tabla 3.2

Especificaciones de la Categoría III – E

Fuente: Norma Técnica de Salud

CATEGORÍA	DEFINICIÓN	FUNCIONES GENERALES	ACTIVIDADES	UPSS FARMACIA
CATEGORÍA III - E	Corresponde a: - Hospitales de atención especializada - Clínicas de atención especializada	a) Promoción b) Prevención c) Recuperación d) Rehabilitación e) Gestión	a) UPSS Consulta Externa b) UPSS Hospitalización c) UPSS Diagnóstico por imágenes d) UPSS Patología Clínica (Laboratorio Clínico) e) UPSS Farmacia f) UPSS Nutrición y Dietética g) UPSS Emergencia h) UPSS Centro Obstétrico i) UPSS Centro Quirúrgico j) UPSS Medicina de Rehabilitación k) UPSS Central de Esterilización l) UPSS Centro de Hemoterapia y Banco de Sangre m) UPSS Cuidados Intensivos n) UPSS Anatomía patológica o) UPSS Hemodiálisis p) UPSS Radioterapia Opcional q) UPSS Medicina nuclear	Unidad básica organizada para dispensación, expendio, gestión de programación y almacenamiento especializado de PF, DM (con excepción de equipos biomédicos y de tecnología controlada) y PS que correspondan; así como farmacotecnia y farmacia clínica de acuerdo a la complejidad del establecimiento de salud. Responsable: QF , Técnico de Farmacia. Atención: 24 horas para emergencia y horario del establecimiento para atención electiva. Capacidad resolutive: Realiza dispensación y expendio previa RUE de los medicamentos propios de la especialidad de acuerdo al PNUME y aquellos fuera del PNUME que el CF autorice, DM y PS que correspondan a los pacientes ambulatorios y pacientes hospitalizados a través del SDMDU; así como disposición especializada para la unidad de cuidados intensivos y sala de operaciones. En caso de desarrollo estudios clínicos, deberá brindar el servicio de dispensación de productos en investigación para ensayos clínicos. Farmacia Clínica: Farmacovigilancia, seguimiento farmacoterapéutico, información de Medicamentos y Tóxicos. Farmacotecnia: diluciones y acondicionamiento de antisépticos y desinfectantes; acondicionamiento de dosis de medicamentos; fórmulas magistrales y preparados oficiales. Almacenamiento especializado cumpliendo las buenas prácticas de almacenamiento.

3.3.2. MUESTRA

La muestra es no probabilística, en el cual la elección de los elementos no depende de la probabilidad, si no de las causas relacionadas con las características de la investigación o los propósitos del investigador (JOHNSON, 2014, HERNÁNDEZ SAMPIERI *et al.*, 2013 y BATTALAGLIA, 2008b).

Para ello se toma como muestra a la estructura del Hospital Daniel Alcides Carrión, de la Provincia de Huancayo, Región Junín, donde se encuentran los servicios considerados como atención especializada.

El Hospital Daniel Alcides Carrión, comprende todas las unidades productoras de servicios correspondientes a un hospital de categoría III – E, es decir aquellas unidades que no pueden dejar de funcionar durante ni después de ocurrido un evento sísmico. Se detalla a continuación las unidades que presentan cada bloque del hospital.

- BLOQUE A (PARALELO A LA AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN)

Tabla 3.3

Descripción del Bloque A

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

Planta baja	- Lavandería - Almacenes - Talleres - Cisterna y sala de máquinas - Depósito de sal y cloro
Primer nivel	- Unidad de ayuda al diagnóstico por imágenes - Unidad de angiografía - Unidad de anatomía patológica - Capilla
Segundo nivel	- Unidad de centro de esterilización - Unidad de centro de hemodiálisis - Unidad de patología clínica
Tercer nivel	- Unidad de administración - Unidad de confort médico
Cuarto nivel	- Unidad de hospitalización
Quinto nivel	- Unidad de hospitalización
Sexto nivel	- Unidad de hospitalización

- **BLOQUE B (PERPENDICULAR A LA AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN)**

Tabla 3.4

Descripción del Bloque B

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

Primer nivel	- Unidad de farmacia - Unidad de medicina física y rehabilitación - Unidad de resonancia magnética - Consultorios de VIH y TBC
Segundo nivel	- Unidad de farmacia - Unidad de consulta externa
Tercer nivel	- Unidad de consulta externa - Unidad de gabinete de procedimientos

- **BLOQUE C (FRENTE A LA AV. DANIEL ALCIDES CARRIÓN)**

Tabla 3.5

Descripción del Bloque C

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

Primer nivel	- Auditorio
Segundo nivel	- Admisión - Cafetería - Hall de ingreso

- **ZONA POSTERIOR**

Tabla 3.6

Descripción del Bloque D

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

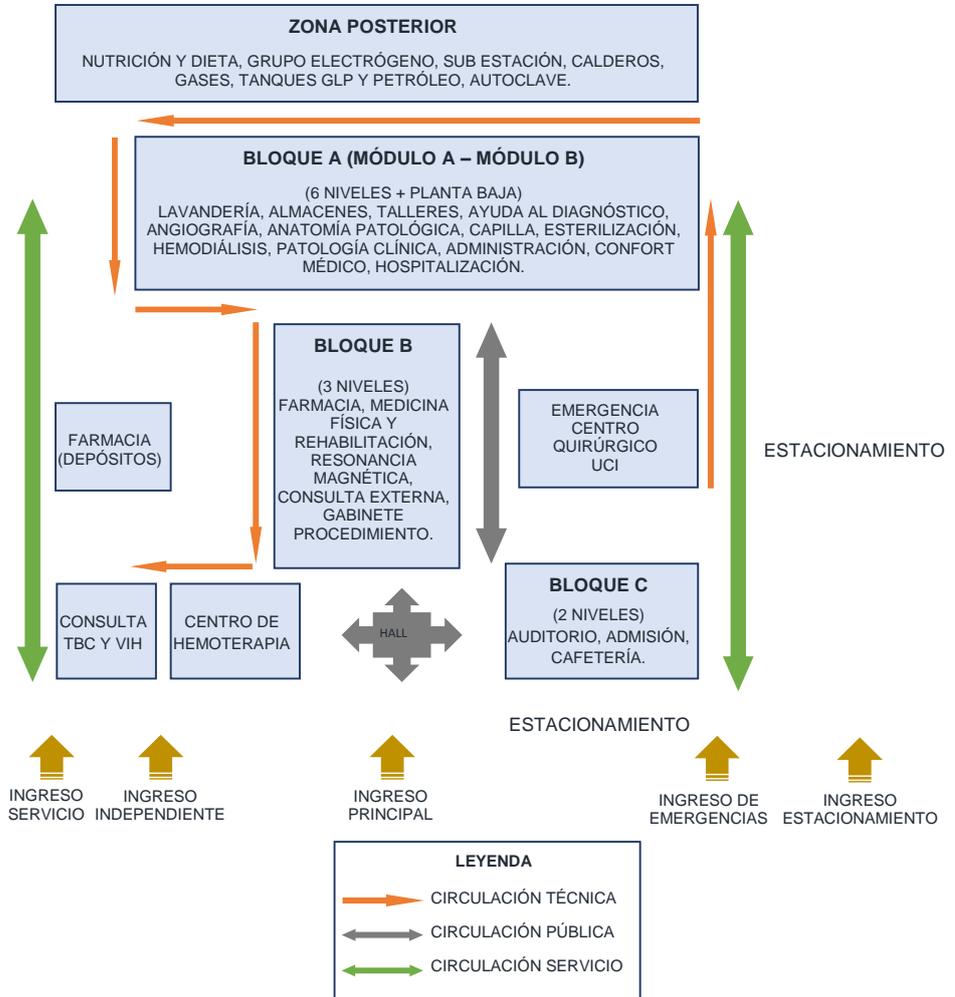
Planta baja	- Grupo electrógeno, Sub-estación, UPS y Tableros - Sala de Calderos - Central de Gases - Tanques de GLP y Diesel
Primer nivel	- Unidad de Nutrición y Dieta - Residuos Sólidos

La organización del Hospital Daniel Alcides Carrión, se detalla a través de un flujograma como se muestra en la figura 3.1.

Figura 3.1.

Flujograma de organización del Hospital Daniel Alcides Carrión

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

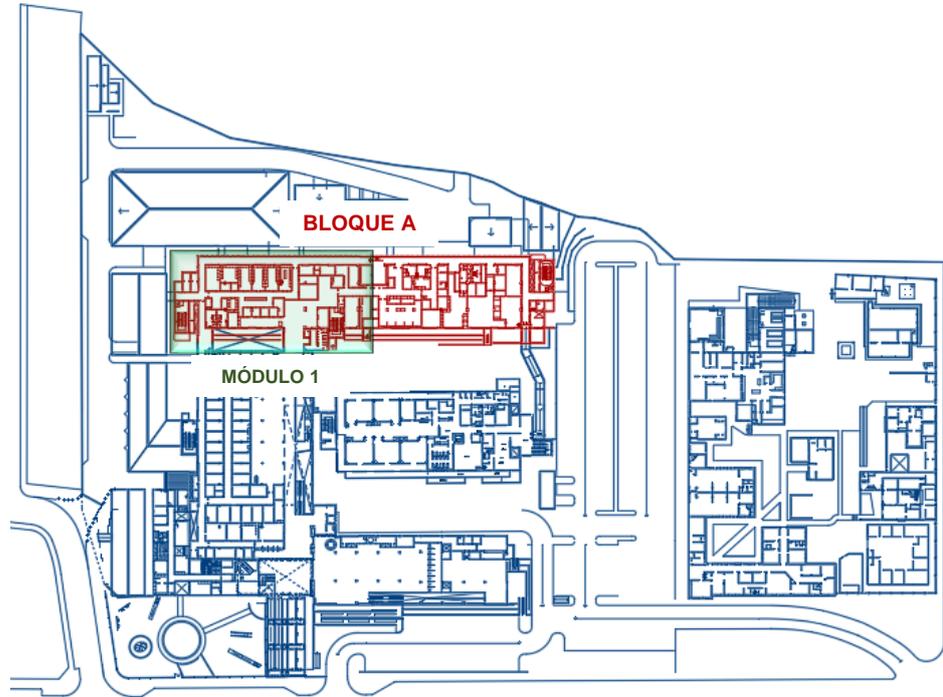


Para la evaluación por desempeño mediante un análisis no lineal estático este trabajo se centrará únicamente en el estudio de la estructura correspondiente al Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, donde se encuentran los servicios del hospital considerados como “críticos”, en comparación a los demás bloques.

Figura 3.2

Vista en planta del Módulo 1, del Bloque A

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

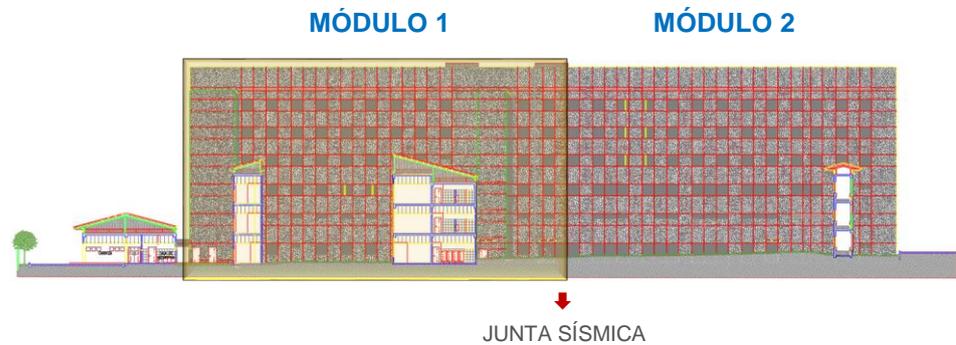


La estructura del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión consiste en una edificación de seis niveles más un sótano, como se muestra en la figura 3.3.

Figura 3.3

Vista en elevación del Módulo 1, del Bloque A

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión



3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.4.1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Para conocer y analizar las principales características del sistema estructural del Hospital Daniel Alcides Carrión, se utilizaron dos formatos técnicos desarrollados en Microsoft Excel. El primero se denomina ficha de campo que básicamente permitió recopilar medidas de los elementos estructurales de la edificación del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, para verificar si dichas medidas reflejan los planos del expediente técnico; y la “ficha de gabinete”, donde se examinan los datos recopilados para realizar el metrado de cargas de la edificación, con el fin de efectuar el análisis no lineal estático.

3.4.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.4.2.1. FICHA DE CAMPO

La ficha de campo registra las medidas de los elementos estructurales de la edificación del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, a fin de verificar si dichas medidas corresponden con los planos del expediente técnico.

Además de las medidas estructurales, se deben registrar diversos datos constructivos y arquitectónicos que podrían tener efectos perjudiciales ante un evento sísmico.

3.4.2.2. FICHA DE GABINETE

Se procesó la información de las fichas de campo, junto con los planos de arquitectura y estructura del expediente técnico del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión para generar las fichas de gabinete que consisten en hojas de cálculo en el programa Microsoft Excel, donde se realizaron los metrados de cargas de la edificación y los respectivos análisis

sismorresistentes (estático – dinámico) de acuerdo a la norma actual E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Finalmente se realiza el análisis no lineal estático en el programa SAP2000, para posteriormente determinar el punto de desempeño de la estructura en evaluación.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. RESULTADOS DEL TRATAMIENTO Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

4.1.1. GENERALIDADES

4.1.1.1. UBICACIÓN

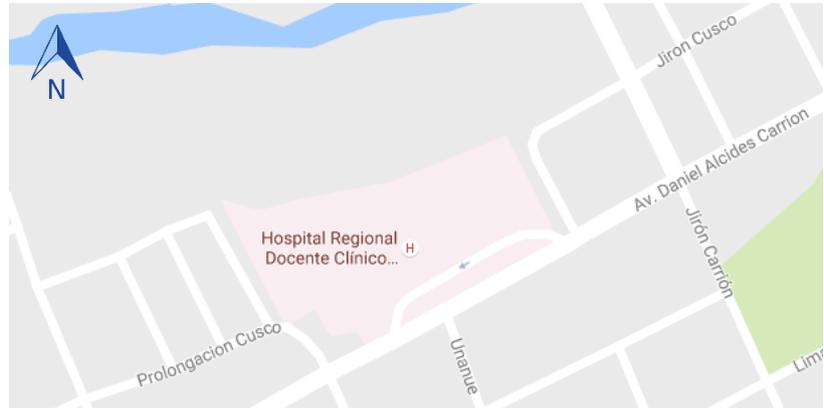
El Hospital Daniel Alcides Carrión está ubicado en la cuadra 15 de su homónima avenida en el barrio de Cajas Chico, Distrito y Provincia de Huancayo, perteneciente a la Región Junín.

El terreno de este hospital está comprendido por un área total de 32,637.44 m² y presenta las siguientes colindantes, por el frente con la avenida Daniel Alcides Carrión, por el lado derecho con el pasaje Gildemeister, por el lado izquierdo con el pasaje Los Rosales y por el fondo con propiedades de terceros.

Figura 4.1

Plano de ubicación del Hospital Daniel Alcides Carrión

Fuente: Google Maps



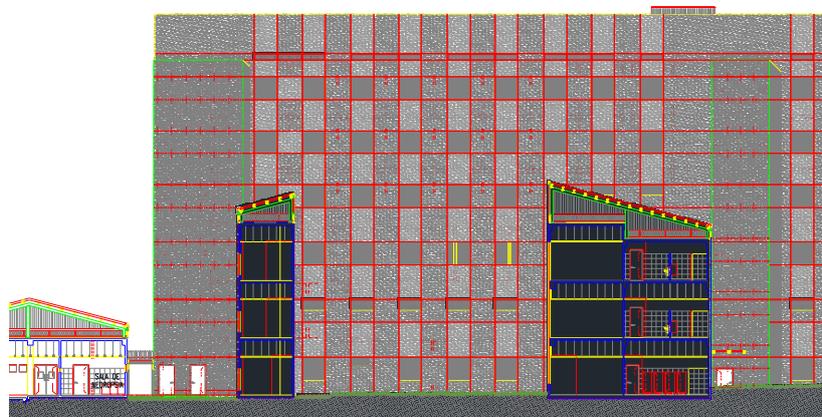
4.1.1.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA EVALUADA

El presente estudio analiza un módulo de seis niveles más un sótano, el cual en su conjunto conforma el Módulo 1, del BLOQUE A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, estructurados en base a elementos resistentes, planos formados por pórticos y muros acoplados en el primer nivel. Se ha seguido la distribución regular en planta y elevación de los elementos estructurales.

Figura 4.2

Corte en elevación del Módulo 1 – Bloque A

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión



La planta tiene 7 paños de longitud variable (7.50 m aproximadamente) en la dirección longitudinal X, 2 paños de 4.50 m (entre ejes Ag y Ae / Ac y Aa) y un paño de 7.20 m (entre los ejes Ac y Aa) en la dirección transversal Y.

Figura 4.3

Plano en planta del techo del segundo nivel

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

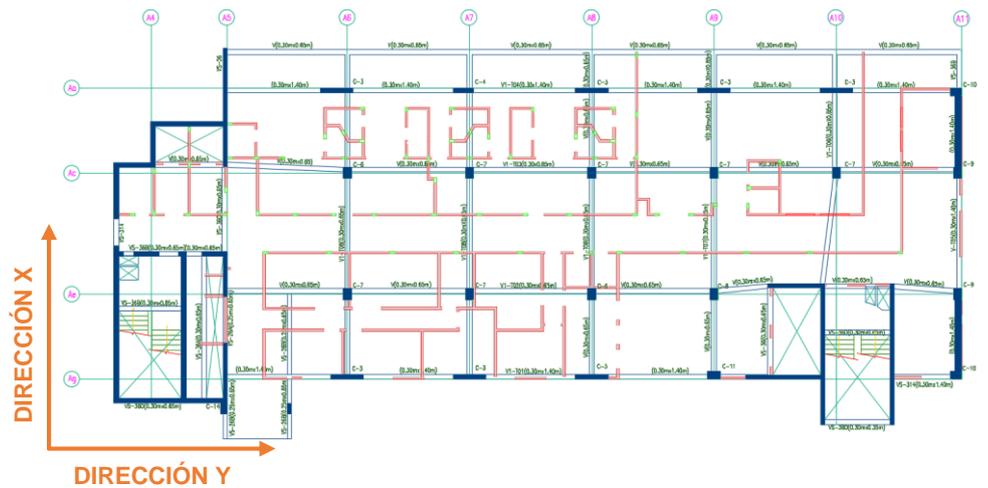


Figura 4.4

Modelamiento – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

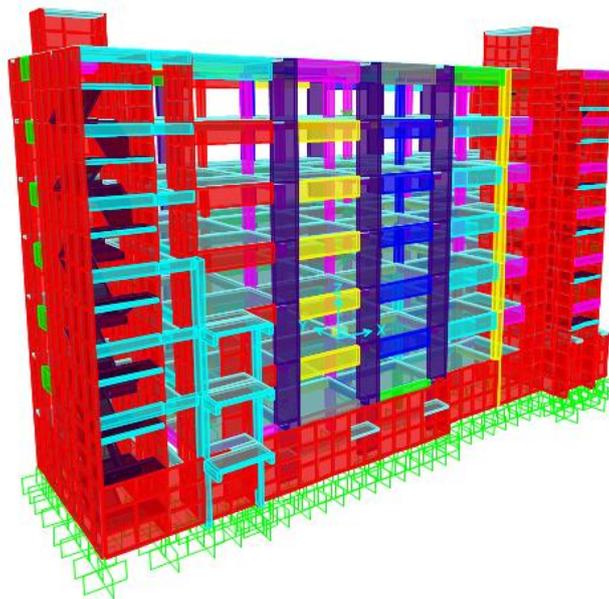
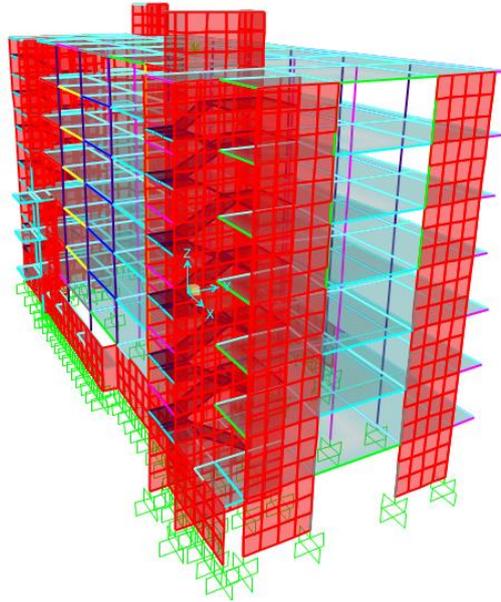


Figura 4.5
Modelamiento – Dirección Y
Fuente: Elaboración propia



- ELEVACIÓN DEL EJE Y DISTRIBUCIÓN TÍPICA DE SECCIONES

Figura 4.6
Pórtico – Eje A5
Fuente: Elaboración propia



Figura 4.7

Pórtico – Eje A6

Fuente: Elaboración propia

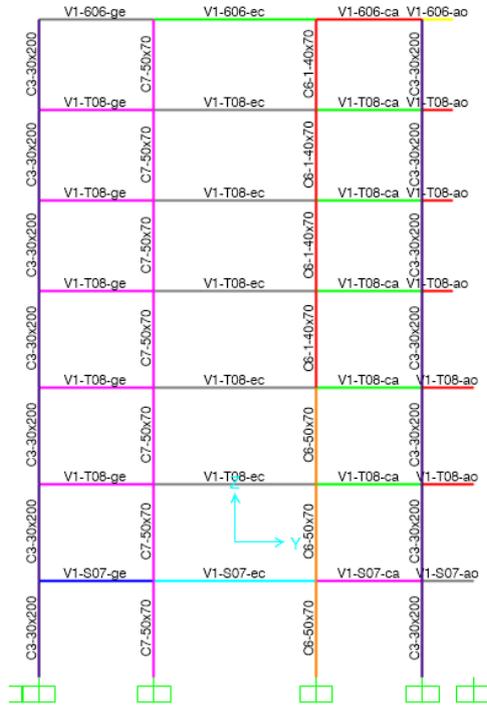


Figura 4.8

Pórticos – Eje A7, A8 y A9

Fuente: Elaboración propia

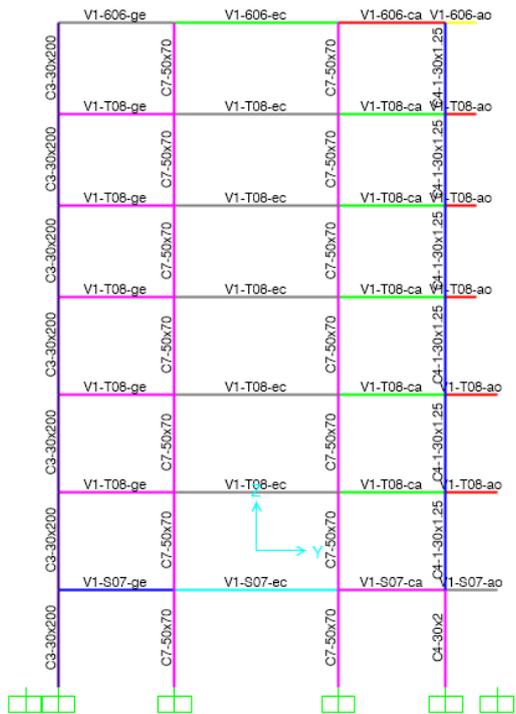


Figura 4.9

Pórtico – Eje A10

Fuente: Elaboración propia

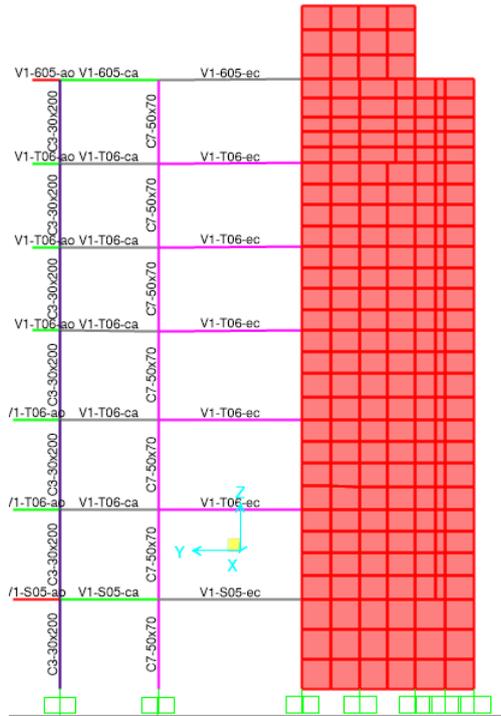


Figura 4.10

Pórtico – Eje A11

Fuente: Elaboración propia



Figura 4.11

Pórtico – Eje A0

Fuente: Elaboración propia

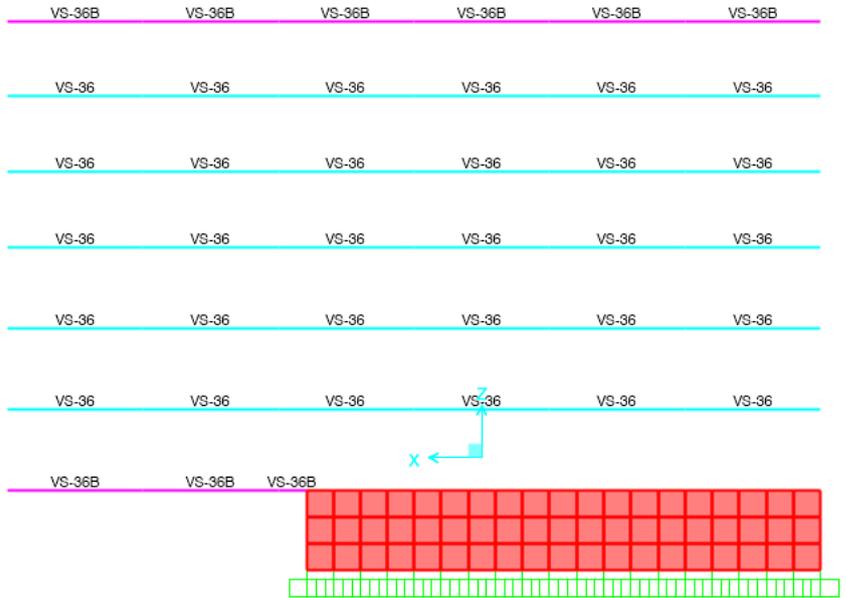


Figura 4.12

Pórtico – Eje Aa

Fuente: Elaboración propia

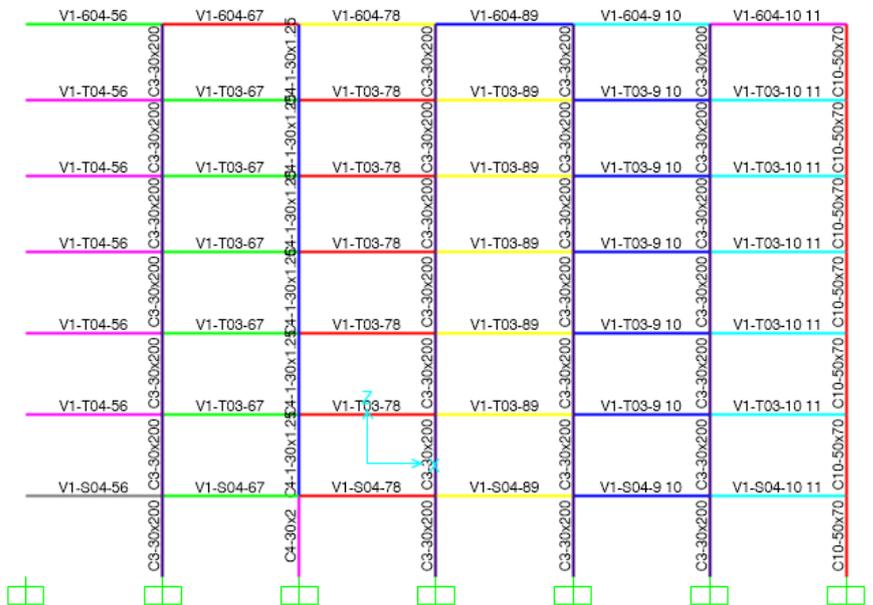


Figura 4.13

Pórtico – Eje Ac

Fuente: Elaboración propia

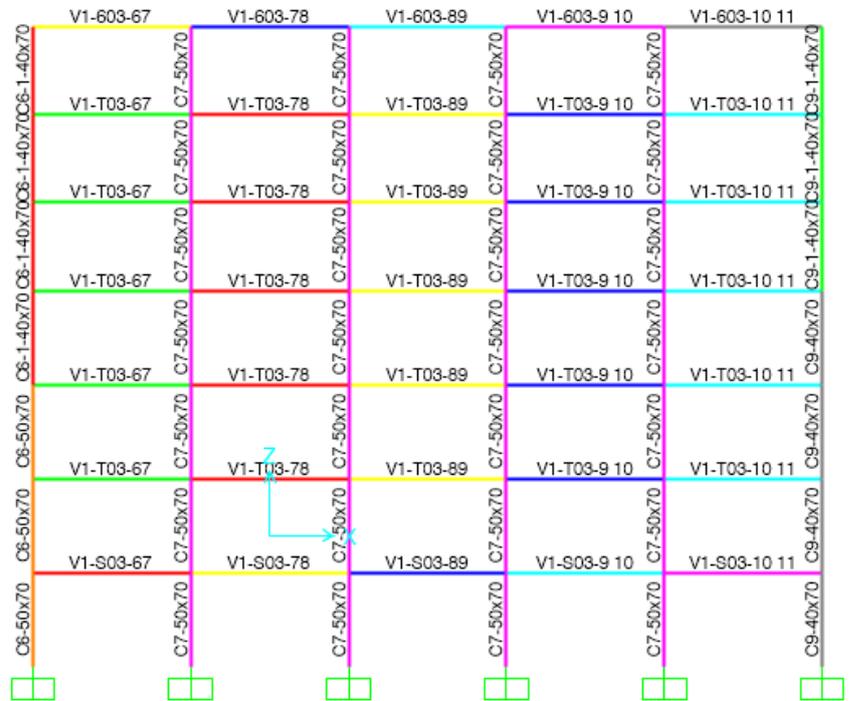


Figura 4.14

Pórtico – Eje Ae

Fuente: Elaboración propia

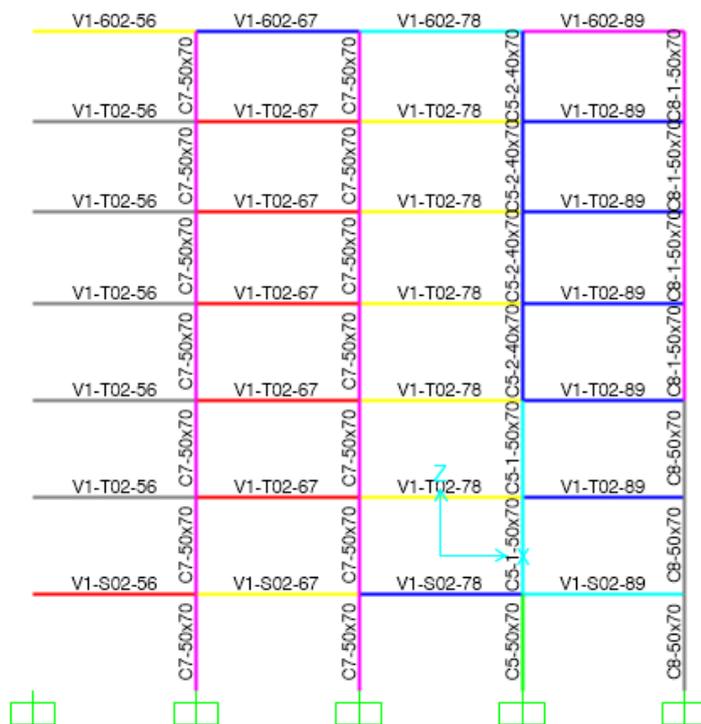
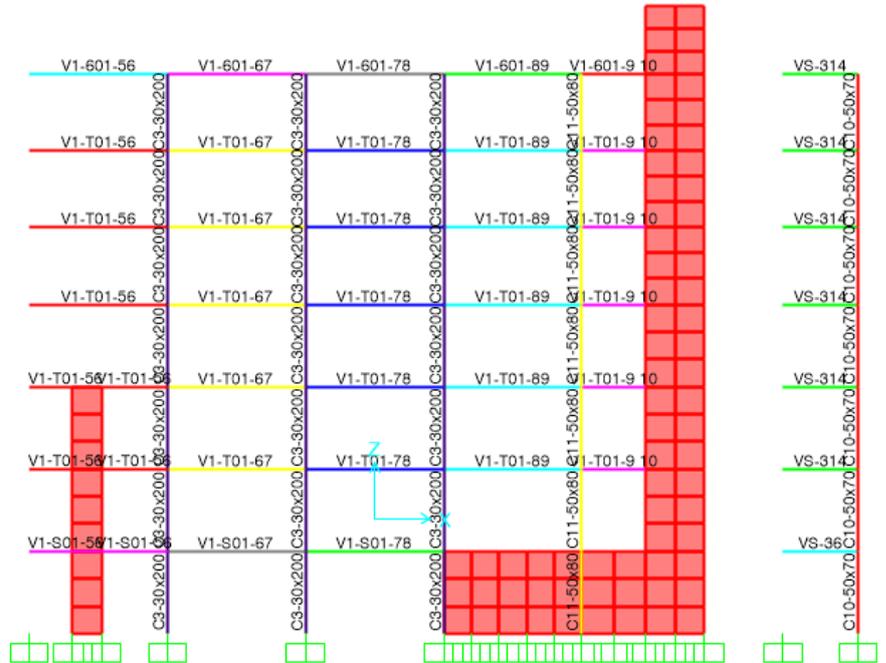


Figura 4.15

Pórtico – Eje Ag

Fuente: Elaboración propia



4.1.2. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS

4.1.2.1. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

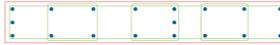
- COLUMNAS

A continuación se presenta las características de las columnas del sótano al 6° nivel del Módulo 1.

Tabla 4.1

Características de las columnas C-3 y C-4

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

	C - 3	C - 4
SÓTANO	2.00 m x 0.30 m  12 Ø 1" + 4 Ø ¾" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05 c/ext. Rto. @ 0.10 m f'c 280 kg/cm ²	2.00 m x 0.30 m  16 Ø 1" + 2 Ø ¾" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05 c/ext. Rto. @ 0.10 m f'c 280 kg/cm ²

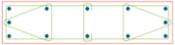
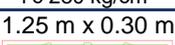
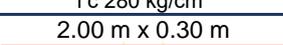
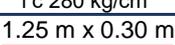
1° NIVEL	<p>2.00 m x 0.30 m</p>  <p>12 Ø 1" + 4 Ø 3/4"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05 c/ext. Rto. @ 0.10 m f'c 280 kg/cm²</p>	<p>1.25 m x 0.30 m</p>  <p>10 Ø 1" + 2 Ø 3/4"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 12 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>
2° NIVEL	<p>2.00 m x 0.30 m</p>  <p>12 Ø 1" + 4 Ø 3/4"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05 c/ext. Rto. @ 0.10 m f'c 280 kg/cm²</p>	<p>1.25 m x 0.30 m</p>  <p>10 Ø 1" + 2 Ø 3/4"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 12 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>
3° NIVEL	<p>2.00 m x 0.30 m</p>  <p>12 Ø 1" + 4 Ø 3/4"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05 c/ext. Rto. @ 0.10 m f'c 280 kg/cm²</p>	<p>1.25 m x 0.30 m</p>  <p>10 Ø 1" + 2 Ø 3/4"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 12 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>
4° NIVEL	<p>2.00 m x 0.30 m</p>  <p>12 Ø 1" + 4 Ø 3/4"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05 c/ext. Rto. @ 0.10 m f'c 280 kg/cm²</p>	<p>1.25 m x 0.30 m</p>  <p>10 Ø 1" + 2 Ø 3/4"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 12 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>
5° NIVEL	<p>2.00 m x 0.30 m</p>  <p>12 Ø 1" + 4 Ø 3/4"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05 c/ext. Rto. @ 0.10 m f'c 280 kg/cm²</p>	<p>1.25 m x 0.30 m</p>  <p>10 Ø 1" + 2 Ø 3/4"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 12 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>
6° NIVEL	<p>2.00 m x 0.30 m</p>  <p>12 Ø 1" + 4 Ø 3/4"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05 c/ext. Rto. @ 0.10 m f'c 280 kg/cm²</p>	<p>1.25 m x 0.30 m</p>  <p>10 Ø 1" + 2 Ø 3/4"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 12 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>

Tabla 4.2

Características de las columnas C-5 y C-6

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

	C - 5	C - 6
SÓTANO	<p>0.50 m x 0.70 m</p>  <p>14 Ø 1"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 350 kg/cm²</p>	<p>0.50 m x 0.70 m</p>  <p>4 Ø 1" + 6 Ø 3/4"</p> <p>□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 350 kg/cm²</p>
1° NIVEL	<p>0.50 m x 0.70 m</p>  <p>8 Ø 1"</p>	<p>0.50 m x 0.70 m</p>  <p>4 Ø 1" + 6 Ø 3/4"</p>

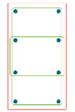
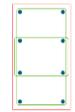
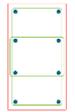
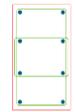
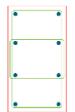
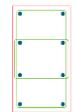
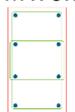
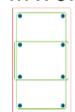
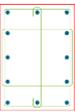
	<input type="checkbox"/> $\varnothing 3/8''$: 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 350 kg/cm ²	<input type="checkbox"/> $\varnothing 3/8''$: 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 350 kg/cm ²
2° NIVEL	0.50 m x 0.70 m  8 $\varnothing 1''$ <input type="checkbox"/> $\varnothing 3/8''$: 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.50 m x 0.70 m  4 $\varnothing 1''$ + 6 $\varnothing 3/4''$ <input type="checkbox"/> $\varnothing 3/8''$: 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
3° NIVEL	0.40 m x 0.70 m  4 $\varnothing 1''$ + 4 $\varnothing 3/4''$ <input type="checkbox"/> $\varnothing 3/8''$: 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.40 m x 0.70 m  4 $\varnothing 1''$ + 4 $\varnothing 3/4''$ <input type="checkbox"/> $\varnothing 3/8''$: 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
4° NIVEL	0.40 m x 0.70 m  4 $\varnothing 1''$ + 4 $\varnothing 3/4''$ <input type="checkbox"/> $\varnothing 3/8''$: 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.40 m x 0.70 m  4 $\varnothing 1''$ + 4 $\varnothing 3/4''$ <input type="checkbox"/> $\varnothing 3/8''$: 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
5° NIVEL	0.40 m x 0.70 m  4 $\varnothing 1''$ + 4 $\varnothing 3/4''$ <input type="checkbox"/> $\varnothing 3/8''$: 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.40 m x 0.70 m  4 $\varnothing 1''$ + 4 $\varnothing 3/4''$ <input type="checkbox"/> $\varnothing 3/8''$: 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
6° NIVEL	0.40 m x 0.70 m  4 $\varnothing 1''$ + 4 $\varnothing 3/4''$ <input type="checkbox"/> $\varnothing 3/8''$: 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.40 m x 0.70 m  4 $\varnothing 1''$ + 4 $\varnothing 3/4''$ <input type="checkbox"/> $\varnothing 3/8''$: 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²

Tabla 4.3

Características de las columnas C-7 y C-8

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

	C - 7	C - 8
	0.50 m x 0.70 m	0.50 m x 0.70 m
SÓTANO		

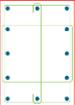
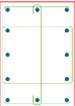
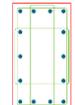
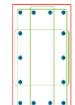
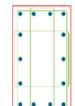
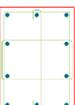
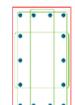
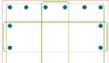
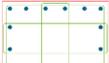
	<p>12 Ø 1"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 350 kg/cm²</p>	<p>14 Ø 1"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 350 kg/cm²</p>
1° NIVEL	<p>0.50 m x 0.70 m</p>  <p>12 Ø 1"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 350 kg/cm²</p>	<p>0.50 m x 0.70 m</p>  <p>14 Ø 1"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 350 kg/cm²</p>
2° NIVEL	<p>0.50 m x 0.70 m</p>  <p>12 Ø 1"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>	<p>0.50 m x 0.70 m</p>  <p>14 Ø 1"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>
3° NIVEL	<p>0.50 m x 0.70 m</p>  <p>4 Ø 1" + 6 Ø 3/4"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>	<p>0.40 m x 0.70 m</p>  <p>14 Ø 1"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>
4° NIVEL	<p>0.50 m x 0.70 m</p>  <p>4 Ø 1" + 6 Ø 3/4"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>	<p>0.40 m x 0.70 m</p>  <p>14 Ø 1"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>
5° NIVEL	<p>0.50 m x 0.70 m</p>  <p>4 Ø 1" + 6 Ø 3/4"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>	<p>0.40 m x 0.70 m</p>  <p>14 Ø 1"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>
6° NIVEL	<p>0.50 m x 0.70 m</p>  <p>4 Ø 1" + 6 Ø 3/4"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>	<p>0.40 m x 0.70 m</p>  <p>14 Ø 1"</p> <p><input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>

Tabla 4.4

Características de las columnas C-9 y C-10

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

	C - 9	C - 10
SÓTANO	0.40 m x 0.70 m  18 Ø 1" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.70 m x 0.50 m  16 Ø 1" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
1° NIVEL	0.40 m x 0.70 m  18 Ø 1" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.70 m x 0.50 m  16 Ø 1" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
2° NIVEL	0.40 m x 0.70 m  18 Ø 1" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.70 m x 0.50 m  16 Ø 1" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
3° NIVEL	0.40 m x 0.70 m  18 Ø 1" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.70 m x 0.50 m  16 Ø 1" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
4° NIVEL	0.40 m x 0.70 m  14 Ø 1" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.70 m x 0.50 m  16 Ø 1" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
5° NIVEL	0.40 m x 0.70 m  14 Ø 1" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m	0.70 m x 0.50 m  16 Ø 1" □ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m

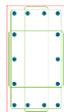
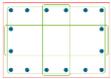
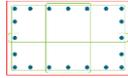
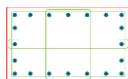
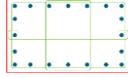
	f'c 280 kg/cm ² 0.40 m x 0.70 m	f'c 280 kg/cm ² 0.70 m x 0.50 m
6° NIVEL	 14 Ø 1" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	 16 Ø 1" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²

Tabla 4.5

Características de las columnas C-11 y C-13

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

	C – 11	C - 13
SÓTANO	0.80 m x 0.50 m  20 Ø 1" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.25 m x 0.61 m  8 Ø 3/4" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
1° NIVEL	0.80 m x 0.50 m  20 Ø 1" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.25 m x 0.61 m  8 Ø 3/4" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
2° NIVEL	0.80 m x 0.50 m  20 Ø 1" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.25 m x 0.61 m  8 Ø 3/4" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
3° NIVEL	0.80 m x 0.50 m  20 Ø 1" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	0.25 m x 0.61 m  8 Ø 3/4" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
4° NIVEL	0.80 m x 0.50 m  20 Ø 1" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²	-

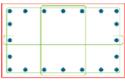
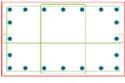
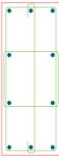
<p>5° NIVEL</p>	<p>0.80 m x 0.50 m</p>  <p>20 Ø 1" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>	<p>-</p>
<p>6° NIVEL</p>	<p>0.80 m x 0.50 m</p>  <p>20 Ø 1" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>	<p>-</p>

Tabla 4.6

Características de las columnas C-14

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

<p>C – 14</p>	
<p>SÓTANO</p>	<p>0.40 m x 0.97 m</p>  <p>6 Ø 1" + 4 Ø 3/4" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>
<p>1° NIVEL</p>	<p>0.40 m x 0.97 m</p>  <p>6 Ø 1" + 4 Ø 3/4" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>
<p>2° NIVEL</p>	<p>0.40 m x 0.97 m</p>  <p>6 Ø 1" + 4 Ø 3/4" <input type="checkbox"/> Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm²</p>
<p>3° NIVEL</p>	<p>0.40 m x 0.97 m</p>  <p>6 Ø 1" + 4 Ø 3/4"</p>

	□ Ø 3/8" : 1 @ 0.05, 8 @ 0.10 c/ext. Rto. @ 0.25 m f'c 280 kg/cm ²
4° NIVEL	-
5° NIVEL	-
6° NIVEL	-

- VIGAS

Las vigas de concreto son peraltadas, estas se apoyan en las columnas y muros de concreto armado.

A continuación se presenta las características de las vigas del sótano del Módulo 1.

Tabla 4.7

Características de las vigas V1-S01 y V1-S02

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

SÓTANO				
Viga	V1 – S01 Eje Ag (0.30 m x 0.65 m)		V1 – S02 Eje Ae (0.30 m x 0.65 m)	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Eje A5	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A6	3 Ø 1"	2 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A6	3 Ø 1"	2 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A7	3 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A7	3 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A8	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A8	-	-	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A9	-	-	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A9	-	-	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A10	-	-	2 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A10	-	-	2 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A11	-	-	2 Ø 1"	2 Ø 1"

Tabla 4.8

Características de las vigas V1-S03 y V1-S04

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

SÓTANO				
Viga	V1 – S03 Eje Ac (0.30 m x 0.65 m)		V1 – S04 Eje Aa (0.30 m x 0.65 m)	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Eje A5	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
	3 Ø 1"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"

Eje A6				
Eje A6	3 Ø 1"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A7	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A7	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A8	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A8	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A9	3 Ø 1"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A9	3 Ø 1"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A10	3 Ø 1"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A10	3 Ø 1"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A11	4 Ø 1"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"

Tabla 4.9

Características de las vigas V1-S05 y V1-S06

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

SÓTANO				
Viga	V1 – S05 Eje A10 (0.30 m x 0.65 m)		V1 – S06 Eje A7 – A9 (0.30 m x 0.65 m)	
Acero	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Eje Ag			2 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ae			4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ae	5 Ø 1"	2 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ac	4 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje Ac	4 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje Aa	7 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	6 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Aa	7 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	6 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ao	7 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	6 Ø 1"	2 Ø 1"

Tabla 4.10

Características de las vigas V1-S07A y V1-S07

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

SÓTANO				
Viga	V1 – S07A Eje A8 (0.30 m x 0.65 m)		V1 – S07 Eje A7 – Eje A6 (0.30 m x 0.65 m)	
Acero	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Eje Ag	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje Ae	4 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ae	4 Ø 1"	2 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ac	4 Ø 1"	2 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ac	4 Ø 1"	2 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Aa	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Aa	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ao	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"

Asimismo, se presenta las características de las vigas del 1° al 5° nivel del Módulo 1.

Tabla 4.11

Características de las vigas V1-T01 y V1-T02

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

1° - 5° NIVEL				
Viga	V1 – T01 Eje Ag (0.30 m x 1.40 m)		V1 – T02 Eje Ae (0.30 m x 0.65 m)	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Eje A5	4 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A6	8 Ø 1"	7 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A6	8 Ø 1"	7 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A7	8 Ø 1"	7 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A7	8 Ø 1"	7 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A8	8 Ø 1"	7 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A8	8 Ø 1"	7 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A9	8 Ø 1"	7 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A9	8 Ø 1"	7 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A10	4 Ø 1"	3 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A10		-	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A11			2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"

Tabla 4.12

Características de las vigas V1-T03 y V1-T04

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

1° - 5° NIVEL				
Viga	V1 – T03 Eje Ac (0.30 m x 0.65 m)		V1 – T04 Eje Aa (0.30 m x 1.40 m)	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Eje A5	2 Ø 1"	2 Ø 1"	4 Ø 1"	6 Ø 1"
Eje A6	5 Ø 1"	2 Ø 1"	7 Ø 1"	6 Ø 1"
Eje A6	5 Ø 1"	2 Ø 1"	7 Ø 1"	6 Ø 1"
Eje A7	4 Ø 1"	2 Ø 1"	7 Ø 1"	6 Ø 1"
Eje A7	4 Ø 1"	2 Ø 1"	7 Ø 1"	6 Ø 1"
Eje A8	5 Ø 1"	2 Ø 1"	7 Ø 1"	6 Ø 1"
Eje A8	5 Ø 1"	2 Ø 1"	7 Ø 1"	6 Ø 1"
Eje A9	5 Ø 1"	2 Ø 1"	7 Ø 1"	6 Ø 1"

Eje A9	5 Ø 1"	2 Ø 1"	7 Ø 1"	6 Ø 1"
Eje A10	5 Ø 1"	2 Ø 1"	7 Ø 1"	6 Ø 1"
Eje A10	5 Ø 1"	2 Ø 1"	7 Ø 1"	6 Ø 1"
Eje A11	5 Ø 1"	2 Ø 1"	7 Ø 1"	6 Ø 1"

Tabla 4.13

Características de las vigas V1-T06 y V1-T07

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

1° - 5° NIVEL				
Viga	V1 – T06 Eje A10 (0.30 m x 0.65 m)		V1 – T07 Eje A9 (0.30 m x 0.65 m)	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Eje Ag			3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ae			5 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje Ae	6 Ø 1"	2 Ø 1"	5 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje Ac	5 Ø 1"	2 Ø 1"	5 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ac	5 Ø 1"	2 Ø 1"	5 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Aa	6 Ø 1"	2 Ø 1"	6 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Aa	6 Ø 1"	2 Ø 1"	6 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ao	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"

Tabla 4.14

Características de las vigas V1-T08 y VS-36C

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

1° - 5° NIVEL				
Viga	V1 – T08 Eje A8 – A7 – A6 (0.30 m x 0.65 m)		VS – 36C Eje A5 (0.30 m x 0.65 m)	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Eje Ag	3 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje Ae	5 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje Ae	5 Ø 1"	2 Ø 1"		
Eje Ac	3 Ø 1"	2 Ø 1"		
Eje Ac	3 Ø 1"	2 Ø 1"		
Eje Aa	6 Ø 1"	2 Ø 1"		
Eje Aa	6 Ø 1"	2 Ø 1"		
Eje Ao	6 Ø 1"	2 Ø 1"		

Por último se presenta las características de las vigas del 6° nivel del Módulo 1.

Tabla 4.15

Características de las vigas V1-601 y V1-602

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

6° NIVEL				
Viga	V1 – 601 Eje Ag (0.30 m x 1.40 m)		V1 – 602 Eje Ae (0.30 m x 0.65 m)	
	Acero	Superior	Inferior	Superior
Eje A5	4 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A6	4 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A6	4 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A7	4 Ø 1"	4 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A7	4 Ø 1"	4 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A8	4 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A8	4 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A9	4 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A9	4 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A10	4 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A10			2 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A11			2 Ø 1"	2 Ø 1"

Tabla 4.16

Características de las vigas V1-603 y V1-604

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

6° NIVEL				
Viga	V1 – 603 Eje Ac (0.30 m x 0.65 m)		V1 – 604 Eje Aa (0.30 m x 1.40 m)	
	Acero	Superior	Inferior	Superior
Eje A5	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A6	3 Ø 1"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A6	3 Ø 1"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A7	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A7	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A8	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A8	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"
Eje A9	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A9	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A10	3 Ø 1"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A10	3 Ø 1"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje A11	3 Ø 1"	2 Ø 1"	3 Ø 1"	2 Ø 1"

Tabla 4.17

Características de las vigas V1-605 y V1-606A

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

6° NIVEL				
Viga	V1 – 605 Eje A10 (0.30 m x 0.65 m)		V1 – 606A Eje A9 (0.30 m x 0.65 m)	
	Acero	Superior	Inferior	Superior
Eje Ag			2 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ae			4 Ø 1"	2 Ø 1"

Eje Ae	5 Ø 1"	2 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ac	4 Ø 1"	2 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ac	4 Ø 1"	2 Ø 1"	4 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Aa	7 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Aa	7 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"
Eje Ao	7 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"	2 Ø 1"

Tabla 4.18

Características de las vigas V1-606 y VS-314

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

6° NIVEL				
Viga	V1 – 606 Eje A8 – A7 – A6 (0.30 m x 0.65 m)		VS – 314 Eje A11 (0.30 m x 1.40 m)	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Eje Ag	2 Ø 1"	2 Ø 1"	-	
Eje Ae	4 Ø 1"	2 Ø 1"		
Eje Ae	4 Ø 1"	2 Ø 1"	9 Ø 1"	7 Ø 1"
Eje Ac	2 Ø 1" + 1 Ø ¾"	2 Ø 1"	9 Ø 1"	7 Ø 1"
Eje Ac	2 Ø 1" + 3 Ø ¾"	2 Ø 1"	-	
Eje Aa	6 Ø 1"	2 Ø 1"		
Eje Aa	6 Ø 1"	2 Ø 1"	-	
Eje Ao	6 Ø 1"	2 Ø 1"		

- MUROS

Muros estructurales de concreto armado en ambas direcciones (X y Y).

Los muros interiores no portantes o tabiquerías, son de albañilería de ladrillo pandereta confinada con columnas de arriostre y unidos entre sí por una viga collar.

- LOSA

Losa maciza (e = 0.17 m) en dos sentidos, en todos los niveles.

4.1.2.2. CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES

Tabla 4.19

Características del concreto armado

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

Resistencia del concreto	280 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = (wc)^{1.5} 0,043 \sqrt{f'c}$ (en MPa) = 270,149.29 kg/cm ²
Módulo de Poisson (u)	0.20
Resistencia del acero en fluencia	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero	2 000 000 kg/cm ²
Peso por unidad de Volumen	2400 kg/m ³

Únicamente para las columnas C5, C7, C8 (nivel de sótano) se consideró $f'c = 350$ kg/cm² y $E_c = 302022.32$ kg/cm².

Para elegir las secciones de vigas y columnas que cumplan con la arquitectura planteada y el límite de distorsión lateral (0.007) como se indica en la tabla N° 11 de la norma actualizada en enero del 2016 E.030 del RNE, se modeló de acuerdo a las secciones ya construidas y que figuran en el plano estructural.

4.1.2.3. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

El estudio geotécnico realizado para la presente investigación se basa en los estudios geofísicos y de peligro sísmico (Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros E.I.R.L.) y estudios de mecánica de suelos (Estudio N°M3973 M&M Consultores S.R.L.) los cuales contemplan principalmente los siguientes parámetros:

Tabla 4.20

Características del suelo

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

Capacidad portante	
- Para zapatas con un Df = 1.20 m	1.0 kg/cm ²
- Para cimiento corrido con un Df = 1.20 m	0.9 kg/cm ²
Peso específico del suelo (γ_s)	1 900 kg/m ³
Angulo de fricción del suelo (α)	32
Coefficiente de empuje pasivo (Kp)	3.69
Coefficiente de empuje activo (Ka)	0.27
Coefficiente de reposo (Ko)	0.43
Coefficiente de fricción concreto – suelo (μ)	0.50

4.1.2.4. PARÁMETROS PARA EL DISEÑO SÍSMICO

Tabla 4.21

Parámetros para el diseño sísmico

Fuente: Norma E.030 del RNE – 2016

Factor de zona (Z)	Hospital ubicado en Huancayo – Junín.	0.35
Factor de uso (U)	Edificación esencial destinada para un hospital, categoría A1.	1.50
Factor de ampliación sísmica (C)	Según el periodo.	2.50
Factor de suelo (S)	El suelo de cimentación del hospital corresponde a un suelo intermedio.	1.15
Periodo T_p	Periodo en que empieza a descender el espectro de aceleración.	1.00
Factor de Reducción Sísmica (R)	Estructura dual en ambas direcciones de concreto armado.	7.00

4.1.2.5. CARGAS ESTÁTICAS

Tabla 4.22

Cargas estáticas

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión

Piso terminado	100 kg/m ²
Tabiquería A.	1 900 kg/m ³
Tabiquería S.	1 400 kg/m ³
Drywall 5/8" S.	50 kg/m ²
Drywall 5/8" D.	90 kg/m ²

4.2. PRUEBA DE HIPÓTESIS

4.2.1. ANÁLISIS ELÁSTICO PARA PROPÓSITOS DE DISEÑO

Se desarrolló un modelo computarizado del Módulo 1, del Bloque A utilizando el programa SAP 2000. Asimismo se consideró un diafragma rígido con masas concentradas y 3 grados de libertad, 2 componentes ortogonales de traslación horizontal y 1 de rotación para cada piso, además se consideró la inercia efectiva de las secciones de 0.6 I para vigas y muros, 0.7 I para columnas por flexión. Se prescindió de la reducción de rigidez para cortante ya que las secciones transversales de concreto en vigas y columnas son considerablemente grandes y

satisfacen la demanda por cortante (debido a la separación de estribos).
Con este modelo se hicieron los siguientes análisis:

4.2.1.1. ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD:

Se toma como ejemplo la viga V1-T03. El metrado completo del Módulo 1, del Bloque A se podrá visualizar en los anexos.

