

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO
DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN
LA CIUDAD DE CHICLAYO**

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

AUTOR

DAIRY ELMER CHUQUICAHUA ZELADA

ASESOR

JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO

<https://orcid.org/0000-0002-1027-2267>

Chiclayo, 2020

**ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN
EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE
ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO**

PRESENTADA POR:

DAIRY ELMER CHUQUICAHUA ZELADA

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR:

César Eduardo Cachay Lazo

PRESIDENTE

Segundo Guillermo Carranza Cieza

SECRETARIO

Justo David Pedraza Franco

ASESOR

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi familia, quienes siempre son mi soporte, motivación y fuerza, para llegar a donde con ayuda de Dios me encuentro, a ustedes padres, madres y hermanos, y en especial, quiero mencionar a mi madre Juana Calderón por su infinito amor, a mi padre José Zelada por su incansable apoyo, y a ambos por su dedicación para hacer de mí una persona de bien.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco con el corazón en la mano, a mis compañeros de tesis, mi mamá, Liliana Zelada, y mi hermano Franchesco, por su comprensión, confianza y acompañamiento a lo largo de este trabajo, a la vez agradecer a mi papá Elmer Chuquicahua por su confianza en mí y su motivación.

Quiero hacer extensivo mi agradecimiento a todas las personas que fueron de gran ayuda para el desarrollo del presente trabajo, Ing. Ovidio Serrano por su guía, paciencia y comprensión, Junior Mera, Marco Casanova por su apoyo incondicional, preocupación y amistad, a mis amigos y compañeros Danny Briones y Gilmar Latorre por su tiempo dedicado a este trabajo, creer en mí y motivarme.

RESUMEN

El presente proyecto de tesis presenta al análisis no lineal como teoría rigurosa para predecir el comportamiento sísmico de edificios con disipadores de energía SLB, y de estructuras en general, más allá del rango elástico lineal, atendiendo los requerimientos de nuestro medio con respecto a nuestra ubicación geográfica de alta peligrosidad sísmica, actualización de códigos de diseño para edificaciones y a la necesidad del uso de sistemas modernos de disipación de energía, para más seguras, económicas y modernas edificaciones. La influencia de los disipadores de energía SLB sobre el comportamiento sísmico global de la edificación, haciendo uso del análisis no lineal estático o pushover, y el análisis no lineal dinámico o no lineal tiempo historia, contribuyendo al conocimiento para el uso óptimo de los sistemas modernos de disipación de energía y análisis no lineal, los cuales se vienen empleando en nuestro medio con poca regularidad. Los resultados muestran un comportamiento estructural inadecuado en la dirección de análisis Y, donde no alcanza el nivel de desempeño mínimo requerido para un sismo de diseño. El análisis estático no lineal resulta más conservador que el análisis dinámico no lineal.

PALABRAS CLAVE: Análisis pushover, análisis dinámico no lineal, disipador de energía SLB.

ABSTRACT

This thesis project presents non-linear analysis as a rigorous theory to predict the seismic behavior of buildings with SLB energy dissipators, and of structures in general, beyond the linear elastic range, meeting the requirements of our environment with respect to our location geographical high seismic hazard, updating design codes for buildings and the need for the use of modern energy dissipation systems, for safer, cheaper and modern buildings. The influence of SLB energy dissipators on the global seismic behavior of the building, making use of static nonlinear analysis or pushover, and dynamic nonlinear analysis or nonlinear time history, contributing to knowledge for the dynamic use of modern systems of dissipation of energy and nonlinear analysis, which are used in our environment with little regularity. The results show an inadequate structural behavior in the direction of analysis Y, where it does not reach the minimum performance level required for a design earthquake. Nonlinear static analysis is more conservative than nonlinear dynamic analysis.

KEYWORDS: Pushover analysis, non-linear dynamic analysis, energy dissipator SLB.

ÍNDICE

I.	INTRODUCCIÓN	18
II.	MARCO TEÓRICO	22
2.1.	ANTECEDENTES DEL PROBLEMA	22
2.2.	BASES TEÓRICO CIENTÍFICAS.....	24
2.3.	ANÁLISIS NO LINEAL PARA LA EVALUACIÓN DE EDIFICIOS.....	27
2.3.1.	COMPORTAMIENTO FRENTE A CARGAS CÍCLICAS.....	31
2.3.2.	ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO O PUSHOVER	32
2.3.3.	ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL (TIME HISTORY)	44
2.3.4.	ESTADOS LÍMITE DE DAÑO	52
2.4.	DISIPADORES DE ENERGÍA SHEAR LINK BOZZO SLB.....	64
III.	METODOLOGÍA	75
3.1.	TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	75
3.2.	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	75
3.3.	POBLACIÓN, MUESTRA, MUESTREO	75
3.4.	CRITERIOS DE SELECCIÓN.....	75
3.5.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	76
3.6.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	76
3.7.	PROCEDIMIENTOS	77
3.8.	PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.....	78
3.9.	MATRIZ DE CONSISTENCIA	79
3.10.	CONSIDERACIONES ÉTICAS.....	80
IV.	RESULTADOS.....	81
4.1.	ESTUDIOS PRELIMINARES	81
4.1.1.	EXPLORACIÓN DE SUELOS	81
4.1.2.	ESTUDIO DEL MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO.....	81

4.2.	DISEÑO CONCEPTUAL PRELIMINAR	82
4.2.1.	MODELADO Y ESTRUCTURACIÓN	82
4.2.2.	DISEÑO SÍSMICO	82
4.2.3.	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	85
4.3.	ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO O PUSHOVER	90
4.3.1.	CURVA DE CAPACIDAD	90
4.3.2.	CURVA DE DUCTILIDAD	92
4.3.3.	PUNTO DE DESEMPEÑO	93
A)	SEGÚN ATC - 40	93
B)	SEGÚN FEMA 356	96
C)	SEGÚN FEMA 440	99
4.4.	ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO O TIEMPO HISTORIA NO LINEAL.....	102
4.4.1.	SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS	102
4.4.2.	DESPLAZAMIENTOS.....	103
4.4.3.	ENERGÍA DISIPADA.....	105
4.4.4.	CURVA DE CAPACIDAD	106
V.	DISCUSIÓN.....	108
5.1.	ESTUDIOS PRELIMINARES	108
5.1.1.	EXPLORACIÓN DE SUELOS	108
5.1.2.	ESTUDIO DEL MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO.....	108
5.2.	DISEÑO CONCEPTUAL PRELIMINAR	108
5.2.1.	MODELADO Y ESTRUCTURACIÓN	108
5.2.2.	DISEÑO SÍSMICO	112
5.2.3.	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	116
5.3.	ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO O PUSHOVER	120

5.3.1.	CURVA DE CAPACIDAD	133
5.3.2.	CURVA DE DUCTILIDAD	134
5.3.3.	PUNTO DE DESEMPEÑO	135
5.4.	ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO O TIEMPO HISTORIA NO LINEAL.....	139
5.4.1.	SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS	139
5.4.2.	DESPLAZAMIENTOS.....	148
5.4.3.	ENERGÍA DISIPADA.....	149
5.4.4.	CURVA DE CAPACIDAD	149
VI.	CONCLUSIONES	151
VII.	RECOMENDACIONES	153
VIII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	154
IX.	ANEXOS.....	158
9.1.	ESTUDIO DE MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO	158
9.2.	ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	3: :
9.3.	PLANOS	469

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coeficientes para edificios regulares.	40
Tabla 2: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño [10].	54
Tabla 3: Niveles de desempeño de las estructuras [11].	58
Tabla 4: Movimientos sísmicos de diseño [10].	60
Tabla 5: Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructuras [10].	62
Tabla 6: Objetivos de seguridad para estructuras convencionales [11].	62
Tabla 7: Objetivos de desempeño [12].	63
Tabla 8: Módulo elástico del concreto con agregados de la ciudad de Chiclayo $f_c=210\text{kg/cm}^2$	81
Tabla 9: Datos de espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones.	83
Tabla 10: Control de derivas en X.	84
Tabla 11: Control de derivas en Y.	85
Tabla 12: Asignación de SLB de acuerdo a fuerza cortante - Dirección X.	88
Tabla 13: Asignación de SLB de acuerdo a fuerza cortante - Dirección Y.	89
Tabla 14: Parámetros sísmicos en las direcciones X e Y.	113
Tabla 15: Diseño de SLB [39].	116
Tabla 16: Características no lineales para los dispositivos seleccionados.	117
Tabla 17: Datos de reforzamiento para columnas.	125
Tabla 18: Áreas de acero de refuerzo para secciones de vigas.	126
Tabla 19: Áreas de acero de refuerzo para Vigas.	126
Tabla 20: Longitud de rótula plástica en columnas.	127
Tabla 21: Longitud de rótula plástica en vigas.	128
Tabla 22: Características de estaciones acelerográficas en el Perú [34].	140
Tabla 23: Características de estaciones acelerográficas en el Perú [34].	140
Tabla 24: Características de Sismos.	141

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1: Variables de la investigación.	76
Cuadro 2: Matriz de consistencia.....	79
Cuadro 3: Resumen de EMS.....	81
Cuadro 4: Valores de desempeño para Sismo de Servicio según ATC – 40.....	93
Cuadro 5: Valores de desempeño para Sismo de Diseño según ATC – 40.....	94
Cuadro 6: Valores de desempeño para Sismo de Servicio según ATC – 40.....	95
Cuadro 7: Valores de desempeño para diferentes niveles de sismo según FEMA 356..	97
Cuadro 8: Valores de desempeño para diferentes niveles de sismo según FEMA 356..	99
Cuadro 9: Valores de desempeño para diferentes niveles de sismo según FEMA 440.	100
Cuadro 10: Valores de desempeño para diferentes niveles de sismo según FEMA 440.	101
Cuadro 11: Desplazamientos máximos y mínimos para sismo de diseño.	103
Cuadro 12: Desplazamientos máximos y mínimos para sismo de diseño en función del tiempo.	104
Cuadro 13: Resumen de cargas en losa aligerada.....	112
Cuadro 14: Resumen de cargas en cobertura liviana.....	112
Cuadro 15: Centro de masa.....	113
Cuadro 16: Control de irregularidad de rigidez en dirección X.	114
Cuadro 17: Control de irregularidad de rigidez en dirección Y.	114
Cuadro 18: Control de irregularidad de masa o peso.....	114
Cuadro 19: Verificación de irregularidad torsional por Sismo X.....	115
Cuadro 20: Verificación de irregularidad torsional por Sismo Y.....	115
Cuadro 21: Patrón de Cargas - Dirección X.	130
Cuadro 22: Patrón de Cargas - Dirección Y.	131
Cuadro 23: Ductilidad Global.....	134
Cuadro 24: Aceleraciones del suelo para Sismo de Servicio y Máximo.	136
Cuadro 25: Cálculo de parámetros para Sismo de Servicio.....	136
Cuadro 26: Cálculo de parámetros para Sismo de Diseño.....	137
Cuadro 27: Cálculo de parámetros para Sismo de Máximo.	137
Cuadro 28: Deformaciones límite para los niveles de desempeño según ATC 40 [11].	137
Cuadro 29: Drift Máximo para un nivel de desempeño de Life Safety.....	138

Cuadro 30: Drift Máximo para un nivel de desempeño de Damage Control.	138
Cuadro 31: Drift Máximo para un nivel de desempeño de Immediate Occupancy.....	139
Cuadro 32: Rango de periodos para espectros de acelerogramas.	143
Cuadro 33: Desplazamientos y Esfuerzos para Acelerogramas en Dirección X.....	147
Cuadro 34: Desplazamientos y Esfuerzos para Acelerogramas en Dirección Y.....	148
Cuadro 35: Comparación de desplazamientos máximos para AENL Y ADNL.....	148
Cuadro 36: Energía global disipada.....	149

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Modelo de Takeda [16]	29
Figura 2: Formación de rótulas plásticas, mediante análisis de plasticidad concentrada [16].....	29
Figura 3: Ley de comportamiento tipificada en el FEMA 356 [12]	30
Figura 4: Lazos de histéresis en el concreto [3].....	31
Figura 5: Lazos de histéresis en el acero [3].....	32
Figura 6: Análisis Pushover aplicado a un pórtico [16].....	33
Figura 7: Patrones de carga lateral en un edificio aporticado [3].	34
Figura 8: Curva de capacidad para diferentes distribuciones de carga [3]	35
Figura 9: Proceso de cálculo del espectro de capacidad [17].	36
Figura 10: Sistemas de múltiples grados de libertad [17].....	38
Figura 11: Sistema de múltiples GDL, representado por un sistema equivalente de masa única [17].	38
Figura 12: Procedimiento posterior al paso 2 [17].	41
Figura 13: Procedimiento posterior al paso 5 [17].	42
Figura 14: Procedimiento posterior al paso 6 [17].	43
Figura 15: Análisis no lineal con acelerograma [16].....	46
Figura 16: Respuesta obtenida del análisis dinámico no lineal [16].....	47
Figura 17: Determinación de la aceleración del AID [16].....	48
Figura 18: Curva de capacidad pseudo-estática y dinámica [16].	48
Figura 19: Curva AID y Curva de Capacidad [16].....	49
Figura 20: Cálculo del factor de comportamiento "q" en base al análisis incremental dinámico [16].....	50
Figura 21: Niveles de daño [21].	52
Figura 22: Modelos matemático de Esfuerzo-Deformación; a) Elastico-Perfectamente Plástico, b) Elastoplástico, c) Ramberg-Osgod [24].....	66
Figura 23: Sistema ADAS, dimensiones y conexión típica de chapas [24].	67
Figura 24: Ubicación de los dispositivos en un portico [24].	68
Figura 25: Muros acoplados con dispositivos ADAS.....	68
Figura 26: Disipador SL. a) Geometría, b) Comportamiento histerético [24].....	69
Figura 27: Disipador SLB, acoplado entre viga y elemento de arriostre [24].	70

Figura 28: Disipador Shear Link Bozzo en muros desacoplados.	71
Figura 29: Ubicación de disipadores SLB. 1)Muros acoplados 2) Muros desacoplados. 3)y4) Pórticos rígidos clásicos.	71
Figura 30: Muros desacoplados con disipadores SLB, discontinuos en altura [9].	73
Figura 31:Proceso de fabricación industrial de disipadores SLB [30].	74
Figura 32: Habilitación de acero y base metálica para disipador SLB en muro desacoplado [30].	74
Figura 33: Modelo matemático del edificio.	82
Figura 34: Espectros inelásticos de pseudo-aceleracione en la dirección X e Y.	83
Figura 35: Planta típica edificio de muros desacoplados con disipadores de energía SLB.	84
Figura 36: Vista de planta típica.	85
Figura 37: Cuadro de columnas.	86
Figura 38: Cuadro de vigas.	87
Figura 39: Curva de Capacidad - Pushover X.	90
Figura 40: Espectro de Capacidad formato ADRS – Pushover X.	90
Figura 41: Curva de Capacidad - Pushover Y.	91
Figura 42: Espectro de Capacidad formato ADRS – Pushover Y.	91
Figura 43: Curva de Ductilidad $\mu = 6.93$ – Pushover X.	92
Figura 44: Curva de Ductilidad $\mu = 3.32$ – Pushover Y.	92
Figura 45: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Servicio según ATC – 40. 93	
Figura 46: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Diseño según ATC – 40... 93	
Figura 47: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Máximo según ATC – 40. 94	
Figura 48: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Servicio según ATC – 40. 94	
Figura 49: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Diseño según ATC – 40... 95	
Figura 50: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Máximo según ATC – 40. 95	
Figura 51: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Servicio según FEMA 356.	96
Figura 52: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Diseño según FEMA 356. 96	
Figura 53: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Máximo según FEMA 356.	97
Figura 54: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Servicio según FEMA 356.	97
Figura 55: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Diseño según FEMA 356. 98	

Figura 56: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Máximo según FEMA 356.	98
Figura 57: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Servicio según FEMA 440.	99
Figura 58: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Diseño según FEMA 440.	99
Figura 59: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Máximo según FEMA 440.	100
Figura 60: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Servicio según FEMA 440.	100
Figura 61: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Diseño según FEMA 440.	101
Figura 62: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Máximo según FEMA 440.	101
Figura 63: Acelerograma más desfavorable para la componente EW.....	102
Figura 64: Acelerograma más desfavorable para la componente NS.....	102
Figura 65: Curva Esfuerzo deformación global para acelerograma CALL 01, componente EW.....	103
Figura 66: Curva Esfuerzo deformación global para acelerograma TAC 01, componente NS.....	103
Figura 67: Desplazamiento en el tiempo para acelerograma CALL 01, componente EW.	104
Figura 68: Desplazamiento en el tiempo para acelerograma TAC 01, componente NS.	104
Figura 69: Energía disipada para acelerograma CALL 01, componente EW.	105
Figura 70: Energía disipada para acelerograma TAC 01, componente NS.....	105
Figura 71: Curva de Capacidad – Pushover Dinámico X.....	106
Figura 72: Desplazamiento – Aceleración Espectral, Pushover Dinámico X.	106
Figura 73: Curva de Capacidad – Pushover Dinámico Y.....	107
Figura 74: Desplazamiento – Aceleración Espectral, Pushover Dinámico Y.	107
Figura 75: Ubicación de muros desacoplados y Disipadores SLB en la estructura.	110
Figura 76: Modelamiento de muros y disipadores en marcos.	110
Figura 77: Disipadores liberados de fuerza axial y junta sísmica muro - pórtico.	111
Figura 78: Modelamiento de SLB como elemento Link.	111
Figura 79: Propiedades geométricas del SLB.....	117

Figura 80: Diagrama de fuerzas en viga con muro desacoplado.	118
Figura 81: Curva Esfuerzo - Deformación E-1.	120
Figura 82: Curva Esfuerzo - Deformación E-2.	121
Figura 83: Curva Esfuerzo - Deformación E-3.	121
Figura 84: Características no lineales del concreto.	122
Figura 85: Modelo hysterético de Takeda.	123
Figura 86: Características no lineales del acero de refuerzo.	123
Figura 87: Modelo hysterético Kinematic.	124
Figura 88: Asignación de acero de refuerzo en Columnas.	124
Figura 89: Asignación de acero de refuerzo en Vigas.	125
Figura 90: Modelo matemático con secciones de acero de refuerzo asignadas.	127
Figura 91: Asignación de rótula plástica en columna.	128
Figura 92: Asignación de rótula plástica en viga.	129
Figura 93: Asignación de modelo de comportamiento y de propiedad direccionales de soporte para SLB.	129
Figura 94: Modelo matemático de la estructura y disipadores SLB tipo link.	130
Figura 95: Cargas asignadas para Pushover en X.	131
Figura 96: Cargas asignadas para Pushover en Y.	131
Figura 97: Configuración del caso modal para análisis no lineal estático.	132
Figura 98: Configuración del caso gravitacional para análisis no lineal estático.	132
Figura 99: Configuración del caso Pushover para análisis no lineal estático.	133
Figura 100: Microzonificación sísmica para Lima [38].	141
Figura 101: Parámetros para cargar acelerograma.	142
Figura 102: Espectro objetivo y rango de periodos - Dirección X.	142
Figura 103: Espectro objetivo y rango de periodos - Dirección Y.	143
Figura 104: Convergencia de Acelerogramas - Dirección X.	143
Figura 105: Espectros ubicados en el rango de periodos 0.2T - 1.5T - Dirección X.	144
Figura 106: Convergencia de Acelerogramas - Dirección Y.	144
Figura 107: Espectros ubicados en el rango de periodos 0.2T - 1.5T - Dirección Y.	145
Figura 108: Acelerogramas aptos para su uso.	145
Figura 109: Acelerogramas EW y NS escalados - CALL 01.	146
Figura 110: Acelerogramas EW y NS escalados - TAC 01.	146
Figura 111: Acelerogramas EW y NS escalados - TAC 03.	147
Figura 112: Curvas de capacidad, AENL Y ADNL - X.	150

Figura 113: Curvas de capacidad, AENL Y ADNL – Y. 150

I. INTRODUCCIÓN

Los sismos son fenómenos naturales cuyas características permiten pronosticarlos en magnitud y lugar, lejos de determinar con exactitud cuándo van a suceder. El Perú es un país sísmico debido a su condición geográfica con respecto al Cinturón de Fuego del Pacífico, donde ocurre el 85% de los sismos a nivel mundial. La causa del gran número de sismos en Perú y Chile, se da porque a nivel global se realiza a mayor velocidad el proceso de convergencia entre las placas de Nazca y Sudamérica [1].

Los códigos actuales de diseño sismorresistente como nuestra norma E.030 de diseño sismorresistente [2], tiene como filosofía evitar la pérdida de vidas humanas, garantizar la continuidad de servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad, pero carece de un procedimiento en base a las condiciones locales para la verificación del comportamiento dinámico de las edificaciones.

Sumado a esto la norma peruana de diseño sismorresistente considera para el diseño de edificaciones un solo nivel de intensidad de sismo, causando incertidumbre sobre su buen comportamiento estructural sismorresistente respecto a sismos de diferentes intensidades.

Las condiciones expuestas nos generan inquietud acerca de la capacidad resistente y comportamiento dinámico de nuestras estructuras ante un sismo severo, por lo que se origina interrogantes de como deberíamos realizar la verificación de nuestras estructuras con sistemas estructurales tradicionales y modernos [3].

Entre nuestros sistemas estructurales modernos, nos referimos puntualmente a las edificaciones con disipadores de energía, los cuales se han ido implementando en nuestras edificaciones peruanas a lo largo de los últimos años, debido a sus características de absorber y disipar la energía de sismo, causando el menor daño a la edificación.

Por lo que son de mucho interés, ya que se sostiene que ante un sismo severo la edificación no debería colapsar y tratándose de un sismo moderado los daños que sufra la edificación puedan ser reparados, en algunos casos ha seguido este lineamiento, pero se conoce de edificaciones con estos sistemas estructurales, que ante sismos severos han tenido daños irreparables y en el peor de los casos han colapsado [4].

Por lo que es imprescindible, que aún, a estas edificaciones con tecnologías modernas de disipación de energía, se las evalúe previamente a su construcción, y de ser el caso a edificaciones existentes, para garantizar su óptimo funcionamiento y predecir los efectos con mayor detalle que podría originar un sismo sobre la edificación.

Por lo que el análisis no lineal estático y dinámico al generar mayor información en base a los datos iniciales con los que éste debe contar, como las secciones de acero en vigas y columnas, definición y ubicación de rótulas plásticas, curva de esfuerzo-deformación y modelo histerético del concreto y acero, describe con mayor detalle el comportamiento dinámico y capacidad de carga esperada, e identifica el mecanismo de falla de la estructura ante un sismo severo [5].

Estos parámetros convergen en la determinación de los estados límites de daño de la edificación, estableciendo instrumentos útiles para la evaluación y reforzamiento de edificaciones nuevas y existentes.

Estas características vuelven al análisis no lineal más complejo, en especial al no lineal dinámico, por lo que su aplicación en estructuras comunes, aún es limitada dada la poca investigación y su compleja teoría, a esto se le agrega la carencia de software potente que requiere, y el alto costo del mismo.

En concordancia con la problemática existente, se establece la necesidad de verificación del comportamiento dinámico de una edificación con disipadores de energía SLB, siendo relevante para respetar la filosofía de la norma E.030 e importante para optimizar nuestros sistemas estructurales modernos. Siendo así, el proyecto mencionado contribuye a los siguientes aspectos:

Aspecto Científico.

Los conceptos y métodos poco difundidos en el estudio del comportamiento de las estructuras mediante análisis no lineal estático y dinámico con el uso de disipadores de energía SLB, generó nuevo conocimiento sobre este sistema estructural moderno, el cual servirá como antecedente de comportamiento dinámico, debido a la cantidad de información obtenida, y podrá ser aplicado dicho sistema óptimamente.

Aspecto Técnico - tecnológico.

Dado los avances tecnológicos en el campo de los programas computacionales para estructuras, se generará un material de referencia para edificaciones con disipadores de energía SLB, bajo análisis no lineal estático y análisis no lineal dinámico, con el uso de software especializado en análisis no lineal, dichos procedimientos podrán ser aplicados con menos complejidad y ayudarán a un mejor entendimiento del comportamiento de las estructuras.

Aspecto Socio – Económico.

Al obtener un comportamiento dinámico predecible de las edificaciones en general, y en especial de edificaciones con disipadores de energía SLB, se mejorará los criterios para el buen funcionamiento de dicho sistema ante un sismo severo, evitando así la pérdida de vidas humanas e inversiones tanto privadas como públicas.

Aspecto Ambiental.

El análisis no lineal, describirá con mayor detalle el comportamiento dinámico esperado de la estructura ante sismos, basándose en las condiciones reales del emplazamiento de la edificación, nos permitirá verificar, reforzar y optimizar diseños estructurales, evitando el colapso de las mismas en el futuro.

Así prevendrá el impacto ambiental sobre el ecosistema, que comprende el conjunto de seres vivos que viven en un área determinada, los factores que lo caracterizan y las relaciones que se establecen entre los organismos y, entre éstos y el medio físico [6].

El presente proyecto tiene como Objetivos:

OBJETIVO GENERAL

- Conocer y comparar el comportamiento sísmico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB, obtenido mediante los métodos de análisis no lineal estático y dinámico en la ciudad de Chiclayo.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Describir los conceptos básicos sobre el análisis no lineal estático y dinámico, y los disipadores de energía SLB.
- Realizar el estudio de mecánica de suelos con equipo SPT y el ensayo de módulo elástico del concreto con agregados de la ciudad de Chiclayo.
- Estructurar y modelar de manera eficiente la edificación con la implementación de los disipadores de energía SLB.
- Diseñar vigas y columnas en concreto armado, y disipadores de energía SLB.
- Determinar la curva de capacidad de la estructura.
- Determinar el punto de desempeño de la estructura utilizando análisis no lineal.
- Realizar el análisis comparativo de fuerzas y desplazamientos obtenidos mediante el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal.
- Determinar el factor de ductilidad y sobrerresistencia de la estructura.
- Determinar la energía disipada por la estructura con disipadores SLB.
- Comparar las curvas de capacidad obtenidas del AENL Y ADNL.
- Proponer criterios de ubicación de disipadores SLB para el buen desempeño sismorresistente de estructuras complementadas con esta tecnología.
- Identificar líneas de investigación futuras útiles.

Para el desarrollo del proyecto de investigación se realizó la exploración de suelos con equipo SPT en las coordenadas UTM 631512.00 m E - 9251634.00 m S - Chiclayo, con previa autorización del propietario para la exploración de suelo. Luego se procedió con los ensayos a las muestras de suelo obtenidas, y a su posterior caracterización. Dicho estudio de suelos se utilizó para determinar el peligro sísmico, ya que dicha etapa depende de la ubicación y las características del terreno de fundación del proyecto.

A su vez se realizó el ensayo de módulo elástico del concreto, se utilizó agregados de la ciudad de Chiclayo, los datos de la curva de esfuerzo-deformación, se utilizó en el análisis no lineal para asignar el comportamiento de deformación en base a la fuerza de compresión del concreto, el cual fue importante para determinar la pérdida de rigidez y deformación en la estructura.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del Problema

Entre los diversos estudios y bibliografía relacionados con el tema “Análisis No Lineal Estático y Dinámico Aplicado a un Edificio de Concreto Armado con Disipadores de Energía SLB, en la Ciudad de Chiclayo” tenemos:

H. Gonzales, "Aplicación de análisis no lineal para la evaluación sísmica de edificios," in Diseño Estructural Sismorresistente, Lima, Fondo Editorial ICG, 2014, pp. 173-181.

El presente capítulo presenta una introducción sencilla al análisis no lineal, describiendo las diferencias entre los métodos para la evaluación sísmica de estructuras, dichos métodos son el análisis estático no lineal (pushover) y el análisis dinámico no lineal (time - history).

Nos habla del método no lineal como una herramienta de verificación del comportamiento sísmico de estructuras existentes, siendo ejemplificada en la evaluación de un edificio de muros delgados (ductilidad limitada).

Concluyendo en una comparación entre ambos análisis no lineales, resaltando que el análisis estático no lineal es más conservador.

H. Cabrera, "Comportamiento no lineal de edificios de concreto reforzado de mediana altura," in Diseño Estructural Sismorresistente, Lima, Fondo Editorial ICG, 2014, p. 182.

Este capítulo desarrolla una evaluación sísmica con análisis no lineal estático (pushover), dicho trabajo lo realiza en un edificio construido en la década de los 80, previo a su análisis no lineal realiza el diseño por resistencia del edificio con la norma NTP-030 de 1977, dicho edificio fue reforzado tomando en cuenta la NTP-030 del 2003, incrementando secciones de columna y aumentando vigas.

Finalmente hace una comparación de ductilidad global y local alcanzada en todos los elementos estructurales (vigas, columnas y muros).

M. Peralta, "Análisis estático no lineal y dinámico no lineal del hospital de Vielha", Tesis de Maestría, UPC, Barcelona, 2012.

La presente tesis presenta el análisis de un hospital en la ciudad de Vielha, el cual tiene irregularidades en planta y en altura, dicha estructura es analizada mediante cálculo estático no lineal incremental (pushover), pushover adaptativo y mediante el análisis dinámico no lineal. Partiendo de la suposición básica que la estructura vibra como un sistema con un grado de libertad. La estructura es analizada para distintos ángulos de entrada del terremoto, concluyendo que el pushover adaptativo genera mejores resultados con respecto al pushover clásico. Como conclusión general los resultados obtenidos por los análisis estáticos no lineales, no se aproximan a los resultados del dinámico no lineal.

Se enfoca en los dispositivos pasivos de disipación de energía, dicho sistema estructural se aplica a una edificación con 10 niveles y un sótano, fue analizado mediante ETABS Versión no lineal. Las aceleraciones de los registros sísmicos fueron escaladas a 600 gals. Se hizo un análisis dinámico tiempo historia del edificio, para obtener el amortiguamiento efectivo acorde con las distorsiones requeridas con lo cual se diseñó los disipadores, posteriormente se realizó el análisis lineal de la edificación con los disipadores no lineales.

Concluyó que los disipadores de energía reducen los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de entrepisos, finalmente como línea de investigación recomienda el estudio no lineal de una edificación con disipadores de energía.

J. C. Segovia, "Diseño de disipadores de energía metálicos para una edificación de baja altura de concreto armado,"Tesis de Maestría, PUCP, Lima, 2016.

El autor dada la filosofía de diseño basada en que la edificación no colapse ante un sismo moderado y sea reparable, y la de evitar el colapso ante un sismo severo, adopta el reforzamiento de un edificio de cinco niveles con disipadores de energía metálicos ADAS. Luego se modeló la estructura haciendo uso del programa Perform 3D, para realizar análisis dinámico no lineal tiempo historia empleando registros de aceleraciones de Lima escalados a un valor PGA igual a 0.5g. Demostrándose que los disipadores ADAS reducen daños estructurales dada la reducción de deformaciones.

2.2. Bases Teórico Científicas.

Análisis no lineal [5]

La estructura incursiona en el rango no lineal debido a la acción de movimientos sísmicos, se producen deformaciones permanentes, degradación de rigidez, pérdida de resistencia y por tanto daño estructural en los elementos que conforman la estructura. A diferencia del análisis elástico y lineal, en el análisis no lineal las propiedades estructurales (rigidez, resistencia, deformación entre otros) pueden variar con el tiempo y dependen en gran medida de la magnitud de las cargas aplicadas. Entre las ventajas más relevantes del análisis no lineal se tienen los siguientes:

- Permite obtener la carga más real en una estructura.
- Identifica el mecanismo de fallo de una estructura.
- Es usado ampliamente en la evaluación y reforzamiento sísmico de estructuras.

Análisis estático no lineal [7]

Es un procedimiento estático no-lineal en la cual la magnitud de la carga estructural es gradualmente incrementada de acuerdo a un patrón previamente definido. Con el incremento de la magnitud de la carga se puede encontrar uniones débiles y modos de falla en la estructura. El análisis Pushover es una herramienta efectiva para evaluar la resistencia real de la estructura que es base para el diseño basado en desempeño.

Cargas laterales [3]

Factor importante en los análisis estáticos – no lineales, se distribuye en la parte lateral a lo largo de la altura del edificio en estudio, existen 3 distribuciones de carga que comúnmente se recomienda utilizar.

- La primera utiliza la forma del primer modo del edificio.
- La segunda distribución es la triangular invertida que utilizan todos los códigos de diseño sísmico.
- La tercera que es mucho más simple es una distribución uniforme.

Análisis dinámico no lineal [5]

Este procedimiento evalúa el efecto de los movimientos sísmicos sobre los edificios a base de determinar paso a paso su respuesta dinámica ante acelerogramas esperados. Los valores más relevantes de la respuesta son los desplazamientos relativos máximo de entrepiso a lo largo de la duración del terremoto, cortante en la base y aceleraciones absolutas máximas de estas. Dado que los cálculos dinámicos tienen en cuenta la aplicación de los movimientos del terreno sobre los edificios directamente, los análisis dinámicos son más capaces de proporcionar resultados más precisos.

Los resultados del análisis dinámico suelen ser sensibles a las características del sismo de entrada, por lo que es necesario considerar varios acelerogramas y posteriormente determinar el promedio de las respuestas de la estructura de cada uno de estos. Los códigos de diseño sismorresistente suelen exigir que se consideren, al menos, cinco o siete acelerogramas.

Nivel de daño [8]

Representan condiciones límite establecidos en función: de los posibles daños físicos, seguridad de ocupantes y funcionalidad de la edificación. Los niveles son:

- Funcionalidad completa.
- Funcionalidad.
- Seguridad para la vida.
- Proximidad al colapso.

Disipadores de energía [9]

Sistema estructural que localiza las demandas de ductilidad en determinados puntos “débiles”, en este caso corresponden a piezas mecánicas que disipan energía de forma estable fácilmente reemplazables.

Arriostramiento de edificios elevados

En los edificios de varias plantas los arriostramientos permiten restringir los movimientos horizontales que provocan las acciones en esa dirección (viento y sismo fundamentalmente). Disponiendo del adecuado sistema de arriostramiento se puede transformar una estructura traslacional u otra de comportamiento intraslacional en la que pueda llevarse a cabo un análisis de esfuerzos en primer orden.

En ocasiones los sistemas de arriostramiento se combinan con núcleos de rigidización dentro del edificio (pantallas, núcleos rígidos para cajas de escalera o ascensores, etc.). A medida que el edificio gana en altura los sistemas de arriostramiento son más necesarios.

E.030. "Diseño Sismorresistente." [2]

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde. Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

El empleo de sistemas estructurales diferentes a los indicados en esta norma, deberán ser aprobados por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, y demostrar que la alternativa propuesta produce adecuados resultados de rigidez, resistencia sísmica y ductilidad.

Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se podrá usar esta Norma en lo que sea aplicable.

Además de lo indicado en esta Norma, se deberá tomar medidas de prevención contra los desastres que puedan producirse como consecuencia del movimiento sísmico: tsunamis, fuego, fuga de materiales peligrosos, deslizamiento masivo de tierras u otros.

SEAOC/ Vision 2000. [10]

Performance based seismic engineering of buildings.

ATC – 40. [11]

Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.

FEMA 356. [12]

Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building.

2.3. Análisis no lineal para la evaluación de edificios

El análisis elástico lineal es uno de los métodos más utilizados en el diseño Sismorresistente de estructuras, debido principalmente a que las propiedades de los elementos estructurales tales como la rigidez y el amortiguamiento no varían en el tiempo. Su simplicidad y aplicación directa proporciona resultados aceptables que en general están del lado de la seguridad [13]. Otras de las ventajas de este método es que se cumple el principio de superposición, es decir los desplazamientos, esfuerzos internos y reacciones son proporcionales a la magnitud de las fuerzas aplicadas y en el caso del diseño sísmico de edificios, éste se realiza no considerando las armaduras de los elementos estructurales.

Sin embargo, cuando una estructura incursiona en el rango no lineal debido a la acción de movimientos sísmicos, se producen deformaciones permanentes, degradación de rigidez, pérdida de resistencia y por tanto daño estructural en los elementos que conforman la estructura. A diferencia del análisis elástico lineal las propiedades estructurales (rigidez, resistencia, deformación entre otros) pueden variar con el tiempo y dependen en gran medida de la magnitud de las cargas aplicadas. Generalmente este comportamiento es asociado a la naturaleza no lineal de los materiales y a su anisotropía inherente; es decir los materiales presentan un comportamiento distinto cuando están sometidos a diferentes sollicitaciones como por ejemplo compresión, tracción, fisuración, fractura, plastificación y daño progresivo entre otros [14].

En la actualidad la mayoría de los códigos sísmicos de edificios tienen en cuenta de manera simplificada el comportamiento no lineal de una estructura en la etapa de diseño mediante un factor de reducción de fuerzas que reduce el espectro elástico de respuesta. Este factor de deformación tiene en cuenta de alguna manera la capacidad de disipación de energía que posee una estructura cuando incursiona en el rango elástico.

La posibilidad de realizar análisis no lineal se ha debido a los grandes avances tecnológicos producidos en la potenciación de las computadoras. De esta manera se ha podido aumentar la capacidad de almacenamiento de datos propios del análisis complejo y la velocidad de procesamiento de resultados ha sido mejorado de manera significativa. Aunado a esto, el desarrollo de normativa para análisis más eficientes, aplicando técnicas aproximadas como por ejemplo el método de los elementos finitos o de las diferencias finitas, ha sido de gran aporte en la implementación de los métodos de análisis no lineal.

Es necesario recordar que la no linealidad de las estructuras tiene dos fuentes importantes que tienen efectos considerables en la evaluación de edificaciones, las cuales son: el comportamiento no lineal de los materiales que conforman la totalidad de la estructura y que se conoce también como no linealidad constitutiva y por otro lado el comportamiento no lineal cuando ocurren grandes desplazamientos, catalogada como no linealidad geométrica.

El análisis inelástico permite obtener la respuesta de las estructuras cuando éstas han dejado de comportarse conforme a una relación lineal. Es usado en gran medida en la evaluación y reforzamiento sísmico de estructuras sismorresistentes, dado que bajo altas aceleraciones del suelo las estructuras incursionan en el rango de comportamiento no lineal, demostrando así que los resultados provenientes del análisis elástico son insuficientes o visto de otro modo, su campo de aplicación es limitado, por lo que el análisis no lineal lograría salvaguardar vidas, costos más bajos de construcción en caso de edificaciones nuevas, y soluciones de reforzamiento a la medida de la necesidad sin sobre costos.

El análisis no lineal tuvo desde su concepción como objetivo principal la evaluación de la capacidad de estructuras existentes. Para dicha finalidad se propusieron modelos con la capacidad de reproducir el comportamiento global de la estructura mediante leyes de comportamiento estructural sencillas que se iban calibrando mediante ensayos de laboratorio, como el hecho a principios de la década de 1970 con el modelo de Takeda [15], véase la *Figura 1*.

Estos modelos tuvieron como objetivo principal simular el comportamiento elastoplástico de las estructuras para evaluar los factores de comportamiento. De manera paralela a la evolución de las técnicas de elementos finitos, se han desarrollado dos enfoques diferentes de análisis no lineal como son la inelasticidad concentrada e inelasticidad distribuida.

Los métodos de inelasticidad concentrada permiten modelizar el comportamiento de las estructuras mediante sistemas de elementos que se conectan mediante nodos que se comportan de forma no lineal.

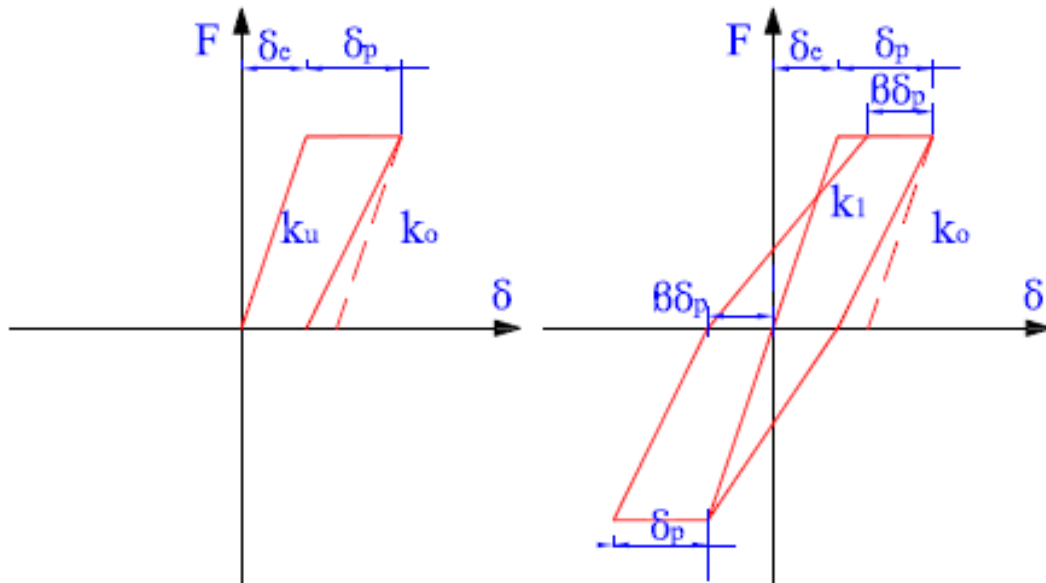


Figura 1: Modelo de Takeda [16]

Estos nodos se ubican en los puntos de la estructura que tienen mayor probabilidad de sufrir daño durante un evento sísmico severo, en el caso de las estructuras bajo cargas sísmicas estos puntos se ubican en las proximidades de las juntas viga-columna como en los extremos superior e inferior de las columnas, véase en la *Figura 2*.

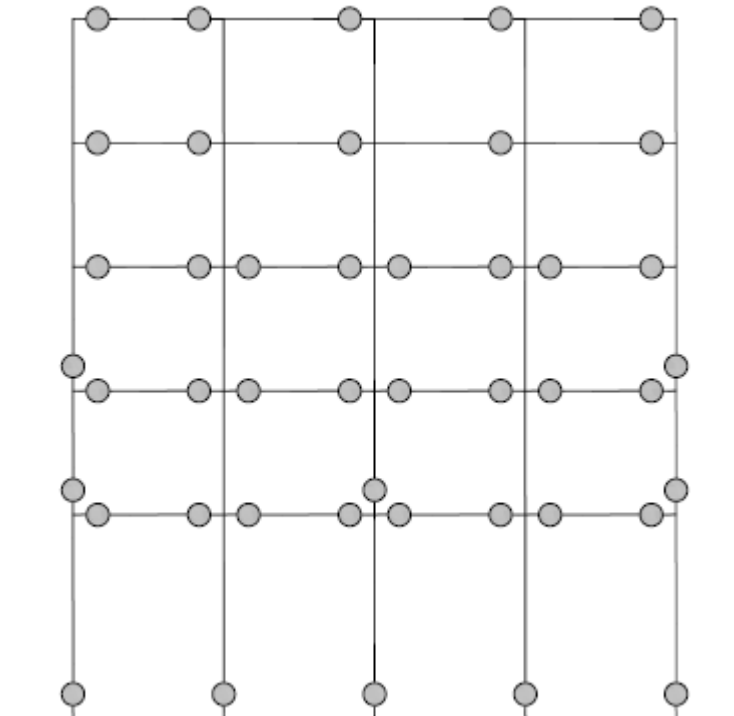


Figura 2: Formación de rótulas plásticas, mediante análisis de plasticidad concentrada [16].

El comportamiento de las rótulas plásticas responde a una ley predeterminada, la cual depende de las propiedades geométricas y mecánicas de la sección transversal de los elementos estructurales. La ley de comportamiento de una rótula plástica se muestra en la *Figura 3*, la cual es una representación típica en este caso descrita por el FEMA [12], en la que pueden apreciarse una serie de Estados Límite que se van generando por causa de rotaciones y desplazamientos. Dicha ley se determina considerando el comportamiento no lineal de elementos cuya falla es conocida mediante pruebas de laboratorio, por lo tanto, es necesario hacer reajustes que dependen de los cambios hechos en las secciones de los elementos como también en la configuración estructural general, dado que éste último cambio puede llegar a influir y modificar en el comportamiento o incluso el fallo de ciertos elementos estructurales [16].

Un argumento en contra que se hace a este tipo de análisis está relacionado directamente a sus dos características principales, ya que se predetermina la ubicación y la ley de comportamiento de las rótulas plásticas, quedando por definir únicamente el orden en que éstas aparecerán respecto a la aplicación de las cargas sísmicas.

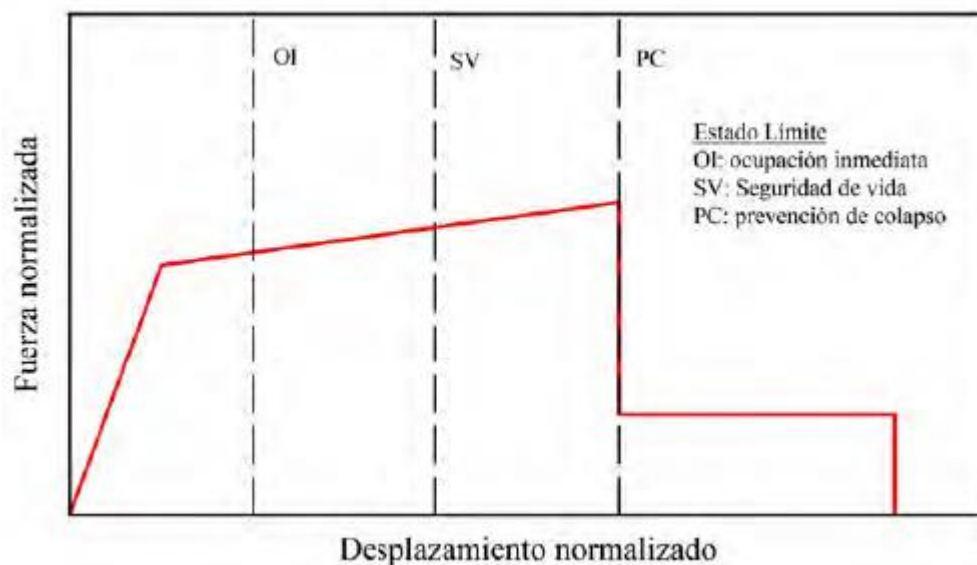


Figura 3: Ley de comportamiento tipificada en el FEMA 356 [12]

Como punto a favor del método de plasticidad concentrada, es que, mediante éste, se ha desarrollado el procedimiento de análisis no lineal estático, análisis inelástico con empuje incremental o también conocido en la bibliografía americana como análisis Pushover.

Finalmente, la aplicación del análisis no lineal nos da ventajas importantes en la evaluación de edificaciones que otros procedimientos no lo hacen, como obtener la capacidad de carga de la estructura, debido a la evaluación de su desplazamiento en la parte más alta de su estructura respecto al incremento de fuerza cortante, y la identificación del mecanismo de falla de la estructura, el cual puede ser dúctil, evidenciado en las rótulas plásticas producidas por esfuerzos de flexión, o frágil debido al esfuerzo cortante en los elementos estructurales.

2.3.1. Comportamiento frente a cargas cíclicas

Durante los movimientos sísmicos al que están sometidas las estructuras, algunos elementos estructurales pueden presentar un comportamiento gobernado por flexión o cortante. El primero de éstos está relacionado a su capacidad de deformación sin pérdida significativa de resistencia y por lo general se produce en zonas de articulaciones plásticas ubicadas en los extremos de los elementos. Mientras que el segundo es considerado un comportamiento del tipo frágil que se produce por una pérdida súbita de la resistencia sin lograr desarrollar toda su capacidad de deformación.

En el caso de los materiales como el concreto, el comportamiento que experimenta ante acciones cíclicas como es el caso de los movimientos sísmicos, difiere de los producidos por cargas estáticas.

En general el efecto de la acción sísmica en el concreto depende no solo de su resistencia estática, sino también de otros factores como la velocidad de aplicación de las cargas, grado de confinamiento y estado de esfuerzos al que está sometido. La curva que caracteriza este comportamiento se denomina lazos de histéresis, véase *Figura 4*.

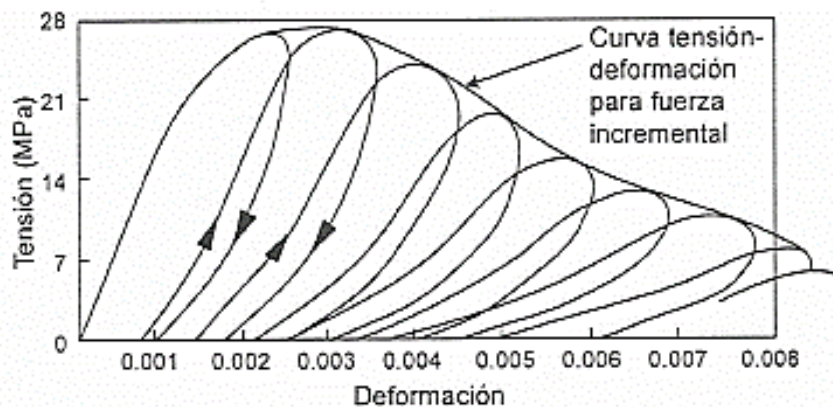


Figura 4: Lazos de histéresis en el concreto [3].

El acero a diferencia del concreto posee una elevada resistencia a la tracción, razón por la cual se suele utilizar en combinación con el concreto para resistir los esfuerzos a tracción. Sin embargo, cuando el acero está sometido a una reducción de la zona elástica donde los esfuerzos son más proporcionales a las deformaciones, produciendo que su curva de esfuerzo-deformación que lo caracteriza sea más redondeada y por lo tanto presenta mayor capacidad de disipación de energía, véase *Figura 5*.

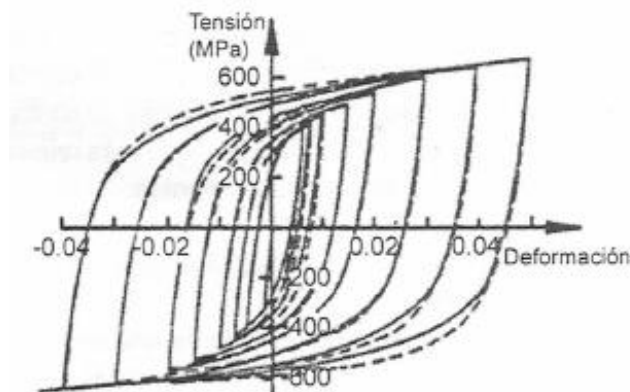


Figura 5: Lazos de histéresis en el acero [3].

2.3.2. Análisis No Lineal Estático o Pushover

Es un método simplificado que trata de representar el comportamiento estructural de una estructura a medida que se incrementa un patrón de fuerzas laterales equivalentes a los sismos o a los desplazamientos que producen éstos, independientemente del tiempo, las cuales pueden ser en forma triangular invertida, parabólica o siguiendo la forma del primer modo de vibración de la estructura o uniforme en todos los pisos, las cuales se aplican hasta alcanzar su capacidad última o el colapso.

Uno de los patrones de fuerza más utilizados es el de asumir el patrón de fuerzas o desplazamientos que se distribuye de manera creciente a medida que va aumentando la altura de la edificación, lo que sería equivalente a una distribución triangular, siendo este tipo de distribución muy próxima a la obtenida para el primer modo de vibración, ver *Figura 6*.

Con fines comparativos se utilizan tres distribuciones de carga que comúnmente se recomienda utilizar, se muestra en la *Figura 7*. La primera distribución utiliza la forma del primer modo de vibración de la estructura, la segunda distribución es la triangular invertida que utilizan todos los códigos de diseño sísmico, y la tercera que es mucho más simple es una distribución uniforme.

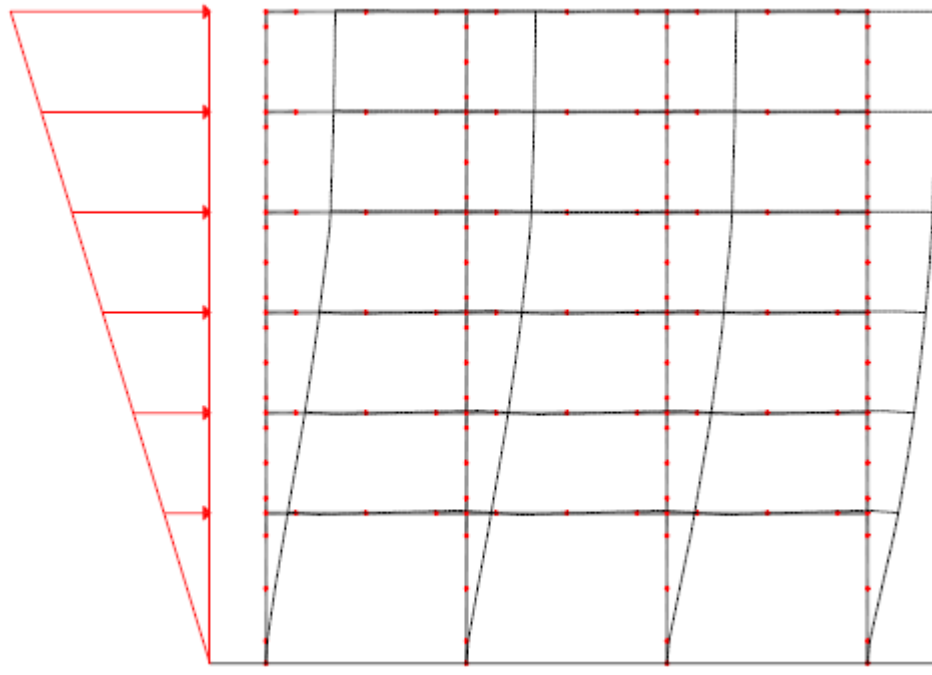


Figura 6: Análisis Pushover aplicado a un pórtico [16].

Los desplazamientos laterales o fuerzas se inician en cero, y son aplicados en principio a una estructura sin rótulas plásticas, luego van incrementándose hasta que se alcance el límite elástico en algunos elementos estructurales, sobrepasado éste límite y obtenida la primera plastificación se toma en cuenta la pérdida de rigidez y resistencia lateral original, pasando los momentos excedentes a ser tomados por los elementos contiguos, así progresivamente las otras secciones de los elementos estructurales seguirán plastificándose, hasta que alcanzada una cierta magnitud de fuerzas la estructura se vuelva inestable mediante un comportamiento plástico global, o hasta que se alcance un límite predeterminado, posteriormente la estructura seguirá teniendo desplazamientos relativamente iguales mayores sin que sea incrementada la magnitud de las fuerzas laterales.

En este punto, los métodos de resolución con control de desplazamiento son más efectivos, ya que alcanzado el punto de plasticidad global, se llega a un punto de singularidad a partir de cual dicho procedimiento basado en fuerzas puede dejar de converger, dado que para un mismo incremento de fuerzas puede alcanzarse más de un desplazamiento que satisfaga las ecuaciones globales de equilibrio [16].

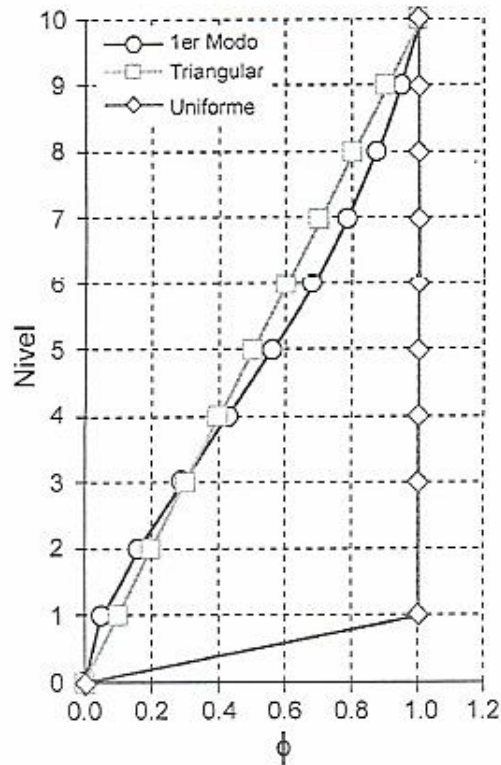


Figura 7: Patrones de carga lateral en un edificio aperticado [3].

Curva de capacidad

La curva que describe la capacidad de una edificación es conocida como curva de capacidad; se representa en ordenadas el cortante en la base V entre el edificio y el terreno, y en las abscisas el desplazamiento del piso superior [11] [12].

La pérdida de rigidez de los elementos estructurales, genera periodos de vibración y patrones modales de desplazamiento diferentes para cada incremento de carga, por lo que la metodología para la obtención de la curva de capacidad toma en consideración estas variaciones en la estructura para cada incremento de carga, haciendo coincidir el patrón de desplazamientos de la forma modal con el patrón de cargas laterales, calculando para cada patrón de carga el cortante en la base, y el desplazamiento producido por el mismo en un punto de control escogido en la parte más alta de la estructura.

La representación gráfica de la curva de capacidad es como se muestra en la *Figura 8*, donde también podemos apreciar que no hay mucha diferencia entre utilizar una distribución triangular o la forma del primer modo, pero si existe una diferencia apreciable cuando se utiliza una distribución uniforme y esto se debe principalmente a que las vigas de los primeros niveles participan al igual que otros niveles lo que hace que incremente la resistencia del sistema lateral [3].

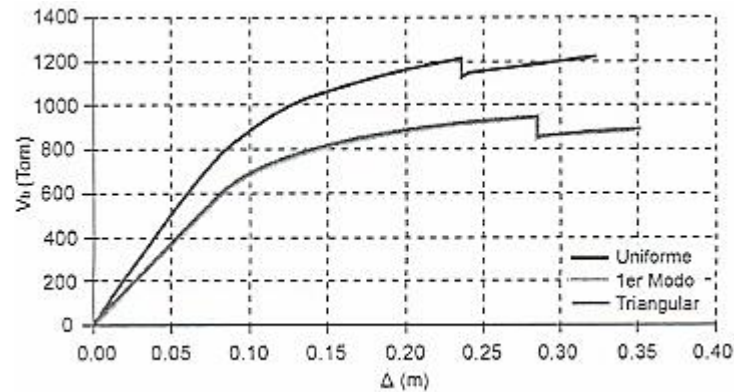


Figura 8: Curva de capacidad para diferentes distribuciones de carga [3]

En tanto a las limitaciones del análisis no lineal estático o pushover podemos citar que dicho procedimiento utilizado supone que el daño depende sólo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada, dejando notar así que la aplicabilidad de esta medida del daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos ciclos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma errática, por otro lado el análisis pushover se enfoca únicamente en la energía de deformación de la estructura, dejando la posibilidad de despreciar la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso, finalmente se observa que el análisis no lineal estático es sensible al tipo de patrón de cargas, los cuales pueden ser triangular, parabólico o uniforme [17].

Espectro de capacidad

Para facilitar una comparación directa con el espectro de demanda, la curva de capacidad se convierte a un espectro de capacidad mediante un cambio de variable, así, el cortante en la base V_{BASE} , se convierte en aceleración espectral S_a , y el desplazamiento del punto de control ubicado en el último piso Δ_{TECHO} , a desplazamiento espectral S_d . lo cual se obtiene utilizando las propiedades dinámicas de la estructura.

A. Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad

El uso del Método del Espectro de Capacidad propuesto por la ATC-40, requiere la conversión de la Curva de Capacidad, la cual se encuentra expresada en cortante basal y desplazamiento del techo, a un Espectro de Capacidad que es una representación de la Curva de Capacidad en un formato de Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento ADRS (Acceleration Displacement-Response Spectral) ($S_a - S_d$) [17].

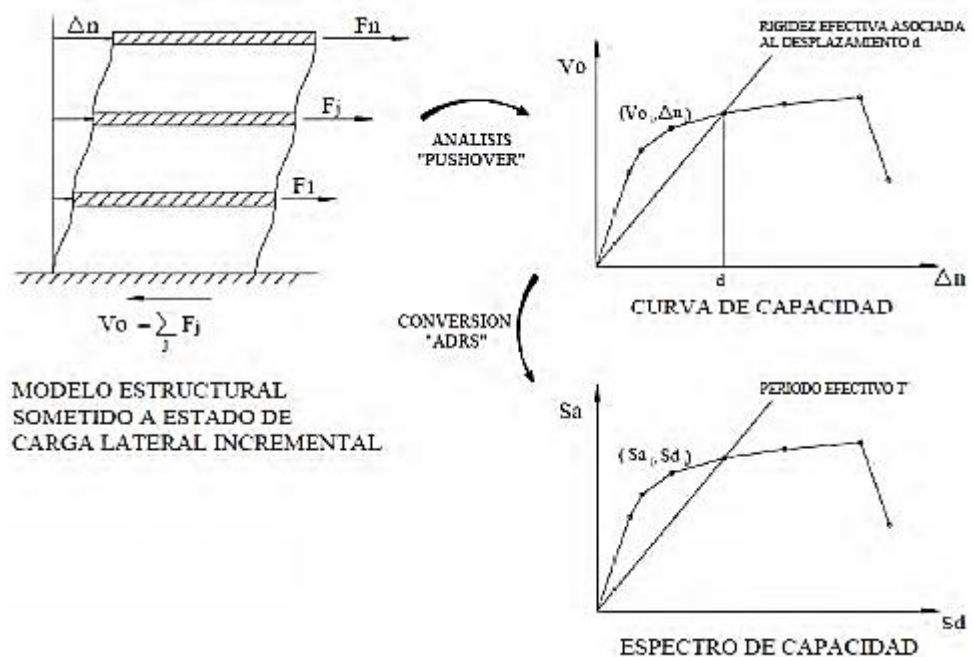


Figura 9: Proceso de cálculo del espectro de capacidad [17].

El proceso general para convertir la Curva de Capacidad a Espectro de Capacidad, inicia con el cálculo del factor de participación modal PF_1 y el coeficiente de masa efectiva α_1 para el modo fundamental de la estructura, luego se calcula para la totalidad de los puntos de la curva de capacidad (V_{BASE} , Δ_{TECHO}), el asociado punto (S_a , S_d), utilizando las siguientes ecuaciones.

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{i1}^2}$$

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

$$S_{ai} = \frac{V_i}{\alpha_1 W}$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo,i}}{PF_{R1}} = \frac{\Delta_{techo,i}}{PF_1 \phi_{techo,1}}$$

En donde:

PF_1 = Factor de participación modal para el primer modo natural.

α_1 = Coeficiente de masa efectiva para el primer modo natural.

S_{ai} = Aceleración espectral.

S_{di} = Desplazamiento espectral.

T_i = Periodo modal de vibración.

PF_{R1} = Factor de participación modal para el primer modo natural en el techo.

w_i = Peso asignado al nivel i

ϕ_{i1} = Amplitud del modo 1 en el nivel i

N = Nivel N , el nivel que es el más alto en la parte principal de la estructura.

V_i = Cortante basal.

W = Peso muerto del edificio más probable carga viva.

$\Delta_{TECHO,i}$ = Desplazamiento del techo.

B. Factor de Participación Modal y Coeficiente de Masa Efectiva

El método Pushover transforma un Sistema de múltiples grados de libertad a un sistema equivalente de un grado de libertad, haciendo uso de las propiedades dinámicas del modo fundamental de vibración, y que nos permite calcular el Factor de Participación Modal PF_1 y el Coeficiente de Masa Efectiva α_1 .

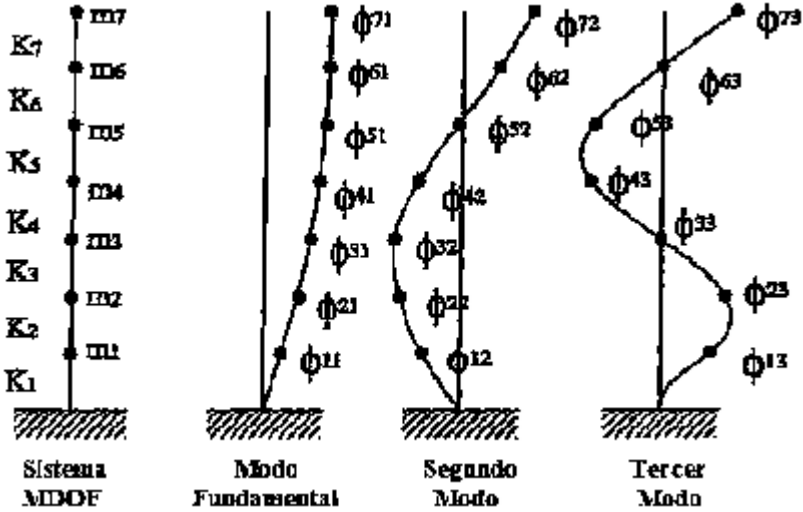


Figura 10: Sistemas de múltiples grados de libertad [17].

Cada uno de los modos de un sistema de múltiples GDL puede ser representado por un sistema equivalente de un GDL con masas (M^*) y rigideces (K^*) efectivas. M^* y K^* están en función de las formas de modo. Dicha definición es la base del cálculo de espectros de capacidad cuando se quiere analizar edificios de varios pisos, véase *Figura 11(a)*. Para cada forma de modo de vibración, con el periodo, la forma de modo, la distribución de masas, y la obtención del espectro de respuesta y del espectro de capacidad por el procedimiento descrito, se puede calcular la máxima respuesta de la estructura frente a terremotos.

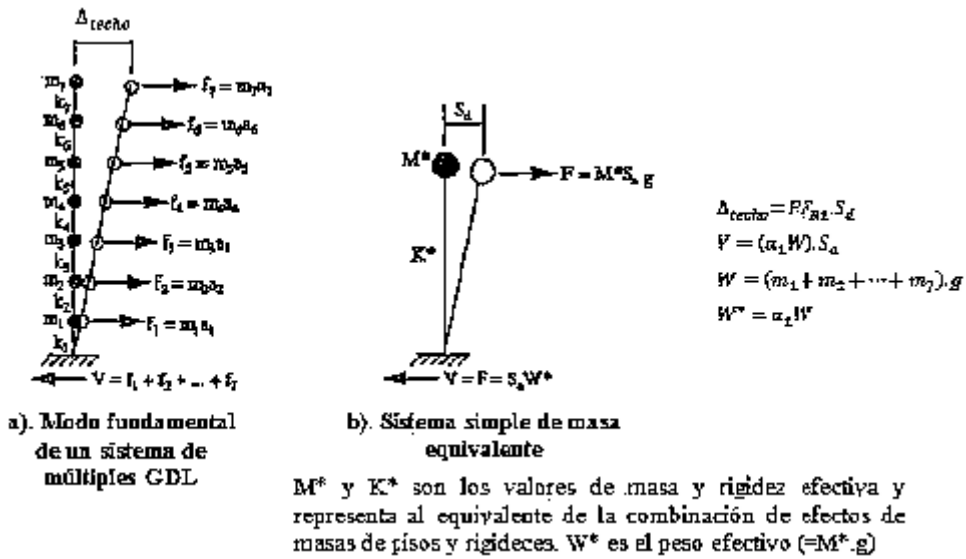


Figura 11: Sistema de múltiples GDL, representado por un sistema equivalente de masa única [17].

C. Factor de Participación Modal

Se puede apreciar en la *Figura 11*, que el diagrama (b) es equivalente al diagrama (a). Dicho de otro modo, si durante un terremoto se mueve la masa M^* una distancia de S_d , el techo del edificio se moverá una distancia Δ_{TECHO} . La proporción de Δ_{TECHO} a S_d , es definido por la participación modal para el modo fundamental en el nivel del techo, el cual es $PF_{R1} = PF_{R1} \phi_{TECHO,1}$ [17].

$$PF_1 = \frac{m_7 \phi_{71} + m_6 \phi_{61} + \dots + m_1 \phi_{11}}{m_7 \phi_{71}^2 + m_6 \phi_{61}^2 + \dots + m_1 \phi_{11}^2}$$

$$PF_{R1} = PF_1 \cdot \phi_{71}$$

$$\Delta_{techo} = PF_{R1} \cdot S_d$$

D. Coeficiente de Masa Efectiva

La suma de las fuerzas f_1 a f_7 es la cortante basal V_{BASE} , para el modo fundamental.; los valores f_1 son los mismos que los valores F_{i1} en la ecuación $F_{i1} = PF_1 \phi_{TECHO,1} S_{a1} W$ (por ejemplo, $f_7 = F_{71}$). La suma de las fuerzas de los pisos F_{i1} para el modo 1, es igual a la cortante basal V_{BASE} [17].

De esta relación podemos determinar lo siguiente:

$V = (\alpha_i \cdot W) \cdot S_{a1}$; es el cortante basal en el diagrama en la *Figura 11(a)*.

$V = (W^*) \cdot S_{a1}$; es el cortante basal en el diagrama en la *Figura 11(b)*.

$W^* = \alpha_i \cdot W$; es el peso efectivo.

$W = (m_1 + m_2 + \dots + m_7) \cdot g$

Para el modo 1:

$$\alpha_1 = \frac{(m_7 \phi_{71} + m_6 \phi_{61} + \dots + m_1 \phi_{11})^2}{(m_7 + m_6 + \dots + m_1)(m_7 \phi_{71}^2 + m_6 \phi_{61}^2 + \dots + m_1 \phi_{11}^2)}$$

$$V_1 = (\alpha_i \cdot W) \cdot S_{a1}$$

E. Valores Estándar de α_1 y PF_{R1}

A continuación, se presentan valores estándar para su utilización como aproximaciones en lugar de los valores calculados.

Número de Pisos	α_1	PF_{R1}
1	1	1
2	0.9	1.2
3	0.86	1.3
5	0.82	1.35
> 10	0.78	1.4

Tabla 1: Coeficientes para edificios regulares.

$$\alpha_1 = 0.9814N^{-0.1068}$$

$$PF_{R1} = N^{0.14}$$

$$S_a = \left(\frac{1}{\alpha_1}\right) \left(\frac{V}{W}\right) ; S_d = \left(\frac{\Delta_{TECHO}}{PF_{R1}}\right)$$

Punto de desempeño

Con la superposición del espectro de capacidad y el espectro de demanda se puede obtener la máxima respuesta de la estructura en el punto de donde ambos espectros se interceptan. Este punto es conocido como punto de desempeño, o también llamada Performance point en la bibliografía inglesa. Dicha intersección indica la máxima magnitud de desplazamiento estructural esperado para el sismo de demanda.

A. Método del Espectro Capacidad-Demanda

El método es de aplicación directa, a continuación, se listan los pasos para su desarrollo:

- Desarrollar un espectro de respuesta de demanda elástico, tomando en cuenta los parámetros del sitio de estudio.
- Transformar la curva de capacidad en un espectro de capacidad.
- Superponer el espectro de capacidad y el espectro de respuesta de demanda elástico en el mismo formato ADRS ($S_a - S_d$).

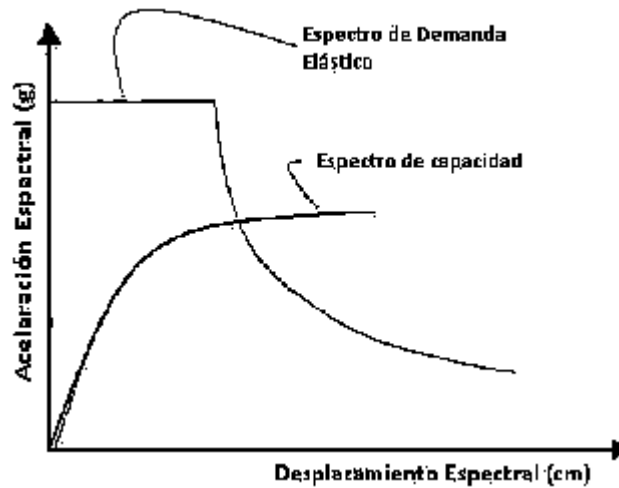


Figura 12: Procedimiento posterior al paso 2 [17].

- d. Definir ductilidad del sistema μ , luego se calcula el factor de reducción R_μ .

Donde:

μ : Factor de ductilidad definida como la relación entre el máximo desplazamiento y el desplazamiento de fluencia, en la curva de capacidad.

$$\mu = \Delta\mu / \Delta y$$

R_μ es diferente al R que aparece en las normativas sísmicas, debido a que R lleva implícitamente otros factores como el de sobre resistencia [18].

Newmark y Hall establecieron las siguientes fórmulas:

$$\begin{array}{ll} R_\mu = 1 & \text{si } T < T_a \\ R_\mu = (2\mu - 1)^{\beta/2} & \text{si } T_a < T < T_b \\ R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} & \text{si } T_b < T < T_c' \\ R_\mu = \frac{T}{T_c} \mu & \text{si } T_c' < T < T_c \\ R_\mu = \mu & \text{si } T < T_c \end{array}$$

$$\beta = \frac{\log\left(\frac{T}{T_a}\right)}{2\log\left(\frac{T_b}{T_a}\right)}$$

$$T'_c = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\mu} T_c$$

En donde:

$T_a = 1/33$ seg.

$T_b = 0.125$ seg

T_c = Periodo final de la rama de aceleración constante e inicio de la rama descendente.

T'_c = equivalente a T_c pero para el espectro inelástico.

- e. Se encuentra el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico por R_μ .

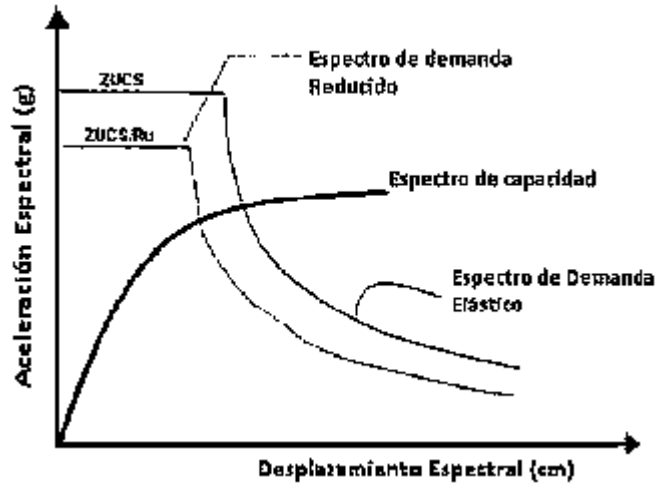


Figura 13: Procedimiento posterior al paso 5 [17].

- f. Determinar el punto de desempeño en la intersección del espectro de demanda inelástico con el espectro de capacidad, posteriormente calcular la ductilidad efectiva μ_{ef} , la cual se obtiene de la división del desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia.

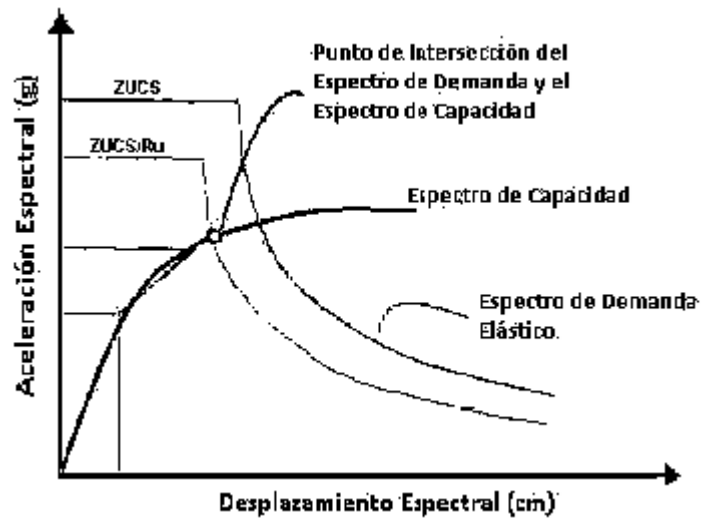


Figura 14: Procedimiento posterior al paso 6 [17].

El método del espectro de capacidad-demanda es una metodología que nos permite obtener la respuesta estructural máxima de una edificación frente a movimientos sísmicos, a la vez catalogar en un rango predeterminado el desempeño sísmico que la estructura tendrá ante un evento sísmico, por otro lado, la variación de los periodos de vibración de la estructura a diferencia del obtenido en el análisis elástico para bajos niveles de deformación, finalmente es una herramienta gráfica muy útil para la evaluación de la eficiencia de un sistema estructural y el diseño de sus elementos estructurales propuesto en el diseño de una edificación nueva o en servicio.

Estudios comparativos entre los resultados de los métodos de análisis estático no lineal simplificado, con los análisis no lineal en el tiempo, demuestran que el método del espectro de capacidad-demanda, permite en general obtener buenos estimados de la respuesta estructural en términos del desplazamiento máximo promedio y de la aceleración total, sobre todo si se incorpora adecuadamente la reducción de la demanda sísmica debido a la modificación del amortiguamiento del sistema; y fundamentalmente se obtienen resultados satisfactorios para estructuras donde el modo fundamental gobierna su respuesta sísmica [19].

2.3.3. Análisis dinámico no lineal (Time History)

El análisis dinámico no lineal o conocido también como Análisis Dinámico Incremental, evalúa el efecto de los movimientos sísmicos en edificios, con la finalidad de determinar de manera secuencial la respuesta dinámica producida por acelerogramas esperados. Como parámetros más importantes que se obtienen de la respuesta ante sismos son los desplazamientos máximos relativos de entrepiso que se generan durante el inicio hasta el fin del sismo, el cortante en la base y sus respectivas aceleraciones absolutas máximas; los máximos desplazamientos relativos nos genera información del nivel de daño estructural inferido y las aceleraciones absolutas máximas están directamente correlacionadas con los daños no estructurales, como también con la percepción humana del movimiento producido por el sismo [5]. Dado que los cálculos dinámicos consideran la aplicación de los movimientos del terreno sobre edificios de una manera más directa en comparación con las metodologías que consideran espectros de respuesta, en general los análisis dinámicos son capaces de proporcionar resultados más precisos [20].

Un análisis dinámico tiene la capacidad de reproducir la deformación inelástica de la estructura, considerando las reducciones significativas de rigidez y resistencia; en estructuras esbeltas que tengan desplazamientos relativos importantes, podría ser de necesidad considerar realizar un análisis de segundo orden, volviéndose así un parámetro más, el cual agregue mayor complejidad y por consiguiente aumente la cantidad de operaciones a ser realizadas.

Aunque el análisis dinámico no lineal es cada vez más utilizado en la evaluación sísmica de estructuras importantes, este procedimiento raramente es empleado en el diseño de estructuras comunes; ello se debe al alto costo computacional que implica, y al esfuerzo requerido para interpretar correctamente la gran cantidad de información generada [5].

Por otro lado, los resultados del análisis dinámico suelen ser más sensibles a las características del sismo de entrada, razón por la cual los movimientos sísmicos a considerarse se seleccionan a partir de la información disponible sobre la sismicidad en la zona de estudio, estos pueden ser registros sísmicos históricos o sintéticos. Ya que aún a estas alturas de los conocimientos en ingeniería, aún se tiene ciertos vacíos en cuanto a las características de los movimientos sísmico esperados, es que se considera varios juegos de acelerogramas, para luego determinar el promedio de las respuestas de

la estructura en cada uno de estos. Los códigos de diseño sismorresistente de varios países con la finalidad de tener un margen de seguridad ante esta incertidumbre, establecen el uso de un número mínimo de pares de registros sísmico que pueden ser reales o sintéticos.

En Perú, nuestra norma de Diseño Sismorresistente E030 [2] , considera un número mínimo de tres registros de aceleraciones del terreno, en donde cada registro tendrá dos componentes ortogonales, en caso de no contar con el número mínimo de registros, se podrá utilizar registros sintéticos. En cuanto al tratamiento de resultados, cuando se utilicen un número mínimo de siete registros de movimiento del suelo, las fuerzas de diseño, deformaciones en elementos y distorsiones de entrepiso se determinará como el promedio de las correspondientes respuestas de cada uno de los acelerogramas, para el caso donde los registros sísmicos sean menos de siete, las deformaciones y distorsiones de entrepiso se debe considerar la respuesta máxima [2].

En el desarrollo del análisis no lineal es posible distinguir el que utiliza solo un acelerograma o un grupo de acelerogramas, ahora bien, debido a las extensas posibilidades de sismos respecto a su duración y contenido de frecuencias, es buena práctica utilizar un grupo de acelerogramas, el cual debe ser seleccionado tomando en cuenta características propias geotécnicas del lugar de estudio; se modela las cargas de la estructura como masas concentradas en los nodos de vigas y columnas.

En la Figura 15 se muestra un pórtico deformado por la acción sísmica transmitida como una aceleración en la base para un instante t , donde la deformación de la estructura muestra que para ese instante la estructura tiene una respuesta que corresponde al segundo modo de vibración [16].

Se hace una diferenciación entre acelerogramas que se usan con un valor fijo de aceleración máxima y los que son progresivamente escalados hasta alcanzar determinados niveles de respuesta, con respecto a éste último se tiene el análisis hecho para los distintos Estados Límite con aceleración máxima asociada y el análisis incremental dinámico.

El análisis no lineal dinámico para estados límites se basa en definir acelerogramas a partir de un valor probable de aceleración máxima asociado con el sitio de estudio en donde se ubica la estructura, así, se define acelerogramas que produzcan determinados desplazamientos y en consecuencia niveles de daño preestablecidos, obteniendo así el desempeño de la edificación.

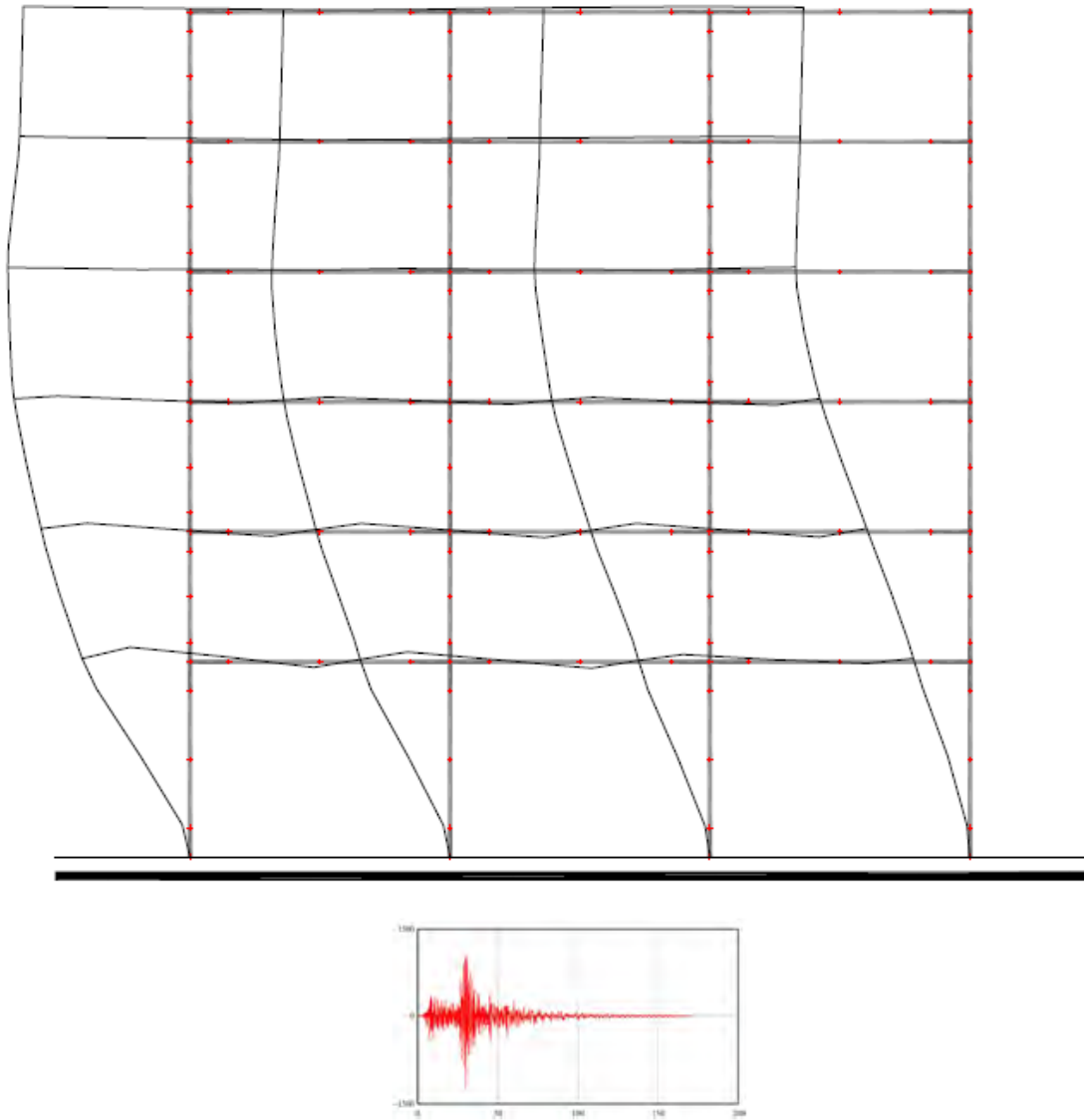


Figura 15: Análisis no lineal con acelerograma [16].

Para cada acelerograma y para cada nivel de aceleración máxima, se obtiene el valor máximo de la respuesta que puede estar expresado mediante desplazamientos relativos del nivel de cubierta o de las diferentes plantas del edificio. Se puede apreciar en la *Figura 16* los resultados del análisis dinámico no lineal de una estructura en donde se graficó los desplazamientos de sus plantas vs. tiempo. Podemos observar que la magnitud de los desplazamientos se incrementa con el tiempo, siendo notable que la estructura ha sufrido daño como plastificación en sus elementos ya que las oscilaciones comienzan alrededor de la posición de equilibrio, desplazándose luego a una nueva posición de signo negativo. También puede observarse que se producen diferentes valores de derivas en las plantas del edificio.

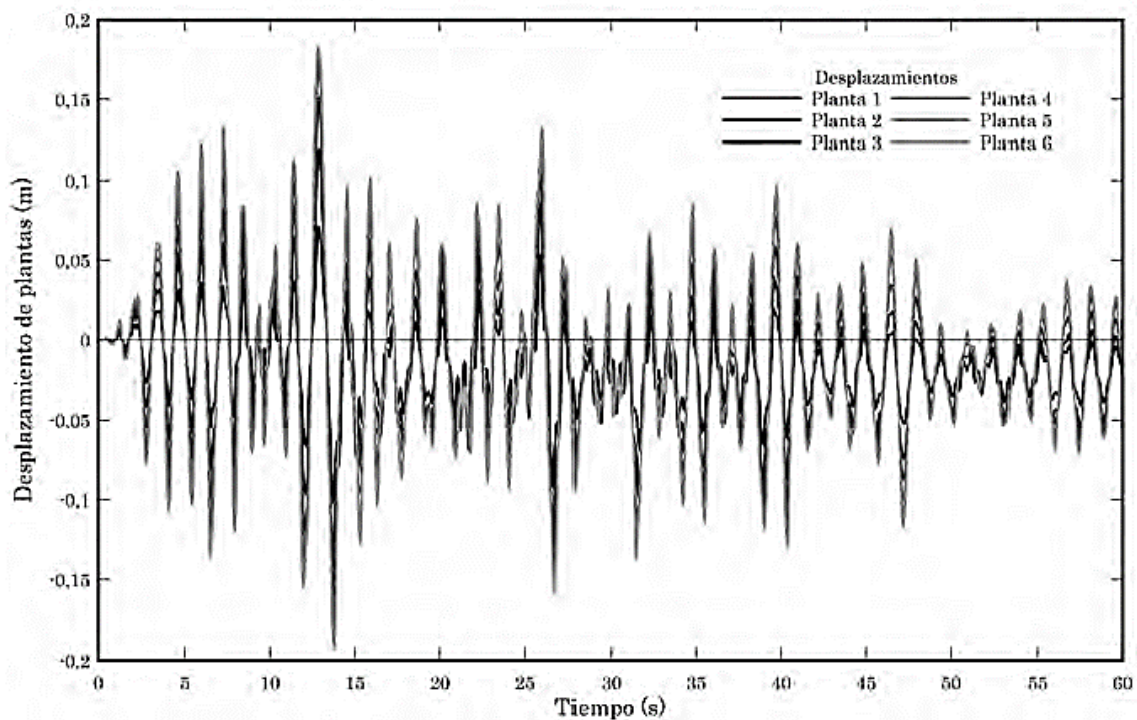


Figura 16: Respuesta obtenida del análisis dinámico no lineal [16].

El análisis incremental dinámico (AID) es una variante del anterior, ya que aplica un conjunto de acelerogramas, además su escalamiento se inicia desde un valor de aceleración máxima igual a la aceleración de proyecto, dado que este valor en la mayoría de casos no logra producir la plastificación global, toma el valor máximo de los parámetros de evaluación, los cuales pueden ser la deriva global, las derivas de plantas, la velocidad o la aceleración relativa en un punto predeterminado de la estructura, graficándose en relación al valor de la aceleración máxima que lo produjo.

Luego se incrementa el valor de las ordenadas del acelerograma, aproximadamente un 5%, para ejecutar un nuevo análisis, obteniendo una nueva respuesta del comportamiento, para luego ser graficada con relación a la aceleración máxima, la cual se determina utilizando el espectro de respuesta que produce el acelerograma escalado utilizado en el análisis incremental dinámico, véase *Figura 17*. Como una de las aplicaciones más interesantes del análisis incremental dinámico, se tiene la obtención de los valores máximos del cortante en la base contra los desplazamientos máximos del nivel de control en cubierta predeterminado para varias intensidades de sismo, presentando gráficas con gran parecido a las tomadas por la curva de capacidad obtenidas mediante el análisis dinámico incremental [16].

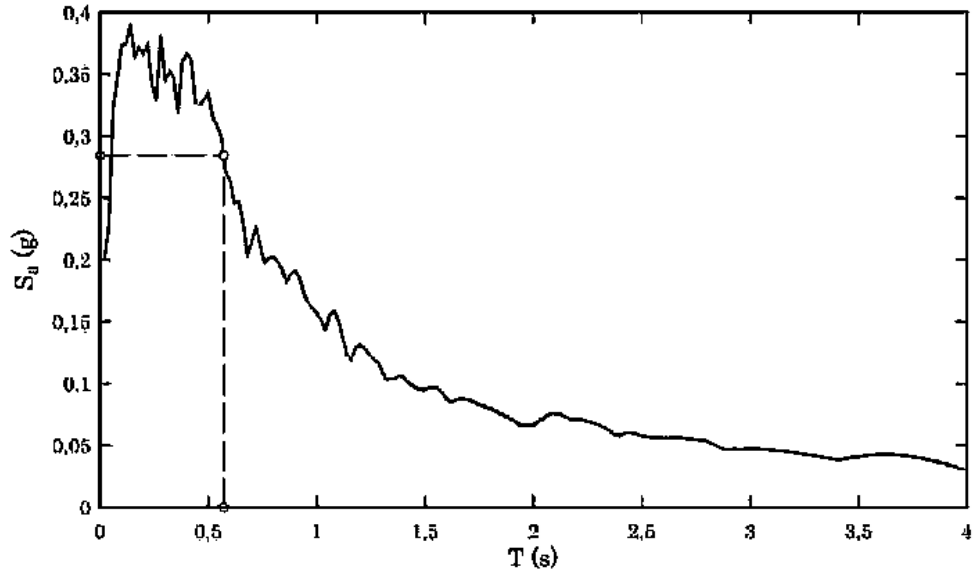


Figura 17: Determinación de la aceleración del AID [16].

La curva dinámica que se obtiene de un acelerograma escalado gradualmente aplicando el procedimiento anteriormente descrito, tiene una gran aproximación a la Curva de Capacidad, por esta razón a la curva obtenida del análisis incremental dinámico se le conoce como Pushover dinámico, véase *Figura 18*.

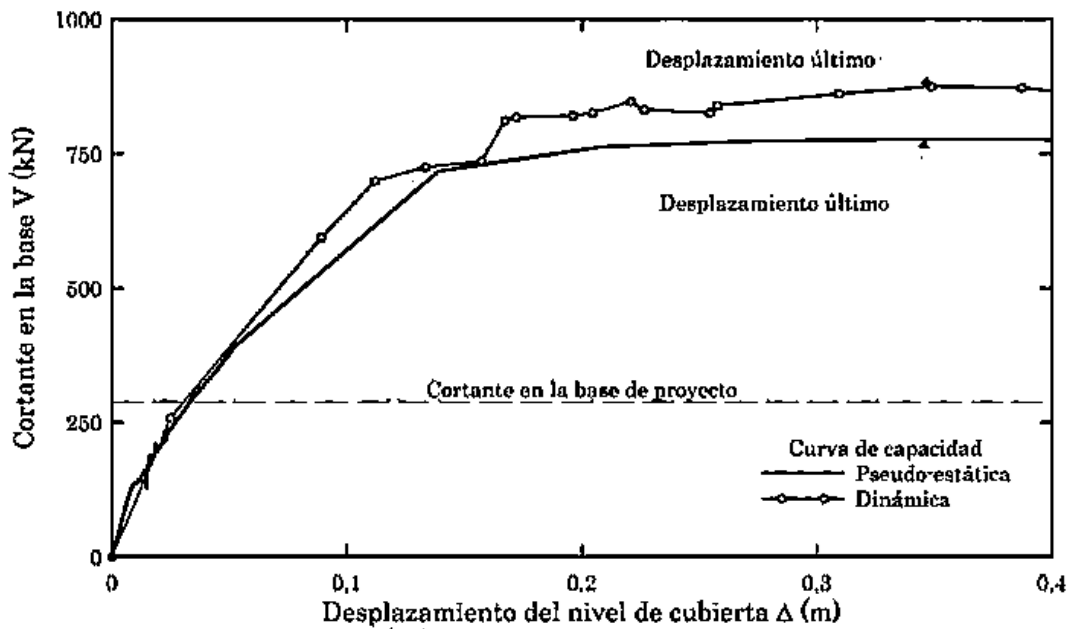


Figura 18: Curva de capacidad pseudo-estática y dinámica [16].

Posteriormente el procedimiento se sigue aplicando hasta que la estructura colapse, lo cual se genera para el incremento de aceleración donde la pendiente de la curva es menor o igual al 20% de la pendiente inicial, siendo equivalente a la rigidez inicial de la curva de capacidad que se obtuvo del análisis con empuje incremental [16].

Adicionalmente la comparación de los resultados del análisis incremental dinámico con la curva de capacidad es muy interesante, dado que las curvas graficadas juntas, se observa que se superponen en la rama elástica, y luego se da una visible separación, dicha característica permite la determinación del factor de comportamiento “q”, véase *Figura 19*.

El factor “q” es producto de tres factores como la ductilidad, reserva de resistencia y la redundancia estructural, la variación de estos factores influye en la respuesta global de la estructura. Para su obtención es necesario graficar la curva de capacidad y la curva obtenida del análisis dinámico incremental, dividir el máximo valor que alcanza en la curva del análisis dinámico incremental en el umbral del colapso, dividido por el valor del cortante del análisis estático con empuje incremental. Los valores obtenidos mediante este procedimiento demuestran con respecto a edificaciones porticadas de concreto armado, que el factor de comportamiento calculado es mayor que el establecido por las normas, entendiendo así que la capacidad estructural es superior a la que fue proporcionada en diseño sismorresistente, véase *Figura 20* [16].

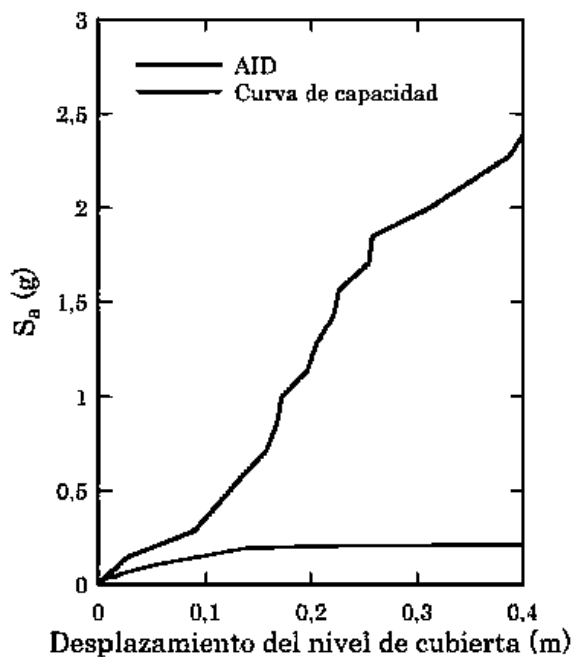


Figura 19: Curva AID y Curva de Capacidad [16].

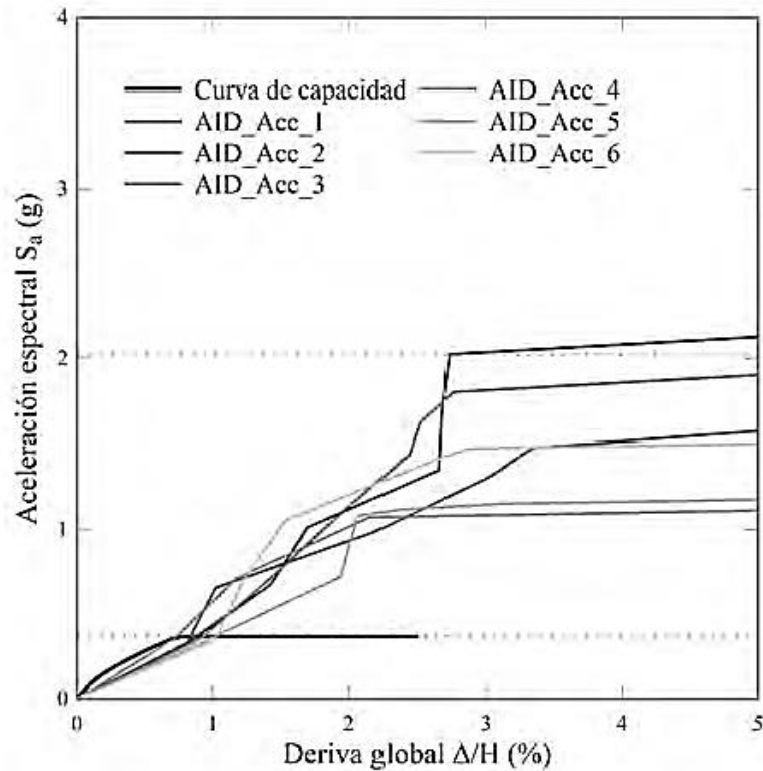


Figura 20: Cálculo del factor de comportamiento "q" en base al análisis incremental dinámico [16]

A pesar de lo laborioso y complejo del análisis no lineal dinámico, éste proporciona una gran cantidad de datos, resultando tedioso el post-proceso de los mismos, sin embargo, la información que proporciona es útil, dado que es más completa que la proporcionada por análisis elásticos e incluso el análisis no lineal estático, y más aproximada a la respuesta real de las estructuras cuando son sometidas a sismos. El análisis no lineal dinámico, tiene múltiples propósitos, los cuales son:

- Conocimiento del rango de respuesta, ante acciones sísmicas potenciales, idealizadas mediante un registro sísmico.
- Mejor entendimiento del comportamiento de la estructura para condiciones severas de movimiento del terreno.
- Comprensión de los cambios de la respuesta de la estructura con el incremento de intensidad del movimiento del terreno y la pérdida de rigidez y resistencia.
- Proporciona el comportamiento histerético de la estructura y sus componentes.
- Mayor conocimiento y control de la capacidad dinámica del sistema global estructural.

Demanda sísmica

A. Peligro Sísmico

Es la probabilidad de excedencia de la intensidad del movimiento del suelo, que es producido por un sismo, con condiciones singulares de emplazamiento y con un periodo de duración. El peligro sísmico puede ser analizado determinísticamente, el cual se basa en asumir un sismo escenario, o también puede ser analizado probabilísticamente, basándose en las incertidumbres del tamaño, ubicación y tiempo de ocurrencia de los sismos.

B. Peligro sísmico determinístico

Para ejecutar un análisis de peligro sísmico determinístico, se puede seguir la siguiente secuencia para seleccionar los registros sísmicos, teniendo en consideración lo siguiente [19]:

- Distancia entre la fuente y el lugar de emplazamiento para cada fuente. Por lo general en los análisis de peligro sísmico determinístico, es buena práctica la selección de la menor distancia entre la fuente y el sitio donde se sitúa la edificación, dicha distancia puede ser epicentrales o hipocentrales.
- Seleccionar el sismo dominante, el cual produzca los mayores niveles de movimiento, generalmente se expresa en términos de algún parámetro del movimiento sísmico en el sitio, se realiza comparando el nivel de sacudimiento producido por los sismos identificados en el paso anterior, tomando en cuenta las distancias que se ubican con respecto al sitio de estudio. El terremoto dominante se expresa teniendo en cuenta su magnitud y la distancia a la q se produce del sitio de estudio.
- Considerando valores pico de aceleración, velocidad y ordenadas del espectro de respuesta del sismo dominante, parámetros que son obtenidos mediante relaciones de predicción, basadas fundamentalmente en ecuaciones de atenuación de ondas. Este método proporciona de forma directa la evaluación del movimiento sísmico para las condiciones más severas y en la mayoría de los casos se aplica para el diseño de estructuras donde sus fallas podrían tener consecuencias catastróficas, como es el caso edificaciones esenciales como plantas nucleares o grandes presas, aún así, éste no provee información sobre la probabilidad de ocurrencia del sismo

dominante, y tampoco una posible localización, niveles de movimiento del sísmico que se puede prever en un periodo de tiempo como la vida útil de una estructura, ni de los efectos de los valores asumidos para las características del movimiento sísmico.

Finalmente, el peligro sísmico determinístico es una teoría muy accesible, en la cual nos permite hacer una rápida evaluación entre dos sismos de diferentes magnitudes y diferentes distancias o viceversa, por otro lado, este método deja un vacío con respecto a estimar la incertidumbre de los resultados y frecuencia de ocurrencia.

2.3.4. Estados límite de daño

Calcular el daño producido en las estructuras sometidas a movimientos sísmicos abarca diversos aspectos que van desde el comportamiento no lineal de los materiales, pérdida de rigidez y resistencia, capacidad de deformación y hasta el nivel de daño de la acción sísmica. Aun así, utilizar parámetros locales asociados con deformaciones, rotaciones y distorsiones de las zonas donde se prevé la formación de rótulas plásticas, se establece como una teoría eficaz para controlar, evaluar y cuantificar el daño estructural de estructuras sometidas a movimientos sísmicos [21] [10].

Los niveles de comportamiento se muestran a continuación con una finalidad práctica y en relación a un porcentaje de daño, véase *Figura 21*.



Figura 21: Niveles de daño [21].

Niveles de Desempeño

Describe un estado de daño, representando una condición límite o tolerable establecida en función a tres aspectos primordiales, que son los daños físicos en elementos estructurales y no estructurales, la amenaza de seguridad provocada por los daños a los ocupantes de la edificación, operatividad de la edificación posterior al sismo [12] [11] [10]. Los trabajos que abordan este tema y son de gran utilidad, en un principio fue planteado por el ATC-40, posteriormente se elaboró el de VISION 2000, y finalmente se redactó el FEMA 356 el cual se basó en su totalidad del documento ATC-40, dicho trabajo se nombró “Guidelines for the Seismic Rehabilitation” por lo que se presentarán en paralelo.

A. Propuesta del Comité VISION 2000

Dicho comité establece cuatro niveles de desempeño, definiéndolos como sigue [22]:

- Operacional: nivel en el cual no ocurren esencialmente daños y la edificación es segura para sus habitantes. La edificación se encuentra apta para su uso, ya que su contenido de la misma y sus servicios se encuentran operantes, dadas estas condiciones, la estructura no necesita reparación.
- Inmediatamente Operacional: nivel en el que existen daños moderados en elementos no estructurales y en su contenido, y a la vez daños reducidos en sus elementos estructurales.
- Seguridad de Vida: se perciben daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, como también en algunos contenidos de la estructura. Se perciben pérdidas en rigidez y resistencia para soportar cargas laterales, aun así, se mantiene dentro de un límite seguro frente al colapso. Los daños suscitados podrían evitar que la estructura sea inmediatamente habitada después del sismo, motivando la necesidad de rehabilitación de la misma, considerando para tal fin la viabilidad y justificación económica.
- Prevención del colapso: la estructura está cerca al colapso, ya que su pérdida de estabilidad es notoria, a causa de la degradación de la rigidez lateral y su capacidad resistente. Los servicios de evacuación, como escaleras y pasadizos podrían ser interrumpidos, aun así, los elementos

resistentes a cargas verticales se encuentran trabajando. Dadas las condiciones descritas, la edificación representa un peligro para sus habitantes, además, su rehabilitación puede no satisfacer criterios de viabilidad y justificación económica.

El comité VISION 2000 en su informe adjunta una descripción detallada de los niveles permisibles de daño, vinculado a cada uno de los cuatro niveles de desempeño para varios sistemas y subsistemas del edificio, elementos estructurales resistentes a cargas laterales y verticales, como también elementos secundarios y no estructurales, que pueden ser arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc., a continuación se hace un resumen de las principales características vinculadas a los niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño [22], véase *Tabla 2*.

ESTADO DE DAÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO	DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS
Despreciable	Operacional	Daño Estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicios.
Leve	Inmediatamente Ocupable	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad de Vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente a cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Prevención de Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Tabla 2: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño [10].

B. Propuesta del ATC-40 Y FEMA 356

Corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

Niveles para los elementos estructurales.

Se definen tres estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Dichos niveles pueden ser utilizados para definir criterios técnicos en procesos de evaluación y rehabilitación de edificaciones. Además, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Dichos rangos intermedios posibilitan discriminar, de una manera más apropiada y útil, el nivel de desempeño de la estructura, siendo de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura. Estos niveles para el ATC-40, se identifican por la abreviación, SP-n (SP son siglas de “Structural Performance” y “n” es un número que varía entre 1 y 6), para el FEMA 356 se usa S-n. Los 6 niveles de desempeño se describen a continuación [22]:

- Ocupación inmediata, SP-1: los elementos estructurales resistentes a cargas laterales y verticales tienen una variación imperceptible con respecto a sus condiciones previas al sismo de capacidad y resistencia, ya que los daños son mínimos. No existen pérdidas de vidas y la estructura tiene un normal funcionamiento.
- Daño controlado, SP-2: varía entre los niveles de ocupación inmediata y seguridad. La integridad de los habitantes no está en peligro, pero cabe la posibilidad de que sean afectados.
- Seguridad, SP-3: los daños después del sismo no agotan la totalidad de la estructura de cara a un colapso parcial o total de la estructura. Dicho nivel tiene posibilidad de heridos en su interior y exterior del edificio, aún así, tiene un riesgo muy bajo que sus habitantes sufran daño debido a la falla de sus elementos estructurales. La estructura antes de ser ocupada podría tener la necesidad de ser rehabilitada, siempre y cuando sea viable técnica y económicamente.

- Seguridad limitada, SP-4: varía entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, donde la estructura podría necesitar de reforzamiento en algunas partes de la misma para garantizar la seguridad de sus habitantes.
- Estabilidad estructural, SP-5: nivel de daño límite posterior al sismo, donde la estructura se encuentra muy próxima al colapso parcial o total. Tiene daños considerables, degradación de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. Ante una posible réplica la estructura tiene un alto riesgo de colapso, a pesar de que sus elementos resistentes a cargas verticales sigan trabajando. En estructuras más antiguas la rehabilitación podría no ser viable técnica y económicamente.
- No considerado, SP-6: no es un nivel de desempeño, aun así es de utilidad para la evaluación de daños posteriores a un sismo en elementos no estructurales o hacer un reforzamiento.

Niveles para los elementos no estructurales

Son considerados 4 niveles de desempeño que corresponden a estados discretos de daño de elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Se denota para el ATC-40 con la abreviatura NP-n, y en el FEMA 356 como N-n, donde NP corresponde a las siglas de “Nonstructural Performance” y “n” toma valores desde A hasta E [22].

- Operacional NP-A: los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su lugar y desempeñándose con normalidad después del sismo.
- Ocupación inmediata NP-B: los elementos no estructurales y sistemas continúan en su lugar, pero podrían presentar interrupciones en el funcionamiento de maquinarias y equipos. Sus servicios externos sin ser todos, podrían no estar disponibles, sin comprometer la ocupación del edificio.
- Seguridad NP-C: se podrían observar daños severos en determinados elementos no estructurales exteriores e interiores, sin llegar al colapso o comprometer la seguridad de sus ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria podrían ser afectados de forma importante, siendo necesario en algunos casos ser reparados o reemplazados.

- Amenaza reducida NP-D: se podrían presentar daños severos en elementos no estructurales, contenidos o sistemas, sin comprometer el fallo de grandes elementos, como parapetos y muros exteriores de mampostería, los cuales pueden herir a grupos de personas.
- No considerado NP-E: no es un nivel de desempeño y es utilizado para indicar que los elementos no estructurales no han sido evaluados, en caso de que tengan un efecto sobre la respuesta estructural, como muros de mampostería de relleno o las divisiones.

Niveles para las estructuras

Las combinaciones establecidas por el ATC-40 y FEMA 356, donde involucran los niveles de desempeño para elementos estructurales y no estructurales, representa un comportamiento global de la estructura. Estas pueden ser estudiadas con mayor detalle en el documento citado. Se distingue cuatro niveles de desempeño importantes para un edificio, véase *Tabla 3* [22].

- Operacional 1-A: tiene limitados daños estructurales, el daño en elementos no estructurales y en los sistemas, no interrumpen el funcionamiento normal de la estructura posterior al sismo. Además, las reparaciones, no afectan para que el edificio sea ocupado, por lo que dicho nivel es asociado a un estado de funcionalidad.
- Ocupación inmediata 1-B: es un nivel utilizado con frecuencia para edificaciones esenciales, como hospitales, en donde los espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo ocupados posterior al sismo, aún si existe determinados daños en el contenido. Mantiene la seguridad de los habitantes.
- Seguridad 3-C: hay una baja o nula posibilidad de la pérdida de vidas humanas. Los códigos usualmente consideran este desempeño esperado, en el cual se presentan daños limitados en elementos estructurales y algunos otros no estructurales, que corresponden a acabados y fachadas, etc., donde su fallo no pone en riesgo a los ocupantes.

- Estabilidad estructural 5-E: nivel de daño límite en el sistema de cargas laterales posterior al sismo, ante una posible réplica la estructura tiene un alto riesgo de colapso, y el sistema de cargas verticales aún sigue funcionando y mantiene en pie al edificio. Hay un alto grado de daño en los elementos estructurales, por lo que no es necesario la evaluación de los elementos no estructurales. Se tiene un alto riesgo para habitantes y transeúntes, se recomienda desalojar la edificación, y demoler la edificación en determinados casos.

NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL	NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Operacional	2.B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Tabla 3: Niveles de desempeño de las estructuras [11].

Movimientos sísmicos de diseño

La amenaza sísmica incluye efectos directos tales como la ruptura del epicentro y vibración del terreno, desprendimientos de tierra, licuefacción del suelo, asentamientos diferenciales y también efectos indirectos como son los maremotos, incendios y deslizamientos, afectando el nivel de desempeño deseado debido a daños producidos por estos. Los parámetros que aumentan la amenaza proveniente de estos hechos, son la

magnitud del sismo, distancia epicentral e hipocentral, dirección de propagación de la ruptura de falla, características geológicas regionales y locales, por lo que es importante el estudio de estos parámetros como parte del proceso de la ingeniería basada en desempeño.

Para su aplicación es necesario seleccionar eventos sísmicos que podrían ocurrir y se encuentren en un rango de severidad para un determinado desempeño deseado de la estructura. Estos eventos sísmicos son denominados Movimientos Sísmicos de Diseño, varían de acuerdo a la localización de la estructura, condiciones sociales y económicas aceptables de daño, por parte de las instituciones responsables, propietarios y usuarios de las estructuras [23]. Según el comité VISION 2000, ATC-40 Y FEMA 356 se consideran los siguientes movimientos sísmicos de diseño.

A. Propuesta del comité VISION 2000

Expresa los movimientos sísmicos de diseño en base al intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. Así tenemos, por ejemplo 475 años, periodo de recurrencia medio, el cual es una expresión de periodo de tiempo promedio, que se expresa en años, transcurrido entre la ocurrencia de un sismo el cual produce un nivel de daño determinado. Por otro lado, la probabilidad de excedencia, en el caso del periodo de recurrencia anterior, es 10% en 50 años, lo cual es una probabilidad de que se exceda una determinada severidad en un periodo de tiempo expresado en años, producto del efecto del sismo. El periodo de retorno (intervalo de recurrencia) se puede relacionar directamente con la probabilidad de excedencia P_e para un número determinado de t años, como se muestra en la siguiente ecuación [22]:

$$T_R = - \frac{t}{\ln(1 - P_e)}$$

El comité VISION 2000 muestra los intervalos de recurrencia y probabilidades de excedencia con respecto a los cuatro movimientos sísmicos de diseño, véase *la Tabla 4*.

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	INTERVALO DE RECURRENCIA	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	950 años	10% en 100 años

Tabla 4: Movimientos sísmicos de diseño [10].

B. Propuesta del ATC-40

Hace uso de 3 niveles de movimientos sísmicos: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las siglas S, D y M, se les atribuye respectivamente en el orden que fueron nombrados, complementado con E, la cual hace referencia a la letra inicial de la palabra “Earthquake” [22].

- Sismo de servicio, SE: corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad de 50% de ser excedido en un periodo de 50 años, o un periodo de retorno de 72 años. Es calificado como sismo frecuente dado que podría ocurrir más de una vez durante la vida útil de la edificación. Su magnitud puede ser aproximadamente la mitad del sismo de diseño utilizado comúnmente en los códigos y normativas. En la *Tabla 4* sería el sismo ocasional.
- Sismo de diseño, DE: movimiento sísmico poco frecuente, con intensidad entre moderada y severa, podría ocurrir como mínimo una vez durante la vida útil de la edificación, tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, o un periodo de retorno de 475 años. Dicho sismo es generalmente utilizado en los códigos para el diseño de estructuras comunes. En la *Tabla 4* sería el sismo raro.
- Sismo máximo, ME: corresponde al máximo movimiento sísmico esperado, tiene una probabilidad del 5% de ser excedido en 50 años, o un periodo de retorno aproximado de 975 años. Dicho sismo suele variar entre el 1.25 y 1.50 veces el sismo de diseño, se utiliza para el diseño de estructuras esenciales. En la *Tabla 4* sería el sismo muy raro.

C. Propuesta del FEMA 356

Propone 4 niveles de movimientos sísmicos, donde las edificaciones deberán cumplir un determinado nivel de desempeño. Las siglas BSE-n, corresponde a la abreviatura de “Basic Safety Earthquake”, y “n” toma valores entre 1 y 2.

- Sismo con probabilidad de excedencia de 50% en 50 años, o un periodo de retorno promedio de 72 años. Equivale al Sismo Frecuente en la *Tabla 4*.
- Sismo con probabilidad de excedencia de 20% en 50 años, o un periodo de retorno promedio de 225 años. Equivale al Sismo Ocasional en la *Tabla 4*.
- BSE-1: Sismo con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, o un periodo de retorno promedio de 474 años. Equivale al Sismo Raro en la *Tabla 4*.
- BSE-2: Sismo con probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, o un periodo de retorno promedio de 2575 años. Equivale al Sismo Muy Raro en la *Tabla 4*.

Objetivos del Diseño por Desempeño

La selección de los objetivos de diseño es el paso inicial en la ingeniería basada en desempeño, estos objetivos son la complementación entre los niveles de desempeño deseado de una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Es necesario para su selección adecuada, tener en cuenta características de la edificación como la ocupación, importancia de la estructura con respecto a sus funciones, costo de reparación, interrupción de sus actividades desarrolladas en sus ambientes, y finalmente el valor cultural que pueda tener.

A. Propuesta del comité VISION 2000

De acuerdo a su importancia durante y después del sismo, el comité VISION 2000, establece tres tipos de edificaciones, las cuales son I) estructuras básicas que no están incluidas en los grupos II y III, II) estructuras esenciales que se encargan de las operaciones post-terremoto, como hospitales, estaciones de bomberos, policía, etc., y III) estructuras críticas, las cuales albergan materiales peligrosos, que podría afectar a

la comunidad en general. En el caso de estructuras existentes, dichos objetivos de desempeño podrían resultar antieconómicos, a continuación, se muestra en la *Tabla 5* los objetivos de desempeño establecidos por el comité VISION 2000.

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
	Operacional	Inmediatamente Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	I	D.I.	D.I.	D.I.
Ocasional	II	I	D.I.	D.I.
Raro	III	II	I	D.I.
Muy Raro	-	III	II	I

I	Estructuras básicas.
II	Estructuras esenciales o riesgosas (Hospitales, bomberos, edificios multifamiliares)
III	Estructuras de seguridad crítica
D.I.	Desempeño Inaceptable

Tabla 5: Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructuras [10].

B. Propuesta del ATC-40

Considera varios objetivos de desempeño para una edificación, los que resultan de la combinación de los niveles de desempeño y los movimientos sísmicos de diseño, dichos objetivos se establecen a las edificaciones siguiendo criterios de funcionalidad, económicas y de preservación.

En los objetivos de seguridad básica para edificaciones convencionales, se determina que para un sismo de diseño el nivel de desempeño debe encontrarse dentro del nivel de seguridad, por otro lado, para un sismo máximo, debe cumplir con estabilidad estructural, véase *Tabla 6*.

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
SE				
DE			OK	
ME				OK

Tabla 6: Objetivos de seguridad para estructuras convencionales [11].

C. Propuesta del FEMA 356

Establece una matriz de desempeño, donde cada celda representa un objetivo de desempeño, el cual determinará el costo y viabilidad de un proyecto para ser rehabilitado, además de los beneficios de seguridad mejorada, reducción del daño a la edificación y evitando la interrupción del uso. Dichos objetivos de desempeño dan lugar a objetivos específicos, los cuales son Objetivo de seguridad básico, objetivo mejorado y objetivo limitado, véase *Tabla 7* [12].

- **K + p** = Objetivo de Seguridad Básico (BSO, Basic Safety Objective)
- **K + p** + alguno de **a, e, i, b, f, j** o **n** = Objetivos Mejorados (Enhanced Objectives)
- Solamente **o, n** o **m** = Objetivo Mejorado (Enhanced Objectives)
- Solamente **k** o **p** = Objetivo Limitado (Limited Objectives)
- **c, g, d, h, l** = Objetivo Limitado (Limited Objectives)

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
	Operacional Nivel (1 - A)	Ocupación Inmediata Nivel (1 - B)	Seguridad Nivel (3 - C)	Estabilidad Estructural Nivel (5 - E)
50% / 50 años	a	b	c	d
50% / 50 años	e	f	g	h
BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

Tabla 7: Objetivos de desempeño [12].

2.4. Disipadores de energía Shear Link Bozzo SLB

Un sistema con un grado de libertad, tiene la siguiente ecuación de movimiento:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t)$$

donde M , C , K son respectivamente masa, rigidez y amortiguamiento, u es el desplazamiento de la masa en relación al suelo. Los disipadores de energía dependientes del desplazamiento actúan en base al término $Ku(t)$, a diferencia de los dependientes de la velocidad o conocidos como amortiguadores, que actúan en base a $C\dot{u}(t)$. Se distinguen entre ambos grupos de disipadores el inicio de aporte a la edificación, ya que los dispositivos en función a la velocidad requieren un amortiguamiento global alto o una alta velocidad de la edificación, a diferencia de los gobernados por desplazamiento, que de acuerdo al sistema estructural, disipan energía a partir de valores mínimos de desplazamiento, además de modificar el periodo de la estructura, a partir del punto de plastificación de los dispositivos, haciéndolo más largo [24].

Por otro lado, los disipadores dependientes del desplazamiento se adaptan a las mejoras con respecto al diseño sismorresistente clásico de estructuras, el cual se basa en la ductilidad y redundancia estructural, las cuales reducen significativamente las fuerzas producidas por un sismo severo. Hoy en día el diseño sismorresistente se basa en la reducción de fuerzas, ya que se considera que estructura incursionará en el rango inelástico, presentando daños en sus elementos estructurales posteriores al movimiento sísmico, ya que si se considera que la estructura solo actúa en el rango elástico las fuerzas serán de mayor magnitud que las consideradas para el diseño estructural. La reducción de fuerzas se da mediante un factor el cual su nomenclatura varía de acuerdo a cada código, en la norma peruana E030 [2] del factor de reducción se expresa con la letra R , éste valor varía entre 2 y 12 para diferentes códigos internacionales, dicho valor se interpreta como la ductilidad global y sobre resistencia del sistema estructural. Los disipadores gobernados por el desplazamiento en contraste con el sistema clásico mencionado anteriormente, posibilitan localizar los posibles daños a causa de los movimientos sísmicos en lugares específicos de la estructura, y de ser necesario se reemplazan posteriormente a una simple inspección. Además, su fallo dúctil posibilita el control del daño que se puedan presentar en los elementos no estructurales, limitando el desplazamiento de entrepiso.

Los sismos severos producidos recientemente, como el de Nueva Zelanda [25], ha demostrado que las estructuras concebidas bajo el diseño por capacidad, disiparon la energía en los lugares preestablecidos con la formación de rótulas plásticas, pero quedando muy dañados los elementos estructurales, por lo que técnica y económicamente resultaba mejor volver a construir que reparar la estructura, dado que no se justificaba técnica y tampoco económicamente. Por lo que la implementación con dispositivos de disipación, donde se concentren los daños y a la vez se disipe energía, permitiría reestructurar la jerarquía de las resistencias.

Las estructuras equipadas con disipadores de energía SLB, los cuales están en función del desplazamiento y cumplen la función de una rótula plástica, concentrando las demandas de ductilidad, literalmente se dividen en un sistema flexible y otro rígido, permitiendo el ideal sismo resistente, donde se tiene un sistema con el nivel de fuerzas de un sistema flexible (pórticos), y al mismo tiempo un sistema con desplazamientos de un sistema rígido (pórticos complementados con SLB), resultando la ecuación dinámica como sigue:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R(t) = -M\ddot{u}_g(t)$$

donde el término lineal Ku hace referencia al sistema flexible y el término R al aporte de los disipadores gobernados por el desplazamiento. Así entonces, el acoplamiento entre el sistema tradicional con las conexiones dúctiles, genera un sistema mixto “rígido-flexible-dúctil”, el cual se vuelve más efectivo cuando hay una mayor diferencia entre el periodo del sistema rígido y flexible, ya que, en la posibilidad de un sismo severo, a medida que los dispositivos se plastifican, el periodo del sistema estructural mixto se aproxima al periodo del sistema flexible. Así entonces, se deduce de los disipadores de energía dependientes del desplazamiento son la evolución natural del sistema estructural convencional, ya que su finalidad es concentrar las demandas de ductilidad [24].

Los disipadores metálicos histeréticos proporcionan una importante disipación de energía, generadas por acciones sísmicas, ya que su material se deforma inelásticamente, el cual generalmente es acero dúctil, o también puede ser plomo u otras aleaciones metálicas.

Los modelos matemáticos que representan las curvas de esfuerzo-deformación, como el plástico perfectamente elástico, elastoplástico y Ramberg Osgood. Siendo este último el que describe el paso de los rangos elástico al plástico con una transición más suave, véase *Figura 22*.

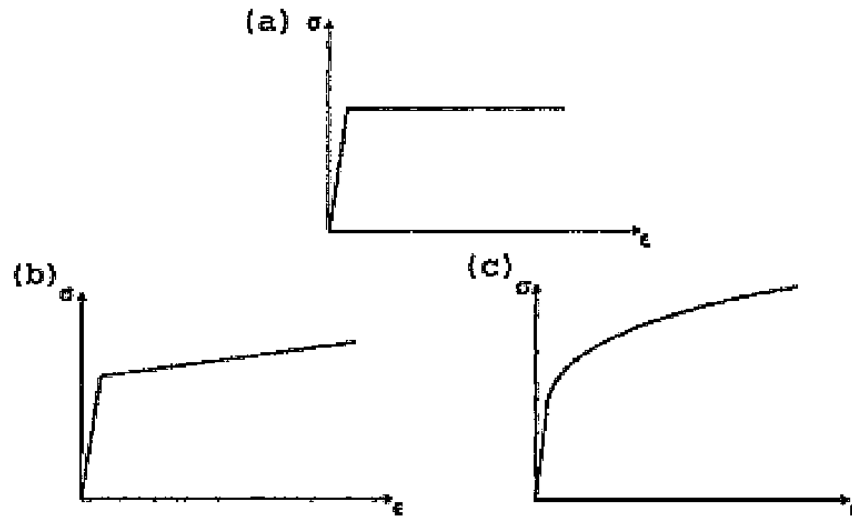


Figura 22: Modelos matemático de Esfuerzo-Deformación; a) Elástico-Perfectamente Plástico, b) Elastoplástico, c) Ramberg-Osgood [24].

A la vez, ya que el comportamiento de los disipadores bajo acciones sísmicas es cíclico, es necesario establecer su respuesta Esfuerzo-Deformación en cargas alternas. Así entonces, una probeta es cargada hasta el punto de fluencia Y, luego hasta el punto B, en el rango de endurecimiento por deformación, posteriormente de manera gradual se descarga y se aprecia que la curva es paralela a la curva inicial, deduciéndose que tiene una respuesta elástica. Pero si la descarga continúa lo suficiente dentro del rango de compresión, la fluencia de producirá otra vez en el punto Y'. El esfuerzo vinculado con el punto Y' está en función de la magnitud previa de endurecimiento por deformación, conociéndose ese comportamiento como el efecto Bauschinger [24].

Las teorías de endurecimiento isotrópico determinan como simplificación útil:

$$\sigma'_y = -\sigma_{y,max}$$

Por otro lado, lo que determinan las teorías de endurecimiento cinemático:

$$\sigma'_y = -\sigma_{y,max} - 2\sigma_y$$

Basándose en resultados experimentales se observa que Y' , se encuentra en un punto intermedio, por lo que se deduce que complementar ambas teorías, isotrópica y cinemática, sería más útil. Afirmándose así que, el conocimiento de los modelos constitutivos de metales es un avance importante para determinar correctamente la relación Fuerza-Desplazamiento de los disipadores metálicos, prediciendo así, de manera adecuada la respuesta no lineal ante cargas sísmicas de edificaciones que cuentan con estos dispositivos [24].

Teóricamente, cada esfuerzo seccional, como torsión, flexión, cortante o fuerza axial puede utilizarse para disipar energía, a continuación, se ilustran algunos dispositivos para disipación de energía por flexión.

ADAS (Adding Damping and Stiffness) es un sistema de disipación de energía muy conocido, fue desarrollado en 1980, está formado por chapas de metal con la forma de X, las cuales están ubicadas en paralelo, y su número puede variar al igual que su altura (*Figura 23*), permitiendo optimizar la respuesta estructural, ya que todas sufren la plastificación al mismo tiempo. Las planchas metálicas están individualmente biempotradas, además su forma de X ayuda en la plastificación de la totalidad de su volumen.

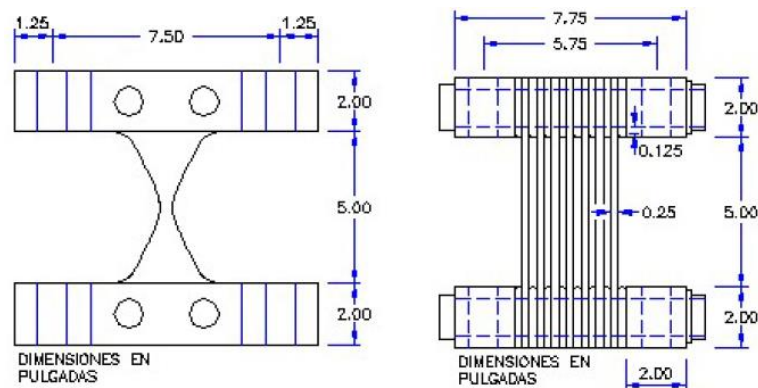


Figura 23: Sistema ADAS, dimensiones y conexión típica de chapas [24].

La ubicación en los sistemas estructurales, de estos dispositivos, se observan en la *Figura 24*, la cual se encuentra en un pórtico de concreto armado, otra alternativa es haciendo uso de un sistema de muros de concreto armado acoplados mediante estos dispositivos, como se observa en la *Figura 25*.

Estos dispositivos presentan una curva histerética típica estable, donde se aprecia que la degradación después de varios ciclos de carga no es significativa. En la Figura 26, se observa curvas histeréticas para este disipador, para uno y cien ciclos de carga.

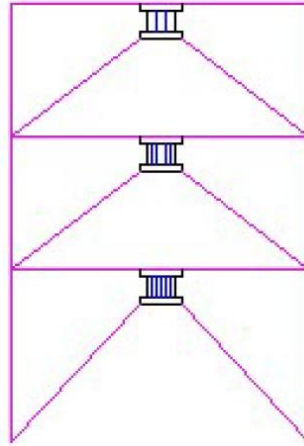


Figura 24: Ubicación de los dispositivos en un portico [24].

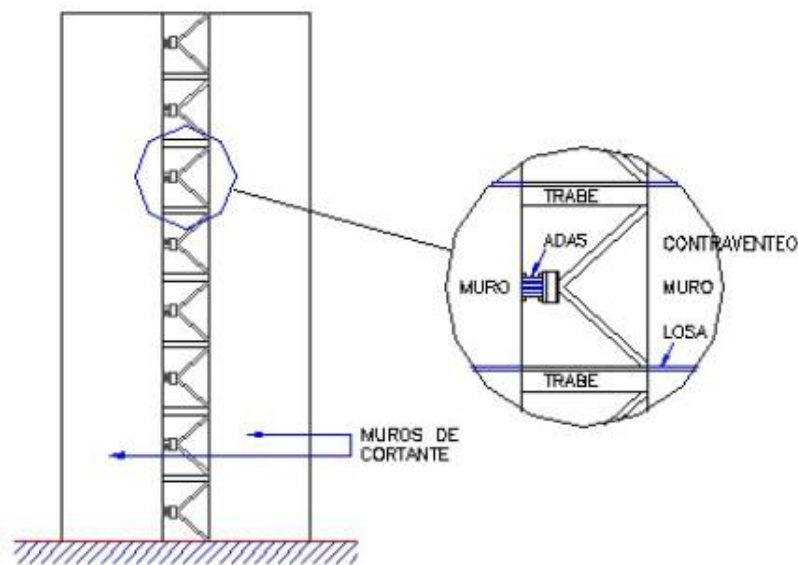


Figura 25: Muros acoplados con dispositivos ADAS.

Por otro lado, con respecto a la plastificación de disipadores metálicos por cortante, Cahis y Bozzo [26], crearon un disipador de tipo cortante, el cual nombraron SL (Shear Link) con la finalidad de utilizarlos para la protección de muros de mampostería. Dicho dispositivo fabricado en acero, con forma de perfil vertical y rigidizadores horizontales para prevenir el efecto de abolladura. Este dispositivo se fabrica en una sola pieza, utilizando el fresado en la geometría de la parte disipativa, logrando así rigidizadores con pequeñas dimensiones y a la

vez evitando elementos soldados en la zona de plastificación, eliminando así los esfuerzos residuales existentes por efecto del uso de soldadura. Mediante estudios se estableció que presentan elevada rigidez elástica en el plano donde se produce la disipación de energía por cortante, y en la dirección ortogonal es muy flexible. El inicio de su plastificación tiene un desplazamiento reducido de 0.5mm, disipando energía de forma estable. De esta manera el dispositivo SL, es adecuado para el uso como conector en sistemas estructurales conformados por muros de mampostería y pórticos flexibles, además de pórticos de hormigón y acero, véase *Figura 26* [27].

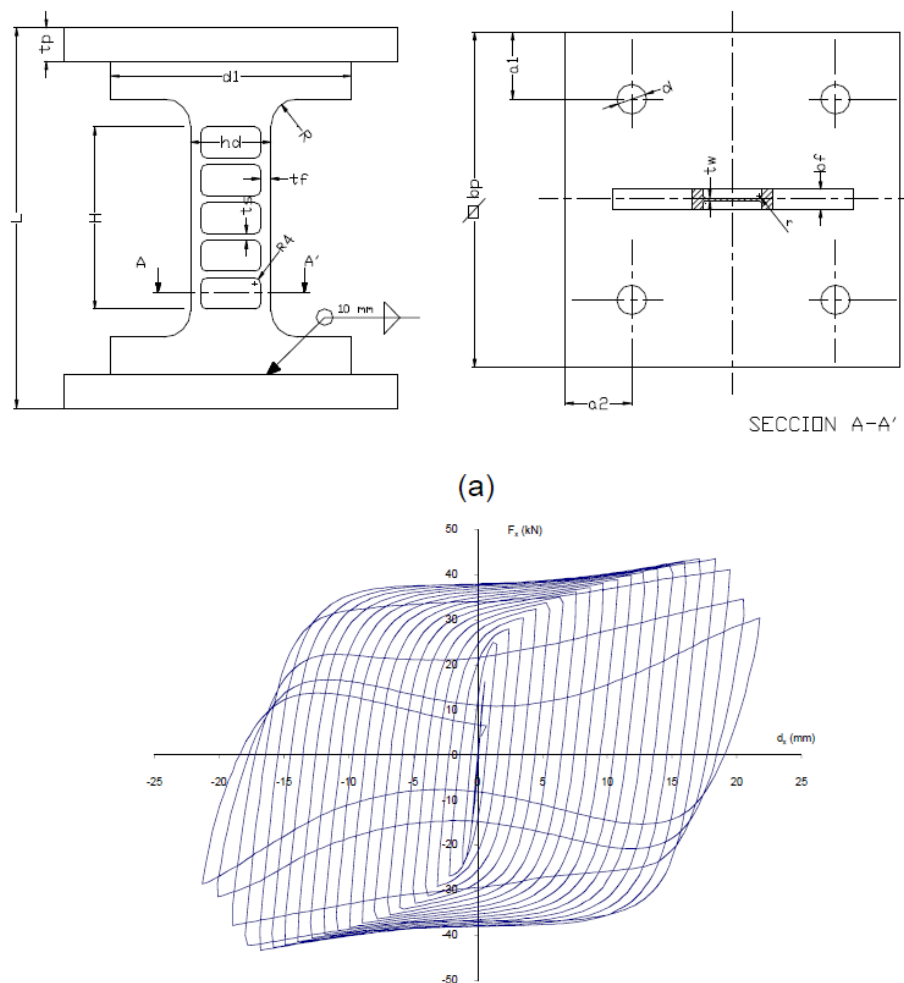


Figura 26: Disipador SL. a) Geometría, b) Comportamiento histerético [24].

Hurtado [28], investigó el disipador SL, evaluó experimentalmente su comportamiento frente a carga monotónica creciente, es así que en base a este estudio se propuso tablas de diseño para dispositivos con anchos diferentes, resultando así los disipadores de segunda generación cuya fuerza de plastificación es entre 13 y 435 KN. Recientes investigaciones, plantea

reemplazar el tedioso y complejo análisis experimental de distintos disipadores SLB, por estudios numéricos que se basan en el ensayo del material del que se fabrican las conexiones SLB [24]. Es así que se ha llegado a la tercera generación de disipadores SLB, que cuentan con mejor ductilidad. A continuación, se muestra las distintas formas en las que se puede implementar los disipadores SLB en estructuras.

Los disipadores SLB se acoplan entre la viga superior y los elementos de arriostamiento mediante uniones atornilladas, véase *Figura 27*. A la vez se puede insertar el disipador SLB en un perfil tubular y fijarlo por soldadura, véase *Figura 28*.