Tabla 4.23

Tipo de carga sobre la viga V1-T03

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	CARGA	DESCRIPCIÓN	CARGA (kg)
SÓTANO	CARGA MUERTA	Tabiquería a 1.40 m del eje A7	3654.00
		Tabiquería a 2.50 m del eje A7	2089.80
		Losa maciza e = 17 cm	21254.40
		Acabados	5184.00
	CARGA VIVA	Corredor	12960.00
PRIMER NIVEL	CARGA MUERTA	Tabiquería a 1.20 m del eje A7	1323.00
		Tabiquería en el punto medio	2700.00
		Losa maciza e = 17 cm	21254.40
		Acabados	5184.00
	CARGA VIVA	Pasadizo y clasificación	20736.00
SEGUNDO NIVEL	CARGA MUERTA	Tabiquería a 1.00 m del eje A7	2943.00
		Tabiquería a 2.50 m del eje A7	3105.00
		Tabiquería a 3.80 m del eje A7	1822.50
		Drywall a 6.50 m del eje A7	324.00
		Losa maciza e = 17 cm	21254.40
		Acabados	5184.00
	CARGA VIVA	Biblioteca y cocina	20736.00
TERCER, CUARTO Y QUINTO NIVEL	CARGA MUERTA	Tabiquería a 1.70 m del eje A7	2414.25
		Tabiquería en el punto medio	5546.25
		Tabiquería a 2.00 m del eje A7	1009.80
		Tabiquería a 5.50 m del eje A7	1107.00
		Losa maciza e = 17 cm	21254.40
		Acabados	5184.00
	CARGA VIVA	Biblioteca y cocina	20736.00
SEXTO NIVEL	CARGA MUERTA	Losa maciza e = 17 cm	21254.40
		Acabados	5184.00

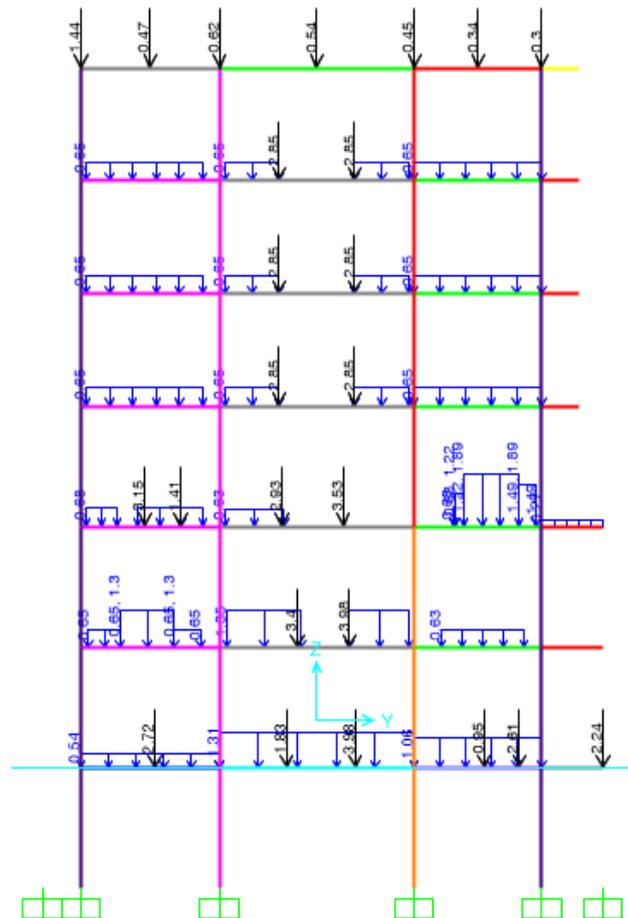
	CARGA VIVA	Azotea	5184.00
--	------------	--------	---------

En la descripción podemos ver el tipo de carga sobre los elementos estructurales (vigas).

Figura 4.16

Aplicación del metrado de cargas en el modelamiento

Fuente: Expediente Técnico – Hospital Daniel Alcides Carrión



A continuación detallamos algunas tablas donde vemos a modo de ejemplo el metrado de la viga V1-T03, columnas C6 – C7 y C9, y placa P-30-2. El metrado completo del Módulo 1, del Bloque A se podrá visualizar en los anexos.

Tabla 4.24**Metrado de cargas de la viga V1-T03**

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	CARGA (kg)
1° TECHO ENTRE CARA DE COLUMNAS	7759.44
2°, 3°, 4° Y 5° TECHO ENTRE CARA DE COLUMNAS	20954.70

Tabla 4.25**Metrado de cargas de las columnas C6, C7 y C9**

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	COLUMNA	CARGA (kg)
1° ENTREPISO SÓTANO	C6	3780.00
	C7	22680.00
	C9	6048.00
2° Y 3° ENTREPISO	C6	3780.00
	C7	22680.00
	C9	6048.00
4°, 5° Y 6° ENTREPISO	C6	3024.00
	C7	22680.00
	C9	6048.00

Tabla 4.26**Metrado de cargas de la placa P-30-2**

Fuente: Elaboración propia

NIVEL	CARGA (kg)
1°, 2°, 3°, 5° Y 6° ENTREPISO	48114.00

Del metrado de cargas podemos obtener el siguiente cuadro resumen para el Módulo 1, del Bloque A, en el cual se considera 100 % cargas muertas más el 50 % cargas vivas y el 25 % de la carga viva de techo.

Tabla 4.27**Resumen de cargas puntuales**

Fuente: Elaboración propia

RESUMEN DE CARGAS PUNTUALES				
NPT (m)	NIVEL	CM (kg)	50% CV+100%asc	CARGA (kg)
-1.80	S°	1277549.27	116066.45	1393615.72
2.70	1°	1175633.00	126166.36	1301799.35
7.20	2°	1207414.06	126752.74	1334166.80
11.70	3°	1223047.53	117793.84	1340841.37

15.90	4°	1220128.83	117793.84	1337922.67
20.10	5°	1220128.83	123920.13	1344048.96
24.30	6°	774107.74	39156.75	813264.49

4.2.1.2. ANÁLISIS SÍSMICO

La norma contempla dos tipos de análisis.

A. ANÁLISIS ESTÁTICO

Tabla 4.28

Análisis estático

Fuente: Elaboración propia

Factor zona (Z)		0.35
Factor suelo (S)		1.15
Tp		0.68
R	Rx	7
	Ry	7
U		1.15
T	Tx	0.68
	Ty	0.68
C	Cx	2.50
	Cy	2.50
C/R	Cx/Rx	0.36
	Cy/Ry	0.36
V	Vx	1911.66 ton
	Vy	1911.66 ton
K		1.09
Peso total de la estructura		8865.66 ton
Peso total		9645.84 ton

La estructura satisface todos los criterios para considerarse una estructura regular " $R_o = 1$ ", únicamente usaremos los valores de Vx y Vy para el factor de escalamiento. El cálculo de irregularidades del Módulo 1, del Bloque A se podrá visualizar en los anexos.

B. ANÁLISIS DINÁMICO

Este tipo de análisis se realiza por medio de procedimientos de combinación espectral. Con la ayuda de este análisis se calculó la distorsión lateral de la edificación; se tuvo en cuenta el caso más real posible considerando el aporte de las losas macizas y de escaleras (con un espesor menor $e = 15.00$ cm por motivos de incertidumbre de aporte de rigidez). De otro lado, no se tuvo en cuenta el aporte de la tabiquería móvil, por lo que únicamente se distribuyó sobre los elementos aledaños como cargas de gravedad, de manera similar la cobertura metálica ya que la función es únicamente protección de lluvias al último nivel de la edificación.

PARTICIPACIÓN DE MASAS EN LOS MODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN.

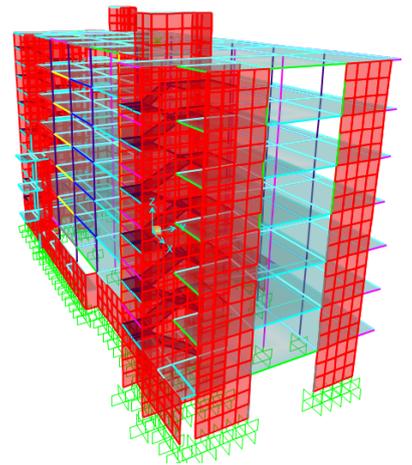
- De la imagen mostrada a continuación notamos que en la dirección X supone 61.87 % de participación de masa en el primer modo fundamental de vibración.
- Asimismo notamos que en la dirección Y supone 57.25 % de participación de masa en el segundo modo fundamental de vibración.

Figura 4.17

Participación de masas en los modos de vibración

Fuente: Elaboración propia

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY
	Text	Unitless	Sec.	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.674807	0.618714	0.047348
MODAL	Mode	2	0.5316	0.043838	0.57253
MODAL	Mode	3	0.339415	0.006864	0.038798
MODAL	Mode	4	0.195259	0.005653	6.9E-05
MODAL	Mode	5	0.19025	0.118162	0.004227
MODAL	Mode	6	0.182843	7.9E-05	1.513E-06
MODAL	Mode	7	0.181426	5.342E-06	1.207E-07
MODAL	Mode	8	0.179533	1.719E-10	1.163E-07
MODAL	Mode	9	0.174585	0.000633	0.000347
MODAL	Mode	10	0.171583	5.017E-06	0.000317
MODAL	Mode	11	0.171155	9.068E-09	0.000201
MODAL	Mode	12	0.163213	4.8E-05	1.321E-06
MODAL	Mode	13	0.159128	3.326E-08	6.8E-05
MODAL	Mode	14	0.156217	6.3E-05	0.000175
MODAL	Mode	15	0.152360	8.77E-06	1.7E-06



4.2.1.3. PROPIEDADES INERCIALES⁴

Estas propiedades se representaron por medio de masas traslacionales (para la dirección longitudinal y transversal), y una inercia rotacional respecto al eje vertical, por cada piso.

La masa traslacional (m) se calcula como: $m = \text{peso total de la edificación (ton)} / \text{aceleración de la gravedad (m/s}^2\text{)}$

La inercia rotacional de cada diafragma se calculó con la siguiente fórmula:

$$I_{rot} = \frac{Masa * (I_X + I_Y)}{Area}$$

Estas propiedades nos servirán para el análisis no lineal estático, las cuales fueron cuidadosamente hallados en los techos del Módulo 1. En el caso de los momentos de inercia de cada diafragma rígido se utilizó el Autocad3D (por la geometría

⁴ La estructura teórica base de las propiedades inerciales que el lector observará a continuación fueron tomados de la tesis “Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos” de Luis Borda y Adolfo Pastor, PUCP.

complicada de los techos de cada piso), Para el caso del Bloque A se tiene:

Figura 4.18

Momentos de inercia

Fuente: Elaboración propia

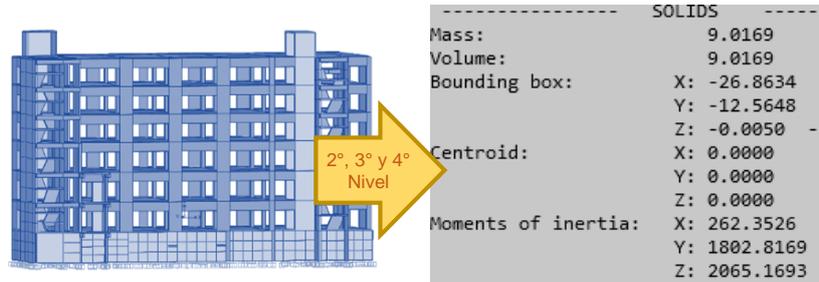


Tabla 4.29

Masas

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	PESO (ton)	ÁREA (m ²)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)	Mxy (ton-m)	Mrot (ton-m)
6°	813.26	955.08	29,976.89	205,374.33	82.90	20,428.64
5°	1,344.05	901.69	26,235.26	180,281.69	137.01	31,379.39
4°	1,337.92	901.69	26,235.26	180,281.69	136.38	31,236.36
3°	1,340.84	901.69	26,235.26	180,281.69	136.68	31,304.51
2°	1,334.17	958.87	32,398.88	192,551.99	136.00	31,905.76
1°	1,301.80	961.80	32,398.50	194,619.23	132.70	31,322.04
S°	1,393.62	974.40	34,832.48	196,795.27	142.06	33,769.71

4.2.1.4. ESPECTRO DE ANÁLISIS

Según la norma para cada una de las direcciones horizontales se recurrirá a un espectro inelástico de pseudos - aceleraciones dado por:

$$Sa = \frac{(ZUCS) * g}{R}$$

Para expresar este espectro se utilizaron 2 factores Sa vs T, por lo tanto para el Módulo 1 obtenemos el siguiente pseudo espectro de aceleraciones:

Figura 4.19

Espectro de aceleraciones – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

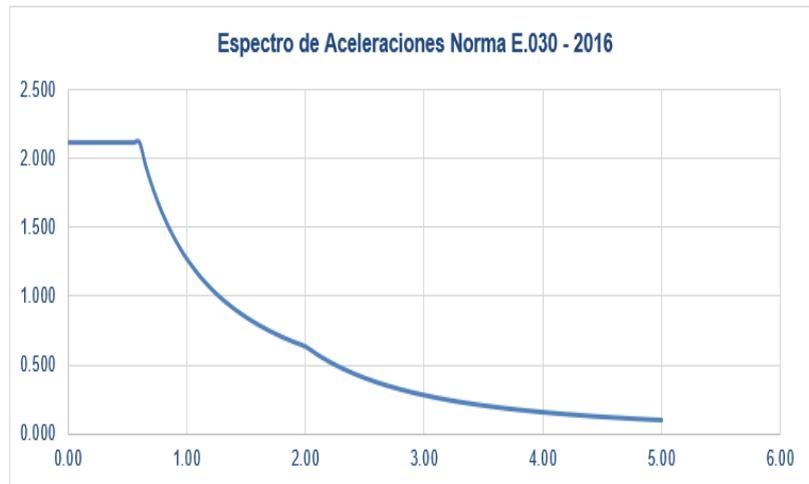
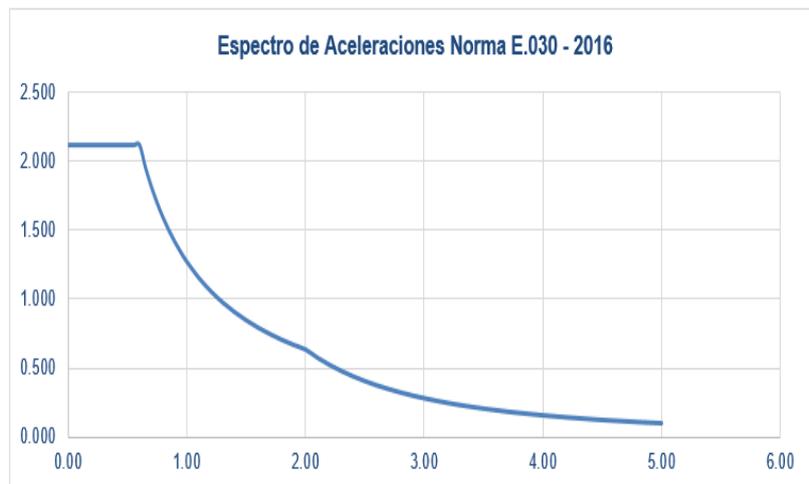


Figura 4.20

Espectro de aceleraciones – Dirección Y

Fuente: Elaboración propia



4.2.1.5. RESULTADOS DE LOS DESPLAZAMIENTOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X

El siguiente análisis se realizó en el nodo de control 181.

Figura 4.21

Desplazamiento – Dirección X – 6° Nivel

Fuente: Elaboración propia

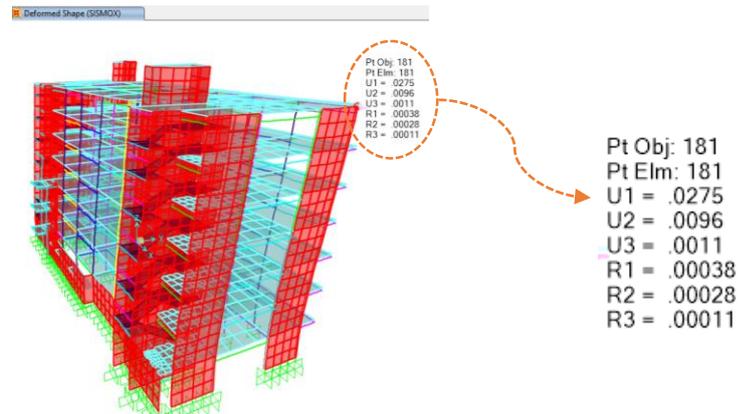


Figura 4.22

Desplazamiento – Dirección X – 5° Nivel

Fuente: Elaboración propia

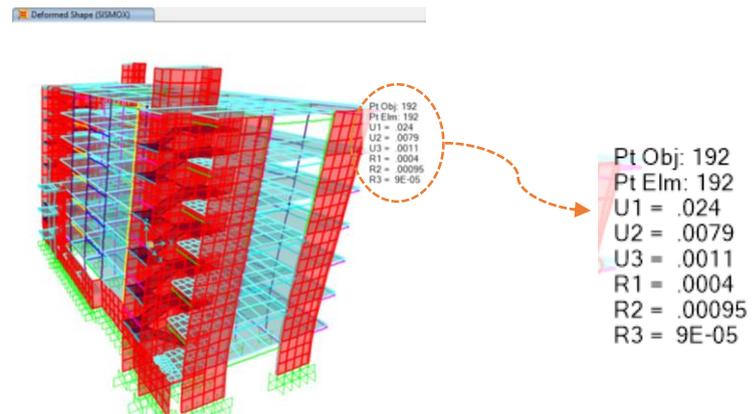


Figura 4.23

Desplazamiento – Dirección X – 4° Nivel

Fuente: Elaboración propia

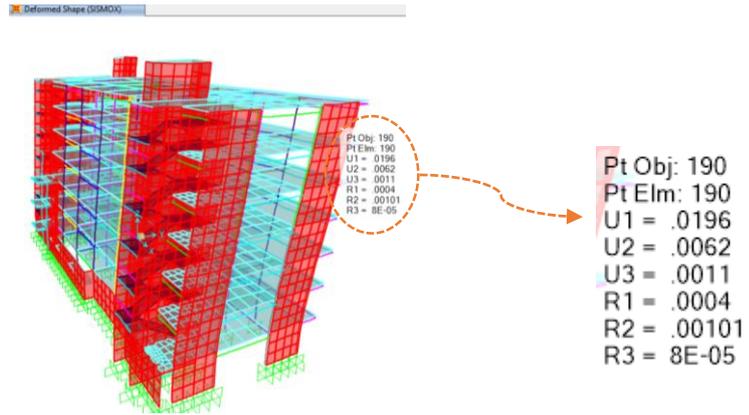


Figura 4.24
Desplazamiento – Dirección X – 3° Nivel
Fuente: Elaboración propia

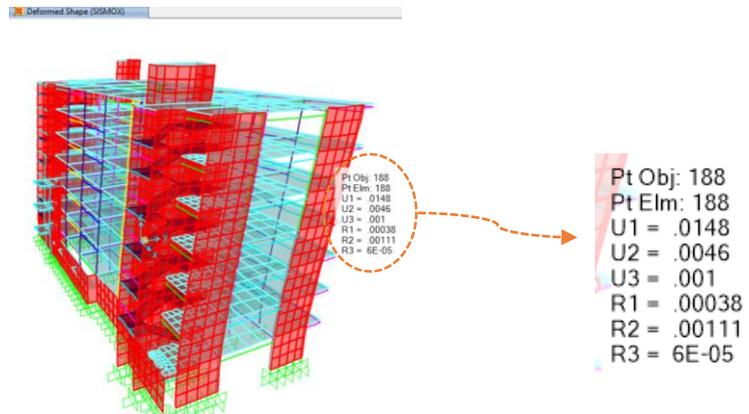


Figura 4.25
Desplazamiento – Dirección X – 2° Nivel
Fuente: Elaboración propia

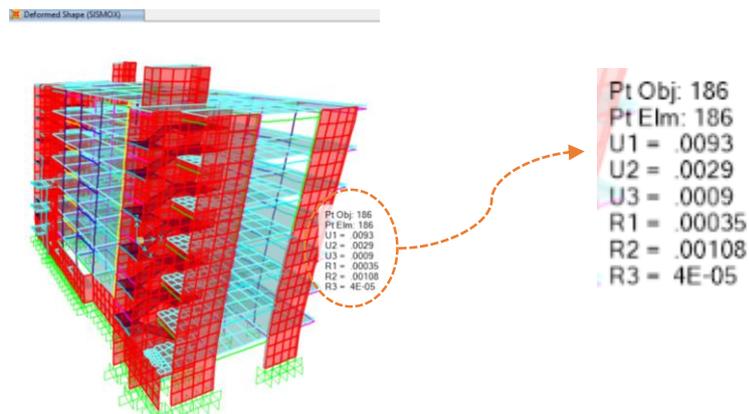


Figura 4.26
Desplazamiento – Dirección X – 1° Nivel
Fuente: Elaboración propia

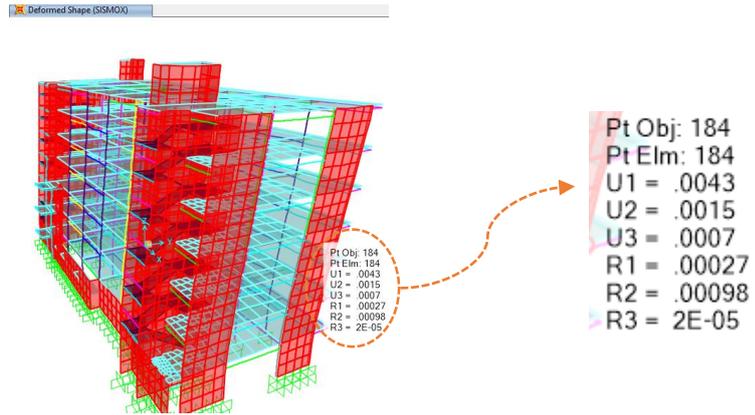
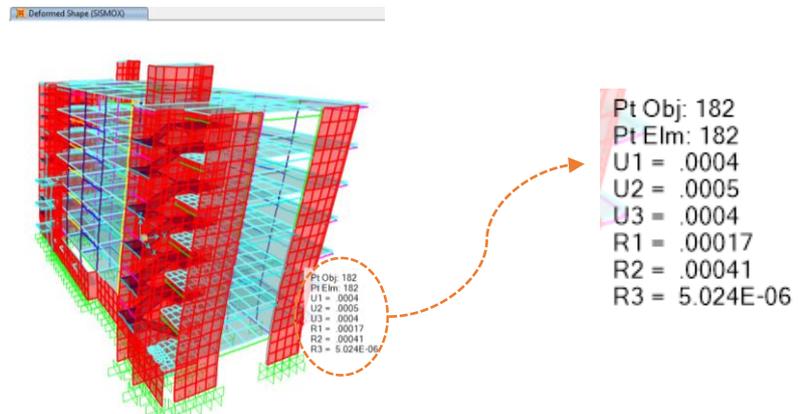


Figura 4.27
Desplazamiento – Dirección X – Techo Sótano
Fuente: Elaboración propia



De acuerdo a los resultados del análisis de los desplazamientos laterales en la dirección X, en la tabla 4.30 se muestra las distorsiones obtenidas de la edificación que consta de 6 pisos más un sótano, en el que no sobrepasa la distorsión máxima estipulada en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla 4.30
Resumen de desplazamientos laterales en dirección X
Fuente: Elaboración propia

N°	PISO SUP.	PISO INF.	DIFER.	R	0.75 x R	H piso	δ entre piso (cm)	Distorsión obt.	Distorsión Max	Observ.
6°	0.0275	0.0240	0.0035	7	5.25	4.20	1.838	0.0044	0.007	OK
5°	0.0240	0.0196	0.0044	7	5.25	4.20	2.305	0.0055	0.007	OK
4°	0.0196	0.0148	0.0048	7	5.25	4.20	2.525	0.0060	0.007	OK
3°	0.0148	0.0093	0.0055	7	5.25	4.50	2.888	0.0064	0.007	OK
2°	0.0093	0.0043	0.0050	7	5.25	4.50	2.625	0.0058	0.007	OK
1°	0.0043	0.0004	0.0039	7	5.25	4.50	2.048	0.0046	0.007	OK
S°	0.0004	0.0000	0.0004	7	5.25	4.50	0.210	0.0005	0.007	OK

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN Y

El siguiente análisis se realizó en el nodo de control 181.

Figura 4.28

Desplazamiento – Dirección Y – 6° Nivel

Fuente: Elaboración propia

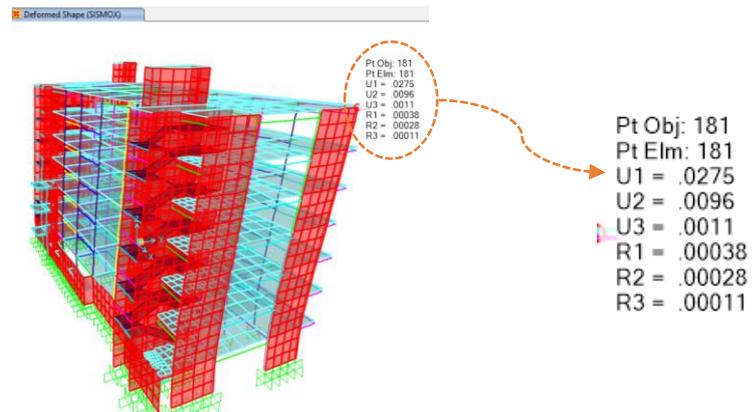


Figura 4.29

Desplazamiento – Dirección Y – 5° Nivel

Fuente: Elaboración propia

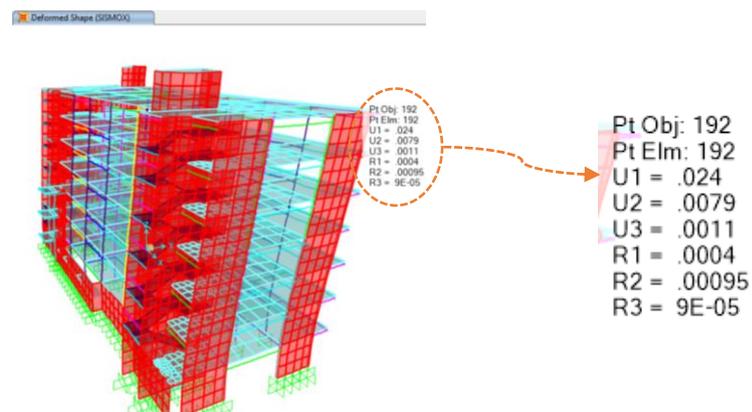


Figura 4.30

Desplazamiento – Dirección Y – 4° Nivel

Fuente: Elaboración propia

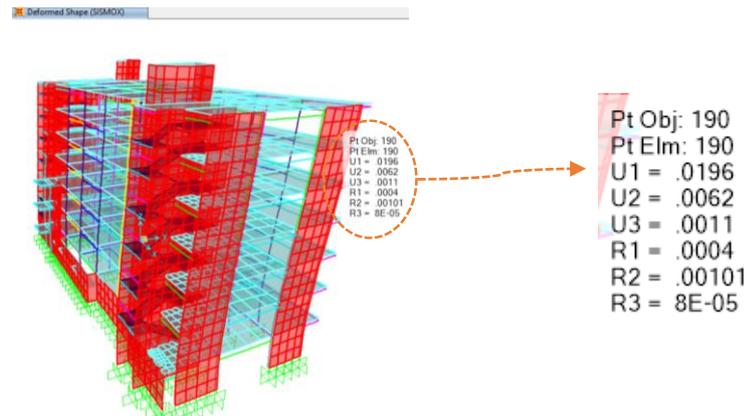


Figura 4.31

Desplazamiento – Dirección Y – 3° Nivel

Fuente: Elaboración propia

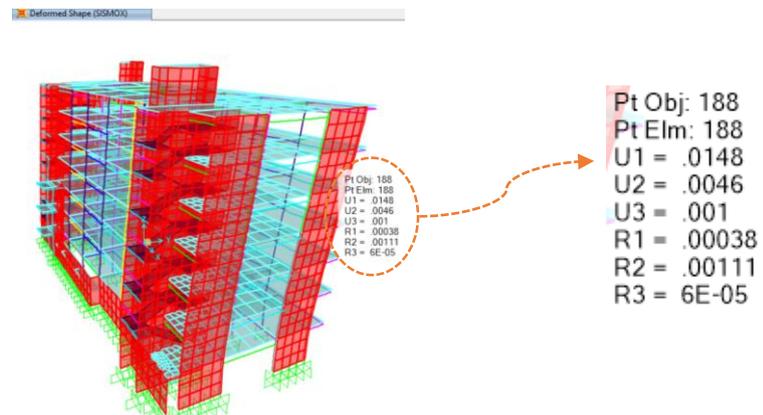


Figura 4.32

Desplazamiento – Dirección Y – 2° Nivel

Fuente: Elaboración propia

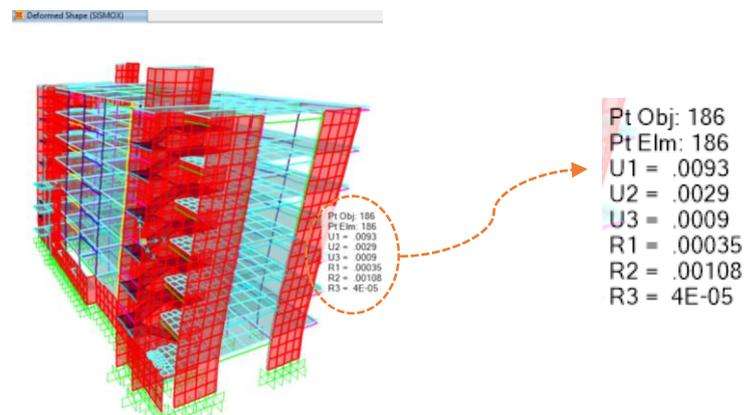


Figura 4.33

Desplazamiento – Dirección Y – 1° Nivel

Fuente: Elaboración propia

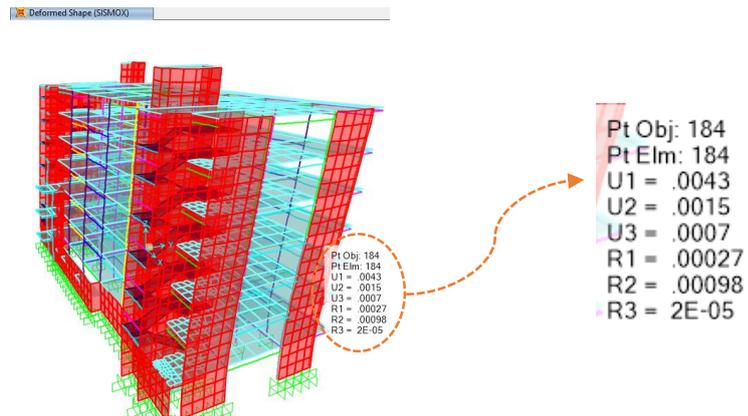
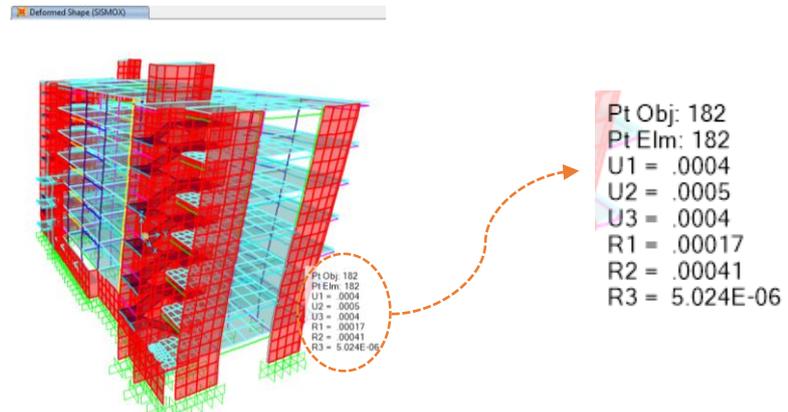


Figura 4.34

Desplazamiento – Dirección Y – Techo sótano

Fuente: Elaboración propia



De acuerdo a los resultados del análisis de los desplazamientos laterales en la dirección Y, en la tabla 4.31 se muestra las distorsiones obtenidas de la edificación que consta de 6 pisos más un sótano, en el que no sobrepasa la distorsión máxima estipulada en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla 4.31

Resumen de desplazamientos laterales en dirección Y

Fuente: Elaboración Propia

N°	PISO SUP.	PISO INF.	DIFER.	R	0.75 x R	H piso	δentrepiso (cm)	Distorsión obt.	Distorsión Max	Observ.
6°	0.0270	0.0226	0.0044	7	5.25	4.20	2.310	0.0055	0.007	OK
5°	0.0226	0.0179	0.0047	7	5.25	4.20	2.468	0.0059	0.007	OK
4°	0.0179	0.0132	0.0047	7	5.25	4.20	2.468	0.0059	0.007	OK
3°	0.0132	0.0084	0.0048	7	5.25	4.50	2.520	0.0056	0.007	OK
2°	0.0084	0.0043	0.0041	7	5.25	4.50	2.153	0.0048	0.007	OK

1°	0.0043	0.0013	0.0030	7	5.25	4.50	1.575	0.0035	0.007	OK
S°	0.0013	0.0000	0.0013	7	5.25	4.50	0.683	0.0015	0.007	OK

En resumen, en la dirección X la máxima distorsión lateral se produce en el nodo de control del tercer nivel de la edificación y en la dirección Y la máxima distorsión lateral se produce en el nodo de control del cuarto y quinto nivel de la edificación.

4.2.1.6. FUERZAS INTERNAS PARA DISEÑO

Finalmente las cortantes de diseño para el Módulo 1 son:

Tabla 4.32

Cortante basal para análisis

Fuente: Elaboración propia

Cortante Basal para análisis	
Vx	1529.33 tn
Vy	1610.40 tn

4.2.2. ANÁLISIS

4.2.2.1. COMBINACIONES DE CARGA⁵

Se usaron las combinaciones de carga recomendadas en el capítulo 9 de la norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Combinaciones de cargas por resistencia:

- Resistencia requerida para cargas muertas y vivas

⁵ La estructura teórica base de las combinaciones de carga de concreto armado que el lector observará a continuación fueron tomados de la norma actual E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

- Resistencia cuando se consideren cargas de viento (W)

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

$$U = 0.9 CM \pm 1.25 W$$

No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente.

- Resistencia cuando se consideren cargas de sismo (CS)

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

- Resistencia cuando se considere empuje lateral de suelo (E)

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV \pm 1.7 E$$

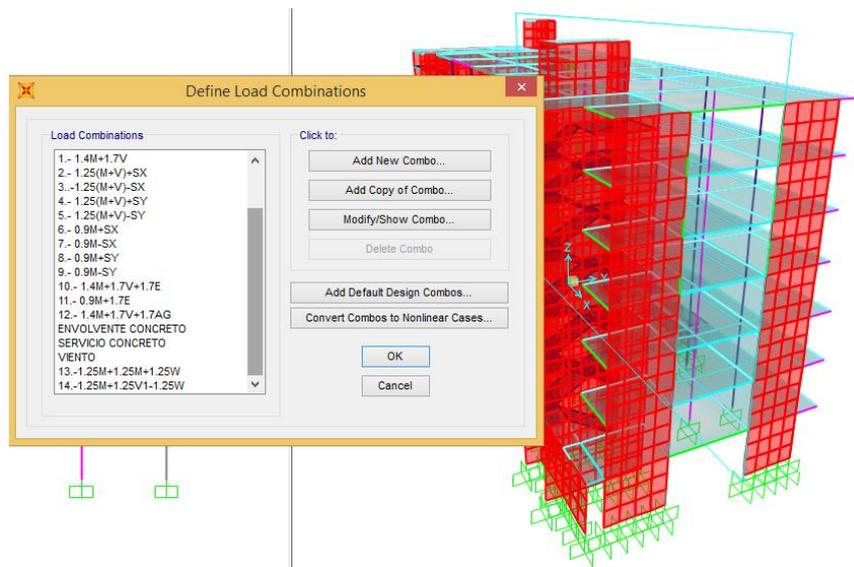
Si las cargas vivas y muertas reducen el efecto del empuje lateral.

La edificación en estudio contempla con las combinaciones de carga nombradas para el diseño de sus elementos, por lo que con ayuda del programa SAP2000 se introducen los valores de cada elemento con sus respectivas cuantías de acero.

Figura 4.35

Combinaciones de cargas – SAP2000

Fuente: Elaboración propia



RESULTADOS DEL ANÁLISIS CON LAS COMBINACIONES DE CARGA IMPUESTA

A continuación se muestra los resultados para cada combinación de carga, representados en los siguientes diagramas de momentos determinados en el programa SAP2000.

Se toma como ejemplo el pórtico Ac que se encuentra entre los ejes A5 y A11.

Figura 4.36

Diagrama de momentos de la combinación 1.4 CM + 1.7 CV

Fuente: Elaboración propia

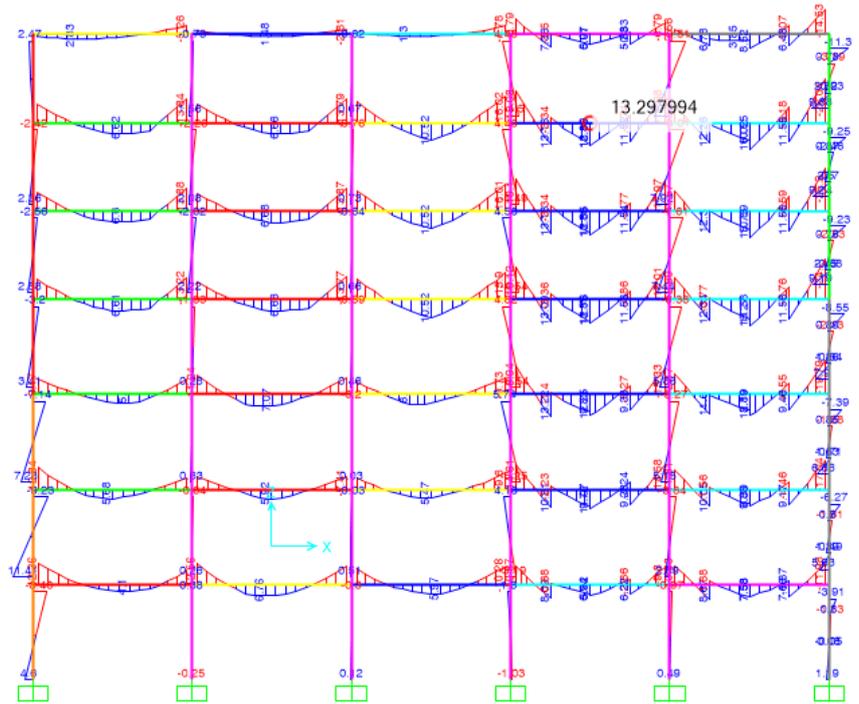


Figura 4.37

Diagrama de momentos de la combinación 1.25 (CM + CV) + CSx

Fuente: Elaboración propia

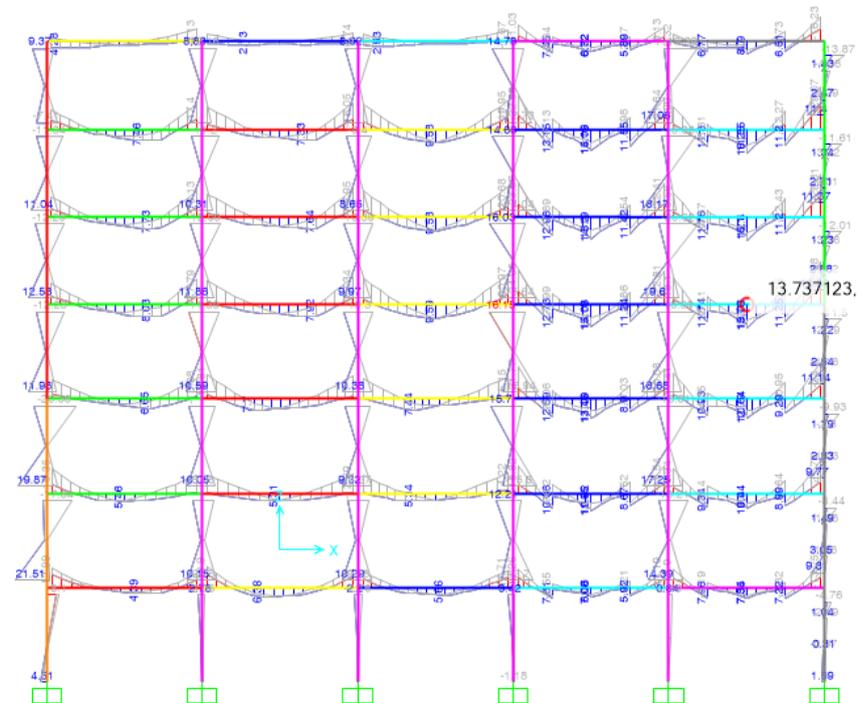


Figura 4.38

Diagrama de momentos de la combinación 1.25 (CM + CV) - CSx

Fuente: Elaboración propia

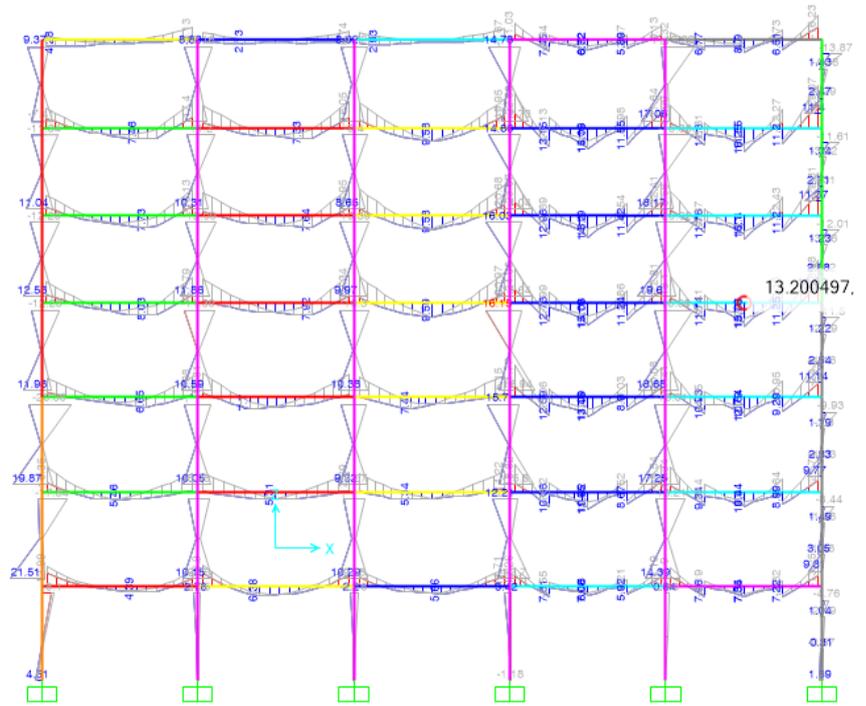


Figura 4.39

Diagrama de momentos de la combinación 1.25 (CM + CV) + CSy

Fuente: Elaboración propia

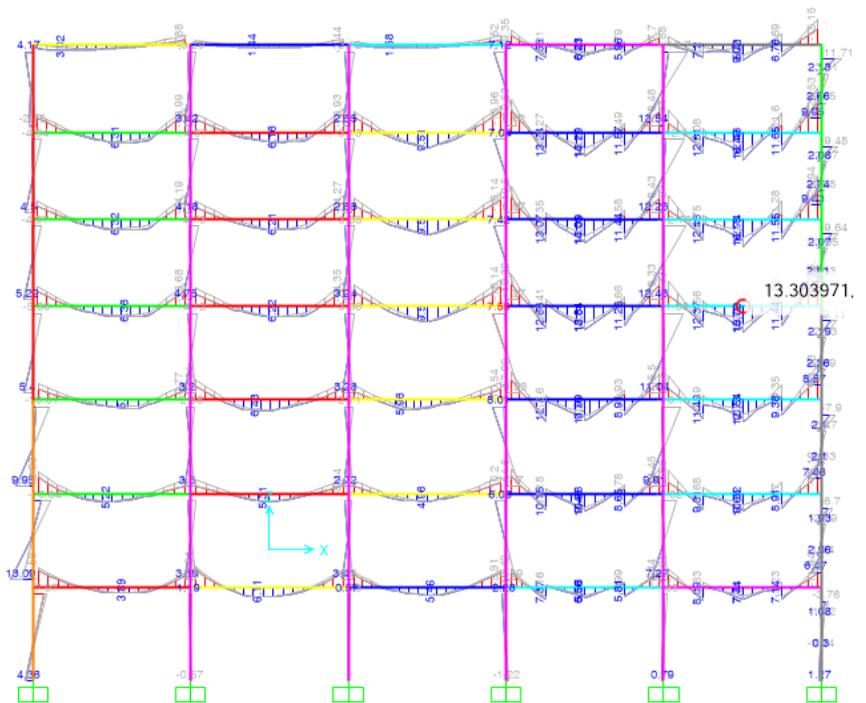


Figura 4.40

Diagrama de momentos de la combinación 1.25 (CM + CV) - CSy

Fuente: Elaboración propia

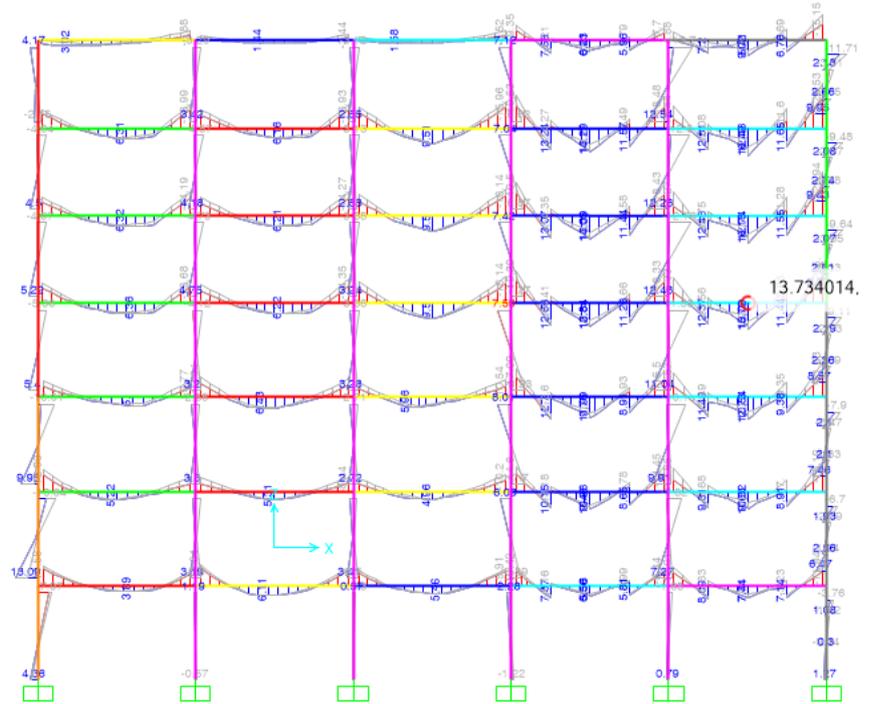


Figura 4.41

Diagrama de momentos de la combinación 0.9 CM + CSx

Fuente: Elaboración propia

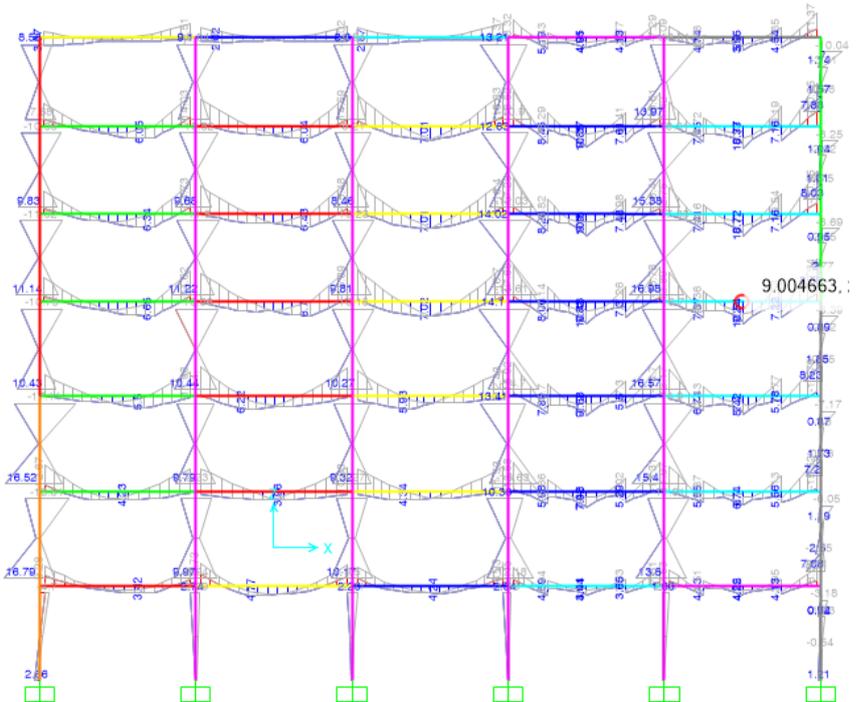


Figura 4.42

Diagrama de momentos de la combinación 0.9 CM - CSx

Fuente: Elaboración propia

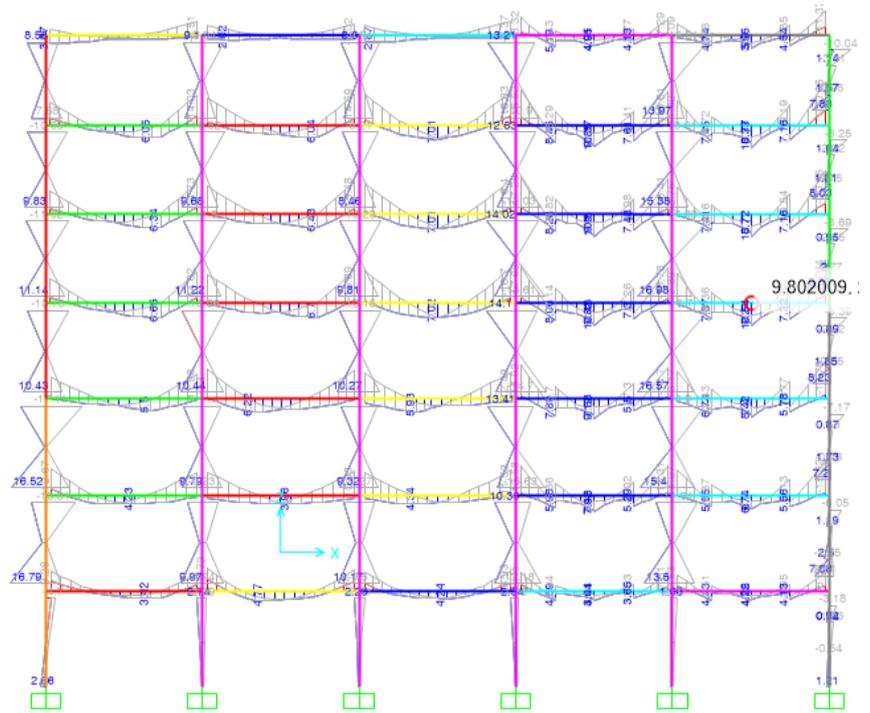


Figura 4.43

Diagrama de momentos de la combinación 0.9 CM + CSy

Fuente: Elaboración propia

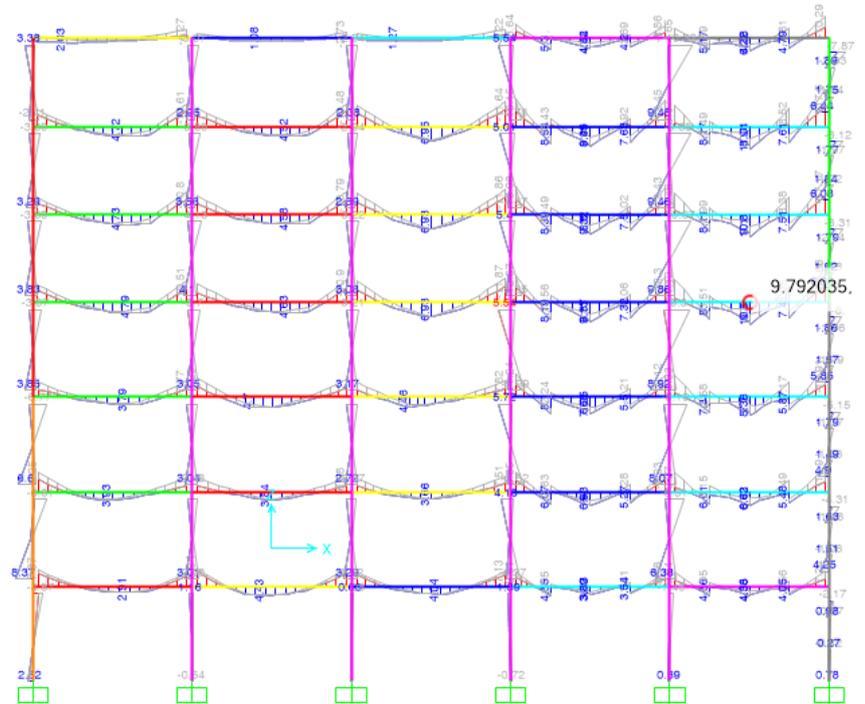


Figura 4.44

Diagrama de momentos de la combinación 0.9 CM - CSy

Fuente: Elaboración propia

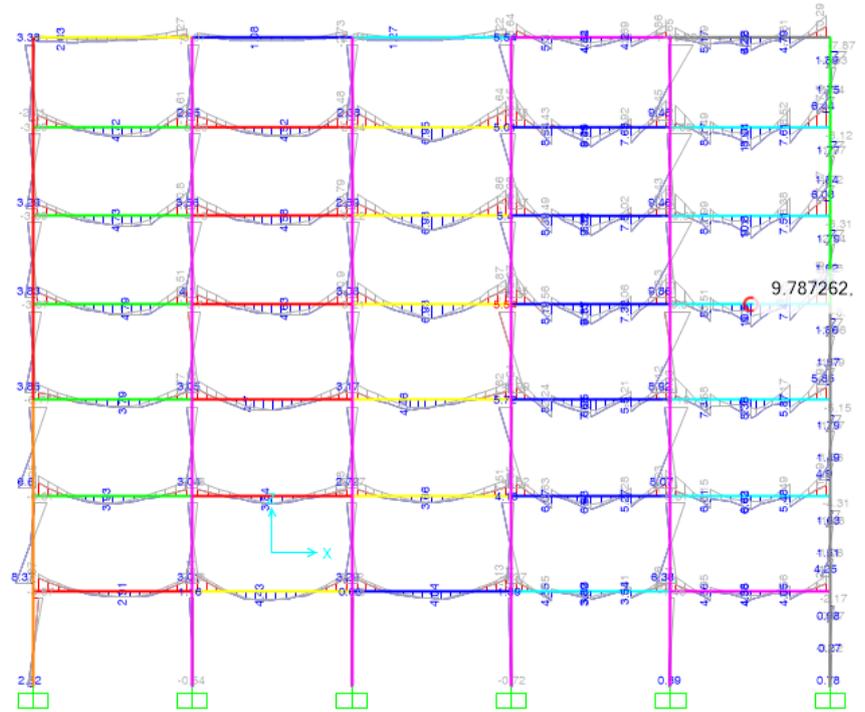


Figura 4.45

Diagrama de momentos de la combinación 1.4CM + 1.7CV + 1.7E

Fuente: Elaboración propia

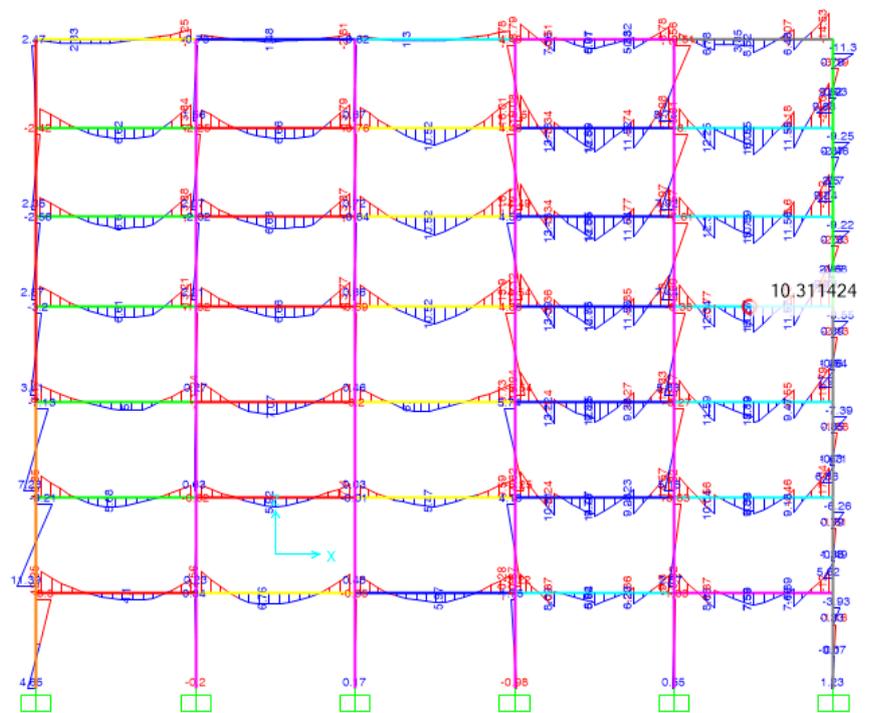


Figura 4.46

Diagrama de momentos de la combinación 0.9 CM + 1.7 E

Fuente: Elaboración propia

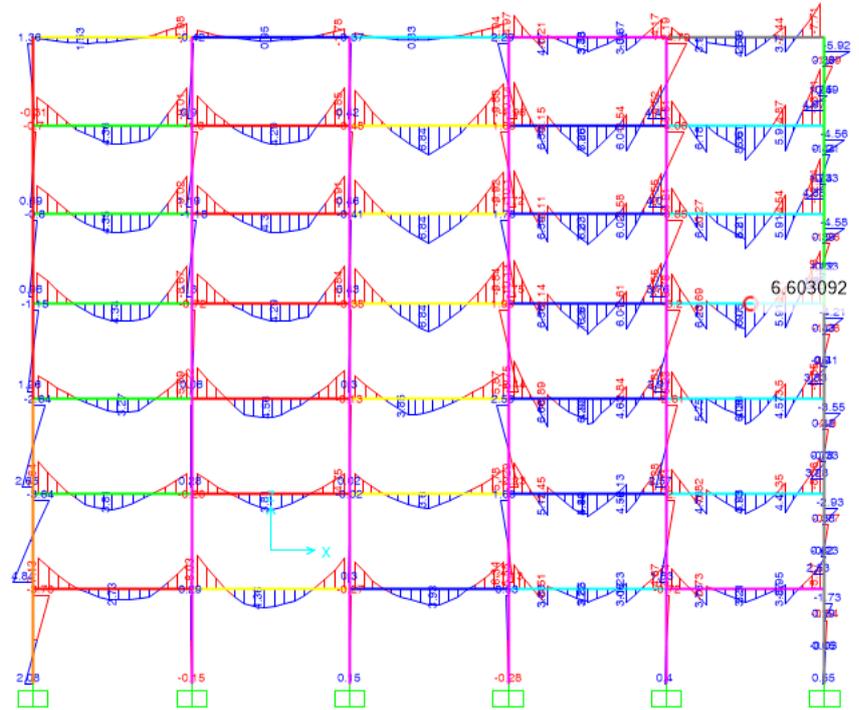


Figura 4.47

Diagrama de momentos de la comb. 1.25 CM + 1.25 CV + 1.25 W

Fuente: Elaboración propia

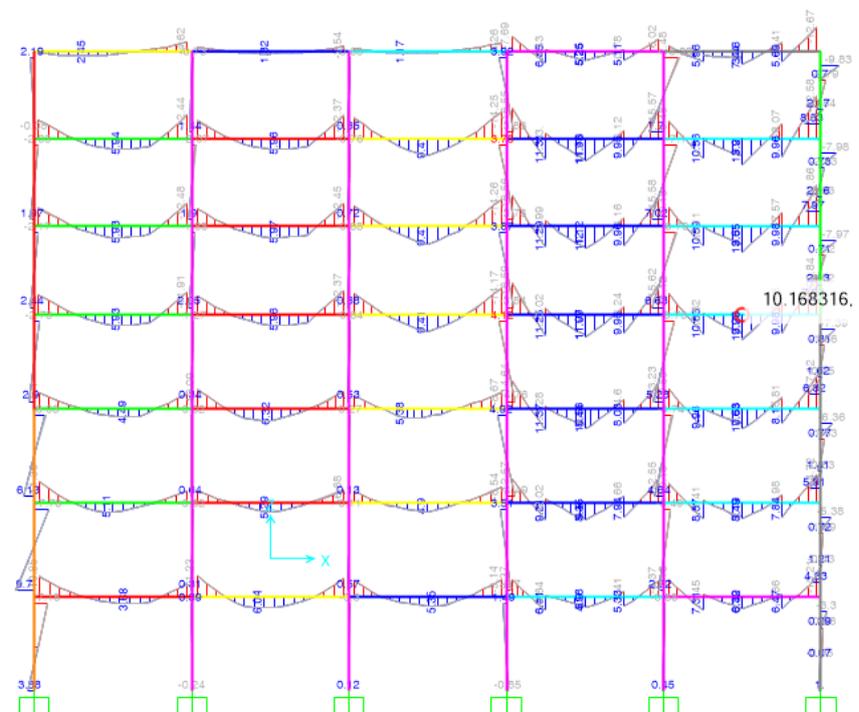
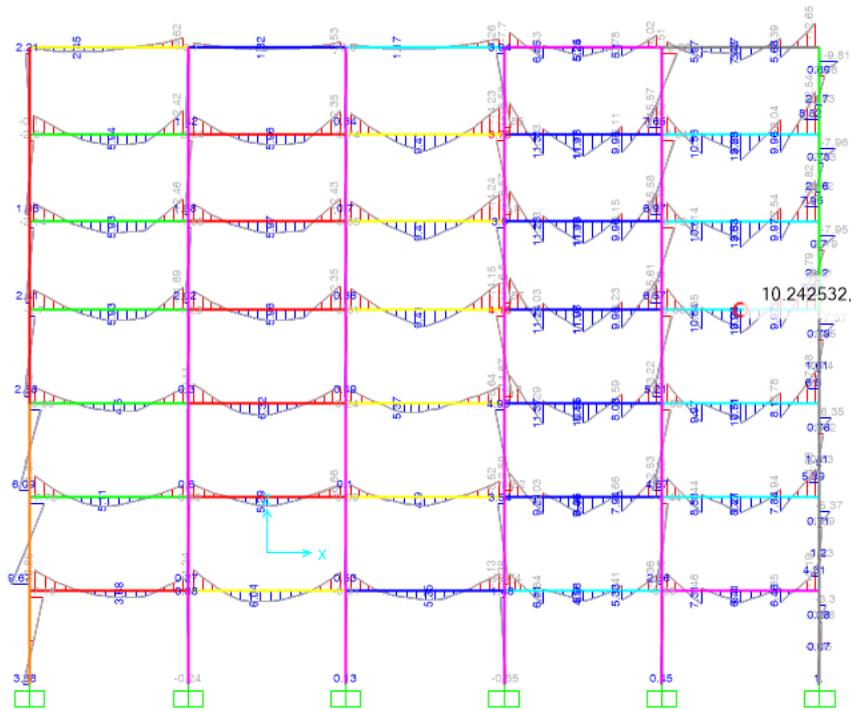