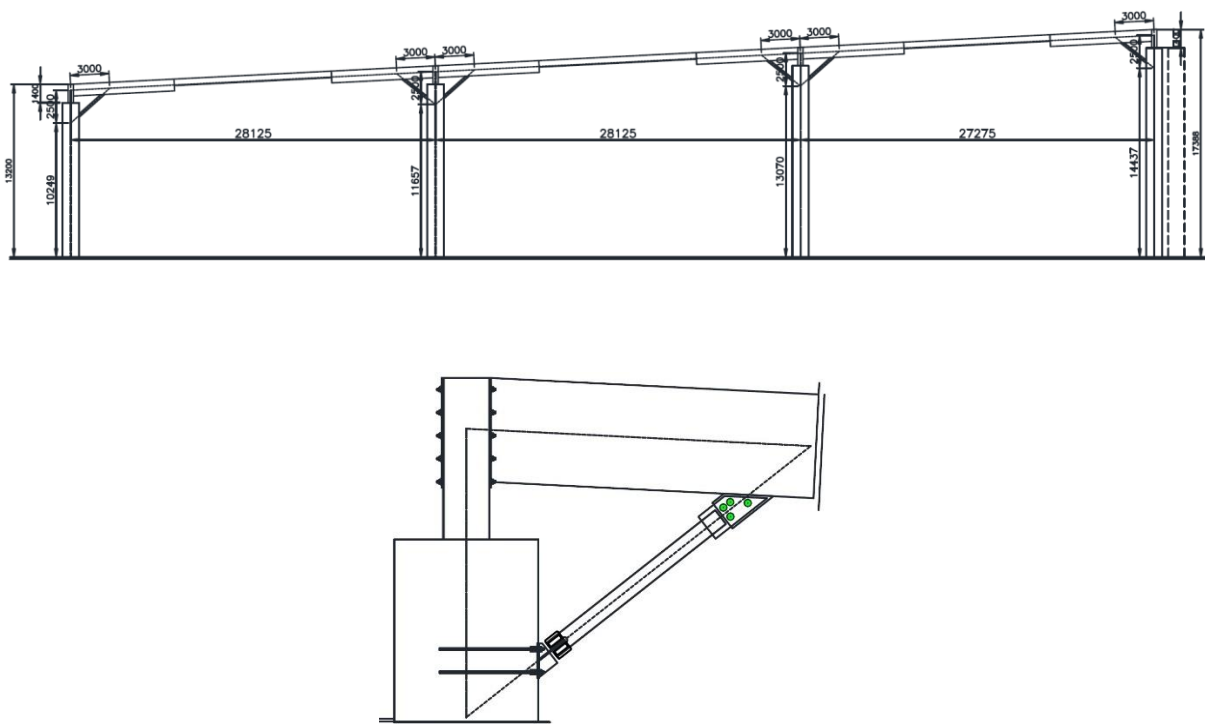


Figura 27: Disipador SLB, acoplado entre viga y elemento de arriostre [24].

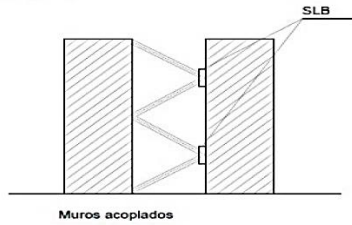
Los sistemas estructurales clásicos, utilizados para el diseño sismorresistente, como muros acoplados de concreto armado, pórticos excéntricos o el sistema dual, pueden ser redefinidos con el uso de los disipadores SLB. Así entonces, el alcance de esta investigación es importante dado que nos da la posibilidad de mejorar el diseño sismorresistente de la mano de la modernidad, haciéndose posible concebir edificaciones con sistemas estructurales más seguros y eficientes.

Así entonces, se tiene los muros desacoplados y otras opciones para el acoplamiento entre el sistema rígido y flexible como otra manera de implementar los disipadores SLB en estructuras, véase *Figuras 28 y 29*.

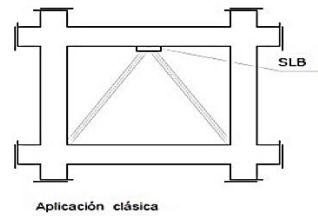


Figura 28: Disipador Shear Link Bozzo en muros desacoplados.

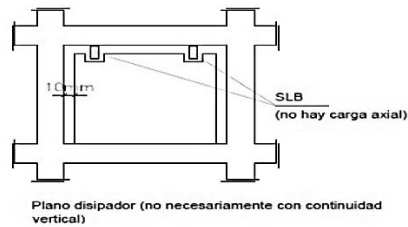
OPCIÓN 1



OPCIÓN 3



OPCIÓN 2



OPCIÓN 4

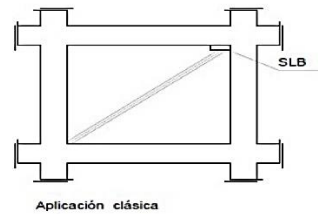


Figura 29: Ubicación de disipadores SLB. 1) Muros acoplados 2) Muros desacoplados. 3) y 4) Pórticos rígidos clásicos.

Finalmente, se busca complementar el diseño sismorresistente clásico de estructuras con los sistemas modernos de disipación de energía, mediante los disipadores Shear Link Bozzo. Estas conexiones representan un avance importante en el diseño sismorresistente de estructuras basado en la ductilidad e hiperestatismo, ya que concentran las demandas de ductilidad y tienen propiedades mecánicas definidas, es decir, funcionan como rótulas plásticas, las cuales pueden ser ubicadas de acuerdo a la inventiva y criterio del diseñador. Es así que, los códigos como el FEMA 356, FEMA 440, ASCE7 o el código chileno, no son de aplicación directa, ya que estos códigos se aplican para sistemas reactivos a la velocidad de la estructura, como son los edificios con amortiguadores, los cuales necesitan de altas velocidades, por lo que empiezan a ser efectivos para desplazamientos de mayor magnitud a los requeridos por los disipadores SLB, dado que estos últimos actúan en función al desplazamiento, iniciando su plastificación a un desplazamiento reducido de 0.5mm, disipando energía de forma estable [29].

Los disipadores SLB, como ya se vio, nos dan la posibilidad de tener estructuras con mejor desempeño sísmico aunando dispositivos de control pasivo y el diseño clásico sismorresistente.

Por lo que se pueden destacar características como su comportamiento histerético Fuerza-Desplazamiento, es predecible y fácil de interpretar. En la actualidad han sido elaborados estudios sobre las leyes constitutivas de los metales, a pesar de su complejidad y su dependencia de diversos aspectos, son más simples y predecibles a diferencia de otros materiales o disipadores. Por ejemplo, los dispositivos por fricción dependen de la velocidad, presión, y hasta de la temperatura de la conexión.

Posterior a un terremoto severo, si existiera la posibilidad de reemplazar el disipador SLB, el procedimiento es simple, superficial, económica y no interrumpiría los servicios de la edificación, a diferencia de sustituir un aislador de base dañado.

Los disipadores metálicos, también destacan por su economía, y por no necesitar mantenimiento especial, y tampoco condiciones especiales de activación.

Se diseñan con capacidades bajas con la finalidad de producir su plastificación, lo cual determina con precisión las máximas fuerzas en sus conexiones, entonces, cuando los disipadores sean introducidos en sistemas estructurales con elementos de soporte, como diagonales o muros, con la finalidad de conectar los dispositivos a la estructura, se evita, en el caso de diagonales, reducir la carga axial de compresión en las columnas o en casos más críticos, la generación de cargas axiales de tensión, lo cual reduciría de manera importante la capacidad a flexión de la columna.

No transmiten carga axial debido a sus conexiones dentadas o ranuradas, lo cual permite ubicarlos sin continuidad vertical a diferencia de los muros de corte, además de diseñar los muros desacoplados o diagonales, con las fuerzas máximas a cortante que actúa en los dispositivos, véase Figura 30.

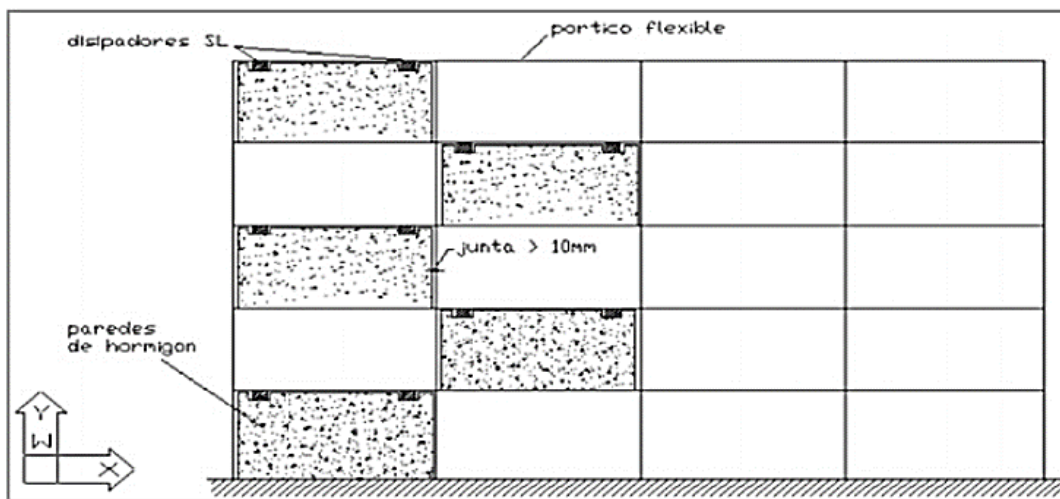


Figura 30: Muros desacoplados con disipadores SLB, discontinuos en altura [9].

Posibilitan diseños sismorresistentes con el nivel de fuerzas propio de un sistema flexible, pero con desplazamientos de la magnitud de un sistema rígido, ya que aumentan sensiblemente la rigidez inicial de la estructura, lo cual no produce un aumento de las fuerzas sísmicas, debido al comportamiento análogo a una rótula plástica de los disipadores SLB, que modifica las características dinámicas de la estructura, como su periodo fundamental que será distinto en cada instante de tiempo, y evita la amplificación fuerzas dinámicas.

Su disipación de energía es proporcional al número de dispositivos, a diferencia de los disipadores viscoelásticos, los cuales tienen un límite de disipación de energía, a pesar del número de dispositivos que se puedan utilizar.

Los disipadores SLB tienen una producción industrial relativamente simple y gran facilidad para variar sus dimensiones, al igual que sus elementos de soporte como los muros desacoplados o diagonales, véase *Figuras 31 y 32*.

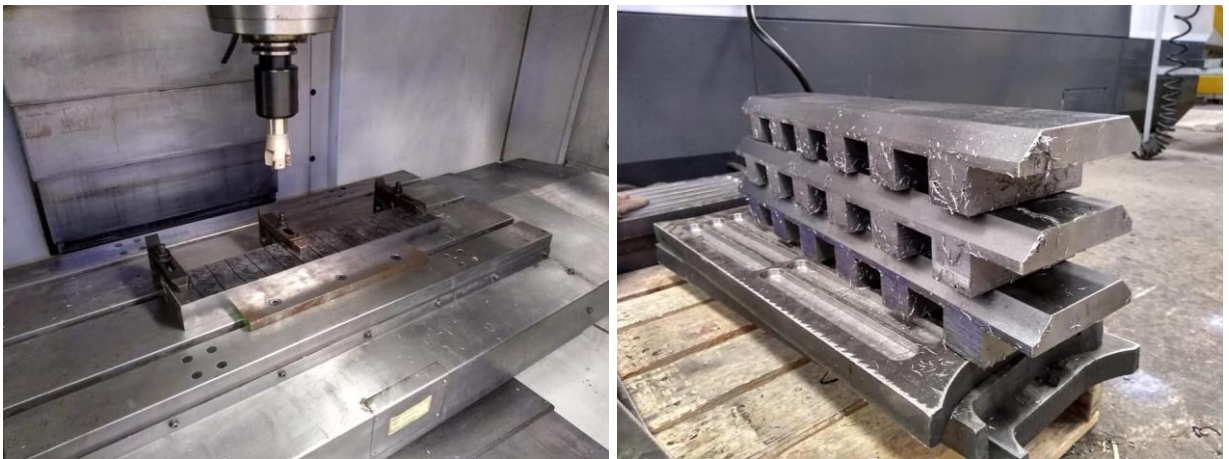


Figura 31: Proceso de fabricación industrial de disipadores SLB [30].



Figura 32: Habilitación de acero y base metálica para disipador SLB en muro desacoplado [30].

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y nivel de investigación

De acuerdo al fin que persigue, la investigación es Aplicada o Tecnológica [31], debido a que está orientada a conocer, mejorar u optimizar el comportamiento sísmico de un edificio con el uso disipadores de energía SLB, basándose en la investigación básica o pura precedente como lo es el análisis no lineal estático y dinámico.

El nivel de investigación, es del tipo Descriptivo, dada la finalidad de especificar las características o perfil del objeto o fenómeno que se someta a un análisis [32], particularmente de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB, sometido al análisis no lineal estático y dinámico.

3.2. Diseño de investigación

Con base en los sistemas de diseño, corresponde a un diseño de investigación descriptivo comparativo [31] o transeccional descriptivo [32], debido a que se establecieron las diferencias y semejanzas entre el análisis no lineal estático y el análisis no lineal dinámico aplicado a un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB, en la ciudad de Chiclayo.

3.3. Población, muestra, muestreo

La Población específica para el desarrollo del presente proyecto de investigación está determinada por el autor, la cual es una edificación de concreto armado con disipadores de energía SLB en la ciudad de Chiclayo.

3.4. Criterios de selección

En base a los criterios de selección, la muestra se definió siguiendo un muestreo por juicio o a criterio del investigador [31], el cual se encuentra enmarcado dentro de los muestreos no probabilísticos.

3.5. Operacionalización de variables

VARIABLES		DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS	INDICE
INDEPENDIENTE	DEPENDIENTE				
Análisis no lineal estático y dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores SLB	Comportamiento de los materiales	Inelasticidad	Módulo de elasticidad	Diagrama Esfuerzo Deformación	Tn, cm
			Degradación de resistencia	Curvas Histeréticas	
			Degradación de rigidez		
			Energía Disipada		
	Comportamiento sísmico de la edificación	Capacidad Estructural	Curva de Capacidad	Método de control de desplazamientos	Tn, cm
			Sobrerresistencia	Coefficiente sísmico de fluencia	Tn/Tn
				Coefficiente sísmico de diseño	
			Ductilidad	Desplazamiento máximo	cm
				Desplazamiento de fluencia	
			Punto de Desempeño	Espectro de Capacidad	Sa (g)
		Espectro de demanda		Sd (cm)	
		Estado de daño	Objetivo de desempeño	Nivel de desempeño	cm
				Movimiento sísmico de diseño	años
			Límites de deformación	Tabla 11-2, ATC 40	cm/cm
	Estabilidad estructural				
	Comportamiento sísmico SLB	Protección estructural	Inicio de protección sísmica	Deformación de plastificación	cm
			Energía Disipada	Curvas histeréticas	Tn, cm
			Ductilidad		
Operatividad posterior a un sismo		Ductilidad Residual	Capacidad de ductilidad	rad/rad	
			Demanda de ductilidad		

Cuadro 1: Variables de la investigación.

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Observación directa: observado las variables en su contexto natural, percibiendo intencionalmente los hechos o fenómenos de las mismas.

Análisis de contenido: Sistematizando e interpretando la información obtenida en las diferentes fuentes bibliográficas y la normativa actual, nacional e internacional.

3.7. Procedimientos

Para el desarrollo del presente proyecto de investigación se realizó el estudio de mecánica de suelos (EMS) con equipo SPT en la ciudad de Chiclayo, con la finalidad de trabajar con datos fidedignos de la zona, para sumar información relevante para la ingeniería local, específicamente para la selección de registro sísmicos que fueron utilizados en el ADNL, a su vez se realizó el ensayo de módulo elástico del concreto, donde las probetas fueron hechas con agregados de la ciudad de Chiclayo, con la finalidad de incorporar el modelo de la curva esfuerzo-deformación para describir las deformaciones más allá del rango lineal de los elementos estructurales bajo cargas sísmicas.

La edificación proyectada consta de un sistema estructural de pórticos, más la incorporación de disipadores de energía SLB sobre muros desacoplados, los cuales fueron modelados en el software de análisis estructural SAP2000, teniendo en cuenta la arquitectura de la edificación para su estructuración y su adecuado funcionamiento incorporando los disipadores de energía SLB, y las características del terreno de fundación previamente estudiadas en laboratorio para su diseño sísmico.

Posteriormente se realizó el análisis estructural mediante análisis elástico lineal mediante procedimientos establecidos en la normativa vigente E030 [2], y se diseñó en concreto armado vigas y columnas, obteniendo las secciones de acero, las que fueron utilizadas en el análisis no lineal estático y dinámico en la evaluación de su estado de daño, paralelamente se modeló los disipadores de energía SLB, obteniendo de cada uno de ellos la fuerza cortante de diseño, la cual definió la asignación de sus propiedades no lineales frente a cargas sísmicas.

Se realizó el análisis pushover de la edificación, teniendo en cuenta la no linealidad de los materiales, tanto de los disipadores SLB como de vigas y columnas, no linealidad geométrica de la estructura en planta y altura, y modelando adecuadamente la interacción de los disipadores SLB y muros desacoplados con vigas y columnas, ya que los disipadores SLB debido a la unión tipo peine, no transmiten carga axial y tampoco ofrecen resistencia en el sentido perpendicular a la longitud del dispositivo, como también los muros que los soportan van unidos al pórtico solo en su base.

Además, se realizó el análisis no lineal dinámico (ANLD), con la finalidad de comparar sus resultados con los obtenidos del análisis pushover, dado que el ANLD, considera acelerogramas reales o sintéticos, los cuales tienen un efecto directo sobre el comportamiento dinámico de la estructura en el tiempo, donde su espectro de respuesta al ser adaptado al espectro considerado en el análisis Pushover que es independiente del tiempo, genera la posibilidad de comparar sus resultados.

Finalmente se realizó la comparación de resultados del edificio con disipadores SLB, analizado por ambos métodos no lineales.

3.8. Plan de procesamiento y análisis de datos

Para un mejor entendimiento de la metodología se ha elaborado un plan de procesamiento de datos, el cual consta de las siguientes fases:

FASE I

Recopilación de información bibliográfica y antecedentes del proyecto.

Análisis de la información pertinente sobre análisis no lineal y disipadores de energía SLB.

Revisión de la normativa nacional e internacional vigente y alineación de la información de las mismas.

Aprender sobre el análisis no lineal y el diseño de los disipadores de energía SLB para ser aplicados en el proyecto de investigación.

FASE II

Realizar los Estudios de Mecánica de Suelos correspondientes.

Realizar el ensayo de módulo elástico del concreto a probetas hechas con agregados de la ciudad de Chiclayo.

Analizar y realizar la estructuración óptima con sistema sismorresistente de pórticos y disipadores de energía SLB.

Analizar y realizar el diseño sismorresistente de la Edificación estudiada.

FASE III

Diseño en concreto armado de vigas y columnas, considerando la interacción de estos elementos con el diseño de los disipadores de energía SLB.

FASE IV

Asignar las propiedades no lineales de los materiales, comportamiento no lineal de los disipadores SLB, secciones de concreto reforzado de vigas y columnas, definir las cargas sísmicas en base al primer modo de vibración para el ANLE, y asignar los registros sísmicos escalados en el caso del ANLD.

Analizar y comparar, ventajas y desventajas técnicas entre el análisis no lineal estático y dinámico, y los disipadores de energía SLB.

Análisis de resultados finales.

3.9. Matriz de consistencia

SITUACIÓN PROBLEMÁTICA	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	HIPÓTESIS	OBJETIVO GENERAL	VARIABLE INDEPENDIENTE	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS	INDICES
Carencia de verificación de la capacidad resistente y comportamiento dinámico de edificaciones con incorporación de nuevas tecnologías para la disipación de energía ante sismos severos	¿Cual es la capacidad resistente y comportamiento dinámico de un edificio con disipadores de energía SLB ante un sismo severo?	El análisis no lineal estático y dinámico aplicado a un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB, en la ciudad de Chiclayo, predecirá con mayor detalle la capacidad resistente y el comportamiento dinámico del edificio ante un sismo severo	Conocer y comparar el comportamiento dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB, obtenido mediante los métodos de análisis no lineal estático y dinámico ante un sismo severo en la ciudad de Chiclayo	Análisis no lineal estático y dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores SLB	Inelasticidad	Módulo de elasticidad	Diagrama Esfuerzo Deformación	Tn, cm
						Degradación de resistencia	Curvas Histeréticas	
						Degradación de rigidez		
						Energía Disipada		
					Capacidad Estructural	Curva de Capacidad	Método de control de desplazamientos	Tn , cm
						Sobrerresistencia	Coefficiente sísmico de	Tn/Tn
							Coefficiente sísmico de diseño	
						Ductilidad	Desplazamiento máximo	cm
					Desplazamiento de fluencia			
					Punto de Desempeño	Espectro de Capacidad	Sa (g)	
						Espectro de demanda	Sd (cm)	
					Estado de daño	Objetivo de desempeño	Nivel de desempeño	cm
							Movimiento sísmico de diseño	años
						Límites de deformación	Tabla 11-2, ATC 40	cm/cm
Estabilidad estructural								
Protección estructural	Inicio de protección sísmica	Deformación de plastificación	cm					
	Energía Disipada	Curvas histeréticas	Tn, cm					
	Ductilidad							
Operatividad posterior a un sismo	Ductilidad Residual	Capacidad de ductilidad	rad/rad					
		Demanda de ductilidad						

Cuadro 2: Matriz de consistencia.

3.10. Consideraciones éticas

Se realizó la exploración de suelos en el terreno ubicado en el sector Copradilla, Desaman parcela N°1, bajo conocimiento y autorización del propietario, los resultados obtenidos fueron tratados con confidencialidad.

Los procedimientos para los ensayos de campo como la exploración de suelos con equipo SPT, y de laboratorio como el ensayo de módulo elástico del concreto, se realizaron según normas técnicas y bajo supervisión de los técnicos y/o personal responsable, garantizando la obtención de datos fidedignos.

Se realizó en cada una de las asesorías la corrección de observaciones y también se adoptaron recomendaciones del asesor realizadas en las distintas instancias, desde Seminario de Tesis hasta Proyecto de Tesis II, con la finalidad de evitar errores en futuras investigaciones que tomen como referencia el presente trabajo.

IV. RESULTADOS

4.1. ESTUDIOS PRELIMINARES

4.1.1. Exploración de suelos

Se obtuvieron datos relevantes mediante el estudio de mecánica de suelos (EMS), cuyos resultados fueron determinantes para el diseño sísmico y para el criterio de selección de registros sísmicos en base al tipo de suelo y capacidad portante, y en general para la determinación de acciones sísmicas para dicho proyecto. Dichos datos son vistos al detalle en el EMS anexado en el presente informe.

A continuación, se presente un cuadro resumen:

TIPO DE CIMENTACIÓN	Superficial (Zapatas, zapatas combinadas, vigas de conexión, platea)
ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACIÓN	ML Limo de baja plasticidad
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	1.50 m
PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO	0.69 kg/cm ²
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN	Cloruros: 594.40 PPM Sulfatos: 1415.00 PPM
FACTOR DE SEGURIDAD	3.00
ASENTAMIENTO TOTAL	1.02 cm

Cuadro 3: Resumen de EMS.

4.1.2. Estudio del Módulo Elástico del Concreto

A continuación, se resumen 3 valores de módulo elástico de concreto ensayado en laboratorio, correspondiente a un $f'_c=210$ kg/cm², los testigos de concreto fueron hechos con agregados utilizados con mayor frecuencia en la industria de la construcción en la ciudad de Chiclayo.

f'_c Rotura (Mpa)	E_c Laboratorio (Mpa)	E_c Proyectado $f'_c = 210$ (Mpa)	E_c Prom (Mpa)	E_c Prom (Tn/m ²)
20.153	19894.709	20330.359	20285.501	2068545
20.319	20226.330	20499.659		
19.888	19339.862	20026.484		

Tabla 8: Módulo elástico del concreto con agregados de la ciudad de Chiclayo $f'_c=210$ kg/cm².

4.2. DISEÑO CONCEPTUAL PRELIMINAR

4.2.1. Modelado y estructuración

El planteamiento fundamental es que una estructura de arquitectura tediosa, mediante un análisis estructural de primer orden, cumpla con los parámetros establecidos por la norma E030 [2], y así se pueda establecer como una estructura regular para garantizar la seguridad y el buen comportamiento dinámico de la estructura, véase *Figura 33*.

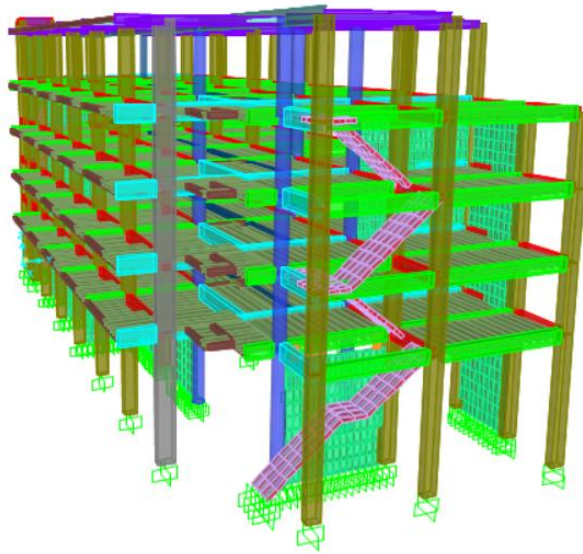


Figura 33: Modelo matemático del edificio.

4.2.2. Diseño Sísmico

El espectro inelástico de pseudo-aceleraciones se determinó mediante la expresión que se especifica en la norma de Diseño Sismorresistente E.030 [2].

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

C	T	Sa X-X	Sa Y-Y
2.50	0.00	0.206	0.206
2.50	0.10	0.206	0.206
2.50	0.20	0.206	0.206
2.50	0.60	0.206	0.206
2.50	1.00	0.206	0.206
2.27	1.10	0.188	0.188
1.56	1.60	0.129	0.129
1.00	2.00	0.083	0.083
0.64	2.50	0.053	0.053
0.44	3.00	0.037	0.037
0.25	4.00	0.021	0.021
0.08	7.00	0.007	0.007
0.04	10.00	0.003	0.003

Tabla 9: Datos de espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones.

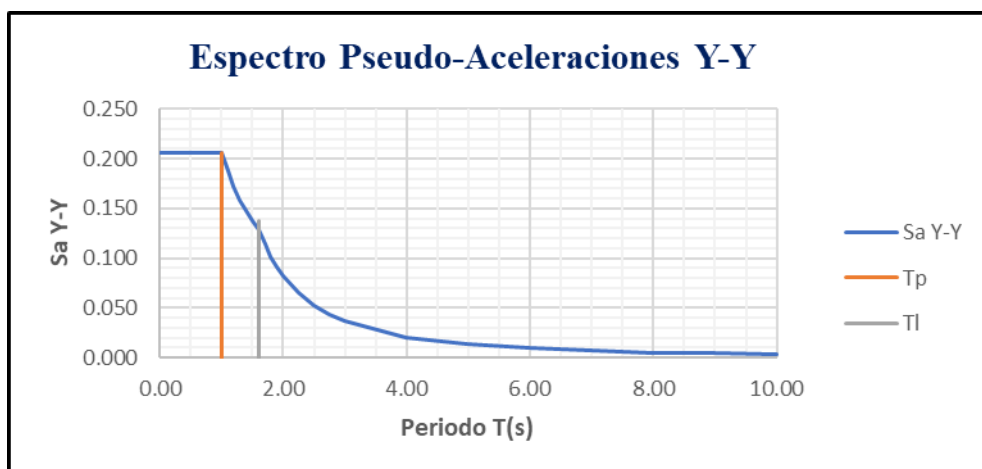
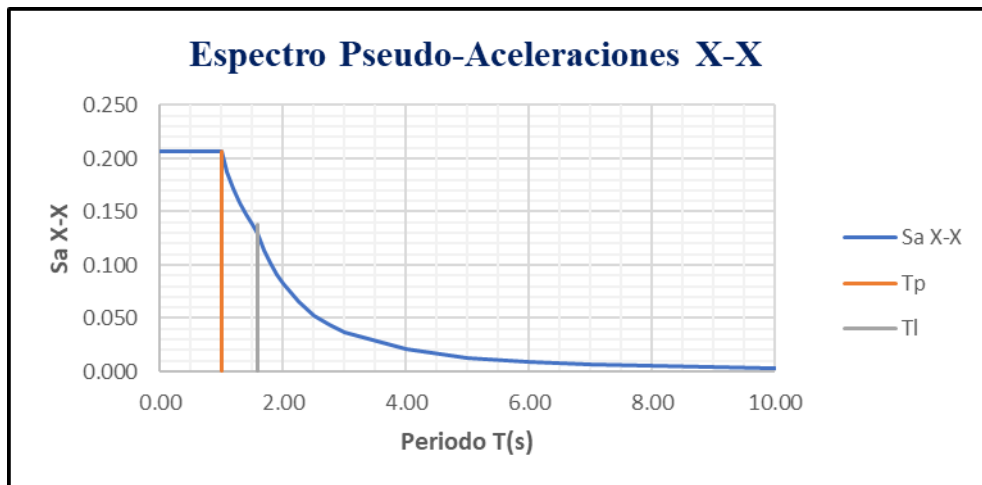


Figura 34: Espectros inelásticos de pseudo-aceleracione en la dirección X e Y.

Se determinó que la estructura planteada es regular, en base a los resultados del análisis estructural, donde cumplió los requerimientos de derivas máximas e irregularidad en altura y planta establecidos por la Norma de Diseño Sismorresistente E-030 [2].

Del análisis lineal se obtuvo que el control de derivas fue satisfactorio en las direcciones X e Y debido a sismo, En estructuras de concreto armado el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no debe exceder de 0.007, dicha limitación está dada por la Normal de Diseño Sismorresistente E-030 [2].

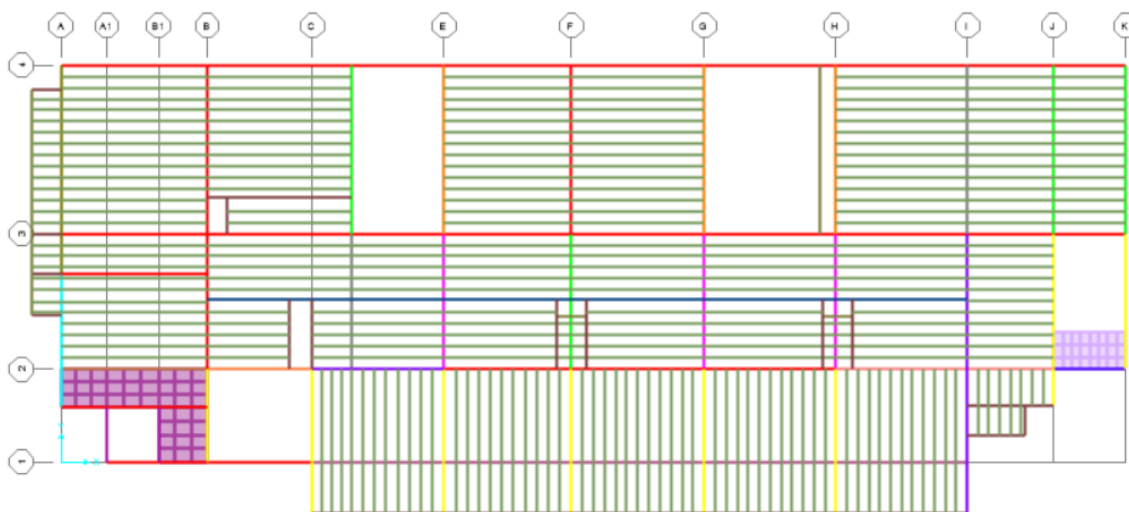


Figura 35: Planta típica edificio de muros desacoplados con disipadores de energía SLB.

NIVEL	X - X					
	U1 -SAP (cm)	ALTURA (cm)	U1 - REAL (cm)	DSP -REL (cm)	DERIVA	VERIF.
1	0.484	510	2.178	2.178	0.0043	OK
2	0.894	270	4.024	1.846	0.0068	OK
3	1.256	270	5.652	1.627	0.006	OK
4	1.511	270	6.798	1.146	0.0042	OK
5	1.668	320	7.506	0.708	0.0022	OK

Tabla 10: Control de derivas en X.

NIVEL	Y - Y					
	U2 -SAP (cm)	ALTURA (cm)	U2 - REAL (cm)	DSP -REL (cm)	DERIVA	VERIF.
1	0.425	510	1.914	1.914	0.0038	OK
2	0.709	270	3.192	1.278	0.0047	OK
3	0.907	270	4.083	0.890	0.0033	OK
4	1.052	270	4.732	0.649	0.0024	OK
5	1.200	320	5.402	0.670	0.0021	OK

Tabla 11: Control de derivas en Y.

4.2.3. Diseño Estructural

Se detalla a continuación el diseño en concreto armado de los elementos estructurales, los cuales serán modelados, procurando el mayor detalle posible, en el software de cálculo estructural.

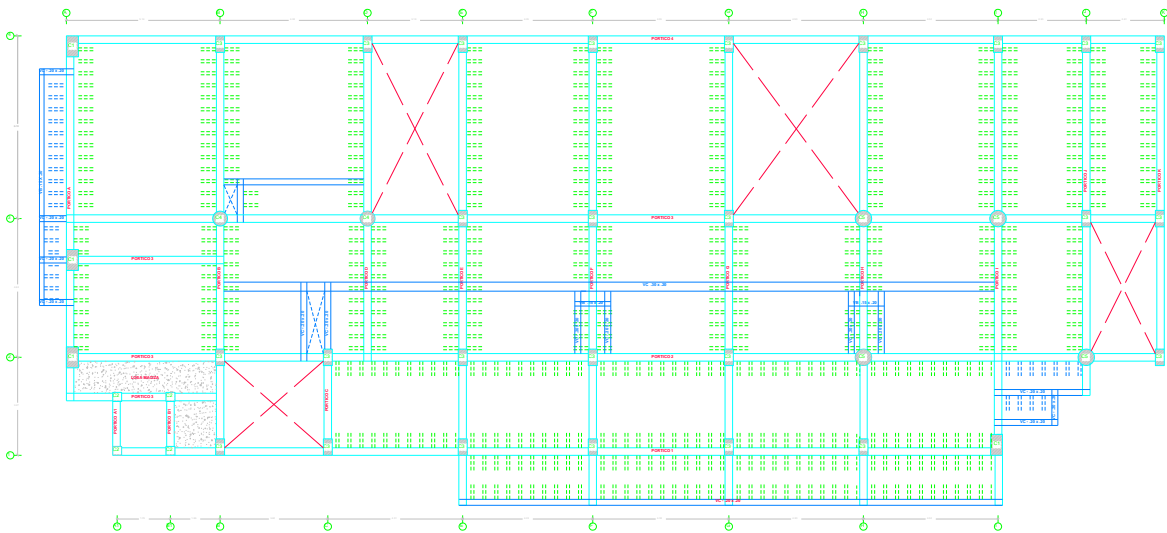


Figura 36: Vista de planta típica.

PRIMER NIVEL				
C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5
SECCION : .40x70 REFUERZO : 10 Ø 3/4" TIPO 5	SECCION : .30x30 REFUERZO : 6 Ø 3/4" TIPO 5	SECCION : .30x55 REFUERZO : 6 Ø 3/4" TIPO 5	SECCION : Diámetro .50 REFUERZO : 10 Ø 5/8" TIPO 5	SECCION : Diámetro .50 REFUERZO : 12 Ø 5/8" TIPO 5
SEGUNDO NIVEL				
C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5
SECCION : .40x70 REFUERZO : 10 Ø 3/4" TIPO 5	SECCION : .30x30 REFUERZO : 4 Ø 5/8" + 2 Ø 3/8" TIPO 6	SECCION : .30x55 REFUERZO : 6 Ø 3/4" TIPO 6	SECCION : Diámetro .50 REFUERZO : 10 Ø 5/8" TIPO 6	SECCION : Diámetro .50 REFUERZO : 12 Ø 5/8" TIPO 6
TERCER Y CUARTO NIVEL				
C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5
SECCION : .40x70 REFUERZO : 8 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8" TIPO 5	SECCION : .30x30 REFUERZO : 6 Ø 1/2" TIPO 6	SECCION : .30x55 REFUERZO : 6 Ø 3/4" TIPO 6	SECCION : Diámetro .50 REFUERZO : 10 Ø 5/8" TIPO 6	SECCION : Diámetro .50 REFUERZO : 12 Ø 5/8" TIPO 6
QUINTO NIVEL				
C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5
SECCION : .40x70 REFUERZO : 8 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8" TIPO 5	SECCION : .30x30 REFUERZO : 6 Ø 1/2" TIPO 6	SECCION : .30x55 REFUERZO : 6 Ø 3/4" TIPO 6	SECCION : Diámetro .50 REFUERZO : 10 Ø 5/8" TIPO 6	SECCION : Diámetro .50 REFUERZO : 12 Ø 5/8" TIPO 6

Figura 37: Cuadro de columnas.

<p>SECCION 1-1</p> <p>SECC.: 25x.60 TIPO 1</p>	<p>SECCION 2-2</p> <p>SECC.: 25x.60 TIPO 1</p>	<p>SECCION 3-3</p> <p>SECC.: 25x.60 TIPO 1</p>	<p>SECCION 4-4</p> <p>SECC.: 25x.30 TIPO 2</p>	<p>SECCION 5-5</p> <p>SECC.: 25x.50 TIPO 4</p>
<p>SECCION 6-6</p> <p>SECC.: 25x.50 TIPO 4</p>	<p>SECCION 7-7</p> <p>SECC.: 25x.50 TIPO 4</p>	<p>SECCION 8-8</p> <p>SECC.: 25x.50 TIPO 4</p>	<p>SECCION 9-9</p> <p>SECC.: 25x.50 TIPO 4</p>	<p>SECCION 9-9</p> <p>SECC.: 25x.50 TIPO 4</p>
<p>SECCION 10-10</p> <p>SECC.: 25x.50 TIPO 4</p>	<p>SECCION 11-11</p> <p>SECC.: 25x.60 TIPO 1</p>	<p>SECCION 12-12</p> <p>SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)</p>	<p>SECCION 13-13</p> <p>SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)</p>	<p>SECCION 14-14</p> <p>SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)</p>
<p>SECCION 15-15</p> <p>SECC.: 25x.60 TIPO 1 (ESC 1/25)</p>	<p>SECCION 16-16</p> <p>SECC.: 25x.60 TIPO 1 (ESC 1/25)</p>	<p>SECCION 17-17</p> <p>SECC.: 25x.60 TIPO 1 (ESC 1/25)</p>	<p>SECCION 18-18</p> <p>SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)</p>	<p>SECCION 19-19</p> <p>SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)</p>
<p>SECCION 20-20</p> <p>SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)</p>	<p>SECCION 21-21</p> <p>SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)</p>	<p>SECCION 22-22</p> <p>SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)</p>		

Figura 38: Cuadro de vigas.

DISPOSITIVO X - X	COMBO	FUERZA Tn	FUERZA KN	TIPO	FY KN
2	ENVELOPE	16.35	160.29	SLB3 25_2	194.80
12	ENVELOPE	7.04	69.07	SLB2 10_3	81.100
34	ENVELOPE	16.34	160.25	SLB3 25_2	194.80
72	ENVELOPE	16.21	158.97	SLB3 25_2	194.80
73	ENVELOPE	16.22	159.02	SLB3 25_2	194.80
74	ENVELOPE	18.06	177.14	SLB3 25_2	194.80
75	ENVELOPE	18.06	177.09	SLB3 25_2	194.80
76	ENVELOPE	7.19	70.50	SLB2 10_3	81.10
77	ENVELOPE	7.13	69.87	SLB2 10_3	81.10
78	ENVELOPE	7.12	69.79	SLB2 10_3	81.10
79	ENVELOPE	5.46	53.59	SLB2 10_3	81.10
80	ENVELOPE	5.52	54.11	SLB2 10_3	81.10
81	ENVELOPE	6.15	60.32	SLB2 10_3	81.10
82	ENVELOPE	6.15	60.27	SLB2 10_3	81.10
83	ENVELOPE	13.54	132.82	SLB 15_4	149.700
84	ENVELOPE	13.53	132.72	SLB 15_4	149.700
85	ENVELOPE	30.30	297.16	SLB3 25_5	319.00
86	ENVELOPE	30.29	296.98	SLB3 25_5	319.00
87	ENVELOPE	28.61	280.59	SLB3 25_5	319.00
88	ENVELOPE	28.60	280.44	SLB3 25_5	319.00
89	ENVELOPE	30.72	301.22	SLB3 25_5	319.00
90	ENVELOPE	30.70	301.05	SLB3 25_5	319.00
91	ENVELOPE	15.18	148.87	SLB3 25_2	194.80
92	ENVELOPE	15.18	148.81	SLB3 25_2	194.80
93	ENVELOPE	9.58	93.95	SLB 15_4	149.700
94	ENVELOPE	9.49	93.08	SLB 15_4	149.700
95	ENVELOPE	9.11	89.32	SLB 15_4	149.700
96	ENVELOPE	9.20	90.24	SLB 15_4	149.700
97	ENVELOPE	5.64	55.31	SLB2 10_3	81.10
98	ENVELOPE	5.89	57.74	SLB2 10_3	81.10
99	ENVELOPE	5.78	56.67	SLB2 10_3	81.10
100	ENVELOPE	5.52	54.12	SLB2 10_3	81.10

Tabla 12: Asignación de SLB de acuerdo a fuerza cortante - Dirección X.

DISPOSITIVO Y - Y	COMBO	FUERZA Tn	FUERZA KN	TIPO	FY Tn
1	ENVELOPE	13.74	134.70	SLB3 25_2	194.80
3	ENVELOPE	13.89	136.21	SLB3 25_2	194.80
4	ENVELOPE	13.77	135.03	SLB3 25_2	194.80
5	ENVELOPE	13.87	135.97	SLB3 25_2	194.80
6	ENVELOPE	5.11	50.07	SLB2 10_3	81.10
7	ENVELOPE	5.14	50.36	SLB2 10_3	81.10
8	ENVELOPE	2.50	24.53	SLB2 10_3	81.10
9	ENVELOPE	2.57	25.23	SLB2 10_3	81.10
10	ENVELOPE	8.89	87.19	SLB 15_4	149.70
11	ENVELOPE	8.88	87.11	SLB 15_4	149.70
18	ENVELOPE	13.72	134.53	SLB3 25_2	194.80
19	ENVELOPE	13.73	134.60	SLB3 25_2	194.80
20	ENVELOPE	20.55	201.53	SLB3 25_5	319.00
21	ENVELOPE	13.31	130.51	SLB3 25_2	194.80
22	ENVELOPE	13.32	130.58	SLB3 25_2	194.80
23	ENVELOPE	9.06	88.87	SLB 15_4	149.70
24	ENVELOPE	9.05	88.77	SLB 15_4	149.70
25	ENVELOPE	31.71	310.98	SLB3 25_5	319.00
30	ENVELOPE	31.74	311.27	SLB3 25_5	319.00
31	ENVELOPE	14.80	145.16	SLB3 25_2	194.80
32	ENVELOPE	15.45	151.47	SLB3 25_2	194.80
33	ENVELOPE	8.60	84.28	SLB 15_4	149.70
35	ENVELOPE	8.18	80.21	SLB 15_4	149.70
38	ENVELOPE	24.93	244.48	SLB3 25_5	319.00
39	ENVELOPE	24.92	244.37	SLB3 25_5	319.00
101	ENVELOPE	4.27	41.91	SLB2 10_3	81.10
102	ENVELOPE	4.17	40.91	SLB2 10_3	81.10
103	ENVELOPE	0.79	7.72	SLB2 10_3	81.10
104	ENVELOPE	4.21	41.24	SLB2 10_3	81.10
105	ENVELOPE	6.66	65.31	SLB2 10_3	81.10
106	ENVELOPE	2.33	22.85	SLB2 10_3	81.10
107	ENVELOPE	8.61	84.45	SLB 15_4	149.70
108	ENVELOPE	16.14	158.23	SLB3 25_2	194.80
109	ENVELOPE	17.01	166.79	SLB3 25_2	194.80
110	ENVELOPE	9.68	94.88	SLB 15_4	149.70
111	ENVELOPE	10.46	102.53	SLB 15_4	149.70

Tabla 13: Asignación de SLB de acuerdo a fuerza cortante - Dirección Y.

4.3. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO O PUSHOVER

4.3.1. Curva de Capacidad

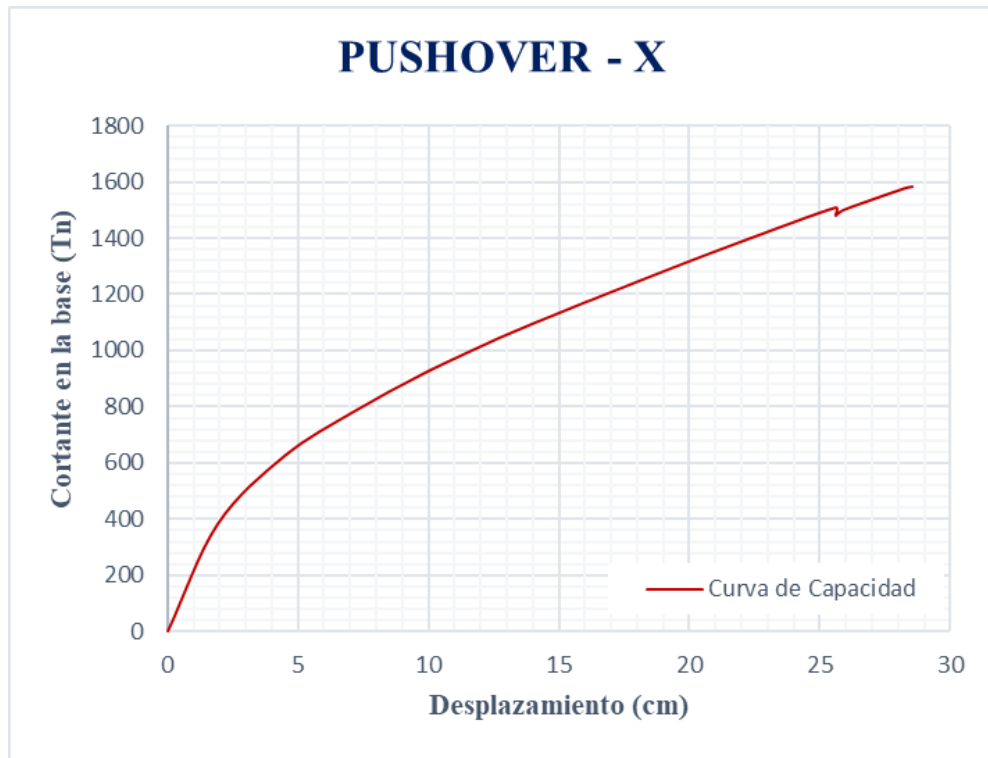


Figura 39: Curva de Capacidad - Pushover X.

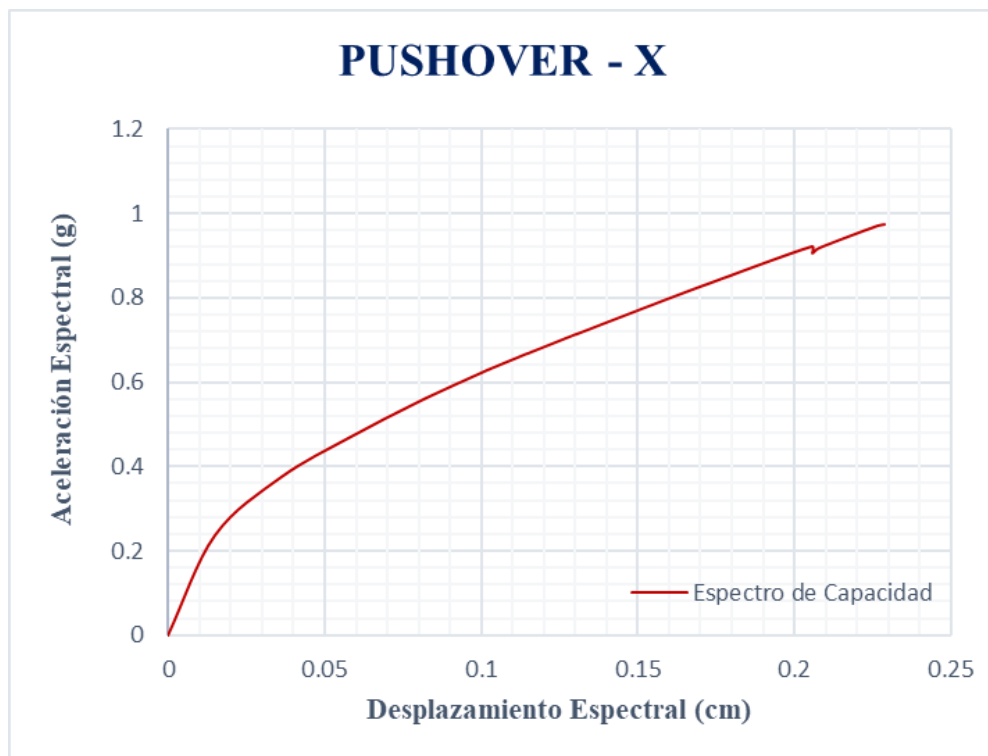


Figura 40: Espectro de Capacidad formato ADRS - Pushover X.

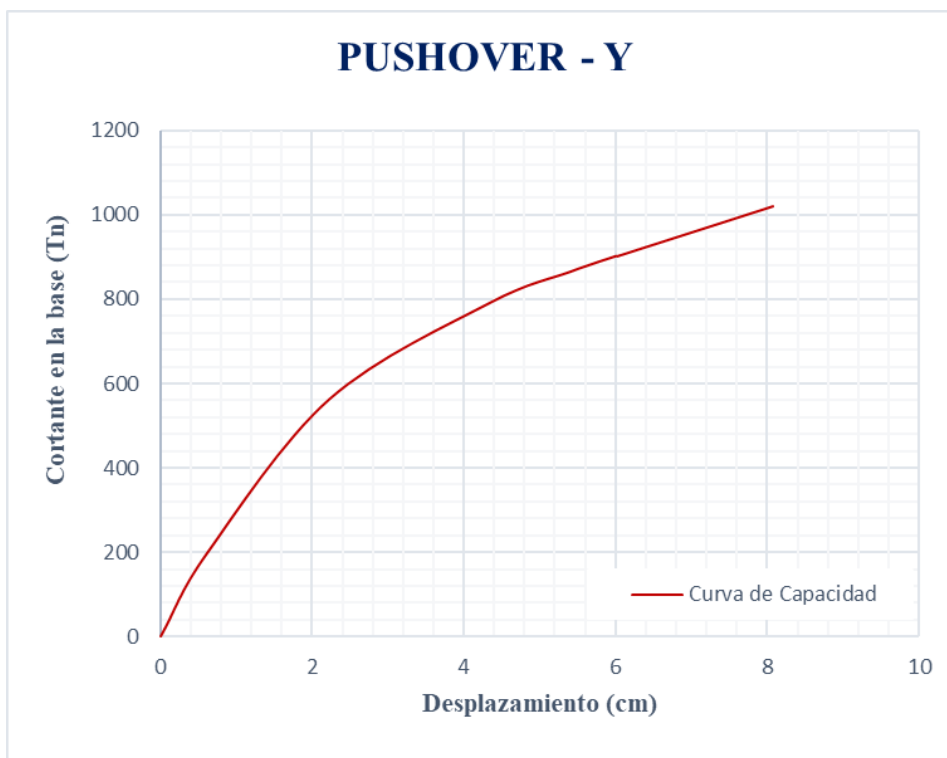


Figura 41: Curva de Capacidad - Pushover Y.

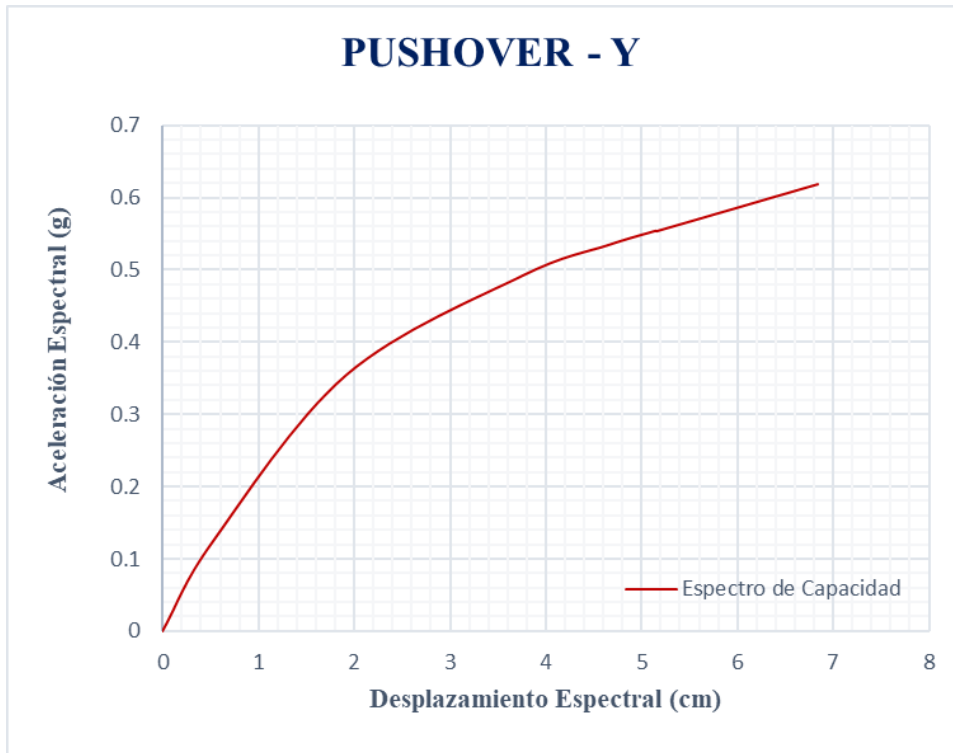


Figura 42: Espectro de Capacidad formato ADRS – Pushover Y.

4.3.2. Curva de Ductilidad

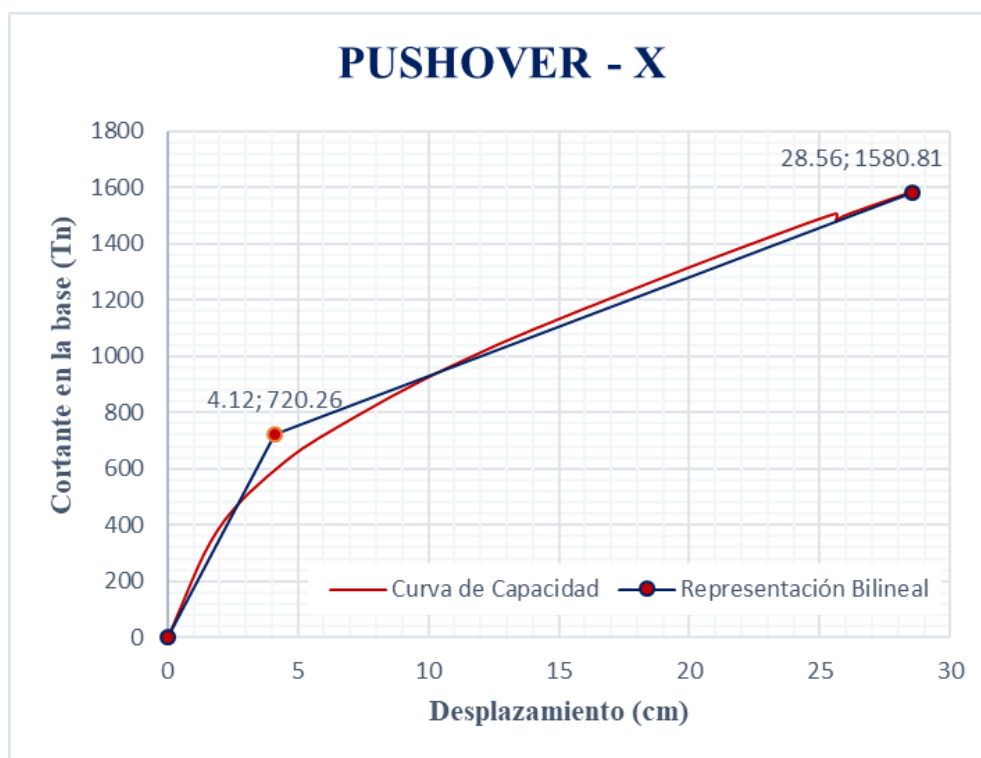


Figura 43: Curva de Ductilidad $\mu = 6.93$ – Pushover X.

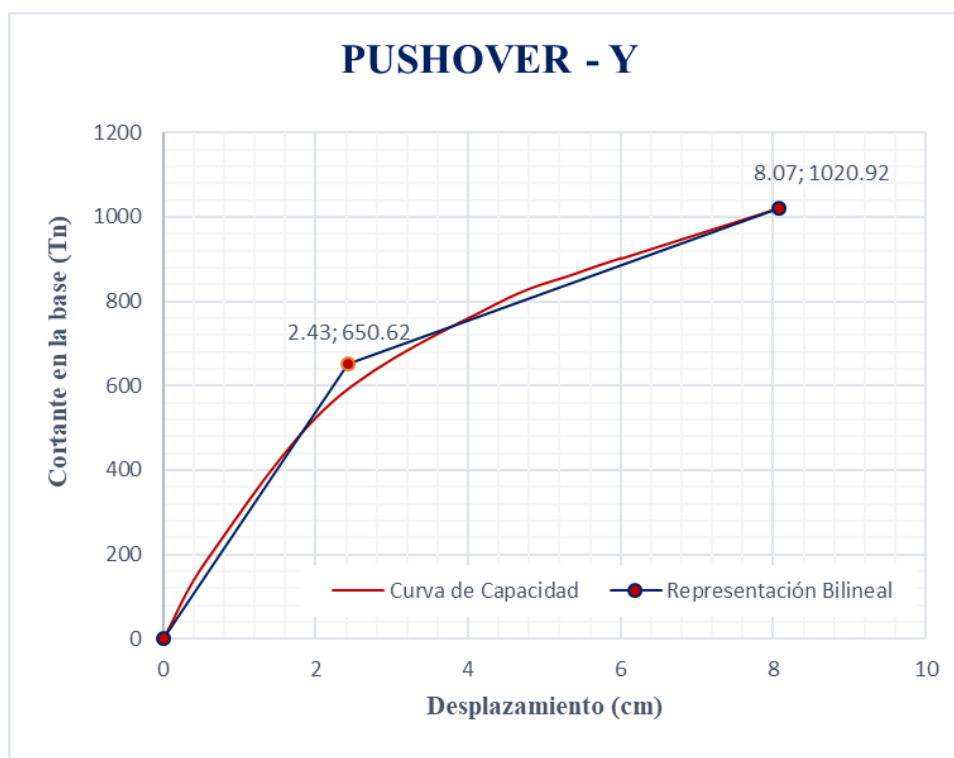


Figura 44: Curva de Ductilidad $\mu = 3.32$ – Pushover Y.

4.3.3. Punto de Desempeño

a) Según ATC - 40

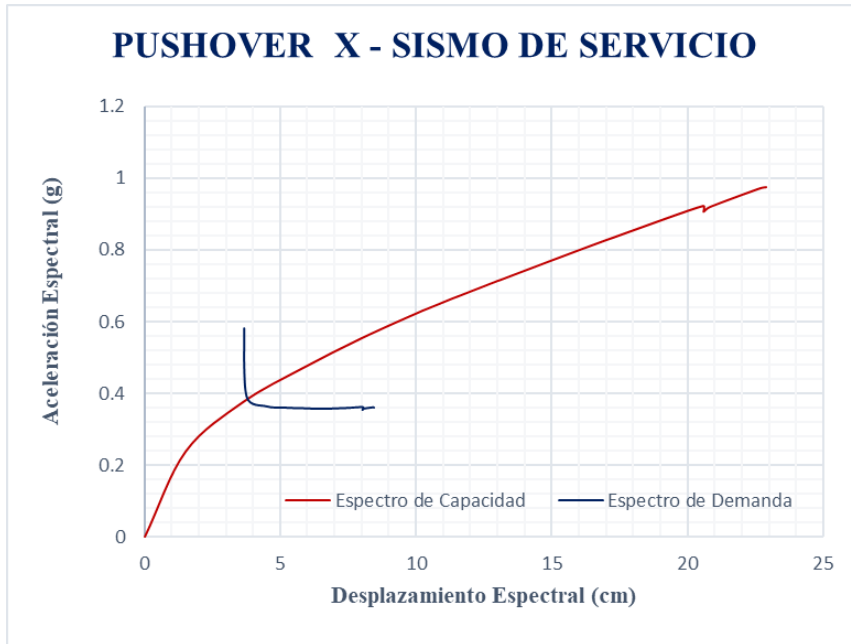


Figura 45: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Servicio según ATC – 40.

PUNTO DE DESEMPEÑO - SISMO DE SERVICIO	
Espectro de Capacidad	Curva de Capacidad
0.385 g	638.93 Tn
3.842 cm	4.739 cm

Cuadro 4: Valores de desempeño para Sismo de Servicio según ATC – 40.

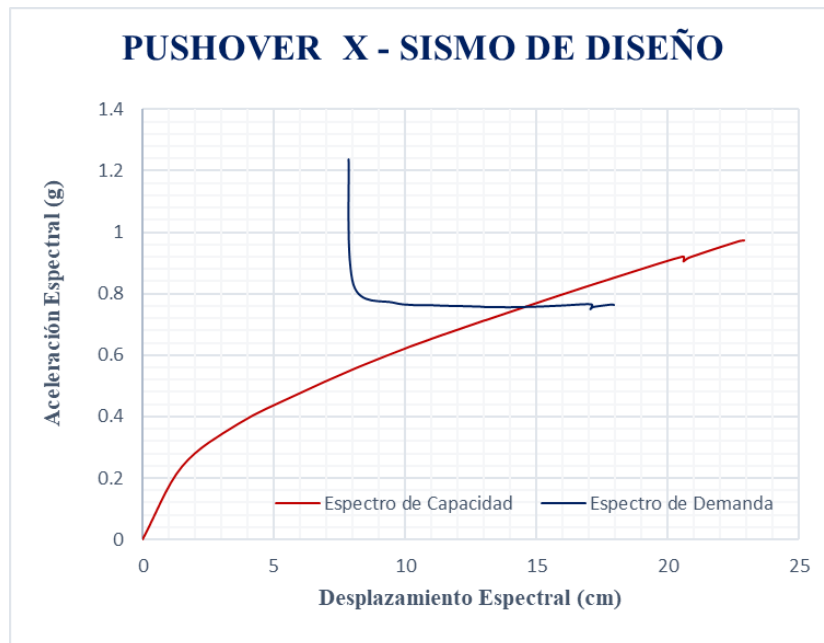


Figura 46: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Diseño según ATC – 40.

PUNTO DE DESEMPEÑO - SISMO DE DISEÑO	
Espectro de Capacidad	Curva de Capacidad
0.755 g	1241.53 Tn
14.50 cm	18.00 cm

Cuadro 5: Valores de desempeño para Sismo de Diseño según ATC – 40.

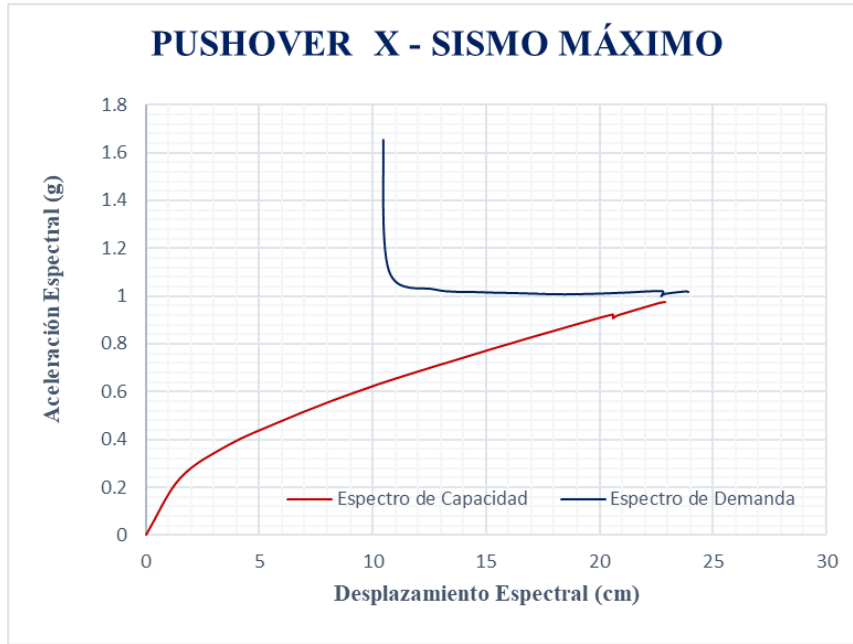


Figura 47: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Máximo según ATC – 40.

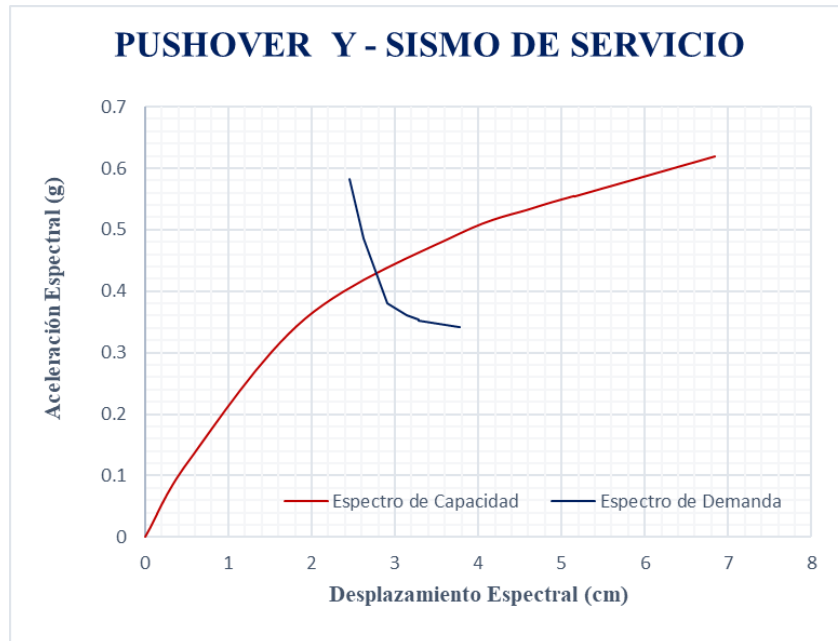


Figura 48: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Servicio según ATC – 40.

PUNTO DE DESEMPEÑO - SISMO DE SERVICIO	
Espectro de Capacidad	Curva de Capacidad
0.417 g	667.04 Tn
2.754 cm	3.185 cm

Cuadro 6: Valores de desempeño para Sismo de Servicio según ATC – 40.

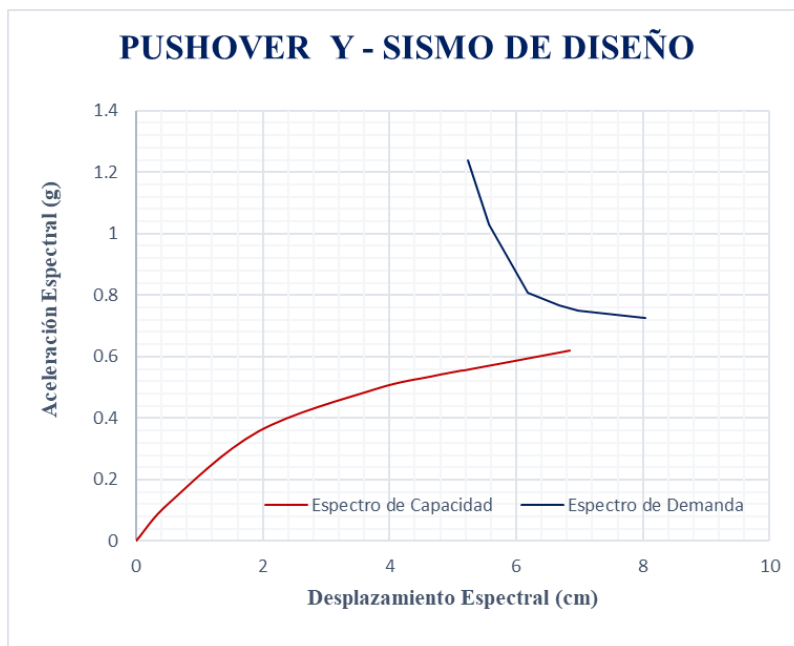


Figura 49: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Diseño según ATC – 40.

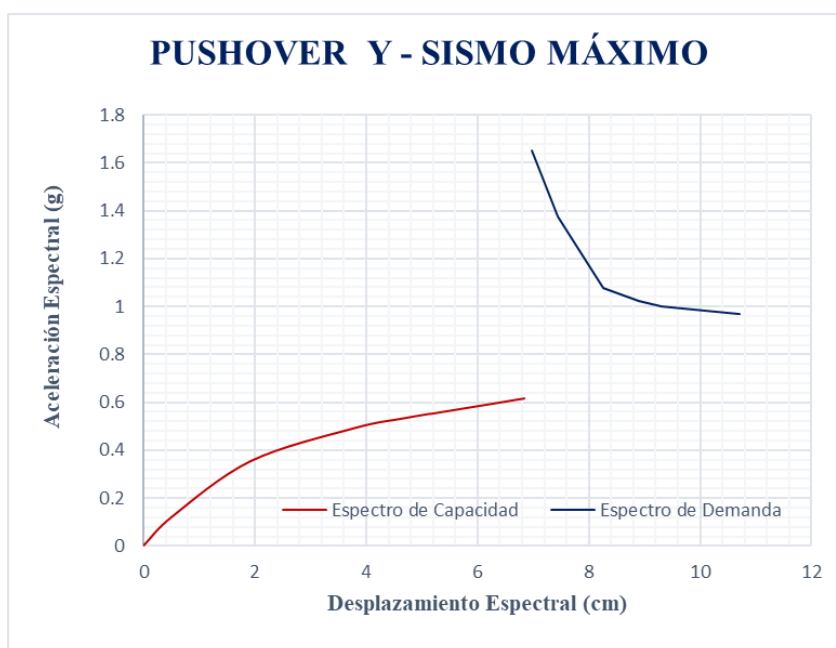


Figura 50: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Máximo según ATC – 40.

b) Según FEMA 356

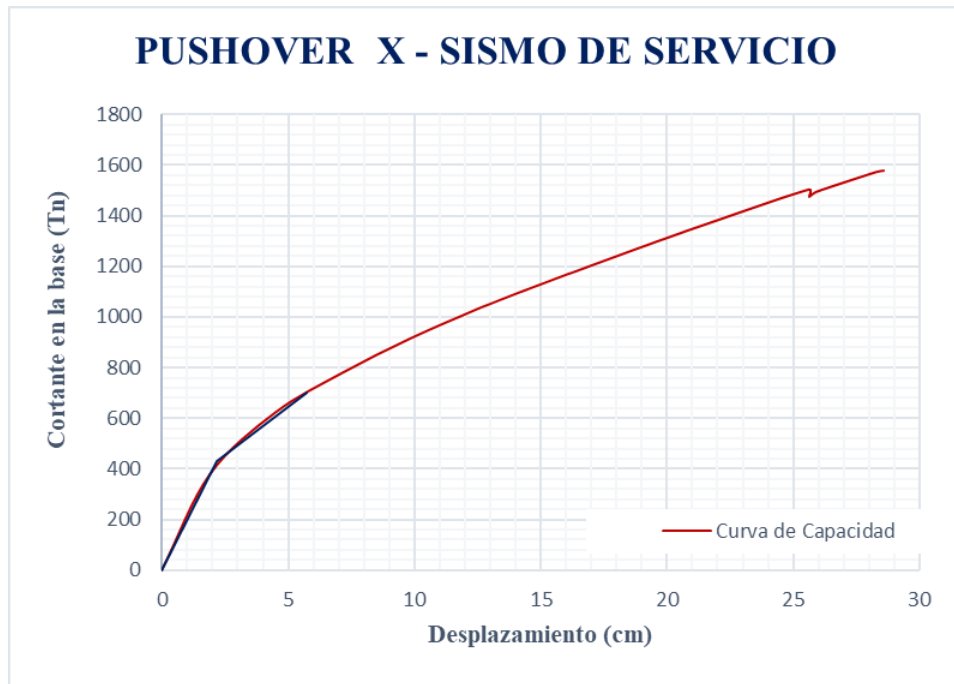


Figura 51: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Servicio según FEMA 356.

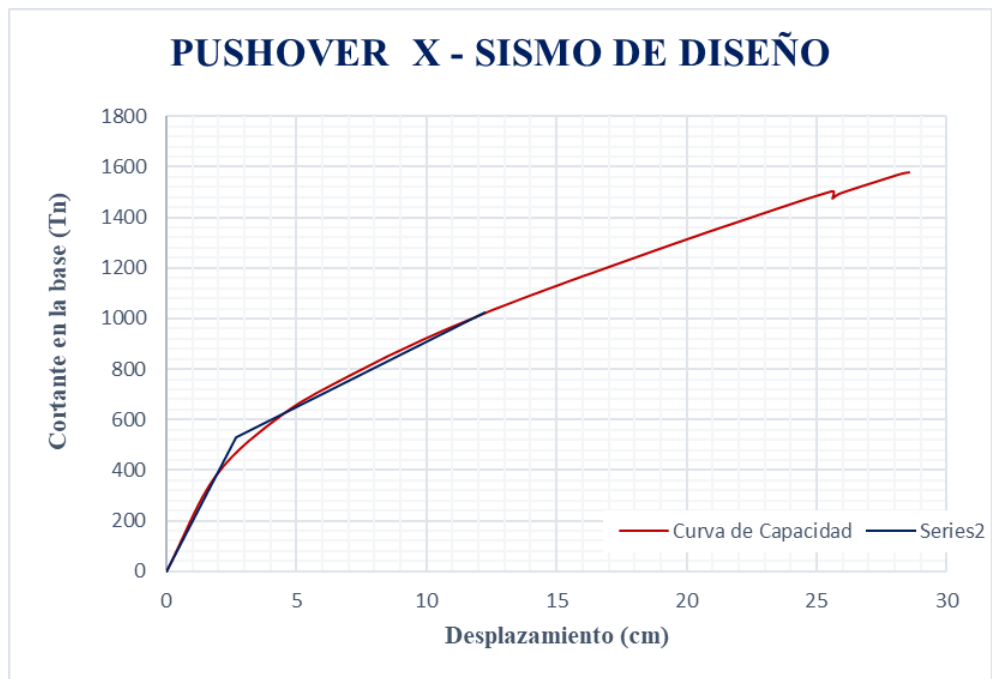


Figura 52: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Diseño según FEMA 356.

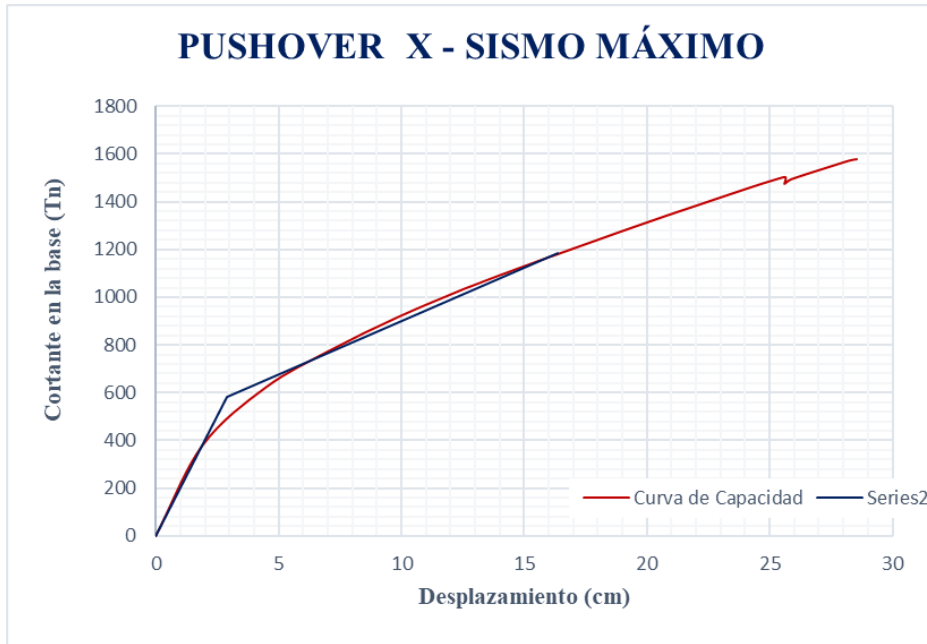


Figura 53: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Máximo según FEMA 356.

PUNTO DE DESEMPEÑO - FEMA 356		
NIVEL DE SISMO	V	D
Sismo de Servicio	698.75 Tn	5.75 cm
Sismo de Diseño	1022.42 Tn	12.23 cm
Sismo Máximo	1182.67 Tn	16.37 cm

Cuadro 7: Valores de desempeño para diferentes niveles de sismo según FEMA 356.

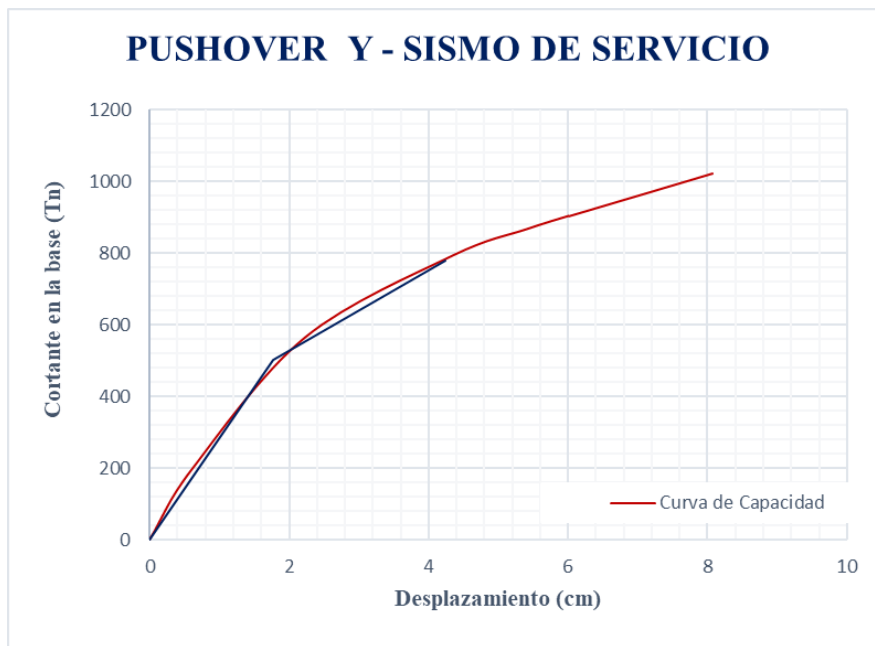


Figura 54: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Servicio según FEMA 356.

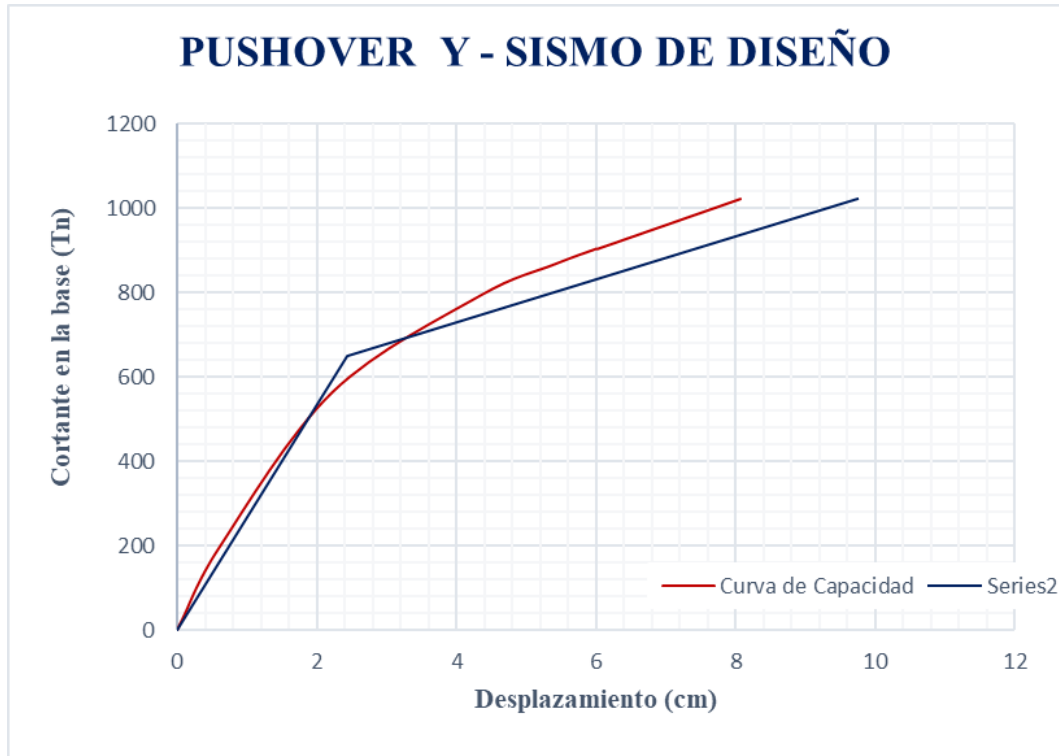


Figura 55: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Diseño según FEMA 356.

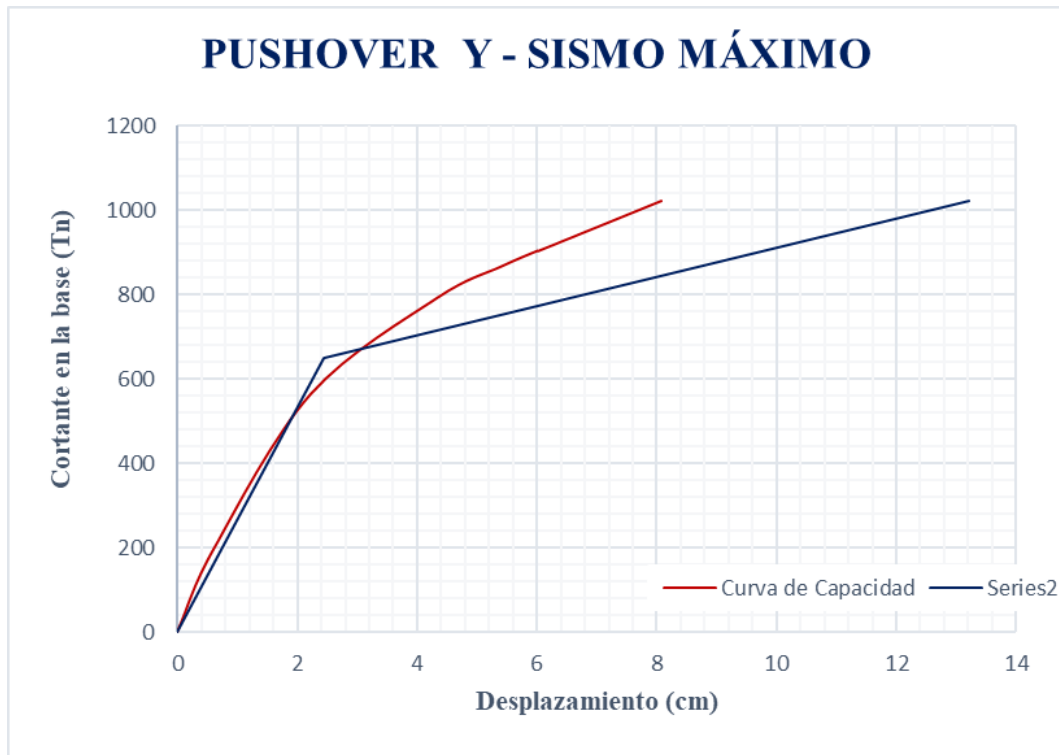


Figura 56: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Máximo según FEMA 356.

PUNTO DE DESEMPEÑO - FEMA 356		
NIVEL DE SISMO	V	D
Sismo de Servicio	780.60 Tn	4.24 cm
Sismo de Diseño	-	-
Sismo Máximo	-	-

Cuadro 8: Valores de desempeño para diferentes niveles de sismo según FEMA 356.

c) Según FEMA 440

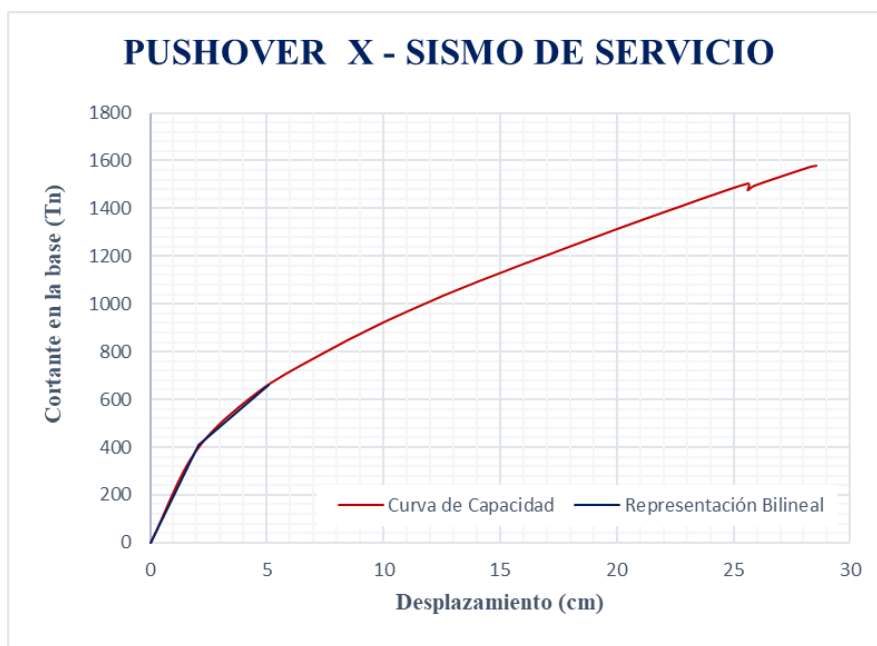


Figura 57: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Servicio según FEMA 440.

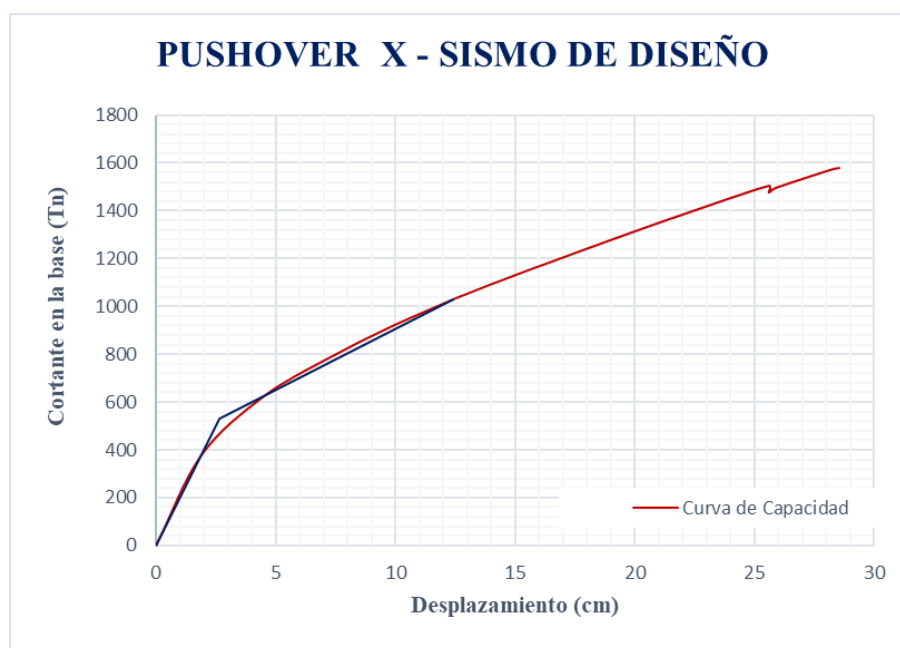


Figura 58: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Diseño según FEMA 440.

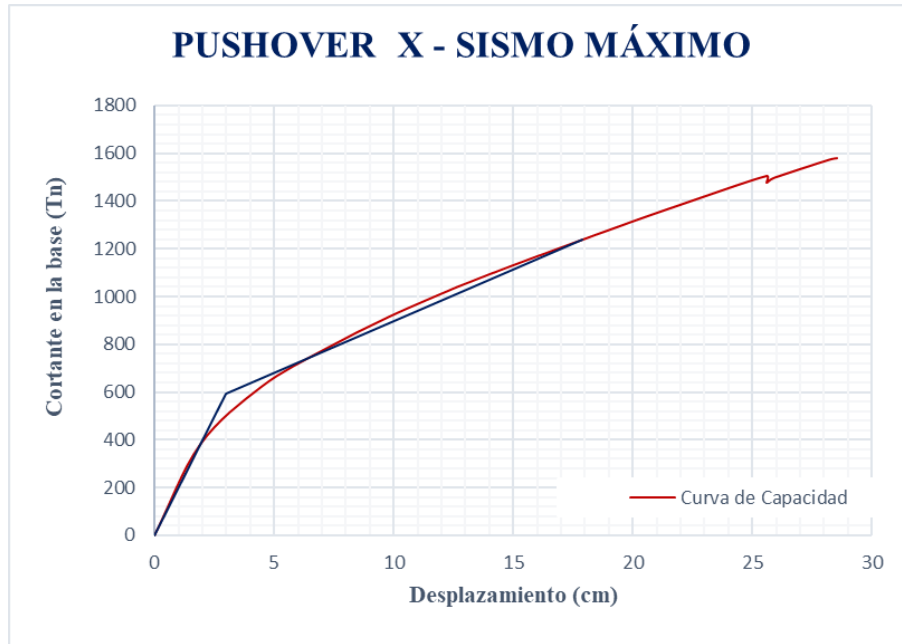


Figura 59: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Máximo según FEMA 440.

PUNTO DE DESEMPEÑO - FEMA 440		
NIVEL DE SISMO	V	D
Sismo de Servicio	659.33 Tn	5.08 cm
Sismo de Diseño	1030.08 Tn	12.41 cm
Sismo Máximo	1238.70 Tn	17.89 cm

Cuadro 9: Valores de desempeño para diferentes niveles de sismo según FEMA 440.

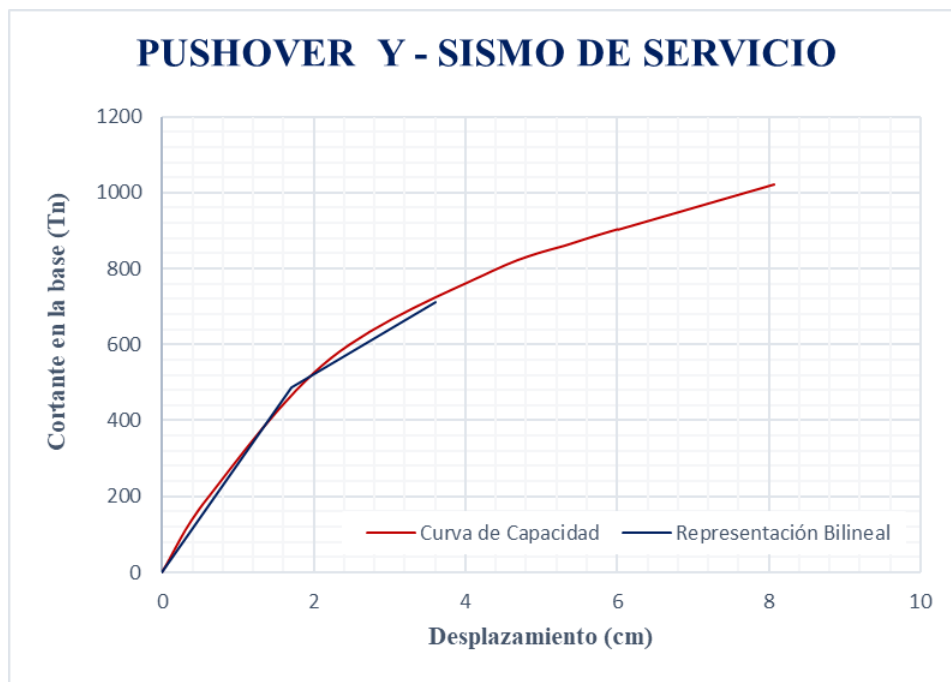


Figura 60: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Servicio según FEMA 440.

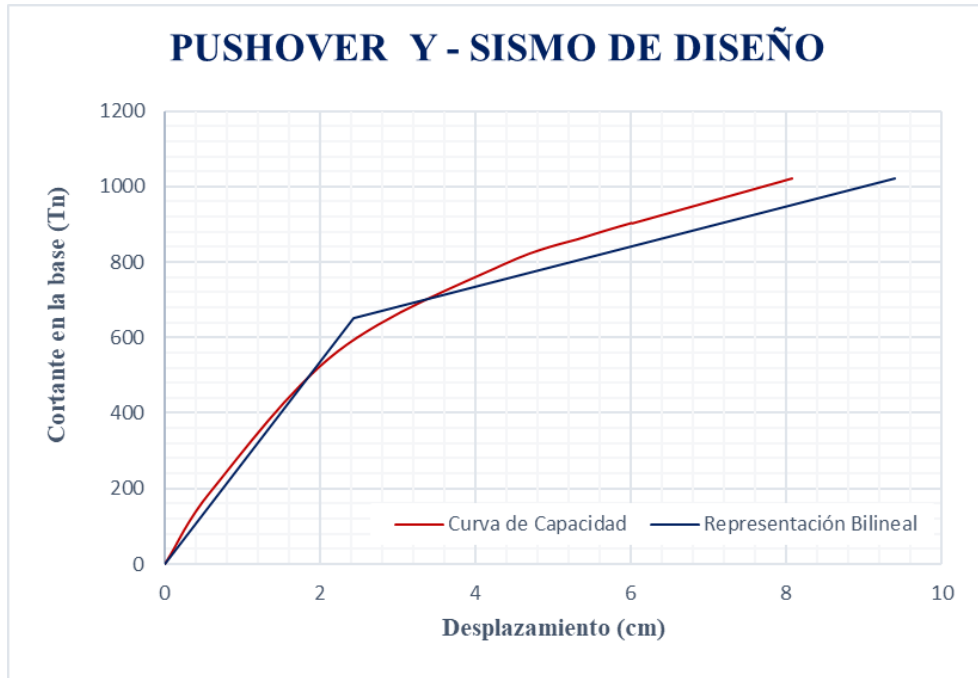


Figura 61: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Diseño según FEMA 440.

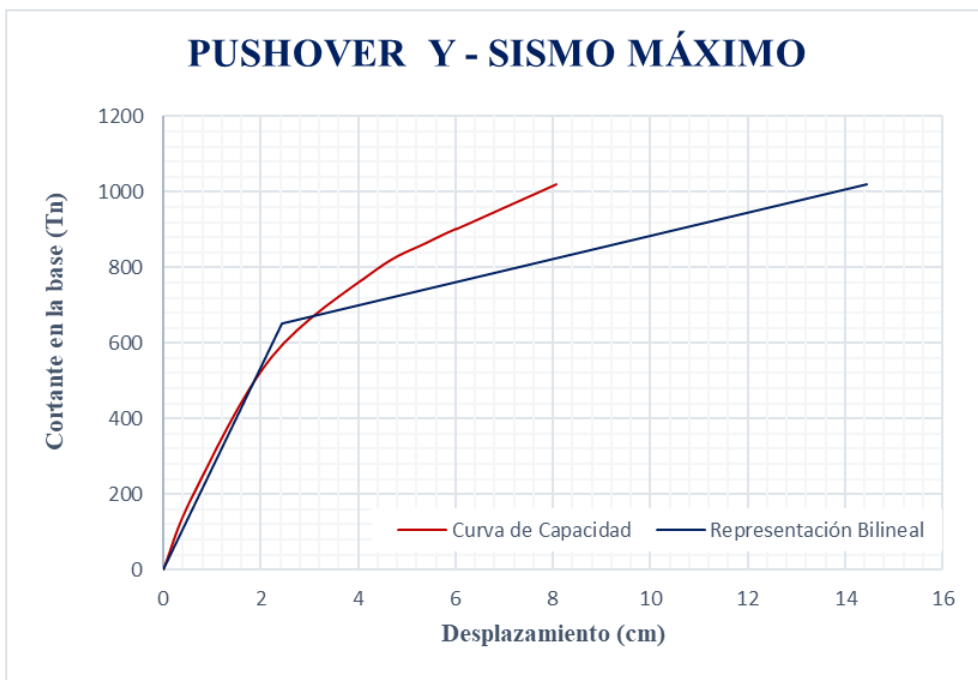


Figura 62: Punto de Desempeño para un nivel de Sismo de Máximo según FEMA 440.

PUNTO DE DESEMPEÑO - FEMA 440		
NIVEL DE SISMO	V	D
Sismo de Servicio	712.88 Tn	3.61 cm
Sismo de Diseño	-	-
Sismo Máximo	-	-

Cuadro 10: Valores de desempeño para diferentes niveles de sismo según FEMA 440.

4.4. ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO O TIEMPO HISTORIA NO LINEAL

4.4.1. Selección de Registros Sísmicos

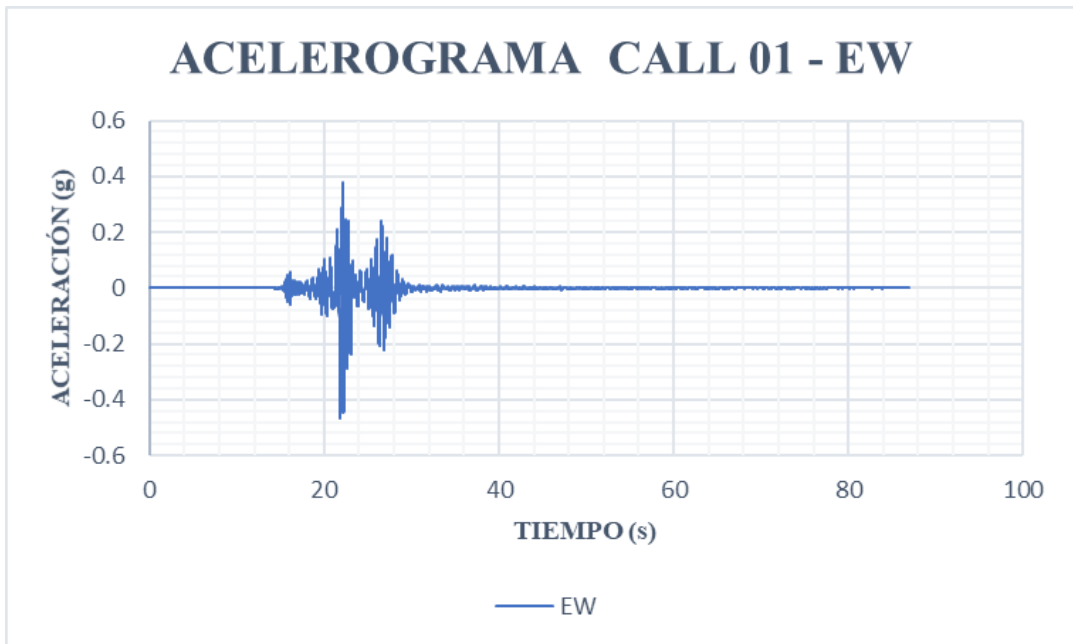


Figura 63: Acelerograma más desfavorable para la componente EW.

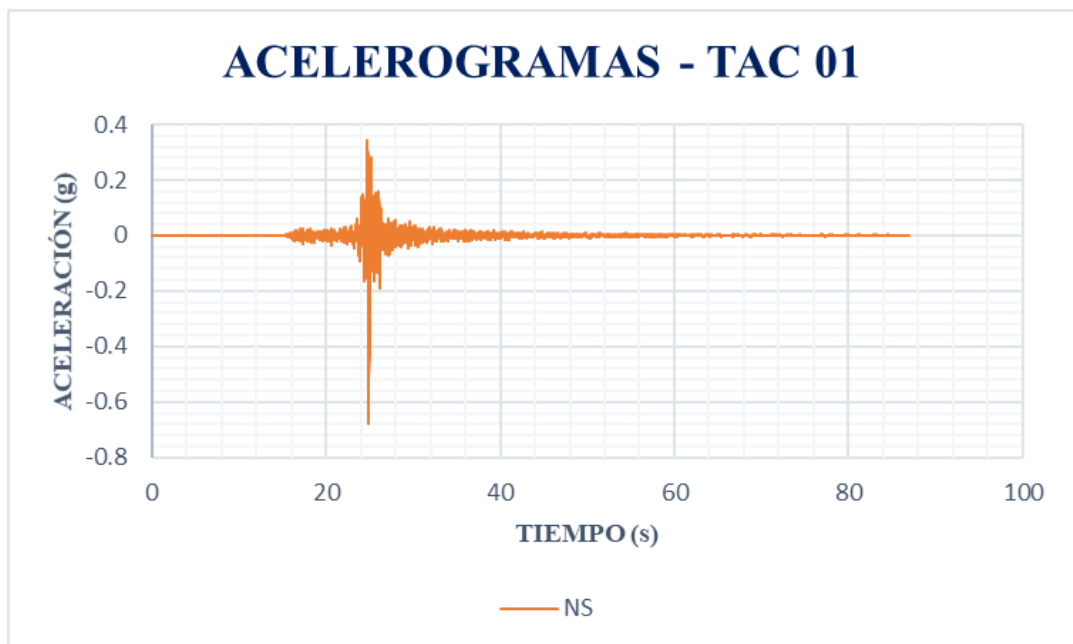


Figura 64: Acelerograma más desfavorable para la componente NS.

4.4.2. Desplazamientos

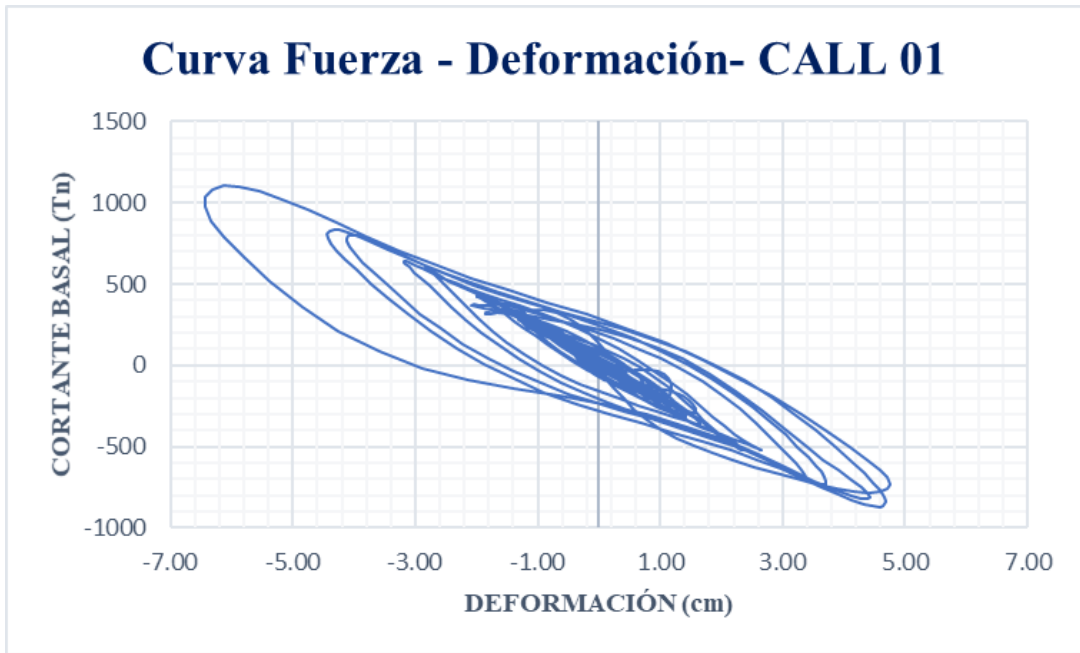


Figura 65: Curva Esfuerzo deformación global para acelerograma CALL 01, componente EW.

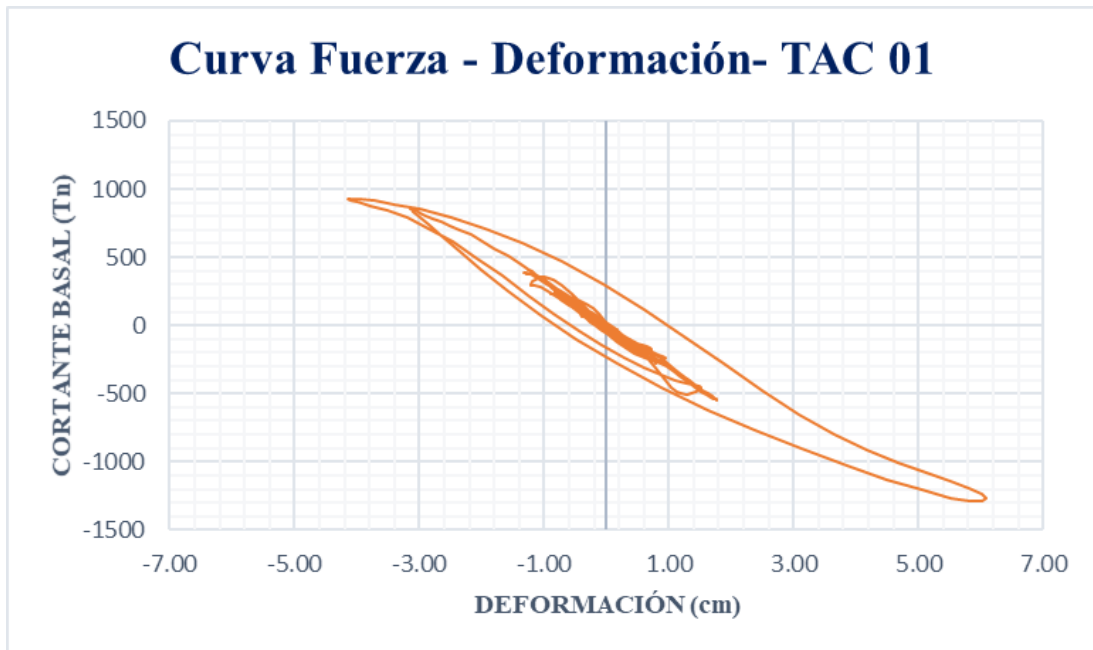


Figura 66: Curva Esfuerzo deformación global para acelerograma TAC 01, componente NS.

COMPONENTE	DESPLAZAMIENTO		CORTANTE BASAL	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
EW	4.748 cm	-6.426 cm	-731.70 Tn	973.50 Tn
NS	6.087 cm	-4.150 cm	-1234.00 Tn	921.40 Tn

Cuadro 11: Desplazamientos máximos y mínimos para sismo de diseño.

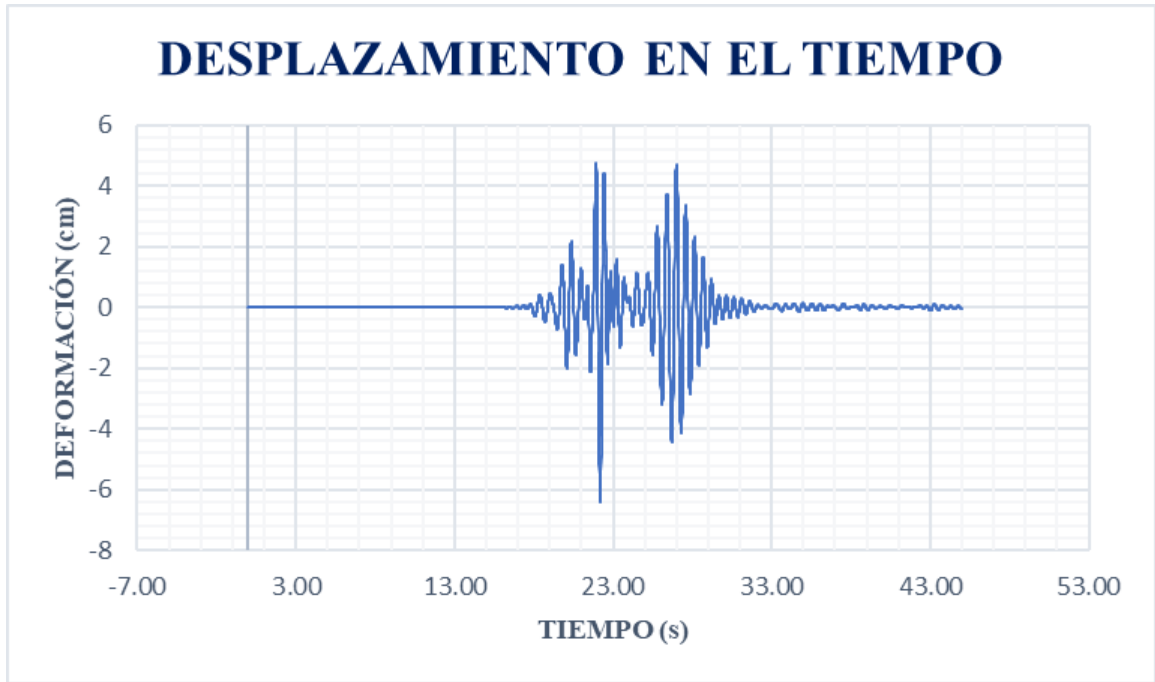


Figura 67: Desplazamiento en el tiempo para acelerograma CALL 01, componente EW.



Figura 68: Desplazamiento en el tiempo para acelerograma TAC 01, componente NS.

COMPONENTE	TIEMPO		DESPLAZAMIENTO	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
EW	21.93 s	22.20 s	4.748 cm	-6.426 cm
NS	25.04 s	25.27 s	6.087 cm	-4.151 cm

Cuadro 12: Desplazamientos máximos y mínimos para sismo de diseño en función del tiempo.

4.4.3. Energía Disipada

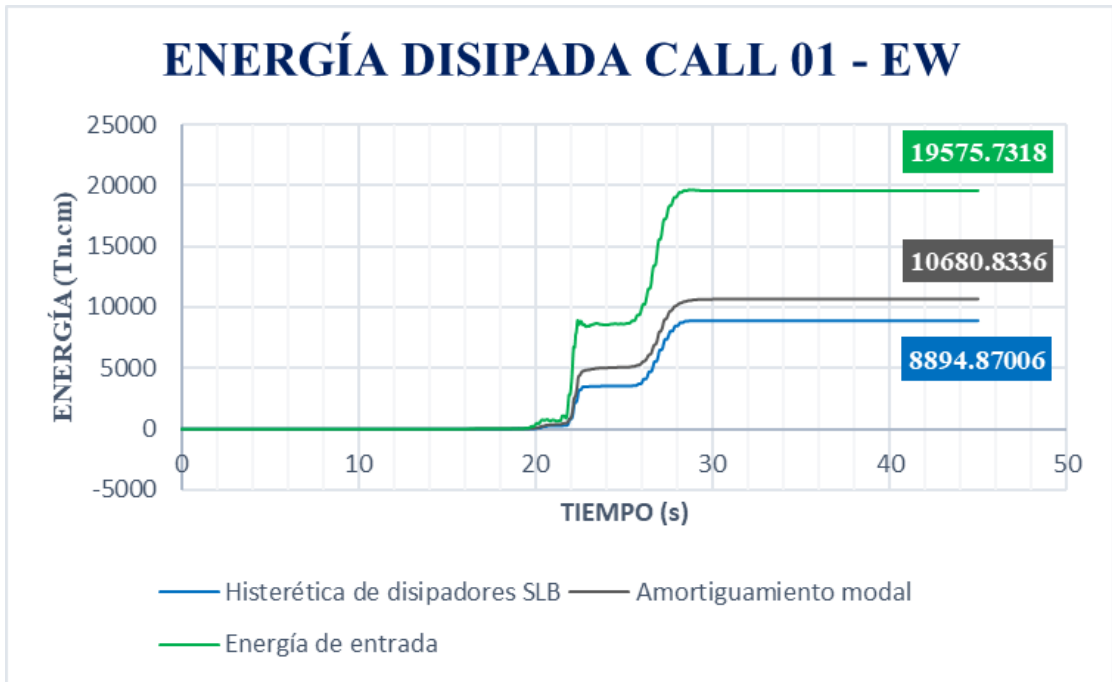


Figura 69: Energía disipada para acelerograma CALL 01, componente EW.

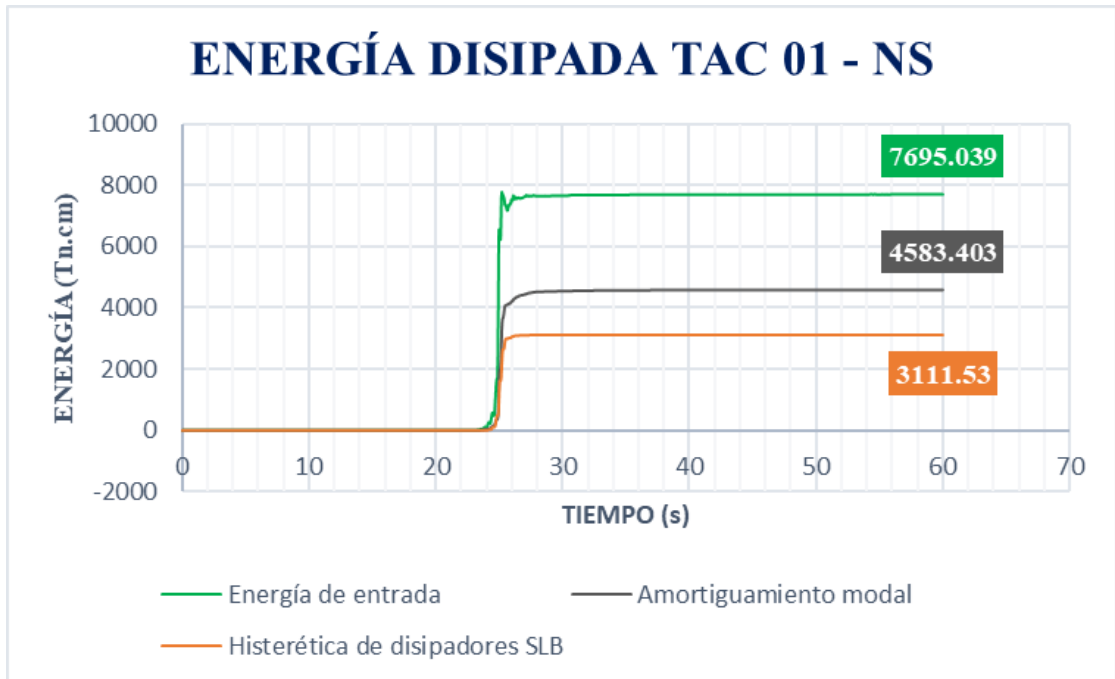


Figura 70: Energía disipada para acelerograma TAC 01, componente NS.

4.4.4. Curva de capacidad

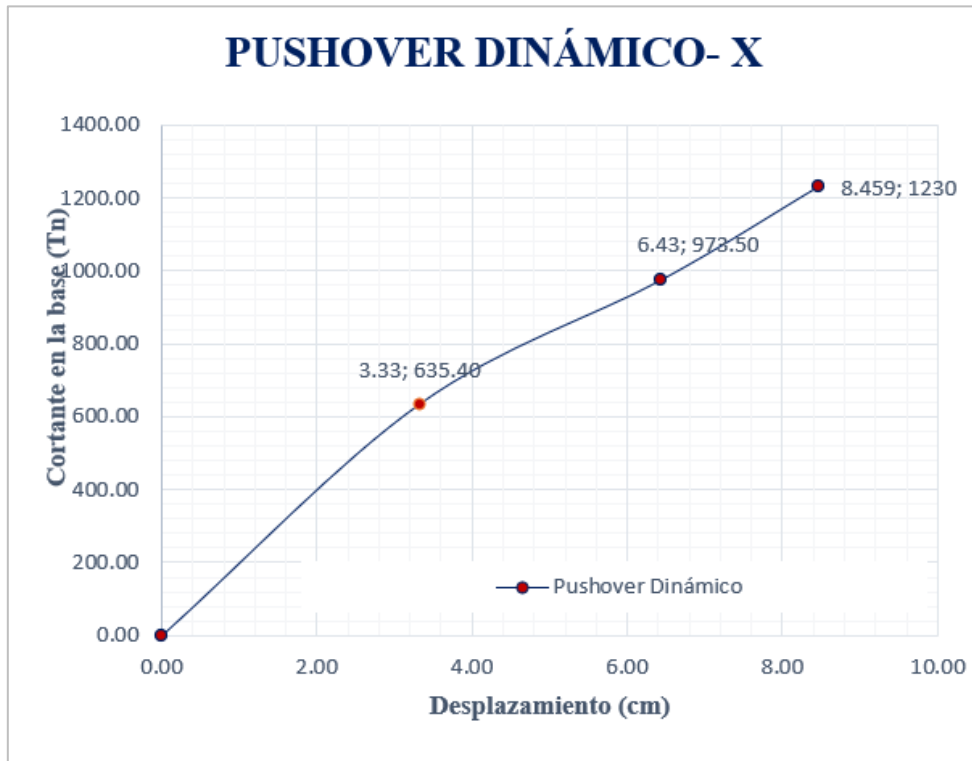


Figura 71: Curva de Capacidad – Pushover Dinámico X.

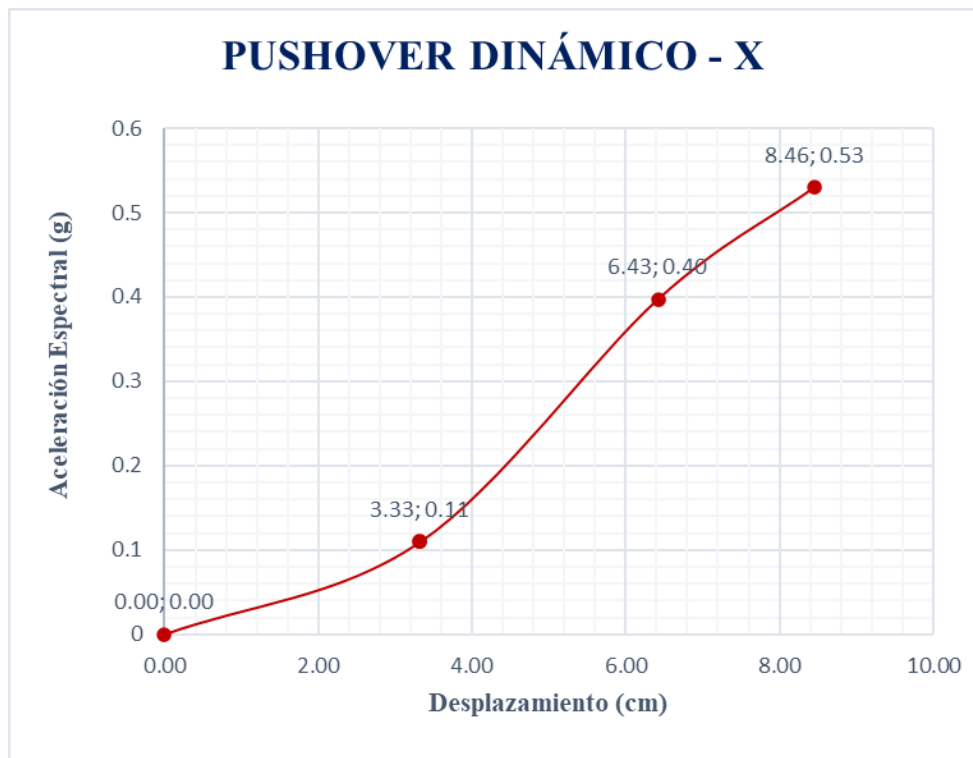


Figura 72: Desplazamiento – Aceleración Espectral, Pushover Dinámico X.

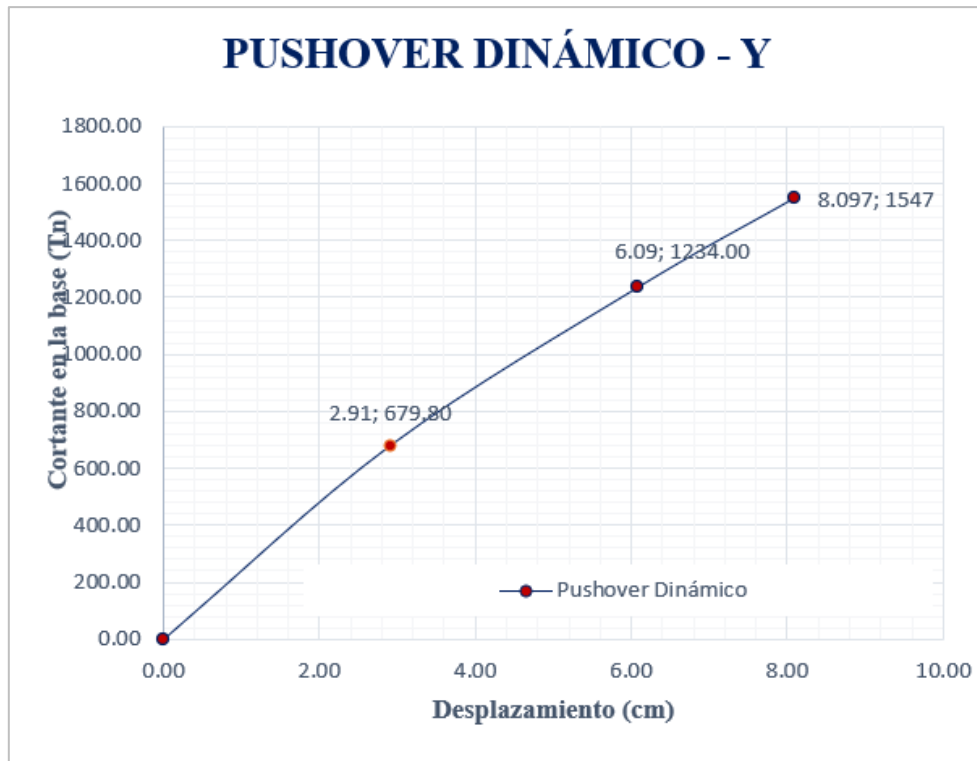


Figura 73: Curva de Capacidad – Pushover Dinámico Y.

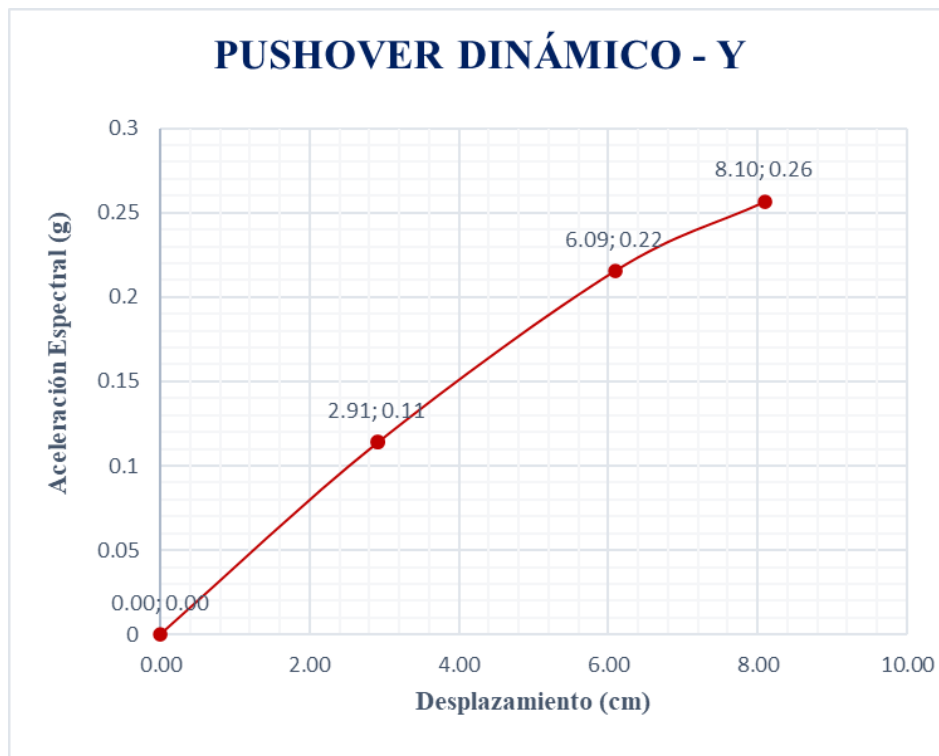


Figura 74: Desplazamiento – Aceleración Espectral, Pushover Dinámico Y.

V. DISCUSIÓN

5.1. ESTUDIOS PRELIMINARES

5.1.1. Exploración de suelos

Los ensayos realizados en laboratorio a las muestras obtenidas en campo, han determinado que el estrato donde se cimentará corresponde a un limo de baja plasticidad (CL) que contiene una reducida capacidad portante (0.69 kg/cm²). Por lo que en consecuencia los registros de aceleraciones que fueron utilizados se tomaron de estaciones acelerográficas situadas en suelos blandos.

5.1.2. Estudio del Módulo Elástico del Concreto

De los resultados obtenidos de módulo elástico del concreto con agregados de la ciudad de Chiclayo, se modificó en base a los ensayos de laboratorio realizados la fórmula establecida por la norma técnica E 060 para la obtención de módulo elástico del concreto válida para concretos hechos con agregados de la ciudad de Chiclayo. Donde se aprecia una variación de 4.84 % al calculado con la fórmula propuesta por la norma técnica E 060.

$$E_C = 15000 \sqrt{f'c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \text{NTP E 060}$$

$$E_C = 14274.317 \sqrt{f'c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \text{ECHICLAYO}$$

5.2. DISEÑO CONCEPTUAL PRELIMINAR

5.2.1. Modelado y estructuración

Se planteó un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB soportados en muros desacoplados de concreto armado, dicha edificación constó de 5 niveles más cobertura liviana, y fue concebida como un hospedaje. Se utilizó concreto armado de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ con módulo elástico del concreto $E_c = 206854.5 \text{ kg/cm}^2$, esto en base a ensayos de laboratorio con testigos hechos con agregados de la ciudad de Chiclayo (ver Anexos), y acero de refuerzo grado 60, con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, para los disipadores de energía SLB se utilizó Acero estructural A36, las propiedades mencionadas fueron utilizadas para el diseño de los elementos

estructurales, vigas y columnas, como también los disipadores SLB, de donde partió el análisis no lineal haciendo uso de las secciones de vigas y columnas, y el tipo de SLB para la definición de su comportamiento fuera del rango elástico.

Los disipadores SLB fueron elegidos por su gran aporte de rigidez y ductilidad, logrando así un comportamiento ideal de la estructura, “Rígido-Flexible-Dúctil”, controlando sus desplazamientos laterales por sismo en ambas direcciones.

El sistema de muros desacoplados tiene como ventaja que no necesita continuidad vertical y tampoco horizontalmente, haciendo ideal su uso en edificaciones con arquitectura de pocos muros y a la vez discontinuos, permitiendo también tener edificaciones con mayor paso de luz. Con respecto a las losas de entrepiso se consideró losas aligeradas en una dirección, con espesor de 20 cm, dadas las condiciones de luces entre apoyos menores a los 5.30 m y su menor aporte en el cálculo de fuerza sísmica, debido al menor peso de dicho sistema a diferencia de una losa maciza. Las columnas fueron peraltadas en el sentido más desfavorable, es decir al Eje Y, a la vez, se dio sección circular a las columnas que se encontraban expuestas en comedores y salas de juego del primer piso, para suavizar el impacto visual en la arquitectura, las vigas fueron peraltadas en ambas direcciones, siguiendo la recomendación de la normativa vigente para contrarrestar las fuerzas provocadas por sismo, sin embargo, se pueden percibir vigas con mayor peralte en el Eje Y.

Los muros desacoplados junto a los dispositivos se ubicaron por toda la estructura, en sus límites, como también en su interior, resultando en un total de 68 disipadores de energía SLB, de los cuales 32 están ubicados de tal manera que aporten rigidez y ductilidad en la dirección X, soportados por 16 muros desacoplados, y los otros 36 en la dirección Y, soportados por 22 muros desacoplados, en algunos casos los muros desacoplados llevan 1 disipador de energía SLB, y en otros un máximo de 2 disipadores de energía SLB, véase *Figura 75*. Las alturas de los muros desacoplados son variables, ya que están en función del peralte de la viga del pórtico donde están ubicados, y de la longitud vertical con la que fueron modelados todos los disipadores que es de 23.5 cm, véase *Figura 76*.

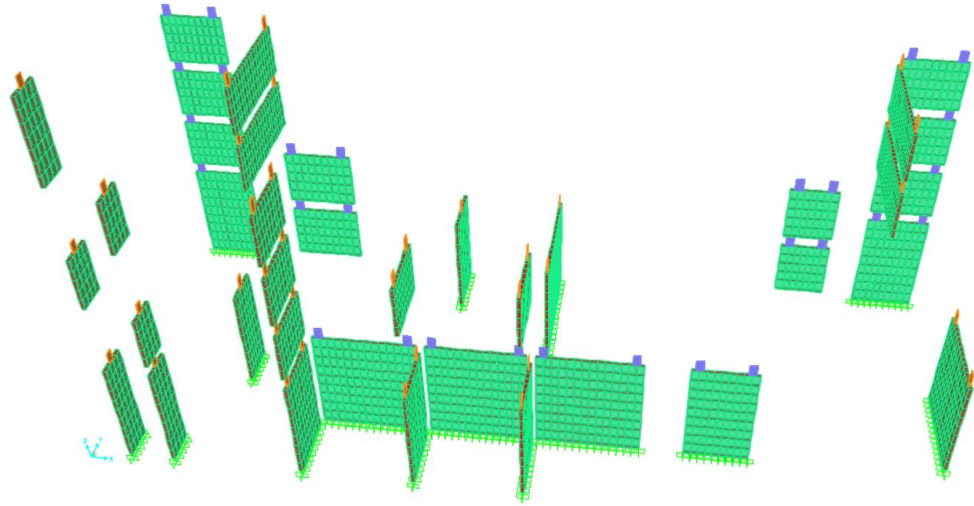


Figura 75: Ubicación de muros desacoplados y Disipadores SLB en la estructura.

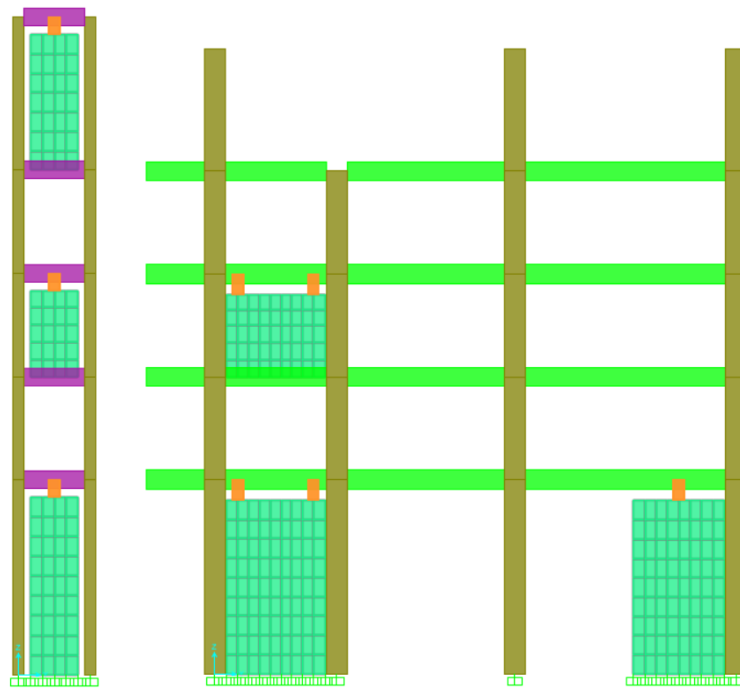


Figura 76: Modelamiento de muros y disipadores en marcos.

Los muros desacoplados tienen un espesor de 15 cm y están separados del pórtico, excepto en su base, la separación en el pórtico está dada por una junta sísmica calculada en base a la deriva máxima para el concreto armado que es de 0.007 según Norma de Diseño Sismorresistente E-030 [2]. Los disipadores SLB están distribuidos de tal manera que aporten ductilidad y rigidez a la estructura, por lo que sus dimensiones horizontales en el sentido de la cortante son variables de acuerdo a su ubicación, éstos están ubicados en el caso de la existencia de solo 1 dispositivo, en el

centro del muro desacoplado, y en el caso de 2 dispositivos, estos están ubicados con respecto al límite vertical del muro desacoplado, a una distancia de 30 cm hasta su eje vertical del dissipador de energía SLB, para su modelamiento se puede hacer uso de una elemento tipo frame o nlink, además deben ser liberados en su extremo superior de fuerza axial, esto debido a que tienen una unión tipo peine.

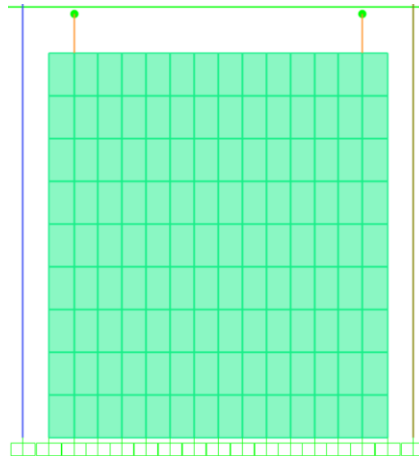


Figura 77: Disipadores liberados de fuerza axial y junta sísmica muro - pórtico.

Los disipadores SLB para el análisis lineal se modelaron como elementos tipo Link, ya que según recomendación del fabricante [24] se obtiene valores más adecuados para la selección de los mismo, dándoles sus características no lineales citadas más adelante en la tablas, estas características se dieron en el sentido de la fuerza cortante en la que trabaja cada disipador.

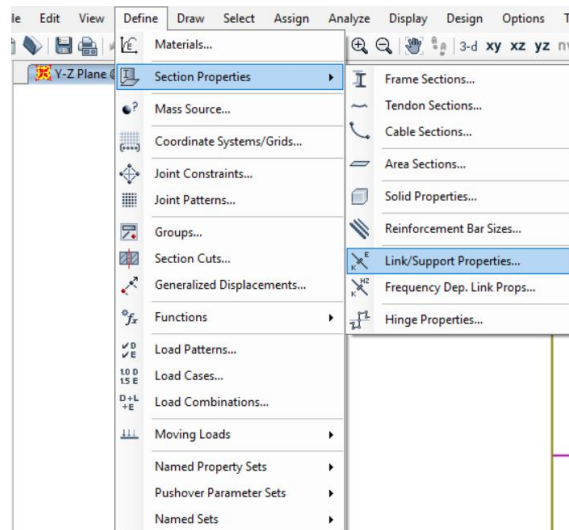


Figura 78: Modelamiento de SLB como elemento Link.

Las cargas permanentes y vivas que soporta la estructura se obtuvieron según Norma de Cargas E-020, a continuación, se presenta cuadro resumen de cargas, véase Cuadros 13 y 14.

DESCRIPCIÓN	CARGA	VIGUETAS (VT)	VIGAS
DEAD			
Tabiquería, kk 18	1350.00 kg/m ³		
h = 1.20 m			0.24 Tn/m ²
h = 2.60 m			0.53 Tn/m ²
Acabados	100.00 kg/m ²	0.04 Tn/m ²	
Ladrillo Techo 15	65.00 kg/m ²	0.03 Tn/m ²	
LIVE			
Habitaciones	200.00 kg/m ²	0.08 Tn/m ²	
Corredores	400.00 kg/m ²	0.16 Tn/m ²	
Tabiquería móvil	100.00 kg/m ²	0.04 Tn/m ²	

Cuadro 13: Resumen de cargas en losa aligerada.

DESCRIPCIÓN	CARGA	COBERTURA
DEAD		
Cobertura TR-4 , 0.75m	7.17 kg/m ²	0.012 Tn/m ²
Accesorios	5.00 kg/m ²	
Cielo Raso e= 15mm	4.50 kg/m ²	0.006 Tn/m ²
Parante y riel	1.92 kg/m ²	
LIVE		
Cobertura liviana	30.00 kg/m ²	0.030 Tn/m ²

Cuadro 14: Resumen de cargas en cobertura liviana.

5.2.2. Diseño Sísmico

El diseño sísmico del proyecto de investigación, se basó en la Norma de Diseño Sismorresistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones [2], excepto para los disipadores de energía SLB, esto ya que dicha norma recomienda aplicar los requisitos del documento ASCE/SEI 7-10, la cual aplica para dispositivos de disipación de energía dependientes de la aceleración, como lo son los amortiguadores, a diferencia de los disipadores de energía SLB, los cuales dependen del desplazamiento, por tanto no son de aplicación directa las Norma FEMA 356, FEMA 440, ASCE/SEI 7-10 o el código chileno.