Figura 4.48

Diagrama de momentos de la comb. 1.25 CM + 1.25 CV - 1.25 W

Fuente: Elaboración propia



De acorde a las combinaciones establecidas, se procede a realizar el análisis estructural y la verificación de las cuantías de acero y sección de concreto de acuerdo a los diagramas de momentos y cortantes, obtenidas de la envolvente de momentos de la siguiente manera:

Figura 4.49

Envolvente de momentos con las comb. de carga en el SAP2000

Fuente: Elaboración propia

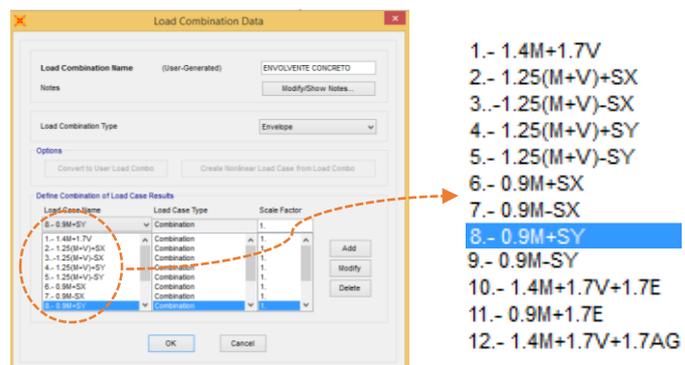


Figura 4.50

Diagrama de momentos envolvente

Fuente: Elaboración propia

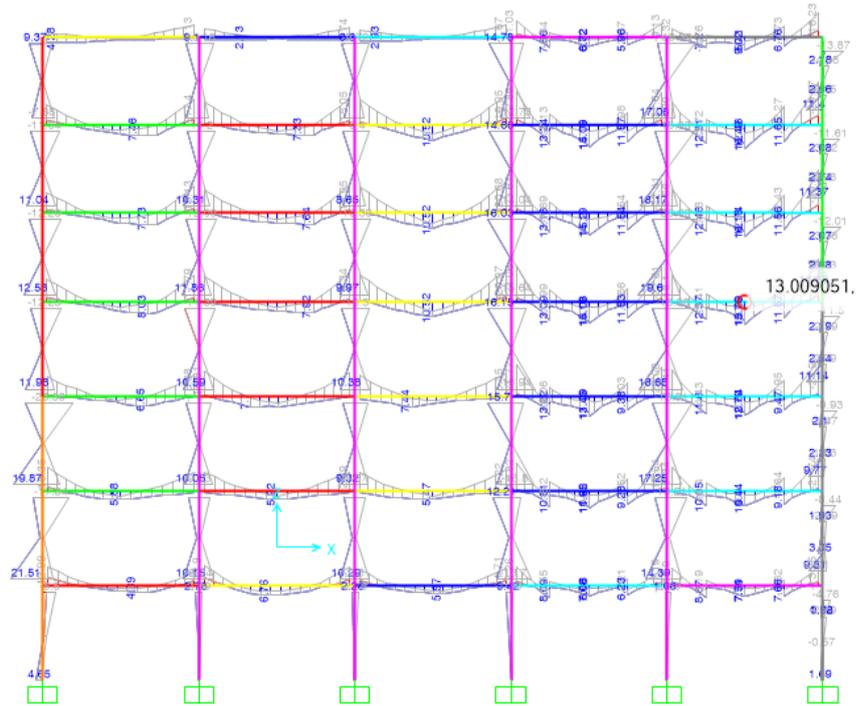


Figura 4.51

Área de acero de refuerzo – envoltante

Fuente: Elaboración propia

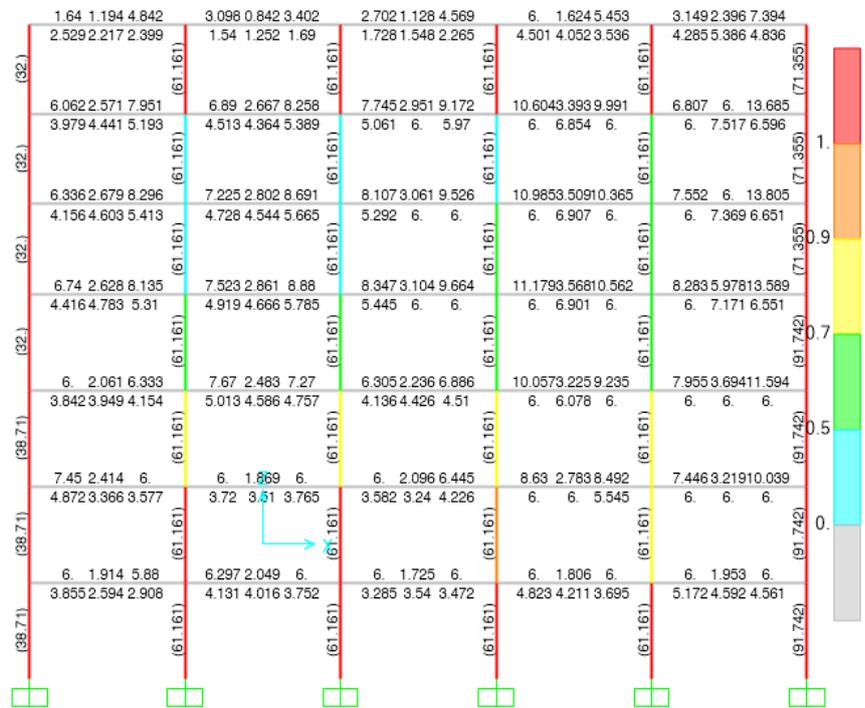
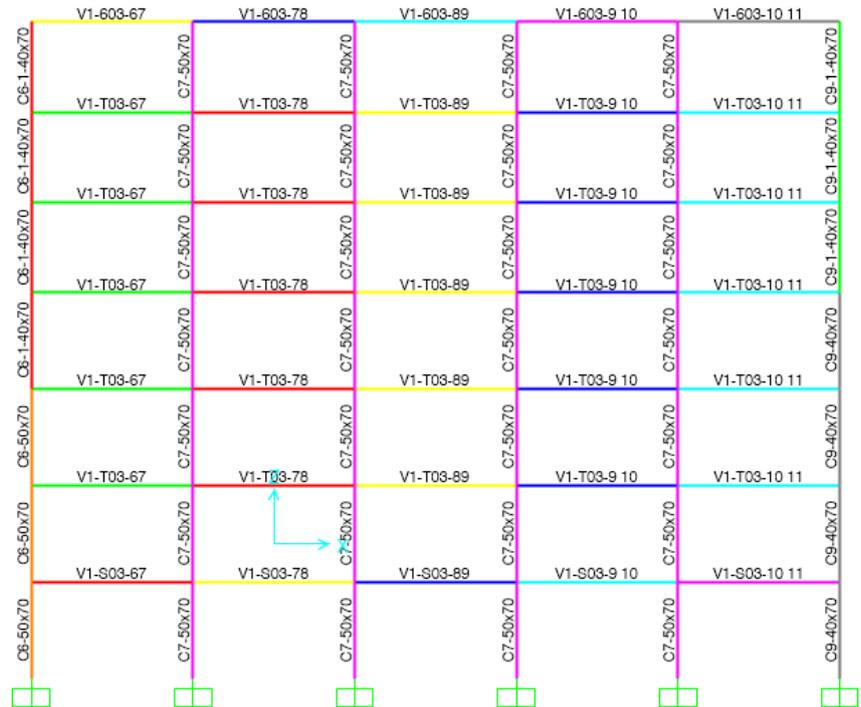


Figura 4.52

Distribución de los elementos estructurales

Fuente: Elaboración propia



4.2.2.2. ANÁLISIS DE VIGAS

Antes de mostrar los resultados se debe tener en consideración que para fines de este estudio se aplicó una reducción de las rigideces en los elementos que conforman la estructura (vigas, columnas, placas), donde se encuentra especificado en el ítem 10.11 de la Norma E.060.

Hallamos las respuestas (momentos y cortantes) de la estructura en evaluación debidas a las combinaciones, con las que se construye la curva envolvente representativa de los máximos valores de las respuestas. A partir de estos valores se halla el área de acero que ayude al concreto a resistir adecuadamente las combinaciones.

Para definir la cuantía de acero en secciones estructurales del modelo Sap2000, tenemos que asignar los valores de izquierda y derecha en función de la cuantía respectiva (según los planos de estructuras). Líneas arriba ya se definieron las áreas a usar,

por lo que solo necesitamos ingresar dichos valores al programa, tomaremos como ejemplo la Viga V1-T03 del eje Ac.

VERIFICACIÓN POR FLEXIÓN Y CORTANTE DE LAS VIGAS

Figura 4.53

Detalle de acero longitudinal de la viga V1-T03

Fuente: Elaboración propia

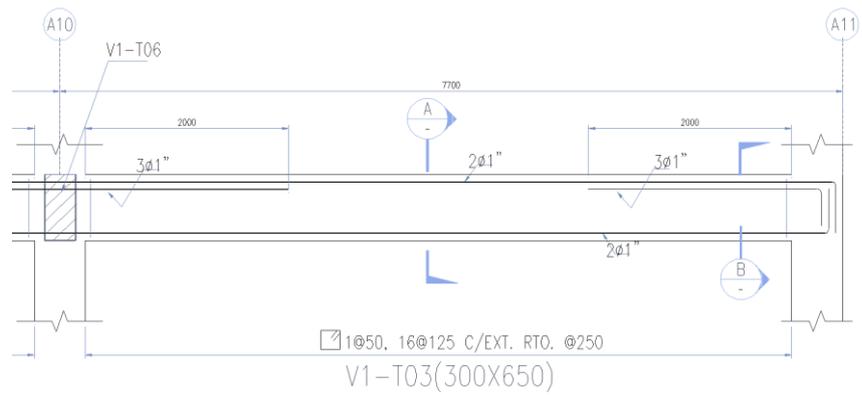


Figura 4.54

Detalle de la sección transversal de la viga V1-T03

Fuente: Elaboración propia

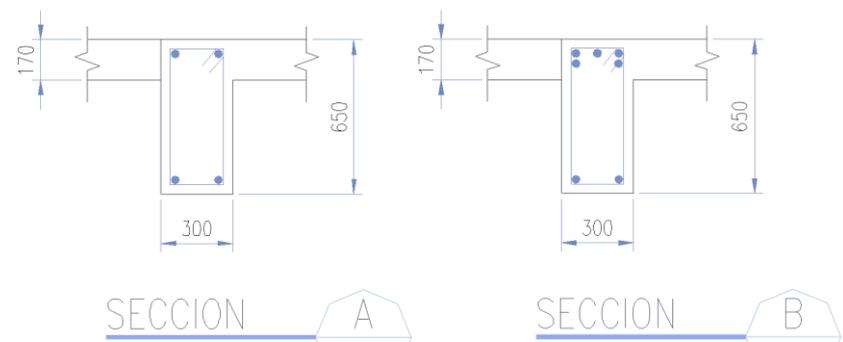
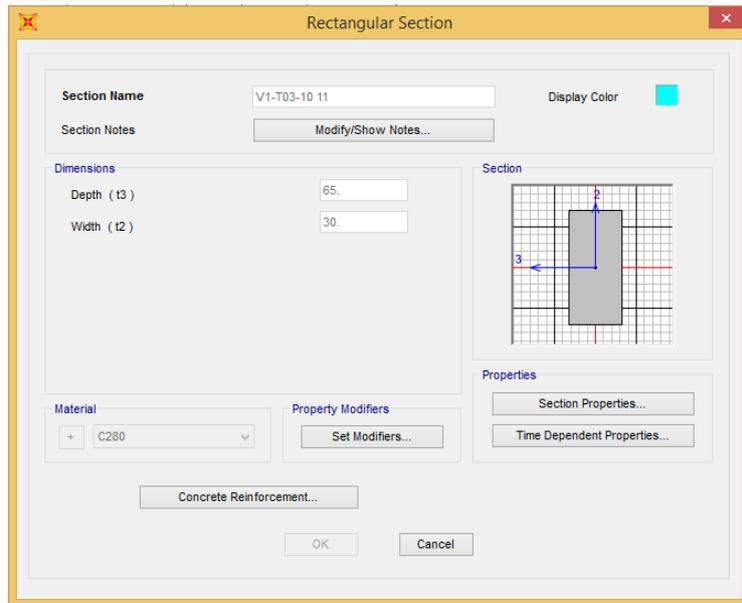


Figura 4.55

Propiedades generales de la viga V1-T03

Fuente: Elaboración propia



- Características de la viga
 - Peralte : $h = 65 \text{ cm}$
 - Ancho : $b = 30 \text{ cm}$
 - Recubrimiento : $r = 5 \text{ cm}$
 - Peralte efectivo: $d = 60 \text{ cm}$

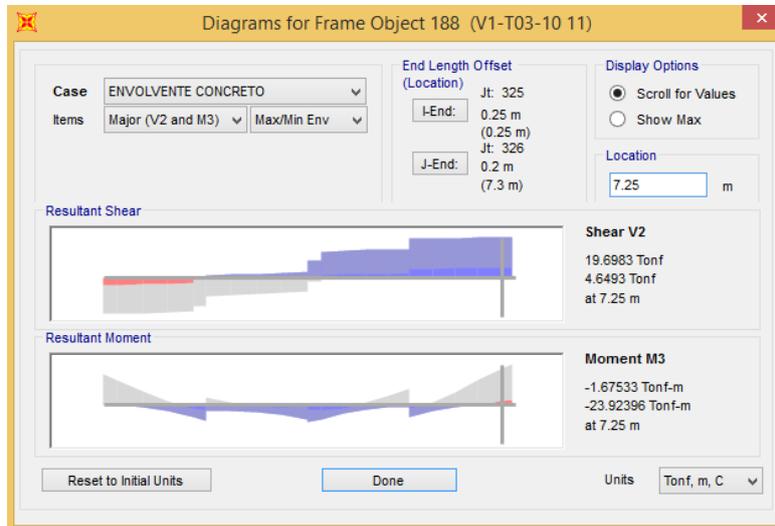
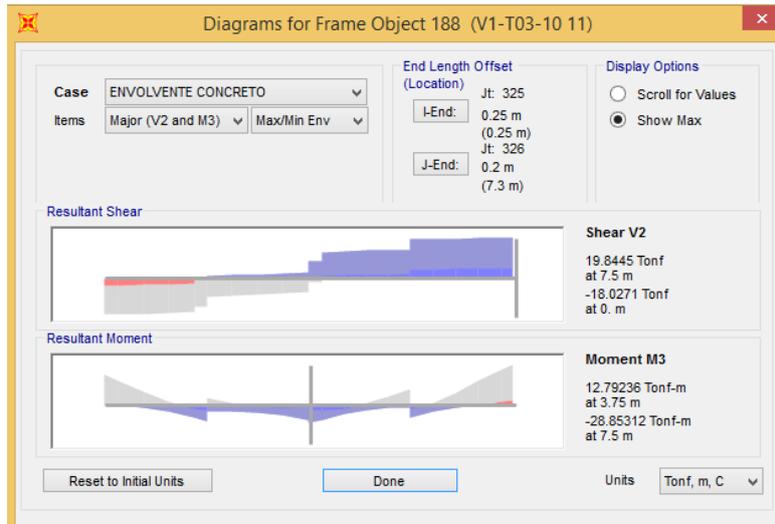
- Propiedad de los materiales de la viga
 - $f'_c : 280 \text{ kg/cm}^2$
 - $f_y : 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - $E_c : 270149.29 \text{ kg/cm}^2$
 - $E_s : 2100000 \text{ kg/cm}^2$

- Esfuerzos máximos sobre la viga
 - Momento positivo : $M_u (+) = 12.72 \text{ ton-m}$
 - Momento negativo: $M_u (-) = 23.92 \text{ ton-m}$
 - Fuerza cortante : $V_u = 19.698 \text{ ton}$
 - Carga axial : $U_n = 51.79 \text{ ton}$
 - Momento torsor : $T_u = 0.0011 \text{ ton-m}$

Figura 4.56

Diagrama de momentos de la viga V1-T03

Fuente: Elaboración propia



VERIFICACIÓN DE DISEÑO POR FLEXIÓN (NTP – E.060)

Factor de reducción

$$\phi = 0.9$$

$$\beta = 0.85$$

Se usarán las siguientes fórmulas:

$$K_u = \frac{M_u}{f'c x b x d^2}$$

$$0.59w^2 - w + \frac{K_u}{\phi} = 0$$

$$A_s = w x \frac{f'c}{f_y} x bd$$

Tabla 4.33**Verificación de diseño por flexión de la viga V1-T03**

Fuente: Elaboración propia

MOMENTO POSITIVO		MOMENTO NEGATIVO	
k	= 0.042060000	k	= 0.079100529
Δ	= 0.889700176	Δ	= 0.792580835
ω	= 0.048102378	ω	= 0.092991448
$A_{S_{requerido}}$	= 5.772285395 cm ²	$A_{S_{requerido}}$	= 11.1589738 cm ²
$A_{S_{colocado}}$	= 10.14 cm ²	$A_{S_{colocado}}$	= 25.35 cm ²
¡CORRECTO!		¡CORRECTO!	

VERIFICACIÓN DE DISEÑO POR CORTANTE

- Resistencia del concreto

Factor de reducción: $\phi = 0.9$

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

$$V_c = 15.96347331 \text{ ton}$$

- Resistencia del acero

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S_v}$$

$$A_v = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$S_v = 15 \text{ cm}$$

$$V_s = 11.9784 \text{ ton}$$

- Resistencia al corte de la sección

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 27.94187331$$

$$V_u = \phi V_n$$

$$V_u = 25.15 \text{ ton}$$

- Cortante actuante

$$V_{sumin} = 19.698 \text{ ton}$$

Del análisis realizado vemos que satisface la condición de diseño por cortante y momentos flectores, para la cuantía impuesta en la viga analizada.

4.2.2.3. DISEÑO DE COLUMNAS

VERIFICACIÓN DE FUERZA AXIAL Y MOMENTOS MEDIANTE EL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LAS COLUMNAS DEL PÓRTICO Ac

En la tabla 4.34 podemos verificar las fuerzas axiales y momentos impuestos por las combinaciones de carga (14 combinaciones de carga), para la columna C6 del pórtico Ac.

Tabla 4.34

Fuerza axial y momento flector de la columna C6

Fuente: Elaboración propia

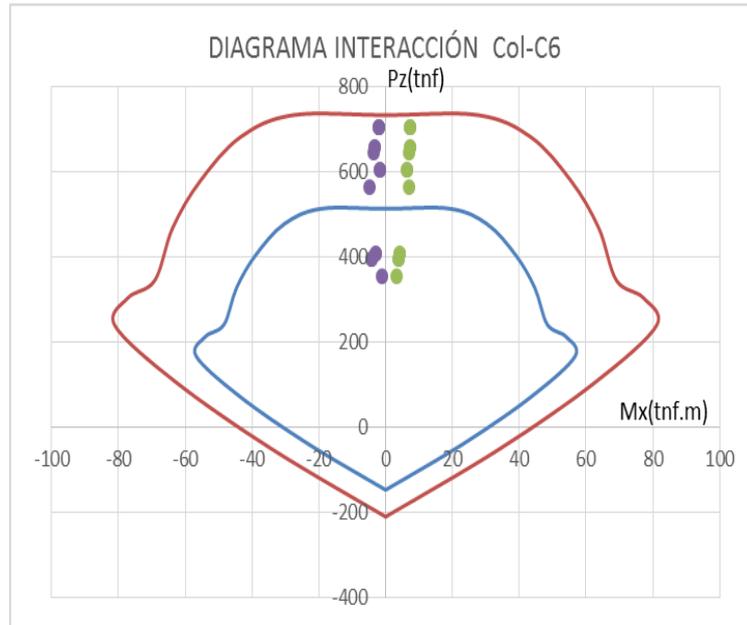
Columna C6 – 50 cm x 70 cm – Eje A6				
Combinación	Dirección X		Dirección Y	
	Pu	Mu	Pu	Mu
1 °	704.62	7.44	704.62	-2.10
2 °	658.52	7.18	658.52	-3.18
3 °	658.52	7.18	658.52	-3.18
4 °	646.79	7.02	646.79	-3.45
5 °	563.03	7.02	563.03	-4.80
6 °	407.80	4.19	407.80	-2.83
7 °	407.80	4.19	407.80	-2.83
8 °	396.07	4.03	396.07	-4.27
9 °	396.07	4.03	396.07	-4.27
10 °	704.44	7.48	704.44	-2.15
11 °	354.02	3.33	354.02	-1.19
12 °	704.62	7.44	704.62	-2.10
13 °	604.94	6.29	604.94	-1.85
14 °	604.93	6.30	604.93	-1.85

De acuerdo al diagrama de interacción de la columna C6 alguna de las combinaciones llega a sobrepasar el límite de diseño, sin embargo ninguna combinación llega a sobrepasar el límite nominal, como se muestra en la figura 4.57.

Figura 4.57

Diagrama de interacción de diseño y nominal de la columna C6

Fuente: Elaboración propia



En la tabla 4.35 podemos verificar las fuerzas axiales y momentos impuestos por las combinaciones de carga (14 combinaciones de carga), para la columna C7 del pórtico Ac.

Tabla 4.35

Fuerza axial y momento flector de la columna C7

Fuente: Elaboración propia

Columna C7 – 50 cm x 70 cm – Eje A8				
Combinación	Dirección X		Dirección Y	
	Pu	Mu	Pu	Mu
1 °	749.64	0.27	749.64	-0.41
2 °	698.67	2.50	698.67	-2.33
3 °	589.89	2.50	589.89	-2.33
4 °	699.63	1.01	699.63	-5.02
5 °	699.63	1.01	699.63	-5.02
6 °	434.15	2.45	434.15	-2.28
7 °	434.15	2.45	434.15	-2.28
8 °	435.11	0.96	435.11	-4.97
9 °	435.11	0.96	435.11	-4.97
10 °	749.51	0.30	749.51	-0.54
11 °	379.62	0.23	379.62	-0.47
12 °	79.64	0.27	79.64	-0.42
13 °	644.53	0.27	644.53	-0.51
14 °	644.61	0.28	644.61	-0.48

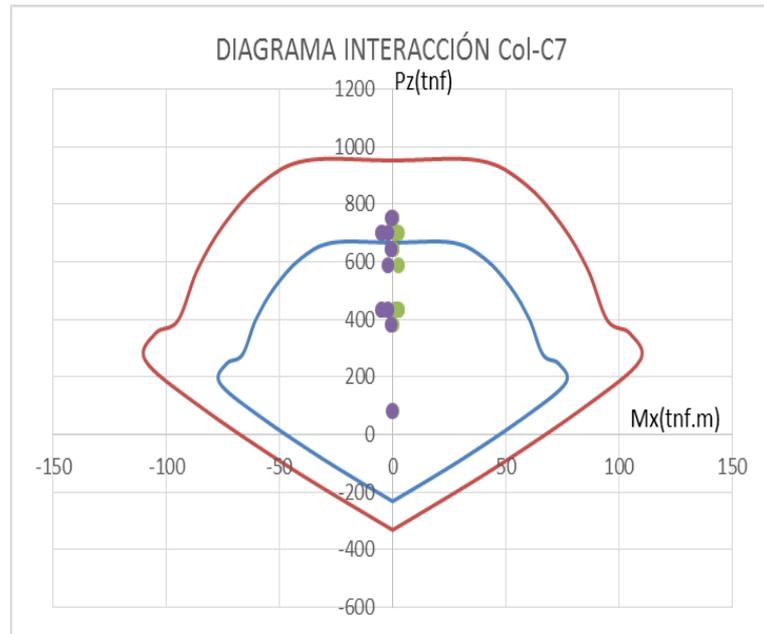
De acuerdo al diagrama de interacción de la columna C7 alguna de las combinaciones llega a sobrepasar el límite de

diseño, sin embargo ninguna combinación llega a sobrepasar el límite nominal, como se muestra en la figura 4.58.

Figura 4.58

Diagrama de interacción de diseño y nominal de la columna C7

Fuente: Elaboración propia



En la tabla 4.36 podemos verificar las fuerzas axiales y momentos impuestos por las combinaciones de carga (14 combinaciones de carga), para la columna C8 del pórtico Ac.

Tabla 4.36

Fuerza axial y momento flector de la columna C9

Fuente: Elaboración propia

Columna C9 – 50 cm x 70 cm – Eje A11				
Combinación	Dirección X		Dirección Y	
	Pu	Mu	Pu	Mu
1 °	95.00	4.17	95.00	5.35
2 °	126.85	5.03	126.85	8.40
3 °	126.85	5.03	126.85	8.40
4 °	207.98	4.02	207.98	14.88
5 °	207.98	4.02	207.98	14.88
6 °	95.66	3.34	95.66	6.49
7 °	95.66	3.34	95.66	6.49
8 °	176.77	2.33	176.77	12.97
9 °	176.77	2.33	176.77	12.97
10 °	95.56	4.20	95.56	5.68

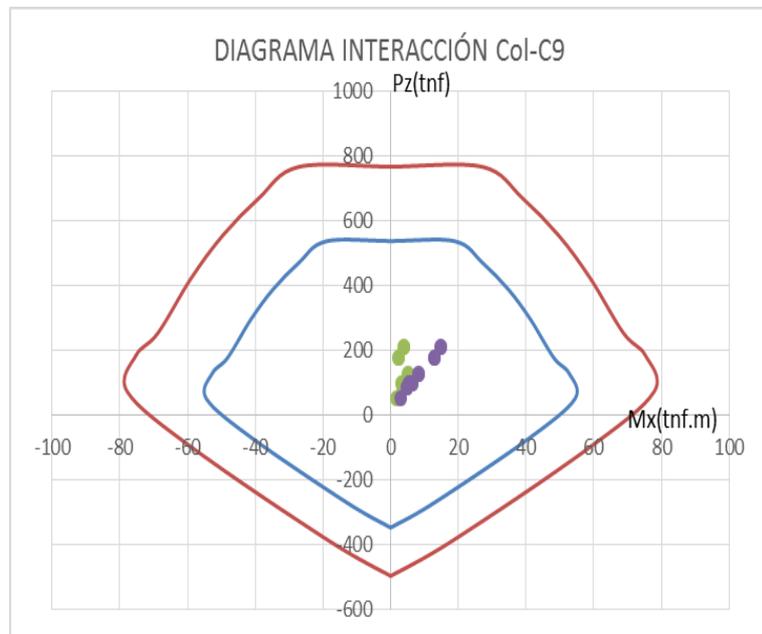
11 °	51.75	1.85	51.75	3.01
12 °	95.00	4.17	95.00	5.35
13 °	84.93	3.52	84.93	4.96
14 °	85.78	3.52	85.78	4.80

De acuerdo al diagrama de interacción de la columna C9 ninguna de las combinaciones llega a sobrepasar el límite de diseño, por lo que ninguna de estas combinaciones llega a sobrepasar el límite nominal, como se muestra en la figura 4.59.

Figura 4.59

Diagrama de interacción de diseño y nominal de la columna C9

Fuente: Elaboración propia



4.2.2.4. DISEÑO DE PLACAS

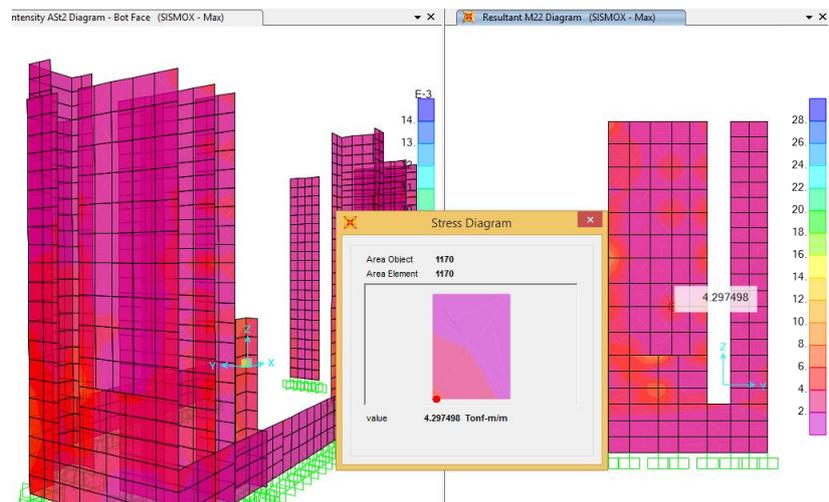
VERIFICACIÓN DE MOMENTOS EN PLACAS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS EN EL SAP2000

En la siguiente imagen podemos visualizar los momentos actuantes en la dirección X de análisis (pórtico A4 entre los ejes Ac y Ag) por la acción de la fuerza sísmica en dicha dirección de análisis, siendo esta de 4.29 ton-m.

Figura 4.60

Momentos actuantes de la placa P-30-2

Fuente: Elaboración propia

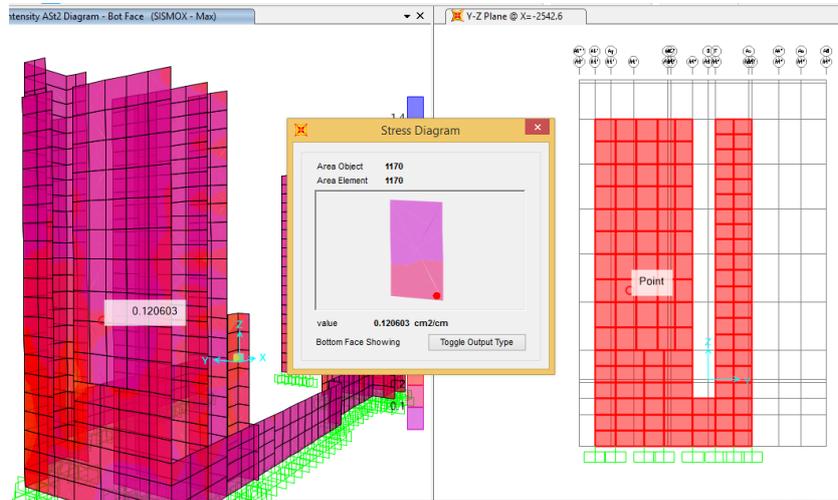


Del análisis sísmico le corresponde un área de acero de 0.12 cm²/cm.

Figura 4.61

Área de acero de la placa P-30-2

Fuente: Elaboración propia



En la mayoría de placas se obtiene aproximadamente un requerimiento de $0.12 \text{ cm}^2/\text{cm}$ de cuantía de acero, por lo que si visualizamos la siguiente imagen (placa P-30-2), notaremos que el acero vertical asignado al muro es de $\varnothing 1/2" @ 0.25 \text{ m}$ armado en doble malla.

Área de la varilla existente de $\varnothing 1/2" = 1.27 \text{ cm}^2 \rightarrow$ doble malla
 $= 1.27 \times 2 = 2.54 \text{ cm}^2$

Requerimiento = $12 \text{ cm}^2/\text{m}$

Nº varillas = $254/12 \rightarrow$ se requiere colocar el acero $@ 0.25 \text{ m}$

Por tanto diremos que las placas de concreto armado satisfacen el requerimiento de acero por cargas sísmicas.

4.3. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.3.1. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DEL EDIFICIO

Modelo inelástico:

4.3.1.1. MODELO DE COMPORTAMIENTO PARA MATERIALES⁶

- MODELO ESFUERZO – DEFORMACIÓN PARA EL ACERO

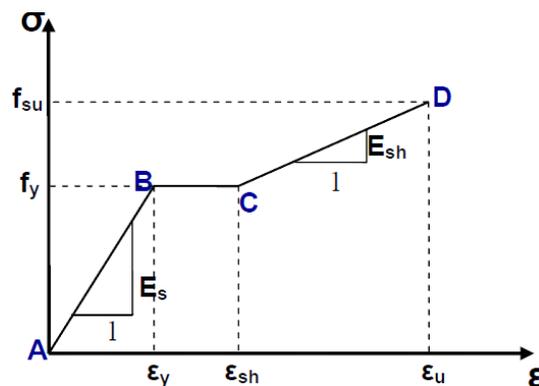
Elegimos el modelo trilineal como se muestra en la figura 4.63 para definir el comportamiento del acero, ya que sirve cuando un elemento está sujeto a deformaciones mayores al nivel de fluencia.

A continuación se indican los parámetros más importantes del modelo elegido.

Figura 4.62

Modelo trilineal

Fuente: Tesis Luis Borda y Adolfo Pastor, PUCP



⁶ La estructura teórica base de las propiedades inerciales que el lector observará a continuación fueron tomados de la tesis "Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos" de Luis Borda y Adolfo Pastor, PUCP.

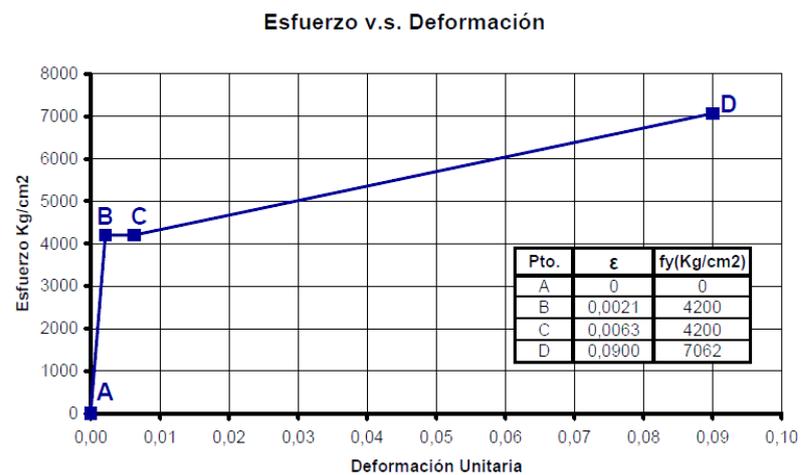
El tramo lineal AB corresponde al rango elástico, donde la pendiente es el módulo de elasticidad (E_s). El tramo BC es el escalón de fluencia (f_y), aquí el esfuerzo permanece constante hasta llegar a la deformación ϵ_{sh} (deformación al inicio de la zona de endurecimiento). El tramo lineal CD corresponde a la zona de endurecimiento por deformación y la pendiente es E_{sh} .

Para este trabajo se empleó el diagrama trilineal como el que define el comportamiento del acero.

Figura 4.63

Esfuerzo vs Deformación

Fuente: Tesis Luis Borda y Adolfo Pastor, PUCP



- MODELO ESFUERZO – DEFORMACIÓN PARA EL CONCRETO

MODELO DE MANDER

Para la modelación de las secciones de los elementos de la estructura del Módulo 1 se utilizó el modelo de Mander, dado que las secciones de los elementos de la estructura son confinadas. El modelo tiene una curva inicial que asciende por encima de la resistencia del concreto no confinado f'_c , hasta llegar a la resistencia de compresión f'_{cc} , continuando

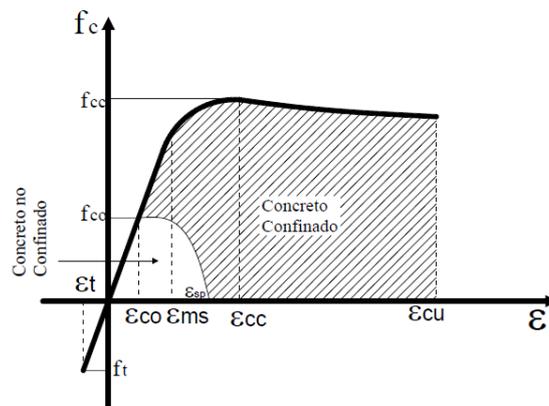
con una curva descendente que depende de los parámetros del acero de confinamiento. (PAULAY & PRIESTLEY, 1992)

El modelo de Mander confinado se muestra en la figura 4.64, donde las líneas punteadas representan las alertas de daño.

Figura 4.64

Modelo de Mander

Fuente: Tesis Luis Borda y Adolfo Pastor, PUCP



Para realizar un modelo de Mander se toman en cuenta 7 parámetros de daños aplicables al concreto reforzado y acero de refuerzo, estos son:

- Agrietamiento del concreto simple a tensión.
- Agrietamiento del concreto simple a compresión.
- Explosión del concreto no confinado o concreto simple
- Fluencia del acero de refuerzo.
- Fractura del acero de refuerzo.
- Agrietamiento para el máximo esfuerzo del concreto confinado.
- Deformación última del concreto confinado.

4.3.1.2. MODELO INELÁSTICO DE LAS SECCIONES

La figura 4.65 muestra un elemento inicialmente recto de un miembro de concreto reforzado con momentos de extremos y

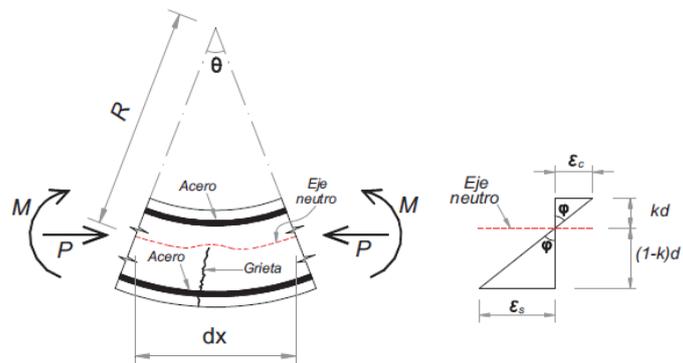
fuerzas axiales iguales. El radio de curvatura R se mide hasta el eje neutro. El radio de curvatura R , la profundidad del eje neutro kd , la deformación del concreto en la fibra extrema a compresión ϵ_c y la deformación del acero a tensión ϵ_s , varían a lo largo del miembro debido a que entre las grietas el concreto toma cierta tensión. Considerando únicamente un pequeño elemento de longitud dx del elemento, las siguientes relaciones proporcionan la rotación entre los extremos del elemento: Entonces, $1/R$ es la curvatura (la rotación por unidad de longitud) y está dada por el símbolo ϕ . (FAJARDO GALLIANI, 2012)

Figura 4.65

Deformación de un miembro a flexión

Fuente: Tesis Fajardo Galliani C., UNI

$$\theta = \frac{dx}{R} = \frac{\epsilon_c \cdot dx}{kd} \quad \text{Pero: } \phi = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd}$$



En la figura de la izquierda se muestra el elemento del miembro, en la figura de la derecha se muestra la distribución de deformaciones unitarias.

- DIAGRAMA MOMENTO ROTACIÓN

A continuación se muestra el momento rotación de una viga V1-T03 de 30 cm por 65 cm, del eje A8 al eje A9, del Módulo 1 usando los parámetros recomendados por el FEMA 356.

Tabla 4.37

Parámetros recomendados por el FEMA 356 – V1-T03

Fuente: FEMA 356

Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio			Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
	a		b			c			Component Type	
									Primary	
IO		LS		CP		LS		CP		
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

Tabla 4.38

Parámetros calculados por el FEMA 356 para la viga V1-T03

Fuente: Elaboración propia

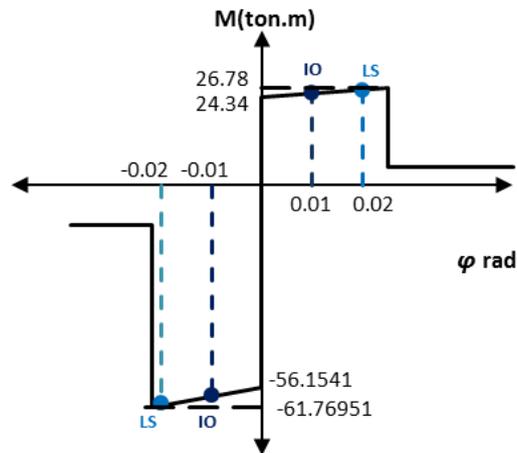
Propiedades del refuerzo V1-T03 (7/8)								Parámetros del FEMA 356		
ρ_{bal}	ρ	ρ'	$(\rho - \rho') / \rho_{bal}$	V(kg)	b(cm)	d_w (cm)	$V/B.d.f'_c^{0.5}$	a(rad)	b(rad)	c
0.0283	0.0141	0.0056	0.2982	22550	30	60	0.75	0.025	0.050	0.2
0.0283	0.0056	0.0141	-0.2982	31610	30	60	1.05	0.022	0.038	0.2

Figura 4.66

Diagrama de la curva momento – rotación para la viga V1-T03

Fuente: Elaboración propia

f'_c (kg/cm ²)	280	$\rho_b = \gamma * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y}$
Ref. Transv.	C	



Del ítem 3 de las tablas del FEMA 356 se permiten interpolaciones, por lo que podremos obtener la zona negativa de nuestro diagrama momento rotación.

Para las columnas se usa un procedimiento similar, como ejemplo la columna C7 de 50 cm por 70 cm.

Tabla 4.39

Parámetros recomendados por el FEMA 356 – C7

Fuente: FEMA 356

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a		b	c	IO	Component Type				
						Primary		Secondary		
LS	CP	LS	CP							
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

Tabla 4.40

Parámetros calculados por el FEMA – C7

Fuente: Elaboración propia

Propiedades del refuerzo V1-T03 (7/8)							Parámetros del FEMA 356		
P	P	P/(Ag*f'c)	V(kg)	b(cm)	d(cm)	V/b _w .d.f'c ^{0.5}	a(rad)	b(rad)	c
0.0203	1054599.56	0.8609	32600	50	70	0.5532	0.015	0.025	0.2
0.0203	1054599.56	0.8609	32600	50	70	0.5532	0.015	0.025	0.2

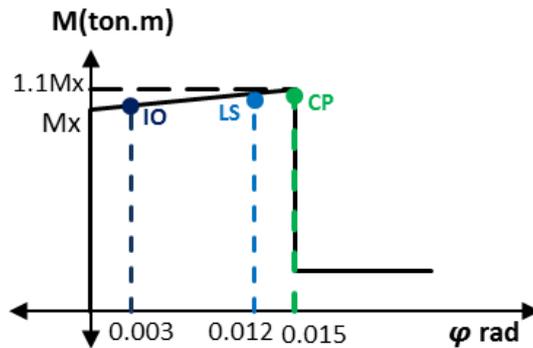
Adicionalmente a los parámetros obtenidos se obtienen los criterios de aceptación del ángulo de rotación plástica para un nivel de desempeño, los cuales vienen denotados por las siglas: IO=0.003 (ocupación Inmediata), LS=0.012 (seguridad de vida), CP=0.015 (colapso preventivo).

Figura 4.67

Diagrama de la curva momento – rotación para la columna C7

Fuente: Elaboración propia

f'_c (kg/cm ²)	280
Ref. Transv.	C

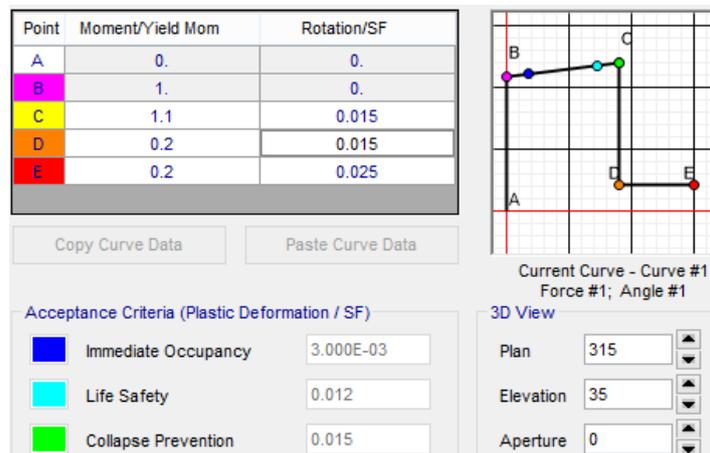


A continuación se muestra los valores asumidos por el SAP2000.

Figura 4.68

Valores asumidos por el SAP2000

Fuente: Elaboración propia



Las secciones reforzadas apropiadamente tienen comportamiento dúctil con una curva casi lineal hasta el punto en que el acero comienza a fluir, seguido de un aumento considerable de la curvatura hasta la rotura final.

Las secciones muy reforzadas suelen ser frágiles y tienen una curva que deja de ser lineal porque el concreto entra a la parte inelástica en la curva esfuerzo – deformación, y luego se produce la falla frágil.

4.3.1.3. MODELO INELÁSTICO DE LOS ELEMENTOS BARRA (VIGAS - COLUMNAS)

LONGITUD DE LA RÓTULA PLÁSTICA

Está dado por el mayor valor de:

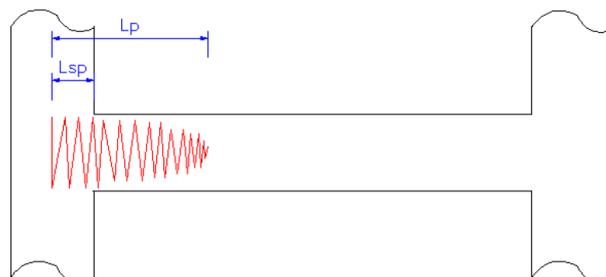
$$L_p = 0.08 l_c + L_{sp} \dots \dots \dots (1)$$

$$L_p = 0.44 * f_y * d_{bl} \dots \dots \dots (2)$$

$$L_{sp} = 0.022 f_y * d_{bl} \dots \dots \dots (3)$$

En donde **L_p** es la longitud de la rótula plástica tomada desde el nudo, **L_c** es la longitud de la sección crítica al punto de inflexión en el miembro, **f_y** es el esfuerzo de fluencia del acero, **d_{bl}** el diámetro de la varilla longitudinal y **S_{db}** es la longitud de penetración. (PAULAY & PRIESTLEY, 1992)

Figura 4.69
Formación de rótula plástica y longitud de penetración
Fuente: Tesis Luis Borda y Adolfo Pastor, UCP



Estas suposiciones permiten pasar de la relación “momento – curvatura” a la relación “momento – rotación”, multiplicando cada valor de curvatura por la longitud de rótula efectiva.

A modo de ejemplo calcularemos la longitud de la rótula plástica de la viga V1-T01 de 30 cm por 140 cm, entre los ejes A5 y A6, del Módulo 1.

De la ecuación (1):

$$L_p = 0.08 \times 5.725 + 0.022 \times 412 \times 0.0254 \text{ (1")}$$

$$L_p = 0.693 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ (usar)}$$

De la ecuación (2):

$$L_p = 0.044 \times 412 \times 0.0254 \text{ (1")}$$

$$L_p = 0.469 \text{ m}$$

Para usar 0.693 m como longitud de formación plástica e introducirlo al SAP2000 debemos llevarlo antes a longitud relativa donde $L_p = 0.693 / 5.725 = 0.121$ (longitud relativa).

La longitud relativa del nodo (intersección viga – columna) se dará a una distancia del nodo ya que las rótulas plásticas se formarán fuera de la longitud de desarrollo de la unión viga – columna en el programa SAP2000.