El análisis dinámico del proyecto de investigación se realizó por el método de superposición modal espectral, donde se considera los modos de vibración donde la suma de sus masas efectivas es como mínimo el 80% de la masa de la estructura para

estructuras regulares y 90% para estructuras irregulares, además deberá tomarse como mínimo los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis. Las masas consideradas para el análisis sísmico corresponden al 100% del peso propio más el 25% de la carga viva.

Los parámetros sísmicos utilizados para determinar el espectro de aceleración se muestran en la *Tabla 14*.

PARÁMETROS SÍSMICOS		X	Y
Z	= Factor de zona	0.45	0.45
U	= Factor de importancia	1.00	1.00
S	= Factor de suelo	1.10	1.10
TP	= Periodo predominal	1.00	1.00
TL	= Periodo local	1.60	1.60
T	= Periodo fundamental	0.470 s	0.417 s
C	= Factor de amplificación sísmica	2.50	2.50
R0	= Coeficiente básico de reducción	6.00	6.00
Ia	= Factor de irregularidad en altura	1.00	1.00
Ip	= Factor de irregularidad en planta	1.00	1.00
R	= Coeficiente de reducción	6.00	6.00

Tabla 14: Parámetros sísmicos en las direcciones X e Y.

Se determinó la estructura como regular, las derivas obtenidas en X e Y, por acción de sismo dinámico y evaluadas en el centro de masa fueron satisfactorias, debido a que se encuentran dentro del rango establecido por la norma de diseño sismorresistente E030 [2], las cuales son menores a 0.007. No se encontró irregularidad en rigidez debido a que la rigidez de los pisos inferiores no fue menor al 70% de la rigidez del piso inmediato superior.

CENTRO DE MASA			
TECHO	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	17.945	6.413	5.100
2	18.011	6.413	7.800
3	17.964	6.426	10.500
4	18.063	6.293	13.200

Cuadro 15: Centro de masa.

IRREGULARIDAD DE RIGIDÉZ			X - X		
NIVEL	V (Tn)	DSP -REL (cm)	RIGIDÉZ LATERAL	%	VERIF.
1	312.524	2.178	143.458	102.900%	OK
2	257.339	1.846	139.404	116.900%	OK
3	194.007	1.627	119.221	122.600%	OK
4	111.426	1.146	97.205	579.700%	OK
5	11.870	0.708	16.767		

Cuadro 16: Control de irregularidad de rigidez en dirección X.

IRREGULARIDAD DE RIGIDÉZ			Y - Y		
NIVEL	V (Tn)	DSP -REL (cm)	RIGIDÉZ LATERAL	%	VERIF.
1	311.402	1.914	162.690	87.500%	OK
2	237.580	1.278	185.852	86.300%	OK
3	191.687	0.890	215.350	134.300%	OK
4	104.074	0.649	160.303	986.900%	OK
5	10.884	0.670	16.243		

Cuadro 17: Control de irregularidad de rigidez en dirección Y.

La verificación de irregularidad de masa, es coherente con la arquitectura propuesta y el modelo matemático, debido a que no supera el límite de diferencia de masa de entrepiso de 1.5, y se observa que en el primer nivel es ligeramente mayor, debido a que se considera una mayor longitud de columnas y muros.

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO				
NIVEL	M (Tn)	M - REL (Tn)	IRREG. MASA	VERIF.
1	1804.838	464.681	1.06	OK
2	1340.157	440.311	1.03	OK
3	899.846	426.988	1.03	OK
4	472.858	416.446	-	-
5	56.412			

Cuadro 18: Control de irregularidad de masa o peso.

La irregularidad torsional cumplió con los objetivos de la normativa peruana para una estructura regular, como también con el objetivo de los disipadores SLB, es decir, además de proveer ductilidad a la estructura, también contrarrestó los desplazamientos laterales.

NIVEL	IRREGULARIDAD TORSIONAL X - X						VERIF.	
	EJE 1		EJE 4		PROM			
	Δ ACU	Δ REL	Δ ACU	Δ REL	Δ REL			
1	0.461	0.461	0.511	0.511	0.486	1.05	OK	
2	0.872	0.411	0.920	0.409	0.410	1.00	OK	
3	1.228	0.356	1.288	0.369	0.362	1.02	OK	
4	1.475	0.248	1.552	0.264	0.256	1.03	OK	
5	1.627	0.152	1.717	0.165	0.159	1.04	OK	

Cuadro 19: Verificación de irregularidad torsional por Sismo X.

NIVEL	IRREGULARIDAD TORSIONAL Y - Y						VERIF.	
	EJE 1		EJE 4		PROM			
	Δ ACU	Δ REL	Δ ACU	Δ REL	Δ REL			
1	0.487	0.487	0.403	0.403	0.445	1.09	OK	
2	0.800	0.313	0.675	0.271	0.292	1.07	OK	
3	1.015	0.214	0.866	0.192	0.203	1.06	OK	
4	1.177	0.162	1.001	0.134	0.148	1.10	OK	
5	1.385	0.208	1.116	0.115	0.162	1.29	OK	

Cuadro 20: Verificación de irregularidad torsional por Sismo Y.

5.2.3. Diseño Estructural

Parámetros de diseño para los disipadores SHEAR LINK BOZZO										
Dispositivo	ed (mm)	er1 (mm)	er2 (mm)	ev (mm)	K ₁ (KN/cm)	K ₂ (KN/cm)	D _y (mm)	F _y (KN)	F _{Máx} (KN)	E _D (KN.cm)
SLB2 6_2	19	13	-	2	363.33	9.75	0.980	35.60	69.01	87.08
SLB2 6_3	19	13	-	3	397.80	10.75	1.031	41.00	79.21	99.25
SLB2 6_4	19	13	-	4	421.73	11.65	1.065	44.90	88.58	108.31
SLB2 6_5	19	13	-	5	439.60	12.78	1.078	47.40	96.67	115.18
SLB2 8_2	19	15	-	2	592.87	13.86	0.811	48.10	92.76	119.78
SLB2 8_3	19	15	-	3	676.27	15.38	0.858	58.00	107.57	141.77
SLB2 8_4	19	15	-	4	737.00	16.28	0.900	66.30	120.87	159.39
SLB2 8_5	19	15	-	5	784.27	17.43	0.927	72.70	133.29	173.71
SLB2 10_2	19	20	-	2	893.40	19.15	0.761	68.00	128.71	168.89
SLB2 10_3	19	20	-	3	1039.13	21.57	0.780	81.10	148.63	198.84
SLB2 10_4	19	20	-	4	1149.53	22.96	0.809	93.00	166.26	224.54
SLB2 10_5	19	20	-	5	1237.80	14.93	0.906	112.20	182.26	246.55
SLB2 15_2	19	20	-	2	1571.47	31.17	0.648	101.80	199.61	258.66
SLB2 15_3	19	20	-	3	1961.47	37.36	0.643	126.10	240.45	318.16
SLB2 15_4	19	20	-	4	2290.27	42.03	0.654	149.70	276.57	373.16
SLB2 15_5	19	20	-	5	2575.60	45.69	0.670	172.50	310.13	424.52
SLB2 20_2	19	25	5	2	2073.33	37.83	0.601	124.60	243.14	316.64
SLB2 20_3	19	25	5	3	2630.13	46.27	0.597	156.90	298.30	396.26
SLB2 20_4	19	25	5	4	3105.53	53.03	0.606	188.30	348.53	470.63
SLB2 20_5	19	25	5	5	3520.20	58.63	0.620	218.40	395.71	540.18
SLB3 25_2	25	30	5	2	3214.07	58.98	0.606	194.80	383.50	494.69
SLB3 25_3	25	30	5	3	4046.67	70.69	0.589	238.20	457.15	602.54
SLB3 25_4	25	30	5	4	4783.20	81.04	0.585	279.60	526.49	703.70
SLB3 25_5	25	30	5	5	5447.47	90.85	0.586	319.00	592.39	799.88
SLB3 25_6	25	30	5	6	6064.13	99.65	0.589	357.10	655.63	891.48
SLB3 25_7	25	30	5	7	6644.13	107.41	0.594	394.50	716.83	979.51
SLB3 25_8	25	30	5	8	7191.47	114.57	0.599	430.70	776.40	1064.12
SLB3 25_9	25	30	5	9	7711.07	120.73	0.605	466.40	834.90	1145.71
SLB3 30_2	25	30	5	2	3666.73	64.22	0.578	212.10	415.33	539.19
SLB3 30_3	25	30	5	3	4717.00	78.76	0.563	265.70	507.23	672.79
SLB3 30_4	25	30	5	4	5661.33	92.21	0.560	316.90	594.62	799.16
SLB3 30_5	25	30	5	5	6525.67	104.99	0.561	366.10	678.62	920.34
SLB3 30_6	25	30	5	6	7336.60	116.45	0.565	414.20	759.77	1036.63
SLB3 30_7	25	30	5	7	8106.07	126.92	0.569	461.30	838.79	1149.06
SLB3 30_8	25	30	5	8	8840.00	135.98	0.575	508.00	915.50	1257.99
SLB3 30_9	25	30	5	9	9542.20	145.74	0.579	552.50	992.12	1363.85
SLB3 40_2	25	30	5	2	4571.07	76.44	0.543	248.30	482.60	634.54
SLB3 40_3	25	30	5	3	6043.67	97.23	0.531	321.00	609.64	817.79
SLB3 40_4	25	30	5	4	7393.67	116.17	0.530	391.60	732.20	993.03
SLB3 40_5	25	30	5	5	8650.00	133.79	0.533	460.80	851.48	1162.82
SLB3 40_6	25	30	5	6	9843.00	149.92	0.537	528.70	967.95	1327.13
SLB3 40_7	25	30	5	7	10988.00	165.19	0.542	595.40	1082.30	1487.36
SLB3 40_8	25	30	5	8	12091.27	179.81	0.547	660.90	1195.00	1643.93
SLB3 40_9	25	30	5	9	13156.07	194.00	0.551	725.10	1306.30	1797.11
SLB3 50_2	25	30	5	2	5479.60	88.67	0.520	284.90	551.27	730.67
SLB3 50_3	25	30	5	3	7367.13	114.64	0.512	377.50	713.65	963.00
SLB3 50_4	25	30	5	4	9116.00	138.30	0.513	468.10	871.40	1186.77
SLB3 50_5	25	30	5	5	10759.13	160.81	0.518	557.00	1025.70	1404.77
SLB3 50_6	25	30	5	6	12328.87	181.80	0.523	644.40	1177.30	1616.83
SLB3 50_7	25	30	5	7	13844.20	202.03	0.528	730.30	1326.80	1824.36
SLB3 50_8	25	30	5	8	15312.67	221.80	0.532	814.70	1474.50	2028.05
SLB3 50_9	25	30	5	9	16737.00	241.37	0.536	897.70	1621.20	2228.51

Tabla 15: Diseño de SLB [39].

La tabla anterior proporcionado por el fabricante, son dispositivos estándar fabricados en la actualidad con acero ASTM A36 con $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, la selección del tipo de SLB se basó en la fuerza cortante en cada dispositivo que se obtuvo previamente de un modelado simple del disipador modelado como nLink en el rango elástico, posteriormente se seleccionó el dispositivo SLB que cumplía con el requerimiento de fuerza cortante, los valores de rigidez inicial y post – plastificación se utilizó más adelante para la asignación de las propiedades no lineales de los dispositivos para el análisis no lineal estático y dinámico.

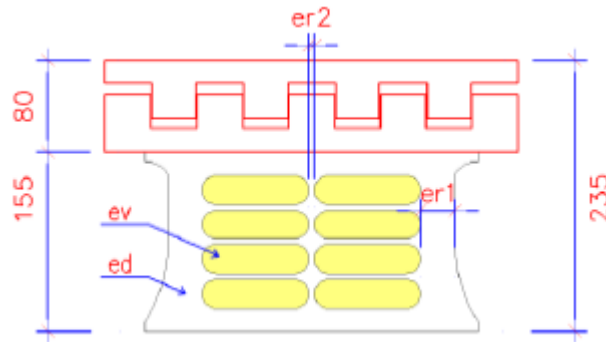


Figura 79: Propiedades geométricas del SLB.

Donde:

K1: Rigidez inicial

F_y: Fuerza de plastificación

K2: Rigidez post-plastificación

F_{máx}: Fuerza máxima

D_y: Desplazamiento de plastificación

E_d: Energía disipada

MODELO	K1 (KN/cm)	FY (KN)	K2 (KN/cm)	K2/K1
SLB2 10 - 3	1039.13	81.100	19.15	0.0184
SLB2 15 - 4	2290.27	149.700	42.03	0.0184
SLB3 25 - 2	3214.07	194.800	58.98	0.0184
SLB3 25 - 5	5447.47	319.000	81.04	0.0149

MODELO	K1 (Tn/m)	FY (Tn)	K2/K1
SLB2 10 - 3	10596.88	8.270	0.0184
SLB2 15 - 4	23355.80	15.266	0.0184
SLB3 25 - 2	32776.57	19.865	0.0184
SLB3 25 - 5	55552.42	32.531	0.0149

Tabla 16: Características no lineales para los dispositivos seleccionados.

Además, se verificó el diseño para la fuerza cortante en las zonas cercanas al inicio y fin de los muros desacoplados sobre las vigas, ya que es notablemente mayor al resto de fuerzas que se originan en toda la viga, se procedió a verificar el diseño por cortante de la viga, ver Figura 80.

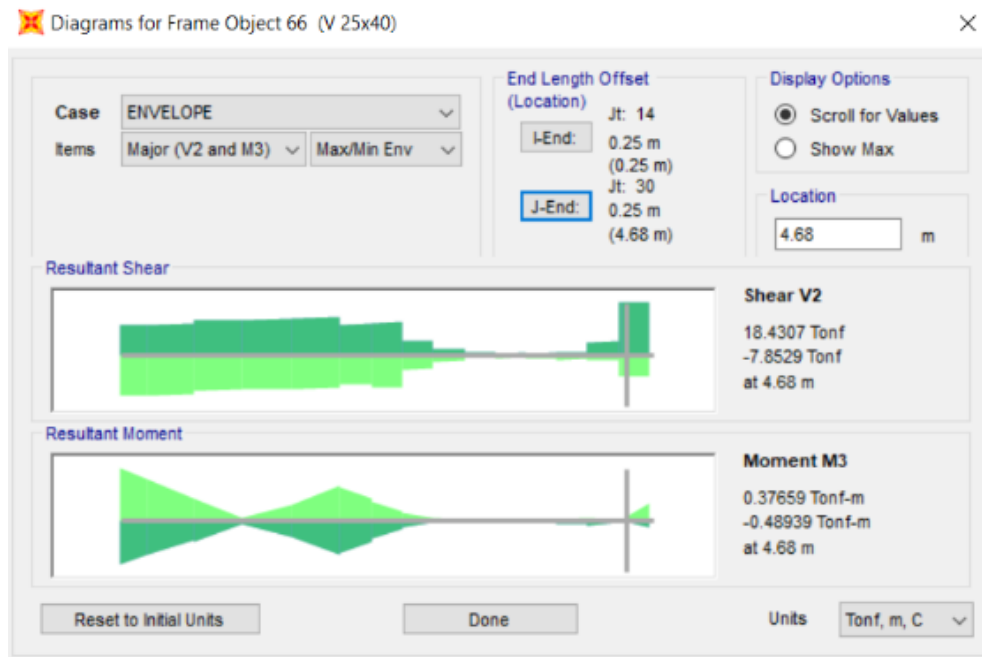


Figura 80: Diagrama de fuerzas en viga con muro desacoplado.

Se calculó la resistencia al corte del concreto de la viga con sección $b_w = 25$ cm y $h = 40$ cm, donde $d = h - 5$ cm = 35 cm.

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{210} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b_w \cdot d = 6720.376 \text{ kg}$$

Cortante Nominal, donde $V_u = 18430.7$ kg y $\Phi = 0.85$:

$$V_n := \frac{V_u}{\Phi} = 21683.176 \text{ kg}$$

Cortante resistida por el acero:

$$V_s := V_n - V_c = 14962.801 \text{ kg}$$

Tenemos que $V_n > V_c$ y $2V_c < V_s < 4V_c$ por lo tanto la separación entre estribos "s" no será igual a $d/4$ o mayor a 30 cm.

A la vez se consideró los requisitos mínimos establecidos por la norma E.060 para elementos que resisten fuerzas de sismo, donde para la zona de confinamiento ($2.h = 0.80$ m) se establece una separación máxima entre estribos de $d/4 = 0.088$ m , además de adoptar una separación máxima igual a $d/2 = 0.175$ m o 30 cm en la longitud fuera del confinamiento.

Conocidos lo límites de espaciamiento máximo se calculó la separación de estribos en la zona de confinamiento en base a la cortante resistida por el acero, considerando estribos de diámetro de 3/8", donde $A_{est} = 0.71$ cm², con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200$ kg/cm² :

$$s_{conf} := \frac{2 \cdot A_{est} \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 0.14 \text{ m}$$

Espaciamiento en la zona central:

$$s_{cent} := \frac{d}{2} = 0.175 \text{ m}$$

Por lo tanto, se establece la separación de estribos como sigue:

1 Φ 3/8 1@.05, 10@.08, Rto@.175

5.3. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO O PUSHOVER

Previamente a la caracterización del comportamiento sísmico de la estructura en el rango no lineal, fue imprescindible darle características no lineales a los materiales, elementos estructurales y casos de carga.

En principio fue necesario establecer el comportamiento no lineal de los materiales, es decir del concreto y acero estructural, en el caso del concreto como ya se describió, se realizó un estudio de módulo elástico donde se obtuvo la curva de comportamiento de esfuerzo-deformación, el cual fue utilizado para el presente estudio y podemos ver a continuación.

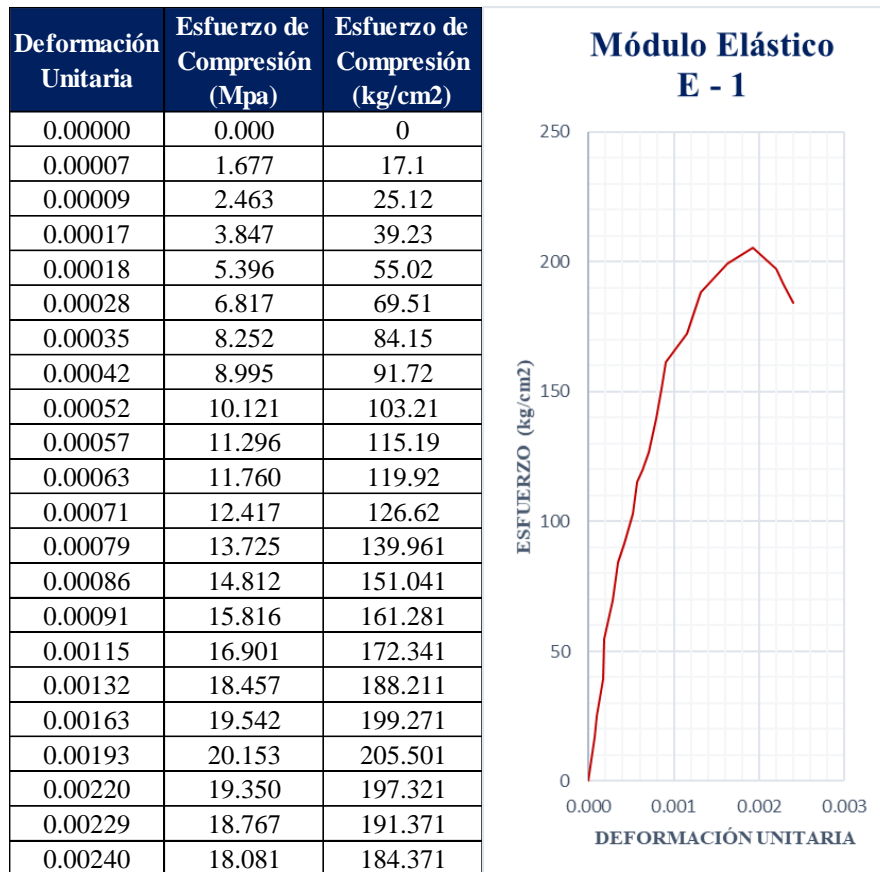


Figura 81: Curva Esfuerzo - Deformación E-1.

Deformación Unitaria	Esfuerzo de Compresión (Mpa)	Esfuerzo de Compresión (kg/cm ²)
0.00000	0.000	0
0.00001	0.210	2.145
0.00004	1.502	15.32
0.00007	2.663	27.15
0.00010	3.783	38.58
0.00014	4.864	49.6
0.00019	5.699	58.11
0.00025	6.975	71.13
0.00032	8.128	82.88
0.00039	9.188	93.69
0.00044	9.924	101.2
0.00049	10.759	109.71
0.00056	11.643	118.73
0.00069	12.724	129.751
0.00083	13.849	141.221
0.00096	15.082	153.791
0.00108	16.068	163.851
0.00121	17.294	176.351
0.00143	18.309	186.701
0.00178	19.447	198.301
0.00202	20.319	207.201
0.00221	18.817	191.881
0.00236	17.786	181.371

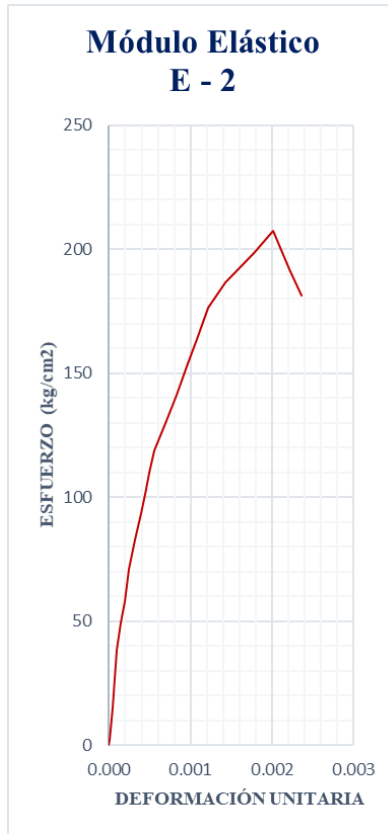


Figura 82: Curva Esfuerzo - Deformación E-2.

Deformación Unitaria	Esfuerzo de Compresión (Mpa)	Esfuerzo de Compresión (kg/cm ²)
0.00000	0.000	0
0.00005	0.905	9.23
0.00008	1.735	17.69
0.00011	3.047	31.07
0.00017	3.859	39.35
0.00018	4.646	47.38
0.00031	5.885	60.01
0.00037	6.860	69.95
0.00043	7.886	80.41
0.00047	8.930	91.06
0.00052	10.507	107.14
0.00058	11.295	115.18
0.00062	11.967	122.03
0.00066	13.639	139.081
0.00074	14.241	145.221
0.00098	15.391	156.941
0.00122	16.586	169.131
0.00147	17.546	178.921
0.00168	18.407	187.701
0.00183	19.054	194.301
0.00199	19.888	202.801
0.00217	18.380	187.421
0.00234	18.112	184.691

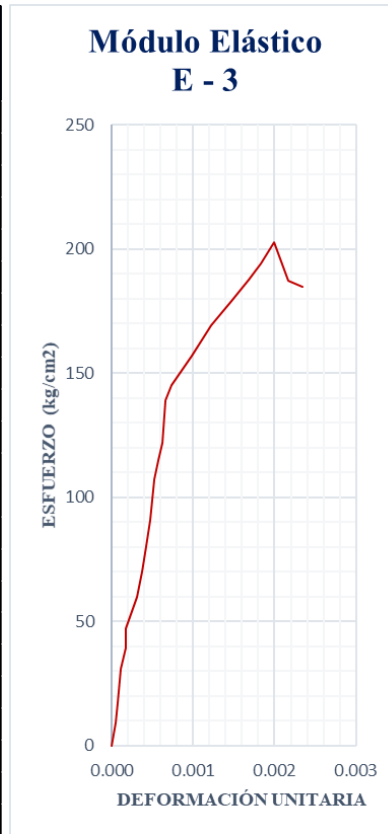


Figura 83: Curva Esfuerzo - Deformación E-3.

De donde se escogió la curva esfuerzo – deformación con un valor de módulo elástico del concreto promedio, es decir la correspondiente al módulo elástico $E - 1$, la cual se introdujo en las propiedades no lineales para concreto armado, además se le asignó el tipo de histéresis de Takeda, ya que es adecuado para materiales frágiles como el concreto, a diferencia del tipo de histéresis Kinematic la cual es utilizada en materiales metálicos, ya que disipa una gran cantidad de energía, por lo que es adecuada para materiales dúctiles como el acero de refuerzo [34], la cual fue tomada para el acero de refuerzo ASTM A615 grado 60.

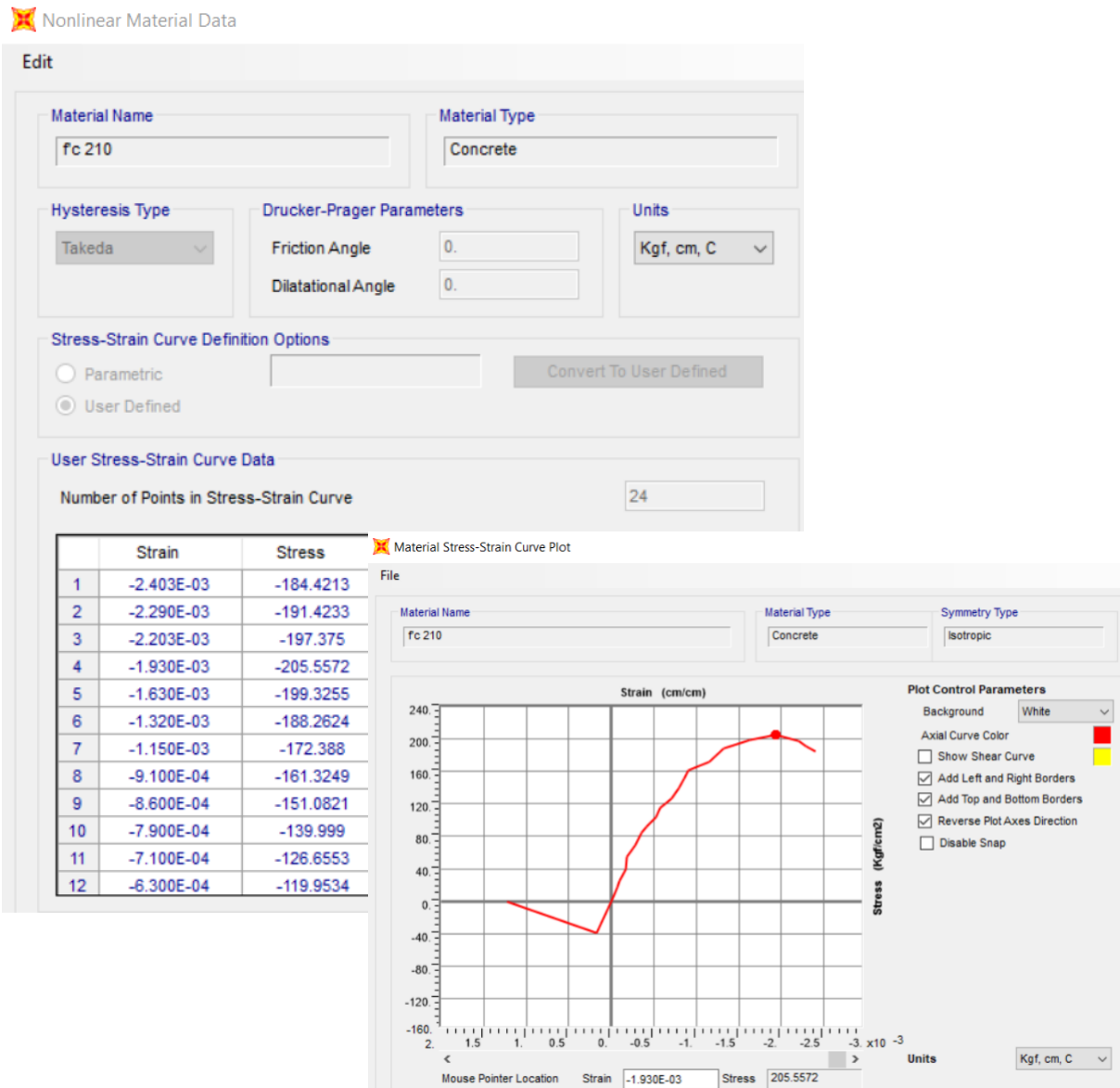


Figura 84: Características no lineales del concreto.

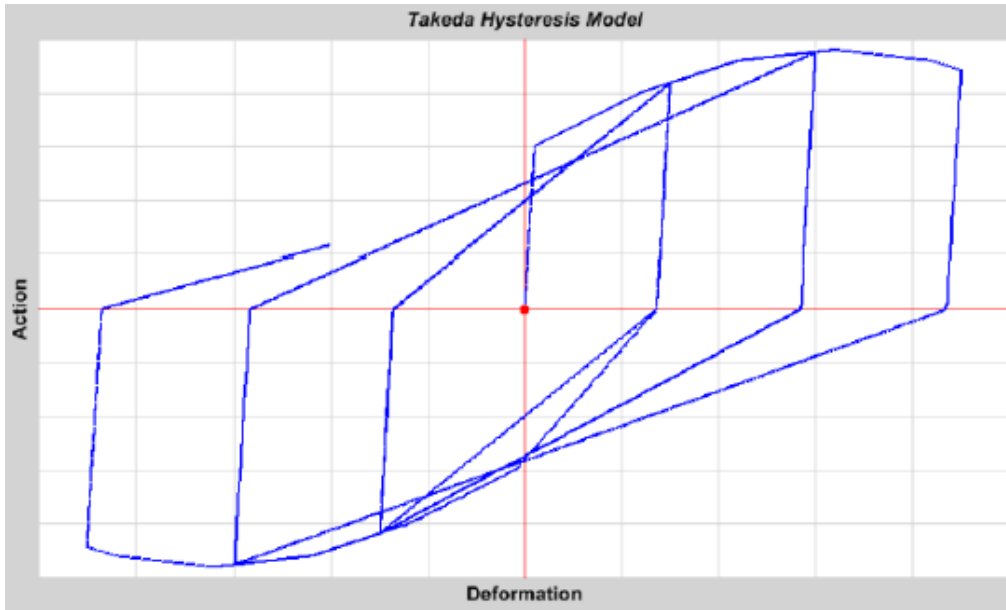


Figura 85: Modelo histerético de Takeda.

✘ Nonlinear Material Data

✕

Edit

Material Name: A615Gr60 Material Type: Rebar

Hysteresis Type: Kinematic Drucker-Prager Parameters: Friction Angle: Dilatational Angle: Units: Kgf, cm, C

Stress-Strain Curve Definition Options: Parametric User Defined Park

Parametric Strain Data: Strain At Onset of Strain Hardening, Ultimate Strain Capacity, Final Slope (Multiplier on E)

Material Stress-Strain Curve Plot

File: Material Name: A615Gr60 Material Type: Rebar Symmetry Type: Uniaxial

Plot Control Parameters: Background: White, Axial Curve Color: Red, Show Shear Curve, Add Left and Right Borders, Add Top and Bottom Borders, Reverse Plot Axes Direction, Disable Snap

Graph: Strain (cm/cm) vs Stress (Kgf/cm²). The y-axis ranges from -12 to 8 (x10³). The x-axis ranges from -150 to 150 (x10⁻³). A red curve shows a yield point at approximately 4200 Kgf/cm² and -8.088E-03 cm/cm. The curve then rises to a peak stress of about 6000 Kgf/cm² before descending.

Mouse Pointer Location: Strain -8.088E-03 Stress 4200. Units: Kgf, cm, C

Figura 86: Características no lineales del acero de refuerzo.

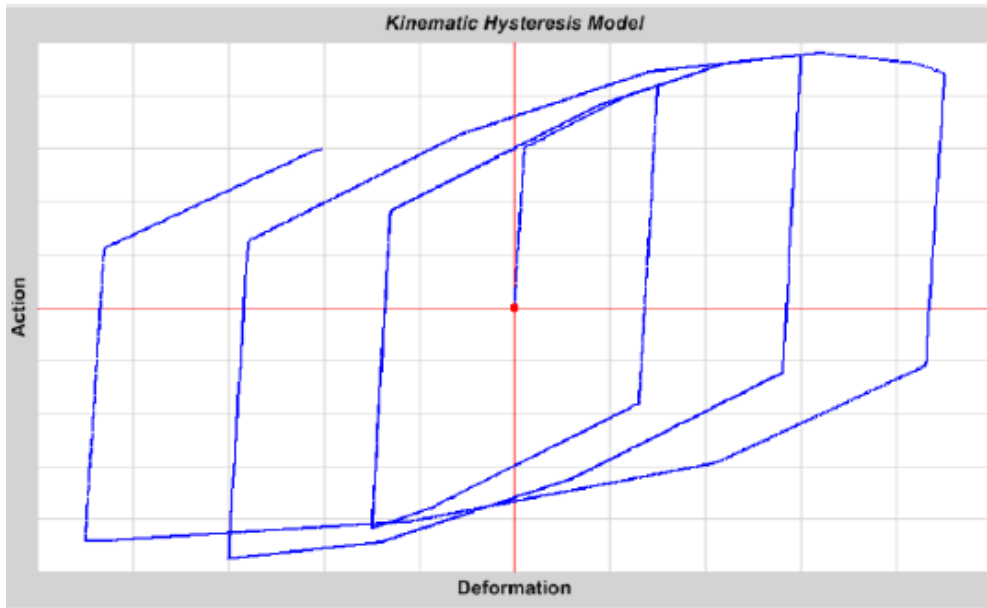


Figura 87: Modelo histerético Kinematic.

Luego se asignó a cada sección de vigas y columnas el acero de refuerzo que le correspondía según el diseño hecho previamente, para que en base a las secciones de concreto reforzado de cada elemento sea más preciso asignar un determinado comportamiento de rótula plástica, debido a que estos mecanismos basan su comportamiento no lineal en la sección de cada elemento.

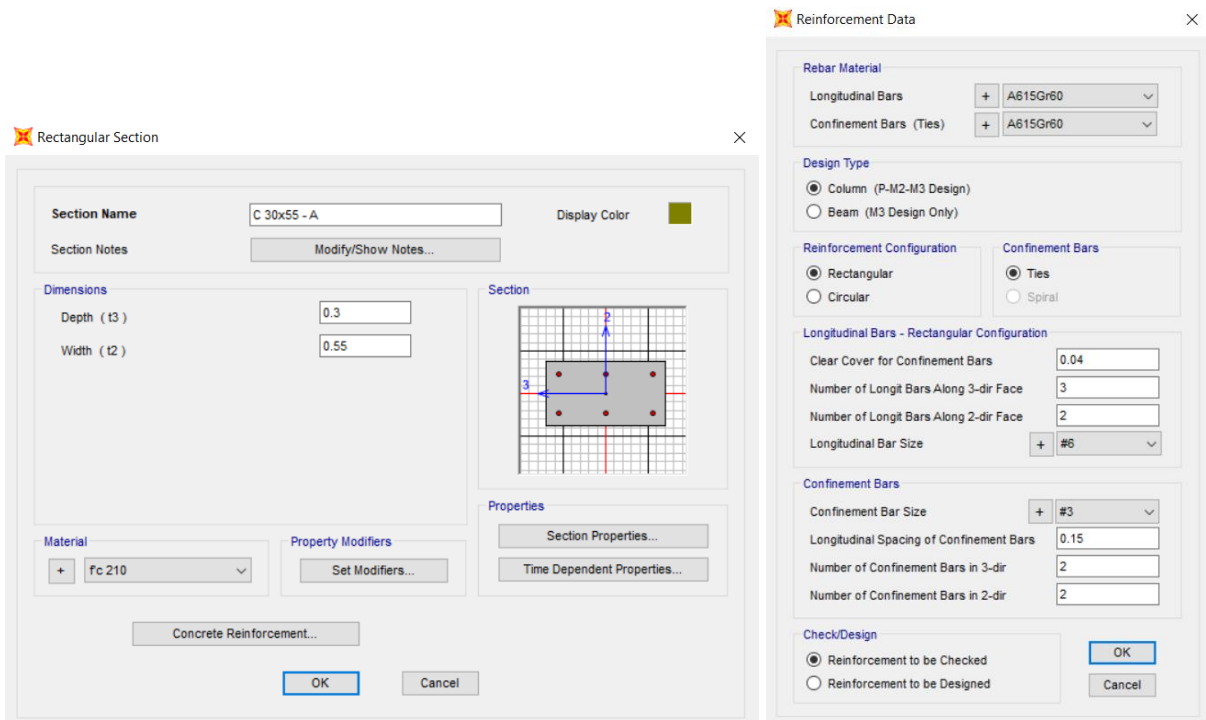


Figura 88: Asignación de acero de refuerzo en Columnas.

NIVEL	SECCIÓN	FACE 3		FACE 2		TIPO
		Barras	Nº Barra	Barras	Nº Barra	
1	40x70	4	6	3	6	A
2	40x70	4	6		6	A
3	40x70	4	6		5 y 6	B
4	40x70	4	6		5 y 6	B
5	40x70	4	6		5 y 6	B
1	30x30	3	3 y 5	2	5	A
2	30x30	3	3 y 5		5	A
3	30x30	3	4		4	B
4	30x30	3	4		4	B
5	30x30	3	4		4	B
1	30x55	3	6	2	6	A
2	30x55	3	6		6	A
3	30x55	3	5 y 6		6	B
4	30x55	3	5 y 6		6	B
5	30x55	3	5 y 6		6	B
1	D50	10	5	-	-	-
2	D50					
3	D50					
4	D50					
5	D50					
1	D55	12	5	-	-	-
2	D56					
3	D57					
4	D58					
5	D59					

Tabla 17: Datos de reforzamiento para columnas.

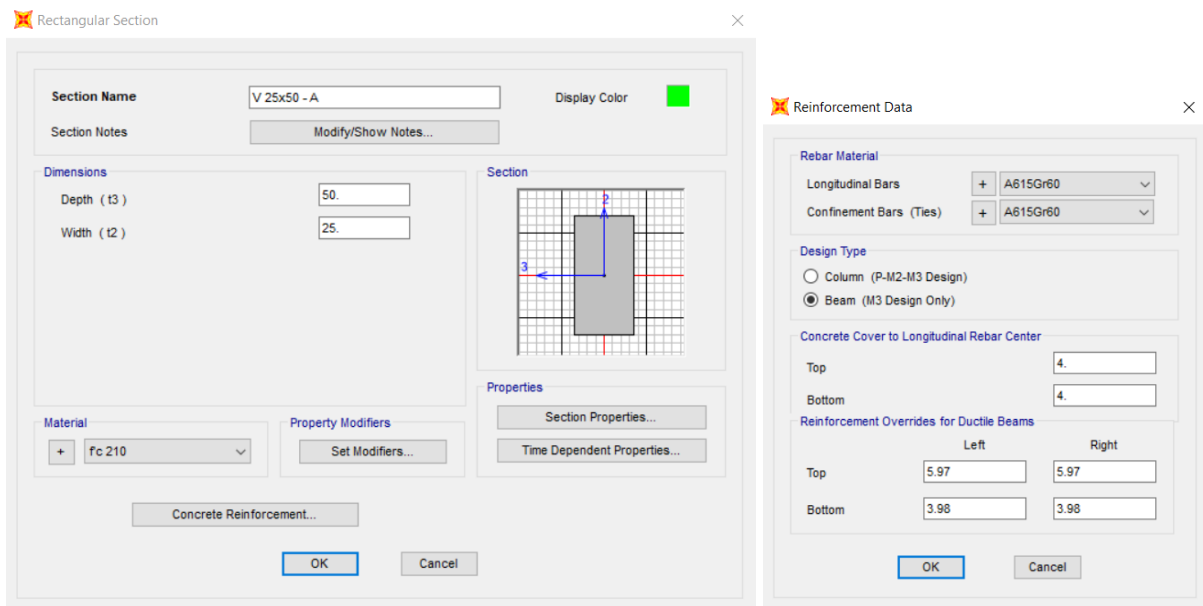


Figura 89: Asignación de acero de reforzo en Vigas.

SECCIÓN	TOP					BOTTOM					
	Φ	Barras	Φ	Barras	Área	Φ	Barras	Φ	Barras	Área	
25x60	1	6	4			11.36	6	2	5	1	7.67
25x60	2	6	4			11.36	6	2			5.68
25x60	3	6	2			5.68	6	2			5.68
25x30	4	5	2			3.98	5	2			3.98
25x50	5	5	3			5.97	5	2			3.98
25x50	6	5	2			3.98	5	2			3.98
25x50	7	5	2	6	2	9.66	5	2			3.98
25x50	8	5	2	8	1	9.08	5	2			3.98
25x50	9	5	2			3.98	5	2	6	1	6.82
25x50	10	5	4			7.96	5	2			3.98
25x60	11	6	3			8.52	6	2			5.68
25x40	12	5	2			3.98	5	2			3.98
25x40	13	5	4			7.96	5	2			3.98
25x40	14	5	3			5.97	5	2			3.98
25x60	15	5	2	6	2	9.66	5	2			3.98
25x60	16	5	2			3.98	5	2			3.98
25x60	17	5	2	6	1	6.82	5	3			5.97
25x40	18	6	4	4	1	12.65	6	4			11.36
25x40	19	6	4			11.36	6	4			11.36
25x40	20	6	2			5.68	6	2			5.68
25x40	21	6	3			8.52	6	3			8.52
25x40	22	5	4			7.96	5	3			5.97

Tabla 18: Áreas de acero de refuerzo para secciones de vigas.

SECCIONES		TOP		BOTTOM	
		L (cm ²)	R (cm ²)	L (cm ²)	R (cm ²)
V 25x60 - A	1 - 1	11.36	11.36	7.67	7.67
V 25x60 - B	2 - 2	11.36	11.36	5.68	5.68
V 25x60 - C	11 - 11	8.52	8.52	5.68	5.68
V 25x60 - D	11 - 3	8.52	5.68	5.68	5.68
V 25x60 - E	2 - 3	11.36	5.68	5.68	5.68
V 25x60 - F	15 - 15	9.66	9.66	3.98	3.98
V 25x60 - G	16 - 16	3.98	3.98	3.98	3.98
V 25x60 - H	17 - 17	6.82	6.82	5.97	5.97
V 25x30		3.98	3.98	3.98	3.98
V 25x50 - A	5 - 5	5.97	5.97	3.98	3.98
V 25x50 - B	6 - 6	3.98	3.98	3.98	3.98
V 25x50 - C	7 - 7	9.66	9.66	3.98	3.98
V 25x50 - D	6 - 7	3.98	9.66	3.98	3.98
V 25x50 - E	7 - 5	9.66	5.97	3.98	3.98
V 25x50 - F	10 - 10	7.96	7.96	3.98	3.98
V 25x50 - G	10 - 5	7.96	5.97	3.98	3.98
V 25x50 - H	5 - 10	5.97	7.96	3.98	3.98
V 25x50 - I	10 - 7	7.96	9.66	3.98	3.98
V 25x40 - A	12 - 12	3.98	3.98	3.98	3.98
V 25x40 - B	13 - 13	7.96	7.96	3.98	3.98
V 25x40 - C	14 - 12	5.97	3.98	3.98	3.98
V 25x40 - D	12 - 14	3.98	5.97	3.98	3.98
V 25x40 - E	13 - 14	7.96	5.97	3.98	3.98
V 25x40 - F	14 - 14	5.97	5.97	3.98	3.98
V 25x40 - G	18 - 19	12.65	11.36	11.36	11.36
V 25x40 - H	20 - 20	5.68	5.68	5.68	5.68
V 25x40 - I	19 - 18	11.36	12.65	11.36	11.36
V 25x40 - J	21 - 21	8.52	8.52	8.52	8.52
V 25x40 - K	22 - 22	7.96	7.96	5.97	5.97

Tabla 19: Áreas de acero de refuerzo para Vigas.

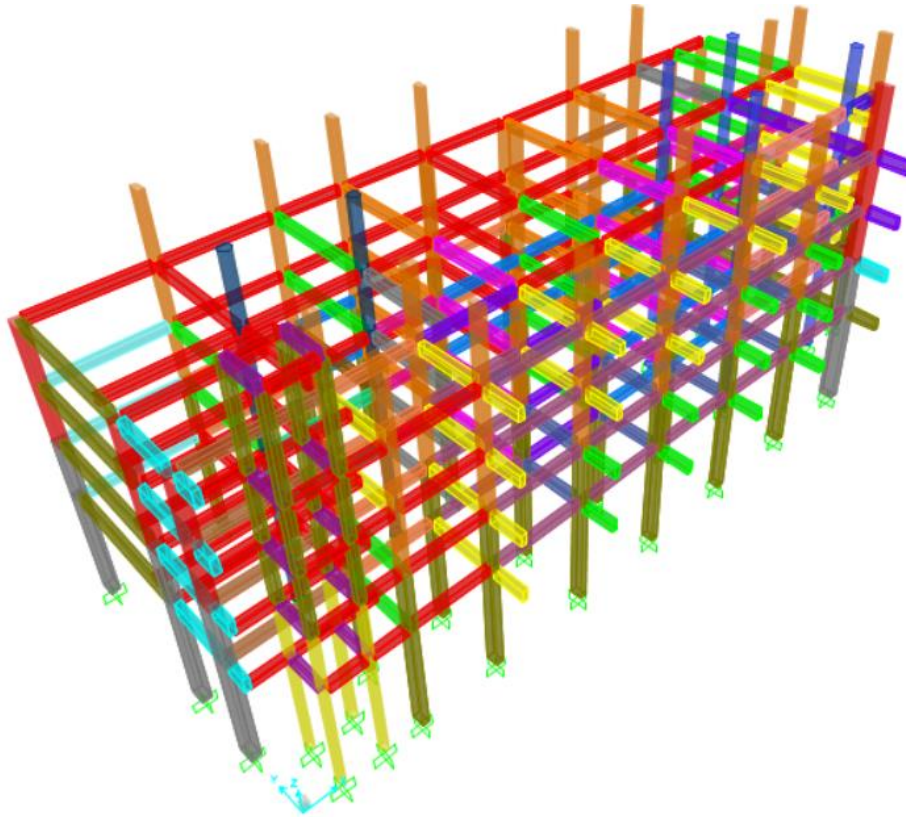


Figura 90: Modelo matemático con secciones de acero de refuerzo asignadas.

En la asignación de rótulas plásticas, fue necesario determinar para cada viga y columna su ubicación, se ubicó las rótulas plásticas cerca de las caras de elementos perpendiculares a los elementos donde se originarían estos mecanismos, es decir, en el caso de las vigas en las caras de columnas, y en el caso de las columnas en las caras de las vigas, debido a que al encontrarnos en una zona sísmica los máximos momentos y el cortante máximo los encontramos en los extremos de los elementos estructurales, siendo importante evitar que alguna rótula plástica se encuentre dentro del nudo debido a que el nudo se considera infinitamente rígido.

CÁLCULO DE LONGITUD DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN COLUMNAS.										
PÓRTICO	A		A1 Y B1		B,C,D,E,F,G,H		I		J Y K	
Nivel	1 - 2	Resto	1 - 2	Resto	1 - 2	Resto	1 - 2	Resto	1 - 2	Resto
Longitud (m)	5.10	2.70	5.10	2.70	5.10	2.70	5.10	2.70	5.10	2.70
Vig Sup (m)	0.60	0.60	0.30	0.30	0.50	0.50	0.60	0.60	0.50	0.50
Vig Inf (m)	0.00	0.60	0.00	0.30	0.00	0.50	0.00	0.60	0.00	0.50
Luz Libre (m)	4.80	2.10	4.95	2.40	4.85	2.20	4.80	2.10	4.85	2.20
Li - Rótula (%)	5.88%	11.11%	2.94%	5.56%	4.90%	9.26%	5.88%	11.11%	4.90%	9.26%
Li - Rótula inicial (%)	6%	12%	3%	6%	5%	10%	6%	12%	5%	10%
Lj- Rótula (%)	0.00%	11.11%	0.00%	5.56%	0.00%	9.26%	0.00%	11.11%	0.00%	9.26%
Lj - Rótula final (%)	2%	12%	2%	6%	2%	10%	2%	12%	2%	10%

Tabla 20: Longitud de rótula plástica en columnas.

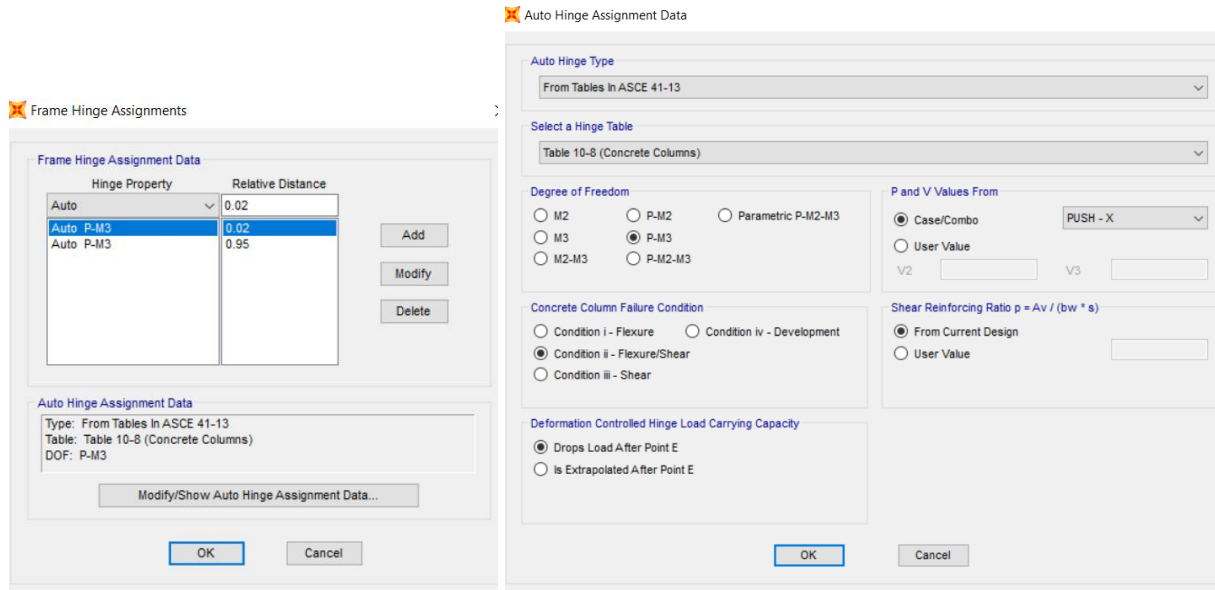


Figura 91: Asignación de rótula plástica en columna.

CÁLCULO DE LONGITUD DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS								
PÓRTICO	A		A1	B1	B			C
Tramo	2 - 6	6 - 4	1 - 5	1 - 5	1 - 2	2 - 3	3 - 4	1 - 2
Longitud (m)	3.25	7.13	1.80	1.80	3.00	4.63	5.83	3.00
Col Izq (m)	0.70	0.70	0.30	0.30	0.55	0.55	0.50	0.55
Col Der (m)	0.70	0.70	0.30	0.30	0.55	0.50	0.55	0.55
Luz Libre (m)	2.55	6.43	1.50	1.50	2.45	4.11	5.30	2.45
Li - Rótula (%)	10.77%	4.91%	8.33%	8.33%	9.18%	5.94%	4.29%	9.18%
Li - Rótula inicial (%)	11%	5%	9%	9%	10%	6%	5%	10%
Lj- Rótula (%)	10.77%	4.91%	8.33%	8.33%	9.18%	5.40%	4.72%	9.18%
Lj - Rótula final (%)	11%	5%	9%	9%	10%	6%	5%	10%

CÁLCULO DE LONGITUD DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS									
PÓRTICO	D		E, F,G y H			I		J y k	
Tramo	2 - 3	3 - 4	1 - 2	2 - 3	3 - 4	1 - 3	3 - 4	2 - 3	3 - 4
Longitud (m)	4.56	5.83	3.00	4.63	5.83	7.55	5.83	4.63	5.83
Col Izq (m)	0.40	0.50	0.55	0.55	0.55	0.70	0.55	0.55	0.55
Col Der (m)	0.50	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
Luz Libre (m)	4.11	5.30	2.45	4.08	5.28	6.93	5.28	4.08	5.28
Li - Rótula (%)	4.39%	4.29%	9.18%	5.94%	4.72%	4.64%	4.72%	5.94%	4.72%
Li - Rótula inicial (%)	5%	5%	10%	6%	5%	5%	5%	6%	5%
Lj- Rótula (%)	5.48%	4.72%	9.18%	5.94%	4.72%	3.64%	4.72%	5.94%	4.72%
Lj - Rótula final (%)	6%	5%	10%	6%	5%	4%	5%	6%	5%

Tabla 21: Longitud de rótula plástica en vigas.

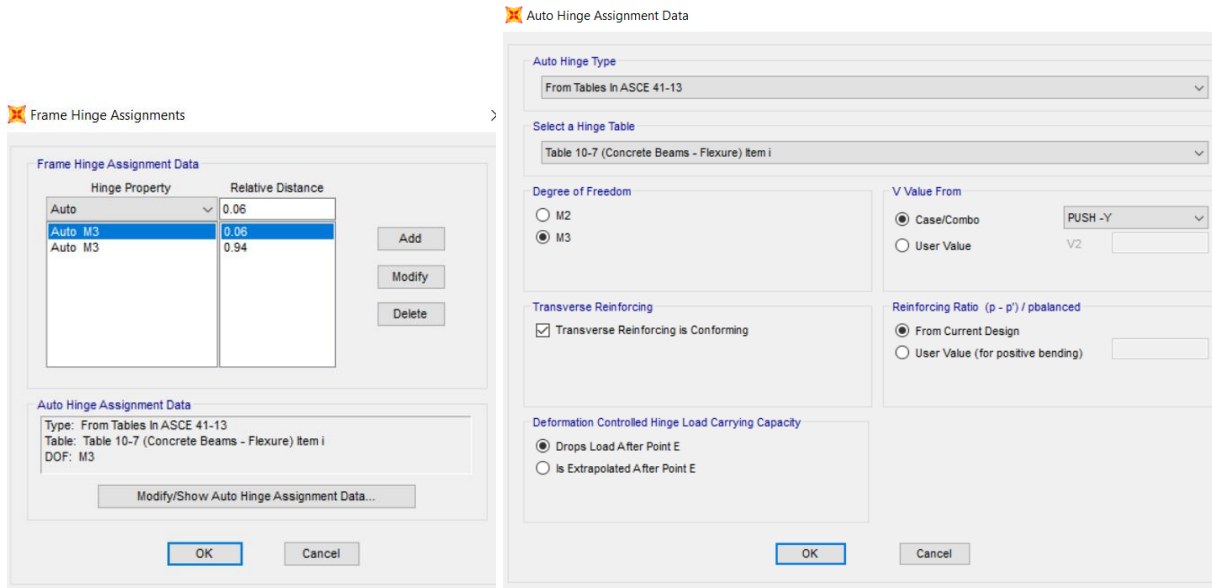


Figura 92: Asignación de rótula plástica en viga.

Con respecto a las propiedades no lineales de los disipadores, se utilizó el modelo plástico de Wen para el comportamiento no lineal de los disipadores SLB, se activaron las propiedades de desplazamiento en las direcciones U1, U2 y U3, de acuerdo al sentido de acción de los disipadores se escogió su comportamiento no lineal, en donde U2 no lineal le corresponde a los disipadores que aportan rigidez y ductilidad en la dirección X, y U3 a los disipadores que aportan en la dirección Y, para simular la liberación de la fuerza axial, se asignó un valor a la propiedad lineal de U1, equivalente a 101.9784 Tn,

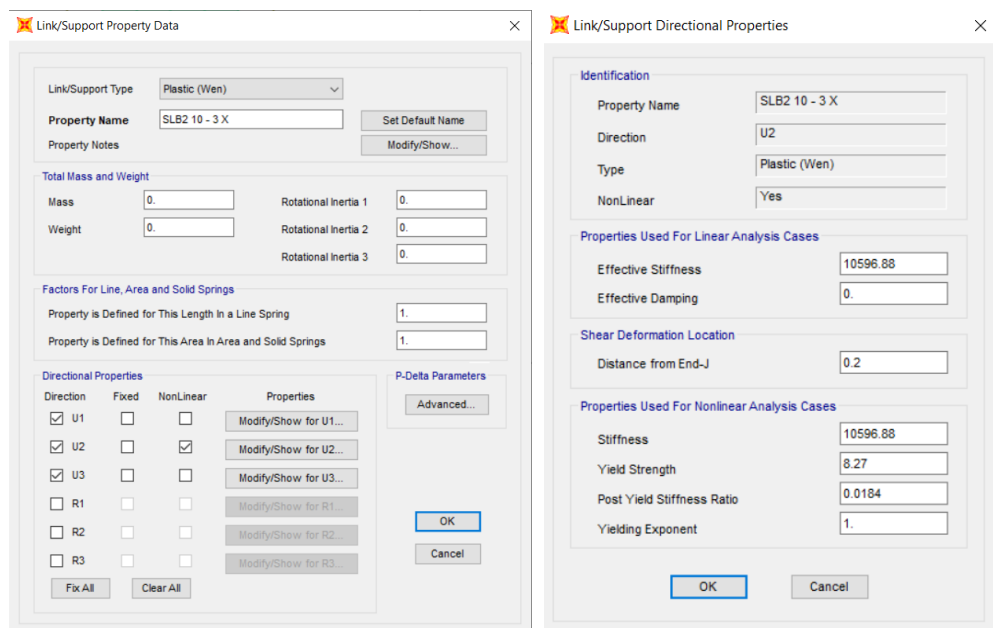


Figura 93: Asignación de modelo de comportamiento y de propiedad direccionales de soporte para SLB.

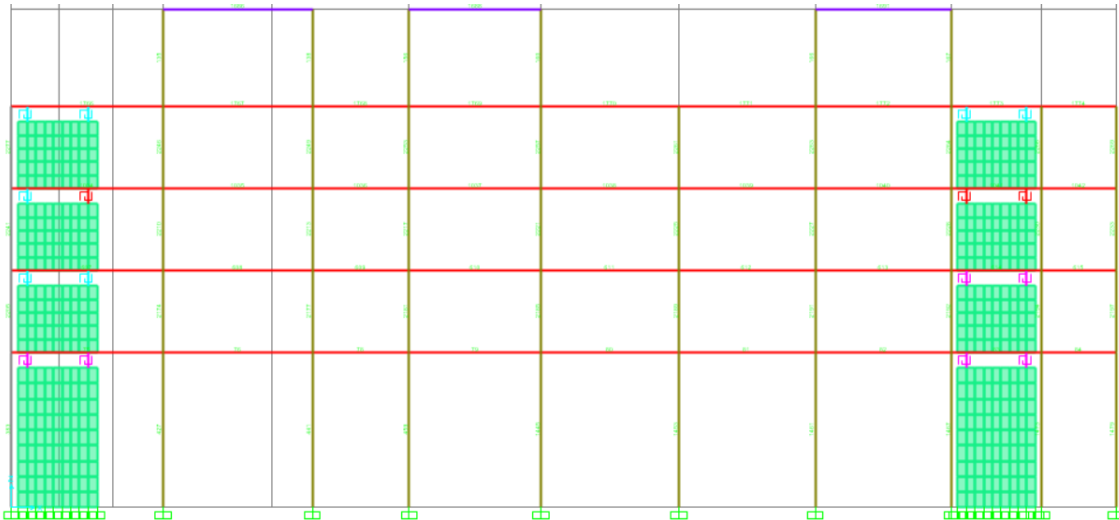


Figura 94: Modelo matemático de la estructura y disipadores SLB tipo link.

Como patrón de carga para el análisis no lineal estático se vio que podrían aplicarse varios métodos, entre ellos relacionado con el modo fundamental de vibración, cargas estáticas, etc, para el presente proyecto se inició dando como patrón de carga al modo fundamental para el cual se tenía una mayor participación modal respecto a cada dirección, en el desarrollo del análisis se pudo notar que dicho procedimiento no ayudaba con la convergencia numérica de la relación fuerza-desplazamiento, por lo que se cambió por un patrón de cargas estático en base a los desplazamientos por sismo dinámico en cada dirección, de donde se obtuvo un patrón de carga lateral, con un factor de escala de 1000 kg, el cual se asignó manualmente en el centro de masas.

NIVEL	V kg	FUERZA kg	FACTOR	PUSH - FZAS kg
5	11749.492	11749.492	0.292	292
4	125422.87	113673.378	2.830	2830
3	217469.85	92046.98	2.291	2291
2	282440.89	64971.04	1.617	1617
1	322610.2	40169.31	1.000	1000

ESCALA: 1000

Cuadro 21: Patrón de Cargas - Dirección X.

NIVEL	V kg	FUERZA kg	FACTOR	PUSH - FZAS kg
5	11313.325	11313.325	0.241	241
4	118884.09	107570.765	2.291	2291
3	211470.52	92586.43	1.972	1972
2	282953.44	71482.92	1.522	1522
1	329913.7	46960.26	1.000	1000

ESCALA: 1000

Cuadro 22: Patrón de Cargas - Dirección Y.

User Seismic Load Pattern

Edit

User Seismic Loads on Diaphragms

Diaphragm	Diaphragm Z	FX	FY	MZ	X	Y
DIAPH_13.2	13.2	2.83	0.	0.		
DIAPH_10.5	10.5	2.291	0.	0.		
DIAPH_7.8	7.8	1.617	0.	0.		
DIAPH_5.1	5.1	1.	0.	0.		

User Specified Application Point
 Apply at Center of Mass
 Additional Ecc. Ratio (all Diaph.)

Figura 95: Cargas asignadas para Pushover en X.

User Seismic Load Pattern

Edit

User Seismic Loads on Diaphragms

Diaphragm	Diaphragm Z	FX	FY	MZ	X	Y
DIAPH_13.2	13.2	0.	2.291	0.		
DIAPH_10.5	10.5	0.	1.972	0.		
DIAPH_7.8	7.8	0.	1.522	0.		
DIAPH_5.1	5.1	0.	1.	0.		

User Specified Application Point
 Apply at Center of Mass
 Additional Ecc. Ratio (all Diaph.)

Figura 96: Cargas asignadas para Pushover en Y.

En los casos de carga, para la configuración del caso modal fue necesario asignar tantos modos de vibración como el total de disipadores, más los 3 modos de vibración por piso, debido a que los disipadores son modelados con características no lineales, de esta manera se asignó un total de 80 modos de vibración.

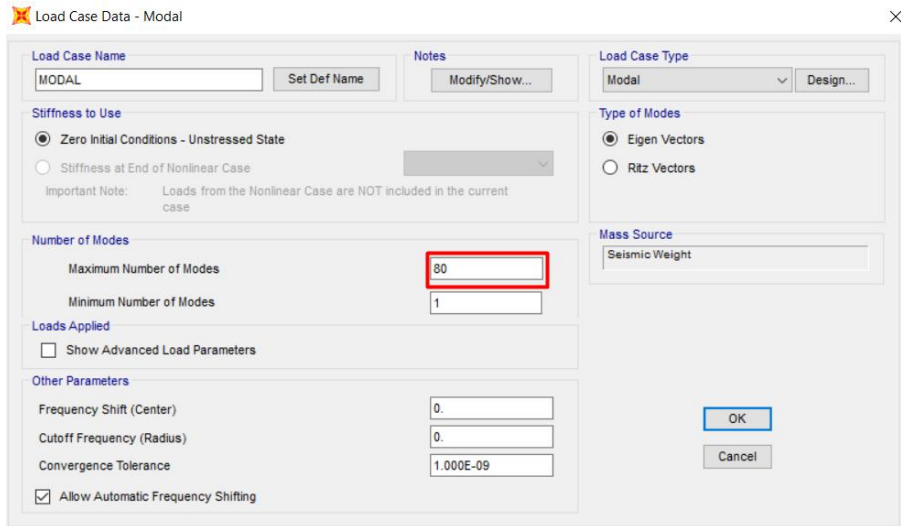


Figura 97: Configuración del caso modal para análisis no lineal estático.

El análisis Pushover necesita un caso de carga inicial no lineal en base a cargas gravitatorias, dichas cargas se les asignó el porcentaje de participación según E030 [2], para tomar la pérdida de rigidez y deformaciones, que luego son el punto de inicio del análisis Pushover debido a cargas laterales, para esto se configuró una carga gravitacional no lineal, y una carga pushover en cada dirección de análisis.

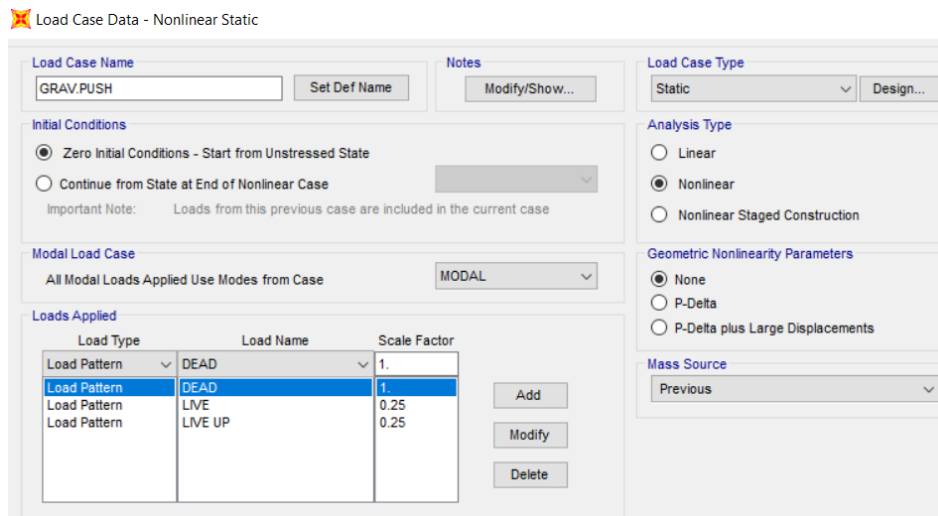


Figura 98: Configuración del caso gravitacional para análisis no lineal estático.

El caso de carga Pushover se basó en el patrón de carga asignado con anterioridad para cada dirección de análisis, el control del análisis está en base a desplazamiento y no a una fuerza, debido a que en algunos análisis se tiene un mismo desplazamiento para una misma fuerza, lo cual genera conflictos en el software de análisis y finalmente se asignó como punto de control el centro de masas del diafragma del último nivel para la dirección X e Y.

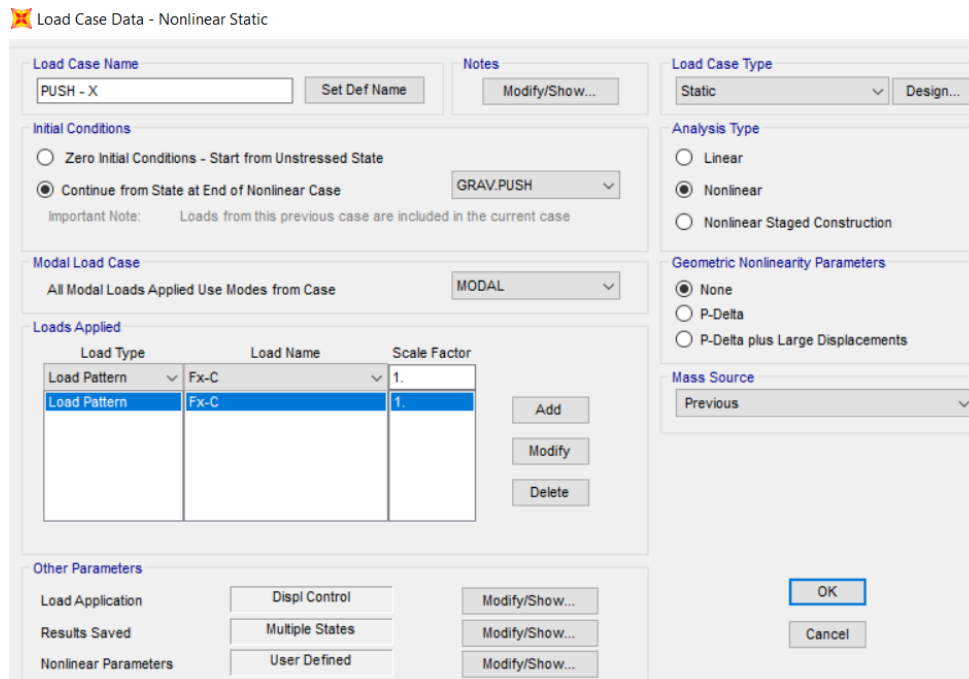


Figura 99: Configuración del caso Pushover para análisis no lineal estático.

5.3.1. Curva de capacidad

La cortante última en la base es la esperada, tomando en cuenta el efecto de los disipadores de energía SLB de aportar ductilidad, rigidez y flexibilidad al mismo tiempo, debido a que la cortante último supera a la de diseño para las direcciones X e Y, donde la cortante de diseño fue calculada en base al peso sísmico, donde se tomó el 100% de cargas muertas agregándole el 25% de cargas vivas, y finalmente multiplicando por el coeficiente sísmico de 0.206 para ambas direcciones.

Además se observa que las estructura diseñada con la norma de diseño sismorresistente E030 y de concreto armado E060 [2], cuentan con sobre resistencia, esto a consecuencia de los factores de reducción de resistencia de los materiales, mayoración de cargas, etc., generando así sobre resistencia que en el caso de la dirección

X es de 4.08, es decir la estructura es 4 veces más resistente con respecto a su resistencia de diseño, y en el caso de la dirección Y es de 3.32, es decir 3 veces más resistente con respecto a su resistencia de diseño.

$$\text{Cortante de Diseño X} = C_{DISEÑO} = \frac{ZUCZ}{R} * P = 0.206 * 1881.33 = 387.55 \text{ Tn}$$

$$\text{Cortante Último} = 1580.81 \text{ Tn}$$

$$\text{Sobre Resistencia} = 4.08$$

$$\text{Cortante de Diseño Y} = C_{DISEÑO} = \frac{ZUCZ}{R} * P = 0.206 * 1881.33 = 387.55 \text{ Tn}$$

$$\text{Cortante Último} = 1020.92 \text{ Tn}$$

$$\text{Sobre Resistencia} = 2.63$$

5.3.2. Curva de Ductilidad

La ductilidad calculada con la relación de desplazamiento último y de cedencia, son favorables, debido a que indican que la estructura para las direcciones de análisis sísmico X e Y cumplirían con la filosofía de la norma de diseño sismorresistente E030 [2], es decir tendría una mayor probabilidad de salvar vidas, esto debido a que al tener ductilidades mayores a la unidad, se entiende que la estructura tendrá un mayor desplazamiento antes de colapsar, lo cual es igual a salvar mucho más vidas.

Para la dirección de análisis X, se obtuvo una ductilidad global de la estructura de 6.93, es decir que tiene casi 7 veces la capacidad de deformarse más allá de la primera plastificación de un elemento estructural. En el caso de la dirección de análisis Y, se obtuvo una ductilidad global de la estructura de 3.32, es decir que tiene 3 veces la capacidad de deformarse más allá de la primera plastificación de un elemento estructural.

Pushover	Desplazamiento de Cedencia (cm)	Desplazamiento Último (cm)	Ductilidad
X - X	4.12	28.56	6.93
Y - Y	2.43	8.07	3.32

Cuadro 23: Ductilidad Global.

Por otro lado el factor de reducción por ductilidad calculado, es coherente debido a que es menor al Factor de Reducción por fuerzas sísmicas R , citado en la norma técnica peruana E030 [2], debido a que este último es el producto del factor de reducción por ductilidad R_μ , factor de sobre resistencia R_{SR} y un factor de redundancia R_R el cual mide la capacidad de la estructura de redistribuir fuerzas a elementos con menores sollicitaciones [35].

$$R = R_\mu \cdot R_{SR} \cdot R_R$$

Así entonces, se obtuvieron factores de reducción por ductilidad de 3.586 y 2.375 para las direcciones de análisis X e Y respectivamente.

Dirección X: $T_b < T < T_c$, entonces:

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} = 3.586$$

Dirección Y: $T_b < T < T_c$, entonces:

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} = 2.375$$

5.3.3. Punto de desempeño

La evaluación se basó en comprobar que la estructura en estudio satisfaga como mínimo el nivel de desempeño de seguridad de vida, tomando como punto inicial lo planteado por la norma técnica peruana de diseño sismorresistente E030 [2], es decir, tomando el mismo nivel de amenaza sísmica en el cual está basada, la cual considera como nivel de amenaza sísmica al sismo de diseño, el cual tiene un intervalo de recurrencia de 475 años y una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

La determinación de las aceleraciones del suelo para los niveles de movimiento sísmico se hizo para la propuesta del ATC 40, debido a que engloba otros niveles de sismo de otras normativas, se partió de la aceleración del suelo $Z = 0.45$, establecida por la normativa peruana para una amenaza sísmica de Sismo de Diseño, de donde en base a los periodos de retorno de calcularon las aceleraciones.

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}} \right)^K$$

Donde para el Sismo de Servicio y Sismo Máximo, son coherentes los resultados, debido a que se esperaba una aceleración menor a la propuesta por la normativa peruana, y otra mayor, respectivamente para los niveles de amenaza sísmica.

SISMO DE SERVICIO		SISMO MÁXIMO	
a1	0.45 g	a1	0.45 g
a2	0.21 g	a2	0.60 g
T1	474.56	T1	474.56
T2	72.13	T2	974.79
K	0.40	K	0.40

Cuadro 24: Aceleraciones del suelo para Sismo de Servicio y Máximo.

Además, se recalcó los periodos de retorno, donde se verificó que los valores de las aceleraciones del suelo sean coherentes con los parámetros iniciales, como también se determinó una diferencia mínima en las ecuaciones utilizadas para el cálculo del periodo de retorno.

$$* T_R = - \frac{t}{\ln(1 - \rho_e)}$$

$$** T_R = \frac{1}{1 - (1 - \rho_e)^{\frac{1}{t}}}$$

SISMO DE SERVICIO	
Probabilidad de ocurrencia	50%
Vida útil	50.00
Aceleración del sismo	0.21 g
Periodo de Retorno *	72.13
Periodo de Retorno **	72.64

Cuadro 25: Cálculo de parámetros para Sismo de Servicio.

SISMO DE DISEÑO	
Probabilidad de ocurrencia	10%
Vida útil	50.00
Aceleración del sismo	0.45 g
Periodo de Retorno *	474.56
Periodo de Retorno **	475.06

Cuadro 26: Cálculo de parámetros para Sismo de Diseño.

SISMO MÁXIMO	
Probabilidad de ocurrencia	5%
Vida útil	50.00
Aceleración del sismo	0.60 g
Periodo de Retorno *	974.79
Periodo de Retorno **	975.29

Cuadro 27: Cálculo de parámetros para Sismo de Máximo.

La respuesta global de la estructura se evaluó según los límites de deformación para criterios de aceptabilidad en la respuesta global de la estructura propuesto por el ATC 40, debido la utilidad en la determinación directa del estado de la estructura.

Table 11-2. Deformation Limits				
Interstory Drift Limit	PERFORMANCE LEVEL			
	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Maximum total drift	0.01	0.01 - 0.02	0.02	0.33 V_i/P_i
Maximum inelastic drift	0.005	0.005 - 0.015	No limit	No limit

Cuadro 28: Deformaciones límite para los niveles de desempeño según ATC 40 [11].

Los resultados son los esperados con respecto al sismo de diseño en la dirección X, debido a que alcanzaron el nivel de desempeño de Live Safety, el cual es el mínimo nivel para el que deberían trabajar las estructuras diseñadas en base a normativa peruana, con respecto a la dirección Y, no cumple con el nivel mínimo de desempeño; por otro lado para la evaluación de los desplazamientos para el nivel de desempeño de Damage Control, se tomó el promedio 0.015 como drift total máximo.

Se tomó como cálculos válidos al propuesto por ATC 40 debido a que es congruente con el FEMA 440, el cual es una variación del mismo método y ambos son métodos que provienen de mejorar el FEMA 356.

PUNTO DE DESEMPEÑO - LIFE SAFETY					
Método de cálculo	Sismo	Desplazamiento		Máximum Total Drift	
		X	Y	X	Y
ATC 40	Servicio	4.739	3.185	0.004	0.002
	Diseño	18.000	-	0.014	-
	Máximo	-	-	-	-
FEMA 356	Servicio	5.749	4.238	0.004	0.003
	Diseño	12.230	9.748	0.009	0.007
	Máximo	16.374	13.215	0.012	0.010
FEMA 440	Servicio	5.083	3.610	0.004	0.003
	Diseño	12.405	-	0.009	-
	Máximo	17.889	-	0.014	-

Cuadro 29: Drift Máximo para un nivel de desempeño de Life Safety.

PUNTO DE DESEMPEÑO - DAMAGE CONTROL					
Método de cálculo	Sismo	Desplazamiento		Máximum Total Drift	
		X	Y	X	Y
ATC 40	Servicio	4.739	3.185	0.004	0.002
	Diseño	18.000	-	0.014	-
	Máximo	-	-	-	-
FEMA 356	Servicio	5.749	4.238	0.004	0.003
	Diseño	12.230	9.748	0.009	0.007
	Máximo	16.374	13.215	0.012	0.010
FEMA 440	Servicio	5.083	3.610	0.004	0.003
	Diseño	12.405	-	0.009	-
	Máximo	17.889	-	0.014	-

Cuadro 30: Drift Máximo para un nivel de desempeño de Damage Control.

PUNTO DE DESEMPEÑO - IMMEDIATE OCCUPANCY					
Método de cálculo	Sismo	Desplazamiento		Máximo Total Drift	
		X	Y	X	Y
ATC 40	Servicio	4.739	3.185	0.004	0.002
	Diseño	18.000	-	0.014	-
	Máximo	-	-	-	-
FEMA 356	Servicio	5.749	4.238	0.004	0.003
	Diseño	12.230	9.748	0.009	0.007
	Máximo	16.374	13.215	0.012	0.010
FEMA 440	Servicio	5.083	3.610	0.004	0.003
	Diseño	12.405	-	0.009	-
	Máximo	17.889	-	0.014	-

Cuadro 31: Drift Máximo para un nivel de desempeño de Immediate Occupancy.

5.4. ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO O TIEMPO HISTORIA NO LINEAL

5.4.1. Selección de Registros Sísmicos

Se seleccionaron registros sísmicos se tomó en cuenta parámetros como el tipo de suelo, distancia epicentral, distancia hipocentral y magnitud. Siendo la más importante entre estos parámetros, el tipo de suelo, dado que afecta directamente en la amplificación o atenuación de las ondas sísmicas, según las características físicas del suelo.

Mediante el estudio de mecánica de suelos se estableció que el tipo de suelo a nivel de cimentación para el presente proyecto de investigación, es limo de baja plasticidad, el cual según la clasificación de los perfiles de suelo de la Tabla N°2 de la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente [2], le corresponde el perfil de suelo S3, donde el promedio ponderado de los ensayos de penetración estándar es menor a 15 golpes.

Con los datos descritos, para la selección de registros sísmicos se requiere datos obtenidos de un acelerógrafo ubicado en un tipo de suelo con características muy similares al del lugar del proyecto, por lo que se requirió registros de aceleración hechas en un suelo blando, según el Informe Final del Sismo de Lagunas, Alto Amazonas , Loreto, 26 de mayo del 2019 [33] , ver *Tablas 22 y 23*, entre las estaciones acelerográficas con estas características tenemos las ubicadas en la Dirección de Hidrología y Navegación (DHN- Lima), Universidad Nacional Jorge Basadre Grohman (Tacna), Municipalidad de Ciudad Nueva (Tacna) y Gerencia Zonal Sencico Iquitos,

además del tipo de suelo, para su selección se tuvo en consideración la magnitud, distancia epicentral e hipocentral, registro de aceleraciones y su ubicación en el rango de $0.2T$ y $1.5T$, establecido por la Norma de Diseño Sismorresistente E030 [2].

ESTACIONES ACELEROGRÁFICAS CISMID-FIC-UNI					
Nro.	Estación	Institución y Lugar	Coordenadas		Tipo de Suelo
1	CAL-001	DHN-CALLAO	-12.07°	-77.16°	BLANDO
2	CAL-002	CSM-BELLAVISTA	-12.06°	-77.12°	INTERMEDIO
3	LIM-001	CISMID-RIMAC	-12.01°	-77.05°	RIGIDO
4	LIM-002	FIC-UNI-RIMAC	-12.02°	-77.05°	RIGIDO
5	LIM-010	USMP-LA MOLINA	-12.07°	-76.94°	INTERMEDIO
6	LIM-011	CIP- MIRAFLORES	-12.11°	-77.03°	RIGIDO
7	LIM-012	UNFV-SAN MIGUEL	-12.09°	-77.08°	INTERMEDIO
8	LIM-013	UNMSM-LIMA	-12.06°	-77.09°	RIGIDO
9	LIM-014	CENEPRED-SAN ISIDRO	-12.09°	-77.02°	RIGIDO
10	LIM-015	INICTEL UNI-SAN BORJA	-12.08°	-77.00°	RIGIDO
11	LIM-016	IMCA-LA MOLINA	-12.07°	-76.95°	INTERMEDIO
12	LIM-017	URP-SURCO	-12.13°	-76.98°	RIGIDO
13	AQP-001	UNSA-AREQUIPA	-16.40°	-71.52°	RIGIDO
14	AQP-002	IGUNSA-AREQUIPA	-16.47°	-71.49°	INTERMEDIO
15	MOQ-001	GRM-MOQUEGUA	-17.19°	-70.93°	RIGIDO
16	MOQ-005	UJCM-MOQUEGUA	-17.19°	-70.94°	INTERMEDIO
17	TAC-001	UJBG-TACNA	-18.02°	-70.25°	RIGIDO
18	TAC-002	UPT-TACNA	-18.01°	-70.23°	INTERMEDIO
19	TAC-003	MCN-TACNA	-17.98°	-70.24°	BLANDO
20	CUS-001	UNSAAC-CUSCO	-13.52°	-71.96°	BLANDO

Tabla 22: Características de estaciones acelerográficas en el Perú [34]

ESTACIONES ACELEROGRÁFICAS SENCICO					
Nro.	Estación	Institución y Lugar	Coordenadas		Tipo de Suelo
1	LIM-009	SENCICO-LIMA	-12.09°	-77.01°	RIGIDO
2	AQP-003	SENCICO AREQUIPA	-16.39°	-71.54°	BLANDO
3	LLB-001	SENCICO-TRUJILLO	-8.09°	-79.01°	INTERMEDIO
4	PIU-001	SENCICO-PIURA	-5.19°	-80.64°	INTERMEDIO
5	TAC-004	SENCICO-TACNA	-17.99°	-70.24°	BLANDO
6	LAM-002	SENCICO-CHICLAYO	-6.78°	-79.87°	INTERMEDIO
7	LOR-001	SENCICO-IQUITOS	-3.74°	-73.24°	BLANDO
8	JUN-001	SENCICO-HUANCAYO	-12.06°	-75.21°	INTERMEDIO
9	AYA-002	SENCICO-AYACUCHO	-13.17°	-74.20°	INTERMEDIO
10	ICA-004	SENCICO-ICA	-14.06°	-75.74°	INTERMEDIO
11	CUS-002	SENCICO-CUSCO	-13.54°	-71.96°	INTERMEDIO

Tabla 23: Características de estaciones acelerográficas en el Perú [34].

A la vez se complementó la información con estudios de microzonificación sísmica como el Informe de Microzonificación sísmica en el distrito de la Molina [35], Características Geotécnicas del Suelo de Iquitos [36], Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Tacna [37], y finalmente la microzonificación dada por CISMID [38], la que es complementada por la microzonificación hecha para el distrito de la molina, donde se aborda con mayor detalle las características de suelo y su extensión.

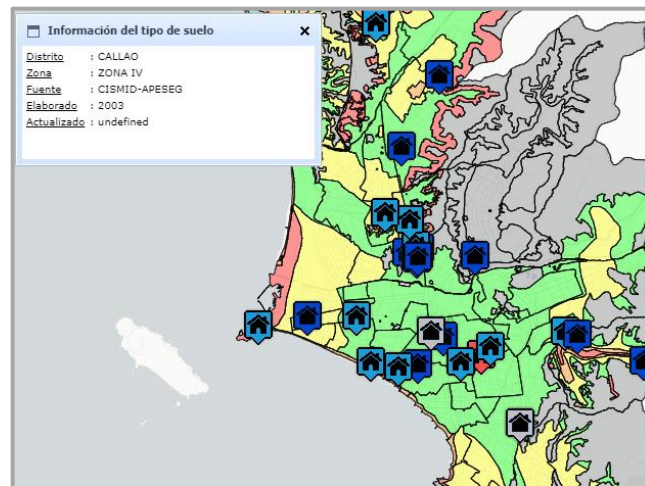


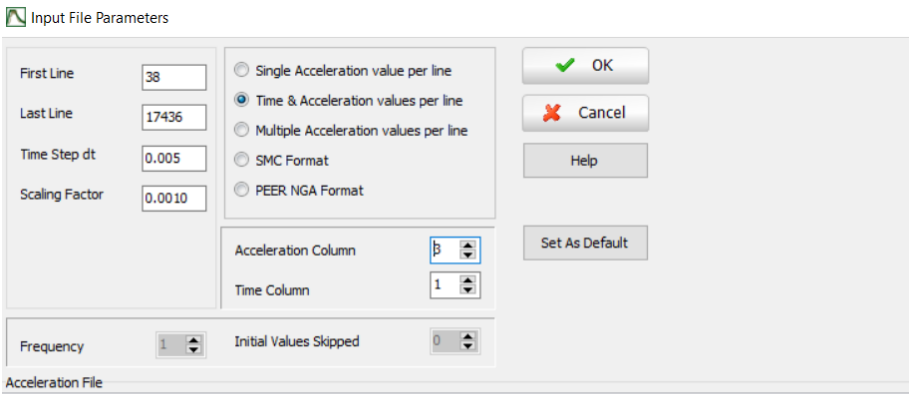
Figura 100: Microzonificación sísmica para Lima [38].

Habiendo determinado la ubicación de las estaciones acelerográficas, se hizo una preselección de registros sísmicos, en los cuales se buscó que los parámetros mencionados con anterioridad tengan la mayor relación posible, para de esta manera lograr lo mayores efectos sísmicos. Para tal efecto se organizó los datos en la Tabla 24, donde los parámetros que vuelven más peligroso a un sismo tienen tendencia al color rojo.

N°	DESCRIPCIÓN	ESTACIÓN	MAGNITUD	DISTANCIA (km)	PROFUNDIDAD (km)	ACCELERACIÓN MÁXIMA		
						HNE	HNN	HNZ
1	30km al SO de Mala, Cañete - Lima	CAL001	5.5	85.30	49	21.04	17.05	10.07
2	Call 001	CAL001	5.3	22.80	51	59.50	57.10	74.90
3	56km al sur de Lomas, Arequipa	CAL001	6.8	506.34	48	4.92	5.23	2.32
4	Frente a Ica	CAL001	5.6	291.07	12	1.60	1.70	0.54
5	32 Km SE de Matucana-Lima	CAL001	4.7	99.66	76	4.50	4.32	1.31
6	46 Km O de Callao-Lima	CAL001	4.1	43.00	46	7.48	5.60	2.36
7	42 km al Oeste de Ancon - Lima	CAL001	4.4	54.45	50	6.75	4.35	2.52
8	36 Km SO de Callao-Lima	CAL001	4.7	34.54	36	13.72	13.11	7.30
9	Lim07 VEL	LIM007	5.8	79.28	59	81.42	69.45	77.17
10	10 Km SE de Matucana-Lima	CAL001	4.4	92.19	18	2.47	1.82	1.03
11	23 km al Oeste de Ancon, Lima	CAL001	4.8	44.86	73	22.20	17.42	18.08
12	20 Km al Oeste de Chilca, Lima	CAL001	4.4	53.49	49	5.58	4.87	2.81
13	Jorge Basadre - Tacna	TAC001	6.5	104.03	36	154.00	190.00	108.00
14	Mun Ciudad Nueva - Tacna	TAC003	6.2	100.22	125	53.12	54.47	53.56
15	SENCICO - Iquitos	IQ001	7.7	468.00	139	10.63	10.35	7.83
16	SENCICO - Iquitos	IQ001	7.2	311.84	141	81.08	75.98	67.55

Tabla 24: Características de Sismos.

Posterior a esta primera preselección se hizo uso del programa SeismoMatch para escalar los acelerogramas, se utilizó todos los acelerogramas de la lista anterior, de los cuales, sus componentes en X e Y fueron cargados por separado para cada registro, en el proceso de carga los datos se llevaron a unidades de gravedad (g), dividiendo por (1/981) y se asignó un paso de 0.005 para cada fila de aceleración.



5. ACCELERATION DATA

T	EW	NS	UD
0.0000	-0.0011	-0.0012	-0.0005
0.0050	-0.0013	-0.0014	-0.0007
0.0100	-0.0012	-0.0016	-0.0011

Figura 101: Parámetros para cargar acelerograma.

posteriormente se cargó un espectro elástico con factor de reducción por ductilidad $R=1$, a la vez se estableció los parámetros del rango mínimo de periodos ($0.2T$ Y $1.5T$) que debe alcanzar el espectro de aceleraciones de los registros sísmicos, ver Cuadro 32.

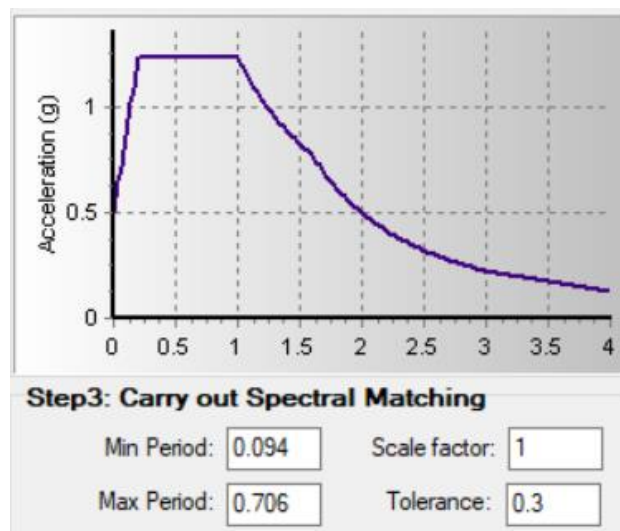


Figura 102: Espectro objetivo y rango de periodos - Dirección X.

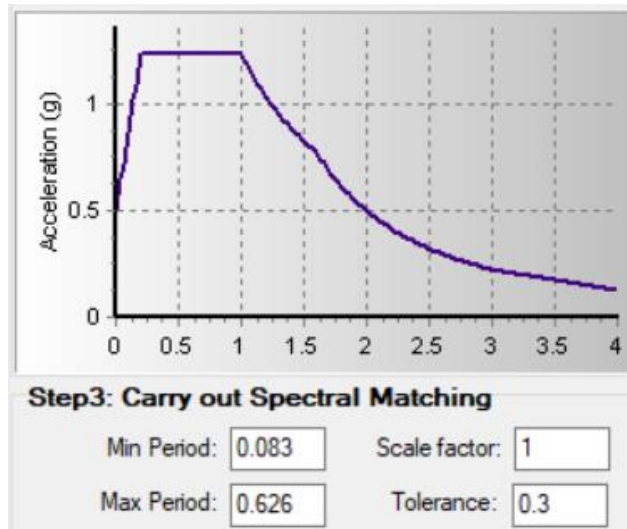


Figura 103: Espectro objetivo y rango de periodos - Dirección Y.

PERIODO	X	Y
T	0.470	0.417
0.2 T	0.094	0.083
1.5 T	0.706	0.626

Cuadro 32: Rango de periodos para espectros de acelerogramas.

Luego se corrió el programa y se determinó que no todos los acelerogramas convergen o pueden llegar a los rangos establecidos, finalmente se establecieron 3 acelerogramas, las cuales se cargaron en los análisis de tiempo historia no lineal.

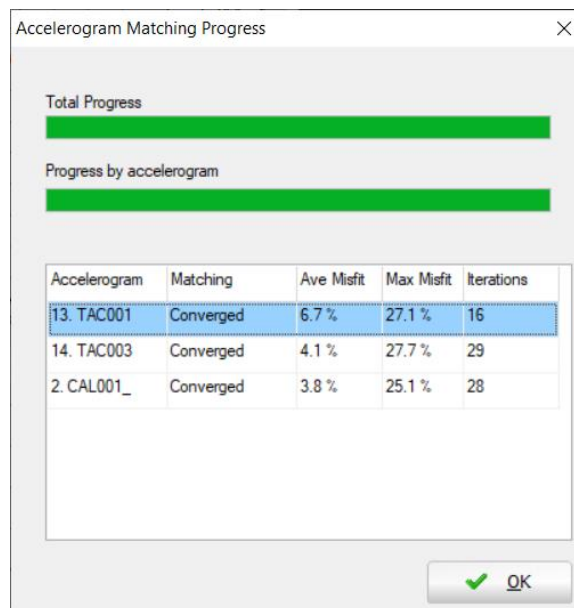


Figura 104: Convergencia de Acelerogramas - Dirección X.

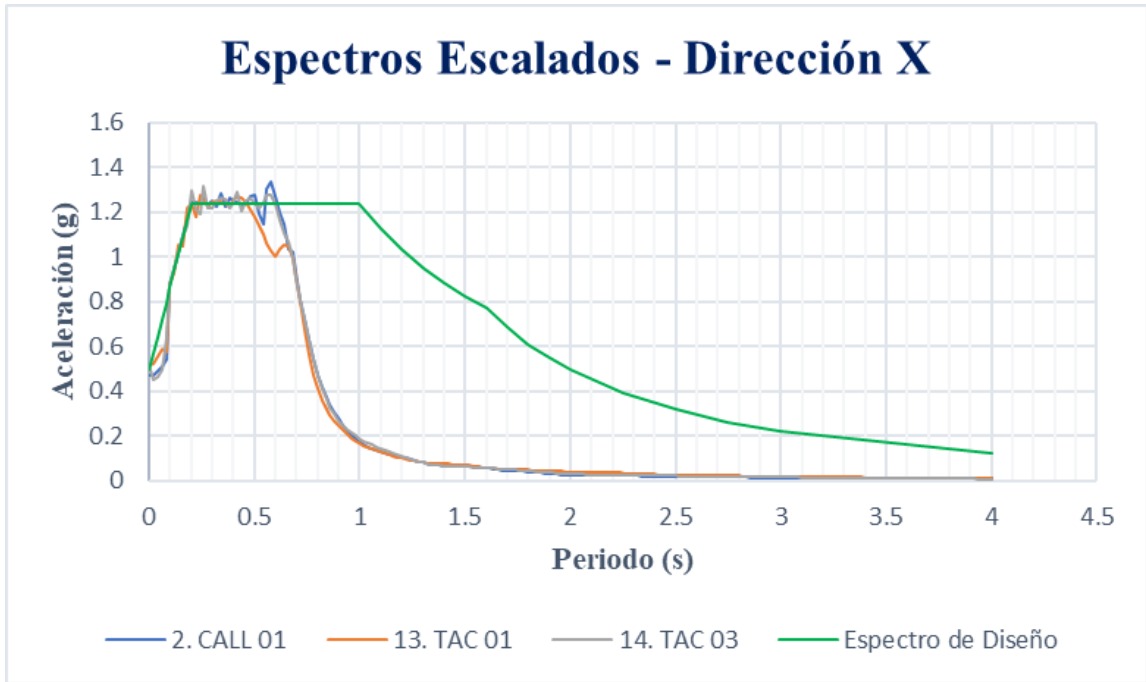


Figura 105: Espectros ubicados en el rango de periodos $0.2T - 1.5T$ - Dirección X.

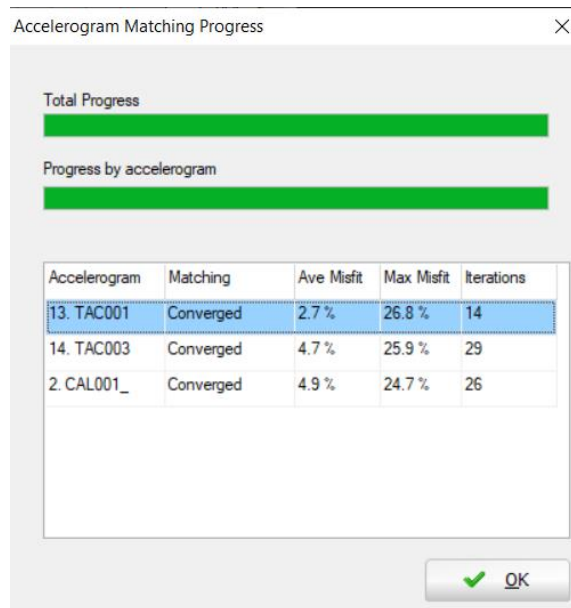


Figura 106: Convergencia de Acelerogramas - Dirección Y.

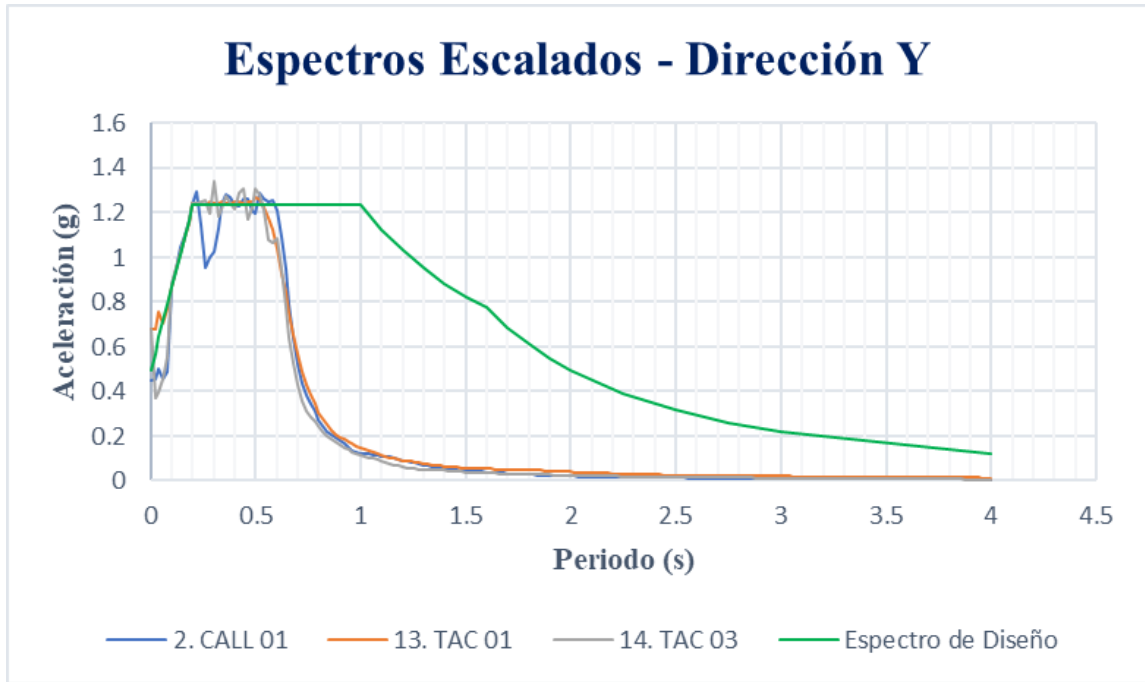


Figura 107: Espectros ubicados en el rango de periodos $0.2T - 1.5T$ - Dirección Y.

N°	DESCRIPCIÓN	ESTACIÓN	CONVERGENCIA	
			HNE	HNN
1	30km al SO de Mala, Cañete - Lima	CAL001	NC	NC
2	Call 001	CAL001	C	C
3	56km al sur de Lomas, Arequipa	CAL001	NC	NC
4	Frente a Ica	CAL001	NC	NC
5	32 Km SE de Matucana-Lima	CAL001	NC	NC
6	46 Km O de Callao-Lima	CAL001	NC	NC
7	42 km al Oeste de Ancon - Lima	CAL001	NC	NC
8	36 Km SO de Callao-Lima	CAL001	NC	NC
9	Lim07 VEL	LIM007	NC	NC
10	10 Km SE de Matucana-Lima	CAL001	NC	NC
11	23 km al Oeste de Ancon, Lima	CAL001	NC	NC
12	20 Km al Oeste de Chilca, Lima	CAL001	NC	NC
13	Jorge Basadre - Tacna	TAC001	C	C
14	Mun Ciudad Nueva - Tacna	TAC003	C	C
15	SENCICO - Iquitos	IQ001	NC	NC
16	SENCICO - Iquitos	IQ001	NC	NC

Figura 108: Acelerogramas aptos para su uso.

Los espectros de aceleraciones anteriores, fueron obtenidos de los acelerogramas escalados para cada par de componentes de cada registro de aceleraciones del terreno, a continuación, se muestran los acelerogramas escalados con respecto a un espectro de diseño elástico donde el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas por ductilidad $R = 1$.

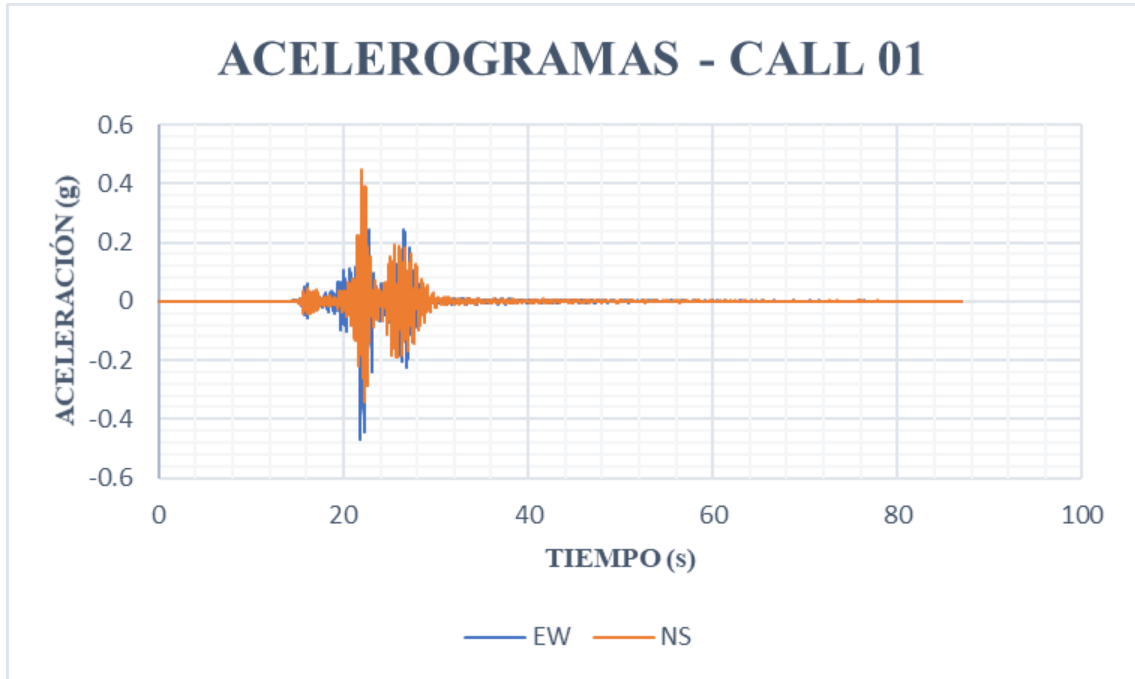


Figura 109: Acelerogramas EW y NS escalados - CALL 01

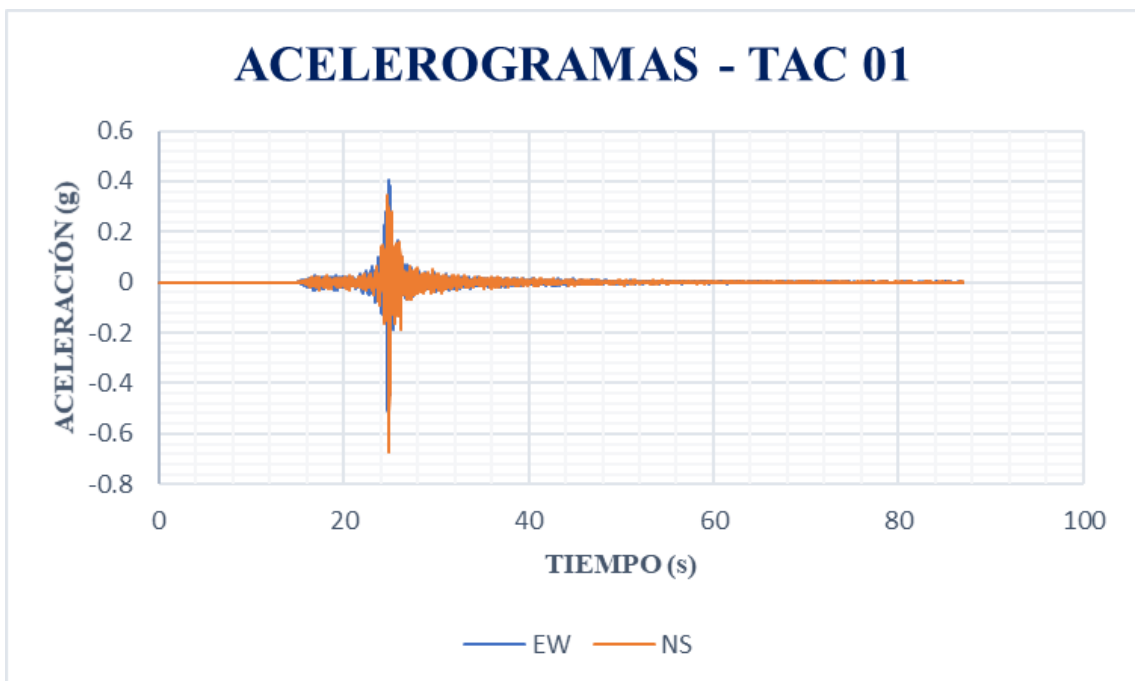


Figura 110: Acelerogramas EW y NS escalados - TAC 01

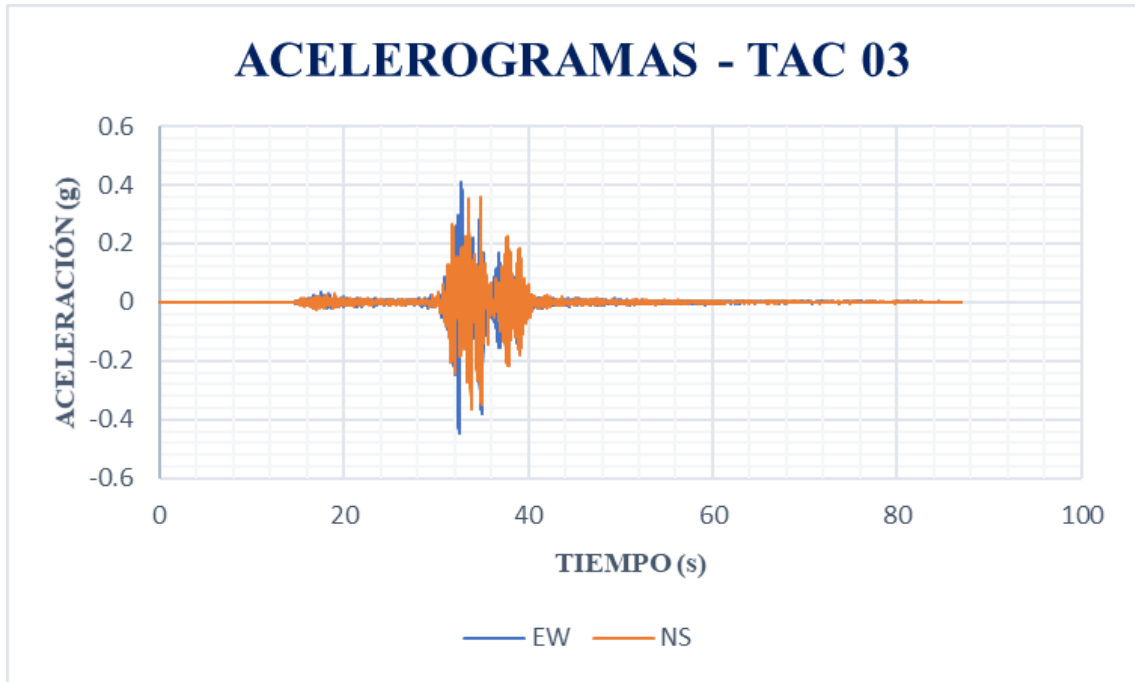


Figura 111: Acelerogramas EW y NS escalados – TAC 03

Debido a la finalidad del proyecto de investigación, de evaluar el comportamiento no lineal de la estructura en base a sus desplazamientos, y acorde a lo estipulado en el acápite 30.3.1 de la norma técnica peruana de diseño sismorresistente E030 [2], se tomó las componentes más desfavorables para las direcciones X e Y, de los acelerogramas escalados a un espectro de diseño con $Z = 0.45$, que fueron estudiados con anterioridad, donde se tomaron como criterios de selección las fuerzas en los elementos estructurales y desplazamiento en el punto de control ubicado en el centro de masas del último nivel.

Registro Sísmico $Z = 0.45$	TIEMPO HISTORIA - X			
	Máximo Desplazamiento (cm)	Cortante Basal (Tn)	Momento Frame 1446 (Tn/m)	Cortante Frame 1446 (Tn)
CALL 01	6.426	973.5	15.509	5.6
TAC 01	6.253	953.2	15.272	5.525
TAC 03	5.661	1037	15.034	5.483

Cuadro 33: Desplazamientos y Esfuerzos para Acelerogramas en Dirección X.

Registro Sísmico Z = 0.45	TIEMPO HISTORIA - Y			
	Máximo Desplazamiento (cm)	Cortante Basal (Tn)	Momento Frame 456 (Tn/m)	Cortante Frame 456 (Tn)
	CALL 01	4.710	1054	32.901
TAC 01	6.087	1234	40.593	13.46
TAC 03	4.200	1027	30.662	10.2666

Cuadro 34: Desplazamientos y Esfuerzos para Acelerogramas en Dirección Y.

Debido a los desplazamientos, cortante basal y esfuerzos más desfavorables se seleccionó como acelerogramas base el de CALL01 en la dirección X, y TAC01 en la dirección Y, que fueron utilizados para la elaboración de la curva de capacidad del análisis no lineal dinámico o tiempo historia, escalado a distintas aceleraciones.

5.4.2. Desplazamientos

Se compararon los desplazamientos obtenidos del análisis estático no lineal y el dinámico no lineal, debido a que los espectros de los acelerogramas, fueron ajustados al espectro de aceleraciones utilizado en la determinación del punto de desempeño para un sismo de diseño. Se observa que los desplazamientos del ADNL son notablemente menores, lo cual se puede generar debido a que el ADNL considera el comportamiento cíclico, lo cual determina el daño plástico acumulado a diferencia del AENL que no toma en consideración la duración y disipación de energía acumulada [5] [17].

DESPLAZAMIENTOS - ANÁLISIS NO LINEAL					
Método de cálculo	Sismo	Desplazamiento		Factor de variación	
		X	Y	X	Y
ATC 40	Diseño	18.000	-	2.801	-
FEMA 356	Diseño	12.230	9.748	1.903	1.601
FEMA 440	Diseño	12.405	-	1.930	-
ADNL	Diseño	6.426	6.087	1.000	1.000

Cuadro 35: Comparación de desplazamientos máximos para AENL Y ADNL.

5.4.3. Energía Disipada

Se observó que el porcentaje de disipación de energía de los disipadores SLB para la componente EW tiene mayor porcentaje que la energía disipada para la componente NS, esto podría deberse a que las columnas en la dirección de análisis Y para la componente NS, son más peraltadas a comparación de la dirección de análisis X para la componente EW, y debido a que el sistema de vigas y columnas se encuentra como primera línea de absorción de energía, disminuyendo la energía para ser disipada que llega a los disipadores SLB. Por otro lado, se observa un porcentaje importante de disipación de energía, el cual podría ser mayor, si el sistema de vigas y columnas ofrece menos rigidez, y la arquitectura facilitara agregar más muros desacoplados con disipadores SLB.

ENERGÍA DISIPADA - SISMO DE DISEÑO				
Energía	EW		NS	
	Tn.cm		Tn.cm	
Entrada	19575.732	100%	7695.039	100%
Amortiguamiento Modal	10680.834	55%	4583.403	60%
Histerética de SLB	8894.870	45%	3111.530	40%

Cuadro 36: Energía global disipada.

5.4.4. Curva de Capacidad

Se compararon las curvas de capacidad obtenidas del análisis estático no lineal y el dinámico no lineal, es posible sobreponerlas debido a que los espectros de los acelerogramas, fueron ajustados al espectro de aceleraciones utilizado en la determinación del punto de desempeño para un sismo de diseño. Como se mencionó líneas arriba, se observa que los desplazamientos del ADNL son notablemente menores que los pertenecientes al AENL, lo cual se relaciona directamente a que el ADNL considera el comportamiento cíclico en los elementos y en la estructura en general, originados por movimientos sísmicos, donde se ven involucrados directamente la duración y disipación de energía acumulada [5] [17].

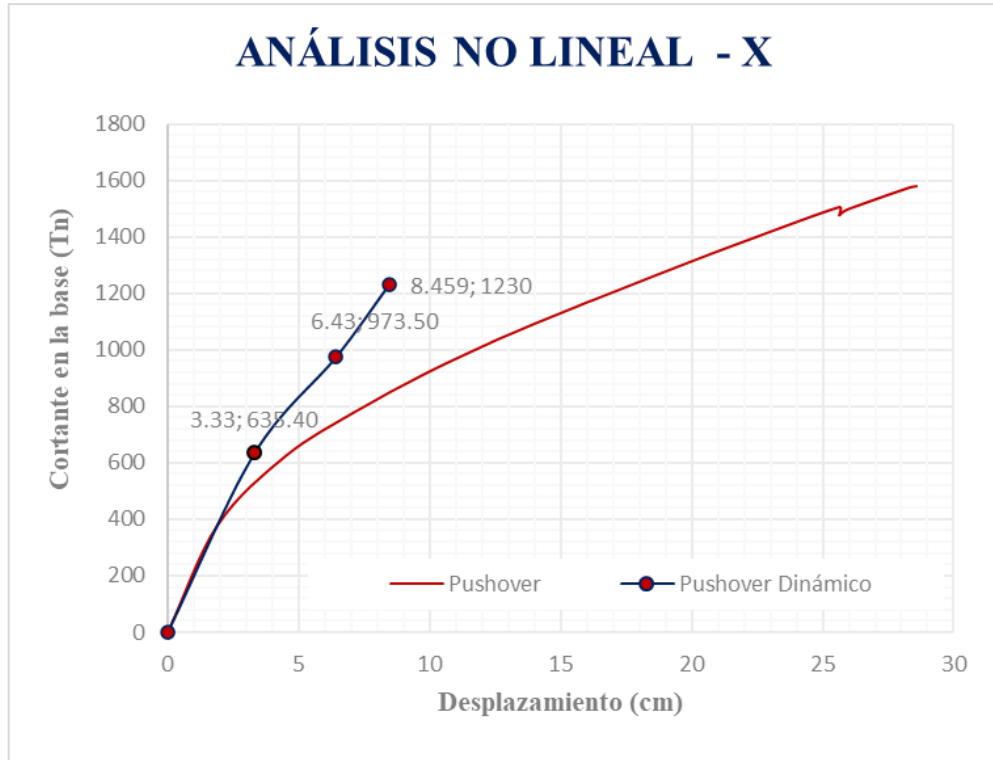


Figura 112: Curvas de capacidad, AENL Y ADNL – X.

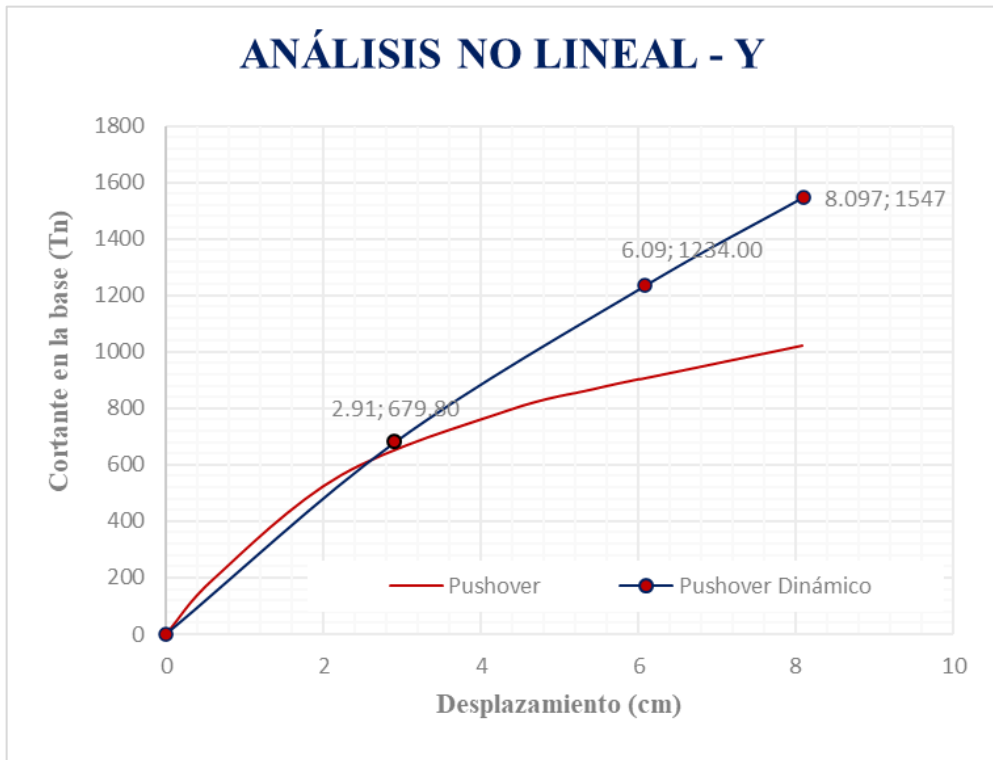


Figura 113: Curvas de capacidad, AENL Y ADNL – Y.

VI. CONCLUSIONES

- La presión admisible en la zona de estudio es de 0.69 kg/cm^2 , y se encontró un estrato de apoyo de limo de baja plasticidad, por lo que el tipo de suelo se estableció como blando (S3).
- El módulo elástico del concreto con agregados de la ciudad de Chiclayo, puede ser tomado como $2\,068\,545 \text{ Tn/m}^2$ para un f'_c 210 kg/cm^2 , en caso de la necesidad de otras resistencias a la compresión, se puede utilizar la expresión especificada en el apartado 5.1.2. del presente estudio.
- El modelado de los disipadores SLB como elementos nLink, es beneficioso, debido a que ahorra tiempo de modelamiento para el posterior análisis no lineal estático y dinámico, se modelaron 32 disipadores SLB en dirección X y 36 en dirección Y.
- Es adecuado modelar con un coeficiente de reducción sísmica $R = 6$, debido a que los muros desacoplados con disipadores SLB, absorben un porcentaje importante de fuerza sísmica, el cual es mayor al 80%, el cual corresponde a un sistema estructural de muros estructurales.
- Se ubicó adecuadamente los muros desacoplados con disipadores SLB en altura y planta, siendo beneficioso para el control de derivas e irregularidades de la estructura.
- La estructura requirió disipadores con menos capacidad de fuerza cortante en los pisos superiores a diferencia de los primeros pisos, donde se ubicó disipadores SLB con una capacidad a cortante mayor que todos los pisos.
- el tipo de histéresis de Takeda, es adecuada para materiales frágiles como el concreto, y el tipo de histéresis Kinematic debido a la cantidad de energía que disipada, es adecuada para materiales dúctiles como el acero de refuerzo.
- Los porcentajes mínimo y máximo de su longitud total, a la que fueron ubicadas las rótulas en columnas fue 2% y 12% respectivamente; en vigas fue de 5% y 11%.
- El patrón de carga de fuerzas estáticas en base a desplazamientos para el caso pushover, obtuvo una mejor convergencia, respecto al patrón definido según los modos de vibración para cada dirección.

- Los patrones de carga, factores de disminución de capacidad en materiales, etc., generan en los edificios diseñados con normativa peruana, capacidad resistente a fuerza cortante mayor a la proporcionada en el diseño.
- La estructura cuenta con ductilidad global necesaria, lo cual es prudente indicar, en caso de un sismo habría una mayor posibilidad de salvar más vidas.
- La estructura cumple con el nivel de desempeño esperado de Life Safety en la dirección de análisis X, a diferencia de la dirección de análisis Y.
- Los mayores desplazamientos se generaron donde los acelerogramas tenían un mayor pico de aceleración, siendo las más desfavorables la componente EW del acelerograma CALL01, y para la componente NS la del acelerograma TAC01.
- Los desplazamientos del análisis dinámico lineal fueron casi 2 veces menor a los encontrados por el análisis estático no lineal.
- Los disipadores disiparon una cantidad de energía de 45% a 40% en las direcciones X e Y respectivamente.

VII. RECOMENDACIONES

- Se debe contar con un estudio de suelo, para escoger la estación acelerográfica con características al del lugar del proyecto.
- Realizar un estudio con una mayor cantidad de testigos de concreto para tener valores más representativos y con menor dispersión.
- Modelar los disipadores SLB como elementos nLink y en para cada dirección de análisis.
- Ubicar los muros desacoplados lo más lejano del centro de masas, y evitar concentrar muros en dos pórticos adyacentes, para evitar sobrecargar la columna intermedia.
- Determinar los disipadores SLB para ciertos intervalos de fuerza cortante requerida, de esa manera se evita tener muchos disipadores.
- Utilizar el tipo de histéresis de Takeda, ya que es adecuada para materiales frágiles como el concreto, y el tipo de histéresis Kinematic debido a la cantidad de energía que disipada, es adecuada para materiales dúctiles como el acero de refuerzo.
- Calcular para cada tramo de vigas y columnas la distancia para la ubicación de las rótulas plásticas, evitando colocarlas dentro del nudo.
- Utilizar un patrón de carga en base a desplazamiento, cuando se tenga muros desacoplados con disipadores SLB.
- Dotar de ductilidad suficiente a las estructuras, para evitar daños ante posibles sismos.
- Para el caso donde hayan menos de 3 acelerogramas evaluar los resultados de desplazamientos en el techo y fuerzas en los elementos.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] IGP, "INSTITUTO GEOFÍSICO DEL PERÚ," 2 mayo 2017. [Online]. Available: <http://portal.igp.gob.pe/node/6644>. [Accessed 5 Mayo 2017].
- [2] Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, "Diseño Sismorresistente, Norma E030," in *Reglamento Nacional de Efificaciones*, Lima - Perú, 2018.
- [3] H. Cabrera, "Comportamiento no lineal de edificios de concreto reforzado de mediana altura," in *Diseño Estructural Sismorresistente*, Lima, Fondo Editorial ICG, 2014, p. 182.
- [4] J. C. Segovia, "Diseño de disipadores de energía metálicos para una edificación de baja altura de concreto armado," Lima, 2016.
- [5] H. Gonzales, "Aplicación de análisis no lineal para la evaluación sísmica de edificios," in *Diseño Estructural Sismorresistente*, Lima, Fondo Editorial ICG, 2014, pp. 173-181.
- [6] V. Conesa, *Guía metodológica para la evaluación del impacto ambiental*, Madrid: Mundi-Prensa, 2003.
- [7] L. A. Pacheco, "Análisis de pórticos basado en desempeño por el método pushover reglamentados con NSR-10," Yopal, 2012.
- [8] L. Flores and L. Escarrachi, "Diseño sísmico basado en desempeño para una edificación de uso familiar," in *Diseño Estructural Sismorresistente*, Lima, 2014, p. 154.
- [9] L. M. Bozzo and A. Barbat, *Diseño Sismorresistente de Estructuras*, vol. 2, Lima: ICG, 2008.
- [10] SEAOC, *Vision 2000 a framework formPerformance-Based Engineering*, California: Structural Engineers Association of California, 1995.
- [11] ATC-40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, volume 1, Redwood City, California: Seismic Safety Commission, 1996.

- [12] F. 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building, Washington, United States of America: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [13] M. Wakabayashi and E. Martínez, *Diseño de Estructuras Sismorresistentes*, México: Mc Graw-Hill, 1988.
- [14] G. Powell, *Performance based desing using nonlinear analysis*, CA: Computers and Structures, Inc. Berkeley, 2008.
- [15] T. Takeda, M. A. Sozen and N. N. Nielsen, *Reinforced concrete response to simulated earhquakes.*, Reston, United States of America: Journal Of the Structural Division, ASCE, 1970.
- [16] J. Vielma, A. Barbat and S. Oller, *Proyecto Sismorresistente de Estructuras Porticadas*, Barcelona, España: MONOGRAFÍAS DE INGNIERÍA SÍSMICA, 2011.
- [17] D. Santana, *Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada*, Lima, Perú: Ingeniería antisísmica, 2012.
- [18] A. Chopra and R. Goel, "Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Desing Spectrum," [Online]. Available: <http://www.ce.memphis.edu/7119/Notes2/chopra.pdf>.. [Accessed 18 Junio 2011].
- [19] R. Aguiar, *Análisis Sísmico por Desempeño (1ra Edición)*, Ecuador: Centro de investigaciones científicas, escuela politécnica del ejército.
- [20] A. Chopra, *Dynamics os strucures, theory ans applications to earthquake engineering*, Prentice Hall, 2001.
- [21] R. Hamburger, *Performance-Based Analysis and Desing Procedure for Moment Resisting Steel Frames*, SAC Steel Project, 1998.
- [22] G. O. Mohr Villanueva, "Diseño Sísmico por Desempeño Aplicado a un Edificio de Hormigón Armado," Chile, 2009.
- [23] R. León, "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios, aplicación en entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada," Barcelona, 2003.
- [24] L. Bozzo, "Disipadores de Energía Dependientes del Desplazamiento," in *Estructuras con Dispositivos Antisísmicos*, Barcelona, 2019.

- [25] S. Pampanin, W. Y. Kam, A. S. Tasligedik, P. Quintana Gallo and U. Akguzel, "Consideration on the seismic performance of pre-1970s RC buildings in the Christchurch CBD during the 4th Sept 2010 Canterbury earthquake: was that really a big one?," in *Proceedings of the Ninth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Society 14-16 April*, Auckland, New Zelanda, 2011.
- [26] L. Bozzo and A. Barbat, *Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas*, Baecelona: Reverte, 2000.
- [27] X. Cahis, L. Bozzo and L. Torres, "Experimental studies of various innnovative energy dissipation devices," in *Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, 1998.
- [28] F. Hurtado and L. Bozzo, "Numerical and experimental analysisi of shear-link energy dissipator for seismic protection of buildiings," in *The 14th Word Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008.
- [29] G. Gaxiola, H. Gonzales and L. Bozzo, "Proceso de análisis y diseño utilizando disipadores sísmicos SLB. Ejemplos de aplicación," Luis Bozzo Estructuras y Proyectos S.L., Lima, 2016.
- [30] L. Bozzo, "Luis Bozzo Estructuras y Proyectos S.L.," Luis Bozzo, [Online]. Available: <http://www.luisbozzo.com>. [Accessed 20 Mayo 2019].
- [31] H. Ñaupas, E. Mejía, E. Novoa and A. Villagomez, *Metodología de la investigación cuantitativa-cualitativa y redacción de la tesis*, Bogotá: Ediciones de la U, 2014.
- [32] R. Sampieri, C. Fernández and P. Baptista, *Metodología de la Investigación Científica*, Mexico D.F.: McGRAW-HILL/INTERAMERICANA EDITORES, 2014.
- [33] L. Bozzo, H. Gonzales, M. Pantoja, G. Herrera and G. Bozzo, "Análisis y diseño utilizando disipadores de sísmicos tipo SLB," Luis Bozzo Estructuras y Proyectos S.L., Lima, 2019.
- [34] J. C. Rodriguez, "Evaluación Dinámica Incremental usando Respuesta No Lineal en una Estructura de Concreto Armado de 8 pisos," Universidad Politécnica de Cataluña, Cataluña, 2015.

- [35] D. I. R. A. Falconí, *Análisis Sísmico de Edificios*, Quito: Centro de Investigaciones científicas, 2008.
- [36] Red acelerográfica CIP-UNI, "INFORME FINAL. SISMO DE LAGUNAS, ALTO AMAZONAS LORETO DEL 26 DE MAYO DEL 2019," Lima, 2019.
- [37] J. Alva Hurtado, "Gestión del riesgo de desastres," in *Colegio de ingenieros del Perú*, Lima, 2018.
- [38] UNI, "Microzonificación Sísmica en el Distrito de la Molina," Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima.
- [39] A. Bustamante and J. Alva, "Características Geotécnicas del Suelo de Iquitos, Perú," Lima.
- [40] L. Vera Abarca, "Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Tacna".
- [41] CISMID, "REDACIS," [Online]. Available: <http://ceois.cismid-uni.org/red/>. [Accessed 29 Mayo 2019].
- [42] O. R. R., "Dispositivos pasivos de disipación de energía para diseño resistente de estructuras," Lima, 2008.
- [43] M. Peralta, «Análisis estático no lineal y dinámico no lineal del hospital de Vielha,» Barcelona, 2012.

IX. ANEXOS

9.1. ESTUDIO DE MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**ESTUDIO DE MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO EN LA CIUDAD DE
CHICLAYO**

PROYECTO: “ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO”

TESISTA: DAIRY ELMER CHUQUICAHUA ZELADA

ASESOR: MTRO. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO

UBICACIÓN: CHICLAYO – CHICLAYO – LAMBAYEQUE

LOCALIZACIÓN: SECTOR COPRADILLA- DESAMAN – PARCELA N°1 - CHICLAYO

FECHA: 2020

Chiclayo, 2020

ÍNDICE

I. GENERALIDADES	3
1.1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.2. FINES DE ESTUDIO.....	4
1.3. OBJETIVO.....	4
1.4. NORMATIVIDAD.....	4
1.5. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO.....	4
1.6. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO.....	5
II. MEMORIA DESCRIPTIVA.....	7
2.1. RESUMEN DE LAS PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS.....	7
2.2. RESUMEN DE PROPORCIONES DEL DISEÑO DE MEZCLA PARA CONCRETO	7
2.3. RESUMEN DE VALORES DE MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO.....	7
2.4. INFORMACIÓN PREVIA.....	8
2.5. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	8
III. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	15
IV. ANEXOS	16

I. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN.

El módulo elástico es un parámetro relevante en la ingeniería civil, su uso en el cálculo de estructuras de concreto armado y acero estructural es imprescindible, dicho valor es requerido en las ecuaciones de cálculo estructural como uno de los parámetros para estimar las deformaciones locales (deflexiones en elementos) y globales (desplazamientos de la estructura), afectando directamente a la rigidez de la estructura frente a cargas estáticas y dinámicas.

En el presente estudio nos enfocaremos en el módulo elástico del concreto; la Norma Técnica Peruana E.060 determina un valor estándar de módulo elástico del concreto en función de su resistencia a la compresión, el cual según Otazzi puede tener un rango de variación de 0.8 a 1.2 del valor obtenido mediante el ensayo de laboratorio de módulo elástico de concreto a compresión, en donde los testigos de concreto sean hechos con agregados oriundos de la zona del proyecto. Dado que el concreto es un material compuesto básicamente por materiales como arena, piedra, cemento y agua, los cuales son encontrados de manera natural en canteras, casi en cualquier parte del mundo, sus propiedades físico-químicas varían en cada lugar donde se obtengan, a pesar de tener apariencia similar. Por ende, la importancia de determinar sus características mediante ensayos de laboratorio, en cada lugar, para posteriormente obtener el diseño de mezcla óptimo de acuerdo a la zona donde se desarrolle el proyecto, con la finalidad de cumplir con los requisitos mínimos de resistencia y durabilidad previstos por el ingeniero en la fase de diseño de los elementos.

Por lo tanto, tomando en cuenta la influencia de las características de los agregados en la conformación del concreto, y posteriormente la obtención del módulo elástico del mismo, para el presente trabajo se seleccionaron las canteras que abastecen con mayor frecuencia a la industria de la construcción en la ciudad de Chiclayo con arena y piedra, correspondientes a La Victoria en Pátapo y Tres Tomas en Ferreñafe, respectivamente. A las cuales se les practicó los ensayos de caracterización de agregados necesarios para posteriormente obtener el diseño de mezcla óptimo, y finalmente obtener el módulo elástico del concreto para la ciudad de Chiclayo.

1.2. FINES DE ESTUDIO.

Con los diferentes ensayos de laboratorio desarrollados, el presente estudio ha sido orientado para determinar el módulo elástico del concreto con agregados de la zona de estudio del proyecto, correspondiente a la ciudad de Chiclayo, como también contar con un registro de la calidad actual de los mismos.

El presente estudio de laboratorio determinará las características de los agregados, diseño de mezcla para un $f'c=210$ kg/cm², módulo elástico del concreto a compresión, que posteriormente complementaran el análisis estructural más aproximado mediante métodos no lineales de una edificación frente a cargas estáticas y dinámicas,

1.3. OBJETIVO.

El presente Informe tiene por objeto realizar el Estudio de Módulo Elástico del Concreto en la Ciudad de Chiclayo, con fines de análisis estructural para la edificación ubicada en el **Sector Copradilla – Desaman – Parcela N°1 – Chiclayo**, esta edificación es parte del proyecto de investigación con fines de tesis que lleva como nombre : “**ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO**”, el presente estudio se ha realizado mediante ensayos de laboratorio en testigos de concreto; en base a los cuales se definen sus propiedades de resistencia y deformación, dichos valores nos conducen a la determinación del Módulo Elástico del Concreto, comportamiento de la estructura y de sus elementos estructurales frente a cargas estáticas y dinámicas, diseño en concreto armado y emitir recomendaciones que garanticen futuras líneas de investigación, diseño y construcción.

1.4. NORMATIVIDAD.

El estudio realizado, en cuanto a su alcance y procedimiento, se encuentra referido principalmente a la Norma ASTM C469: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity of Concrete in Compression

1.5. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO.

El proyecto indicado se ubica en la Sector Copradilla – Desaman – Parcela N°1, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque.

1.6. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO.

Para llegar a la Zona de Estudio desde Lima:

Lima – Centro de Chiclayo

La ruta mencionada tiene un tiempo de viaje de aproximadamente 12 a 14 horas, la ruta se encuentra asfaltada. El recorrido se puede hacer en un solo tramo, de Lima a Chiclayo (10 a 14 horas). De Lima a Chiclayo el transporte se realiza en ómnibus, estos ómnibus parten y retornan de Lima a Chiclayo diariamente en las mañanas a las 8:00 am y en las noches entre las 6:00 pm y 11:00 pm. Este tramo de Lima a Chiclayo también se puede hacer directamente por vía aérea (50 minutos).

Centro de Chiclayo – Lugar de Estudio

Desde el parque principal de Chiclayo se tomará como ruta la Av. José Balta en dirección a la intersección con la Av. Bolognesi, se continuará por dicha avenida en dirección al Este hasta llegar al Aeropuerto Internacional Capitán FAP José A. Quiñones, luego con dirección al norte encontraremos la intersección con la pista de la ruta Chiclayo – Llama – Chota, seguiremos esta ruta hasta el final del parque provincial de la FAP, luego iremos en dirección al Norte hasta interceptar la Av. Pedro Ruíz, llegado a este punto se gira en dirección al Este y se avanza aproximadamente 350 mts, es en esta dirección donde se localizará la zona de estudio

Centro de Chiclayo – Cantera La Victoria, Pátapo

Desde el parque principal de Chiclayo se tomará como ruta la Av. José Balta en dirección a la intersección con la Av. Bolognesi, se continuará por dicha avenida en dirección al Este hasta llegar al Aeropuerto Internacional Capitán FAP José A. Quiñones, luego con dirección al norte encontraremos la intersección con la pista de la ruta Chiclayo – Llama – Chota, seguiremos esta ruta durante aproximadamente 24 km hasta llegar a Pátapo, a partir de este punto se recorrerán por la misma vía 3 km, hasta llegar a la entrada a las cantera La Victoria, ubicada al lado izquierdo de la vía Chiclayo-Llama-Chota, se seguirá por esta troza carrozable durante 10 min una distancia aproximada de 3 km, donde finalmente encontraremos la cantera La Victoria, de donde se extrae principalmente agregado fino.