Figura 4.70
Formaciones plásticas – viga V1-T01
Fuente: Elaboración propia

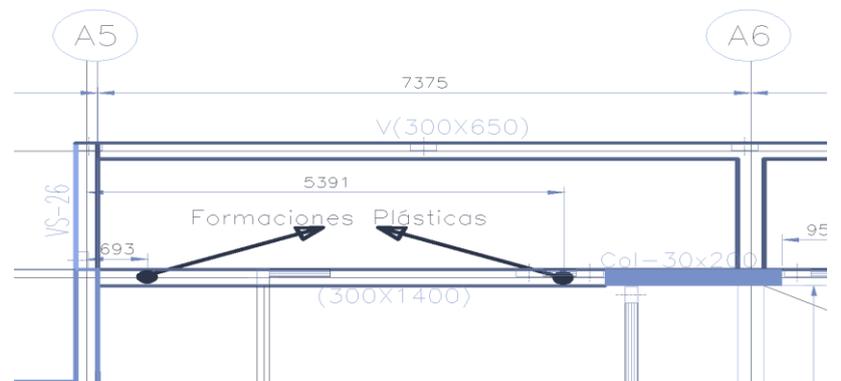




Tabla 4.41

Rótula plástica – vigas principales

Fuente: Elaboración propia

Long. Rótula Plástica “Lp” – VIGAS PRINCIPALES				
EJES	Dist. Relativa		Longitud Rótula (m)	
	Eje (An-1)	Eje (An)	Lp (1)	Lp (2)
Aa / A5 – A6	0.121	0.369	0.693	0.469
Aa / A6 – A7	0.120	0.244	0.727	0.469
Aa / A7 – A8	0.119	0.241	0.735	0.469
Aa / A8 – A9	0.262	0.263	0.675	0.469
Aa / A9 – A10	0.262	0.263	0.675	0.469
Aa / A10 – A11	0.247	0.164	0.715	0.469
Ac / A4 – A5	0.137	0.137	0.567	0.469
Ac / A5 – A6	0.113	0.113	0.807	0.469
Ac / A6 – A7	0.114	0.114	0.795	0.469
Ac / A7 – A8	0.114	0.114	0.795	0.469
Ac / A8 – A9	0.114	0.114	0.795	0.469
Ac / A9 – A10	0.114	0.114	0.795	0.469
Ac / A10 – A11	0.114	0.114	0.791	0.469
Ae / A4’ – A4	0.141	0.141	0.543	0.469
Ae / A4 – A5	0.208	0.208	0.415	0.469
Ae / A5 – A6	0.113	0.113	0.805	0.469
Ae / A6 – A7	0.114	0.114	0.795	0.469
Ae / A7 – A8	0.114	0.114	0.795	0.469
Ae / A8 – A9	0.114	0.114	0.795	0.469
Ae / A9 – A10	0.157	0.157	0.480	0.469
Ae / A10 – A10’	0.139	0.139	0.551	0.469
Ae / A10’ – A11	0.144	0.144	0.527	0.469
Ag / A5 – A6	0.117	0.340	0.745	0.469
Ag / A6 – A7	0.262	0.262	0.675	0.469
Ag / A7 – A8	0.262	0.262	0.675	0.469
Ag / A8 – A9	0.244	0.137	0.723	0.469
Ag / A9 – A10	0.201	0.162	0.467	0.469
Ag / A10 – A10’	0.139	0.139	0.555	0.469
Ag / A10’ – A11	0.148	0.226	0.511	0.469

Tabla 4.42

Rótula plástica – vigas secundarias

Fuente: Elaboración propia

Long. Rótula Plástica “Lp” – VIGAS SECUNDARIAS				
EJES	Dist. Relativa		Longitud Rótula (m)	
	Eje (An-1)	Eje (An)	Lp (1)	Lp (2)
A5 / Vol – Aa	0.229	-	0.399	0.469
A5 / Aa – Ac	0.131	0.131	0.603	0.469
Rto / Ac – Ae	0.131	0.115	0.779	0.469
Rto / Ae – Ag	0.156	0.131	0.603	0.469

En Columnas típicas también se introducen los datos como longitudes relativas:

Tabla 4.43

Longitudes relativas, C3 – C6

Fuente: Elaboración propia

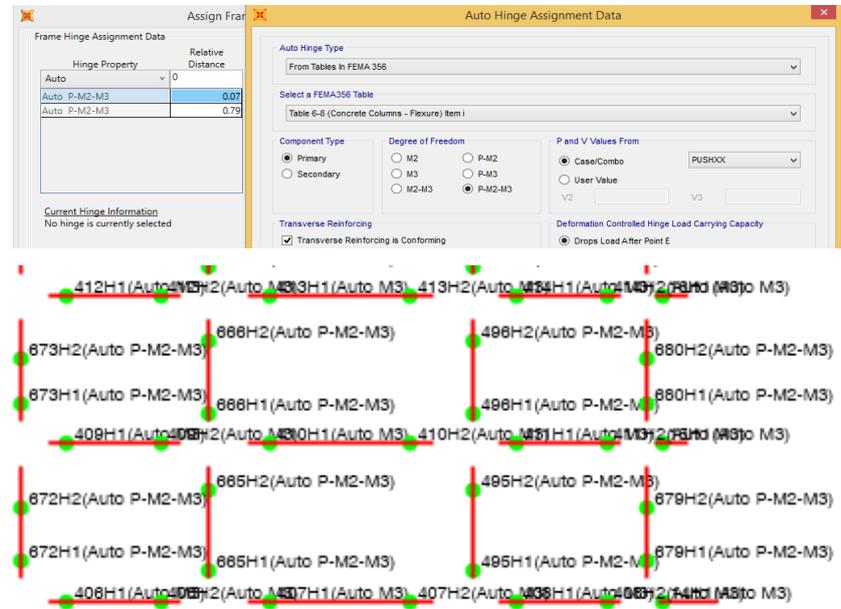
Descripción	C3		C6	
	(200x300)	Nota	(50x70)	Nota
h (m)	4.500		4.500	
Lc	3.100		3.850	
Lsp superior	1.400	V(30 x 1400)	0.650	V(30x65)
0.08 * Lc	0.248		0.308	
Lp superior	1.648		1.958	
Lsp inferior	0.00	N.P.T.	0.00	N.P.T.
0.08 * Lc	0.248		0.308	
Lp inferior	0.248		0.308	
Dist. Rel. Sup.	0.630		0.790	
Dist. Rel. Inf.	0.060		0.070	

En la imagen notamos la asignación de posibles rótulas en las columnas con las distancias relativas 0.07 y 0.79 de la tabla anterior para una columna C6 de 50 cm por 70 cm.

Figura 4.71

Asignación de formaciones plásticas en vigas y columnas

Fuente: Elaboración propia



4.3.1.4. Modelo del conjunto

Figura 4.72

Modelo del conjunto – Dirección longitudinal X

Fuente: Elaboración propia

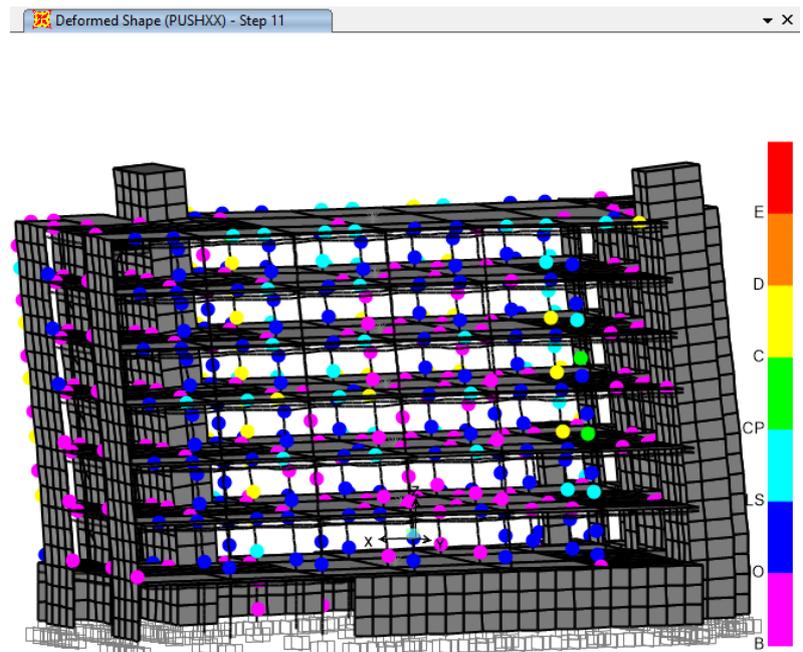


Figura 4.73

Modelo del conjunto – Dirección transversal Y

Fuente: Elaboración propia

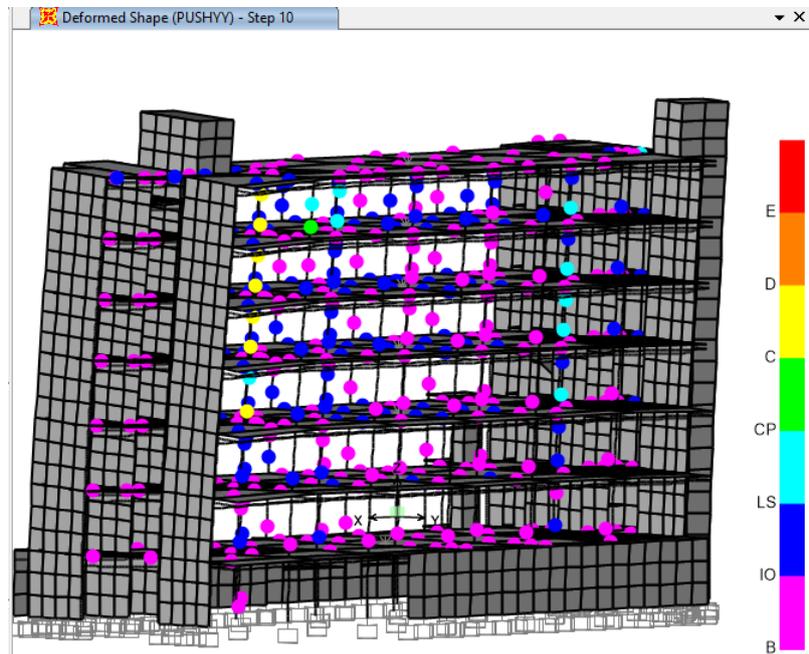


Tabla 4.44

Cantidad de “Hinges” asignadas

Fuente: Elaboración propia

Número de F. plásticas	
Vigas	900
Columnas	320
Total	1220

4.3.2. ANÁLISIS PUSHOVER

Con el uso del programa de cómputo SAP2000 se han elaborado las curvas de capacidad (*Pushover*) para el respectivo análisis en ambas direcciones principales de la edificación. El estudio se ha realizado incluyendo la participación de las cargas gravitacionales. Seguidamente, para la distribución de las cargas aplicadas a lo largo del eje vertical del edificio, se ha considerado un patrón de cargas correspondiente a la forma predominante de los modos en cada dirección. También ha sido necesario definir cada uno de los elementos que componen la estructura aporticada en cuanto a sus geometrías, materiales y refuerzos.

Tabla 4.45

Factores de participación modal – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

Factores de participación modal – Dirección X					F. Participación modal	
Nivel	Masa	$\Phi_{i,j}$	$\Phi^{\text{modo } 1}$	α	FPim	FPM
S°	142.061	0.013	$\Phi_0 = 0.0006$	1.000	0.127	0.0001
1°	132.701	0.154	$\Phi_1 = 0.0071$	0.570	1.526	0.0108
2°	136.001	0.338	$\Phi_2 = 0.0156$	0.606	4.676	0.0729
3°	136.681	0.539	$\Phi_3 = 0.0249$	0.630	9.729	0.2423
4°	136.384	0.716	$\Phi_4 = 0.0331$	0.654	16.432	0.5439
5°	137.008	0.872	$\Phi_5 = 0.0403$	0.675	24.631	0.9926
6°	82.902	1.000	$\Phi_6 = 0.0462$	0.685	30.318	1.4007
PFj = 1.401			Tj = 0.6748			

Tabla 4.46

Factores de participación modal – Dirección Y

Fuente: Elaboración propia

Factores de participación modal – Dirección Y					F. Participación modal	
Nivel	Masa	$\Phi_{i,j}$	$\Phi^{\text{modo } 2}$	α	FPim	FPM
S°	142.061	0.045	$\Phi_0 = 0.0021$	1.000	0.480	0.0010
1°	132.701	0.153	$\Phi_1 = 0.0071$	0.766	1.995	0.0142
2°	136.001	0.308	$\Phi_2 = 0.0143$	0.703	5.121	0.0732
3°	136.681	0.486	$\Phi_3 = 0.0226$	0.685	10.088	0.2280
4°	136.384	0.662	$\Phi_4 = 0.0308$	0.685	16.842	0.5187
5°	137.008	0.839	$\Phi_5 = 0.0390$	0.689	25.433	0.9919
6°	82.902	1.000	$\Phi_6 = 0.0465$	0.689	31.631	1.4708
PFj = 1.471			Tj = 0.5316			

Donde:

$\Phi^{\text{modo } 1}$ = coeficiente de desplazamiento

α = coeficiente modal de masa efectiva

$\Phi_{i,j}$ = coeficiente de forma modal del nivel "i" en el modo "j"

FPM = factor de participación modal

FPim = factor de participación modal de piso

Tabla 4.47

Cálculo de la carga monotónica incremental (PUSH)

Fuente: Elaboración propia

PUSH (ton)			
Dir X		Dir Y	
F1	6.38	F1	24.42
F2	70.57	F2	77.12
F3	158.91	F3	159.20
F4	254.91	F4	252.86
F5	338.12	F5	343.85
F6	413.56	F6	437.39

F7	286.87	F7	315.55
Vx	1529.33	Vy	1610.40

Adicionalmente se realizó el cálculo de las coordenadas X1, Y1, Z, (coordenadas afectadas por la excentricidad accidental) donde se aplicarán las cargas Fx y Fy de los cuadros previos.

Tabla 4.48

Excentricidad accidental

Fuente: Elaboración propia

Distancia		Excentricidad		X1	Y1	Z	Nivel
x	y	ex	ey				
1.8411	0.5927	2.60	1.13	4.4411	-0.5373	-1.8	S°
1.1309	0.8124	2.60	1.13	3.7309	-0.3176	2.7	1°
1.2822	0.8292	2.60	1.13	3.8822	-0.3008	7.2	2°
1.4374	0.5648	2.60	1.13	4.0374	-0.5652	11.7	3°
1.4374	0.5648	2.60	1.13	4.0374	-0.5652	15.9	4°
1.4374	0.5648	2.60	1.13	4.0374	-0.5652	20.1	5°
1.0577	0.0929	2.60	1.13	3.6577	-1.0371	24.3	6°

Figura 4.74

Distribución de carga monotónica – dirección longitudinal X

Fuente: Elaboración propia

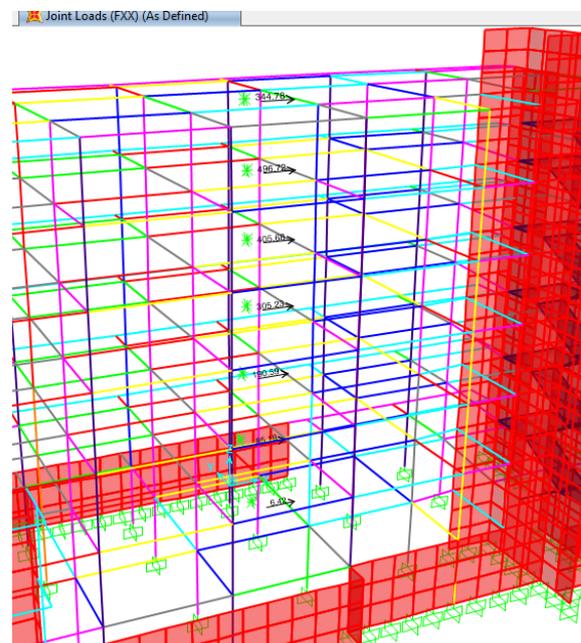


Figura 4.75

Distribución de carga monotónica – dirección transversal Y

Fuente: Elaboración propia

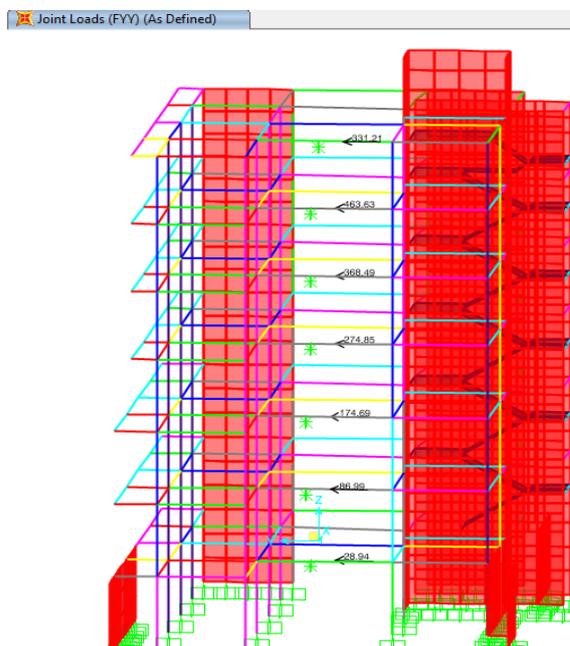


Figura 4.76

Curva de capacidad (análisis no lineal) – Dirección longitudinal X

Fuente: Elaboración propia

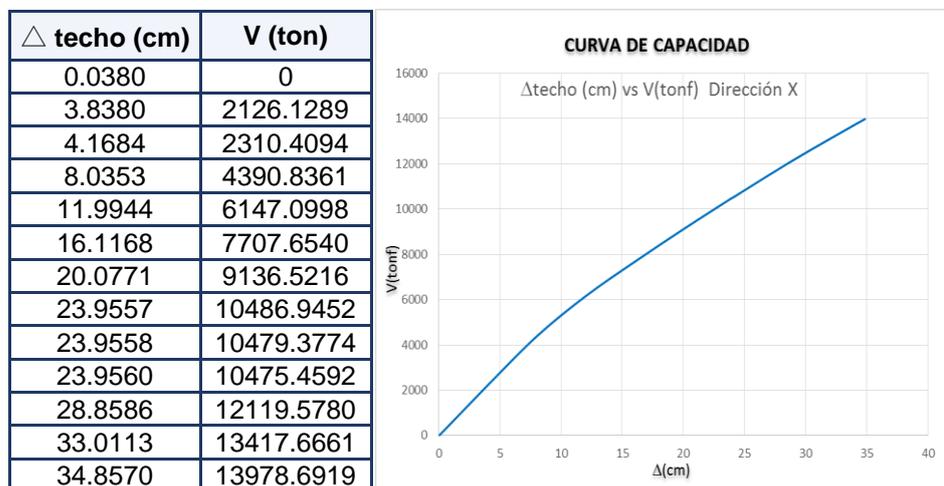
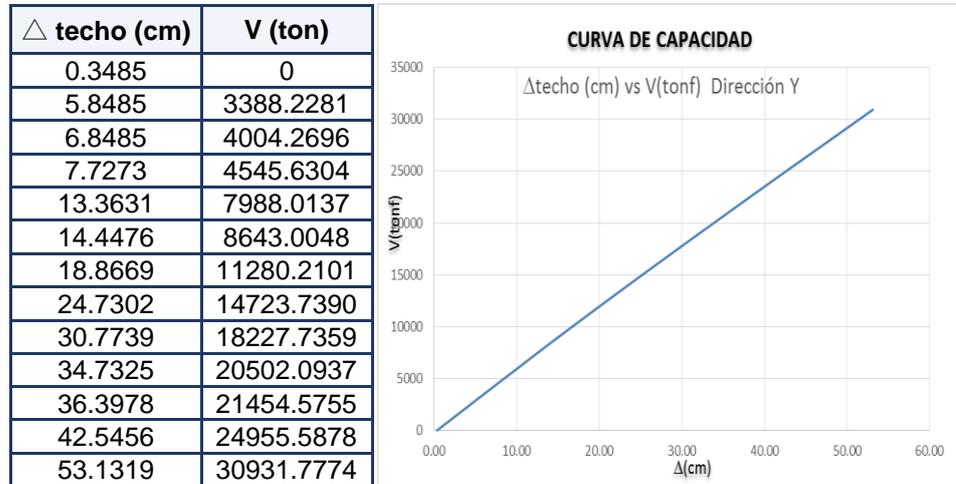


Figura 4.77

Curva de capacidad (análisis no lineal) – Dirección transversal Y

Fuente: Elaboración propia



4.3.2.1. ESPECTRO DE CAPACIDAD

Para la construcción de los espectros de capacidad, se han elaborado los siguientes cuadros que muestran las transformaciones hechas:

Tabla 4.49

Espectro de capacidad – Dirección longitudinal X

Fuente: Elaboración propia

Δ techo (cm)	V (ton)		Sd (cm)	Sa
0.0380	0	Dirección X $Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \phi_{techo,1}}$ $Sa = \frac{V/W}{\alpha_1}$ $PF_1 = 1.401$ $\alpha_1 = 0.684$ $W = 8865.66 \text{ ton}$	0.02711887	0
3.8380	2126.1289		2.73900563	0.3506281
4.1684	2310.4094		2.97479705	0.3810185
8.0353	4390.8361		5.73442730	0.7241097
11.9944	6147.0998		8.55985648	1.0137419
16.1168	7707.6540		11.5018254	1.2710989
20.0771	9136.5216		14.3281110	1.5067389
23.9557	10486.9452		17.0960910	1.7294425
23.9558	10479.3774		17.0961624	1.7281945
23.9560	10475.4592		17.0963051	1.7275463
28.8586	12119.5780		20.5950672	1.9986862
33.0113	13417.6661		23.5586599	2.2127589
34.8570	13978.6919		24.8758518	2.3052799

Figura 4.78

Representación bilineal – Dirección longitudinal X

Fuente: Elaboración propia

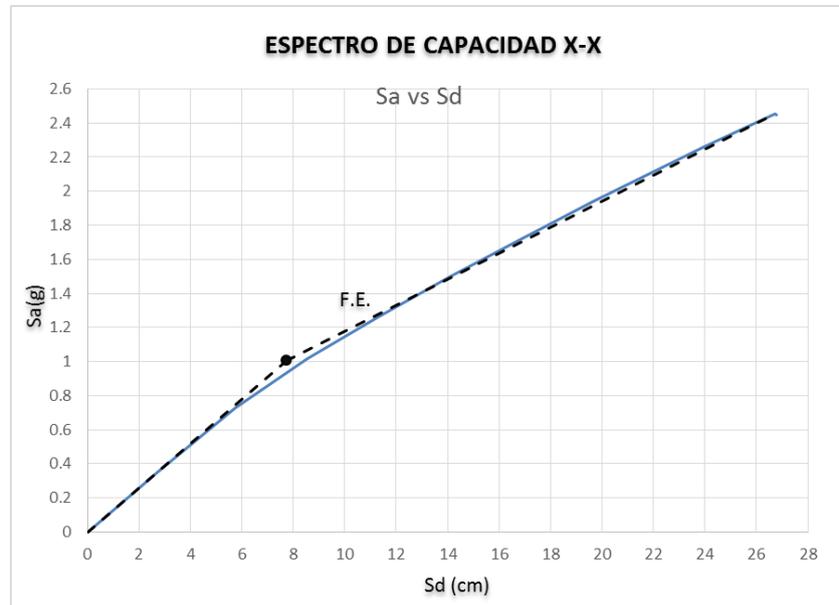


Tabla 4.50

Espectro de capacidad – Dirección longitudinal Y

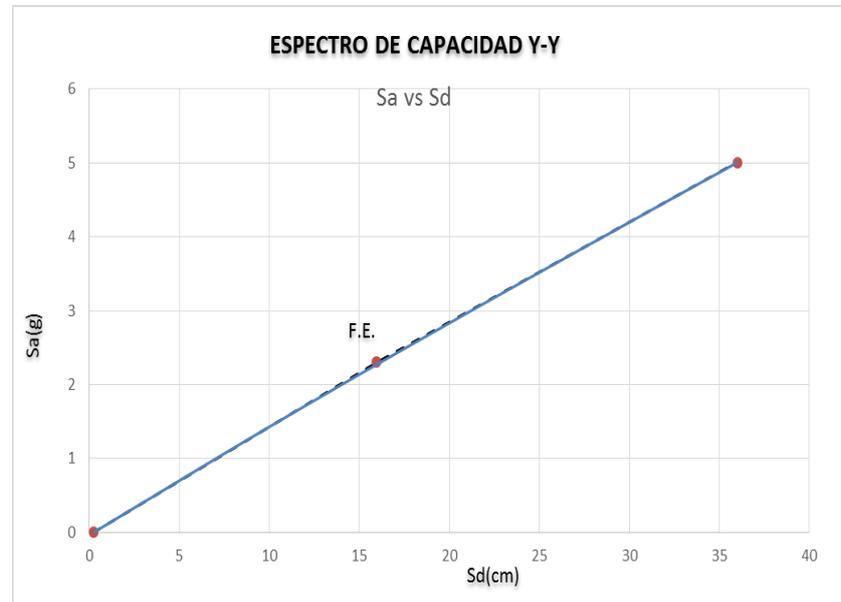
Fuente: Elaboración propia

Δ techo (cm)	V (ton)	Dirección Y	S_d (cm)	S_a
0.3485	0	$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \phi_{techo,1}}$ $S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$ $PF_1 = 1.461$ $\alpha_1 = 0.700$ $W = 8865.66 \text{ ton}$	0.23854693	0
5.8485	3388.2281		4.00327606	0.5463461
6.8485	4004.2696		4.68777227	0.6456817
7.7273	4545.6304		5.28930753	0.7329753
13.3631	7988.0137		9.14699125	1.2880538
14.4476	8643.0048		9.88932738	1.3936699
18.8669	11280.2101		12.9143215	1.8189149
24.7302	14723.7390		16.9277281	2.3741781
30.7739	18227.7359		21.0646178	2.9391917
34.7325	20502.0937		23.7742645	3.3059281
36.3978	21454.5755		24.9141560	3.4595142
42.5456	24955.5878		29.1223018	4.0240465
53.1319	30931.7774		36.3685840	4.9876970

Figura 4.79

Representación bilineal – Dirección longitudinal Y

Fuente: Elaboración propia



En las gráficas mostradas se ve que la rigidez inicial de la estructura en dirección X decae más rápidamente que la rigidez en dirección Y. Esto debido a que, la curva de capacidad en la dirección Y mantiene una buena rigidez más allá del rango elástico, gracias a la densidad de placas en la dirección Y.

También podemos apreciar el punto de fluencia efectiva, el cual nos indica la frontera entre el límite elástico y no elástico de la estructura.

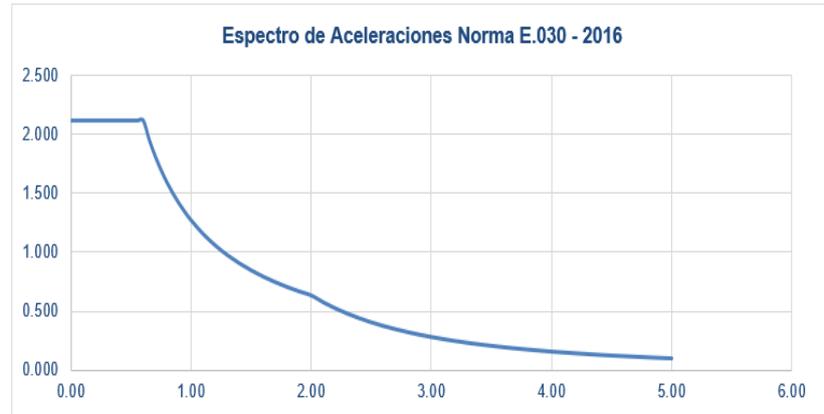
4.3.2.2. Espectro de demanda

El espectro de capacidad base es el obtenido con los parámetros dispuestos en la norma E.030 vigente. Dicho espectro será usado para el análisis tanto en dirección X como en dirección Y. La siguiente figura muestra el espectro que será usado en la siguiente parte del análisis.

Figura 4.80

Espectro de aceleraciones – Dirección X y Y

Fuente: Elaboración propia

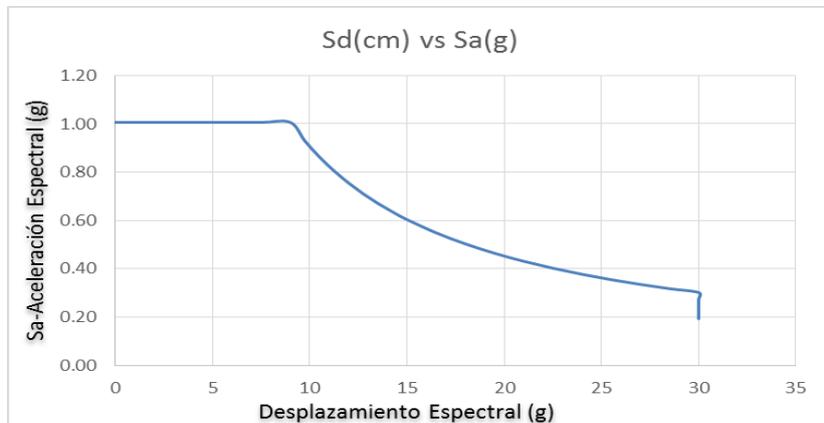


Espectro de demanda elástico con $\beta = 5.00\%$ (Formato: aceleración espectral – periodo).

Figura 4.81

Espectro de demanda – Dirección X y Y

Fuente: Elaboración propia



Espectro de demanda elástico con $\beta = 5.00\%$ (formato: aceleración espectral - desplazamiento espectral).

Los parámetros sísmicos usados en la creación del espectro de demanda son:

$Z = 0.35$ (Factor para zona 3)

$U = 1.00$ (Factor de uso, se considera igual a uno por tratarse de una evaluación y no de un diseño)

$S = 1.15$ (Tipo de suelo según estudio geotécnico realizado)

Nótese que tampoco se ha considerado el uso del factor R ya que el proceso de reducción del espectro elástico se hará, en la siguiente sección.

4.3.2.3. OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

- SISMO DISEÑO

Haciendo uso del método propuesto por el ATC 40 (descrito en el marco teórico) se obtuvieron los resultados mostrados a continuación para los análisis realizados en dirección X y Y, respectivamente. La estructura ha sido clasificada como tipo B, sin daños importantes y para un evento sísmico de larga duración. Así se obtuvieron valores para los factores de reducción de $R_a = 0.88$; $R_v = 0.91$, para las direcciones X respectivamente, en el proceso iterativo.

Tabla 4.51

Valores mínimos requeridos para SR_A y SR_V

Fuente: ATC 40

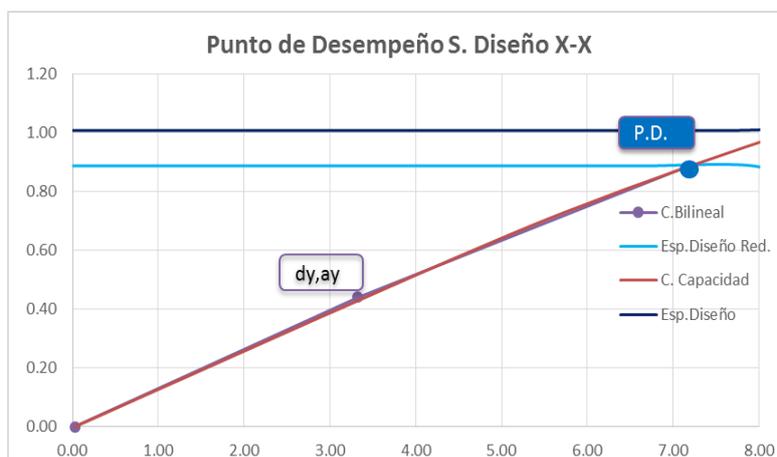
Tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

PARA LA DIRECCIÓN X

Figura 4.82

Punto de desempeño X – sismo diseño

Fuente: Elaboración propia



Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección longitudinal X (Por el método del espectro de capacidad ATC 40), para un sismo de diseño.

A continuación se muestra las coordenadas del punto de desempeño y las coordenadas (dy,ay) para los niveles de sismo de diseño en la dirección X.

Tabla 4.52

Coordenadas del punto de desempeño X – sismo diseño

Fuente: Elaboración propia

S. DISEÑO X	CURVA BILINEAL	
	(Sd)	(Sa)
Inicio	0.025916	0
(dy,ay)	3.324	0.440
Pto. Desep.	7.17	0.883

PARA LA DIRECCIÓN Y

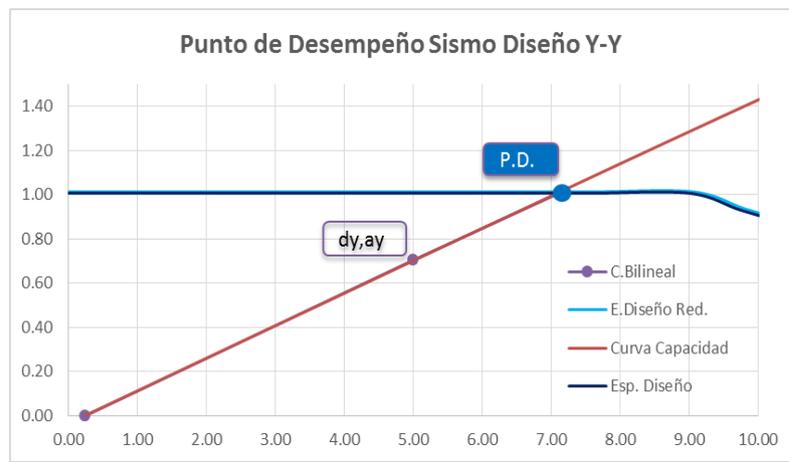
Haciendo uso del método propuesto por el ATC 40 (descrito en el marco teórico) se obtuvieron los resultados mostrados a continuación para los análisis realizados en dirección X y

Y, respectivamente. La estructura ha sido clasificada como tipo B, sin daños importantes y para un evento sísmico de larga duración. Así se obtuvieron valores para los factores de reducción de $R_a = 1$ y $R_v = 1$, y para las direcciones Y, en el proceso iterativo.

Figura 4.83

Punto de desempeño Y – sismo diseño

Fuente: Elaboración propia



Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección transversal Y (por el método del espectro de capacidad del ATC 40).

A continuación se muestra las coordenadas del punto de desempeño y las coordenadas (dy, ay) para los niveles de sismo de diseño en la dirección Y.

Tabla 4.53

Coordenadas del punto de desempeño Y – sismo diseño

Fuente: Elaboración propia

S. DISEÑO Y	CURVA BILINEAL	
	(Sd)	(Sa)
Inicio	0.2369	0
(dy, ay)	4.9980	0.706
Pto. Desep.	7.13	1.01

- SISMO SERVICIO

Haciendo uso del método propuesto por el ATC 40 (descrito en el marco teórico) se obtuvieron los resultados mostrados a continuación para los análisis realizados en dirección X. La estructura ha sido clasificada como tipo B, sin daños importantes y para un evento sísmico de larga duración. Así se obtuvieron valores para los factores de reducción de $R_a = 1$; $R_v = 1$, para la dirección X, en el proceso iterativo.

PARA LA DIRECCIÓN X

Figura 4.84

Punto de desempeño X – sismo servicio

Fuente: Elaboración propia



Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección longitudinal X (por el método del espectro de capacidad ATC 40), para un sismo de servicio.

A continuación se muestra las coordenadas del punto de desempeño y fluencia efectiva para los niveles de sismo de servicio en la dirección X.

Tabla 4.54

Coordenadas del punto de desempeño X – sismo servicio

Fuente: Elaboración propia

S. SERVICIO X	CURVA BILINEAL	
	(Sd)	(Sa)
Inicio	0.0259	0
(dy,ay)	2.000	0.257
Pto. Desep.	3.898	0.503

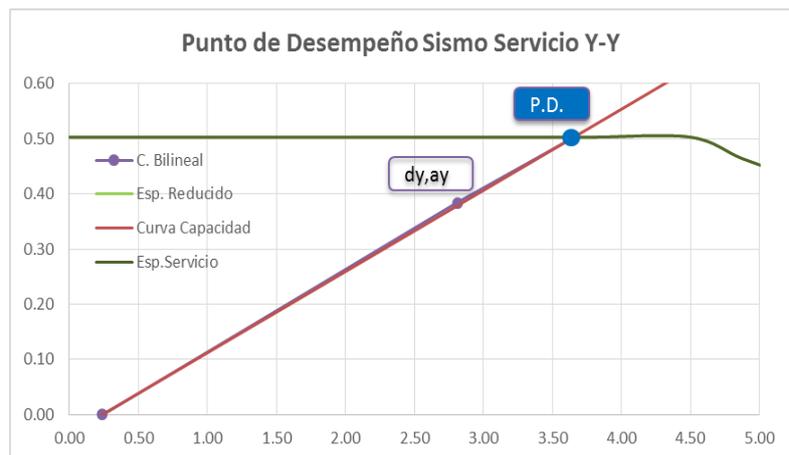
PARA LA DIRECCIÓN Y

Así se obtuvieron valores para los factores de reducción de $R_a = 1$; $R_v = 1$, para la dirección Y, en el proceso iterativo.

Figura 4.85

Punto de desempeño Y – sismo servicio

Fuente: Elaboración propia



Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección Y (por el método del espectro de capacidad ATC 40), para un sismo de servicio.

Seguidamente se muestra las coordenadas del punto de desempeño y fluencia efectiva para los niveles de sismo de Servicio en la dirección Y.

Tabla 4.55

Coordenadas del punto de desempeño Y – sismo servicio

Fuente: Elaboración propia

S. SERVICIO Y	CURVA BILINEAL	
	(Sd)	(Sa)
Inicio	0.2369	0
(dy,ay)	2.81	0.384
Pto. Desep.	3.84	0.504

- SISMO MÁXIMO

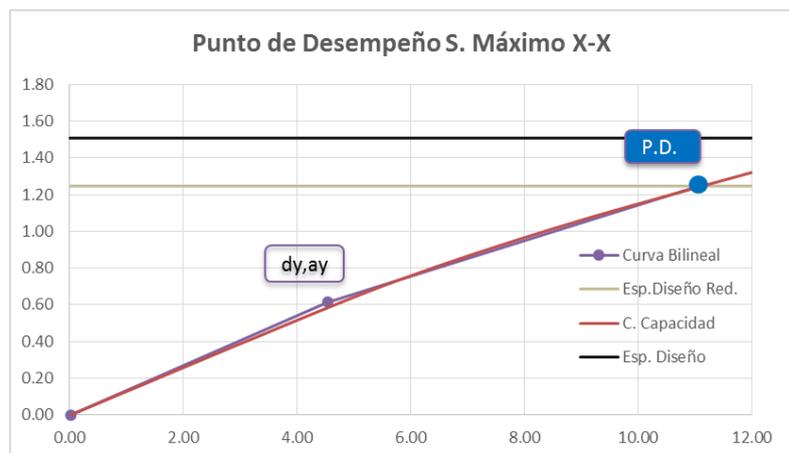
Haciendo uso del método propuesto por el ATC 40 (descrito en el marco teórico) se obtuvieron los resultados mostrados a continuación para los análisis realizados en dirección X. La estructura ha sido clasificada como tipo B, sin daños importantes y para un evento sísmico de larga duración. Así se obtuvieron valores para los factores de reducción de $R_a = 0.83$ y $R_v = 0.87$ para la dirección X, en el proceso iterativo.

PARA LA DIRECCIÓN X

Figura 4.86

Punto de desempeño X – sismo máximo

Fuente: Elaboración propia



Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección longitudinal X (por el método del espectro de capacidad ATC 40), para un sismo de máximo. En seguida se muestra las coordenadas del punto de desempeño y fluencia efectiva para el nivel de sismo máximo en la dirección X.

Tabla 4.56

Coordenadas del punto de desempeño X – sismo máximo

Fuente: Elaboración propia

S. MÁXIMO X	CURVA BILINEAL	
	(Sd)	(Sa)
Inicio	0.0259	0
(dy,ay)	4.540	0.613
Pto. Desep.	11.06	1.243

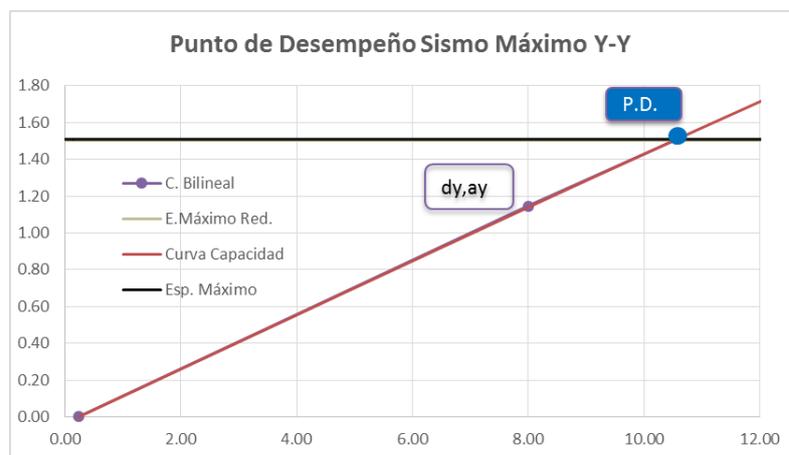
EN LA DIRECCIÓN Y

La estructura ha sido clasificada como tipo B, sin daños importantes y para un evento sísmico de larga duración. Así se obtuvieron valores para los factores de reducción de $R_a = 1$ y $R_v = 1$ para la dirección Y, en el proceso iterativo.

Figura 4.87

Punto de desempeño Y – sismo máximo

Fuente: Elaboración propia



Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección Y (Por el método del espectro de capacidad), Sismo Máximo.

A continuación se muestra el punto de desempeño y fluencia efectiva para los niveles de sismo máximo, para la dirección Y.

Tabla 4.57

Coordenadas del punto de desempeño Y – sismo máximo

Fuente: Elaboración propia

S. MÁXIMO Y	CURVA BILINEAL	
	(Sd)	(Sa)
Inicio	0.2369	0
(dy,ay)	8.00	1.145
Pto. Desep.	10.56	1.51

4.3.2.4. RESULTADOS DE LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS NO LINEAL

- DESPLAZAMIENTOS X

En la figura 4.88, se aprecia luego de hacer la transformación correspondiente (desde las coordenadas espectrales) para la obtención de los desplazamientos por pisos, que las distorsiones correspondientes a los distintos niveles de la edificación, en la dirección transversal X, superan la distorsión máxima permitida (mostrada en línea vertical color negro, figura 4.89) de la norma peruana vigente para este tipo de edificaciones.

Los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso se determinan en los nodos de control.

Figura 4.88

Desplazamientos de entrepiso – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

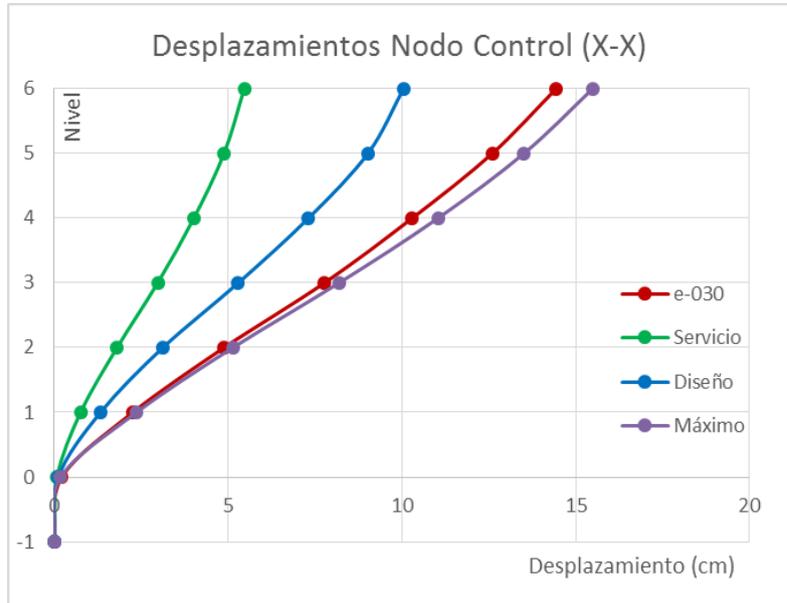
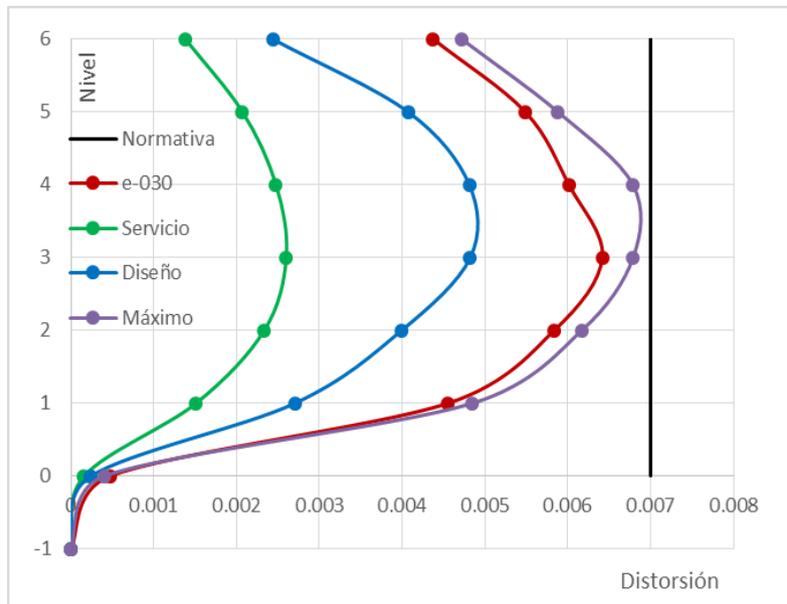


Figura 4.89

Distorsiones de entrepiso – Dirección X

Fuente: Elaboración propia



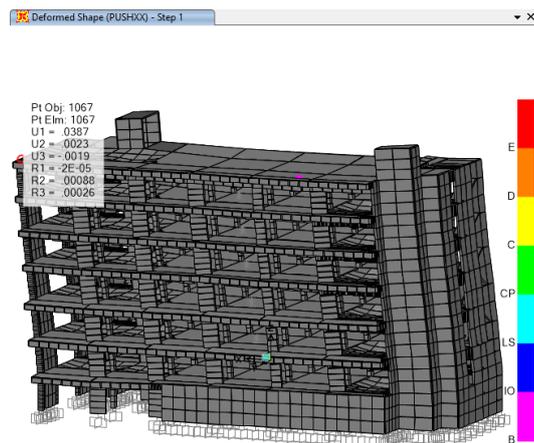
SECUENCIA DE DAÑO EN LA ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN X

Desplazamiento en el nodo de control 181.

Figura 4.90

Paso 1: Desplazamiento de 3.87 cm – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

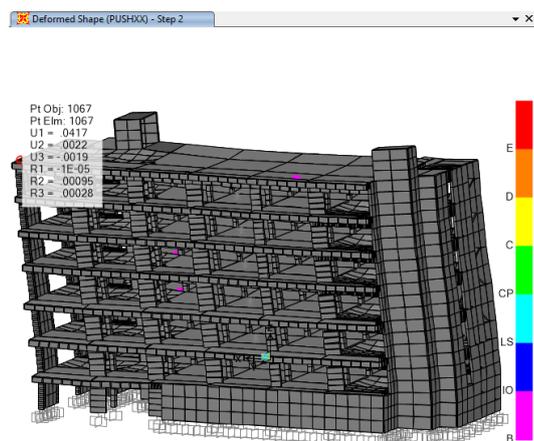


En la figura 4.90 se puede apreciar la primera formación plástica del tipo operativo.

Figura 4.91

Paso 2: Desplazamiento de 4.17 cm – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

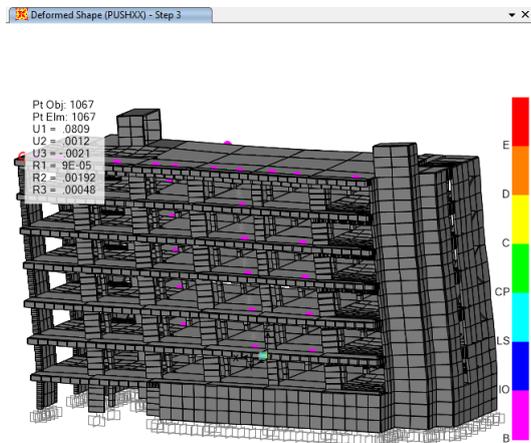


En la figura 4.91 se puede apreciar la formación plástica del tipo operativo.

Figura 4.92

Paso 3: Desplazamiento de 8.09 cm – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

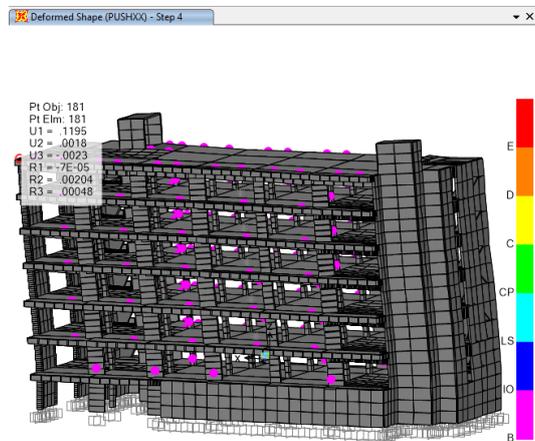


En la figura 4.92 se puede apreciar formaciones plásticas del tipo operativo.

Figura 4.93

Paso 4: Desplazamiento de 11.95 cm – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

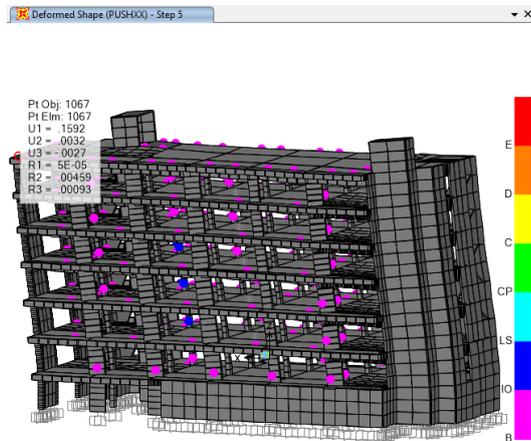


En la figura 4.93 se puede apreciar formaciones plásticas del tipo operativo en la mayoría de vigas, y columna del primer nivel.

Figura 4.94

Paso 5: Desplazamiento de 15.92 cm – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

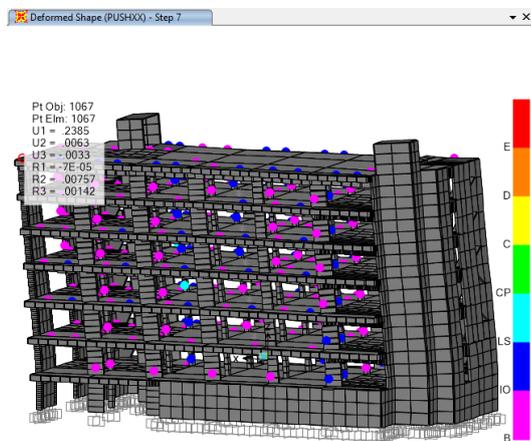


En la figura 4.94 se puede apreciar la aparición de formaciones plásticas del tipo ocupación inmediata.

Figura 4.95

Paso 7: Desplazamiento de 23.85 cm – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

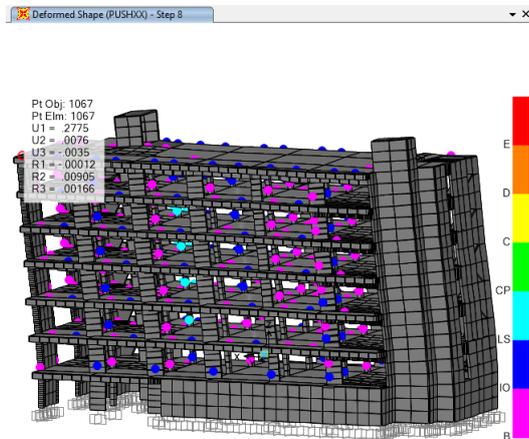


En la figura 4.95 se puede apreciar la aparición de formaciones plásticas del tipo seguridad de vida.

Figura 4.96

Paso 8: Desplazamiento de 27.75 cm – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

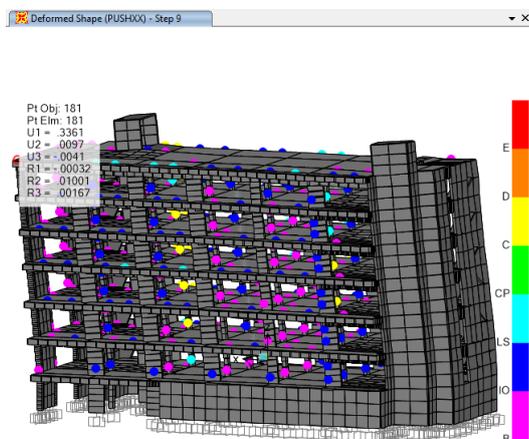


En la figura 4.96 se puede apreciar la aparición de formaciones plásticas del tipo seguridad de vida.

Figura 4.97

Paso 9: Desplazamiento de 33.61 cm – Dirección X

Fuente: Elaboración propia



En la figura 4.97 se puede apreciar la aparición de rótulas plásticas del tipo colapso en el 25 % de vigas y en más del 5 % de columnas.

NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL EN LA DIRECCIÓN X

Tabla 4.58

Nivel de desempeño estructural en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

Nivel de trabajo de la edificación, criterio de seguridad (ATC-40) para edificaciones convencionales						
Nivel de Sismo	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural		
SS	X					
SD	X					
SM		X				
B	IO	LS	CP	C	D	E

En cuanto a la respuesta de la estructura para la demanda impuesta, esta presenta formaciones plásticas en los extremos de la mayoría de las columnas de los pórticos (sistema dual, ver paso 9) en la dirección de análisis X. Sin embargo, el nivel de daños en todos los casos es poco significativo, pero aun así se encuentra en el nivel de Ocupación Inmediata (IO) para un sismo máximo, según la clasificación de daño propuesta por el FEMA 356.

- DESPLAZAMIENTOS Y

En la figura 4.98 se aprecia, luego de hacer la transformación correspondiente (desde las coordenadas espectrales) para la obtención de los desplazamientos por pisos, que las distorsiones correspondientes a los distintos niveles de la edificación, en dirección transversal Y, no superan la distorsión máxima permitida (mostrada en línea negra, figura 4.99) de la norma peruana vigente para este tipo de edificaciones.

Los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso se determinan en los nodos de control.

Figura 4.98

Desplazamientos de entrepiso – Dirección Y

Fuente: Elaboración propia

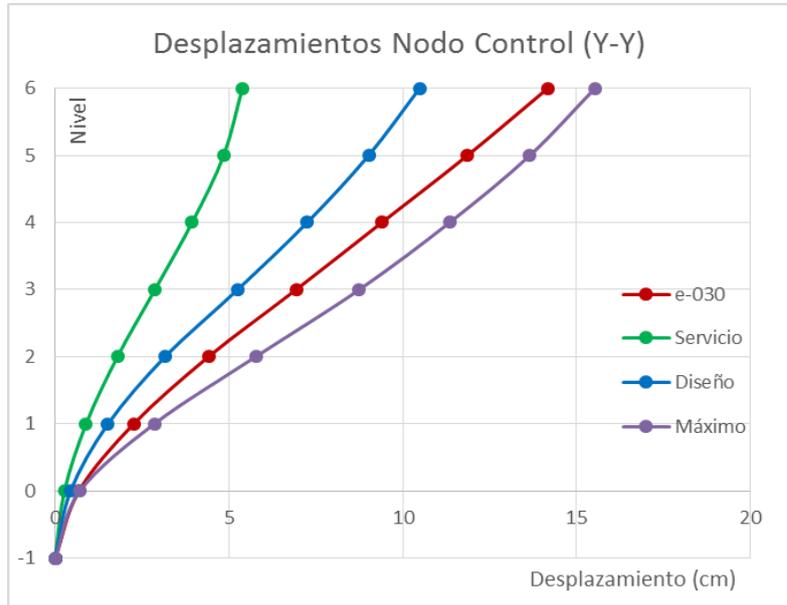
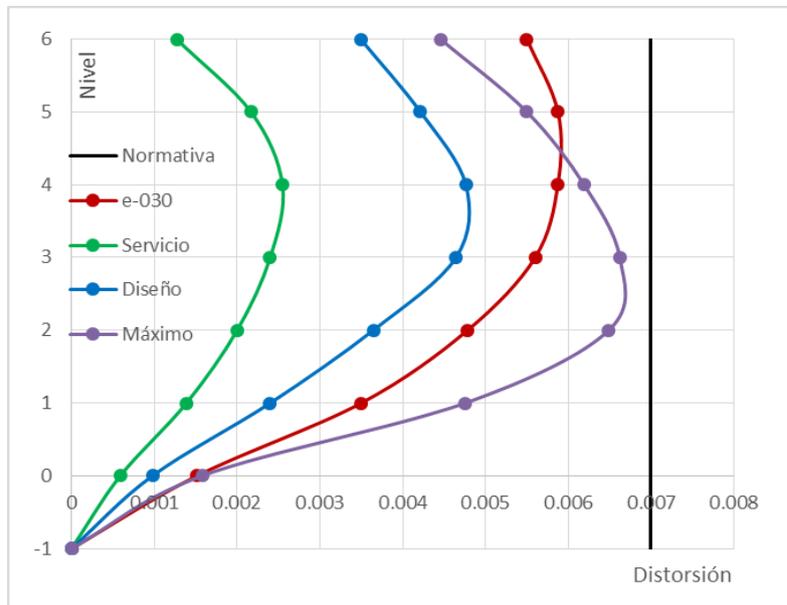


Figura 4.99

Distorsiones de entrepiso – Dirección Y

Fuente: Elaboración propia



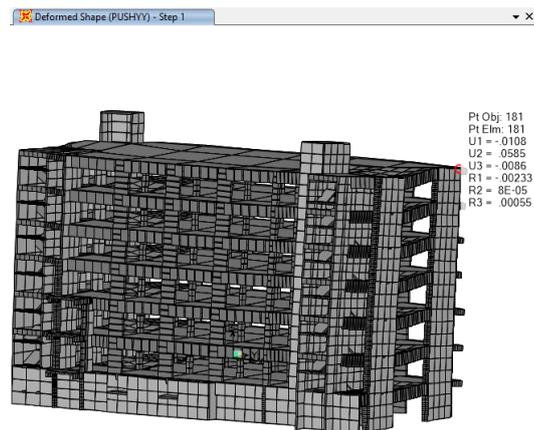
SECUENCIA DE DAÑO EN LA ESTRUCTURA DIRECCIÓN Y

Desplazamiento en el nodo de control 181.

Figura 4.100

Paso 1: Desplazamiento de 5.85 cm – Dirección Y

Fuente: Elaboración propia

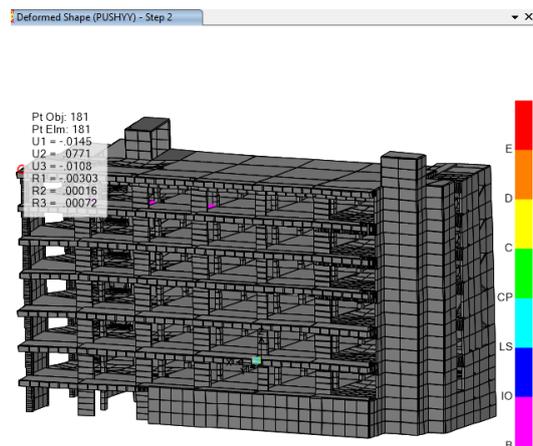


En la figura 4.100 no se puede apreciar ninguna aparición de formaciones plásticas.

Figura 4.101

Paso 2: Desplazamiento de 7.71 cm – Dirección Y

Fuente: Elaboración propia

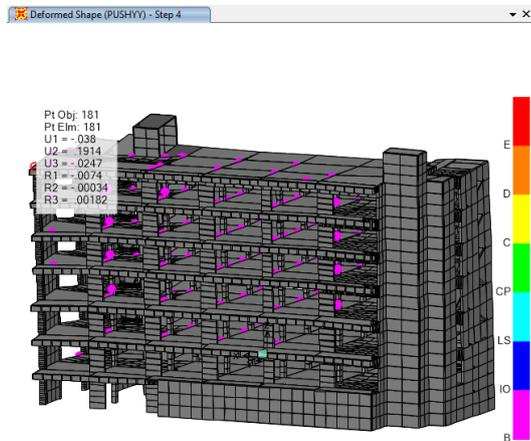


En la figura 4.101 se puede apreciar la aparición de las primeras formaciones plásticas del tipo operativo.

Figura 4.102

Paso 4: Desplazamiento de 19.14 cm – Dirección Y

Fuente: Elaboración propia

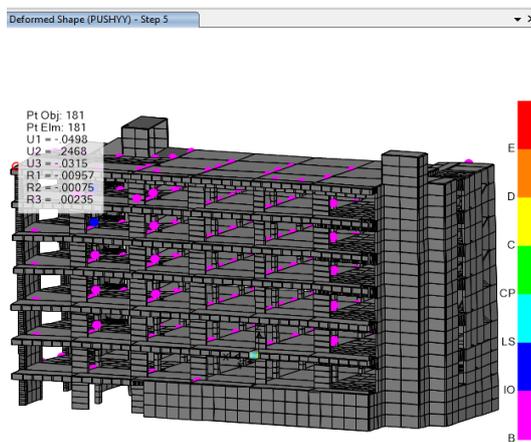


En la figura 4.102 se puede apreciar la aparición de formaciones plásticas en la mayoría de vigas del tipo operativo.

Figura 4.103

Paso 5: Desplazamiento de 24.68 cm – Dirección Y

Fuente: Elaboración propia

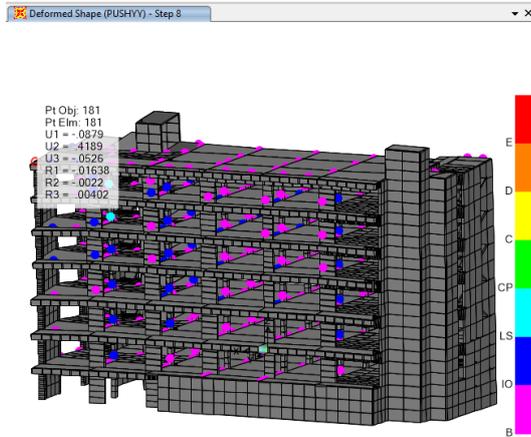


En la figura 4.103 se puede apreciar la aparición de formaciones plásticas del tipo ocupación inmediata.

Figura 4.104

Paso 8: Desplazamiento de 41.89 cm – Dirección Y

Fuente: Elaboración propia

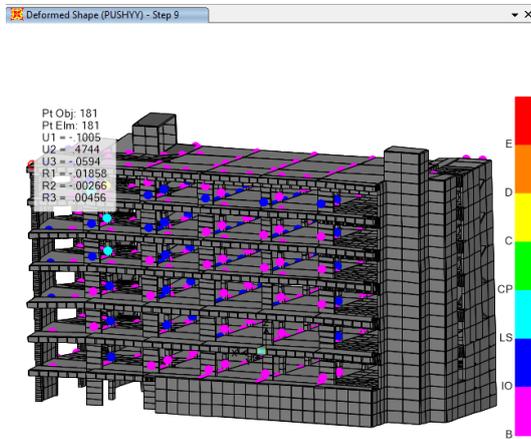


En la figura 4.104 se puede apreciar la aparición de formaciones plásticas del tipo seguridad de vida.

Figura 4.105

Paso 9: Desplazamiento de 47.44 cm – Dirección Y

Fuente: Elaboración propia



En la figura 4.105 se puede apreciar la aparición de rótulas plásticas del tipo colapso.

NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL EN LA DIRECCIÓN Y

Tabla 4.59

Nivel de desempeño estructural en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

Nivel de trabajo de la edificación, criterio de seguridad (ATC-40) para edificaciones convencionales						
Nivel de Sismo	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural		
SS	X					
SD	X					
SM	X					
B	IO	LS	CP	C	D	E

En cuanto a la respuesta de la estructura para la demanda impuesta en la dirección Y, esta presenta formaciones plásticas en los extremos de la mayoría de pórticos (sistema dual) en la dirección de análisis Y. Sin embargo presenta un buen comportamiento frente a desplazamientos, el nivel de daños en todos los casos es poco significativo, pero aun así se encuentra en el nivel de Operacional (O) para un sismo máximo, según la clasificación de daño propuesta por el FEMA 356.

COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Figura 4.106

Comparación de resultados X

Fuente: Elaboración propia

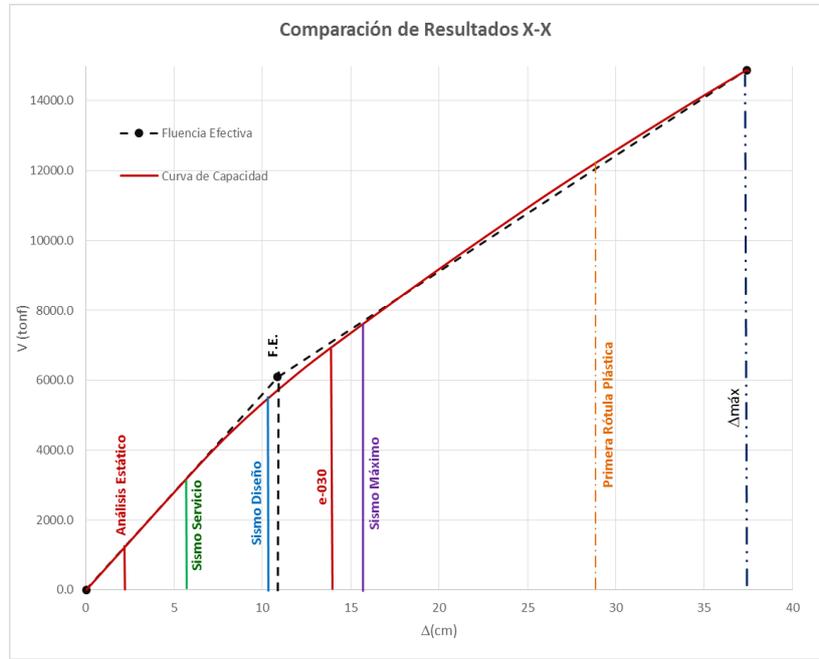
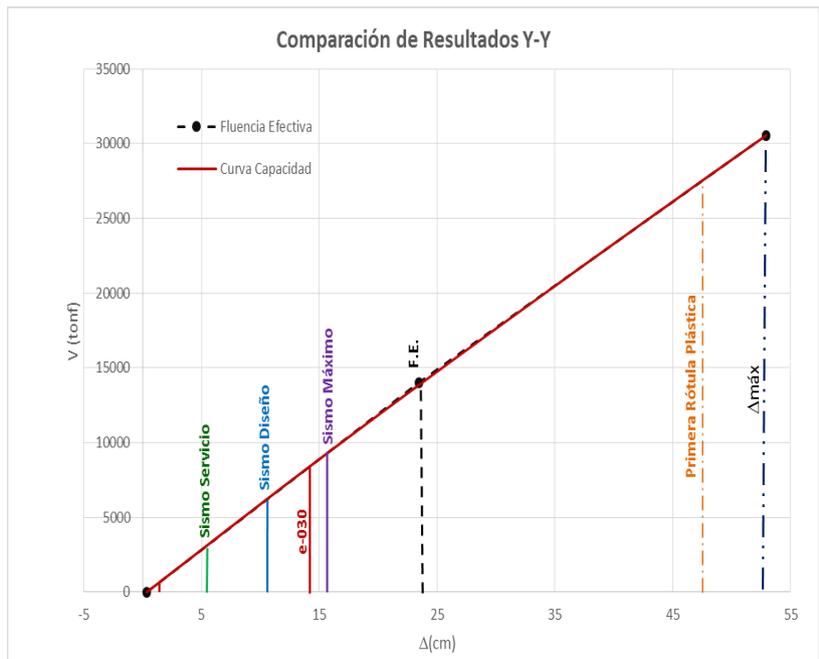


Figura 4.107

Comparación de resultados Y

Fuente: Elaboración propia



DUCTILIDAD DISPONIBLE

- EN LA DIRECCIÓN X DE ANÁLISIS

Tabla 4.60

Ductilidad disponible – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

	Porcentajes de Incursión		
	Total	R. Elástico	R. Inelástico
Ductilidad disponible (1° rótula) $mD = \frac{\Delta m_{\max}}{\Delta 1^{\circ} \text{rot}} = \frac{37.53}{28.86} = 1.300$	76.90 % 23.10 %	100 %	67.50 %
Ductilidad disponible (normativa) $mD = \frac{\Delta m_{\max}}{\Delta u} = \frac{37.53}{14.44} = 2.599$	38.47 % 61.53 %	100 %	13.00 %
Ductilidad disponible (F.E.) $mD = \frac{\Delta m_{\max}}{\Delta FE} = \frac{37.53}{10.86} = 3.457$	28.93 % 71.07 %		
Ductilidad disponible (S. Diseño) $mD = \frac{\Delta m_{\max}}{\Delta D} = \frac{37.53}{10.043} = 3.737$	26.76 % 73.24 %	93 %	0.00 %
Ductilidad disponible (S. Servicio) $mD = \frac{\Delta m_{\max}}{\Delta S} = \frac{37.53}{5.46} = 6.873$	14.55 % 85.45 %	50 %	0.00 %
Ductilidad disponible (S. Máximo) $mD = \frac{\Delta m_{\max}}{\Delta M} = \frac{37.53}{15.49} = 2.422$	41.28 % 58.72 %	100 %	17.00 %

- EN LA DIRECCIÓN Y DE ANÁLISIS

Tabla 4.61

Ductilidad disponible – Dirección Y

Fuente: Elaboración propia

	Porcentajes de Incursión		
	Total	R. Elástico	R. Inelástico
Ductilidad disponible (1° rótula) $mD = \frac{\Delta m_{\max}}{\Delta 1^{\circ} \text{rot}} = \frac{52.94}{47.74} = 1.109$	90.18 % 9.82 %	100 %	82.36 %
Ductilidad disponible (normativa) $mD = \frac{\Delta m_{\max}}{\Delta u} = \frac{52.94}{14.18} = 3.735$	26.78 % 73.22 %	60 %	00.00 %
Ductilidad disponible (F.E.) $mD = \frac{\Delta m_{\max}}{\Delta FE} = \frac{52.94}{23.47} = 2.255$	44.34 % 55.66 %		
Ductilidad disponible (S. Diseño) $mD = \frac{\Delta m_{\max}}{\Delta D} = \frac{52.94}{10.487} = 5.048$	19.81 % 80.19 %	45 %	0.00 %
Ductilidad disponible (S. Servicio) $mD = \frac{\Delta m_{\max}}{\Delta S} = \frac{52.94}{5.38} = 9.834$	10.17 % 89.83 %	23 %	0.00 %
Ductilidad disponible (S. Máximo) $mD = \frac{\Delta m_{\max}}{\Delta M} = \frac{52.94}{15.53} = 3.408$	29.34 % 70.66 %	66 %	0.00 %

SOBRESISTENCIA

- EN LA DIRECCIÓN X DE ANÁLISIS

Tabla 4.62

Sobresistencia – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

	Porcentajes de Incursión		
	Total	R. Elástico	R. Inelástico
Sobresistencia (1° rótula) $R = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_{1^{\circ}rot}} = \frac{14850.50}{12119.00} = 1.225$	81.61 % 18.39 %	100 %	68.80 %
Sobresistencia (Normativa) $R = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_u} = \frac{14850.50}{7200.00} = 2.063$	48.48 % 51.52 %	100 %	13.00 %
Sobresistencia (F.E.) $R = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_{FE}} = \frac{14850.50}{6097.05} = 2.436$	41.06 % 58.94 %		
Sobresistencia (S. Diseño) $R = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_D} = \frac{14850.50}{5362.25} = 2.769$	36.11 % 63.89 %	88 %	0.00 %
Sobresistencia (S. Servicio) $R = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_S} = \frac{14850.50}{3054.60} = 4.862$	20.57 % 79.43 %	50 %	0.00 %
Sobresistencia (S. Máximo) $R = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_M} = \frac{14850.50}{7548.44} = 1.967$	50.83 % 49.17 %	100 %	17.00 %

- EN LA DIRECCIÓN Y-Y DE ANÁLISIS

Tabla 4.63

Sobresistencia – Dirección Y

Fuente: Elaboración propia

	Porcentajes de Incursión		
	Total	R. Elástico	R. Inelástico
Sobresistencia (1° rótula) $R = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_{1^{\circ}rot}} = \frac{30558.02}{27550.00} = 1.109$	90.16 % 9.84 %	100 %	81.82 %
Sobresistencia (Normativa) $R = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_u} = \frac{30558.02}{8300.00} = 3.682$	27.16 % 72.84 %	59 %	0.00 %
Sobresistencia (F.E.) $R = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_{FE}} = \frac{30558.02}{14009.98} = 2.181$	45.85 % 54.15 %		
Sobresistencia (S. Diseno) $R = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_D} = \frac{30558.02}{6165.61} = 4.956$	20.18 % 79.82 %	44 %	0.00 %
Sobresistencia (S. Servicio) $R = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_S} = \frac{30558.02}{3076.70} = 9.932$	10.07 % 89.93 %	22 %	0.00 %
Sobresistencia (S. Máximo) $R = \frac{V_{m\acute{a}x}}{V_M} = \frac{30558.02}{9217.89} = 3.315$	30.17 % 69.83 %	66 %	0.00 %

4.3.2.5. RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN AL MÓDULO 1 DEL BLOQUE A DEL HOSPITAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN

A. SISMO SERVICIO:

- Para la dirección longitudinal X el desplazamiento en la azotea es de 5.46 cm (2.6% de distorsión) y la cortante es 3054 ton. Aparecen las primeras formaciones plásticas del Tipo Operacional.
- Para la dirección transversal Y el desplazamiento de la azotea es de 5.38 cm (2.5% de distorsión) y la cortante es 3076 ton. Aún no se presentan formaciones plásticas.
- En promedio la estructura ha consumido un 14.55% de la ductilidad global (y un 50% del rango elástico con respecto al punto de fluencia efectiva).
- El nivel de desempeño sísmico de la estructura frente a un sismo de servicio sería Operacional, es decir no ingresaría a la zona inelástica, no presentaría daños estructurales y los servicios podrían usarse inmediatamente.

B. SISMO DISEÑO

- Para la dirección longitudinal X el desplazamiento en la azotea es de 10.04 cm (4.8% de distorsión) y la cortante es 5362 ton. Aparece una mayor cantidad de formaciones plásticas del Tipo Operacional.
- Para la dirección transversal Y el desplazamiento en la azotea es de 10.49 cm (4.8% de distorsión) y la cortante

es 6165 ton. Aparece una mayor cantidad de formaciones plásticas del Tipo Operacional.

- En promedio la estructura ha consumido un 26.76% de la ductilidad global (y un 93% del rango elástico con respecto al punto de fluencia efectiva).
- El nivel de desempeño sísmico de la estructura frente a un sismo de Diseño es Operacional, es decir no ingresa a la zona inelástica, no presentaría daños estructurales y los servicios podrían usarse inmediatamente.

C. SISMO MÁXIMO

- Para la dirección longitudinal X el desplazamiento en la azotea es de 15.49 cm (5.7% de distorsión) y la cortante es 7548 ton. Aparece una mayor cantidad de formaciones plásticas del Tipo Operacional.
- Para la dirección transversal Y el desplazamiento en la azotea es de 15.53 cm (5% de distorsión) y la cortante es 9217 ton. Aparece una mayor cantidad de formaciones plásticas del Tipo Operacional.
- En promedio la estructura ha consumido un 41.28% de la ductilidad global (ingresa en un 17% del rango inelástico con respecto al punto de fluencia efectiva).
- El nivel de desempeño sísmico de la estructura frente a un sismo de Diseño es Ocupación Inmediata, es decir ingresa a la zona inelástica, presentaría daños estructurales leves y los servicios podrían usarse previa verificación.

4.3.2.6. RESULTADOS DEL ANÁLISIS ELÁSTICO SEGÚN LA NORMA E.030 - 2003

De acuerdo al Estudio de Peligro Sísmico (Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros E.I.R.L.) estipula que de acuerdo con la Norma Técnica de Edificación E.030 – 2003 (Diseño Sismorresistente) y el predominio del suelo de la cimentación, se recomienda adoptar en los análisis sismo resistente de las edificaciones, los siguientes parámetros:

Factor de zona : $Z = 0.30$

Factor de amplificación del suelo : $S = 1.3$

Periodo que define la Plataforma del espectro: $T_p = 0.75''$

De lo anterior, al realizar el análisis dinámico de la edificación obtendremos las siguientes derivas de entrepiso (en un extremo de la edificación), tanto en la dirección X de análisis como en la dirección Y.

Tabla 4.64

Derivas de entrepiso X, usando la norma E.0.30 – 2003

Fuente: Elaboración propia

Pórtico Eje Aa – Dirección X										
N°	PISO SUP.	PISO INF.	DIFER.	R	0.75xR	H piso	Entrepiso (cm)	Distorsión obt.	Distorsión max.	Observ.
6°	0.0298	0.0260	0.0038	7	5.25	4.20	1.995	0.0048	0.007	OK
5°	0.0260	0.0214	0.0047	7	5.25	4.20	2.441	0.0058	0.007	OK
4°	0.0214	0.0161	0.0053	7	5.25	4.20	2.765	0.0066	0.007	OK
3°	0.0161	0.0102	0.0059	7	5.25	4.50	3.089	0.0069	0.007	OK
2°	0.0102	0.0047	0.0055	7	5.25	4.50	2.896	0.0064	0.007	OK
1°	0.0047	0.0004	0.0043	7	5.25	4.50	2.236	0.0050	0.007	OK
S°	0.0004	0.0000	0.0004	7	5.25	4.50	0.223	0.0005	0.007	OK

Tabla 4.65

Derivas de entrepiso Y, usando la norma E.0.30 – 2003

Fuente: Elaboración propia

Pórtico Eje 11 – Dirección Y										
N°	PISO SUP.	PISO INF.	DIFER.	R	0.75xR	H piso	Entrepiso (cm)	Distorsión obt.	Distorsión max.	Observ.
6°	0.0262	0.0219	0.0043	7	5.25	4.20	2.258	0.0054	0.007	OK
5°	0.0219	0.0174	0.0045	7	5.25	4.20	2.363	0.0056	0.007	OK
4°	0.0174	0.0128	0.0046	7	5.25	4.20	2.400	0.0057	0.007	OK
3°	0.0128	0.0082	0.0046	7	5.25	4.50	2.441	0.0054	0.007	OK
2°	0.0082	0.0042	0.0040	7	5.25	4.50	2.108	0.0047	0.007	OK
1°	0.0042	0.0013	0.0029	7	5.25	4.50	1.529	0.0034	0.007	OK
S°	0.0013	0.0000	0.0013	7	5.25	4.50	0.657	0.0015	0.007	OK

Sí realizamos una comparación entre las derivas obtenidas usando el espectro de aceleraciones de la norma E.030 del año 2003 y la norma E.030 del año 2016 (ver tabla 4.62 y 4.63) notaremos que existe una reducción hasta del 8.7% de la distorsión de entrepiso, y un incremento del 4.26 % de la distorsión de entrepiso en la dirección X y dirección Y respectivamente, esto es debido a la modificación de los factores sísmicos (zonificación, factor de suelo) como también de los factores de Irregularidad que nos permiten ajustar el espectro de aceleraciones a usarse.

Tabla 4.66

Cuadro comparativo entre las distorsiones de entrepiso de la norma E.030 del año 2003 y 2016 – Dirección X

Fuente: Elaboración propia

Distorsión (Sismo X)			
Nivel	Norma 2003	Norma 2016	Reducción (%)
6°	0.0048	0.0044	7.89 %
5°	0.0058	0.0055	5.59 %
4°	0.0066	0.0060	8.66 %
3°	0.0069	0.0064	6.53 %
2°	0.0064	0.0058	9.35 %
1°	0.0050	0.0046	8.43 %
S°	0.0005	0.0005	5.88 %

Tabla 4.67

Cuadro comparativo entre las distorsiones de entrepiso de la norma E.030 del año 2003 y 2016 – Dirección Y

Fuente: Elaboración propia

Distorsión (Sismo Y)			
Nivel	Norma 2003	Norma 2016	Incremento (%)
6°	0.0054	0.0055	2.27 %
5°	0.0056	0.0059	4.26 %
4°	0.0057	0.0059	2.74 %
3°	0.0054	0.0056	3.15 %
2°	0.0047	0.0048	2.05 %
1°	0.0034	0.0035	2.90 %
S°	0.0015	0.0015	3.77 %

CONCLUSIONES

1. Los análisis realizados del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, fueron tomados de la elaboración del Expediente Técnico, mas no de la construcción existente, para fines académicos.
2. De los resultados obtenidos del análisis no lineal estático del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión se concluye que ante la ocurrencia de un evento sísmico, la estructura de la edificación sufriría daños localizados de poca importancia, es decir para un sismo frecuente (servicio), en 8% de vigas se producirían formaciones plásticas en sus extremos (a nivel operacional en ambos sentidos de análisis). Para sismo raro (diseño), en un 75% de vigas se producirían formaciones plásticas en sus extremos (a nivel de operacional en ambos sentidos de análisis). Y para un sismo máximo (muy raro), en un 100% de vigas se producirían formaciones plásticas en sus extremos (a nivel de ocupación inmediata).
3. La estructura del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión tal como fue diseñada con la norma anterior E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, se encuentra muy flexible en la dirección longitudinal X, llegando a experimentar distorsiones por sismo en algunos de los pisos intermedios, que se encuentran muy cerca a los estándares permisibles de la norma E.030. Al comparar los desplazamientos de entrepiso obtenidos del análisis dinámico y del análisis no lineal podemos verificar que para la recomendación de la norma vigente E.030 obtenemos una distorsión de 6.4‰ y para un sismo máximo de 6.8‰ sin llegar a comprometer la estabilidad estructural del mencionado Módulo ni tampoco la seguridad de sus ocupantes.
4. La edificación del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión como se encuentra actualmente no requiere incrementar su rigidez, lo cual se ve reflejado en la capacidad de resistir grandes desplazamientos en el punto de control (techo) debido a que la estructura satisface los objetivos de desempeño.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda para futuras tesis, realizar ensayos reales no destructivos según Reglamento Nacional de Edificaciones.
2. Las edificaciones esenciales como son los hospitales, deben ser evaluadas y reforzadas con un análisis no lineal tal cual se presenta en esta investigación.
3. Para asegurar la continua funcionalidad del Módulo 1, del Bloque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión, se sugiere considerar el comportamiento de los elementos no estructurales que no han sido incluidos en esta investigación.
4. Verificar si los Bloques B, C y D del Hospital Daniel Alcides Carrión podrán satisfacer los objetivos de desempeño.
5. A partir de la evaluación realizada en la presente tesis se recomienda extender la investigación considerando registros sísmicos peruanos. Realizar un análisis no lineal dinámico, conocido como curvas IDA (*Incremental Dynamic Non linear Analyses*), el cual es más preciso y real, pero a la vez más complejo.
6. Para complementar el modelo matemático se debe realizar análisis de microtrepidaciones.
7. Es importante conocer los beneficios del nuevo espectro de aceleraciones de la norma, ya que contempla de mejor manera las irregularidades y los factores de amplificación sísmica, los cuales se aproximan a los resultados obtenidos del análisis no lineal Estático Pushover.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, R. (2003). Análisis Sísmico por Desempeño. Quito-Ecuador: CEINCI-Escuela Politécnica del Ejército.

AGUIER FALCONI, R. (2003). Análisis Sísmico por Desempeño.

ATC-40. (1996). Seismic Evaluation and retrofit of Concrete Buildings (Vol. 1 and 2). California.

BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-356. Federal Emergency Management Agency, Washington D. C.

CHOPRA , A., & CHINTANAPAKDEE, C. (2004). Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: Vertically Regular and Irregular Generic Frames (Vol. 20). (E. Spectra, Ed.)

CHOPRA, A., & GOEL, R. (1999). Capacity-Demand Diagram Methods for Stimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems. Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley.

CISMID-UNI. (1997). Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica en Hospitales del Perú.

DELGADILLO ALANYA, J. (2005). Análisis no lineal estático de estructuras y la Norma E.030. Universidad Nacional de Ingeniería.

FAJARDO GALLIANI, C. (2012). Evaluación estructural de una de las edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad. Lima: UNI.

FAJFAR, P. (2000). Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design (Vol. 16). Earthquake Spectra.

FEMA 356. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.

GUEVARA, N., OSORIO, S., & ARTURO, E. (2006). Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover). Universidad de El Salvador.

HERNANDEZ MORALES, Y. (2009). Estudio comparativo de dos alternativas de reforzamiento estructural para el edificio maternal del Liceo Frances Louis Pasteur, utilizando el método de análisis lineal dinámico y un método no lineal estático (Pushover). Universidad de la Salle - Bogotá.

NAVARRO LOPEZ, C. E., & FERNANDEZ VILLEGAS, J. A. (2006). Desempeño Sísmico de un edificio aporricado de seis pisos diseñado con las Normas Peruanas de Edificaciones. Lima - Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

PAULAY, & PRIESTLEY. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York.

PÉREZ MEDINA, W. (2014). Desempeño Sísmico de la estructura de la Tribuna Sur del Estadio Huancavelica usando un análisis no lineal estático, Huancavelica - 2014. Universidad Nacional del Centro del Perú.

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2016). Norma Técnica Peruana E.030. Lima-Perú.

WAKABAYASHI, & MARTINEZ. (1988). Diseño de Estructuras Sismorresistentes. Mc Graw Hill.

ANEXOS

ANEXO 1: CARTA DE INGRESOS A LAS INSTALACIONES DEL HOSPITAL



Huancayo, 12 de Setiembre del 2016.

CARTA N° 2218-2016-GRJ/GRI/SGSLO

Sr. Manuel CACERES CASTRO
Sr. Ernesto Tirso MALAGA TORRES
Representantes del CONSORCIO DANIEL ALCIDES II

Atención: Ing. Ricardo F. BENAVIDES DÍAZ
Residente de obra
Jirón los Rosales N°1790 Huancayo



Huancayo.-

ASUNTO : **INGRESO A INSTALACIONES DEL HOSPITAL CARRIÓN**

REFERENCIA : (1) OBRA: "MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA DEL HOSPITAL DANIEL ALCIDES CARRION DE HUANCAYO"
(2) CARTA N°001-2016-XDCHA-EST

Mediante el presente me dirijo a Usted, para saludarlo cordialmente a nombre de la Sub Gerencia de Supervisión de Obras del Gobierno Regional Junín; y a la vez presentarle a la Srta. Xennia Denisse Chávez Ávila, identificada con DNI N° 46128922, Egresada de Ingeniería Civil de la Universidad Continental, a fin de que se sirva ordenar a quien corresponda autorizar el ingreso a las Instalaciones del Pabellón A (visita guiada), de la ejecución de la obra: "MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD RESOLUTIVA DEL HOSPITAL DANIEL ALCIDES CARRION DEHUANCAYO", para la toma de fotografías y medidas de los ambientes del mismo. Para lo cual acompaño Carta N°001-2016-XDCHA-EST, de solicitud de ingreso a instalaciones del Hospital Carrión de la mencionado persona. Sobre el caso en particular está Sub Gerencia solicita que su representada le brinde todas las facilidades a la citada persona, con los requisitos de SCTR que corresponde.

Por lo que agradeceré a usted brindar las facilidades que estime pertinentes en vuestra representada, lo cual contribuirá en la formación de profesionales de esta parte de la Región.

Sin otro particular. hago propicia la oportunidad para expresarle mi distinguida deferencia.

Atentamente.


Ing. JULIO BUYU NAKANDAKARE SANTAN
Sub Gerente de Supervisión y Liquidación de Obras
GOBIERNO REGIONAL JUNIN

Cc.
Arch.
GRI/SGSLO/mev

¡CHAMBEANDO DE LA MANO DEL PUEBLO!

Jr. Loreto N° 363 - Hyo

www.regionjunin.gob.pe

Tel: (064) 602000

ANEXO 2: PANEL FOTOGRÁFICO



Fotografía 1. Vista general del Hospital Daniel Alcides Carrión.



Fotografía 2. Vista general del Bloque A.



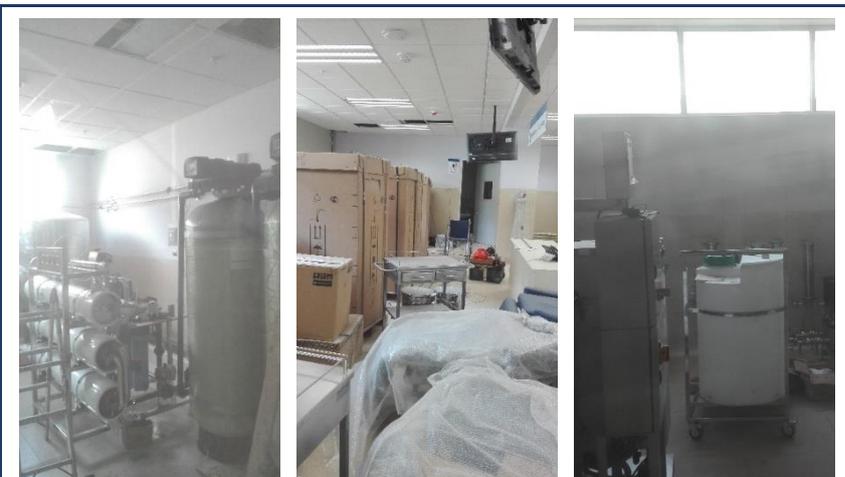
Fotografía 3. Vista de la junta sísmica que separa al Bloque A en dos módulos.



Fotografía 4. Vista del sótano del Bloque A.



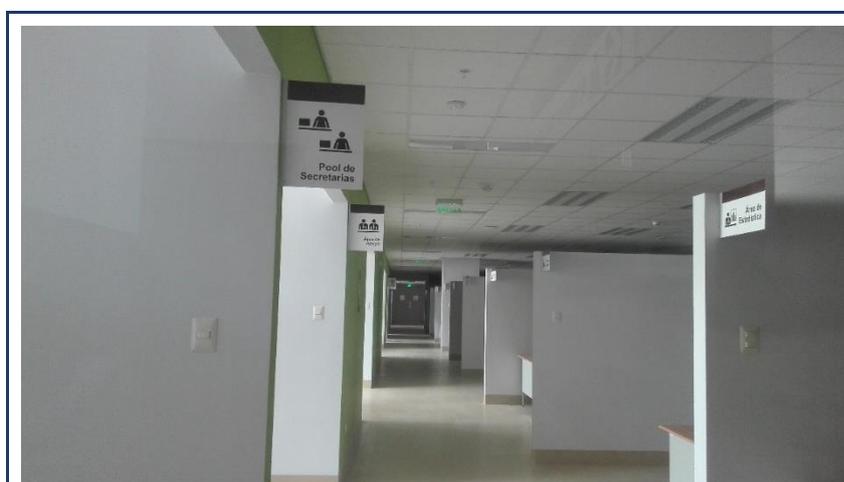
Fotografía 5. Vista de maquinarias del Hospital Daniel Alcides Carrión.



Fotografía 6. Vista de equipos del Hospital Daniel Alcides Carrión.



Fotografía 7. Vista de unidades del Bloque A.



Fotografía 8. Vista de tabiquerías usadas como división de ambientes.



Fotografía 9. Toma de medidas de elementos estructurales.

ANEXO 3: METRADO DE CARGAS

TECHO SÓTANO (NPT -1.80 m)		
DESCRIPCIÓN	CARGA MUERTA (kg)	CARGA VIVA (kg)
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A5 y A6	10902.74	6932.50
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A6 y A7	10836.00	7050.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A7 y A8	10836.00	7050.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A8 y A9	10836.00	7050.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A9 y A10	10836.00	7050.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A10 y A11	11074.62	7238.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A5 y A6	19262.06	13127.50
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A6 y A7	21345.01	9936.00
V1T104 – 0.30 m x 0.65 m – Eje Aa entre ejes A7 y A8	21130.74	9936.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A8 y A9	21837.29	13248.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A9 y A10	22140.90	10350.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A10 y A11	20760.38	10331.25
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A4 y A5	6373.36	13208.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Ac entre ejes A5 y A6	34931.81	18586.31
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje A0 entre ejes A6 y A7	31991.40	12960.00
V1T103 – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A7 y A8	32182.20	12960.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Ac entre ejes A8 y A9	32213.03	15552.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A9 y A10	24895.79	18896.64
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A10 y A11	27990.33	1554.90
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A5 y A6	25853.85	1319.48
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A6 y A7	20673.56	1576.80
V1T102 – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A7 y A8	21817.13	1576.80
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A8 y A9	23971.50	1839.60
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A9 y A10	5595.48	4866.75
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A10 y A11	19939.50	1576.80
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Ag entre ejes A5 y A6	9329.55	4107.00

TECHO PRIMER NIVEL (NPT +2.70 m)		
DESCRIPCIÓN	CARGA MUERTA (kg)	CARGA VIVA (kg)
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A5 y A6	10902.74	6932.50
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A6 y A7	10836.00	7050.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A7 y A8	10836.00	7050.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A8 y A9	10836.00	7050.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A9 y A10	10836.00	7050.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A10 y A11	11074.62	7238.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A5 y A6	20699.10	13127.50
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A6 y A7	21051.24	9936.00
V1T04 – 0.30 m x 0.65 m – Eje Aa entre ejes A7 y A8	21051.24	9936.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A8 y A9	21879.24	13248.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje A0 entre ejes A9 y A10	23459.98	8625.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje A0 entre ejes A10 y A11	23675.57	8609.38
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A4 y A5	6373.36	13208.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Ac entre ejes A5 y A6	34670.60	21241.50
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje A0 entre ejes A6 y A7	33728.40	20736.00
V1T103 – 0.30 m x 0.650 m – Eje A0 entre ejes A7 y A8	30461.40	20736.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Ac entre ejes A8 y A9	31779.00	20736.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A9 y A10	29736.22	18896.64
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A10 y A11	32317.76	2073.20
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A5 y A6	27441.00	1319.48
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A6 y A7	24793.65	1576.80
V1T102 – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A7 y A8	18360.00	1576.80
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A8 y A9	21687.75	1576.80
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A9 y A10	8273.48	4866.75
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A10 y A11	24558.75	1576.80

V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Ag entre ejes A5 y A6	10339.58	4107.00
---	----------	---------

TECHO SEGUNDO NIVEL (NPT +7.20 m)		
DESCRIPCIÓN	CARGA MUERTA (kg)	CARGA VIVA (kg)
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A5 y A6	11170.27	5199.38
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A6 y A7	11441.55	5287.50
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A7 y A8	11441.55	5287.50
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A8 y A9	11599.43	4406.25
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A9 y A10	10836.00	7050.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A10 y A11	11864.37	7238.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A5 y A6	17207.14	9845.63
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A6 y A7	20569.95	9936.00
V1T04 – 0.30 m x 0.65 m – Eje Aa entre ejes A7 y A8	20441.70	9936.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A8 y A9	20212.20	6624.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje A0 entre ejes A9 y A10	16891.20	13800.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje A0 entre ejes A10 y A11	22490.63	13775.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A4 y A5	6421.73	13208.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Ac entre ejes A5 y A6	31672.91	21241.50
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje A0 entre ejes A6 y A7	31855.28	20736.00
V1T103 – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A7 y A8	34632.90	20736.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Ac entre ejes A8 y A9	31980.15	20736.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A9 y A10	34558.65	20736.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A10 y A11	35023.83	2073.20
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A5 y A6	25152.75	2111.16
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A6 y A7	25683.75	1314.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A7 y A8	25987.50	1314.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A8 y A9	13032.23	6489.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A9 y A10	9927.23	6489.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A10 y A11	23625.00	1576.80
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Ag entre ejes A5 y A6	9333.15	4107.00

TECHO TERCER, CUARTO Y QUINTO NIVEL (NPT +11.70 m, NPT +15.90 m y NPT +20.10 m)		
DESCRIPCIÓN	CARGA MUERTA (kg)	CARGA VIVA (kg)
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A5 y A6	10717.91	5199.38
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A6 y A7	10724.70	5287.50
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A7 y A8	9574.20	5287.50
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A8 y A9	10654.20	5287.50
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A9 y A10	10654.20	7050.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A10 y A11	10887.98	7238.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A5 y A6	20352.49	8204.69
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A6 y A7	20785.65	8280.00
V1T04 – 0.30 m x 0.65 m – Eje Aa entre ejes A7 y A8	20924.85	8280.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A8 y A9	22034.10	8280.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A9 y A10	21381.60	8625.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A10 y A11	21564.15	8609.38
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A4 y A5	6421.73	13208.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Ac entre ejes A5 y A6	34273.46	21241.50
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje A0 entre ejes A6 y A7	36515.70	20736.00
V1T103 – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A7 y A8	36515.70	20736.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Ac entre ejes A8 y A9	37317.15	20736.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A9 y A10	38619.90	20736.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A10 y A11	38067.63	2073.20
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A5 y A6	30899.25	1319.48
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A6 y A7	30836.25	1314.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A7 y A8	30836.25	1314.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A8 y A9	17799.98	6489.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A9 y A10	12332.48	6489.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A10 y A11	28977.75	1314.00

TECHO SEXTO NIVEL (NPT +24.30 m)		
DESCRIPCIÓN	CARGA MUERTA (kg)	CARGA VIVA (kg)
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A5 y A6	16667.14	3281.88
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A6 y A7	17161.20	3312.00
V1T04 – 0.30 m x 0.65 m – Eje Aa entre ejes A7 y A8	17161.20	3312.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A8 y A9	17161.20	3312.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A9 y A10	17161.20	3450.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Aa entre ejes A10 y A11	17833.13	3443.75
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A4 y A5	3302.00	3302.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Ac entre ejes A5 y A6	27082.91	5310.38
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje A0 entre ejes A6 y A7	26438.40	5184.00
V1T103 – 0.30 m x 0.65 m – Eje A0 entre ejes A7 y A8	26438.40	5184.00
V – 0.30 m x 1.40 m – Eje Ac entre ejes A8 y A9	26438.40	5184.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A9 y A10	26438.40	5184.00
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ac entre ejes A10 y A11	27990.33	518.30
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A5 y A6	18436.50	527.79
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A6 y A7	18360.00	525.60
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A7 y A8	18360.00	525.60
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A8 y A9	8273.48	1622.25
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A9 y A10	8273.48	1622.25
V – 0.30 m x 0.65 m – Eje Ae entre ejes A10 y A11	18360.00	525.60

DESCRIPCIÓN	METRADO		
	PLACAS	COLUMNAS	VIGAS
1° ENTREPISO SÓTANO	497507.94	109625.40	
1° TECHO (ENTRE CARA DE COLUMNAS)			169852.68
2° Y 3° ENTREPISO	242476.20	107195.40	
2° Y 3° TECHO (ENTRE CARA DE COLUMNAS)			183055.14
4° ENTREPISO	235861.20	104927.40	
4° TECHO (ENTRE CARA DE COLUMNAS)			183055.14
5°, 6° Y 7° ENTREPISO	235861.20	99090.00	
5°, 6° Y 7° TECHO (ENTRE CARA DE COLUMNAS)			183055.14

ESCALERA Y PARAPETO		
DESCRIPCIÓN	CARGA MUERTA (kg)	CARGA VIVA (kg)
ESCALERA 1	136515.00	47848.00
ESCALERA 2	107903.00	37920.00
CARGA PUNTUAL TIPO (a) – Eje Ag	9063.89	
CARGA PUNTUAL TIPO (b) – Eje Ag	5417.27	

RESUMEN DE CARGAS PUNTALES						
NPT (m)	NIVEL	CM (kg)	50% CV/100%asc	PESO (kg)	PESO (ton)	MASA
-1.80	S°	1277549.27	116066.45	1393615.72	1393.62	142.0607
2.70	1°	1175633.00	126166.36	1301799.35	1301.80	132.7013
7.20	2°	1207414.06	126752.74	1334166.80	1334.17	136.0007
11.70	3°	1223047.53	117793.84	1340841.37	1340.84	136.6811
15.90	4°	1220128.83	117793.84	1337922.67	1337.92	136.3836
20.10	5°	1220128.83	123920.13	1344048.96	1344.05	137.0080
24.30	6°	774107.74	39156.75	813264.49	813.26	82.9016

ANEXO 4: IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL

Para determinar si la estructura del Módulo 1, del Boque A, del Hospital Daniel Alcides Carrión es regular o irregular se tomó en cuenta las tablas N° 8 y N° 9 de la norma actualizada en enero del 2016 E.030, del Reglamento Nacional de Edificaciones.

I. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

- IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior. (NORMA E.030 - RNE, 2016)

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X				
NIVEL	DERIVA	DESP. PISO INF. / DESP. PISO SUP.	CONDICIÓN (>1.4)	la X
6 °	0.0050	1.100000000	NO ES IRREGULAR	1
5 °	0.0055	1.090909091	NO ES IRREGULAR	1
4 °	0.0060	1.066666667	NO ES IRREGULAR	1
3 °	0.0064	0.906250000	NO ES IRREGULAR	1
2 °	0.0058	0.793103448	NO ES IRREGULAR	1
1 °	0.0046	0.000000000	NO ES IRREGULAR	1
S °				

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y				
NIVEL	DERIVA	DESP. PISO INF. / DESP. PISO SUP.	CONDICIÓN (>1.4)	la Y
6 °	0.0058	1.017241379	NO ES IRREGULAR	1
5 °	0.0059	1.000000000	NO ES IRREGULAR	1
4 °	0.0059	0.949152542	NO ES IRREGULAR	1
3 °	0.0056	0.857142857	NO ES IRREGULAR	1
2 °	0.0048	0.729166667	NO ES IRREGULAR	1
1 °	0.0035	0.000000000	NO ES IRREGULAR	1
S °				

En ningún caso, la distorsión de entrepiso es mayor que 1,4 veces el valor en el entrepiso inmediato superior.

Por lo tanto el valor de la = 1

- IRREGULARIDADES DE RESISTENCIA – PISO DÉBIL

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior. (NORMA E.030 - RNE, 2016)

Section Cut Forces - Design

Units: As Noted

Filter:

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	StepNum Unitless	P Tonf	V2 Tonf	V3 Tonf	T Tonf-m	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m
sotano	MODAL	LinModal	Mode	28	-179966.764	32431.5349	-539.5098	45488.72307	-65751.803	113687.7684
sotano	MODAL	LinModal	Mode	29	-90878.2628	-75654.466	-17194.8878	78750.57625	-81728.403	-135798.661
sotano	MODAL	LinModal	Mode	30	10842.0244	13543.2238	-107290.045	-182020.532	-413110.95	18263.63564
sotano	MODAL	LinModal	Mode	31	-40067.0925	5083.3454	-3549.4793	-200480.303	116482.0012	750449.027
sotano	MODAL	LinModal	Mode	32	4652.141	-10388.2617	-92608.4293	114237.3194	-408953.65	-82758.107
sotano	MODAL	LinModal	Mode	33	22925.9926	79303.9215	-41260.1794	-1290929.8	-129906.158	983492.017
sotano	MODAL	LinModal	Mode	34	-56001.5135	616111.2129	77138.8464	764618.809	28984.68587	1335193.412
sotano	MODAL	LinModal	Mode	35	101611.0673	-107550.042	503951.0777	-2468984.22	527731.263	-151651.159
sotano	MODAL	LinModal	Mode	36	-1461773.1	-53525.8511	42525.6386	-497726.07	-191486.6	-418618.24
sotano	E030XX	LinRespSpec	Max		790.1931	1530.34	538.5599	5073.37311	12504.2394	33483.38733
sotano	SISMOX	Combination	Max		790.1931	1530.34	538.5599	5073.37311	12504.2394	33483.38733
sotano	SISMOX	Combination	Min		-790.1931	-1530.34	-538.5599	-5073.37311	-12504.2394	-33483.38733
sotano	SISMOY	Combination	Max		792.3745	538.632	1610.1375	12298.13645	35407.3836	12814.994
sotano	SISMOY	Combination	Min		-792.3745	-538.632	-1610.1375	-12298.1364	-35407.384	-12814.994

Record: 40 of 41

CORTANTE EN LA BASE DEL SÓTANO

Section Cut Forces - Design

Units: As Noted

Filter:

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	StepNum Unitless	P Tonf	V2 Tonf	V3 Tonf	T Tonf-m	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	33	26942.7287	256897.3315	-40223.4623	-1149684.65	-18939.9582	463879.417
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	34	-25825.0686	237997.5074	28441.8897	120639.4369	-101690.159	478806.564
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	35	78345.2245	-11530.8688	64093.6451	-218950.166	-337704.52	63656.83112
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	36	-817851.14	4861.4481	-11311.4715	-179854.225	773411.304	1627523.504
Edificio	E030XX	LinRespSpec	Max		1441.7913	1521.6648	408.5704	7884.65954	8339.29075	4442.77325
Edificio	SISMOX	Combination	Max		1441.7913	1521.6648	408.5704	7884.65954	8339.29075	4442.77325
Edificio	SISMOX	Combination	Min		-1441.7913	-1521.6648	-408.5704	-7884.65954	-8339.29075	-4442.77325
Edificio	SISMOY	Combination	Max		1022.6306	573.7453	1210.8779	19051.67265	28689.92232	8818.75066
Edificio	SISMOY	Combination	Min		-1022.6306	-573.7453	-1210.8779	-19051.6726	-28689.9223	-8818.75066
Primero	MODAL	LinModal	Mode	1	1160.6928	-51.2393	278.8807	4818.99386	8716.7803	-22345.9813
Primero	MODAL	LinModal	Mode	2	-460.2251	-23.9138	-1318.407	-24481.2365	-11713.5364	8382.06241
Primero	MODAL	LinModal	Mode	3	-225.6522	12.5885	-943.8167	-19369.1229	-11346.7633	3760.88102
Primero	MODAL	LinModal	Mode	4	122.5921	111.2321	-164.2523	-2581.21167	-1300.0423	4196.10338
Primero	MODAL	LinModal	Mode	5	550.5675	-621.3528	909.2153	12942.85231	3195.70585	-8616.83834
Primero	MODAL	LinModal	Mode	6	-37.4718	22.9084	-62.8784	-295.64501	-165.35954	846.12307

Record: 82 of 287

CORTANTE EN LA BASE DEL PRIMER NIVEL

Section Cut Forces - Design

Units: As Noted

Filter:

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	StepNum Unitless	P Tonf	V2 Tonf	V3 Tonf	T Tonf-m	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	28	-74967.8484	14004.2393	-467.2824	-21880.4483	70568.24468	216334.017
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	29	-48270.2369	-28533.0128	-5426.2609	149015.7346	106894.7699	39572.33937
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	30	2926.6573	4637.5961	-32549.9167	-184991.878	93177.85435	-72704.278
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	31	-168564.317	1386.2567	-942.1107	29856.98486	120002.4844	248403.8441
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	32	3104.1008	-2834.5133	32118.4449	510156.622	240798.6943	-866.66296
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	33	20023.6344	-22374.0293	29113.767	375643.265	17636.98178	91405.73172
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	34	-12366.4715	-54299.8855	-33467.8754	147681.9693	37601.03596	-200022.578
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	35	531.455	1417.2916	-135020.787	-332523.39	155013.2873	235523.7875
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	36	54391.1012	28.84	-17933.6056	-145260.574	-652397.86	-233832.563
Edificio	E030XX	LinRespSpec	Max		1156.5978	1261.4205	390.8493	7117.65886	7040.95531	5201.57401
Edificio	SISMOX	Combination	Max		1156.5978	1261.4205	390.8493	7117.65886	7040.95531	5201.57401
Edificio	SISMOX	Combination	Min		-1156.5978	-1261.4205	-390.8493	-7117.65886	-7040.95531	-5201.57401
Edificio	SISMOY	Combination	Max		868.7089	434.8803	1259.025	12194.933	23610.1231	8761.63852
Edificio	SISMOY	Combination	Min		-868.7089	-434.8803	-1259.025	-12194.933	-23610.1231	-8761.63852
Primero	MODAL	LinModal	Mode	1	1160.6928	-51.2393	278.8807	4818.99386	8716.7803	-22345.9813

Record: 81 of 287

CORTANTE EN LA BASE DEL SEGUNDO NIVEL

Section Cut Forces - Design

Units: As Noted

Filter: Section Cut Forces - Design

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	StepIum Unitless	P Tonf	V2 Tonf	V3 Tonf	T Tonf-m	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m	
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	28	-74638.056	-19283.3004	-874.9791	49535.08689	118677.5151	160234.3555	
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	29	-40019.4405	41099.006	714.5957	-145883.99	91351.05673	176840.0813	
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	30	2801.9502	-9713.8916	26611.1732	288031.5519	106492.6484	-88570.043	
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	31	-86235.8184	-6027.8262	4862.2719	57823.83382	-185509.997	455455.347	
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	32	7770.4453	14292.1327	80960.8873	387155.498	-112797.036	173788.8237	
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	33	-6627.8641	-29136.4226	15467.7655	405756.165	44135.26871	-112309.918	
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	34	8379.8199	43004.5618	4810.8465	-201344.364	21160.71622	10735.83655	
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	35	-24055.0999	-11580.5342	77450.261	826296.744	280397.2864	124831.8059	
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	36	26626.1731	-468.6022	15355.5813	78976.8732	-540968.92	-465230.52	
Edificio	E030XX	LinRespSpec	Max		838.8069	1200.0873		406	5871.6689	5440.0599	2958.11923
Edificio	SISMOX	Combination	Max		838.8069	1200.0873		406	5871.6689	5440.0599	2958.11923
Edificio	SISMOX	Combination	Min		-838.8069	-1200.0873		-406	-5871.6689	-5440.0599	-2958.11923
Edificio	SISMOY	Combination	Max		891.5397	411.4593	1186.2355	12051.93739	17356.11709	5736.98513	
Edificio	SISMOY	Combination	Min		-891.5397	-411.4593	-1186.2355	-12051.9374	-17356.1171	-5736.98513	

Record: 38 of 41

CORTANTE EN LA BASE DEL TERCER NIVEL

Section Cut Forces - Design

Units: As Noted

Filter: Section Cut Forces - Design

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	StepIum Unitless	P Tonf	V2 Tonf	V3 Tonf	T Tonf-m	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	28	-68749.4631	-3353.9973	-4028.1265	15290.19821	98575.54245	49779.58924
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	29	-29565.5796	720.3407	8520.3661	8710.2601	11660.29521	137534.2035
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	30	7068.2612	4704.6423	54707.7188	406263.939	-112100.342	19181.99611
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	31	-14969.5964	4503.1894	-2769.1605	-47178.845	-336377.31	468274.772
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	32	195.2841	-13230.2972	-32761.4957	-429761.94	-212883.87	188561.0634
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	33	-8682.912	44274.4727	-15996.3767	-202455.738	13033.91638	-33751.513
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	34	11021.7621	-24580.9165	11624.1963	31996.80179	-17327.7516	2631.51275
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	35	-25688.3901	8004.9591	37414.3127	138327.5827	-82843.052	181557.3754
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	36	268849.7584	5397.7275	9762.5973	-56114.657	-164485.101	-364932.8
Edificio	E030XX	LinRespSpec	Max		566.5507	1074.532	349.8611	4994.29835	3962.03309	3505.59401
Edificio	SISMOX	Combination	Max		566.5507	1074.532	349.8611	4994.29835	3962.03309	3505.59401
Edificio	SISMOX	Combination	Min		-566.5507	-1074.532	-349.8611	-4994.29835	-3962.03309	-3505.59401
Edificio	SISMOY	Combination	Max		520.7777	367.8834	1042.5822	10045.60466	11459.74259	3719.53367
Edificio	SISMOY	Combination	Min		-520.7777	-367.8834	-1042.5822	-10045.6047	-11459.7426	-3719.53367

Record: 40 of 41

CORTANTE EN LA BASE DEL CUARTO NIVEL

Section Cut Forces - Design

Units: As Noted

Filter: Section Cut Forces - Design

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	StepIum Unitless	P Tonf	V2 Tonf	V3 Tonf	T Tonf-m	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	28	-47855.0282	18025.1083	-5041.9586	-51370.138	34257.4493	113121.58
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	29	-24175.3421	-31468.6957	4426.721	118231.2836	-24117.3001	68580.24741
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	30	12464.486	7687.7902	22816.9165	138865.7326	-327952.65	93281.63786
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	31	12765.6186	-159.8723	-1580.2824	-84456.589	-267638.392	367950.309
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	32	-12520.5673	3366.0789	-67081.4656	-579625.13	89737.6104	130891.3677
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	33	-13022.0041	-26240.1852	-15579.9967	-95629.264	99286.35606	-126238.022
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	34	9167.334	10945.2013	-352.031	-60617.706	-36337.795	62857.70937
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	35	-29319.9837	-4998.0025	-32140.6203	-336948.25	-64609.572	174749.7474
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	36	203942.9217	-1582.6349	1315.3363	-66366.092	6799.43503	-557145
Edificio	E030XX	LinRespSpec	Max		379.1822	943.0943	292.7584	4097.76071	2834.51524	3764.96361
Edificio	SISMOX	Combination	Max		379.1822	943.0943	292.7584	4097.76071	2834.51524	3764.96361
Edificio	SISMOX	Combination	Min		-379.1822	-943.0943	-292.7584	-4097.76071	-2834.51524	-3764.96361
Edificio	SISMOY	Combination	Max		371.6913	315.5048	854.5709	8963.74023	6782.69845	2200.19859
Edificio	SISMOY	Combination	Min		-371.6913	-315.5048	-854.5709	-8963.74023	-6782.69845	-2200.19859

Record: 38 of 41

CORTANTE EN LA BASE DEL QUINTO NIVEL

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	Steplum Unitless	P Tonf	V2 Tonf	V3 Tonf	T Tonf-m	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	28	-28105.3151	1709.1506	-3956.955	-6187.13697	-5583.22392	67527.6697
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	29	-17455.6273	-2349.5091	-5933.8595	-11639.594	-27129.1428	37771.18852
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	30	10294.1723	-2690.4758	-23743.4204	-233382.557	-300540.208	69590.31059
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	31	17662.4009	-633.0116	5538.408	-72708.986	-164192.141	252057.954
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	32	-15175.942	4275.7148	-8849.6515	81570.75129	254174.4039	71975.10283
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	33	-14471.9744	-14812.0255	303.4476	-2142.59814	135612.028	-122217.347
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	34	7390.3563	11259.3811	-3098.9572	-1712.68898	-32137.338	72715.23228
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	35	-28129.1724	-3772.386	-18661.8691	-91690.537	57987.89344	120821.4193
Edificio	MODAL	LinModal	Mode	36	133519.523	1144.086	4203.8092	48233.37457	87664.11993	-436111.93
Edificio	E030XX	LinRespSpec	Max		234.5972	680.3239	227.9383	2433.15257	1742.17021	3429.91523
Edificio	SISMOX	Combination	Max		234.5972	680.3239	227.9383	2433.15257	1742.17021	3429.91523
Edificio	SISMOX	Combination	Min		-234.5972	-680.3239	-227.9383	-2433.15257	-1742.17021	-3429.91523
Edificio	SISMOY	Combination	Max		234.3099	223.0405	613.0282	6716.39919	3212.20123	1396.56404
Edificio	SISMOY	Combination	Min		-234.3099	-223.0405	-613.0282	-6716.39919	-3212.20123	-1396.56404

CORTANTE EN LA BASE DEL SEXTO NIVEL

En resumen se obtuvo la siguiente tabla de equivalencias de cortantes para los entrepisos en análisis.

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X				
NIVEL	DIRECCIÓN CORTANTE V	DIF. CORTANTE POR PISO	CONDICIÓN (<0.8)	la X
6 °	-680.32	1.386244708	NO ES IRREGULAR	1
5 °	-943.09	1.139371640	NO ES IRREGULAR	1
4 °	-1074.53	1.116841782	NO ES IRREGULAR	1
3 °	-1200.08	1.051113259	NO ES IRREGULAR	1
2 °	-1261.42	1.206259612	NO ES IRREGULAR	1
1 °	-1521.60	1.005520505	NO ES IRREGULAR	1
S °	-1530.00			

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y				
NIVEL	DIRECCIÓN CORTANTE V	DIF. CORTANTE POR PISO	CONDICIÓN (<0.8)	la Y
6 °	-613.02	1.394032821	NO ES IRREGULAR	1
5 °	-854.57	1.220005383	NO ES IRREGULAR	1
4 °	-1042.58	1.137792783	NO ES IRREGULAR	1
3 °	-1186.24	1.061361950	NO ES IRREGULAR	1
2 °	-1259.03	0.961692732	NO ES IRREGULAR	1
1 °	-1210.80	1.354476379	NO ES IRREGULAR	1
S °	-1640.00			

En ningún caso, la resistencia de un entrepiso es inferior al 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Por lo tanto el valor de $la = 1$

- **IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ**

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior. (NORMA E.030 - RNE, 2016)

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X				
NIVEL	DERIVA	DESP. PISO INF. / DESP. PISO SUP.	CONDICIÓN (>1.6)	la X
6 °	0.0050	1.100000000	NO ES IRREGULAR	1
5 °	0.0055	1.090909091	NO ES IRREGULAR	1
4 °	0.0060	1.066666667	NO ES IRREGULAR	1
3 °	0.0064	0.906250000	NO ES IRREGULAR	1
2 °	0.0058	0.793103448	NO ES IRREGULAR	1
1 °	0.0046	0.000000000	NO ES IRREGULAR	1
S °				

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y				
NIVEL	DERIVA	DESP. PISO INF. / DESP. PISO SUP.	CONDICIÓN (>1.6)	la Y
6 °	0.0058	1.017241379	NO ES IRREGULAR	1
5 °	0.0059	1.000000000	NO ES IRREGULAR	1
4 °	0.0059	0.949152542	NO ES IRREGULAR	1
3 °	0.0056	0.857142857	NO ES IRREGULAR	1
2 °	0.0048	0.729166667	NO ES IRREGULAR	1
1 °	0.0035	0.000000000	NO ES IRREGULAR	1
S °				

En ningún caso, la distorsión de entrepiso es mayor que 1,6 veces el valor en el entrepiso inmediato superior.

Por lo tanto el valor de la = 1

- **IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA**

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior. (NORMA E.030 - RNE, 2016)

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X				
NIVEL	DIRECCIÓN CORTANTE V	DIF. CORTANTE POR PISO	CONDICIÓN (<0.65)	la X
6 °	-680.32	1.386244708	NO ES IRREGULAR	1
5 °	-943.09	1.139371640	NO ES IRREGULAR	1
4 °	-1074.53	1.116841782	NO ES IRREGULAR	1
3 °	-1200.08	1.051113259	NO ES IRREGULAR	1
2 °	-1261.42	1.206259612	NO ES IRREGULAR	1
1 °	-1521.60	1.005520505	NO ES IRREGULAR	1
S °	-1530.00			

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y				
NIVEL	DIRECCIÓN CORTANTE V	DIF. CORTANTE POR PISO	CONDICIÓN (<0.65)	la Y
6 °	-613.02	1.394032821	NO ES IRREGULAR	1

5 °	-854.57	1.220005383	NO ES IRREGULAR	1
4 °	-1042.58	1.137792783	NO ES IRREGULAR	1
3 °	-1186.24	1.061361950	NO ES IRREGULAR	1
2 °	-1259.03	0.961692732	NO ES IRREGULAR	1
1 °	-1210.80	1.354476379	NO ES IRREGULAR	1
S °	-1640.00			

En ningún caso, la resistencia de un entrepiso es inferior al 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Por lo tanto el valor de $la = 1$

- IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

Existe irregularidad de masa (o peso) cuando, el peso de un nivel es mayor que 1,5 veces el peso de un nivel adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos. (NORMA E.030 - RNE, 2016)

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X e Y				
NIVEL	MASA (ton)	DIFERENCIA MASA	CONDICIÓN (>1.50)	la X
6 °	813.26			
5 °	1344.05	0.995439158	NO ES IRREGULAR	1
4 °	1337.92	1.002182492	NO ES IRREGULAR	1
3 °	1340.84	0.995025506	NO ES IRREGULAR	1
2 °	1334.17	0.975737725	NO ES IRREGULAR	1
1 °	1301.80	1.070533108	NO ES IRREGULAR	1
S °	1393.62			

En ningún caso, la masa de un nivel es mayor que 1,5 veces la masa de un nivel adyacente.

Por lo tanto el valor de $la = 1$

- IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL

Existe irregularidad de geometría vertical cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos. (NORMA E.030 - RNE, 2016)

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X e Y				
NIVEL	ÁREA (m ²)	DIFERENCIA ÁREA	CONDICIÓN (>1.30)	la X
6 °				
5 °	901.69	1.000000000	NO ES IRREGULAR	1
4 °	901.69	1.000000000	NO ES IRREGULAR	1
3 °	901.69	1.063414255	NO ES IRREGULAR	1
2 °	958.87	1.003055680	NO ES IRREGULAR	1
1 °	961.80	1.013100437	NO ES IRREGULAR	1
S °	974.40			

En ningún caso, la dimensión en planta es mayor que 1,3 veces la dimensión en un piso adyacente.

Por lo tanto el valor de $la = 1$

- DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

Existe discontinuidad cuando, en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento. (NORMA E.030 - RNE, 2016)

De la planta (ver plano) podemos distinguir que no existe discontinuidad de elementos sometidos a fuerzas cortantes que tengan un cambio de orientación en su eje principal.

Por lo tanto el valor de $la = 1$

- DISCONTINUIDAD EXTREMA DE LOS SISTEMAS RESISTENTES

Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos, supere el 25 % de la fuerza cortante total. (NORMA E.030 - RNE, 2016)

Al igual que el ítem anterior no se cuentan con elementos discontinuos.

Por lo tanto el valor de $la = 1$

II. IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

- IRREGULARIDAD TORSIONAL

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). (NORMA E.030 - RNE, 2016)

Del análisis estático conseguimos determinar las coordenadas de las excentricidades accidentales, la cuales se muestran en la siguiente tabla, en dirección X e Y.

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X e Y									
NIVEL	DISTANCIA		EXCENTRICIDAD		X1	Y1	Z	CONDICIÓN (>1.20)	Ip X
	X	Y	Ex	Ey					
6 °	1.0577	00929	2.60	1.13	3.6577	-1.0371	24.30	NO ES IRREGULAR	1
5 °	1.4374	0.5648	2.60	1.13	4.0374	-0.5652	20.10	NO ES IRREGULAR	1
4 °	1.4374	0.5648	2.60	1.13	4.0374	-0.5652	15.90	NO ES IRREGULAR	1
3 °	1.4374	0.5648	2.60	1.13	4.0374	-0.5652	11.70	NO ES IRREGULAR	1
2 °	1.2822	0.8292	2.60	1.13	3.8822	-0.3008	7.20	NO ES IRREGULAR	1
1 °	1.1309	0.8124	2.60	1.13	3.7309	-0.3176	2.70	NO ES IRREGULAR	1
S °	1.8411	0.5927	2.60	1.13	4.4411	-0.5373	-1.80	NO ES IRREGULAR	1

En ningún caso, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso.

Por lo tanto el valor de $I_p = 1$

- IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). (NORMA E.030 - RNE, 2016)

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X					
NIVEL	DIST. CM	DIST. ESQ	$\Delta_{max} / \Delta_{CM}$	CONDICIÓN (>1.50)	Ip X
6 °	0.005	0.004	1.03	NO ES IRREGULAR	1
5 °	0.005	0.005	0.99	NO ES IRREGULAR	1
4 °	0.006	0.006	1.02	NO ES IRREGULAR	1
3 °	0.006	0.006	1.01	NO ES IRREGULAR	1
2 °	0.006	0.006	1.03	NO ES IRREGULAR	1
1 °	0.005	0.005	1.02	NO ES IRREGULAR	1
S °	0.000	0.000	0.95	NO ES IRREGULAR	1

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y					
NIVEL	DIST. CM	DIST. ESQ	$\Delta_{max} / \Delta_{CM}$	CONDICIÓN (>1.50)	Ip X
6 °	0.005	0.004	1.03	NO ES IRREGULAR	1
5 °	0.005	0.005	0.99	NO ES IRREGULAR	1
4 °	0.006	0.006	1.02	NO ES IRREGULAR	1
3 °	0.006	0.006	1.01	NO ES IRREGULAR	1
2 °	0.006	0.006	1.03	NO ES IRREGULAR	1
1 °	0.005	0.005	1.02	NO ES IRREGULAR	1
S °	0.000	0.000	0.95	NO ES IRREGULAR	1

En ningún caso, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso.

Por lo tanto el valor de $I_p = 1$

- **ESQUINAS ENTRANTES**

La edificación no presenta esquinas entrantes.

Por lo tanto el valor de $I_p = 1$

- **DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA**

Del plano estructural visualizamos discontinuidades en el diafragma, generados por los ductos de instalaciones sanitarias, eléctricas y mecánicas (elevadores), los cuales para un piso típico (tomaremos como ejemplo el 2° segundo nivel):

$$2.20 \times 4.20 = 9.24 \text{ m}^2 \text{ (Ducto de elevador)}$$

$$1.50 \times 1.20 = 1.80 \text{ m}^2 \text{ (Dos ductos de instalaciones sanitarias y eléctricas)}$$

$$1.00 \times 8.83 = 8.83 \text{ m}^2 \text{ (Ducto lateral a escaleras, instalaciones mecánicas)}$$

$$0.60 \times 0.80 = 0.48 \text{ m}^2 \text{ (Ductos sanitarios)}$$

$$5.40 \times 2.90 = 15.66 \text{ m}^2 \text{ (Ascensor)}$$

En total las discontinuidades tienen un área total de 36.00 m² el cual comparado con los datos de la tabla de irregularidad geométrica vertical, el área del 2° Nivel es 958.87 m², por lo que deducimos que ocupa un 3.70 % del área total de la planta en análisis.

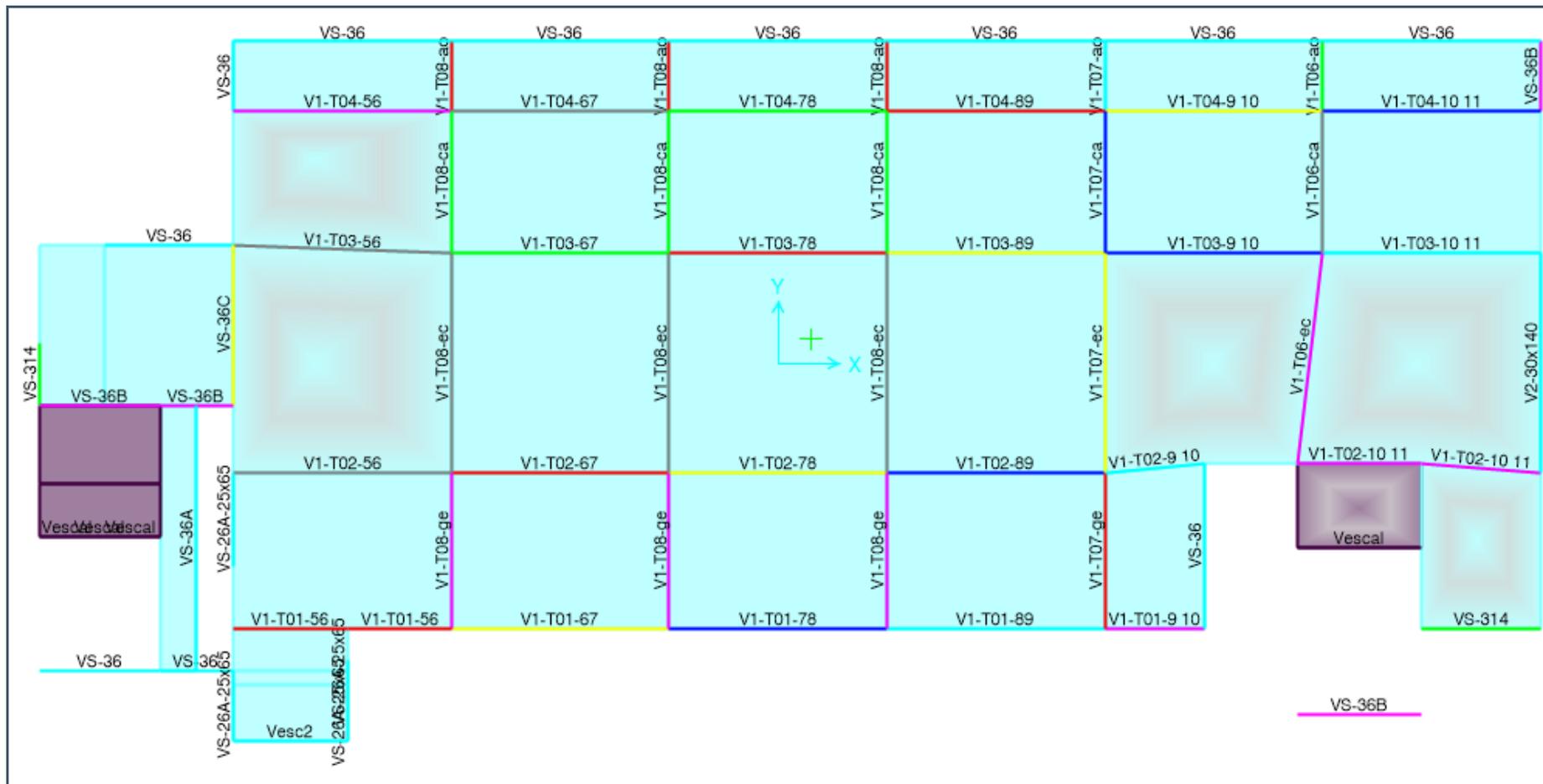
Por lo tanto el valor de $I_p = 1$

- **SISTEMAS NO PARALELOS**

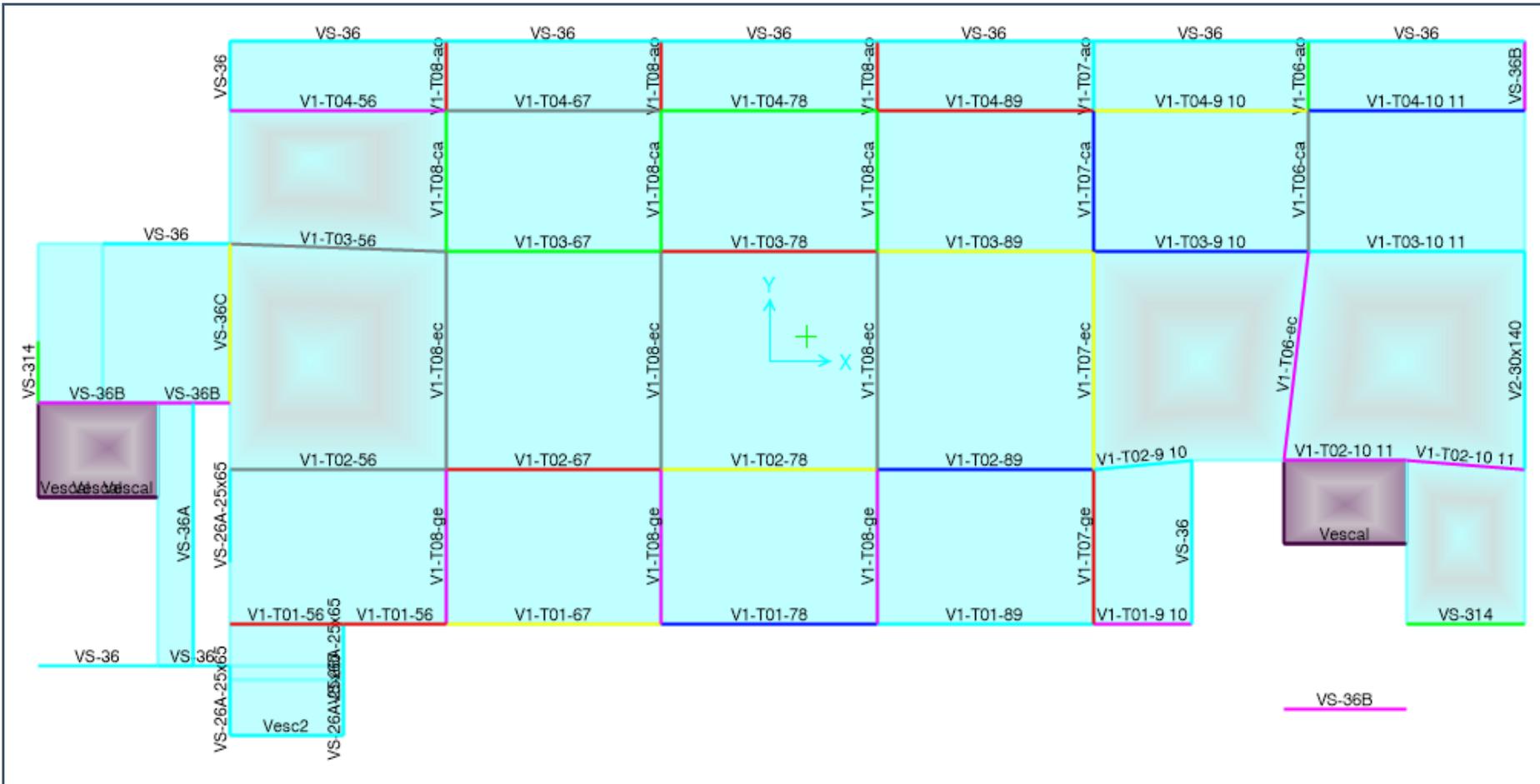
Existe paralelismo entre los elementos estructurales y pórticos que conforman la edificación en su totalidad (Ver planos).

Por lo tanto el valor de $I_p = 1$

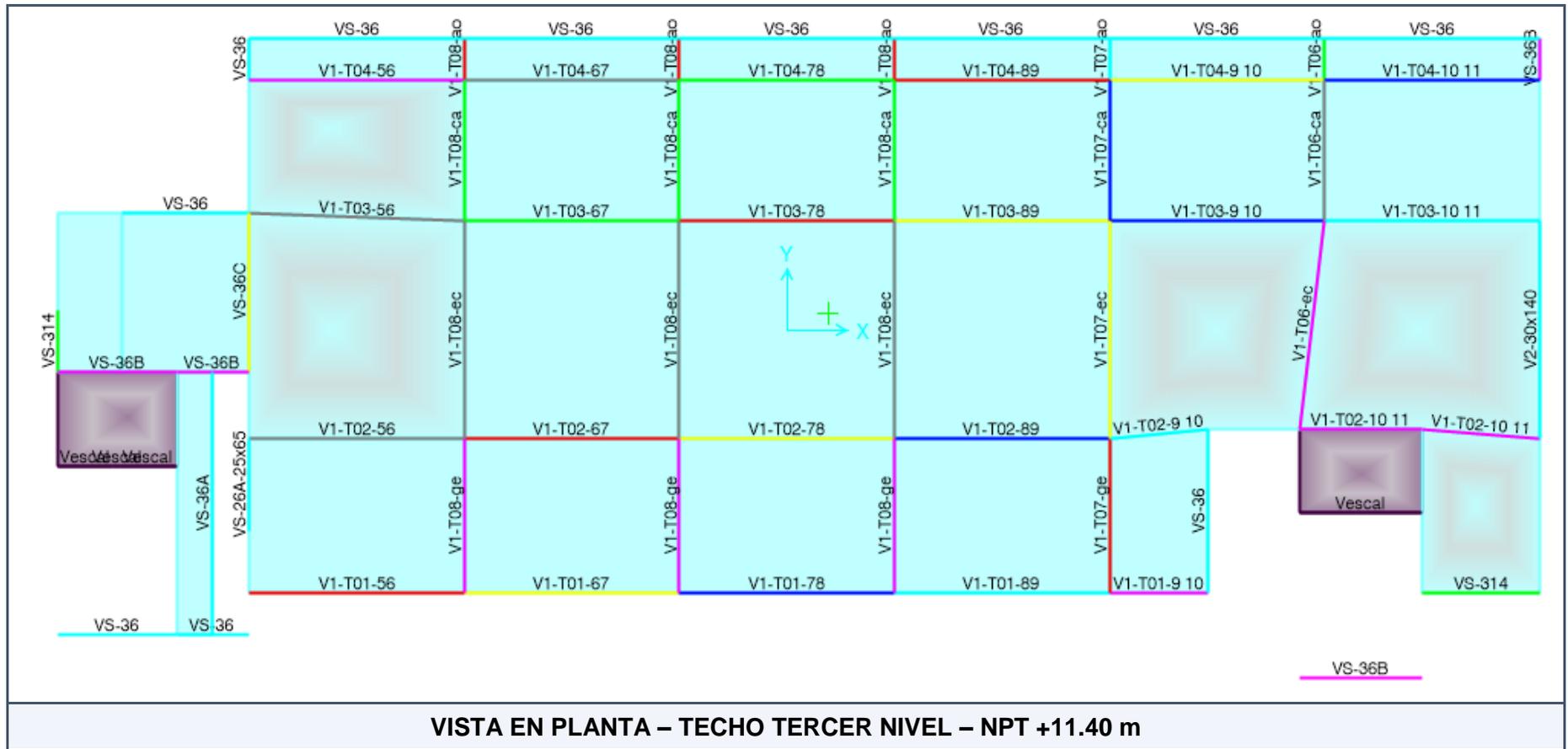
Por lo expuesto en los ítems anteriores, se usará el valor de $I_a = 1$, y de manera similar el valor de $I_p = 1$, para la elaboración de la siguiente tesis.

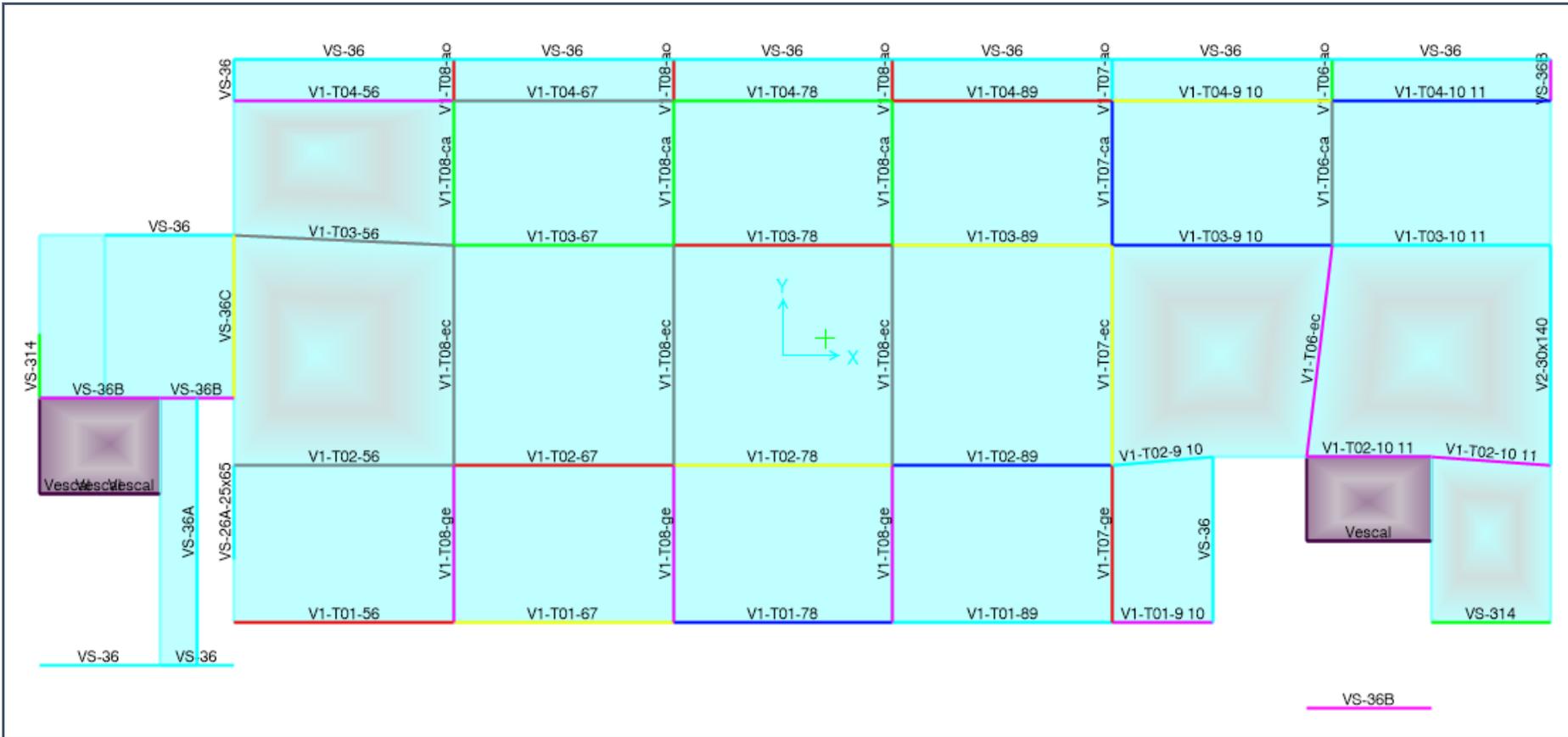


VISTA EN PLANTA – TECHO PRIMER NIVEL – NPT +2.70 m

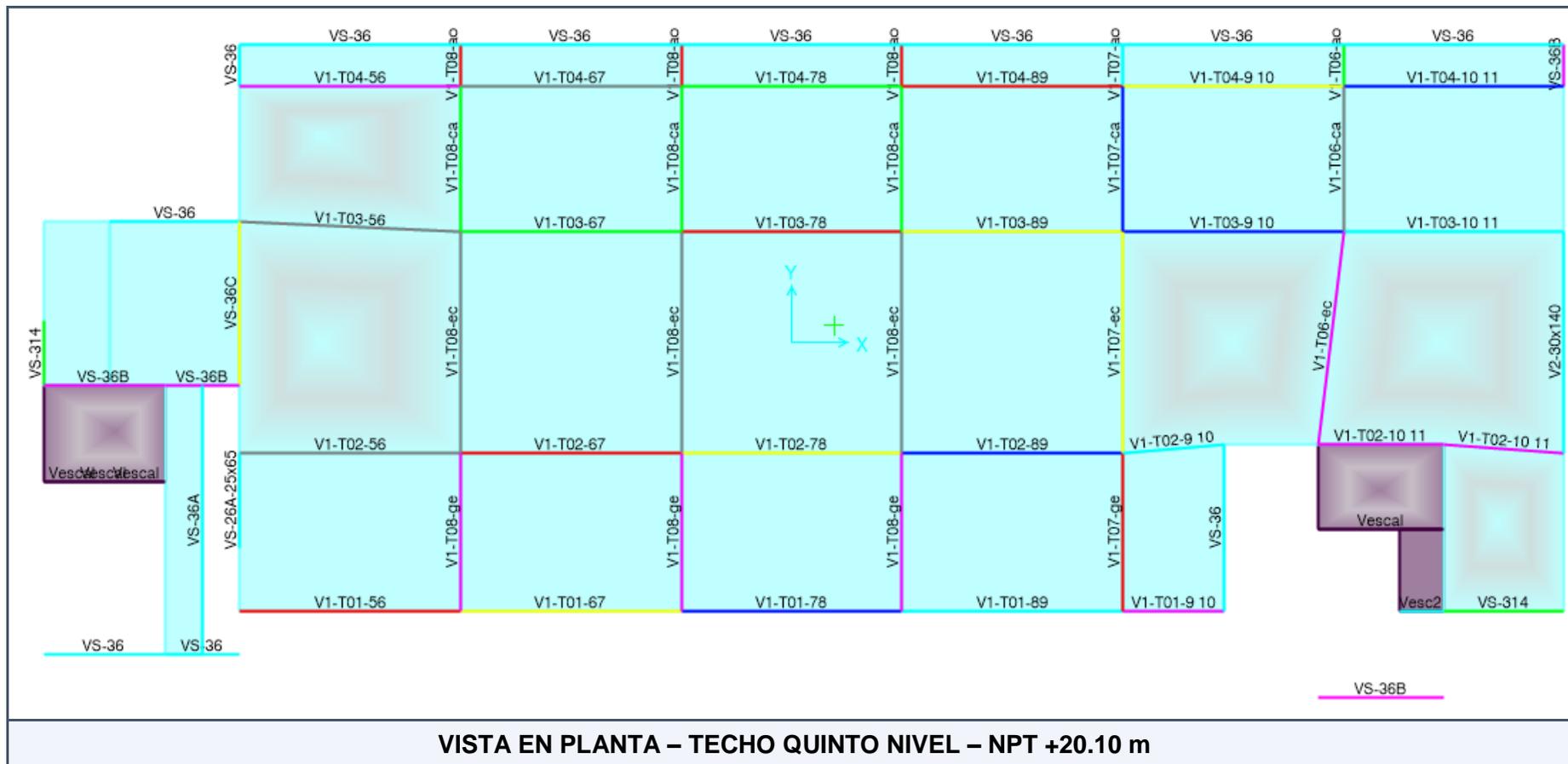


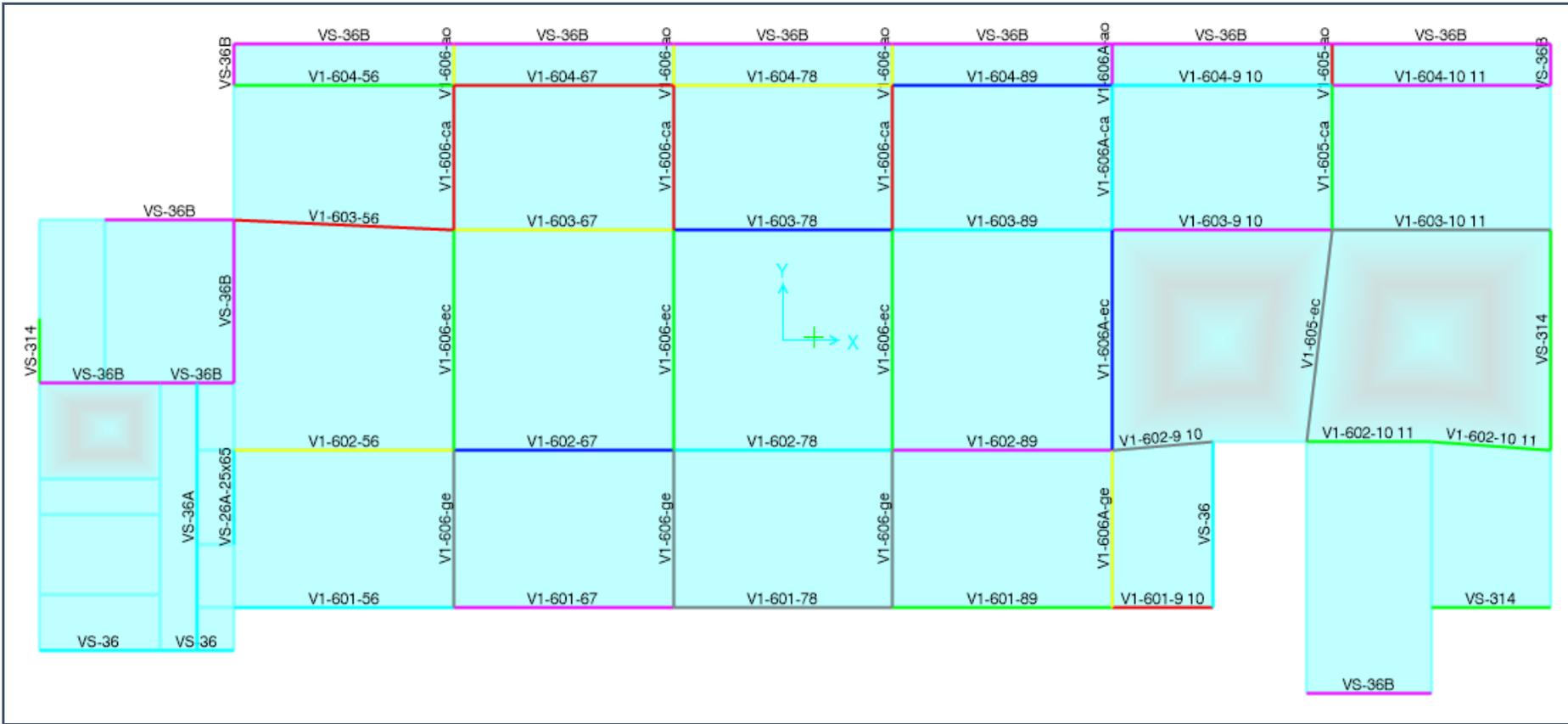
VISTA EN PLANTA – TECHO SEGUNDO NIVEL – NPT +7.20 m



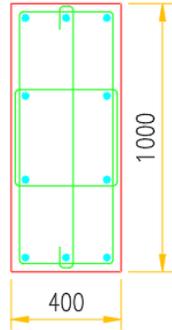


VISTA EN PLANTA – TECHO CUARTO NIVEL – NPT +15.90 m



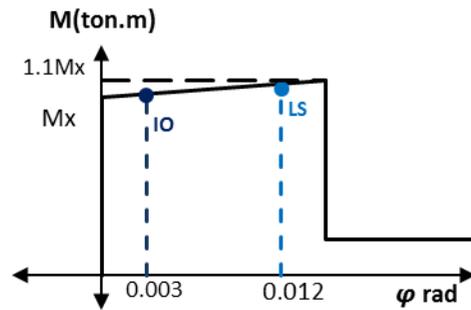


VISTA EN PLANTA – TECHO SEXTO NIVEL – NPT +24.30 m

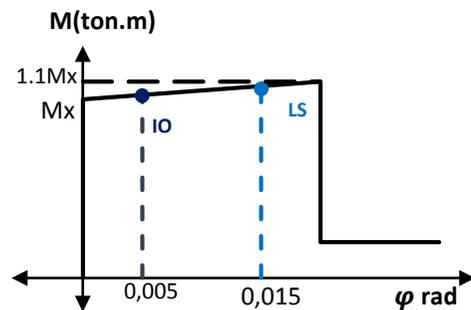


6 ϕ 1" + 4 ϕ 3/4"
 ϕ 3/8": 1@50, 10@100 C/EXT.
 RTO.@250
 $f'_c=280$

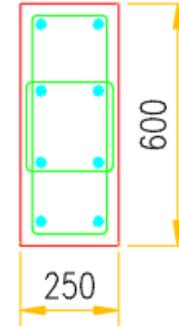
P = 434.56 tn



P = 108.64 tn

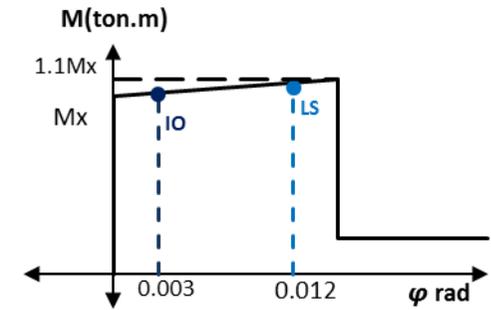


C 14 – 40 cm x 100 cm

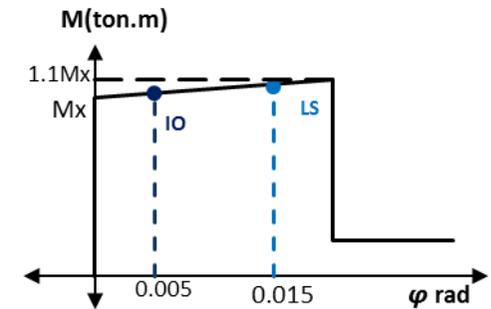


8 ϕ 3/4"
 ϕ 3/8": 1@50, 8@100 C/EXT.
 RTO.@250
 $f'_c=280$

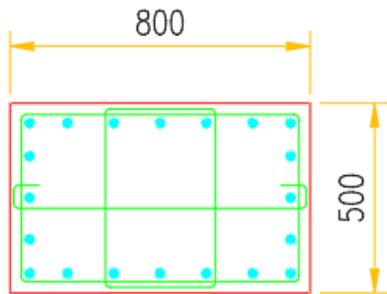
P = 170.80 tn



P = 42.70 tn

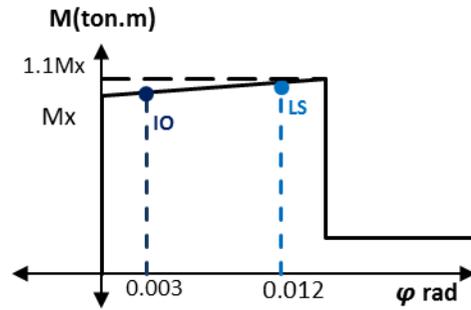


C13 – 25 cm x 60 cm

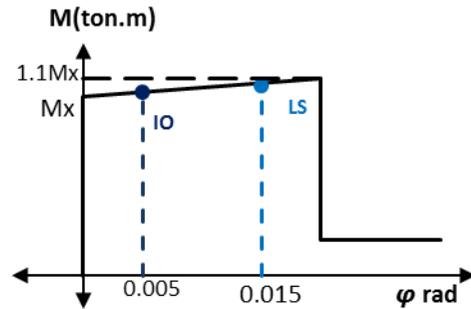


20 ϕ 1"
 $\varnothing \phi 3/8''$: 1 ϕ 50,8 ϕ 100 C/EXT.
 RTO. ϕ 250
 $f'_c=280$

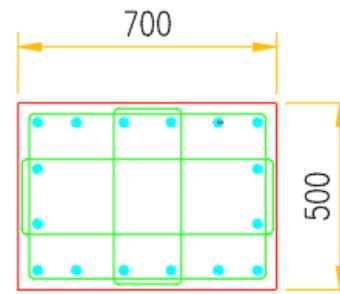
P = 448.00 tn



P = 112.00 tn

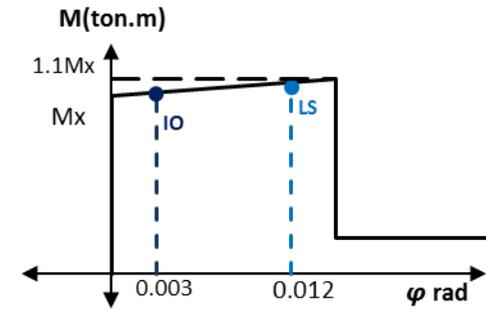


C 11 – 50 cm x 80 cm

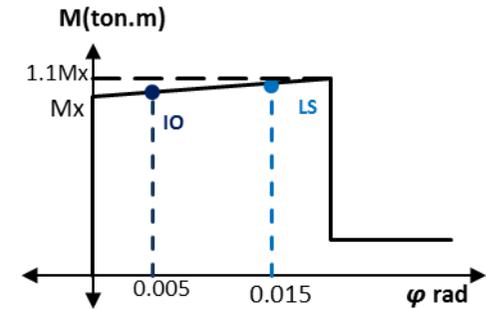


16 ϕ 1"
 $\varnothing \phi 3/8''$: 1 ϕ 50,8 ϕ 100 C/EXT.
 RTO. ϕ 250
 $f'_c=280$

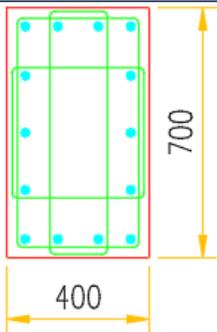
P = 392.00 tn



P = 98.00 tn

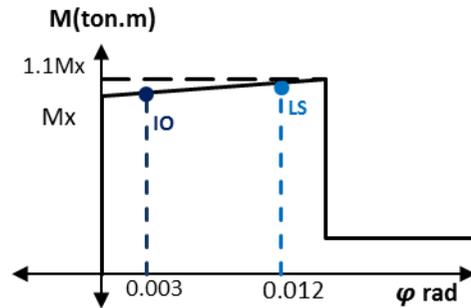


C10 – 50 cm x 70 cm

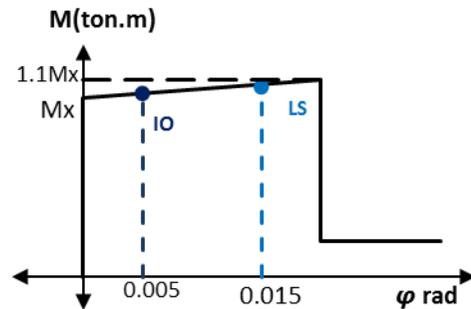


14φ1"
 ∅φ3/8": 1@50,8@100 C/EXT.
 RT0.@250
 f'c=280

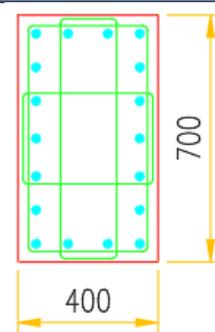
P = 316.60 tn



P = 78.40 tn

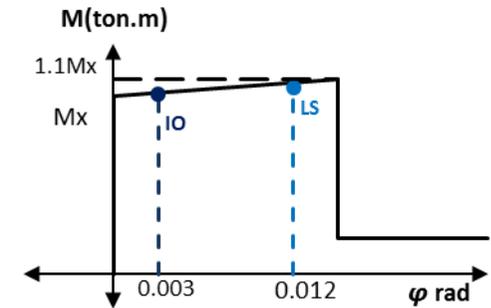


C 9 – 40 cm x 70 cm

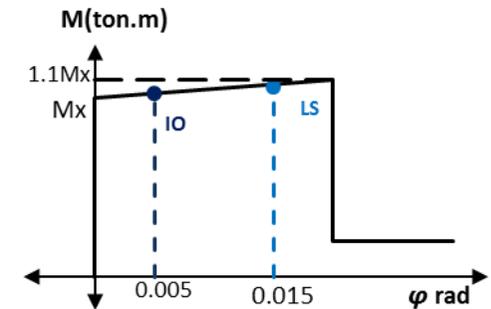


18φ1"
 ∅φ3/8": 1@50,8@100 C/EXT.
 RT0.@250
 f'c=280

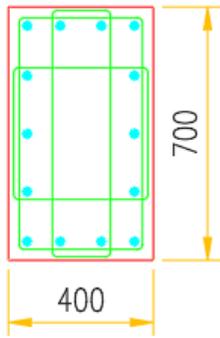
P = 316.60 tn



P = 78.40 tn

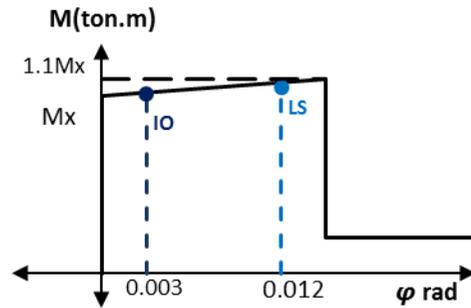


C9 – 40 cm x 70 cm

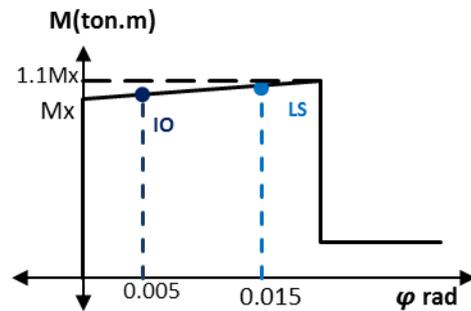


14Ø1"
 Ø3/8": 1@50,8@100 C/EXT.
 RTO.@250
 f'c=280

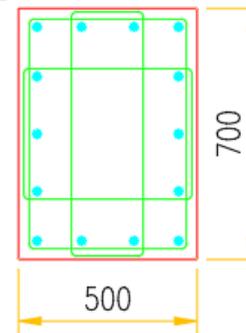
P = 392.00 tn



P = 98.00 tn

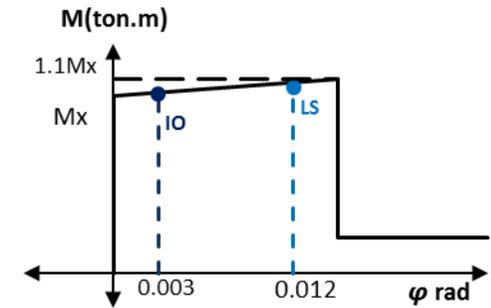


C 8 – 40 cm x 70 cm

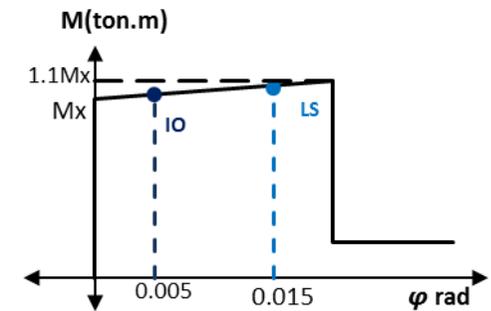


14Ø1"
 Ø3/8": 1@50,8@100 C/EXT.
 RTO.@250
 f'c=350

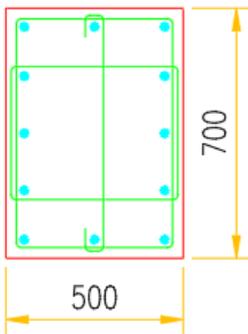
P = 490.00 tn



P = 122.50 tn

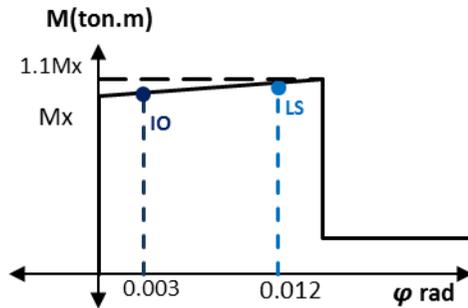


C 8 – 50 cm x 70 cm

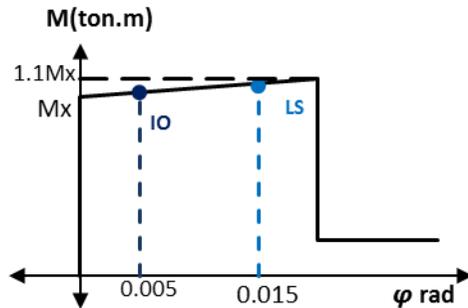


12Ø1"
 Ø3/8": 1@50, 8@100 C/EXT.
 RTO.@250
 f'c=350

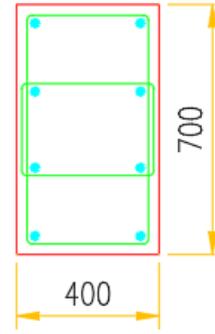
P = 490.00 tn



P = 122.50 tn

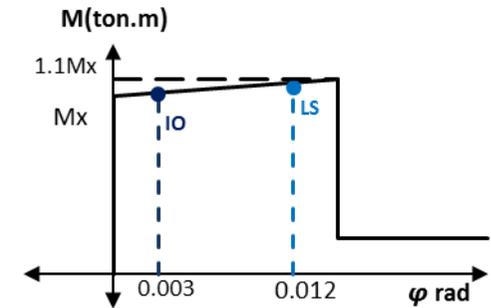


C 7 – 50 cm x 70 cm

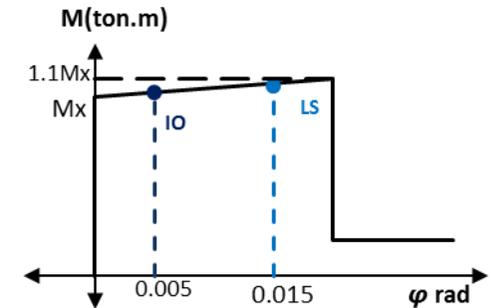


4Ø1" + 4Ø3/4"
 Ø3/8": 1@50, 8@100 C/EXT
 RTO.@250
 f'c=280

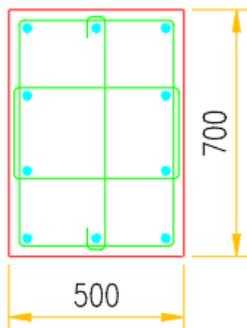
P = 316.13 tn



P = 78.40 tn

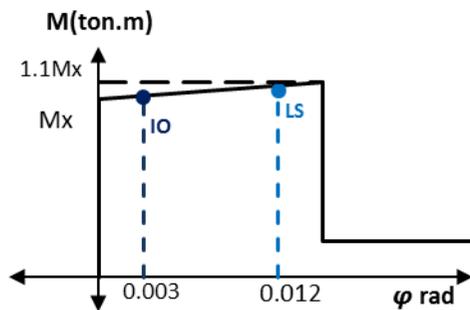


C6 – 40 cm x 70 cm

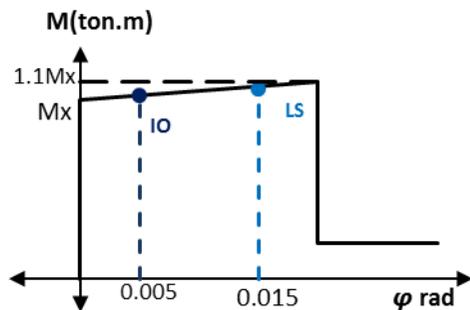


$4\phi 1'' + 6\phi 3/4''$
 $\varnothing \phi 3/8''$: 1@50, 8@100 C/EXT.
 RT0.@250
 $f'_c = 280$

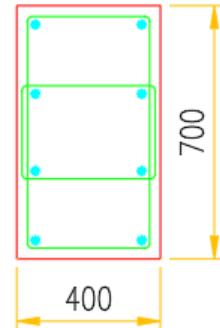
P = 392.00 tn



P = 98.00 tn

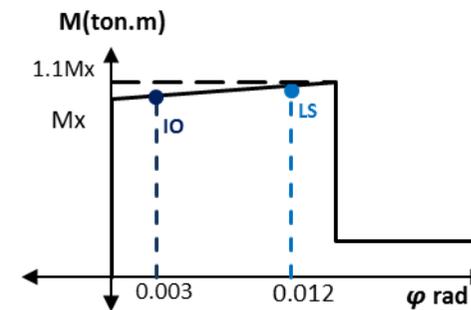


C 6 – 50 cm x 70 cm

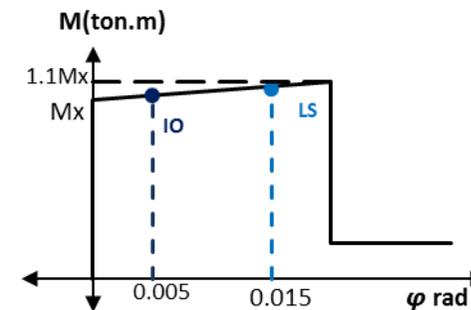


$4\phi 1'' + 4\phi 3/4''$
 $\varnothing \phi 3/8''$: 1@50, 8@100 C/EXT
 RT0.@250
 $f'_c = 280$

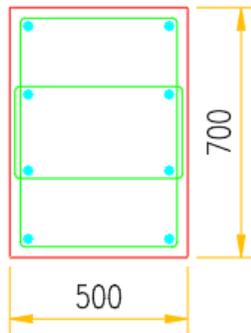
P = 316.60 tn



P = 78.40 tn

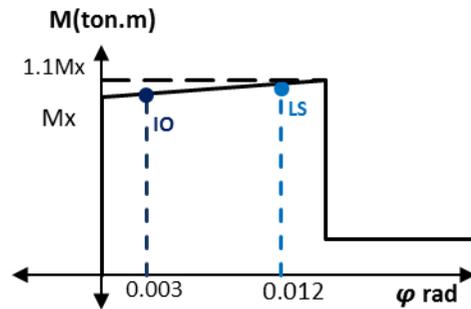


C5 – 40 cm x 70 cm

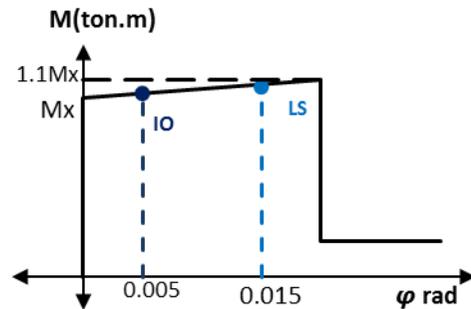


8Ø1''
 Ø3/8'': 1@50, 8@100 C/EXT
 RTO.@250
 f'c=350

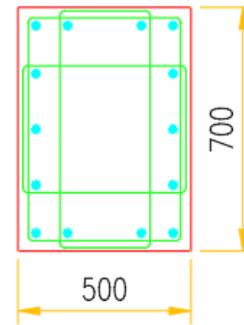
P = 490.00 tn



P = 122.50 tn

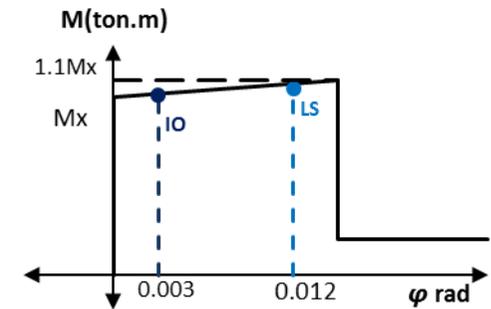


C 5 – 50 cm x 70 cm

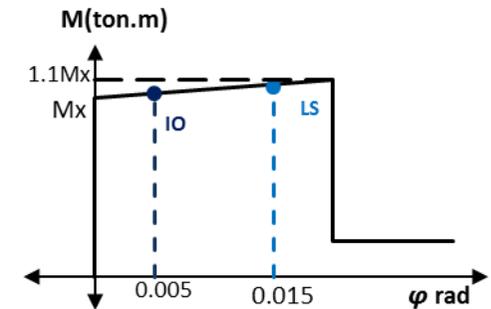


14Ø1''
 Ø3/8'': 1@50, 8@100 C/EXT
 RTO.@250
 f'c=350

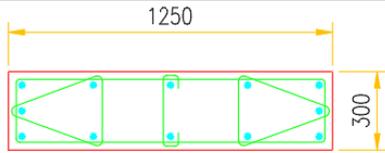
P = 490.00 tn



P = 122.50 tn



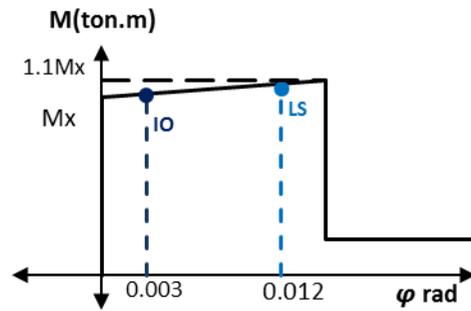
C5 – 50 cm x 70 cm



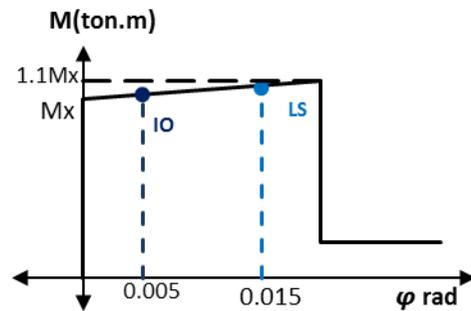
10 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"

ϕ 3/8": 1 ϕ 50, 12 ϕ 100 C/EXT.
 RTO.@250
 f'c=280

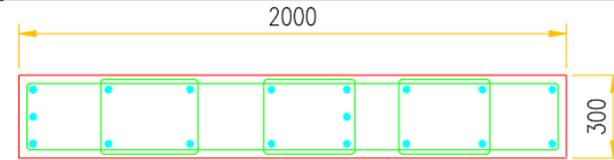
P = 420.00 tn



P = 105.00 tn



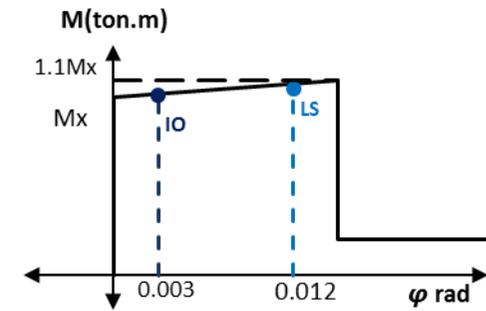
C 4 – 30 cm x 125 cm



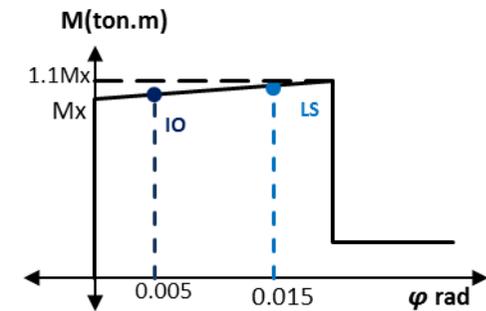
16 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"

ϕ 3/8": 1 ϕ 50, C/EXT.
 RTO.@100
 f'c=280

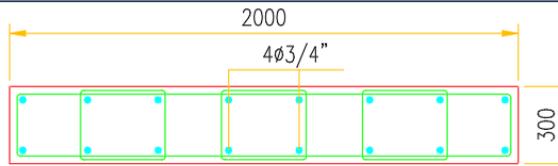
P = 672.00 tn



P = 168.00 tn

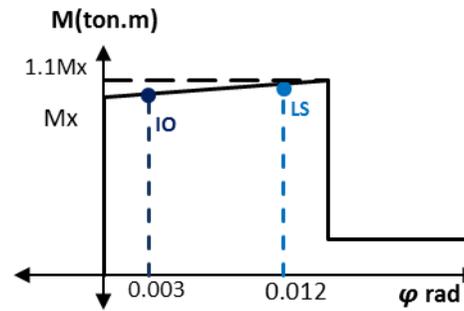


C4 – 30 cm x 200 cm

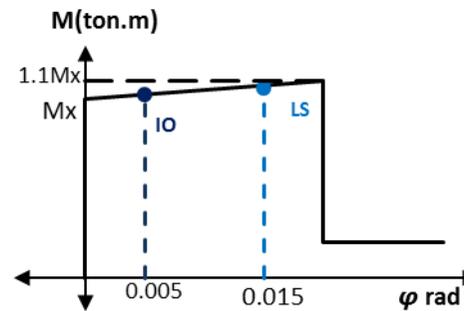


$12\phi 1'' + 4\phi 3/4''$
 $\phi 3/8''$: 1@50, C/EXT.
 RTO.@100
 $f'_c = 280$

P = 672.00 tn

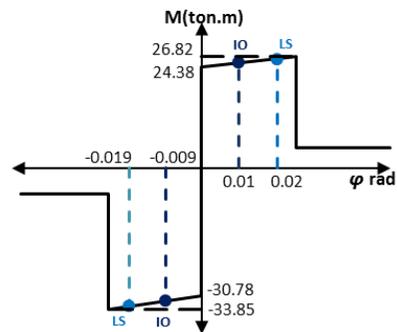


P = 168.00 tn

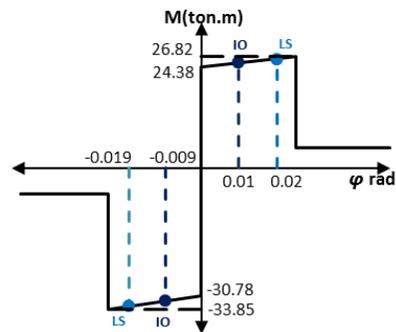


C 3 – 30 cm x 200 cm

IZQUIERDA

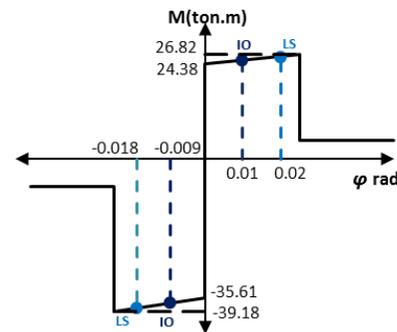


DERECHA

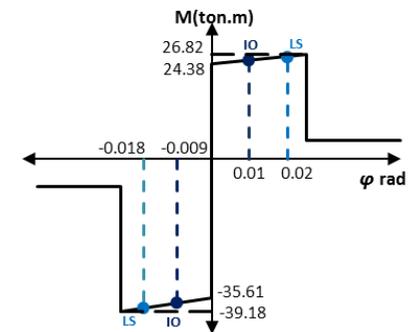


V1 – S04 (Del eje 5 al eje 6)

IZQUIERDA

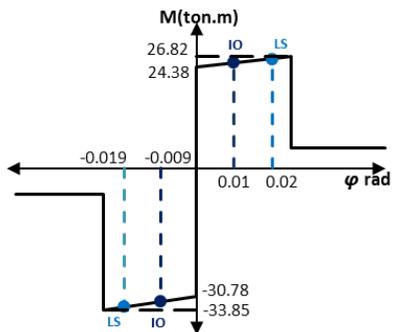


DERECHA

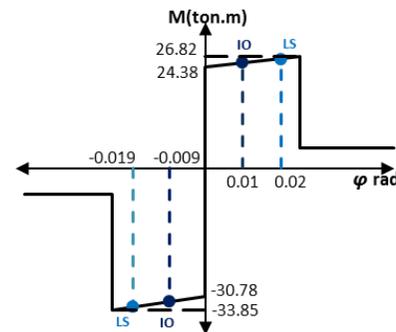


V1 – S04 (Del eje 6 al eje 7)

IZQUIERDA

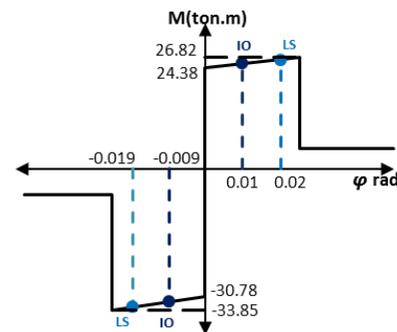


DERECHA

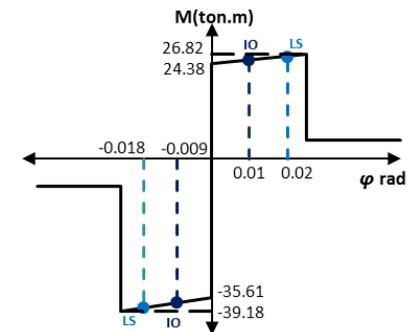


V1 – S04 (Del eje 7 al eje 8)

IZQUIERDA

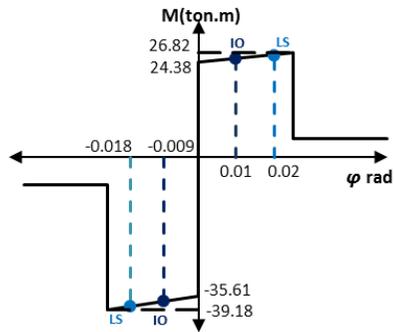


DERECHA

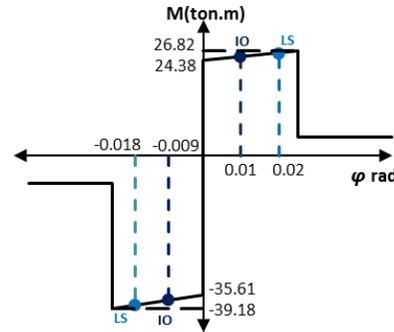


V1 – S04 (Del eje 8 al eje 9)

IZQUIERDA

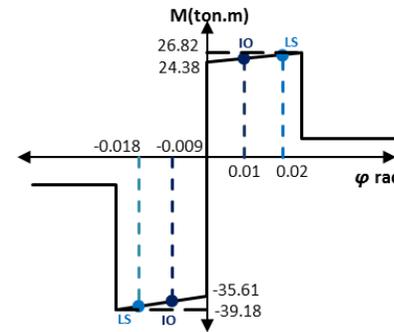


DERECHA

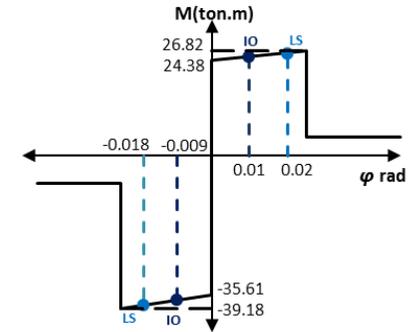


V1 - S04 (Del eje 9 al eje 10)

IZQUIERDA

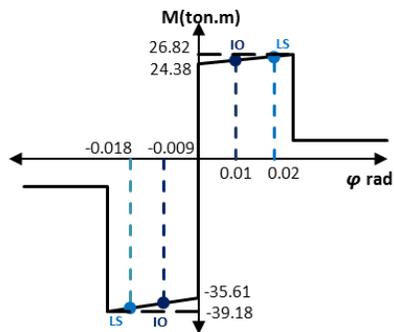


DERECHA

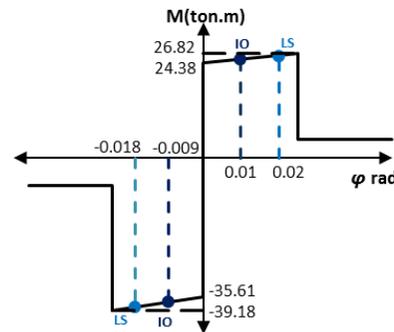


V1 - S04 (Del eje 10 al eje 11)

IZQUIERDA

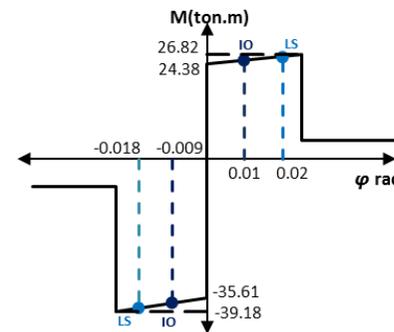


DERECHA

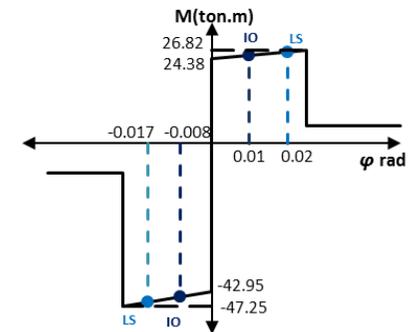


V1 - S03 (Del eje 5 al eje 6)

IZQUIERDA

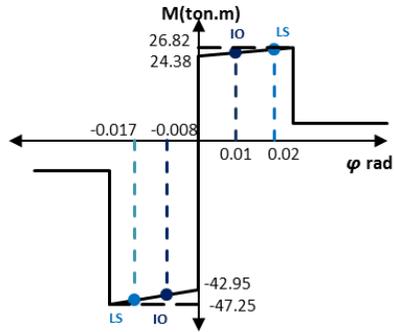


DERECHA

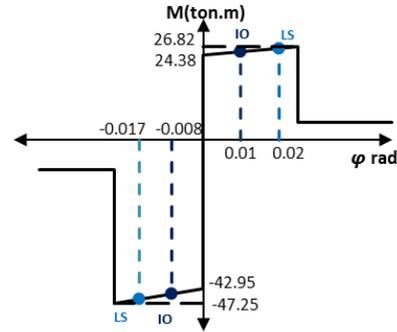


V1 - S03 (Del eje 6 al eje 7)

IZQUIERDA

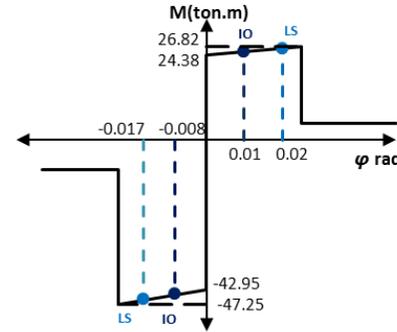


DERECHA

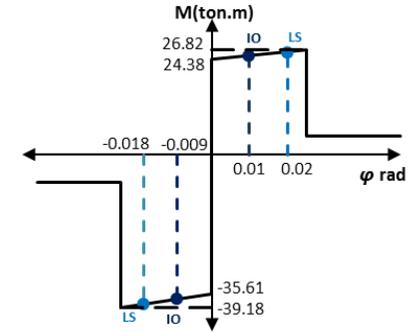


V1 – S03 (Del eje 7 al eje 8)

IZQUIERDA

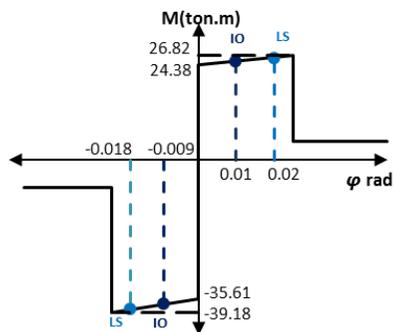


DERECHA

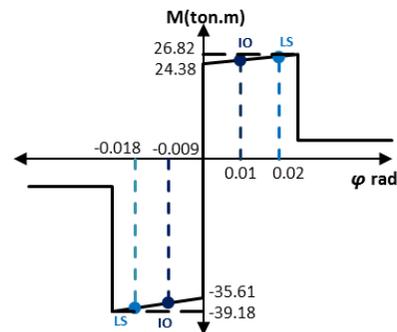


V1 – S03 (Del eje 8 al eje 9)

IZQUIERDA

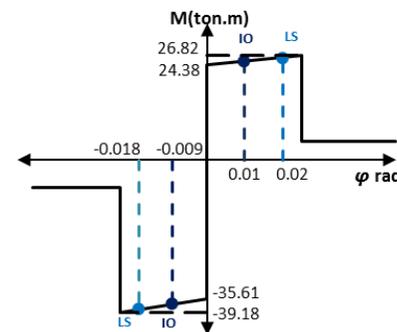


DERECHA

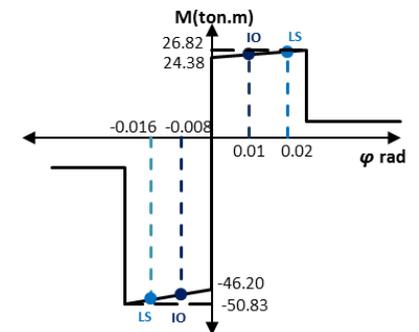


V1 – S03 (Del eje 9 al eje 10)

IZQUIERDA

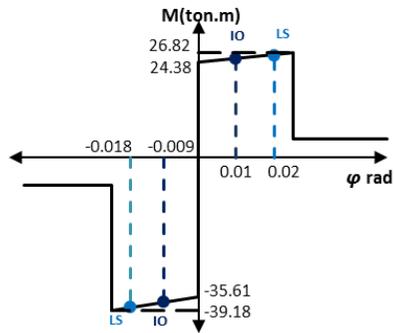


DERECHA

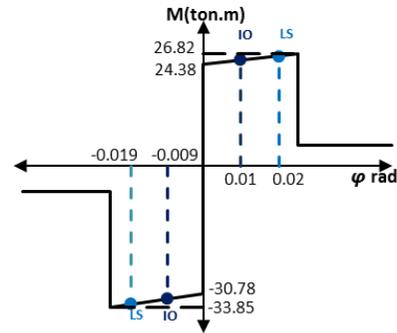


V1 – S03 (Del eje 10 al eje 11)

IZQUIERDA

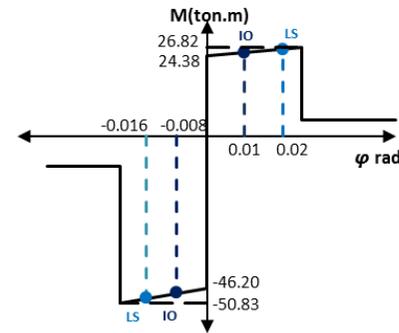


DERECHA

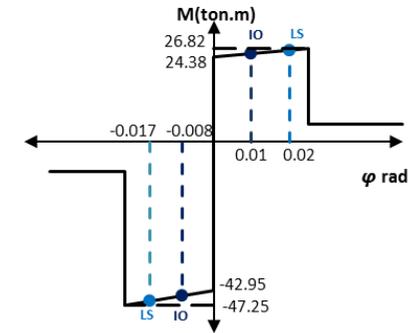


V1 – S02 (Del eje 5 al eje 6)

IZQUIERDA

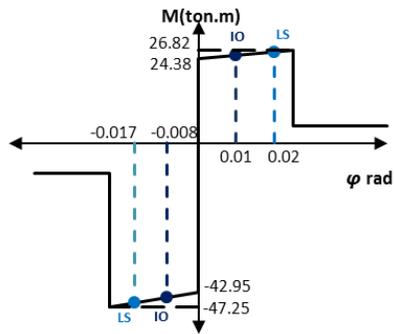


DERECHA

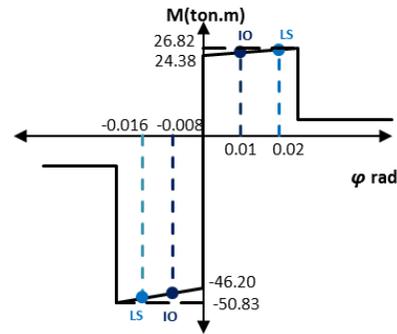


V1 – S02 (Del eje 6 al eje 7)

IZQUIERDA

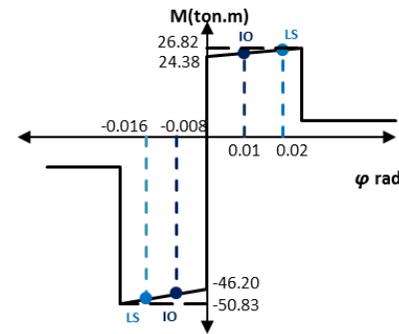


DERECHA

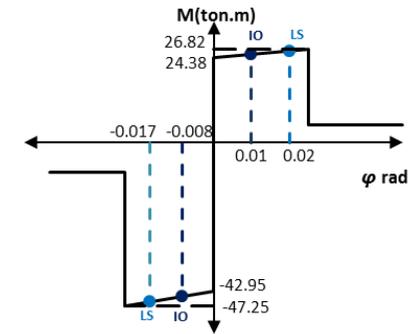


V1 – S02 (Del eje 7 al eje 8)

IZQUIERDA

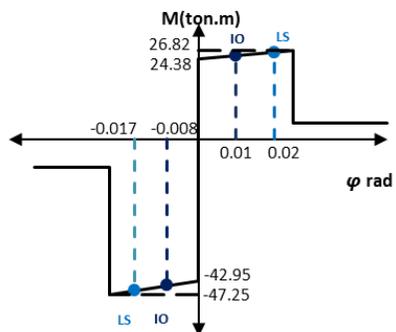


DERECHA

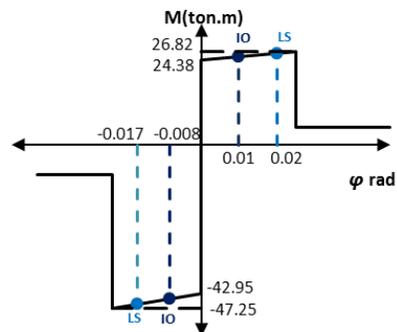


V1 – S02 (Del eje 8 al eje 9)

IZQUIERDA

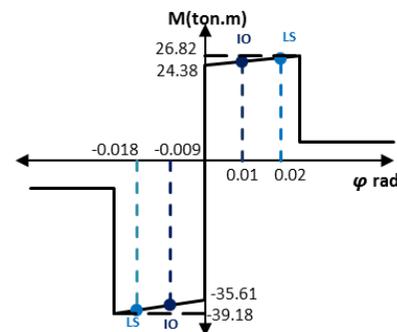


DERECHA

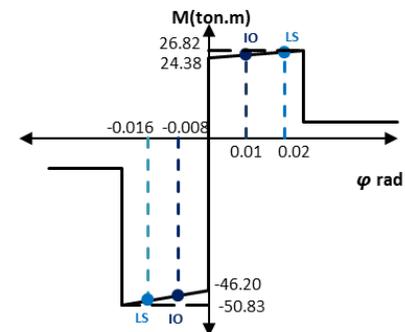


V1 – S02 (Del eje 9 al eje 10)

IZQUIERDA

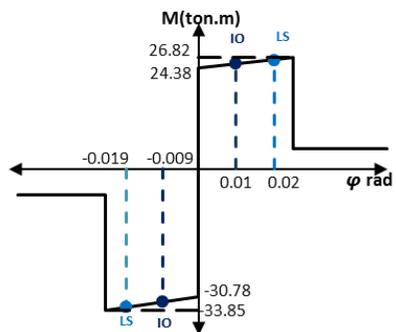


DERECHA

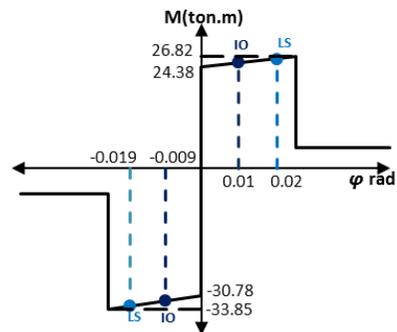


V1 – S02 (Del eje 10 al eje 11)

IZQUIERDA

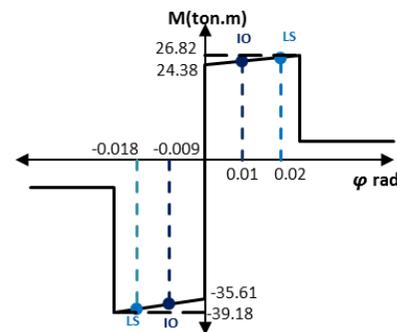


DERECHA

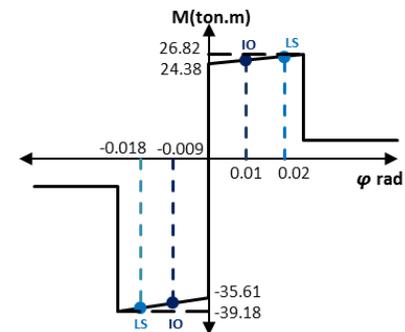


V1 – S01 (Del eje 5 al eje 6)

IZQUIERDA

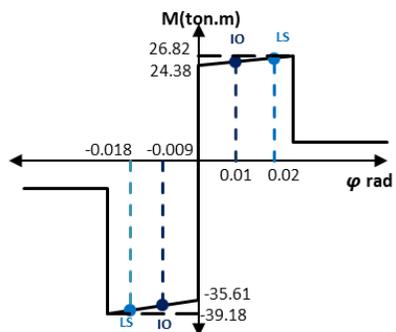


DERECHA

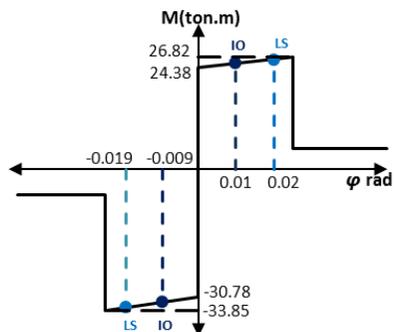


V1 – S01 (Del eje 6 al eje 7)

IZQUIERDA

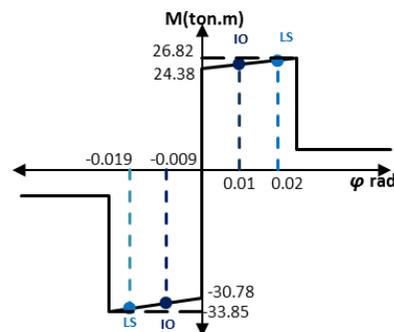


DERECHA

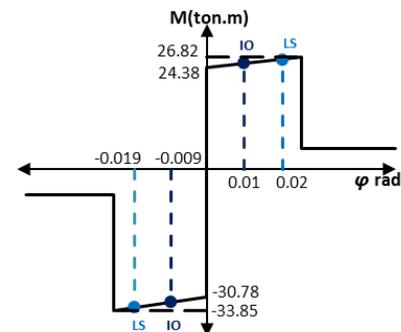


V1 – S01 (Del eje 7 al eje 8)

IZQUIERDA

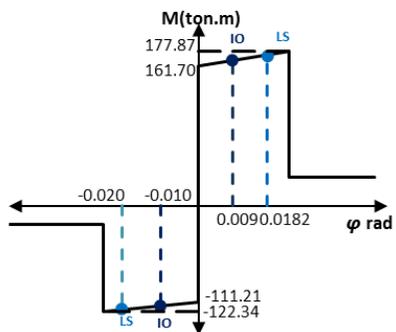


DERECHA

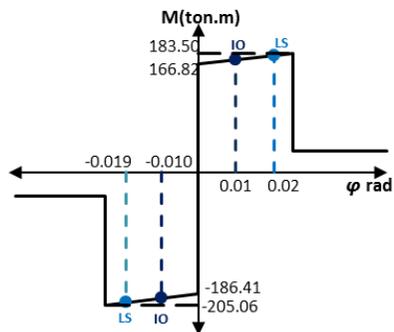


VS (Del eje 3 al eje 6)

IZQUIERDA

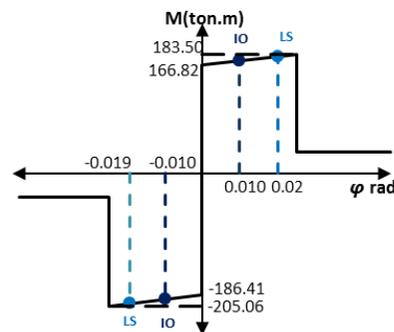


DERECHA

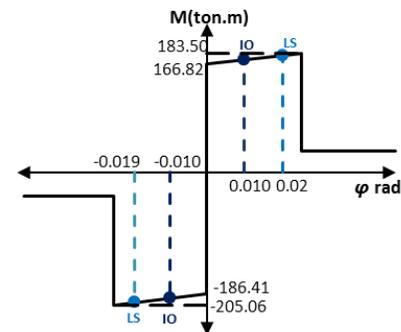


V1 – T04 (Del eje 5 al eje 6)

IZQUIERDA

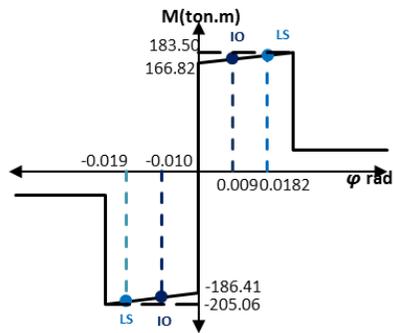


DERECHA

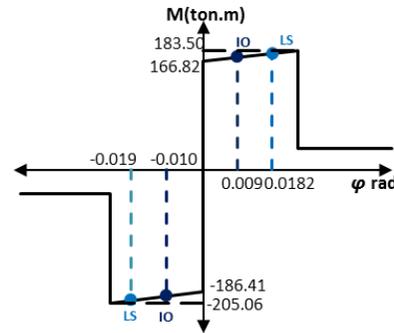


V1 – T04 (Del eje 6 al eje 7)

IZQUIERDA

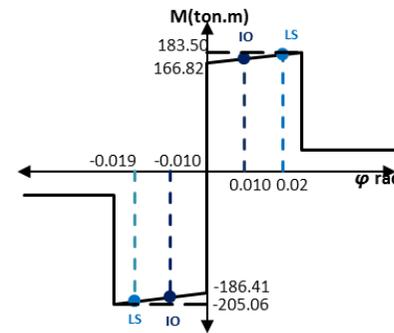


DERECHA

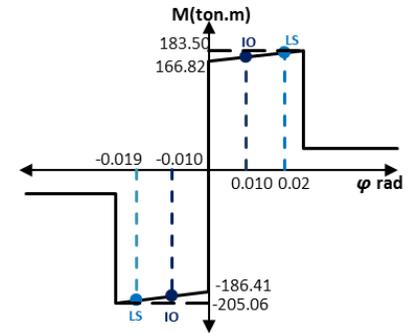


V1 – T04 (Del eje 7 al eje 8)

IZQUIERDA

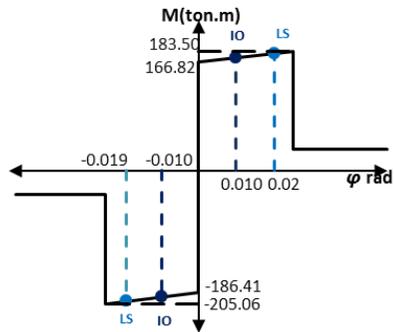


DERECHA

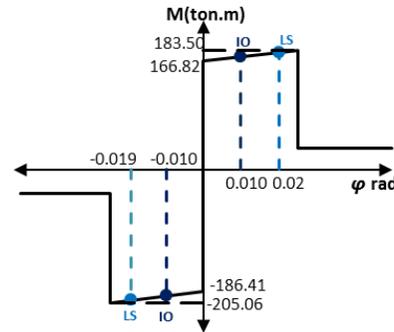


V1 – T04 (Del eje 8 al eje 9)

IZQUIERDA

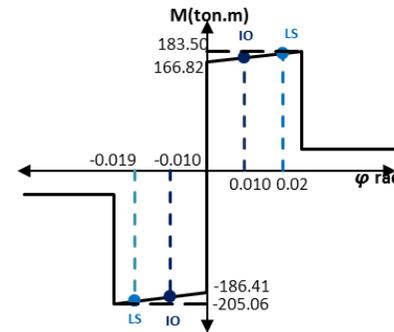


DERECHA

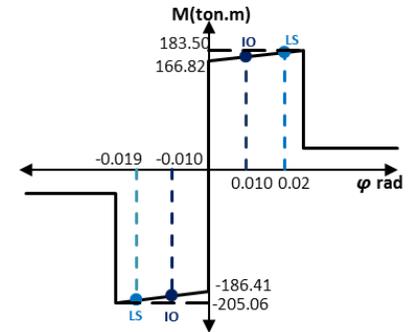


V1 – T04 (Del eje 9 al eje 10)

IZQUIERDA

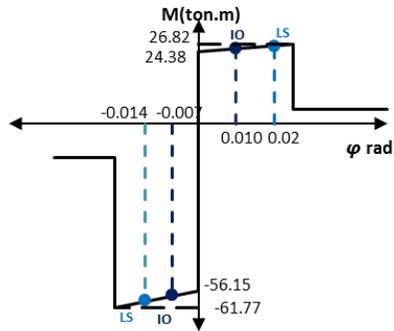


DERECHA

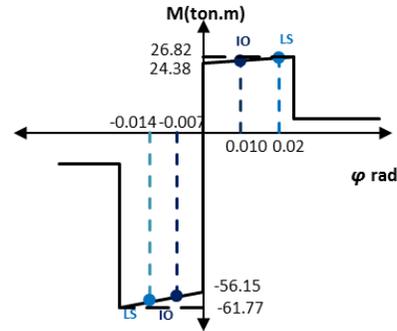


V1 – T04 (Del eje 10 al eje 11)

IZQUIERDA

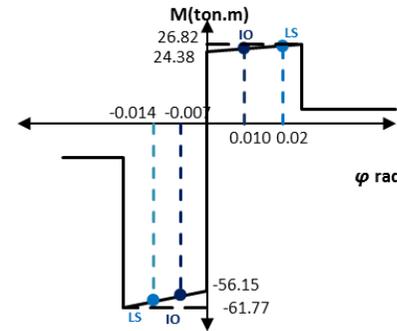


DERECHA

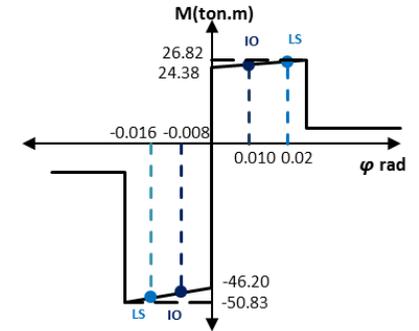


V1 – T03 (Del eje 5 al eje 6)

IZQUIERDA

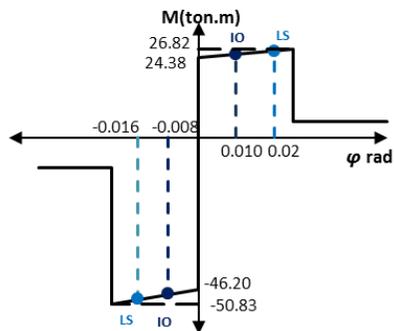


DERECHA

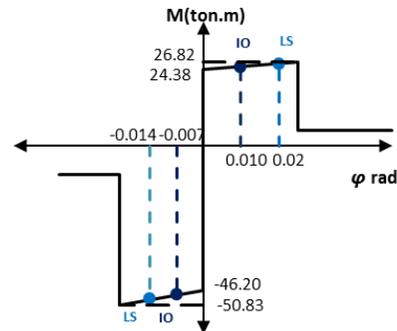


V1 – T03 (Del eje 6 al eje 7)

IZQUIERDA

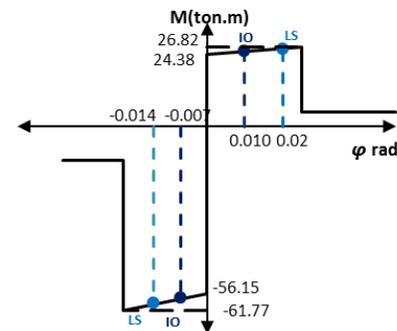


DERECHA

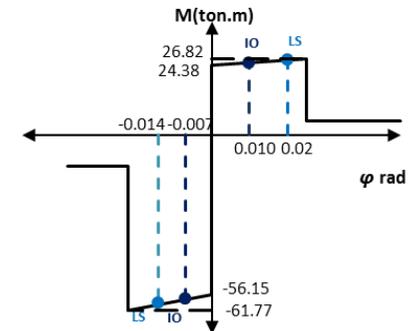


V1 – T03 (Del eje 7 al eje 8)

IZQUIERDA

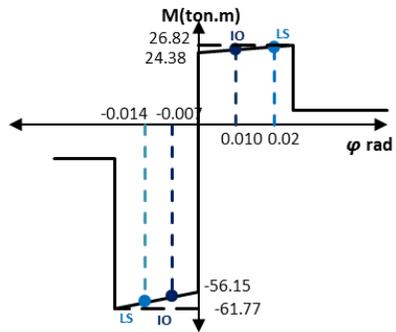


DERECHA

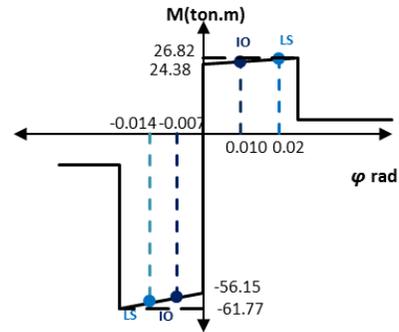


V1 – T03 (Del eje 8 al eje 9)

IZQUIERDA

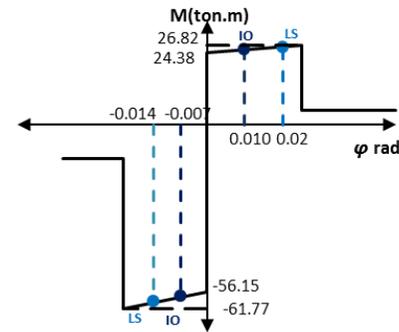


DERECHA

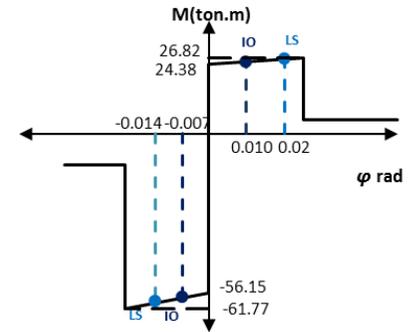


V1 – T03 (Del eje 9 al eje 10)

IZQUIERDA

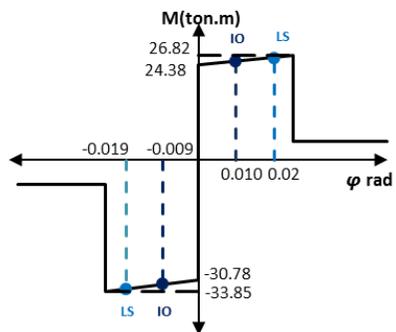


DERECHA

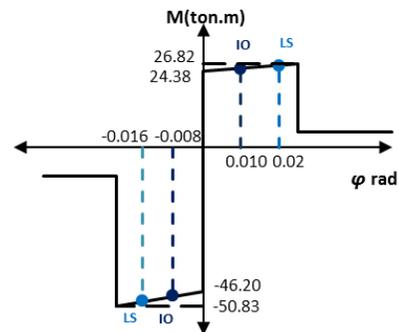


V1 – T03 (Del eje 10 al eje 11)

IZQUIERDA

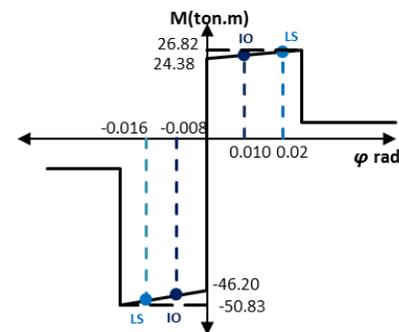


DERECHA

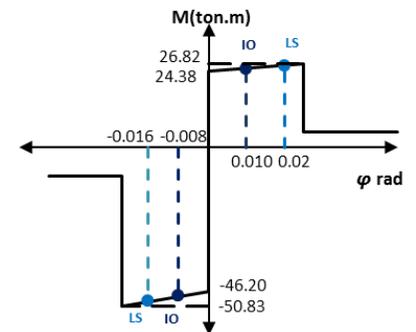


V1 – T02 (Del eje 5 al eje 6)

IZQUIERDA

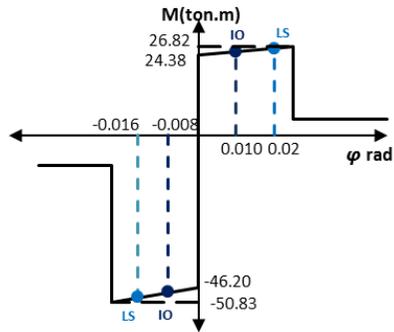


DERECHA

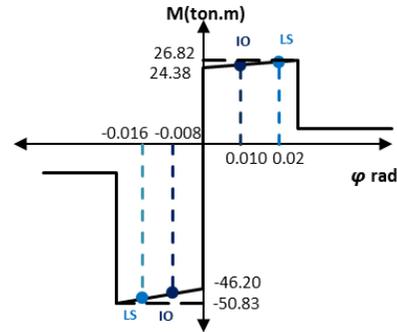


V1 – T02 (Del eje 6 al eje 7)

IZQUIERDA

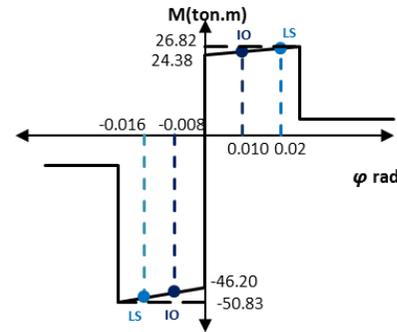


DERECHA

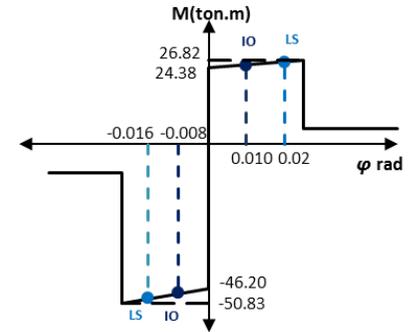


V1 - T02 - (Del eje 7 al eje 8)

IZQUIERDA

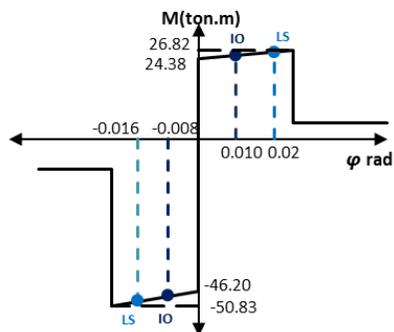


DERECHA

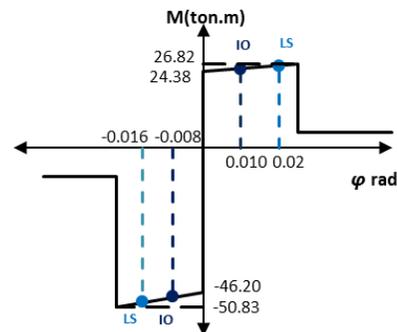


V1 - T02 (Del eje 8 al eje 9)

IZQUIERDA

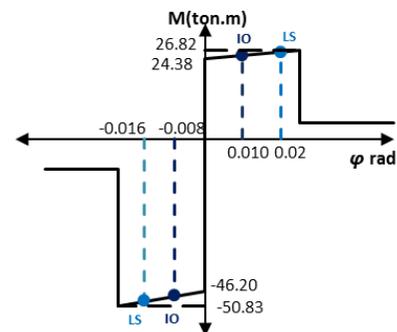


DERECHA

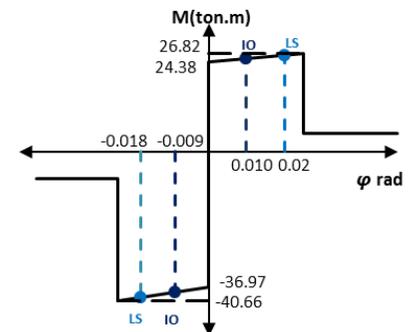


V1 - T02 (Del eje 9 al eje 10)

IZQUIERDA

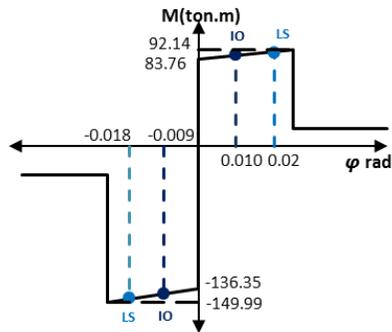


DERECHA

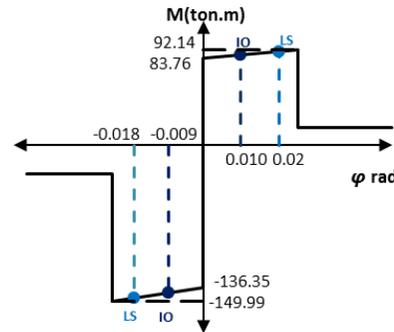


V1 - T02 (Del eje 10 al eje 11)

IZQUIERDA

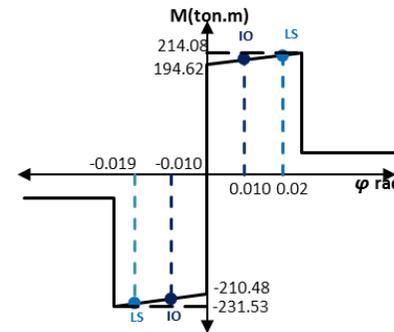


DERECHA

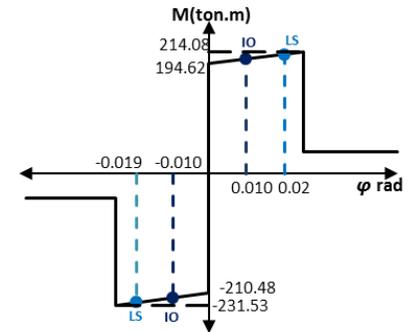


V1 – T01 (Del eje 5 al eje 6)

IZQUIERDA

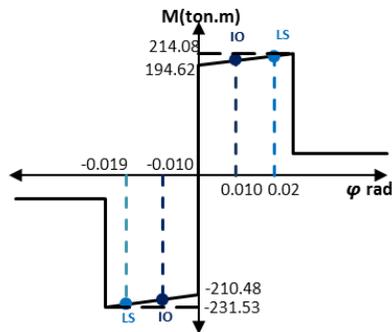


DERECHA

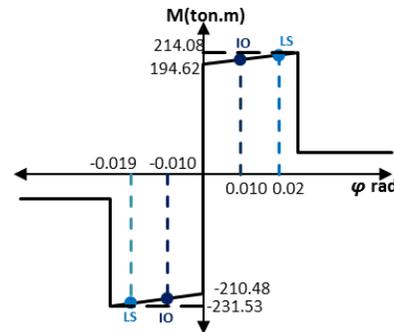


V1 – T01 (Del eje 6 al eje 7)

IZQUIERDA

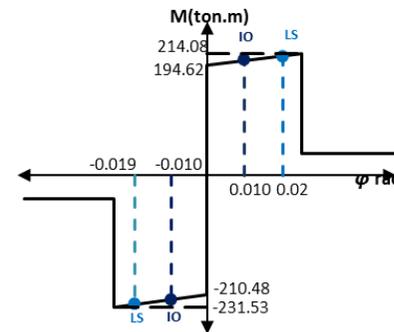


DERECHA

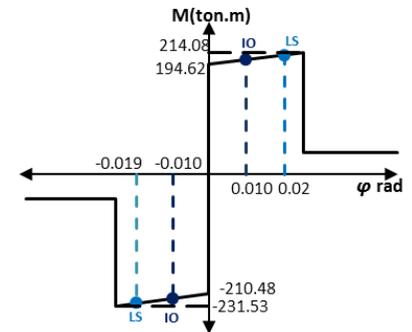


V1 – T01 (Del eje 7 al eje 8)

IZQUIERDA

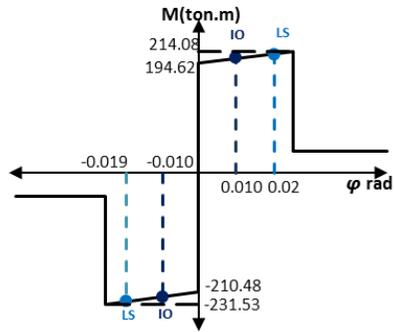


DERECHA

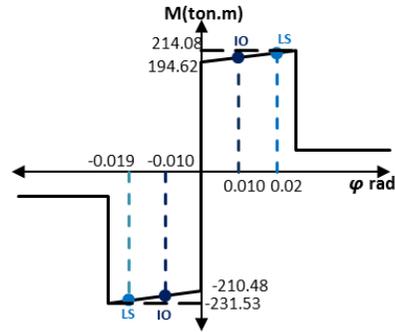


V1 – T01 (Del eje 8 al eje 9)

IZQUIERDA

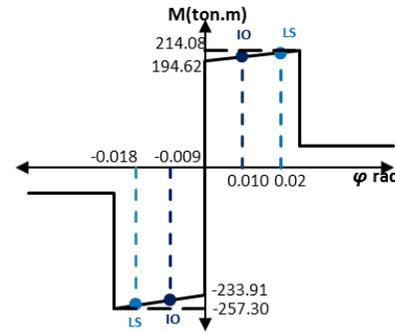


DERECHA

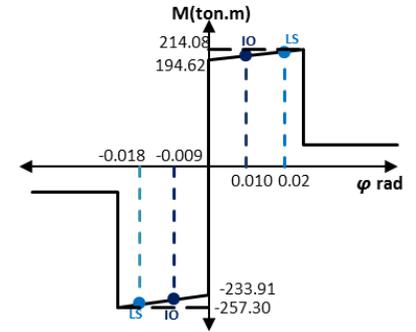


V1 - T01 (Del eje 9 al eje 10)

IZQUIERDA

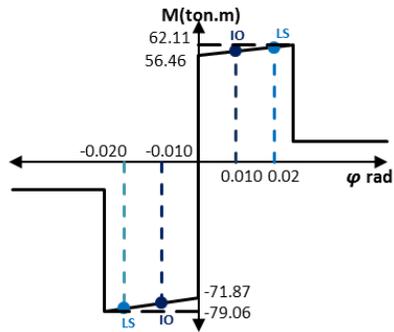


DERECHA

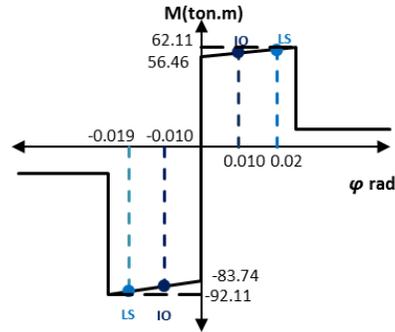


VS3 (Eje 14)

IZQUIERDA

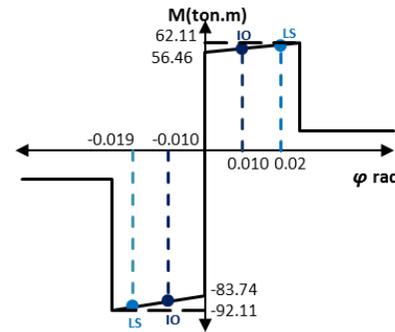


DERECHA

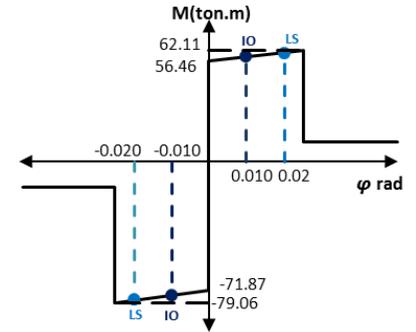


V1 - 604 (Del eje 5 al eje 6)

IZQUIERDA

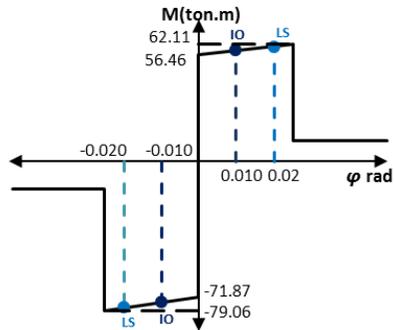


DERECHA

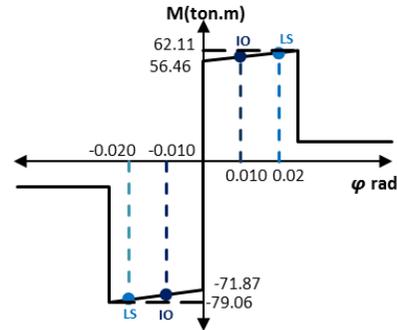


V1 - 604 (Del eje 6 al eje 7)

IZQUIERDA

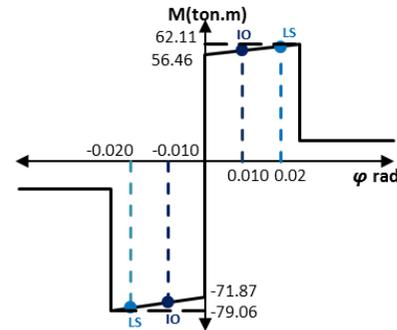


DERECHA

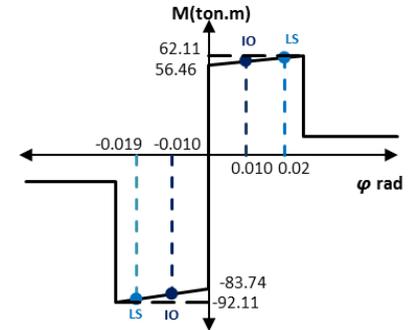


V1 – 604 (Del eje 7 al eje 8)

IZQUIERDA

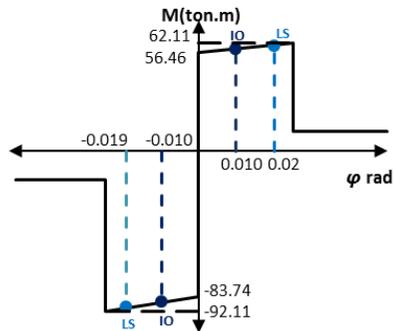


DERECHA

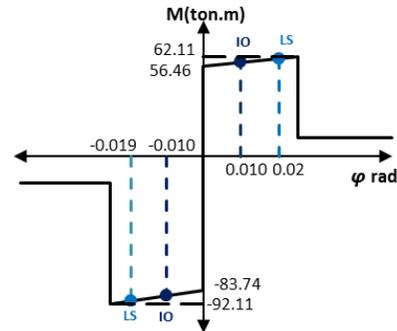


V1 – 604 (Del eje 8 al eje 9)

IZQUIERDA

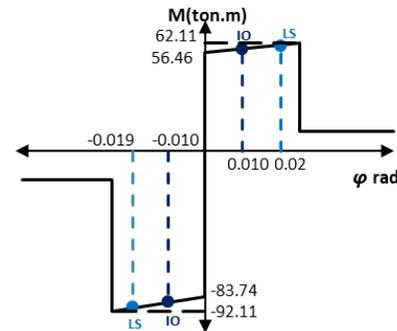


DERECHA

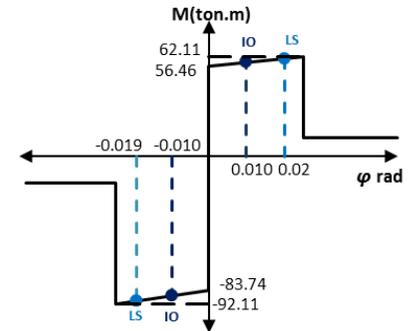


V1 – 604 (Del eje 9 al eje 10)

IZQUIERDA

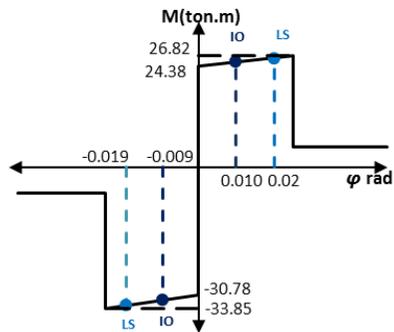


DERECHA

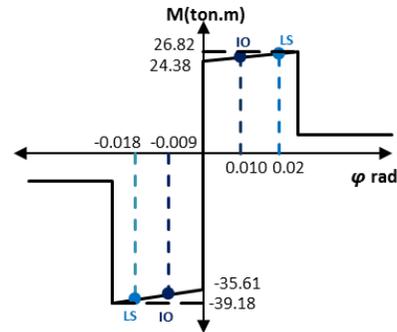


V1 – 604 (Del eje 10 al eje 11)

IZQUIERDA

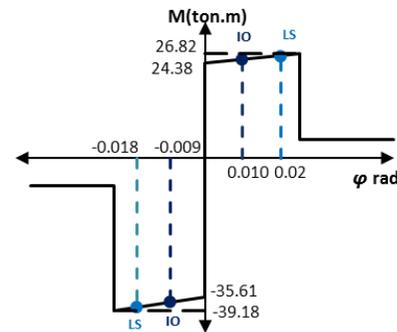


DERECHA

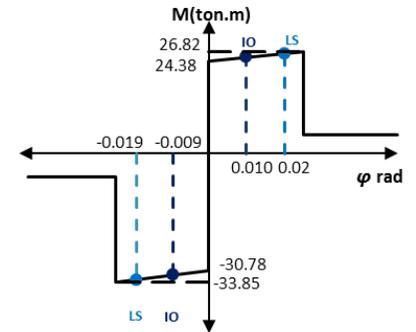


V1 - 603 (Del eje 5 al eje 6)

IZQUIERDA

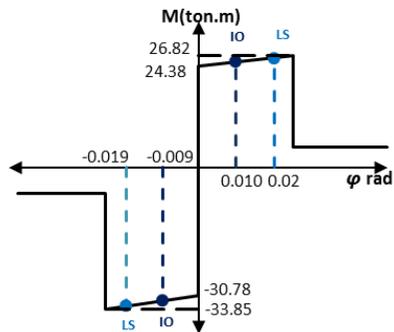


DERECHA

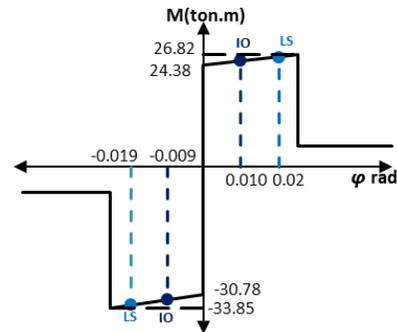


V1 - 603 (Del eje 6 al eje 7)

IZQUIERDA

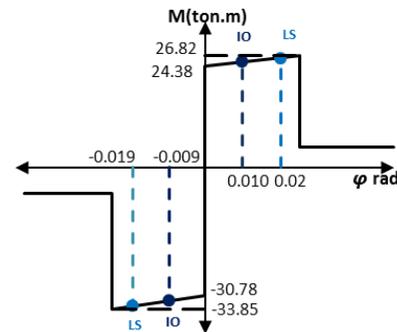


DERECHA

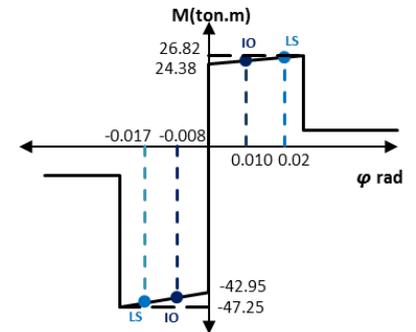


V1 - 603 (Del eje 7 al eje 8)

IZQUIERDA

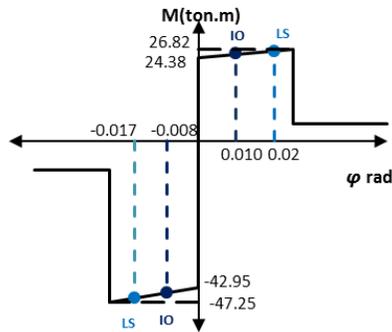


DERECHA

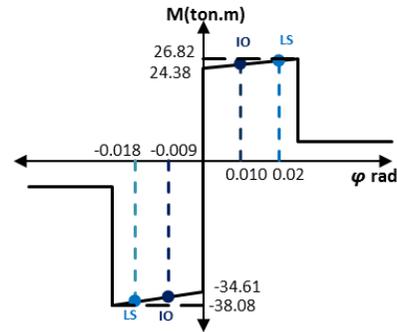


V1 - 603 - (Del eje 8 al eje 9)

IZQUIERDA

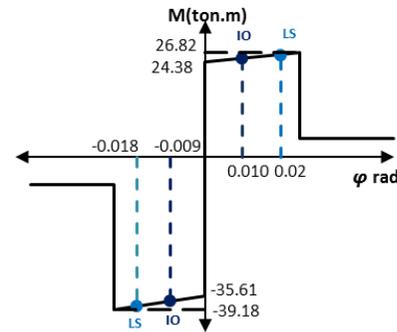


DERECHA

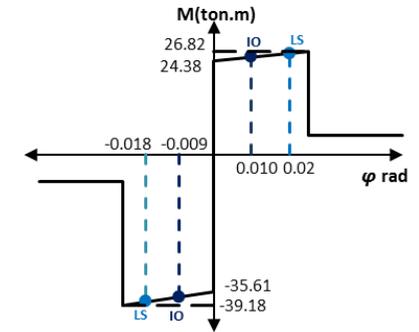


V1 – 603 (Del eje 9 al eje 10)

IZQUIERDA

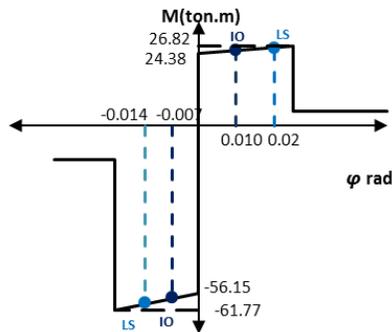


DERECHA

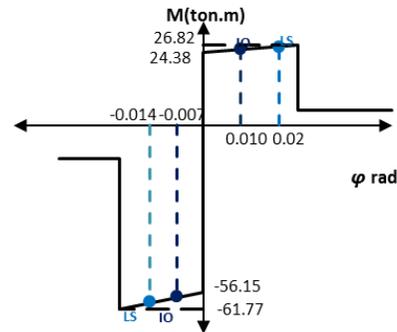


V1 – 603 (Del eje 10 al eje 11)

IZQUIERDA

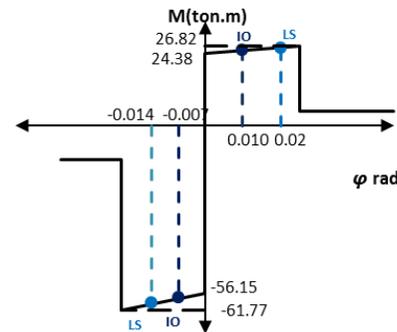


DERECHA

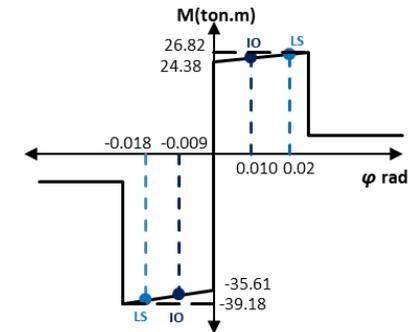


V1 – 602 (Del eje 5 al eje 6)

IZQUIERDA

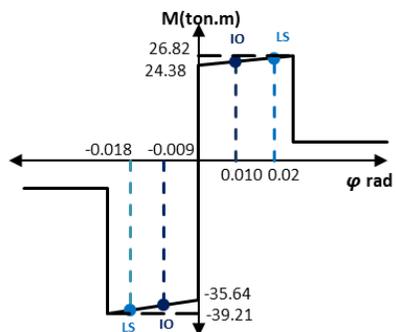


DERECHA

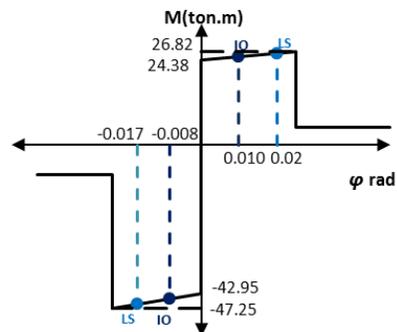


V1 – 602 (Del eje 6 al eje 7)

IZQUIERDA

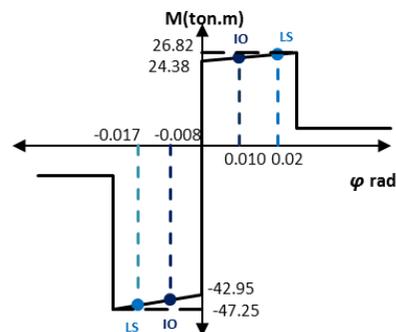


DERECHA

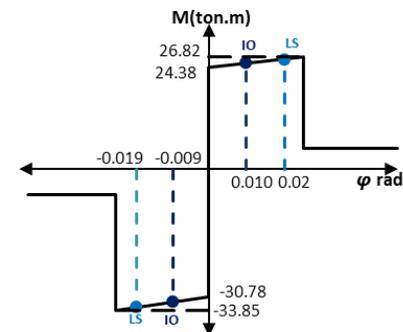


V1 – 602 (Del eje 7 al eje 8)

IZQUIERDA

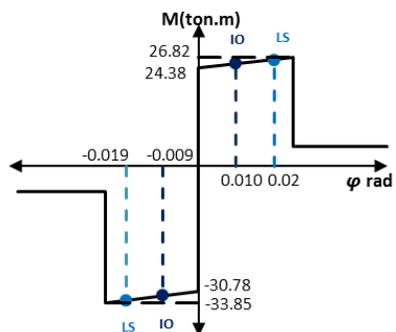


DERECHA

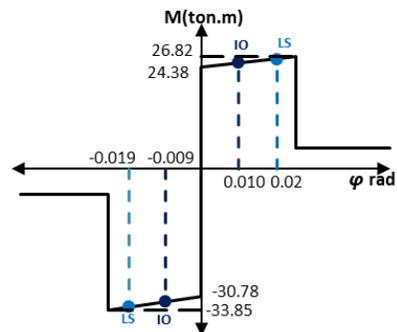


V1 – 602 (Del eje 8 al eje 9)

IZQUIERDA

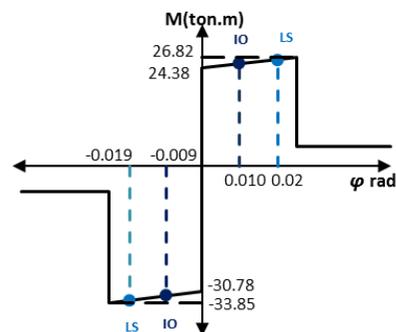


DERECHA

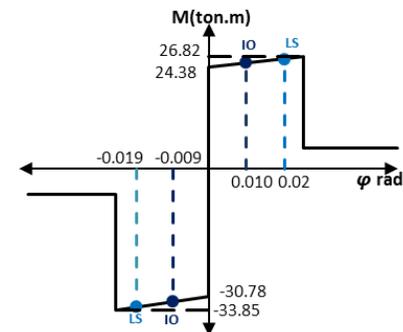


V1 – 602 (Del eje 9 al eje 10)

IZQUIERDA

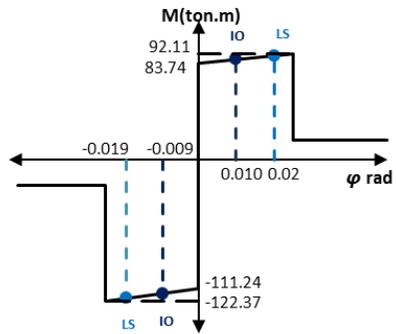


DERECHA

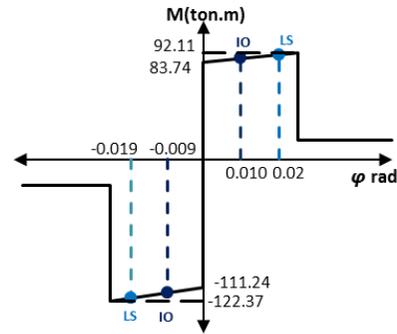


V1 – 602 (Del eje 10 al eje 11)

IZQUIERDA

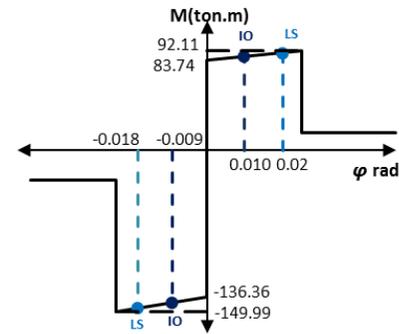


DERECHA

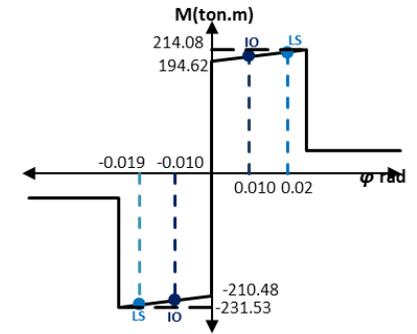


V1 – 601 (Del eje 5 al eje 6)

IZQUIERDA

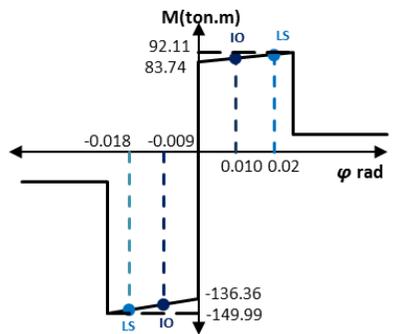


DERECHA

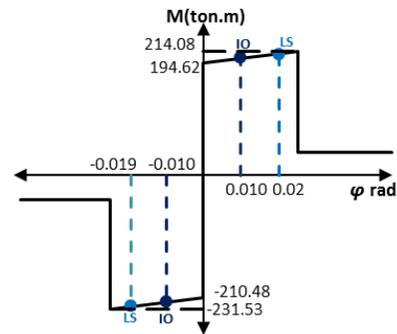


V1 – 601 (Del eje 6 al eje 7)

IZQUIERDA

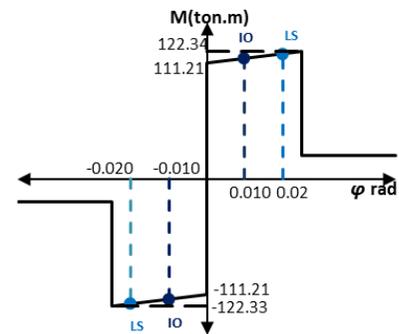


DERECHA

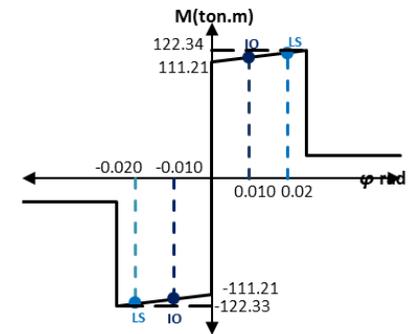


V1 – 601 (Del eje 7 al eje 8)

IZQUIERDA

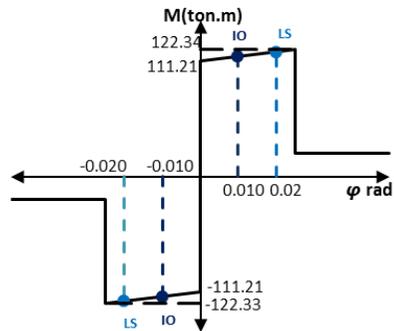


DERECHA



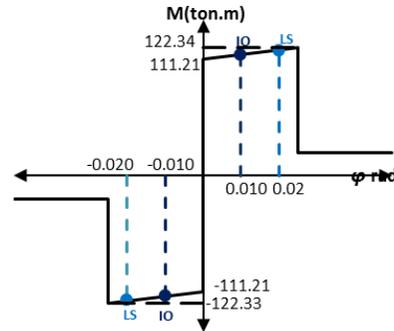
V1 – 601 (Del eje 8 al eje 9)

IZQUIERDA

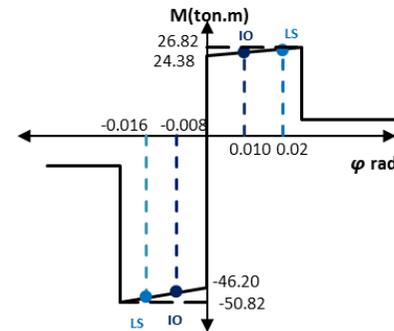


V1 – 601 (Del eje 9 al eje 10)

DERECHA

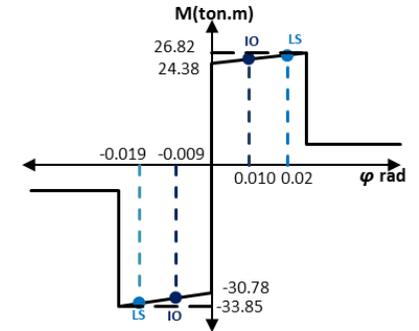


IZQUIERDA

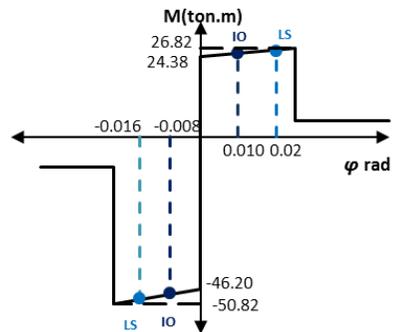


V1 – 606 – ec

DERECHA

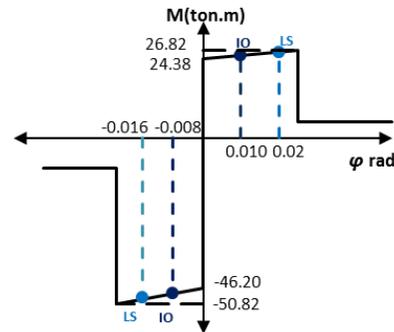


IZQUIERDA

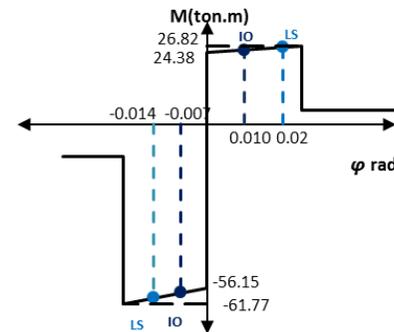


V1 – 606 A – ec

DERECHA

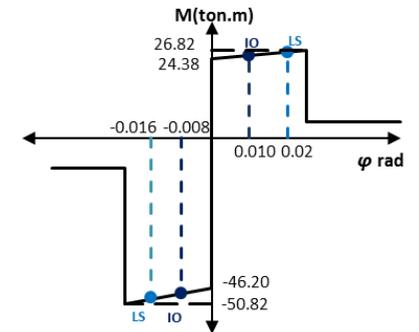


IZQUIERDA

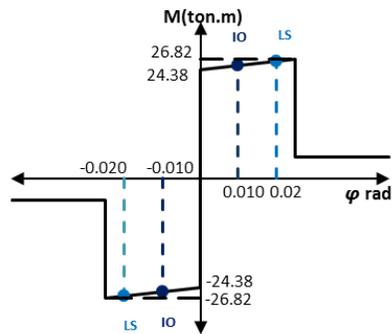


V1 – 605 – ec

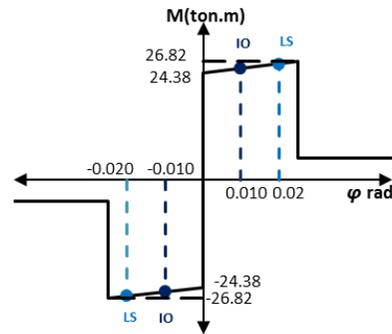
DERECHA



IZQUIERDA

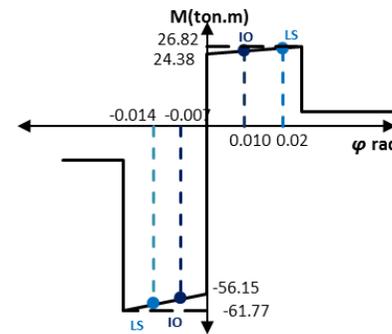


DERECHA

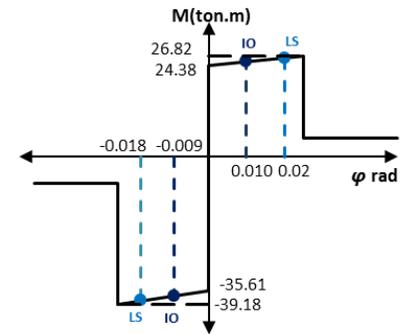


VS - 36 B

IZQUIERDA

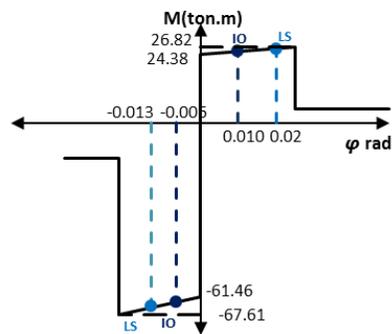


DERECHA

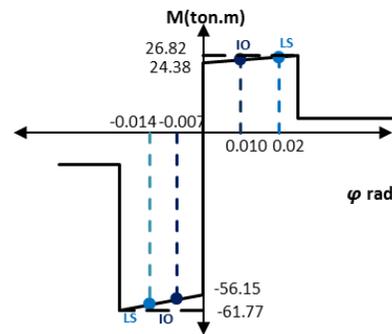


V1 - T 08 - ec

IZQUIERDA



DERECHA



V1 - T 08 - ec

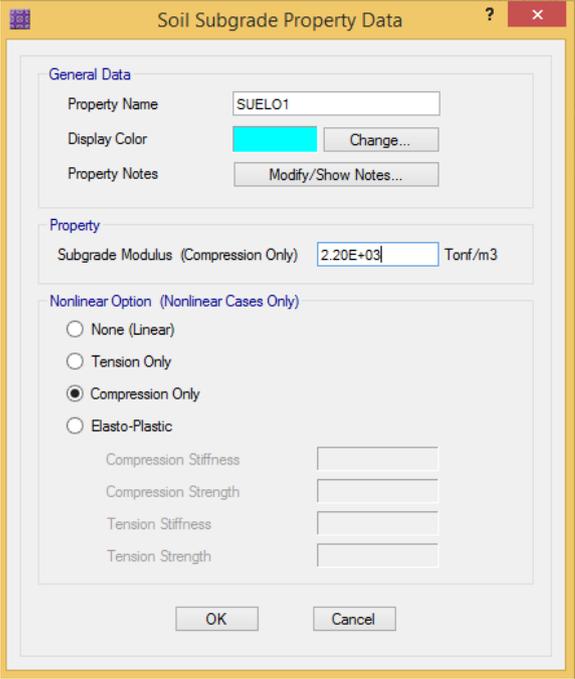
Nota: Los Diagramas Momento - Rotación, tanto para columnas como para vigas, muestran los valores de rotaciones (en radianes) plásticas para los estados de ocupación inmediata (IO) y seguridad de vida (LS). Esta información fue usada para construir la curva de capacidad con el uso del programa de cómputo SAP2000.

ANEXO 5: ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Se usaron las características mencionadas en el capítulo 4, tanto para tipo de suelo y concreto, así como las dimensiones de la edificación.

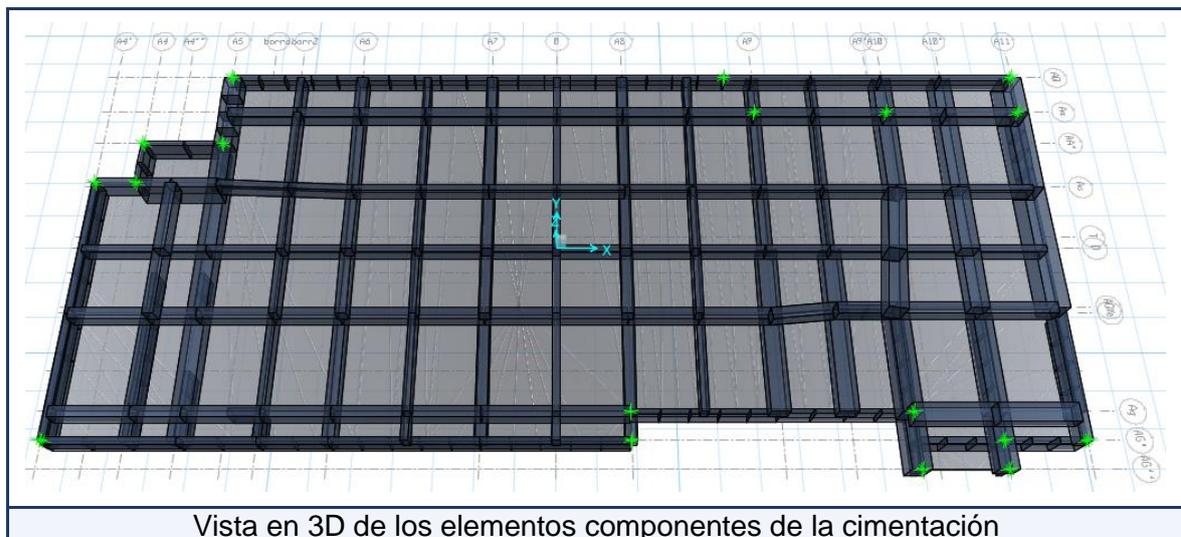
Además de ello, para el coeficiente de balasto se obtuvo el valor de 2.2 kg/cm^3 basándonos en la siguiente tabla:

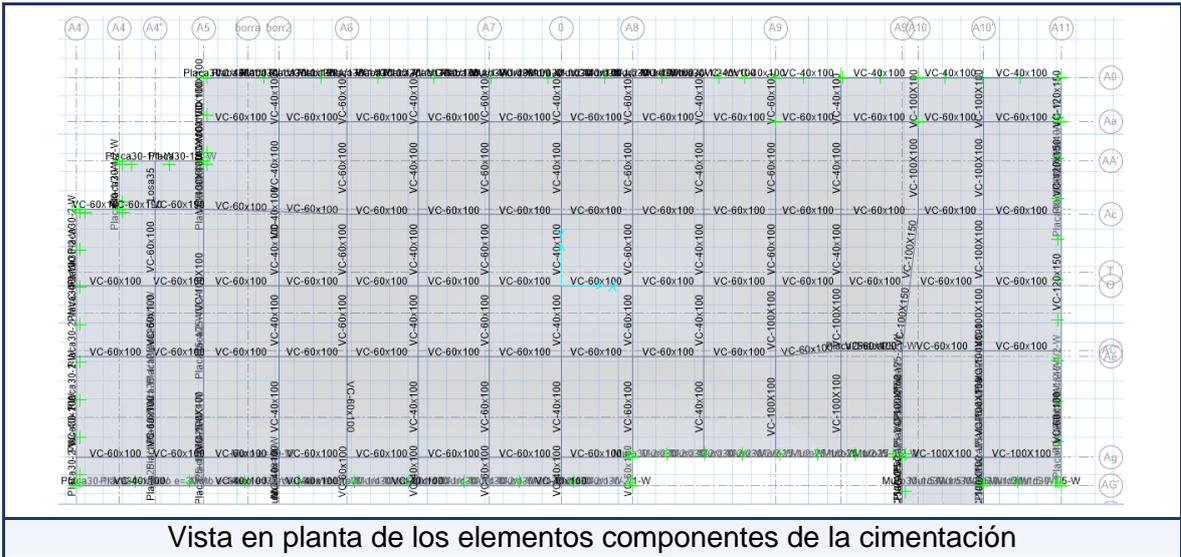
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65
0.30	0.78
0.35	0.91
0.40	1.04
0.45	1.17
0.50	1.30
0.55	1.39
0.60	1.48
0.65	1.57
0.70	1.66
0.75	1.75
0.80	1.84
0.85	1.93
0.90	2.02
0.95	2.11
1.00	2.20
1.05	2.29
1.10	2.38
1.15	2.47
1.20	2.56
1.25	2.65
1.30	2.74
1.35	2.83
1.40	2.92
1.45	3.01
1.50	3.10



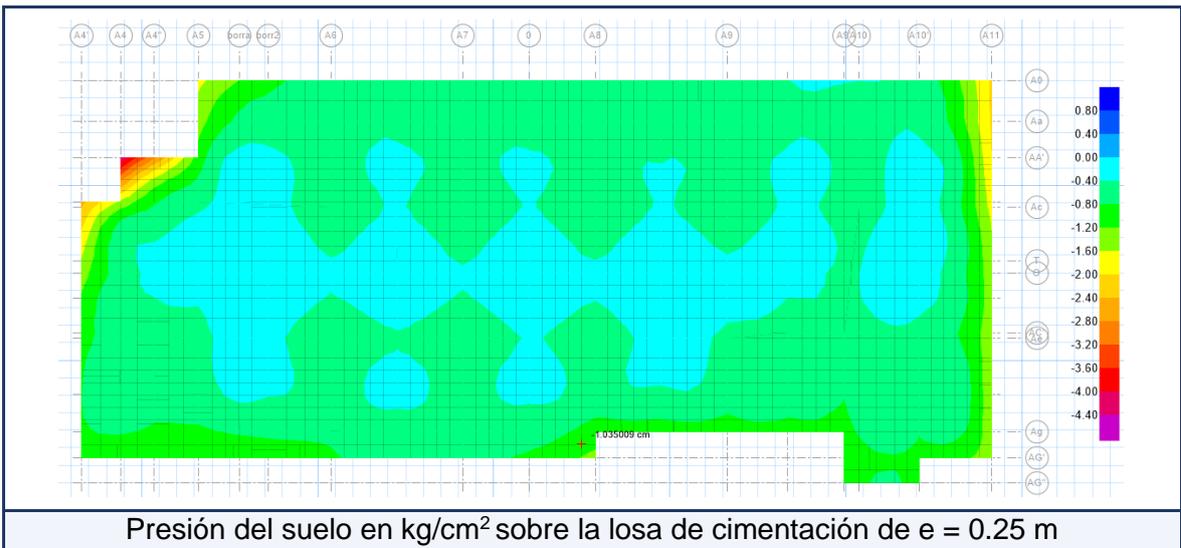
Modulo del coeficiente de reacción del suelo (coeficiente de balasto)

MODELAMIENTO DE LA LOSA Y VIGAS DE CIMENTACIÓN

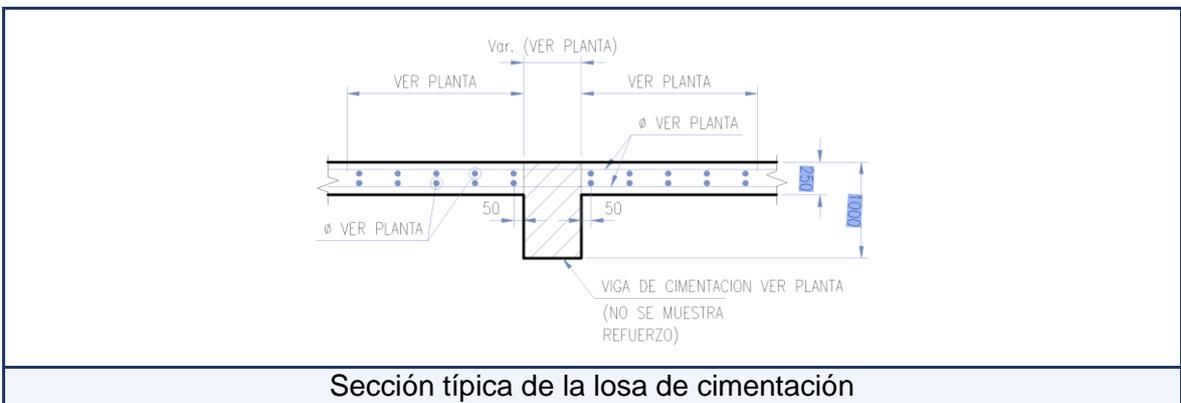


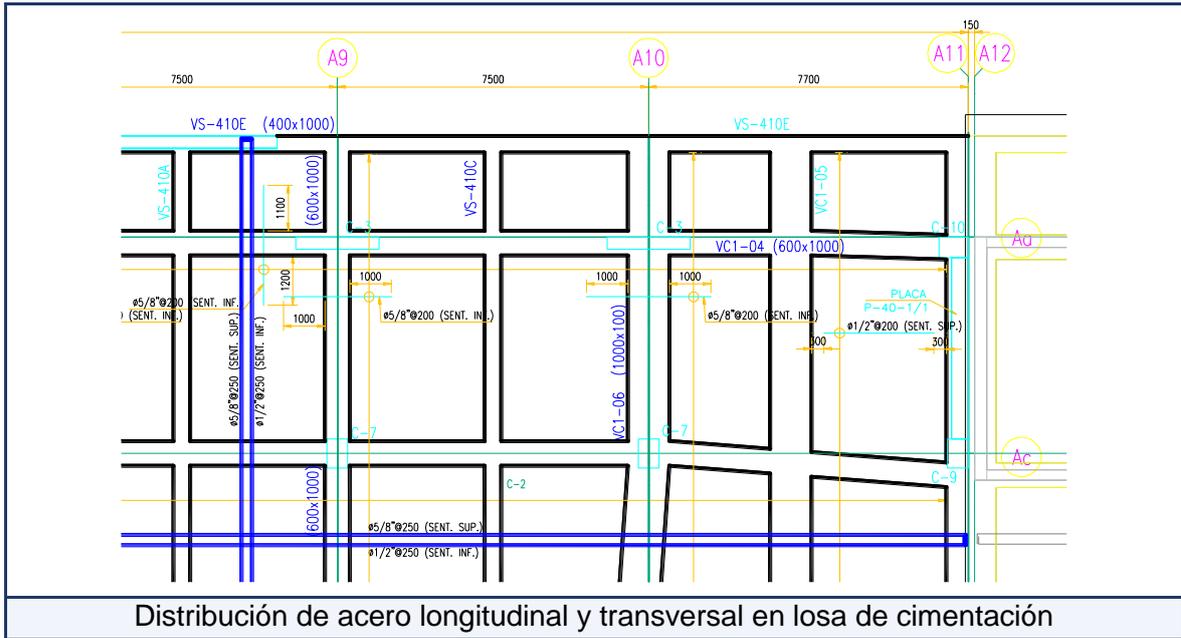


RESULTADOS DEL ANÁLISIS POR CARGAS DE SERVICIO EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN



CUANTÍA DE ACERO REQUERIDA PARA LA LOSA DE CIMENTACIÓN





De la figura notamos que el colocado del acero en doble malla es:

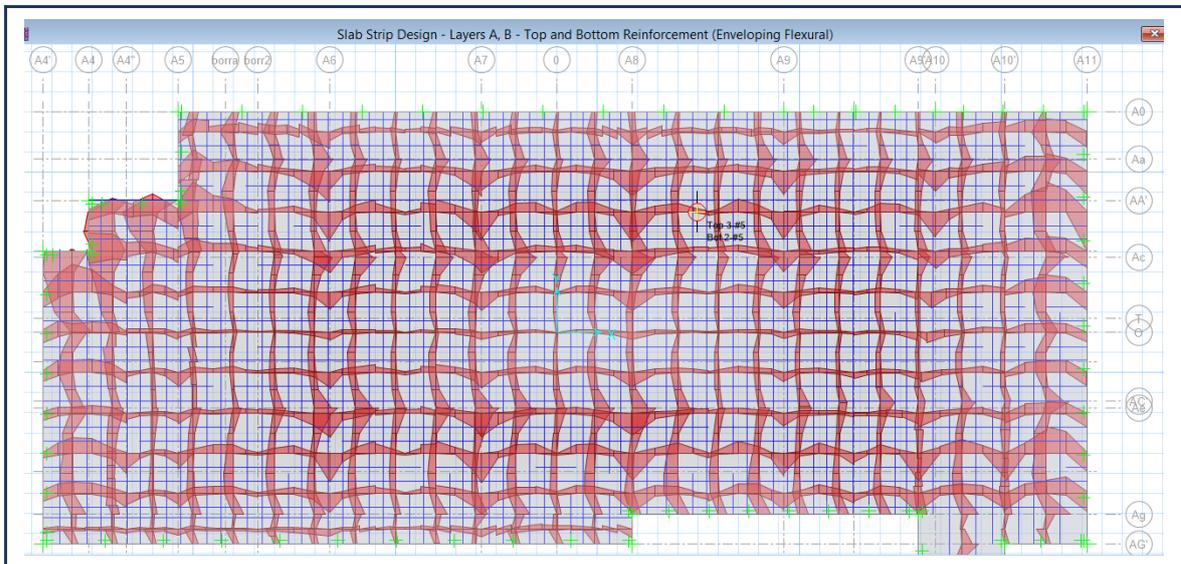
En Dirección Longitudinal

- Acero superior longitudinal = \varnothing 5/8" @ 0.25 m
- Acero inferior longitudinal = \varnothing 1/2" @ 0.25 m

En Dirección Transversal

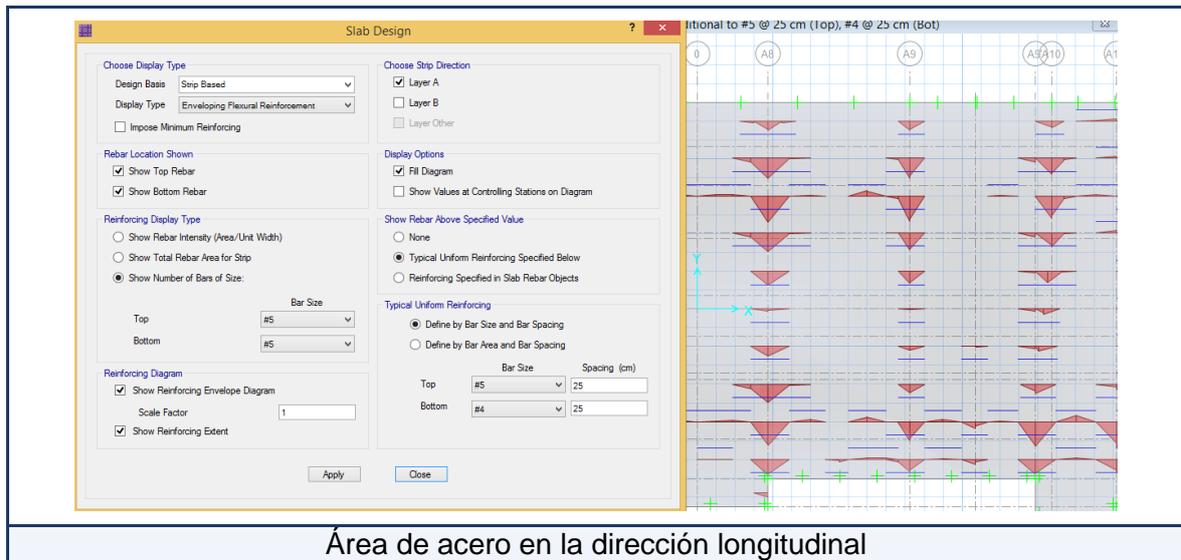
- Acero superior longitudinal = \varnothing 5/8" @ 0.25 m
- Acero inferior longitudinal = \varnothing 1/2" @ 0.25 m

REQUERIMIENTO DE ACERO OBTENIDO DEL ANÁLISIS DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN USANDO SAFE 2016



RESULTADOS DEL ANÁLISIS EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL (layer A)

Notamos de la figura de la izquierda que al suministrarle acero de $5/8'' @ 0.25$ m en la parte superior y $\emptyset 1/2'' @ 0.25$ m en la parte inferior requerirá refuerzo adicional en las intersecciones con las vigas de cimentación, por lo que de acorde a la figura de la derecha es necesario adicionar barras de $\emptyset 5/8'' @ 0.20$ m para absorber los momentos negativos generados.



RESULTADOS DEL ANÁLISIS EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL (layer B)

De manera similar al análisis anterior, vemos en la figura de la izquierda al suministrarle acero de $5/8'' @ 0.25$ m en la parte superior y $\emptyset 1/2'' @ 0.25$ m en la parte inferior requerirá refuerzo adicional en las intersecciones con las vigas de cimentación, por lo que de acorde a la figura de la derecha es necesario adicionar barras de $\emptyset 5/8'' @ 0.20$ m para absorber los momentos negativos generados.



De manera que con lo expuesto anteriormente, podemos decir que la losa de cimentación satisface el requerimiento de la cuantía de acero.

VIGAS DE CIMENTACIÓN

De manera similar al análisis realizado en la losa de cimentación, realizaremos la verificación de acero por momentos en la viga de cimentación más solicitada a momentos flectores, una de las cuales viene dado por las siglas VC1-04 (60 cm x100 cm), ubicada entre los ejes Aa / eje A10 y A11.

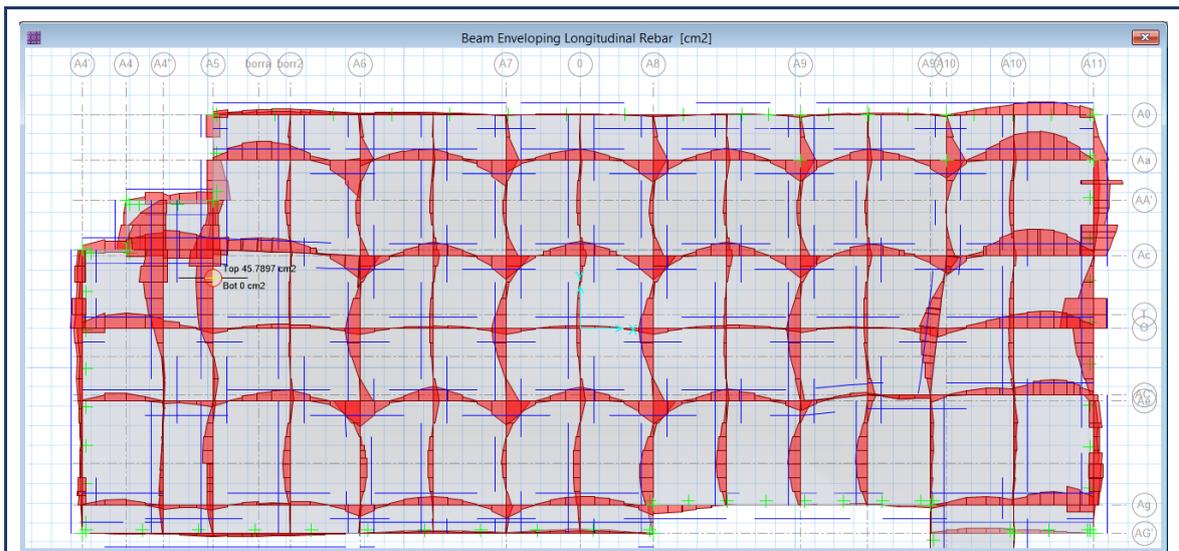


Diagrama de momentos flectores en vigas de cimentación

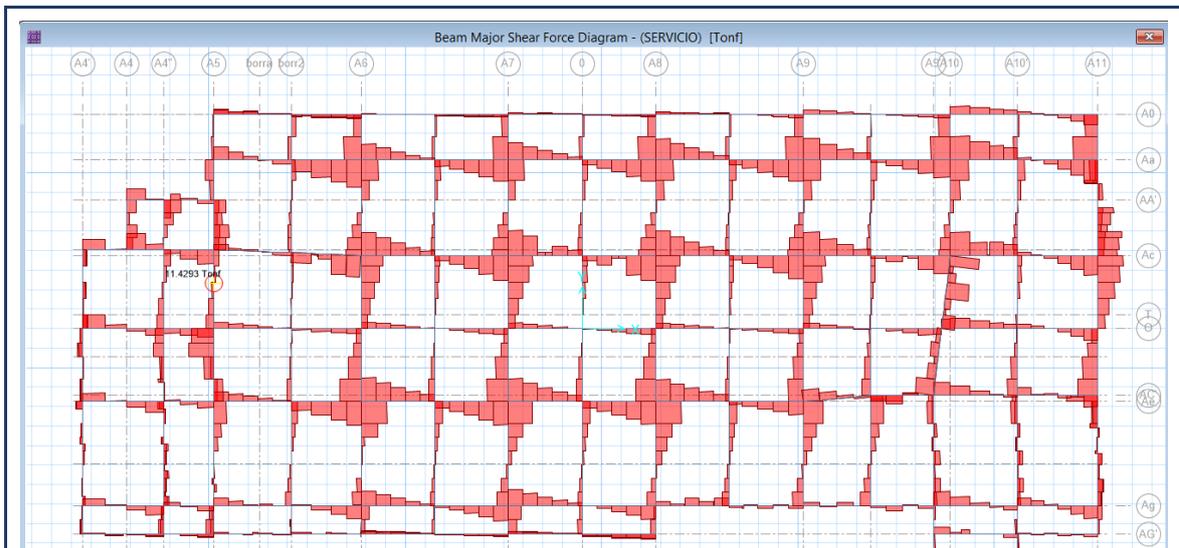
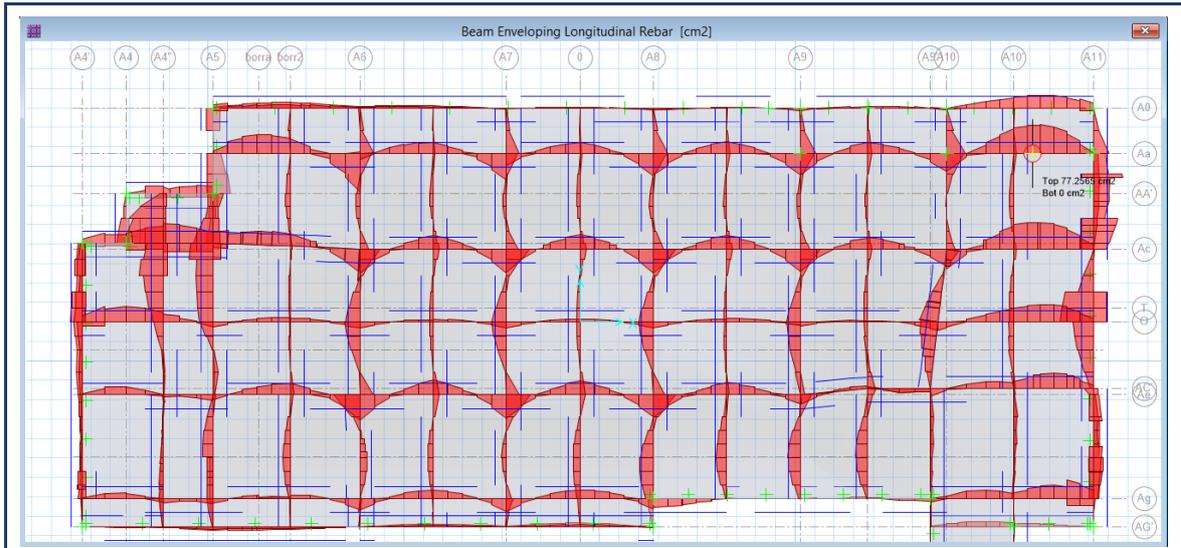


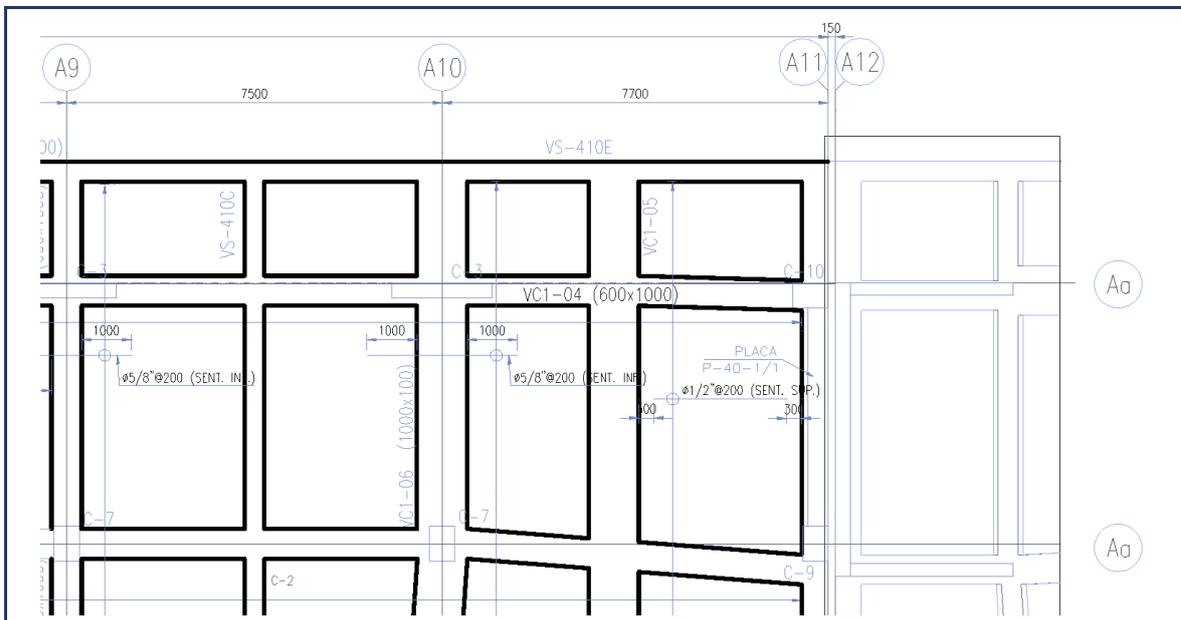
Diagrama de esfuerzos cortantes en vigas de cimentación



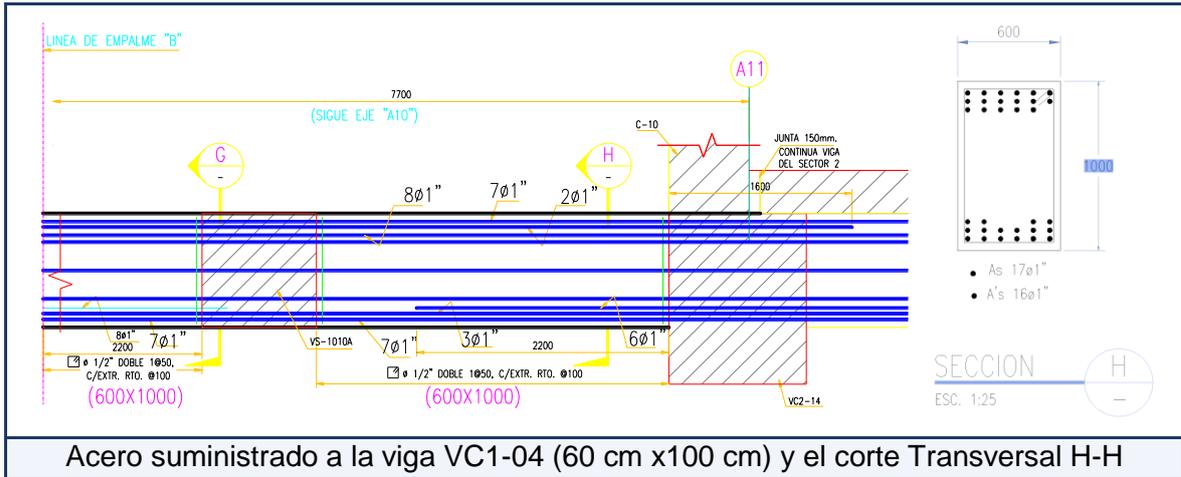
Área de acero longitudinal requerido en las vigas de cimentación

ANALIZAMOS LA VIGA (VC1-04) CON LOS MAYORES MOMENTOS

La viga que analizaremos a modo de ejemplo, es la que presenta mayores momentos, y está ubicada en el eje Aa entre los ejes A10 y A11, y se denomina con las siglas VC1-04 (60 cm x100 cm).



Ubicación en planta de la Viga VC1-04 (eje Aa entre los ejes A10 y A11)



- PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

$f'c = 280 \quad \text{kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \quad \text{kg/cm}^2$
 $E_c = 270149.29 \quad \text{kg/cm}^2$
 $E_s = 2100000 \quad \text{kg/cm}^2$

- CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA

Peralte (h) = 100.00 cm
 Ancho (b) = 60.00 cm
 Recubrimiento (r) = 7.50 cm
 Peralte efectivo (d) = 92.50 cm

- ESFUERZOS MÁXIMOS SOBRE LA VIGA

Momento positivo ($Mu+$) = 0 ton-m
 Momento negativo ($Mu-$) = 242 ton-m
 Fuerza cortante (Vu) = 120 ton
 Carga axial (Un) = 0.156 ton
 Momento torsor (Tu) = 1.85 ton-m

- VERIFICACIÓN DE DISEÑO POR FLEXIÓN (NTP - E.060)

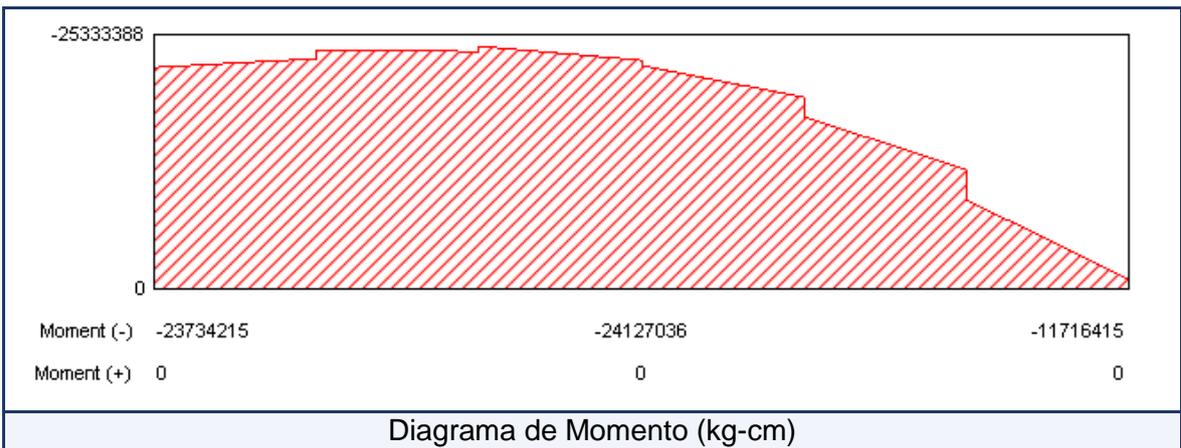
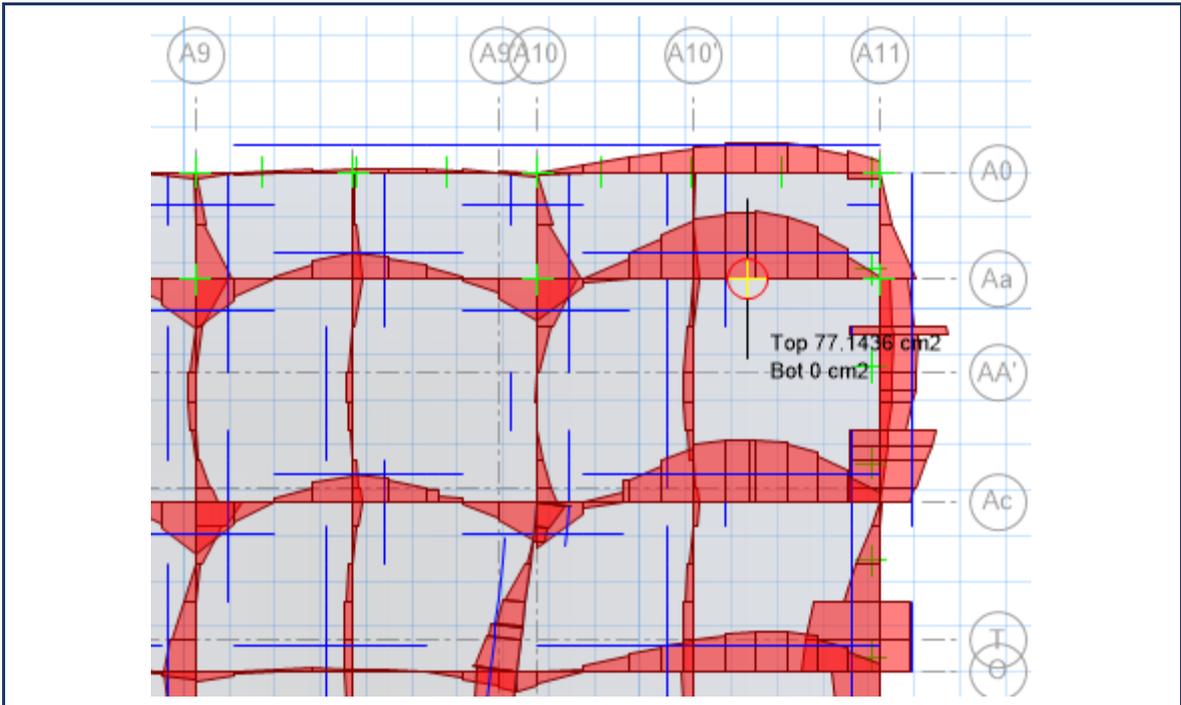
Factor de reducción
 $\phi = 0.9$
 $\beta = 0.85$

Se usarán las siguientes fórmulas:

$$K_u = \frac{M_u}{f'c x b x d^2}$$

$$0.59w^2 - w + \frac{K_u}{\phi} = 0$$

$$A_s = w x \frac{f'c}{f_y} x b \dots \dots \dots (cm^2)$$



MOMENTO POSITIVO		MOMENTO NEGATIVO	
k	= 0	k	= 0.168353682
Δ	= 1	Δ	= 0.558539234
ω	= 0	ω	= 0.214106081
$A_{s\text{requerido}}$	= 0 cm ²	$A_{s\text{requerido}}$	= 79.21924984 cm ²
$A_{s\text{colocado}}$	= 80.16 cm ²	$A_{s\text{colocado}}$	= 85.17 cm ²
¡CORRECTO!		¡CORRECTO!	

Tenemos un momento remanente de 82 ton-m

Por lo que se requiere una sección doblemente reforzada

$$M_u = A's * f_y * (d - d') * \phi$$

$$8200000 = A's * 4200 * (92.50 - 7.50) * 0.9$$

$$A's = 25.52 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto para resistir un momento de 242.00 ton-m se requiere:

$$A's_{\text{tracción}} = 85.17 \text{ cm}^2$$

$$A's_{\text{compresión}} = 25.52 \text{ cm}^2 \quad A's_{\text{colocado}} = 80.16 \text{ cm}^2 \quad \text{¡CUMPLE!}$$

De este análisis comprobamos que la cuantía de acero suministrada satisface con los momentos obtenidos del análisis, tanto para las vigas de cimentación y para la losa de cimentación. Se resalta el hecho de que obviamos el cálculo de punzonamiento debido a que las columnas descansan directamente sobre las vigas de cimentación y no sobre la losa de cimentación, las cuales tienen un área poco significativo para realizar dicho análisis.

PLANOS