Centro de Chiclayo – Cantera Tres Tomas, Ferreñafe

Desde el parque principal de Chiclayo se tomará como ruta la Av. José Balta en dirección a la intersección con la Av. Bolognesi, se continuará por dicha avenida en dirección al Este hasta llegar al Aeropuerto Internacional Capitán FAP José A. Quiñones, luego con dirección al norte encontraremos la intersección con la pista de la ruta Chiclayo – Llama – Chota, la misma que intercepta la Av. Jorge Chávez donde encontraremos el Hospital Almanzor Aguinaga Asenjo, se debe tomar la Av. Jorge Chávez hasta llegar con la intersección con la Av. Agricultura, luego se girará en dirección al noreste por la misma, la cual nos llevará al distrito de Picsi y posteriormente al distrito de Ferreñafe, seguiremos por la misma vía hasta llegar al Hospital Referencial Ferreñafe, luego giraremos al sureste por la Av. Augusto B. Leguía, hasta interceptar la vía de evitamiento, posteriormente iremos por la misma en dirección al noreste hasta interceptar la Av. Grau, por la cual iremos al sureste hasta el distrito de Mesones Muro, siguiendo por la Av. Grau hasta pasar por el canal Taymi, posteriormente giraremos en dirección al noreste por una vía carrozable, recorreremos una distancia aproximada de 4 km durante un tiempo de 10 min, donde finalmente encontraremos la cantera Tres Tomas, de donde se extrae principalmente agregado grueso.

II. MEMORIA DESCRIPTIVA.

2.1. RESUMEN DE LAS PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS.

De acuerdo a los ensayos de laboratorio, realizados a los agregados, se presenta el cuadro resumen donde se encuentran las principales características del presente estudio.

PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS AGREGADOS		
PROPIEDAD	ARENA	PIEDRA
PESO ESPECÍFICO	2.32 gr/cm ³	2.67 gr/cm ³
PESO UNITARIO SUELTO	1.58 gr/cm ³	1.45 gr/cm ³
PESO UNITARIO VARILLADO	1.81 gr/cm ³	1.69 gr/cm ³
HUMEDAD NATURAL	0.89%	0.37%
ABSORCIÓN	0.89%	1.15%
TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL	-	3/4"
MÓDULO DE FINEZA	3.08	-

Tabla 2.1.1: Resumen de propiedades físicas de los agregados

2.2. RESUMEN DE PROPORCIONES DEL DISEÑO DE MEZCLA PARA CONCRETO

Tomando en cuenta los resultados de ensayos de laboratorio, realizados a los agregados, se determinó la cantidad adecuada de cada uno de ellos para alcanzar el $f^c=210 \text{ kg/cm}^2$, correspondiente al presente estudio.

DOSIFICACIÓN	CEMENTO	ARENA	PIEDRA	AGUA (Lt/Bls)
Peso	1	1.79	2.74	24.22
Volumen	1	1.67	2.80	24.22

Tabla 2.2.1: Proporción de mezcla para concreto $f^c=210\text{kg/cm}^2$.

2.3. RESUMEN DE VALORES DE MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO

A continuación, se resumen 3 valores de módulo elástico de concreto correspondiente a un $f^c=210 \text{ kg/cm}^2$, con agregados utilizados en la industria de la construcción en la ciudad de Chiclayo.

f_c (Mpa)	E_c (Mpa)	E_c Proyectado o $f_c = 210$ (Mpa)	E_c Prom (Mpa)	E_c Prom (Tn/m ²)
20.153	19894.709	20330.359	20285.501	2068545
20.319	20226.330	20499.659		
19.888	19339.862	20026.484		

Tabla 2.3.1: Módulo Elástico del Concreto $f_c=210\text{kg/cm}^2$..

2.4. INFORMACIÓN PREVIA

2.4.1. Del edificio proyectado

Se proyectará un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB, de 04 niveles más techo de cobertura liviana, la resistencia del concreto a la compresión proyectado es de $f_c=210\text{ kg/cm}^2$, el origen de los agregados es de la cantera La Victoria en Pátapo para arena y Tres Tomas para piedra, con respecto al acero de refuerzo es de grado 60 con $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$.

2.5. ENSAYOS DE LABORATORIO

En el laboratorio de Suelos, Concreto y Ensayo de Materiales de USAT se han efectuado los siguientes ensayos:

ENSAYOS ESTÁNDAR.

- Contenido de humedad.
- Análisis granulométrico.
- Peso específico y absorción.
- Peso volumétrico suelto
- Peso volumétrico compactado

2.5.1. CONTENIDO DE HUMEDAD. NTP 339.127

Este ensayo tiene por finalidad, determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo. El contenido de humedad de una masa de suelo, está formado por la suma de sus aguas libre, capilar e higroscópica.

La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa junto con la cantidad de aire, una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este (especialmente en aquellos de textura más fina), como por ejemplo cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica.

$$\%H = \frac{PH - PS}{PS}$$

% HUMEDAD - ARENA	
Peso del agregado humedo	603.68 g
Peso del agregado seco	598.36 g

$$\%H = 0.89$$

% HUMEDAD - PIEDRA	
Peso del agregado con humedad	626.41 g
Peso del agregado seco	624.10 g

$$\%H = 0.37$$

2.5.2. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO. NTP 339.128

Es un proceso mecánico mediante el cual se separan las partículas de un suelo en sus diferentes tamaños, denominado a la fracción menor (Tamiz No 200) como limo, Arcilla y Coloide. Se lleva a cabo utilizando tamices en orden decreciente. La cantidad de suelo retenido indica el tamaño de la muestra, esto solo separa una porción de suelo entre dos tamaños. Los tamices empleados son: 3", 2 ½", 2", 1 ½", 1", ¾", ½", 3/5", ¼", N° 4, N° 10, N° 40, N° 60, N° 100, N° 200.

GRANULOMETRÍA DEL AGREGADO FINO					
Tamiz		Peso retenido (gr)	Peso retenido (%)	Retenido Acumulad (%)	% Que Pasa
pulg	(mm)				
3/8"	9.5	0.00	0.00%	0.00%	100.00%
N°4	4.75	22.00	4.40%	4.40%	95.60%
N°8	2.36	46.00	9.20%	13.60%	86.40%
N°16	1.18	140.00	28.00%	41.60%	58.40%
N°30	0.6	106.00	21.20%	62.80%	37.20%
N°50	0.3	130.00	26.00%	88.80%	11.20%
N°100	0.15	42.00	8.40%	97.20%	2.80%
N°200	0.075	12.00	2.40%	99.60%	0.40%
FONDO	0.07	2.00	0.40%	100.00%	0.00%
TOTAL		500.00	100.00%		

Tabla 2.5.2.1: Granulometría de agregado fino – La Victoria.

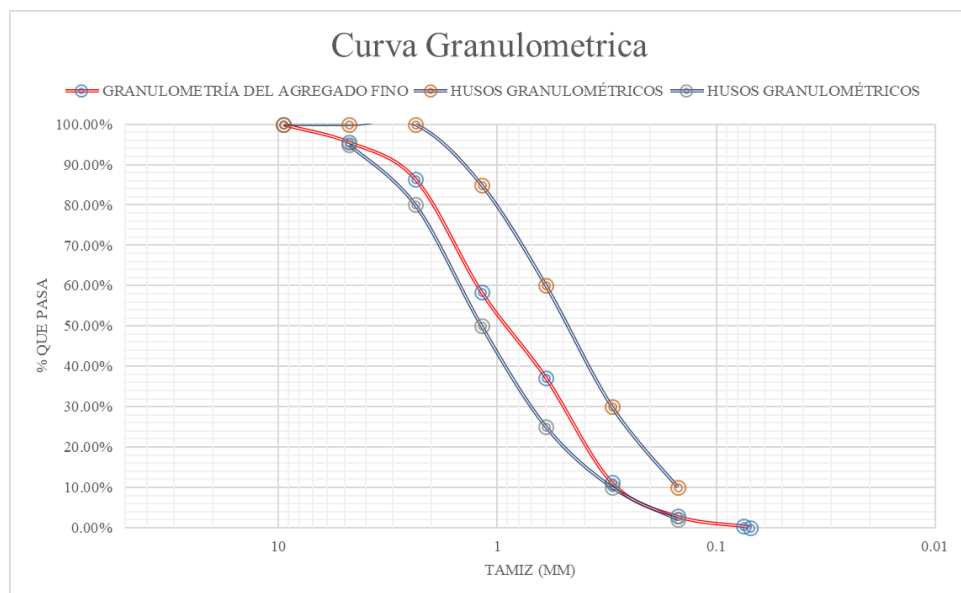


Figura 2.5.2.1: Curva granulométrica de agregado fino- Cantera La Victoria.

GRANULOMETRÍA DEL AGREGADO GRUESO					
Tamiz		Peso retenido (gr)	Peso retenido (%)	Retenido Acumulad (%)	% Que Pasa
pulg	mm				
1"	25	0.00	0.00%	0.00%	100.00%
3/4"	19	0.20	6.80%	6.80%	93.20%
1/2"	12.5	1.73	57.64%	64.44%	35.56%
3/8"	9.5	0.69	23.15%	87.59%	12.41%
N°4	4.75	0.37	12.21%	99.80%	0.20%
N°8	2.38	0.00	0.13%	99.93%	0.07%
Fondo	0.075	0.00	0.07%	100.00%	0.00%
total		3.00	100.00%		

Tabla 2.5.2.2: Granulometría de agregado grueso – Cantera Tres Tomas.

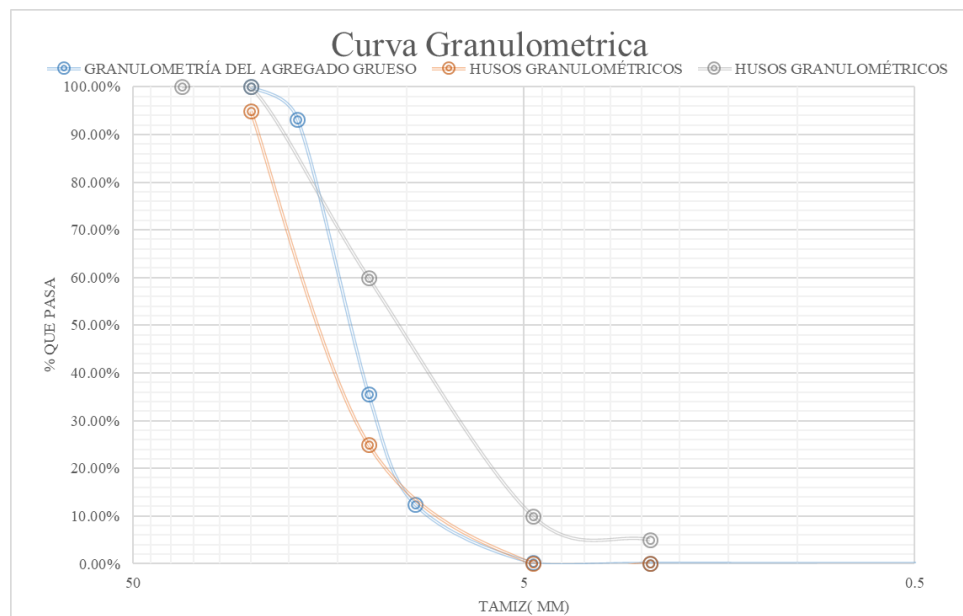


Figura 2.5.2.2: Curva granulométrica de agregado grueso- Cantera Tres Tomas.

2.5.3. GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS. NTP 339.131

La gravedad específica de un suelo se utiliza en el cálculo de las relaciones de fase de los suelos, en los cálculos de los ensayos de granulometría por sedimentación, compresibilidad y potencial de expansión.

El término partículas sólidas significa partículas minerales que ocurren naturalmente y no son solubles fácilmente en agua. En consecuencia, la gravedad específica de los materiales que contengan materias extrañas (como cemento, cal y similares),

materia soluble en agua (como el cloruro de sodio), y los suelos que contengan partículas con una gravedad específica menor que uno requiere un tratamiento especial o una definición calificada de su gravedad específica

$$P_{em} = \frac{PS}{PSSS - PSSS \text{ agua}}$$

PESO ESPECÍFICO - ARENA	
Peso de la muestra seca	495.23
material	500
muestra+agua+fiola	950.82
Peso de la fiola	164.5
Peso del agua agregada	286.32

$$P_e = 2.318$$

PESO ESPECÍFICO - PIEDRA	
Peso de molde +muestra	999.85
Peso de molde	84.21
Peso de la muestra(PSSS)	915.64
Peso en el agua (PSSS)	577
Peso seco	905.19

$$P_{em} = 2.673$$

2.5.4. . GRADO DE ABSORCIÓN.

Los agregados grueso y fino generalmente tienen niveles de absorción (contenido de humedad a SSS) que varían del 0.2% al 4% y del 0.2% al 2%, respectivamente. Los contenidos de agua libre generalmente varían del 0.5% al 2% para el agregado grueso y del 2% al 6% para el agregado fino. El contenido máximo de humedad del agregado grueso drenado es normalmente menor que aquél del agregado fino. La mayoría de los agregados finos puede mantener un contenido máximo de humedad drenada de cerca del 3% al 8%, mientras que el agregado grueso puede mantener del 1% al 6%.

$$A = \frac{PSSS - PS}{PS} * 100$$

% ABSORCIÓN - ARENA	
Peso de molde +muestra	427.99
Peso de molde	53.49
Peso de la muestra(PSSS)	374.5
Peso seco	371.16

$$A = 0.89 \%$$

% ABSORCIÓN - PIEDRA	
Peso de molde +muestra	999.85
Peso de molde	84.21
Peso de la muestra(PSSS)	915.64
Peso seco	905.19

$$A = 1.15$$

2.5.5. . PESO UNITARIO DEL AGREGADO

Este método de ensayo cubre la determinación del peso unitario suelto o compactado y el cálculo de vacíos en el agregado fino, grueso o en una mezcla de ambos, basados en la misma

determinación. Este método se aplica a agregados de tamaño máximo nominal de 150 mm.

PESO UNITARIO SUELTO	
ARENA	
Peso de molde +muestra	18454.00 gr
Peso de molde	10066.00 gr
Peso de la muestra	8388.00 gr
Volumen del molde	5301.44 gr
Peso Unitario	1.58 gr/cm ³

Tabla 2.5.5.1: Peso Unitario Suelto – Cantera La Victoria.

PESO UNITARIO COMPACTADO	
ARENA	
Peso de molde +muestra	19657.00 gr
Peso de molde	10066.00 gr
Peso de la muestra	9591.00 gr
Volumen del molde	5301.44 gr
Peso Unitario	1.81 gr/cm ³

Tabla 2.5.5.2: Peso Unitario Compactado – Cantera La Victoria.

PESO UNITARIO SUELTO	
PIEDRA	
Peso de molde +muestra	17620.00 gr
Peso de molde	9948.00 gr
Peso de la muestra	7672.00 gr
Volumen del molde	5301.44 gr
Peso Unitario	1.45 gr/cm³

Tabla 2.5.5.3: Peso Unitario Suelto – Cantera Tres Tomas.

PESO UNITARIO COMPACTADO	
PIEDRA	
Tipo de muestra	18996.00 gr
Peso de molde +muestra	10061.00 gr
Peso de molde	8935.00 gr
Peso de la muestra	5301.44 gr
Volumen del molde	1.69 gr/cm³

Tabla 2.5.5.4: Peso Unitario Compactado – Cantera Tres Tomas.

III. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El conocimiento de las propiedades físicas de los agregados en la zona del proyecto es relevante para garantizar el cumplimiento acorde a lo establecido en los parámetros tomados en la etapa de diseño de los elementos estructurales.
2. Para el presente estudio se tomaron en cuenta las canteras de La Victoria en Pátapo y Tres Tomas en Ferreñafe, dado que son las principales abastecedoras de la gran demanda de la industria de la construcción en Chiclayo.
3. Se utilizó el cemento Tipo ICo Pacasmayo Extraforte para la elaboración del diseño de mezcla, dadas las condiciones de exposición de la estructura.
4. Se obtuvo como proporción de mezcla en peso 1 : 1.79 : 2.74 : 24.22/Lts/Bls, y la proporción en volumen 1 : 1.67 : 2.80 : 24.22/Lts/Bls.
5. Se realizó el ensayo de módulo elástico de concreto a la compresión a tres cilindros de concreto de medidas normalizadas a los 28 días, obteniéndose un valor promedio de módulo elástico de concreto de 2068545 Tn/m² para una resistencia $f'_c=210$ kg/cm².
6. Con respecto a los resultados obtenidos de módulo elástico del concreto para la ciudad de Chiclayo, se modificó para el presente estudio, y en base a los ensayos realizados la fórmula establecida por la norma técnica E 060 para la obtención de módulo elástico del concreto.

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \text{NTP E 060}$$

$$E_c = 14274.317\sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad E_{\text{CHICLAYO}}$$

7. Se determinó una variación con respecto al módulo elástico del concreto establecido por la NTP E060 y el hallado con agregados de la zona de Chiclayo de -5.08%.
8. Se recomienda un estudio de módulo elástico del concreto con una mayor muestra de cilindros de concreto, para obtener dispersiones menores.
9. Las conclusiones y recomendaciones establecidas en el presente Estudio de Módulo Elástico del Concreto son sólo aplicables para el área estudiada.

IV. ANEXOS

ANEXO 01: ENSAYOS DE MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE TRUJILLO
FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE MATERIALES
 LABORATORIO DE MATERIALES COMPUESTOS



REPORTE DE ENSAYOS DE COMPRESION

Solicitante: Dairy Elmer Chuquicahua Zelada

Muestras: Cilindros de concreto

Tamaños de muestras puestas en laboratorio:

<i>Muestras</i>	<i>Diámetro promedio (cm)</i>	<i>Longitud promedio (mm)</i>
M1	15.10	298.90
M2	14.96	299.68
M3	15.04	299.14

RESUMEN DE RESULTADOS	
<i>Ensayo</i>	<i>E_(Compresión) MPa</i>
E1	19894.709
E2	20226.330
E3	19339.862

LEYENDA:

Norma ASTM C469: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression

TECNOTEST GROUP

Máquina de Ensayos Universales

Modelo: HL – 600

Capacidad de carga: 600 KN



JEFE DE LABORATORIO: Mg. Vega Anticona Alexander Yushepy

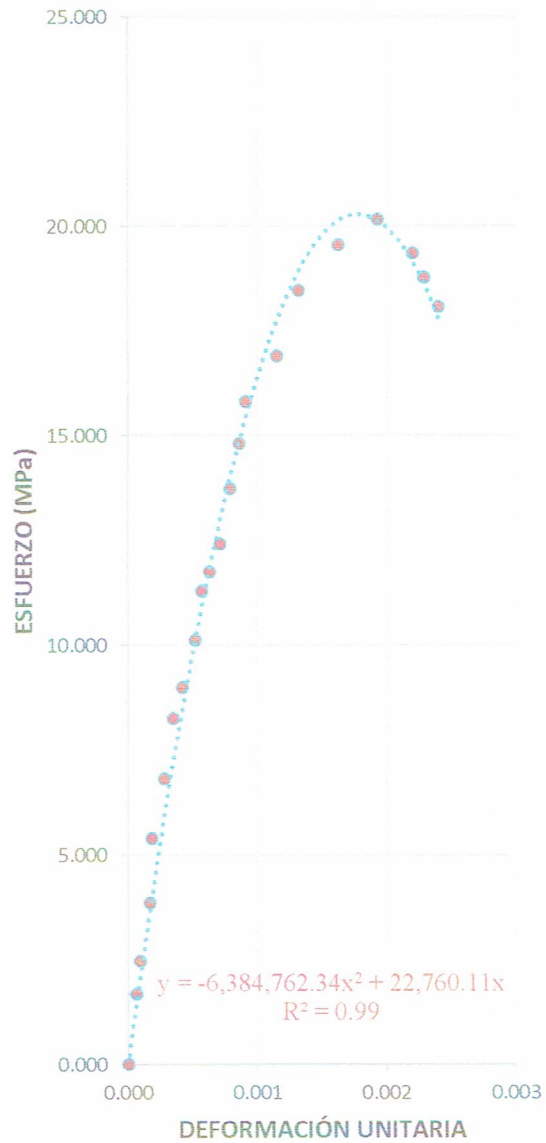


ENSAYO DE MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO

Probeta : E - 1
 Diámetro : 15.10 cm
 Altura : 298.90 mm
 Área : 179.08 cm²

**CURVA
 ESFUERZO - DEFORMACIÓN**

Deformación Unitaria	Esfuerzo de Compresión (MPa)
0.00000	0.000
0.00007	1.677
0.00009	2.463
0.00017	3.847
0.00018	5.396
0.00028	6.817
0.00035	8.252
0.00042	8.995
0.00052	10.121
0.00057	11.296
0.00063	11.760
0.00071	12.417
0.00079	13.725
0.00086	14.812
0.00091	15.816
0.00115	16.901
0.00132	18.457
0.00163	19.542
0.00193	20.153
0.00220	19.350
0.00229	18.767
0.00240	18.081



S1 = 1.122 MPa
 S2 = 8.061 MPa
 ε1 = 0.000050
 ε2 = 0.000399

E_c = 19894.709 MPa



[Handwritten signature]

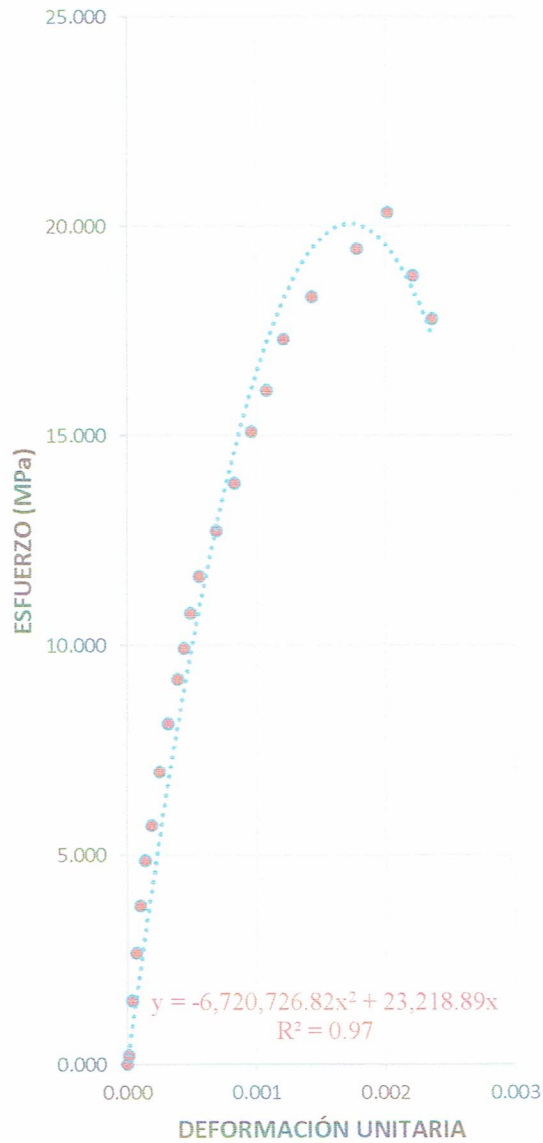


ENSAYO DE MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO

Probeta : E - 2
 Diámetro : 14.96 cm
 Altura : 299.68 mm
 Área : 175.77 cm²

**CURVA
 ESFUERZO - DEFORMACIÓN**

Deformación Unitaria	Esfuerzo de Compresión (MPa)
0.00000	0.000
0.00001	0.210
0.00004	1.502
0.00007	2.663
0.00010	3.783
0.00014	4.864
0.00019	5.699
0.00025	6.975
0.00032	8.128
0.00039	9.188
0.00044	9.924
0.00049	10.759
0.00056	11.643
0.00069	12.724
0.00083	13.849
0.00096	15.082
0.00108	16.068
0.00121	17.294
0.00143	18.309
0.00178	19.447
0.00202	20.319
0.00221	18.817
0.00236	17.786



S1 = 1.144 MPa
 S2 = 8.128 MPa
 ε1 = 0.000050
 ε2 = 0.000395

E_c = 20226.330 MPa

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TRUJILLO
 JEFATURA ACADÉMICA
 DPTO. DE ING. DE MATERIALES

[Handwritten Signature]

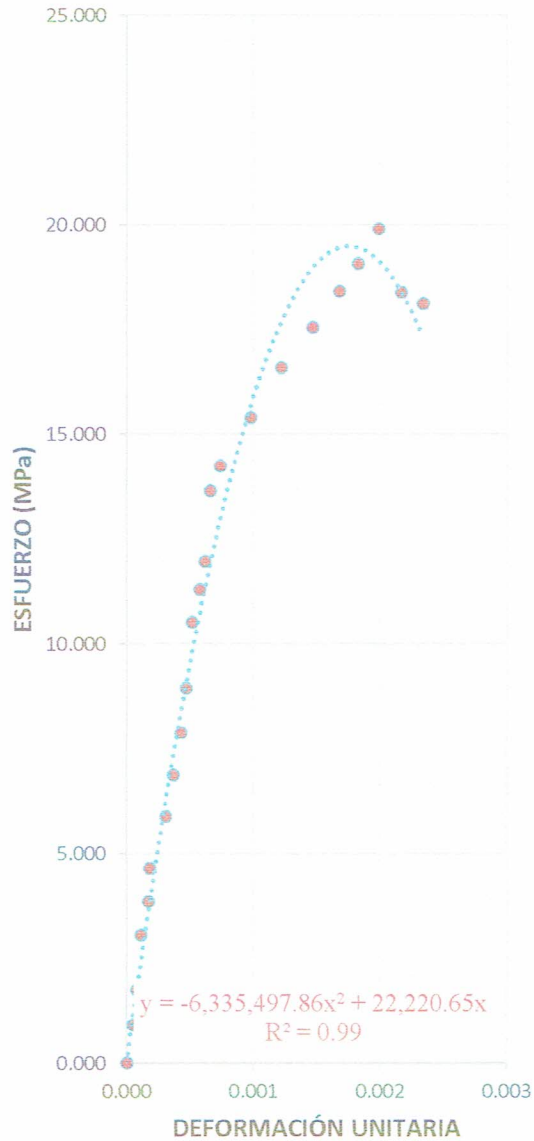


ENSAYO DE MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO

Probeta : E - 3
 Diámetro : 15.04 cm
 Altura : 299.14 mm
 Área : 177.66 cm²

**CURVA
 ESFUERZO - DEFORMACIÓN**

Deformación Unitaria	Esfuerzo de Compresión (MPa)
0.00000	0.000
0.00005	0.905
0.00008	1.735
0.00011	3.047
0.00017	3.859
0.00018	4.646
0.00031	5.885
0.00037	6.860
0.00043	7.886
0.00047	8.930
0.00052	10.507
0.00058	11.295
0.00062	11.967
0.00066	13.639
0.00074	14.241
0.00098	15.391
0.00122	16.586
0.00147	17.546
0.00168	18.407
0.00183	19.054
0.00199	19.888
0.00217	18.380
0.00234	18.112



S1 = 1.095 MPa
 S2 = 7.955 MPa
 ϵ_1 = 0.000050
 ϵ_2 = 0.000405

E_c = 19339.862 MPa



ANEXO 02: DISEÑO DE MEZCLA

TESISTA: Chuquicahua Zelada Dairy Elmer

DISEÑO DE MEZCLA $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

A. REQUERIMIENTOS:

Resistencia Especifica:	210 kg/cm ²
Uso:	
Cemento:	Pacasmayo Tipo I
Coefficiente de Variacion estimado:	
Agregados:	
	Piedra Cantera : Tres Tomas - Ferreñafe
	Arena Cantera : La Victoria - Pátapo

Características:	ARENA	PIEDRA
Humedad Natural:	0.89 %	0.37 %
Absorcion:	0.89 %	1.15 %
Peso Especifico de Masa:	2.32	2.67
Peso Unitario Varillado:	1.81 gr/cm ³	1.69 gr/cm ³
Peso Unitario Suelto Seco:	1.58 gr/cm ³	1.45 gr/cm ³
Modulo de Fineza:	3.08	
Tamaño Maximo Nominal del Agregado:		3/4"

B. DOSIFICACION:

- Selección de la relacion Agua-Cemento (A/C)
 Para lograr una resistencia promedio de: 210 kg/cm² + 84 = 294 kg/cm²
 se requiere una relacion A/C de: 0.556
 Luego la relacion A/C de diseño es: 0.556
- Estimacion del agua de mezclado y contenido de aire
 Para un asentamiento de 4" : 205 litros/m³ Aire : 2.00 %
- Contenido de Cemento
 $205 / 0.556 = 368.71 \text{ kg}$ Aprox. 8.68 bolsas/m³
- Estimacion del contenido de Agregado Grueso
 $0.592 \text{ m}^3 \times 1690 \text{ kg/m}^3 = 1000.48 \text{ kg}$
- Estimacion del contenido de Agregado Fino

Volumen de Agua :		= 0.205 m ³
Volumen solido de Cemento :	$368.71 / 3150$	= 0.117 m ³
Volumen Solido de Agregado Grueso :	$1000.48 / 2670$	= 0.375 m ³
Volumen de Aire :		= 0.020 m ³
		<hr/>
		= 0.717 m ³
Volumen solido de arena requerido :	1 - 0.717	= 0.283 m ³
Peso de arena seca requerida :	0.283×2320	= 657.11 kg
- Resumen de Materiales por Metro Cubico

Cemento	= 368.71 kg
Agua (Neta de Mezclado)	= 205 litros
Agregado Fino	= 657.11 kg
Agregado Grueso	= 1000.48 kg
- Ajuste por humedad del agregado:
 Por humedad total (pesos ajustados)

Agregado Fino :	$657.11 (1 + 0.89 / 100)$	= 659.55 kg
Agregado Grueso :	$1000.48 (1 + 0.37 / 100)$	= 1009.38 kg
Agua para ser añadida por correccion por absorcion		
Agregado Fino :	$657.11 (0.89 - 0.89) / 100$	= - 5.13 kg
Agregado Grueso :	$1000.48 (0.37 - 1.15) / 100$	= 0.00 kg
		<hr/>
		= - 5.13 kg

TESISTA: Chuquichua Zelada Dairy Elmer

$$205 - -5.13 = 210.13$$

8. Resumen

Cemento	= 368.71 kg
Agua efectiva (Total de Mezclado)	= 210.13 litros
Agregado Fino (Humedo)	= 659.55 kg
Agregado Grueso (Humedo)	= 1009.38 kg

C. DOSIFICACION EN PESO :

1 : 1.79 : 2.74 / 24 litros/saco

Relacion agua-cemento de diseño :	205 / 368.71	= 0.556
Relacion agua-cemento efectiva :	210.13 / 368.71	= 0.570

CONVERSIÓN A VOLUMEN

Se tiene una dosificacion en peso, ya corregida por humedad del agregado, de **1 : 1.79 : 2.74 con 24.22** litros de agua por saco de cemento con valores de obra. Se desea conocer la dosificacion en volumen equivalente.

MATERIALES:

Características	AGREGADO FINO	AGREGADO GRUESO
Peso Suelto Seco	1580 kg/m ³	1450 kg/m ³
Contenido de humedad	0.89 %	0.37 %

CANTIDAD DE MATERIALES POR TANDA

A partir de la relacion en peso para valores de obra, osea ya corregidos por humedad del agregado, se puede determinar las cantidad de materiales necesaria para preparar una tanda de concreto en base a un saco de cemento:

Cemento	1	x	42.5	= 42.50 kg/saco
Agua efectiva				= 24.22 Lit./saco
Agregado fino humedo	1.79	x	42.5	= 76.02 kg/saco
Agregado grueso hume	2.74	x	42.5	= 116.35 kg/saco

PESOS UNITARIOS SUELTOS HUMEDOS DEL AGREGADO

Como se va a convertir una dosificacion de obra, ya corregida por humedad del agregado, es necesario determinar los pesos unitarios humedos de los AF y AG. Para ello multiplicar el peso unitario suelto seco de cada uno de los agregados por el contenido de humedad del mismo.

Peso unitario del :

Agregado fino humedo	1580	x	(1 + 0.89 / 100)	= 1594.06 kg/m ³
Agregado grueso hume	1450	x	(1 + 0.37 / 100)	= 1455.37 kg/m ³

PESO POR PIE CUBICO DEL AGREGADO

Conocidos los pesos unitarios sueltos humedos de los dos agregados, y sabiendo que un m³ es igual a 35 pie³, se debera dividir el primero entre el segundo para obtener el peso por pie³ en cada uno de los agregados.

Peso en pie³ :

Del agregado fino	1594.06 /	35	=	45.54 kg/pie ³
Del agregado grueso	1455.37 /	35	=	41.58 kg/pie ³
De la bolsa de cemento				42.50 kg/pie ³

DOSIFICACION EN VOLUMEN

Conocidos los pesos por pie³ de los diferentes materiales en la mezcla, bastara dividir los pesos de cada uno de los materiales en la tanda de un saco entre los pesos por pie³ para obtener el numero de pie³ necesarios para preparar una tanda de un saco.

Dosificacion en volumen :

TESISTA: Chuquicahua Zelada Dairy Elmer

Cemento	42.50 /	42.50 =	1
Agregado fino humedo	76.02 /	45.54 =	1.7
Agregado grueso hume	116.35 /	41.58 =	2.8

1	:	1.7	:	2.8	/	24.22 Litros/saco
----------	----------	------------	----------	------------	----------	--------------------------

ANEXO 03: PANEL FOTOGRÁFICO



Figura 01: Maquina de Ensayo de módulo Elástico del Concreto HL -600 Tecnotest.



Figura 02: Habilitación de probeta para ensayo.



Figura 03: Probeta ensayada.

Id	Temp	CompResul	CompResul
449	476	47.300	295.134
449	475	47.400	298.000
449	476	47.500	187.798
449	477	47.600	135.313
449	478	47.700	79.806
449	479	47.800	41.557
449	480	47.900	48.577
449	481	48.000	39.022
449	482	48.100	34.055
449	483	48.200	28.805
449	484	48.300	24.517
449	485	48.400	21.022
449	486	48.500	18.300
449	487	48.600	16.381
450	1	0.000	0.000
450	2	0.100	0.058
450	3	0.200	0.056
450	4	0.300	0.075
450	5	0.400	0.138
450	6	0.500	0.139
450	7	0.600	0.139
450	8	0.700	0.114
450	9	0.800	1.152
450	10	0.900	1.403
450	11	1.000	11.807

Figura 04: Datos de Ensayo.



Figura 05: Datos de Ensayo.

9.2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELO



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

PROYECTO: “ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO”

TESISTA: DAIRY ELMER CHUQUICAHUA ZELADA

ASESOR: MTRO. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO

UBICACIÓN: CHICLAYO – CHICLAYO – LAMBAYEQUE

LOCALIZACIÓN: SECTOR COPRADILLA- DESAMAN – PARCELA N°1 - CHICLAYO

FECHA: 2020

Chiclayo, 2020

ÍNDICE

I. GENERALIDADES	3
1.1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.2. FINES DE ESTUDIO.....	3
1.3. OBJETIVO.....	4
1.4. NORMATIVIDAD.....	4
1.5. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO.....	4
1.6. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO.....	4
1.7. CONDICIÓN CLIMÁTICA Y ALTITUD DE LA ZONA.....	5
1.8. GEOLOGÍA Y SISMICIDAD DEL ÁREA EN ESTUDIO	6
II. MEMORIA DESCRIPTIVA.....	9
2.1. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.....	9
2.2. INFORMACIÓN PREVIA.....	9
2.3. EXPLORACIÓN DE CAMPO	9
2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	10
2.5. PERFIL DEL SUELO	12
2.6. NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA	12
2.7. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN	12
2.7.1. Memoria de calculo	13
2.7.2. Tipo de cimentación	17
2.7.3. Estrato de apoyo de la cimentación.....	17
2.7.4. Parámetro de diseño para la cimentación.....	17
2.7.5. Agresividad del suelo a la cimentación.....	18
2.8. EFECTO DEL SISMO	18
2.8.1. Zonificación Sísmica.....	18
2.8.2. Tipo de suelo y periodo	18
2.8.3. Fuerza horizontal equivalente	16
III. PLANO DE UBICACIÓN DEL PROGRAMA DE EXPLORACIÓN.....	17
IV. PERFILES DE SUELO	17
V. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO	17
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	18
VII. ANEXOS	19

I. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN.

El suelo es responsable de soportar las cargas generadas por las superestructura, dichas cargas son transmitidas mediante estructuras de apoyo o cimientos, los cuales llegan a deformar al suelo de fundación, por ende la relevancia de los estudios geotécnicos, estos mediante ensayos de laboratorio nos brindan datos cualitativos y cuantitativos() acerca del suelo de fundación, para prever el futuro comportamiento a corto, mediano y largo plazo, y tomar las medidas razonables necesarias para asegurar la correcta interacción suelo estructura, y mantener la estabilidad del sistema.

Es el estudio geotécnico el que nos da la posibilidad de conocer características como la presión admisible del terreno, la agresividad del suelo a la cimentación (cloruros y sulfatos, siendo estos muy perjudiciales para la durabilidad del cemento de concreto reforzado), el asentamiento diferencial del suelo sometido cargas de intensidad variable, la profundidad de cimentación necesaria, el tipo de estrato de apoyo de la misma, y el nivel freático, también se obtiene una recomendación inicial del tipo de cimentación que se debe utilizar, la cual luego será verificada y mejorada en algunos casos después de analizarlo.

Por ende, el presente Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) reúne información valiosa, la cual debe ser tomada correctamente para poder diseñar de manera eficaz las estructuras de cimentación y proyectar estructuras seguras, al mismo tiempo evitar un sobre costo o por el contrario la proyección de estructuras de cimentación que no cumplan de manera correcta su función.

1.2. FINES DE ESTUDIO.

Con las fases de exploración, análisis de campo y laboratorio efectuado, el estudio geotécnico ha sido orientado para establecer las condiciones en cuanto se refiere a la calidad del suelo que existe en el área de estudio o interpretar su comportamiento, así mismo tener datos actuales de la estratigrafía de la zona donde se cimentará la edificación en estudio.

Básicamente mediante este estudio geotécnico, se determinará las condiciones actuales del terreno subyacente, conformación estratigráfica, características físicas, mecánicas de los suelos conformantes y capacidad portante o admisible del mismo a nivel de

cimentación, que permitan estimar el comportamiento del suelo al ser sometido a las cargas propias de la edificación a proyectarse, teniendo presente las dos premisas fundamentales de toda base de sustentación de cargas externas.

1.3. OBJETIVO.

El presente Informe tiene por objeto realizar el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) con fines de Cimentación para la edificación ubicada en el **Sector Copradilla – Desaman – Parcela N°1 – Chiclayo**, esta edificación es parte del proyecto de investigación con fines de tesis que lleva como nombre : “**ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO**”, el presente EMS se ha realizado mediante trabajos de campo a través de sondeos (Ensayo de Penetración Estándar-SPT), ensayos de laboratorio y labores de gabinete; en base a los cuales se definen perfiles estratigráficos del subsuelo, sus principales características físicas y mecánicas, y sus propiedades de resistencia y deformación, las cuales nos conducen a la determinación del tipo y profundidad de cimentación, salinidad, capacidad portante admisible del suelo, cuantificar la magnitud de los posibles asentamientos, así como también evaluar la ocurrencia de potenciales problemas geotécnicos y emitir recomendaciones que garanticen la estabilidad del proyecto.

1.4. NORMATIVIDAD.

El estudio realizado, en cuanto a su alcance y procedimiento, se encuentra referido principalmente a la Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.5. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO.

El proyecto indicado se ubica en la Sector Copradilla – Desaman – Parcela N°1, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque.

1.6. ACCESO AL ÁREA DE ESTUDIO.

Para llegar a la Zona de Estudio desde Lima:

Lima – Centro de Chiclayo

La ruta mencionada tiene un tiempo de viaje de aproximadamente 12 a 14 horas, la ruta se encuentra asfaltada. El recorrido se puede hacer en un solo tramo, de Lima a Chiclayo (10 a 14 horas). De Lima a Chiclayo el transporte se realiza en ómnibus,

estos ómnibus parten y retornan de Lima a Chiclayo diariamente en las mañanas a las 8:00 am y en las noches entre las 6:00 pm y 11:00 pm. Este tramo de Lima a Chiclayo también se puede hacer directamente por vía aérea (50 minutos).

Centro de Chiclayo – Lugar de Estudio

Desde el parque principal de Chiclayo se tomará como ruta la Av. José Balta en dirección a la intersección con la Av. Bolognesi, se continuará por dicha avenida en dirección al Este hasta llegar al Aeropuerto Internacional Capitán FAP José A. Quiñones, luego con dirección al norte encontraremos la intersección con la pista de la ruta Chiclayo – Llama – Chota, seguiremos esta ruta hasta el final del parque provincial de la FAP, luego iremos en dirección al Norte hasta interceptar la Av. Pedro Ruíz, llegado a este punto se gira en dirección al Este y se avanza aproximadamente 350 mts, es en esta dirección donde se localizará la zona de estudio

1.7. CONDICIÓN CLIMÁTICA Y ALTITUD DE LA ZONA.

En condiciones normales, las escasas precipitaciones condicionan el carácter semidesértico y desértico de la angosta franja costera, por ello el clima de la zona se puede clasificar como DESÉRTICO SUBTROPICAL Árido, influenciado directamente por la corriente fría marina de HUMBOLT, que actúa como elemento regulador de los fenómenos meteorológicos.

La temperatura en verano fluctúa Según datos de la Estación REQUE entre 25.59°C (Dic) y 28.27° C (Feb), siendo la temperatura máxima anual de 28.27 °C. la temperatura mínima anual de 15.37°C, en el mes de Setiembre. Y con una temperatura media anual de 21°C. Esta área de estudio, está sometido a la acción micro climática de la costa y se le conoce como semiárido, limitado afloramientos rocosos del complejo basal de la costa. Las precipitaciones son irregulares, las que se presentan en invierno, siendo también frecuentes por las tardes. La temperatura en estos periodos alcanza valores mínimos del hasta 12°C.

Es importante resaltar que, por presencia del Fenómeno del Niño ocurrido recientemente, la ciudad se ha visto abatida por precipitaciones muy fuertes que han hecho colapsar casas, edificaciones y hasta puentes.

Durante el verano se registran temperaturas de hasta 34°C, variando a la humedad relativa en estos periodos entre 70 a 90%. El clima de la zona es cálido, con presencia de lluvias desde diciembre a abril, con una temperatura promedio anual de 28°C, Y Altitud: 15 m.s.n.m

1.8. GEOLOGÍA Y SISMICIDAD DEL ÁREA EN ESTUDIO

1.8.1. GEOLOGÍA REGIONAL.

Dentro del origen de los suelos debe notarse que su formación ha ocurrido a través de las eras geológicas tal como seguiría ocurriendo, ejerciendo influencia decisiva en el orden de sucesión en la forma y en la continuidad de los estratos del suelo. La geomorfología del Valle Chancay – La Leche, que según las investigaciones realizadas en esta zona norte del país, se supone que la faja costera del Dpto. de Lambayeque que es donde se sitúa la localidad en estudio, en épocas remotas (millones de años) haya sido un fondo marino de aguas poco profundas y que debido a las continuas avenidas de los Ríos La Leche y Reque hayan rellenado esta parte del Océano Pacífico, cabe mencionar el aporte en este relleno, de los vientos imperante en la región, en cuanto a materiales finos, con lo que se forma de esta manera una amplia zona desértica, que posteriormente fue domada por los primeros pobladores que llegaron a este valle.

1.8.2. GEOLOGÍA LOCAL.

La conformación estratigráfica de toda el área en estudio y en general todo el valle Chancay están apoyados sobre un depósito de suelos finos de origen **sedimentario**, heterogéneo de unidades geológicas:

- Era: **cenozoica**.
- Sistema: **cuaternario**.
- Serie: **reciente**.

LEYENDA

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	PISO	UNIDADES ESTRATIGRÁFICAS	ROCAS INTRUSIVAS
CENOZOICO	CUATERNARIO	RECIENTE		Depósitos fluviales aluviales y aluviales Depósitos lacustres y eodón litoral Depósitos eólicos	Or-ll Or-al Or-la Or-sl Op-e
		PLEISTOCENO		DISC. ANGUL.	Ti-vii
	TERCIARIO	INFERIOR		Volc. Llama	
MESOZOICO	CRETÁCEO	SUPERIOR		DISC. ANGUL.	
		MEDIO	Turooliano	Gpo. Publucana y Oulquihán	Km-pc
			Cenomaniano		
			Albiano	Fms. Inca Chólao y Parlatambo	Km-ich
		INFERIOR	Aptiano	DISC. PARAL.	
	Neocomiano	Gpo. Boytarisquitza Fm. Tinajones	Kn-ic M-1		
	JURÁSICO	SUPERIOR		DISC. PARAL.	
		MEDIO		Volc. Oyotún	J-ro
		INFERIOR			
	TRIÁSICO	SUPERIOR	Noriano	Fm. La Locha	Ti-1

Andesita	T-an
Pírido Cuadriero	T-pc
Adamita	td
Granodiorita	gd
Tonalita	to
Mozzonita	mz
Diorita	d
Gabro	g

1.8.3. TECTÓNICA DE LA ZONA DE ESTUDIO.

Esta zona si bien contienen estructuras aisladas que corresponden a las distintas fases de la orogénesis andina, en buen aparte esta zona estuvo tectónicamente estable durante tales movimientos, de tal forma que ahora esta zona se caracteriza por presentar un relieve relativamente suave, con áreas extensas de estratos y superficies sub-horizontales.

Con algunos cuerpos intrusivos que cortan a estos estratos y afloran a manera de pequeños cerros aislados que se levantan sobre la planicie de la faja costanera. Con lo cual se interpreta que esta zona como relativamente estable se ha quedado al margen de las deformaciones importantes que se afectaron a la zona alto andina. Estas deformaciones se manifestaron en la provincia a una escala relativamente reducida teniendo como testigos cerros que afloran en la zona de estudio.

La sedimentación durante el neocomiano – aptiano nos muestra una sedimentación del tipo marino litoral a continental sobre los cuales se encuentran depósitos de plataforma (arenas, gravas), siguiéndole luego una trasgresión marina en el albiano – santoniano, en el cual se produce una nueva invasión del mar posteriormente se ha producido un levantamiento y sedimentación continental que ocurrió en el

cretáceo superior ocasionando una emersión de la cuenca y al consiguiente erosión de la misma, constituyendo la fuente de alimentación que genero la secuencia clásica continental que aflora en el área de estudio, durante este periodo no existen indicios de un plegamiento notable en este periodo.

1.8.4. GEODINÁMICA EXTERNA.

La ocurrencia de fenómenos geodinámicas externa, está asociado a los periodos de fuertes precipitaciones como las causadas por el Fenómeno del Niño que activan las quebradas existentes y con consecuencia de originar la inestabilidad de los cortes naturales con la consecuencia de deslizamiento de materiales y su acumulación.

La superficie actual del terreno seleccionado se encuentra estable. Sin embargo, cuando se excaven las zanjas o a medida que se profundicen para la construcción de estructuras hidráulicas, pueden estar expuestas al derrumbamiento de las paredes por lo que se sugiere el uso de protección tipo encofrado o en forma de talud.

No se han observado fallas geológicas o problemas estructurales cuya existencia afectaría la seguridad de la obra en sí.

II. MEMORIA DESCRIPTIVA.

2.1. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN.

De acuerdo al EMS se presenta el cuadro resumen donde se encuentran las principales características del presente estudio.

TIPO DE CIMENTACIÓN	Superficial (Zapatas, zapatas combinadas, vigas de conexión, platea)
ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACIÓN	ML Limo de baja plasticidad
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	1.50 m
PRESIÓN ADMISIBLE DEL SUELO	0.69 kg/cm ²
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN	Cloruros: 594.40 PPM Sulfatos : 1415.00 PPM
FACTOR DE SEGURIDAD	3.00
ASENTAMIENTO TOTAL	1.02 cm

Tabla 2.1.1: Resumen EMS

2.2. INFORMACIÓN PREVIA

2.2.1. De la obra a cimentar

Se edificará un hotel de 05 niveles más techo de cobertura liviana (con ascensor) con un ancho de fachada de 14.00 m y 37.50 m de fondo, y una altura de edificación de 15.40 m.

2.2.2. Datos generales del terreno

El área de terreno donde se realizará la exploración de suelo los pobladores lo llaman “Desaman”, dicha área no cuenta con ningún tipo de perímetro, al colindante en dirección al Este se encuentra una pared de adobe, correspondiente al terreno contiguo.

2.3. EXPLORACIÓN DE CAMPO

El día viernes 23 de febrero de 2018, el técnico responsable de realizar el sondeo y las extracciones de las muestras en compañía del solicitante (Tesisista) se trasladaron al lugar de estudio y se realizó 03 sondeos con la modalidad Ensayo de Penetración Estándar, donde se obtuvieron 18 muestras de suelo en los sondeos SPT-1, SPT-2 Y SPT-3 con las características indicadas en las estratigrafías que se mostraran posteriormente.

2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO

En el laboratorio de Suelos, Concreto y Ensayo de Materiales de USAT se han efectuado los siguientes ensayos:

ENSAYOS ESTÁNDAR.

- Contenido de humedad. NTP 339.127
- Análisis granulométrico. NTP 339.128
- Límite líquido y límite plástico. NTP 339.129
- Clasificación unificada de suelos (SUCS). NTP 339.134
-

ENSAYOS ESPECIALES.

- Ensayo de Penetración Estándar SPT. NTP 339.133
- Contenido de Sales Solubles Totales NTP 339.177:2002
- Contenido de Iones Cloruros Solubles NTP 339.177
- Contenido de Sulfatos Solubles NTP 339.178

2.4.1. CONTENIDO DE HUMEDAD. NTP 339.127

Este ensayo tiene por finalidad, determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo. El contenido de humedad de una masa de suelo, está formado por la suma de sus aguas libre, capilar e higroscópica.

La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa junto con la cantidad de aire, una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este (especialmente en aquellos de textura más fina), como por ejemplo cambios de volumen, cohesión, estabilidad mecánica.

2.4.2. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO. NTP 339.128

Es un proceso mecánico mediante el cual se separan las partículas de un suelo en sus diferentes tamaños, denominado a la fracción menor (Tamiz No 200) como limo, Arcilla y Coloide. Se lleva a cabo utilizando tamices en orden decreciente. La cantidad de suelo retenido indica el tamaño de la muestra, esto solo separa una porción de suelo entre dos tamaños. Los tamices empleados son: 3", 2 ½", 2", 1 ½", 1", ¾", ½", 3/5", ¼", N° 4, N° 10, N° 40, N° 60, N° 100, N° 200.

2.4.3. LÍMITE LÍQUIDO Y LÍMITE PLÁSTICO. NTP 339.129

- **LÍMITE LÍQUIDO:** Es el contenido de agua del material en el límite superior de su estado plástico.
- **LÍMITE PLÁSTICO:** Es el contenido de agua del material en el límite inferior de su estado plástico.
- **ÍNDICE DE PLASTICIDAD:** Es el rango de contenido de humedad sobre el cual un suelo se comporta plásticamente. ($IP = L.L. - L.P.$)

2.4.4. CLASIFICACIÓN UNIFICADA DE LOS SUELOS (SUCS.) NTP 339.134

Es un sistema de clasificación de suelos usado en ingeniería y geología para describir la textura y el tamaño de las partículas de un suelo. Este sistema de clasificación puede ser aplicado a la mayoría de los materiales sin consolidar y se representa mediante un símbolo con dos letras. Cada letra es descrita debajo. Para clasificar el suelo hay que realizar previamente una granulometría del suelo mediante tamizado u otros. También se le denomina clasificación modificada de Casagrande.

2.4.5. CONTENIDO DE SALES TOTALES. NTP 339.152

El contenido total de sales solubles de un suelo se determina un extracto acuoso preparado usando una relación suelo-agua de 1:5 para la mezcla. Esta proporción se ha considerado como la más adecuada entre otras que se indican en la literatura pertinente.

Un volumen conocido de la solución de ensayo, que es el extracto acuoso, o una muestra de agua subterránea que es filtrada, se evapora a sequedad en una cápsula de peso conocido y se pone a secar a peso constante a $180\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$. El incremento de peso hallado representa el total de sólidos disueltos. Este procedimiento puede ser usado para otras temperaturas de secado del residuo de evaporación tal como $103\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 105\text{ }^{\circ}\text{C}$.

2.4.6. CONTENIDO DE CLORUROS SOLUBLES EN SUELOS. NTP 339.177

Mediante este ensayo se determina en forma cuantitativa de partículas por millón del ion cloruro en agua contenido en suelos y agua subterránea.

2.4.7. CONTENIDO DE SULFATOS SOLUBLES EN SUELOS. NTP 339.178

Mediante este ensayo se determina en forma cuantitativa de partículas por millón del ion sulfato en agua contenido en suelos y agua subterránea.

2.4.8. GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS. NTP 339.131

La gravedad específica de un suelo se utiliza en el cálculo de las relaciones de fase de los suelos, en los cálculos de los ensayos de granulometría por sedimentación, compresibilidad y potencial de expansión.

El término partículas sólidas significa partículas minerales que ocurren naturalmente y no son solubles fácilmente en agua. En consecuencia, la gravedad específica de los materiales que contengan materias extrañas (como cemento, cal y similares), materia soluble en agua (como el cloruro de sodio), y los suelos que contengan partículas con una gravedad específica menor que uno requiere un tratamiento especial o una definición calificada de su gravedad específica

2.4.9. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPT. NTP 339.133

El ensayo de penetración estándar consiste un tubo partido con 2" de dimensión para que penetre 45 cm en el terreno ayudado con un martillo de 62.5 kg y con una altura de caída de 15 cm, contabilizándose el número de golpes N.

2.5. PERFIL DEL SUELO

Los perfiles de suelo de los sondeos realizados (SPT-1, SPT-2 Y SPT-3) se anexarán en este informe como resultado de la estratigrafía.

2.6. NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA

A medida que se fue realizando los distintos sondeos se reportaron los siguientes niveles freáticos, donde se mantuvieron en ese nivel.

- **SPT-1:** 0.90 m
- **SPT-2:** 0.90 m
- **SPT-3:** 0.90 m

2.7. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Toda cimentación que se diseñe, parte de las premisas que debe preservar un factor de seguridad (FS) contra la falla por corte y un límite en el asentamiento, por lo que los cálculos hechos para determinar la Capacidad Admisible consideran un **FS = 3** y un **Asentamiento Total máximo = 2.5 cm** respectivamente.

2.7.1. Memoria de calculo

Para realizar los diferentes cálculos se ha tomado como dato asumido el ancho mínimo de una zapata con valor a $B=2.00$ m.

2.7.1.1. Corrección del N de campo

Para la corrección del N de campo "Nf" se han determinado factores estos han sido analizados ya que afectan al verdadero valor de los golpes en campo, las expresiones empleadas han sido:

$$N_S, N_{60} = N_F * C_N * h_1 * h_2 * h_3 * h_4 * h_5$$

N60 Se interpreta aquí como la energía que llega a la cabeza de golpeo cuando **ERs =60%**

CN = Corrección por Sobre - Capa

n1 = Factor de ajuste = ER/ERs

n2 = Factor de ajuste por longitud de las barras de perforación

n3 = Factor de ajuste por el revestimiento del Toma - Muestras

n4 = Factor de ajuste por el diámetro del Toma - Muestras

n5 = Factor de ajuste por Nivel Freático

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v}} \left(\sigma_v \text{ en } Tsf \text{ o } Kg/cm^2 \right)$$

FACTOR DE CORRECCIÓN "n2" POR LONGITUD DE BARRAS	
Longitud (m)	n2
> 19	1.00
6 - 10	0.95
4 - 6	0.85
4 - 6	0.75

FACTOR DE CORRECCIÓN "n3" POR EL TIPO DEL MUESTREADOR	
Características	n3
> 19	1.00
6 - 10	0.95
4 - 6	0.85
4 - 6	0.75

FACTOR DE CORRECCIÓN "n4" POR DIÁMETRO DE LA PERFORACIÓN	
Perforación (mm)	n4
60 - 120	1.00
150	0.95
18-Jul	0.85

FACTOR DE CORRECCIÓN "n5" POR NIVEL FREÁTICO	
$N = 15 + \frac{N' - 15}{2}$	
Parámetro	n5
$N' > 15$	$n5 = \frac{7.5}{N'} + 0.5$
$N' < 15$	$n5 = 1$

2.7.1.2. Presión admisible del suelo

Para hallar la presión admisible del terreno se han promediado resultados de las distintas fórmulas de autores reconocidos, dichas expresiones son:

- **Según Meyerhof:** Este autor nos brinda las siguientes formulas para poder hallar la presión admisible.

$$q_u = 1.1N_{\text{corr}} \left(0.5 + 0.5 \frac{C_w}{b + D_f} \right)$$

$$q_u = 2.54 \left(\frac{N_{\text{corr}}}{7.62} \right) \left(\frac{B + 0.3}{2B} \right)^2$$

$$q_u \left(\text{tons/m}^2 \right) = 0.11 * N_{\text{corr}} * C_w$$

$$q_{\text{adm}} = \frac{N_{\text{SPT}}}{3} \left[\frac{B + 1}{2B} \right]^2 C_D$$

$$q_{\text{adm(neta)}} \left(\text{kN/m}^2 \right) = 11.98N_{\text{corr}} \quad (\text{para } B \leq 1.22 \text{ m})$$

$$q_{\text{adm(neta)}} \left(\text{kN/m}^2 \right) = 7.99N_{\text{corr}} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \quad (\text{para } B > 1.22 \text{ m})$$

- **C. Crespo:**

$$q_{\text{admisible}} = 0.133N \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad (\text{Arcillas})$$

- **Peck-Hanson-Thornburn:** Estos autores nos dan la siguiente expresión.

$$q_u = \frac{N_{\text{corr}} - 3}{5}$$

- **Bowles:** Propuso una fórmula modificada partiendo de las expresiones de Meyerhof.

$$q_{\text{adm(neta)}} \left(\text{kN/m}^2 \right) = 19.16N_{\text{corr}} F_d \left(\frac{S_e}{25} \right) \quad (\text{para } B \leq 1.22 \text{ m})$$

$$q_{\text{adm(neta)}} \left(\text{kN/m}^2 \right) = 11.98N_{\text{corr}} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25} \right) \quad (\text{para } B > 1.22 \text{ m})$$

$$q_u = 0.6(N_{\text{corr}} - 3) \left(\frac{B + 0.305}{2B} \right)^2$$

- **Texeira:** De acuerdo con la teopria de este autor la expresión es la siguiente.

$$q_u \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) = 2.15N \quad (5 \bar{N} \bar{N} 50)$$

De acuerdo a estas expresiones y con los datos obtenidos en campo se presenta el resumen de los q adm.

SPT	Df m	q adm kg/cm2
1	1.90	0.75
2	1.90	0.69
3	1.90	0.69

Tomando en cuenta los valores encontrados y estando siempre del lado de la seguridad tanto para soportar las cargas actuantes como para no superar el asentamiento indicado, se asume como capacidad portante del suelo en condición de trabajo el menor valor hallado, es decir:

$$q \text{ adm} = 0.69 \text{ Kg/cm}^2.$$

2.7.1.3. Estimación de los asentamientos

Para hallar los asentamientos se han usado las expresiones dadas por I. Alpan y Meyerhof, dichas formulas tienen la ventaja de su simplicidad y el asentamiento “S” se da en pulgadas.

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{2q}{N_{m\acute{i}n}} \left[\frac{2B}{1+B} \right]^2$$

$$S = \frac{8q}{N_{corr}}$$

De acuerdo a estas expresiones y con los datos obtenidos en campo se presenta el resumen de los asentamientos.

SPT	Df m	S in	S cm
1	1.90	0.44	1.12
2	1.90	0.40	1.02
3	1.90	0.40	1.02

2.7.1.4. Estimación del Ángulo de Fricción Interna(ϕ)

Para hallar el ángulo de fricción interna del terreno se han promediado resultados de las distintas fórmulas de autores reconocidos, dichas expresiones son:

FACTOR DE CORRECCIÓN "h3" POR EL TIPO DE MUESTREADOR	
(ϕ) Ángulo de fricción interna	Referencia
$\phi = \sqrt{15N_{norm}} + 15$	Shioi - Fukui - Road Bridge Specification (1982) (Ref. 53)
$\phi = (15N_{norm})^{0.5} + 15 \leq 45$	Japan Road Asociation (1990) (Ref. 51)
$\phi = 28 + 0.28N_{SPT}$	Sowers (1961) (Ref. 53)
$\phi = 29.47 + 0.46N_{SPT} - 0.004N_{SPT}^2$	Meyerhof (1965) (Ref. 36,53)
$\phi = (15.4(N1_{60}))^{0.5} + 20$	Hatanaka and Uchida (1996) (Ref. 75)
$\phi = (20N)^{0.5} + 15$	Osaki (1959) (Ref. 44)
$\phi = (12N)^{0.5} + 15$	Dunham (1954) (Ref. 44)
$\phi = 20 + 3.5\sqrt{N}$	Muromachi (1974) (Ref. 33)
$\phi = (0.3N)^{0.5} + 27$	Peck, Hnson (1953) (Ref. 51)
$\phi = \arctan\left(\frac{N1_{60}}{32.5}\right)^{0.34}$	Schmertmann (1977) (Ref. 41)
$\phi = 27 + 0.30N_{SPT}$	Shioi - Fukui - Japanese National Railway (1982) (Ref. 53)

De acuerdo a estas expresiones y con los datos obtenidos en campo se presenta el resumen de los asentamientos.

SPT	Df m	ϕ
1	1.90	28.65
2	1.90	28.76
3	1.90	29.68

2.7.2. Tipo de cimentación

Por la naturaleza de la estructura y del suelo se ha considerado una cimentación del tipo superficial (poco profunda) en base a zapatas corridas o aisladas, ya sea rectangulares o cuadradas, interconectadas con vigas de cimentación, dicho requerimiento está dado para suelos flexibles o de baja capacidad portante, es decir para suelos S3 o S4, y para los lugares con zonificación 4 y 3, la cual está prescrita en la Norma de Diseño Sismorresistente E-030, apartado 7.4, y eventualmente algunos cimientos corridos convencionales para elementos de poca importancia, en caso dichas zapatas cubran un porcentaje mayor al 75% del área de cimentación, se optara por una platea de cimentación para la distribución más uniforme de esfuerzos, asegurando de esta manera la estabilidad de la estructura, en la hipótesis que se tenga un sistema estructural de Albañilería Confinada o Pórticos de Concreto Armado respectivamente, según el Ítem 3.2 (Sistemas Estructurales) de la Norma Sismoresistente E.030 - 2016.

2.7.3. Estrato de apoyo de la cimentación

El estrato donde se apoyará la cimentación serán del tipo **CL (Arcilla de Baja plasticidad)**, el cual fue hallado en los sondeos SPT – 1 y SPT – 3, n el caso del estrato correspondiente al sondeo del SPT – 2 será **ML (Limo de baja plasticidad)**, dichos estratos se pueden apreciar en los perfiles estratigráficos obtenidos en los sondeos.

2.7.4. Parámetro de diseño para la cimentación

- **Profundidad De Cimentación**

De acuerdo a las características que presenta la edificación a construir se ha determinado una profundidad mínima de cimentación de **1.90 m** medida a partir del nivel natural del suelo, teniendo en cuenta los perfiles estratigráficos obtenidos en los sondeos.

- **Presión Admisible**

La presión admisible definida a la falla local es de **0.69 kg/cm²**, valor hallado mediante el promedio del resultado de las expresiones que nos brinda la bibliografía referente con un factor de seguridad de 3, obtenidos del SPT - 2 y SPT – 3.

2.7.5. Agresividad del suelo a la cimentación

Habiendo realizado el ensayo respectivo en la muestra M-2 del SPT-1, que tiene una ubicación en la estratigrafía desde 1.00 m hasta 2.35 m de profundidad, se ha encontrado un valor máximo de **594.00 PPM de Cloruros Solubles y 1415.10 PPM de Sulfatos Solubles**, lo que significa una exposición a **Cloruros despreciable** (mayor de 1000 PPM el PR debe recomendar las medidas de protección necesarias) y una exposición a **Sulfatos Moderada** al concreto, de acuerdo a esto según norma se recomienda el uso de un cemento de estos tipos:

- Tipo II.
- Tipo IP (MS).
- Tipo IS (MS)
- Tipo P (MS)
- Tipo I (PM) (SM)
- Tipo I (SM) (MS)

También se recomienda un concreto de peso normal con **f'c mínimo de 28 (Mpa)**, con una relación máxima **agua-material cementante 0.50** (Relación en peso).

2.8. EFECTO DEL SISMO

En atención a la Norma Técnica de Edificación E-030: Diseño Sismoresistente, aprobada por Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, Modificada con Decreto Supremo N° 003-2016-VIVIENDA vigente a la fecha, se debe tener en cuenta que los factores a considerarse son:

2.8.1. Zonificación Sísmica

Dentro del territorio peruano se han establecido diversas zonas, las cuales presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de los sismos. Según el mapa de Zonificación Sísmica del Perú la localidad de Chiclayo Distrito de Chiclayo, Provincia de Chiclayo y Región Lambayeque está comprendida en la Zona Sísmica 4, correspondiéndole una sismicidad alta y un factor de zona $Z=0.45$ g.

2.8.2. Tipo de suelo y periodo

De acuerdo a las normas de Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones (RNE E.030), al suelo de cimentación del mencionado estudio le corresponde un perfil de suelo tipo S3 (Suelos Blandos), con un periodo $T_p(s) = 1.0$ seg, $T_L(s)=1.6$; un factor de suelo $S = 1.10$, y un factor de uso $U= 1.00$.

2.8.3. Fuerza horizontal equivalente

La fuerza horizontal o cortante en la base debido a la acción sísmica se determinará mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot P}{R}$$

Donde:

V= Cortante basal

Z= Factor de Zona

U=Factor de Uso

S= Factor de amplificación del Suelo

C=Factor de amplificación sísmicas

P = Peso de la Edificación

R = Coeficiente de Reducción

Resumen:

- Factor de Zona:
 $Z = 0.45$ (Zona 4)
- Condiciones Geotécnicas:
 S_3 (Suelo Blando)
- Periodo de Vibración del Suelo:
 $T_p = 1,0$ seg.
- Factor de Ampliación del Suelo:
 $S = 1,10$
- Factor de Ampliación Sísmica “C”, se calculará en base a la siguiente expresión:

$$C = 2.50 * \left[\frac{T_p}{T} \right] \quad C < 2.50$$

- Categoría de la Edificación :
C (Edificación Común)

- Factor de Uso:
 $U = 1.0$



- La fuerza horizontal o cortante basal, debido a la acción sísmica se determinará por la siguiente fórmula:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot P}{R}$$

Donde:

V= Cortante basal

Z= Factor de Zona

U=Factor de Uso

S= Factor de amplificación del Suelo

C=Factor de amplificación sísmicas

P = Peso de la Edificación

R = Coeficiente de Reducción

III. PLANO DE UBICACIÓN DEL PROGRAMA DE EXPLORACIÓN

Los planos de ubicación de los puntos en donde se ha realizado los sondeos se muestran en los anexos de este estudio.

IV. PERFILES DE SUELO

Los perfiles de suelos obtenidos mediante los sondeos SPT-1, SPT-2 Y SPT-3 se anexarán en el presente informe.

V. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

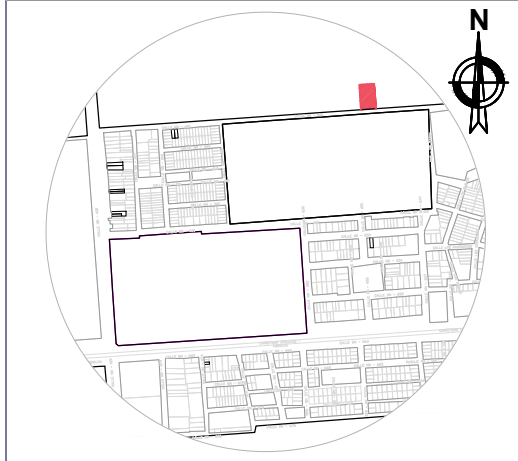
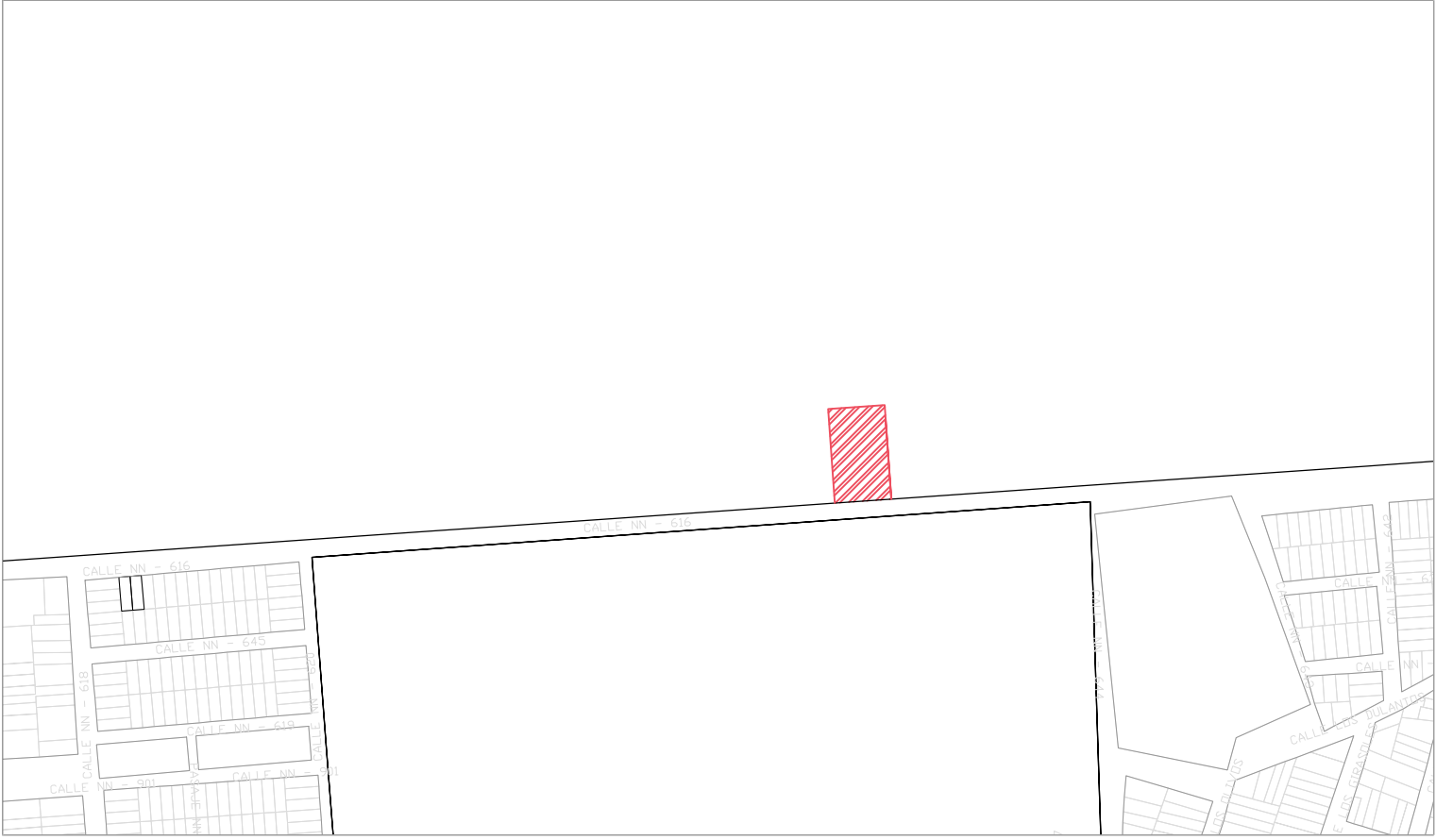
Los diferentes resultados que se han obtenido de acuerdo a la normativa antes mencionada se alcanzan en la documentación respectiva.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El estudio de mecánica de suelos (EMS) es indispensable para la proyección de una edificación, ya que interviene directamente con el diseño sismorresistente, el cual a su vez interviene para el diseño de los elementos estructurales de la superestructura, a su vez el EMS es relevante para el diseño de los cimientos, por ende, es necesario manejar los datos con prudencia para garantizar la estabilidad del sistema suelo-estructura.
2. Dadas las características que presenta la edificación del proyecto de investigación se ha determinado una profundidad mínima de cimentación de **1.90 m** medida a partir del nivel natural del suelo, teniendo en cuenta los perfiles estratigráficos obtenidos en los sondeos.
3. La presión admisible del suelo definida a la falla local es de **0.69 kg/cm²**, valor hallado mediante el promedio del resultado de las expresiones que nos brinda la bibliografía referente con un factor de seguridad de 3, obtenidos del SPT-2 y SPT -3.
4. El estrato donde se apoyará la cimentación serán del tipo **CL (Arcilla de Baja plasticidad)**, el cual fue hallado en los sondeos SPT – 1 y SPT – 3, n el caso del estrato correspondiente al sondeo del SPT – 2 será **ML (Limo de baja plasticidad)**, dichos estratos se pueden apreciar en los perfiles estratigráficos obtenidos en los sondeos.
5. Los trabajos de campo consistieron en la ejecución de 03 Ensayos de Penetración Estándar, cuyas profundidades de muestreo llegaron a -7.30 , -6.85 y -6.85 m de profundidad.
6. En razón a la presencia de hasta 1415.00 p.p.m de Sulfatos solubles en el estrato analizado, es suficiente el uso de Cemento Pórtland Tipo MS para los elementos de la cimentación. Adicionalmente, cuando se haga presente la napa freática bien podrían estas sales atacar al concreto y al acero, por lo que se hace necesario darle mayor recubrimiento al acero e impermeabilizar el concreto y para lo cual bien se pueden adoptar alternativamente el uso de aditivos o impermeabilizantes de barrera como plástico de 400 micrones de espesor o un baño asfáltico en todo el exterior de los elementos.
7. En lo referente a la sismicidad del área en estudio, se recomienda que para el análisis sismorresistente se debe tener en cuenta un suelo S3, con período predominante $T_p = 1,0$ seg.
8. Las conclusiones y recomendaciones establecidas en el presente Estudio de Suelos con fines de Cimentación son sólo aplicables para el área estudiada.

VII. ANEXOS

ANEXO 01: PLANOS DE UBICACIÓN DEL PROGRAMA DE EXPLORACIÓN



LOCALIZACION

PLANO BASICO GEOREFERENCIADO (UTM)

UBICACION :

CALLE : CALLE NN - 616
 DISTRITO : CHICLAYO
 PROVINCIA : CHICLAYO
 REGIÓN : LAMBAYEQUE

REFERENCIA DE LOCALIZACION:
 PLANO BASICO DE LA CIUDAD DE CHICLAYO A JUNIO DEL 2016
 MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE CHICLAYO
 ACTUALIZACION CATASTRAL

PROYECTO :
 ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

PROPIETARIO:
 JUAN GOMEZ TAPIA

RESPONSABLE:
 TESISISTA: DAIRY ELMER CHUQUICAHUA ZELADA

ESCALA: 1/2500 ESCALA: 1/10000

FECHA: 2020

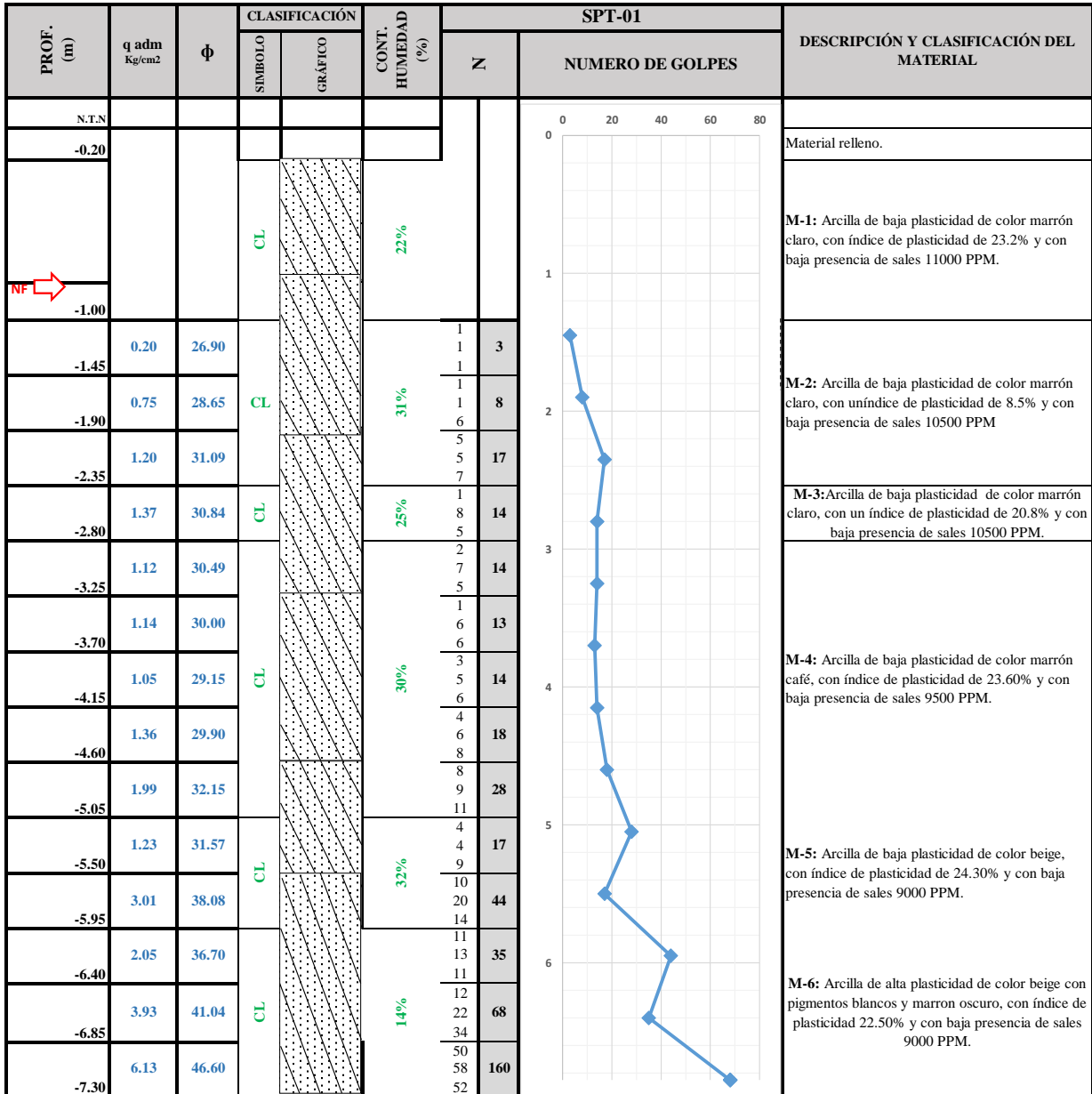
LAMINA:
U-1

PARÁMETROS URBANISTICOS Y EDIFICATORIOS

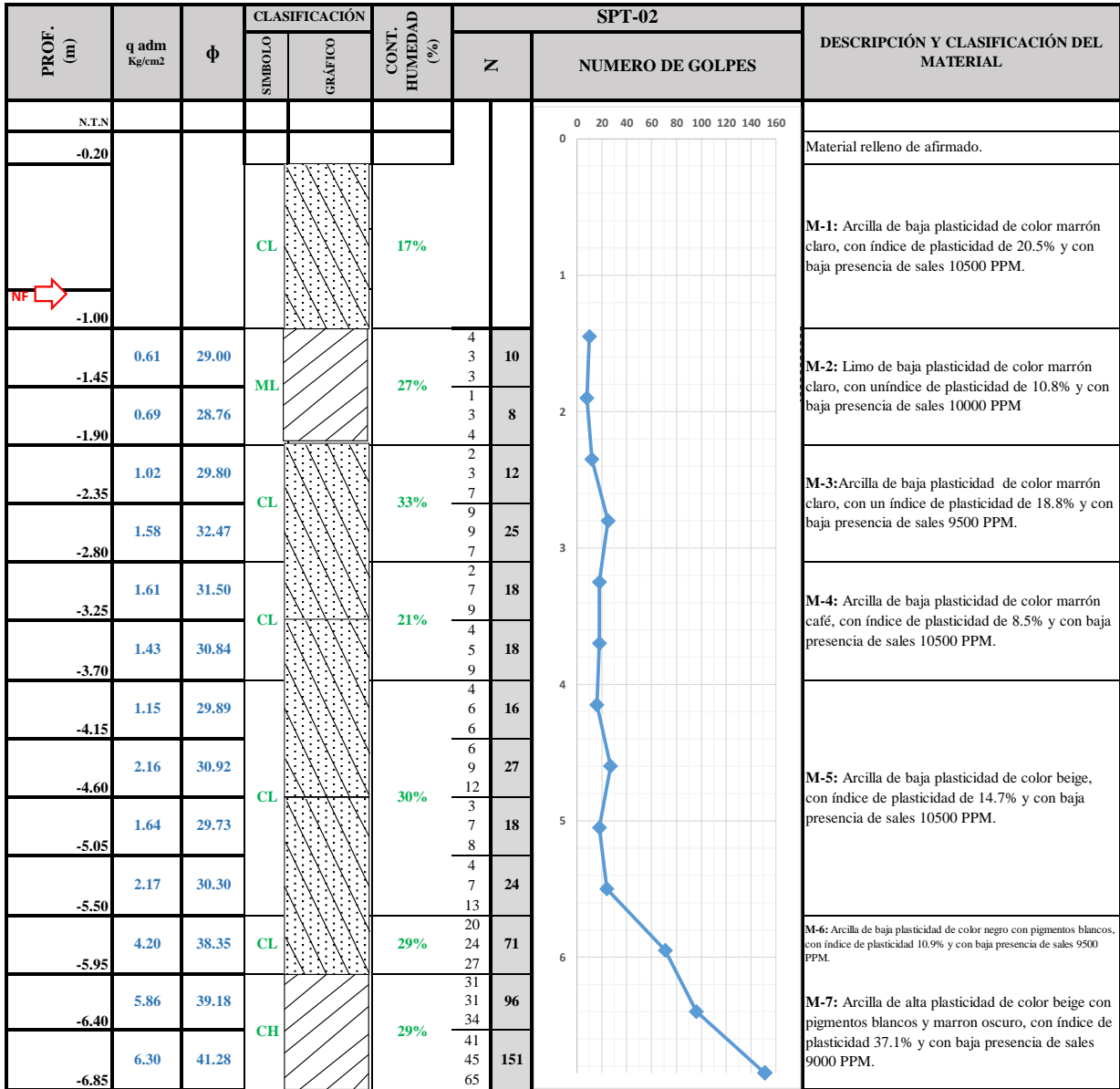
PARÁMETROS URBANISTICOS Y EDIFICATORIOS			ÁREA TOTAL	
PARÁMETROS	MUNICIPALIDAD	PROYECTO	COORDENADAS UTM	631512.00mE 9251634.00mS
USOS COMPATIBLES:	-	HOSPEDAJE		
ZONIFICACIÓN:	-	PRIVADO		
DENSIDAD NETA:	-	-		
COEFICIENTE DE EDIFICACIÓN:	-	-		
ÁREA LIBRE MÍNIMA:	-	-		
ALTURA MÁXIMA:	-	-		
ALINEAMIENTO DE LA FACHADA:	-	CONFORME	TOTAL ÁREA CONSTRUIDA	
RETIRO:	-	CONFORME	ÁREA LIBRE	

ANEXO 02: REGISTRO DE SONDEOS CON SPT

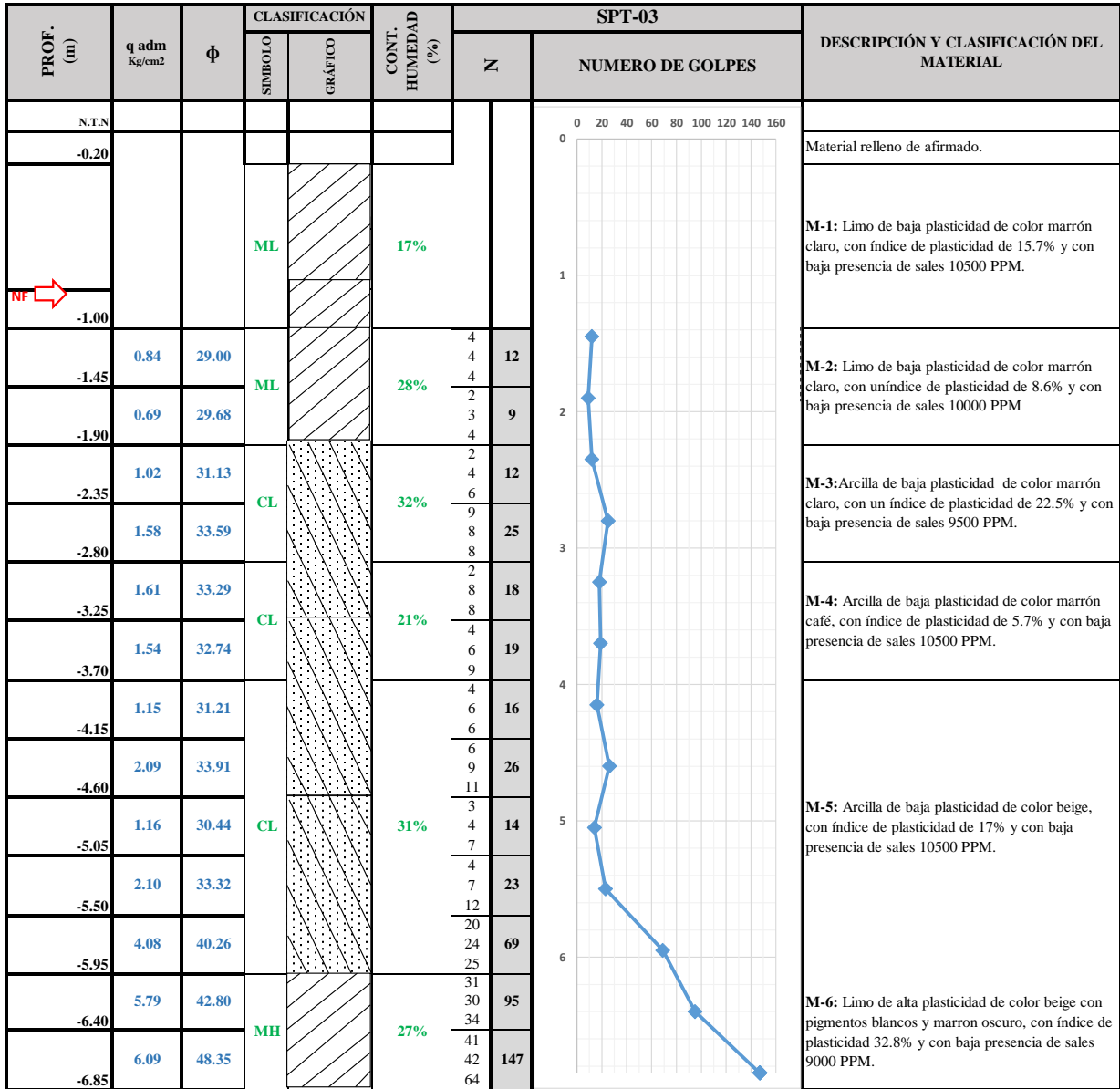
ENSAYO: MÉTODO DE ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR-SPT FECHA: 2020
 TEMA: GRAFICO DE PENETRACIÓN ESTANDAR-SPT
 TESIS: "ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGIA SLB"
 TESISISTA: Chuquicahua Zelada, Dairy Elmer.
 NORMA: NTP 339-133
 UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
 SPT: SPT-01 COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S



ENSAYO: MÉTODO DE ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR-SPT FECHA: 2020
 TEMA: GRAFICO DE PENETRACIÓN ESTANDAR-SPT
 TESIS: "ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINAMICO DE UNA EDIFICACION DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGIA SLB"
 TESISISTA: Chuquicahua Zelada, Dairy Elmer.
 NORMA: NTP 339-133
 UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
 SPT: SPT-02 COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S



ENSAYO: MÉTODO DE ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR-SPT FECHA: 2020
 TEMA: GRAFICO DE PENETRACIÓN ESTANDAR-SPT
 TESIS: "ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UNA EDIFICACION DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGIA SLB"
 TESISISTA: Chuquicahua Zelada, Dairy Elmer.
 NORMA: NTP 339-133
 UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
 SPT: SPT-03 COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S



ANEXO 03: ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO 03.01: ENSAYOS DE LABORATORIO SPT-1



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

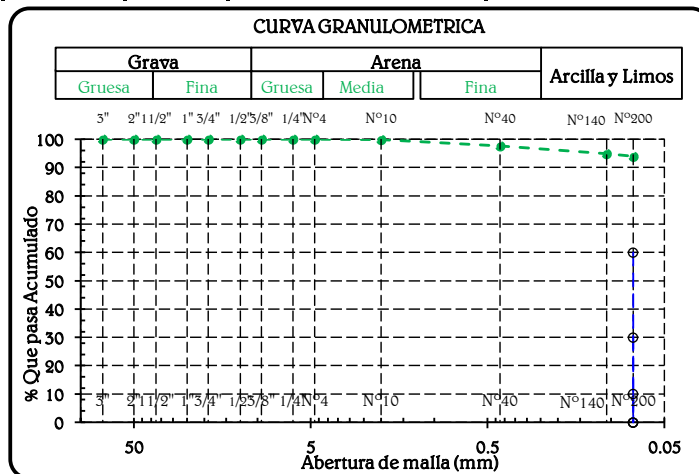
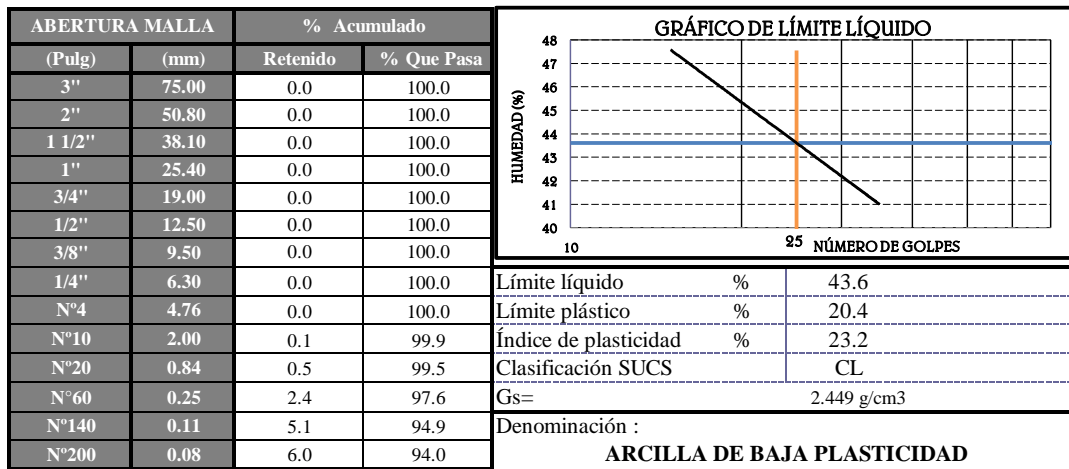
COPRADILLA
 SPT-01
 M-1

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-01 **MUESTRA:** M-1 **PROFUNDIDAD:** 0.20 a 1.00 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

1. **CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
2. **ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
3. **LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
4. **SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
5. **GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 21.68

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterráneas.

Sales (PPM) 11000



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

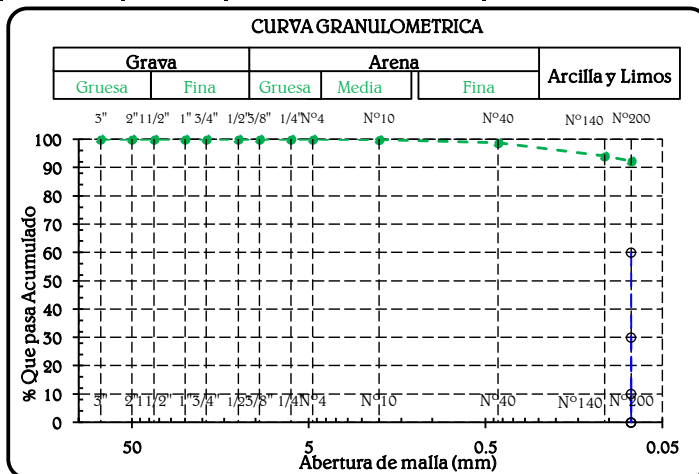
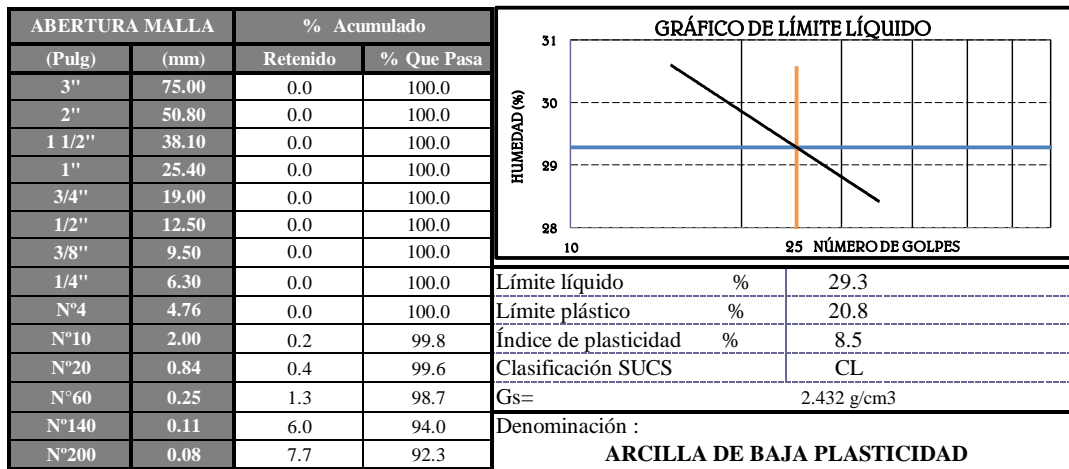
COPRADILLA
 SPT-01
 M-2

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-01 **MUESTRA:** M-2 **PROFUNDIDAD:** 1.00 a 2.35 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

- CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
- LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
- SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
- GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 30.55

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterráneas.

Sales (PPM) 10500



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

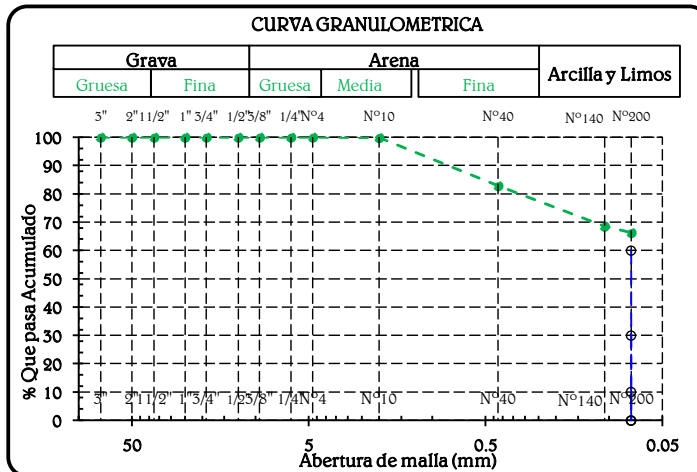
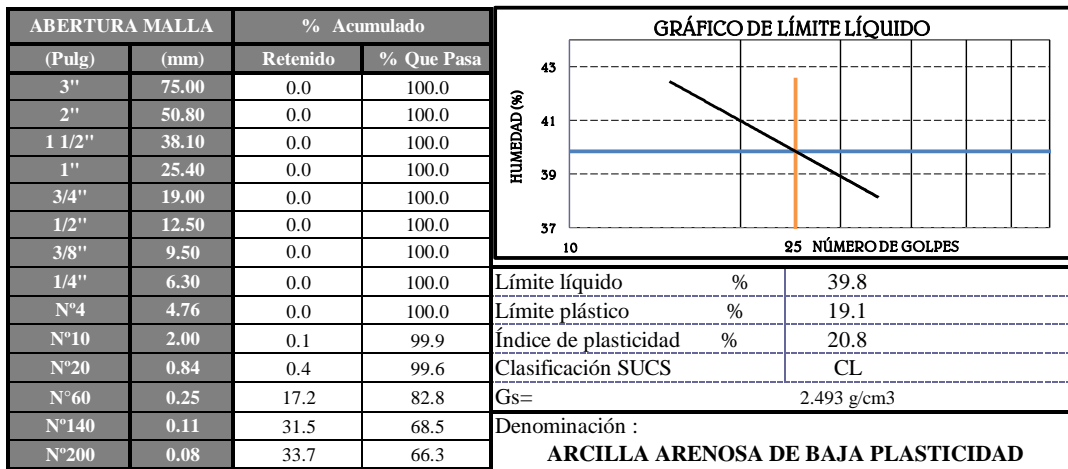
COPRADILLA
 SPT-01
 M-3

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-01 **MUESTRA:** M-3 **PROFUNDIDAD:** 2.35 a 2.80 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

- CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
- LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
- SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
- GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 25.38

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterráneas.

Sales (PPM) 10500



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

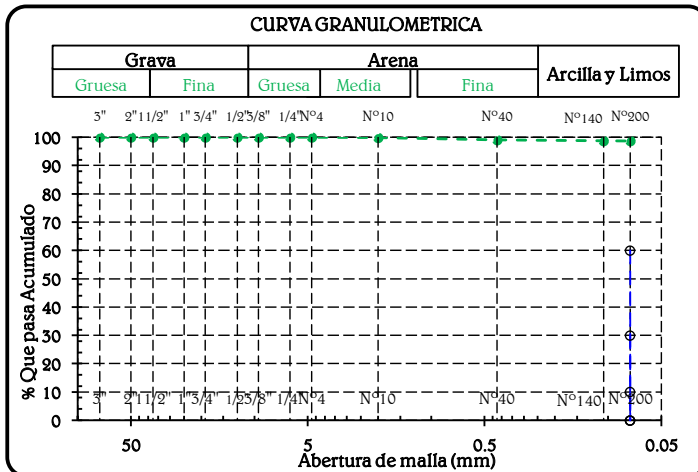
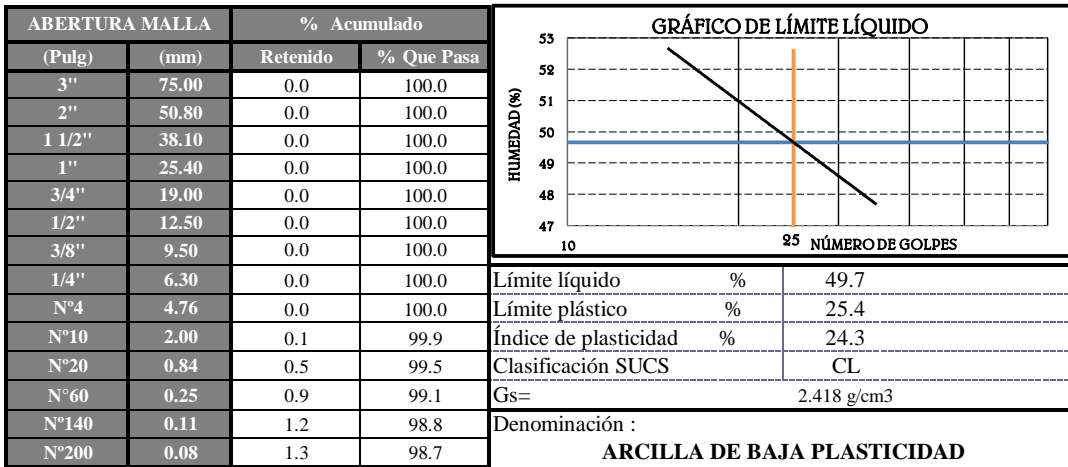
COPRADILLA
 SPT-01
 M-5

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-01 **MUESTRA:** M-5 **PROFUNDIDAD:** 5.05 a 5.95

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

1. **CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
2. **ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
3. **LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
4. **SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
5. **GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 31.90

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.

Sales (PPM) 9000



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

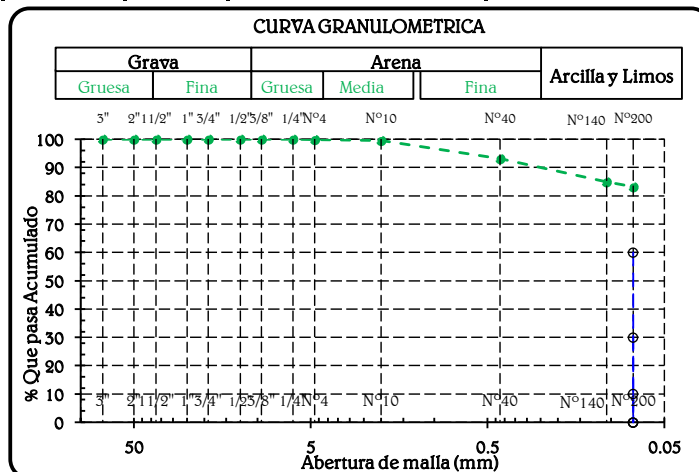
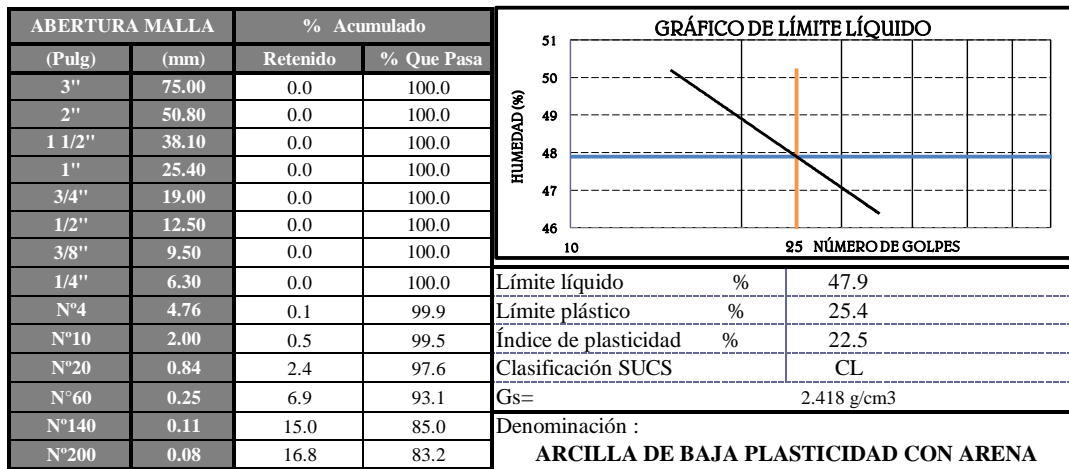
COPRADILLA
 SPT-01
 M-6

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-01 **MUESTRA:** M-6 **PROFUNDIDAD:** 5.95 a 7.3

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

- CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
- LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
- SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
- GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 13.78

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterráneas.

Sales (PPM) 9000

ANEXO 03.02: ENSAYOS DE LABORATORIO SPT-2



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

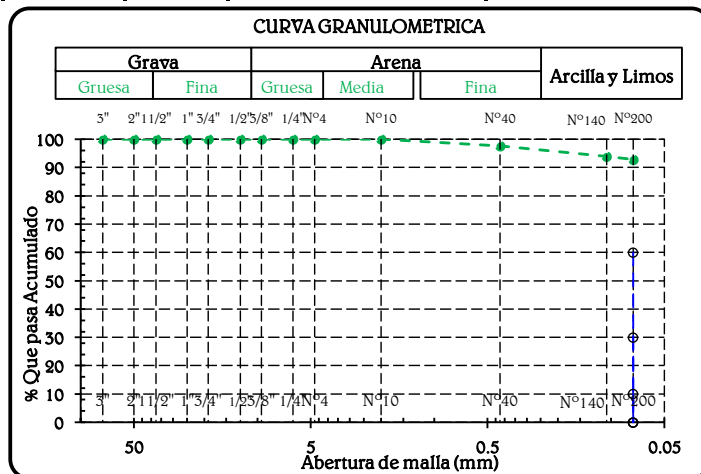
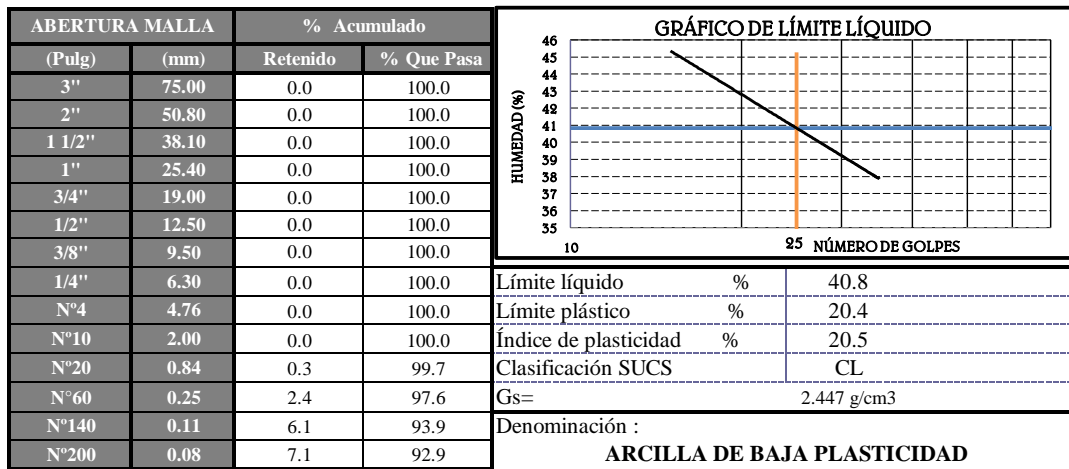
COPRADILLA
 SPT-02
 M-1

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-02 **MUESTRA:** M-1 **PROFUNDIDAD:** 0.20 a 1.00 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

- CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
- LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
- SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
- GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 17.48

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterráneas.

Sales (PPM) 10500



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

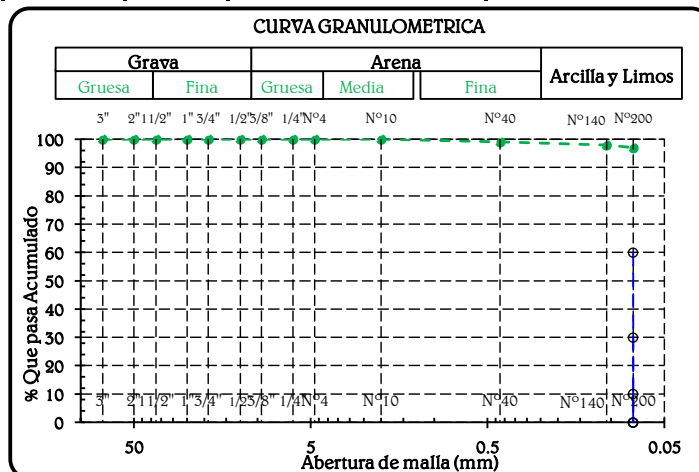
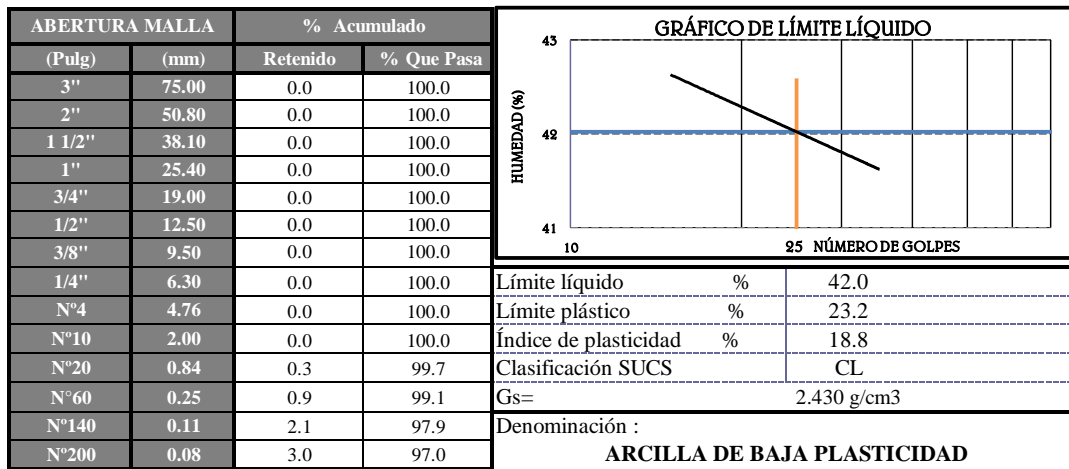
COPRADILLA
 SPT-02
 M-3

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-02 **MUESTRA:** M-3 **PROFUNDIDAD:** 1.90 -2.80 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

1. **CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
2. **ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
3. **LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
4. **SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
5. **GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 32.55

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.

Sales (PPM) 9500



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

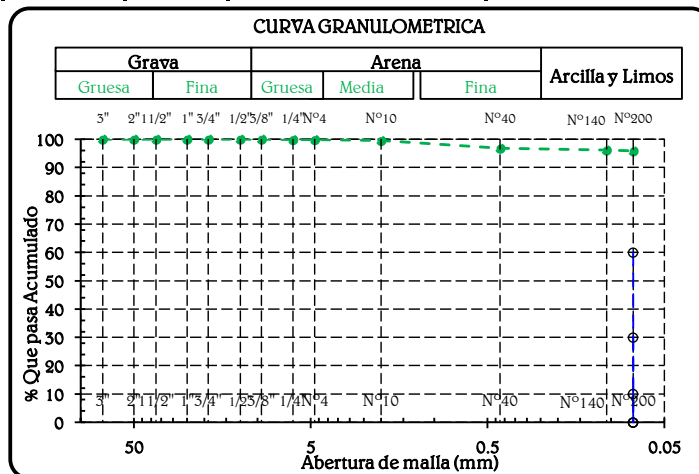
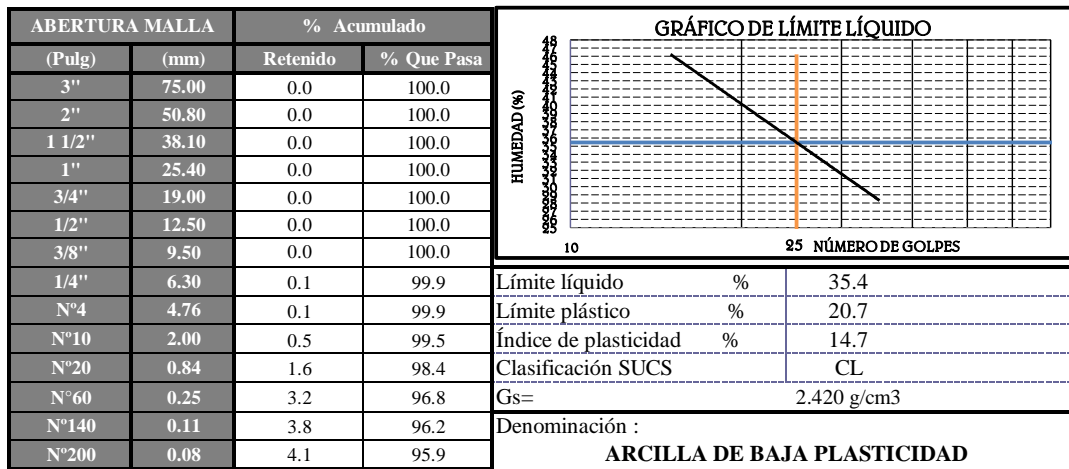
COPRADILLA
 SPT-02
 M-5

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-02 **MUESTRA:** M-5 **PROFUNDIDAD:** 3.70 - 5.50 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

- CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
- LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
- SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
- GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 29.92

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterráneas.

Sales (PPM) 10500



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

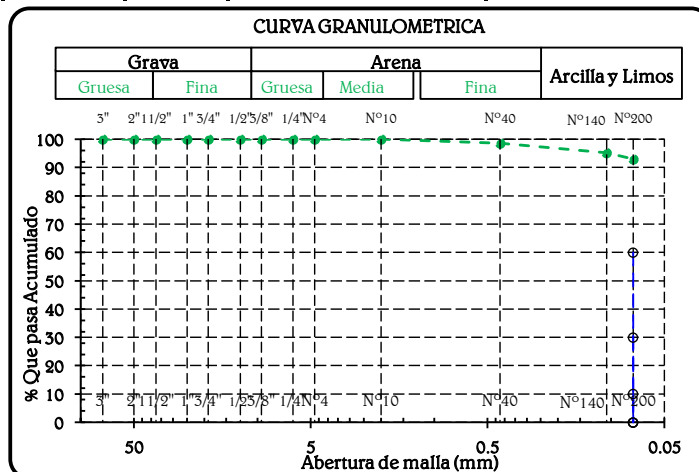
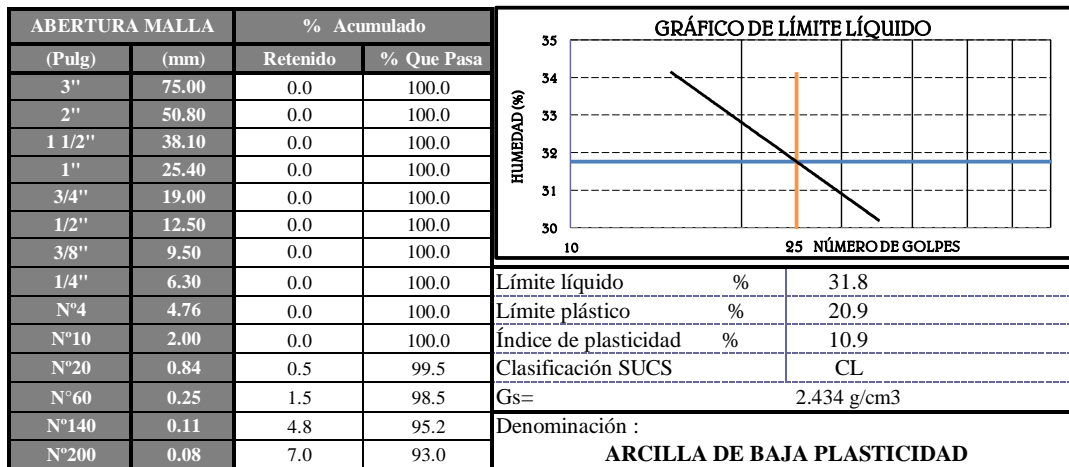
COPRADILLA
 SPT-02
 M-6

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-02 **MUESTRA:** M-6 **PROFUNDIDAD:** 5.50 - 5.95 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

- CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
- LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
- SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
- GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 28.90

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.

Sales (PPM) 9500



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

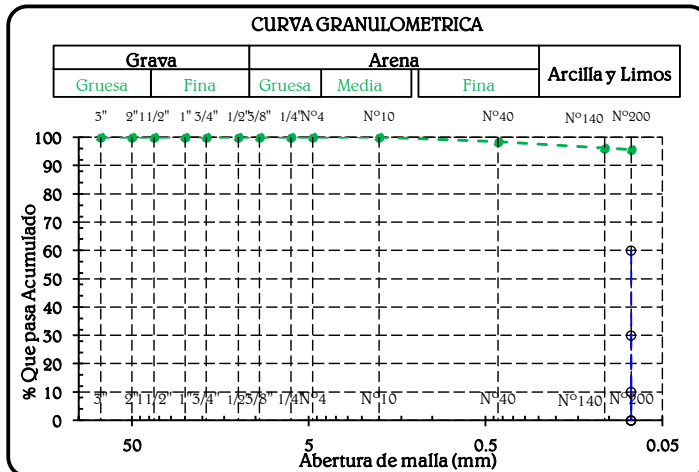
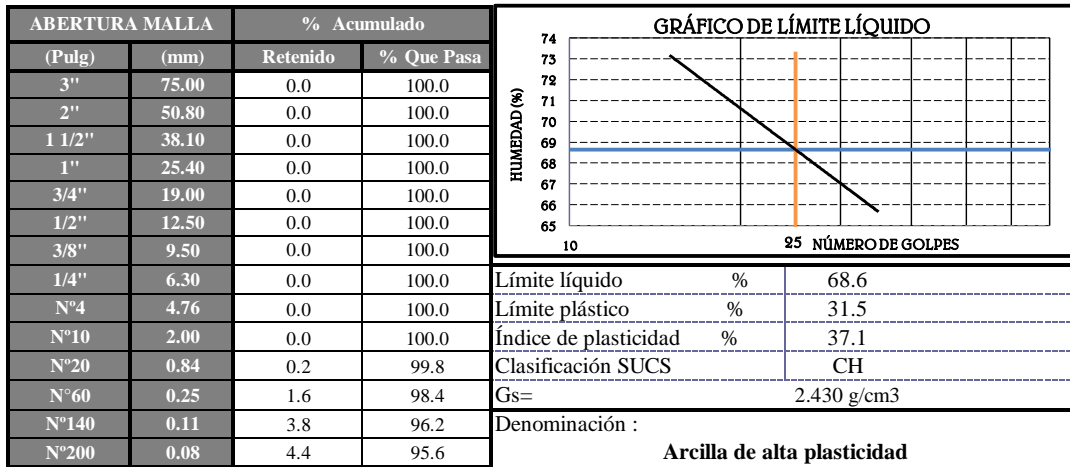
COPRADILLA
 SPT-02
 M-7

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-02 **MUESTRA:** M-7 **PROFUNDIDAD:** 5.95 - 6.85 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

1. **CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
2. **ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
3. **LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
4. **SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
5. **GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 28.51

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.

Sales (PPM) 9000

ANEXO 03.03: ENSAYOS DE LABORATORIO SPT-3



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

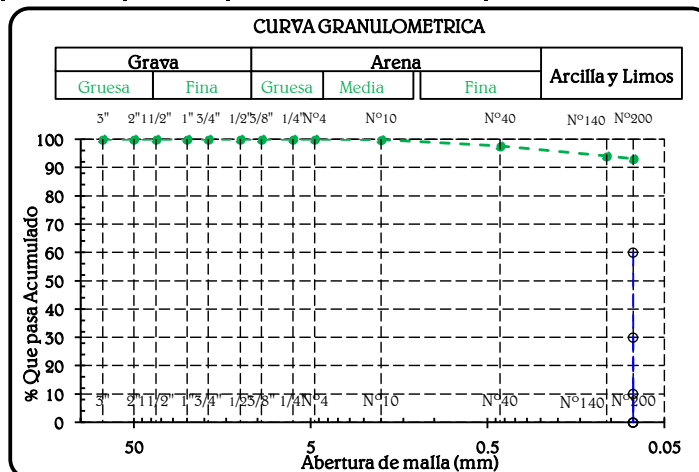
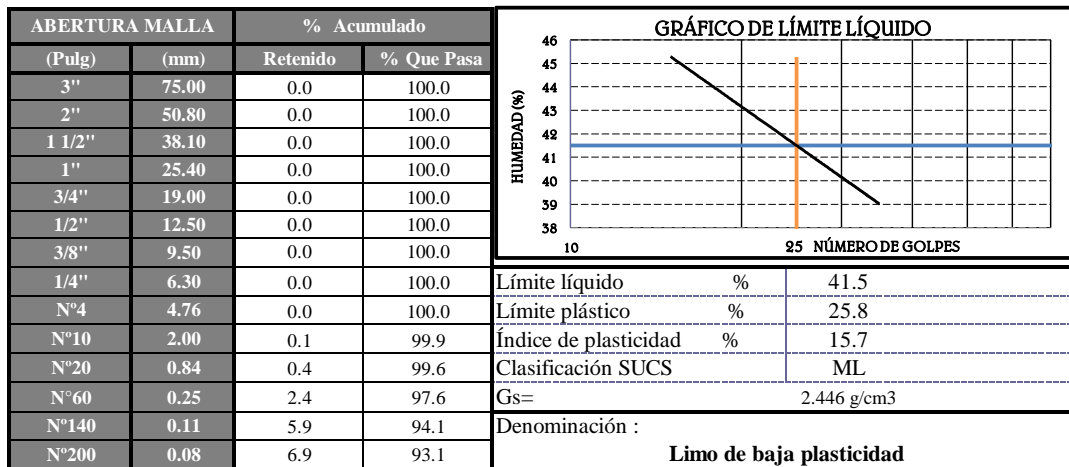
COPRADILLA
 SPT-03
 M-1

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-03 **MUESTRA:** M-1 **PROFUNDIDAD:** 0.20 a 1.00 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

- CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
- LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
- SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
- GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 16.53

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.

Sales (PPM) 10500



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

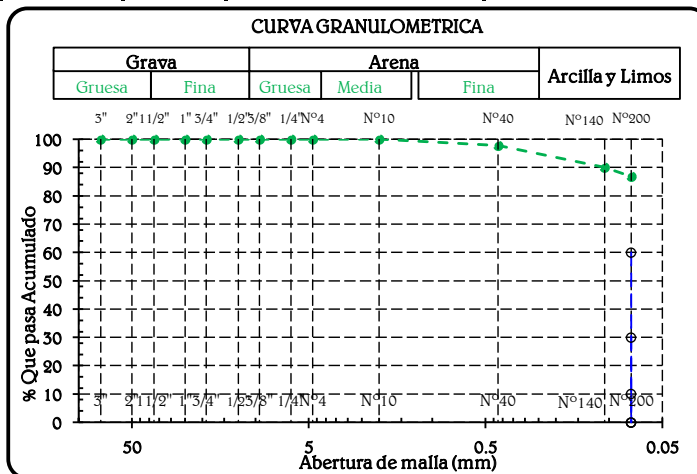
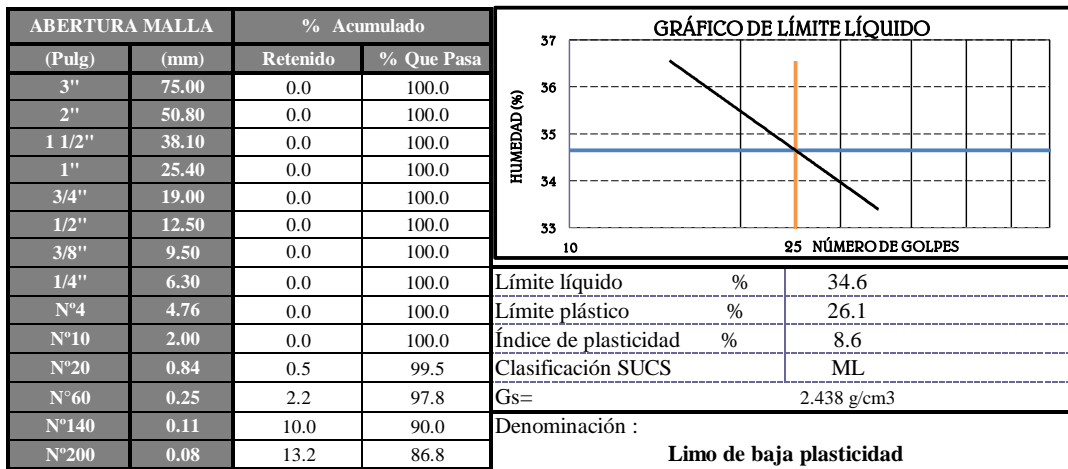
COPRADILLA
 SPT-03
 M-2

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-03 **MUESTRA:** M-2 **PROFUNDIDAD:** 1.00 - 1.90 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

- CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
- LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
- SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
- GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 28.19

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.

Sales (PPM) 10000



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

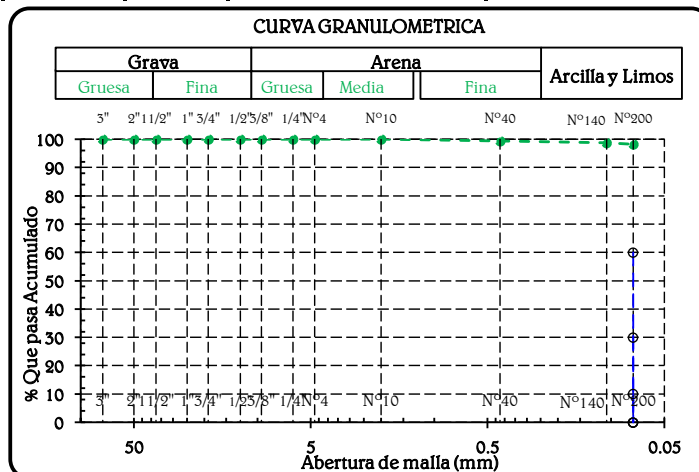
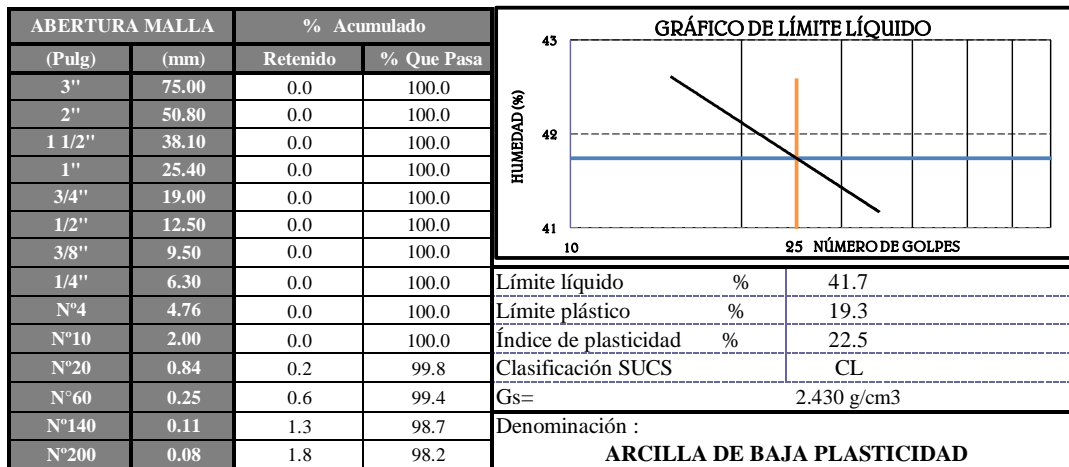
COPRADILLA
 SPT-03
 M-3

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-03 **MUESTRA:** M-3 **PROFUNDIDAD:** 1.90 -2.80 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

- CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
- LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
- SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
- GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 31.90

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterráneas.

Sales (PPM) 9500



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

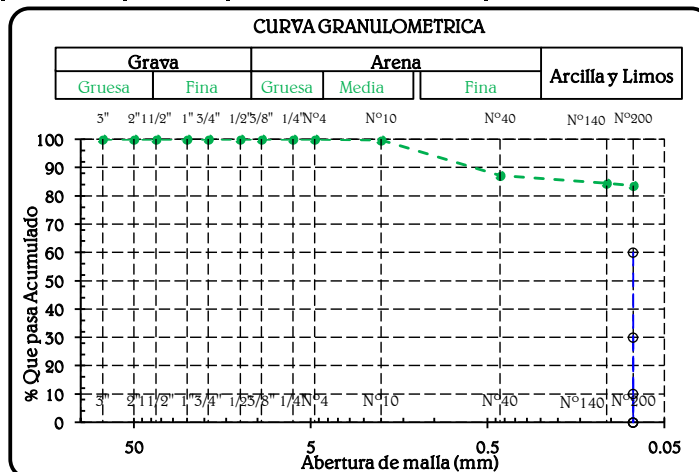
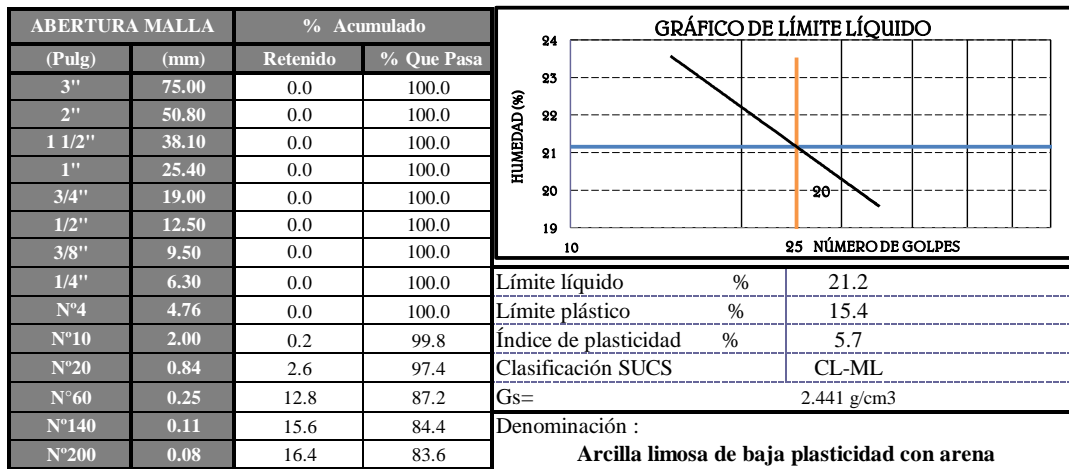
COPRADILLA
 SPT-03
 M-4

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-03 **MUESTRA:** M-4 **PROFUNDIDAD:** 2.80 - 3.70 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

- CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
- LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
- SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
- GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 20.84

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterráneas.

Sales (PPM) 10500



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

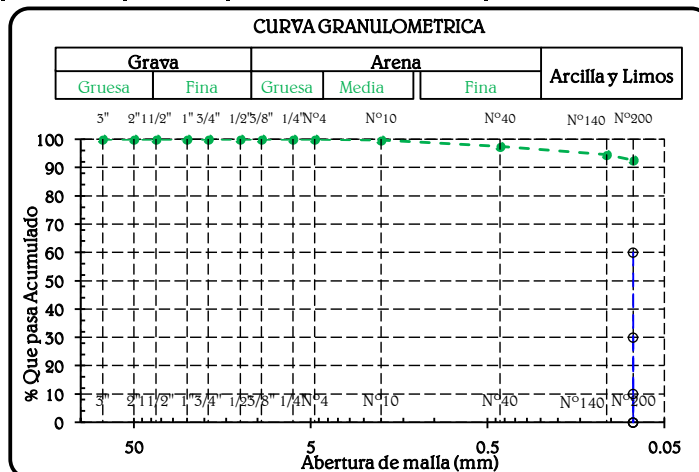
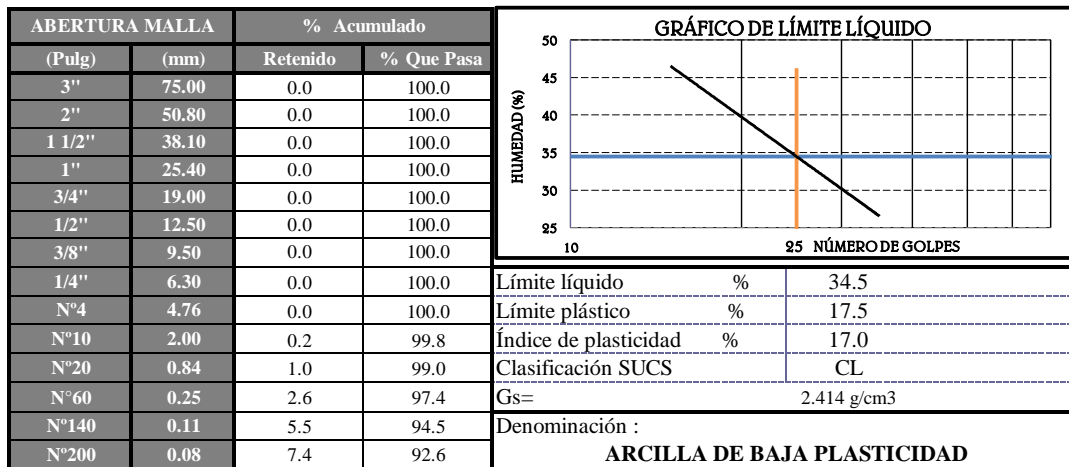
COPRADILLA
 SPT-03
 M-5

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-03 **MUESTRA:** M-5 **PROFUNDIDAD:** 3.70 - 5.95 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

- CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
- LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
- SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
- GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 30.80

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterráneas.

Sales (PPM) 10500



"UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO"
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL
 LABORATORIO DE CONCRETO, SUELOS Y PAVIMENTOS USAT

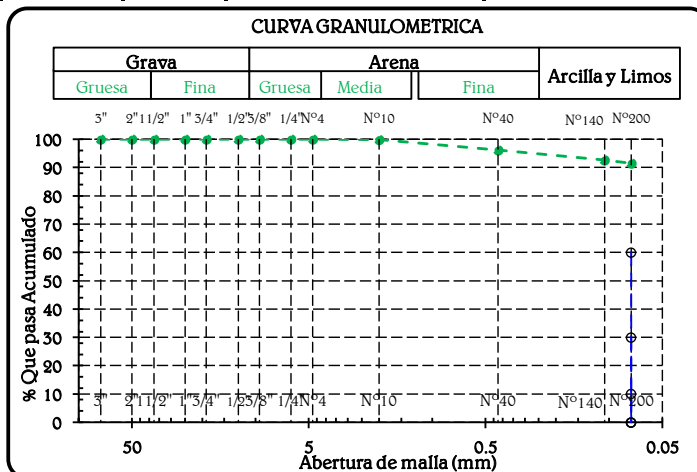
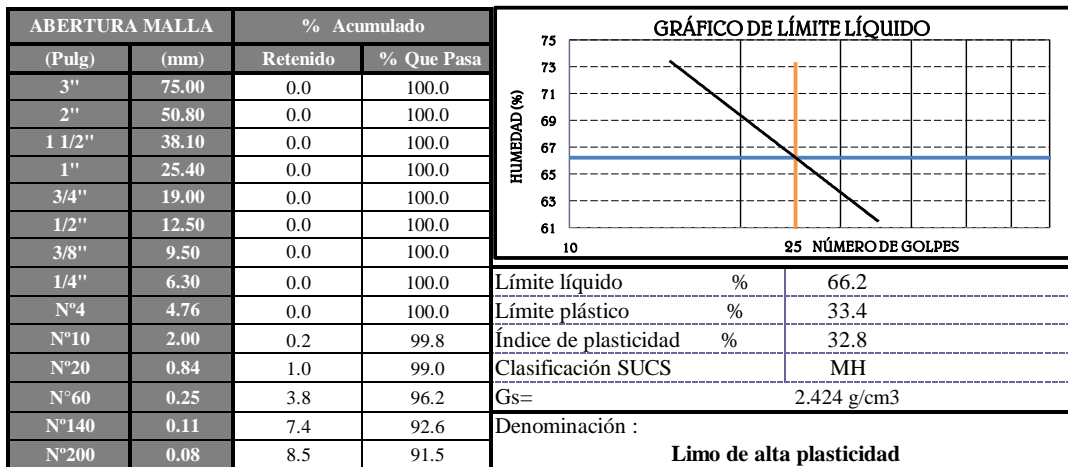
COPRADILLA
 SPT-03
 M-6

INFORME DE ENSAYO

INFORME: RESULTADOS DE ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS **FECHA:** 2020
UBICACIÓN: SECTOR COPRADILLA - DESAMAN - PARCELA N°1
COORDENADAS: 631512.00 m E 9251634.00 m S
SPT: SPT-03 **MUESTRA:** M-6 **PROFUNDIDAD:** 5.95 - 6.85 m

LISTA DE ENSAYOS REALIZADOS:

- CONTENIDO DE HUMEDAD**
 NORMA: NTP 339.127 / ASTM D2216
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO**
 NORMA: NTP 339.123 / ASTM D422
- LÍMITES DE ATTERBERG**
 NORMA: NTP 339.129 / ASTM D4318
- SALES SOLUBLES TOTALES**
 NORMA: NTP 339.152 / BS1377
- GRAVEDAD ESPECÍFICA**
 NORMA: NTP 339.131 / ASTM D854



Determinar el contenido de humedad de un suelo

Humedad 27.20

contenido de sales solubles en suelos y aguas subterráneas.

Sales (PPM) 9000

ANEXO 04: PANEL FOTOGRÁFICO



Figura 01: Ubicación del proyecto (Fuente: Google Earth)



Figura 02: Instrucciones para llegar desde el aeropuerto – Chiclayo. (Fuente: Google Earth)



Figura 03: Terreno destinado para el proyecto (Fuente: Google Earth)



Figura 04: Sondeo SPT – 01



Figura 05: Caña partida más muestra SPT- 01



Figura 06: Sondeo SPT- 02



Figura 07: Extracción de muestra y caña desenroscada



Figura 08: Ingreso de muestras al laboratorio.



Figura 09: Muestras extraidas

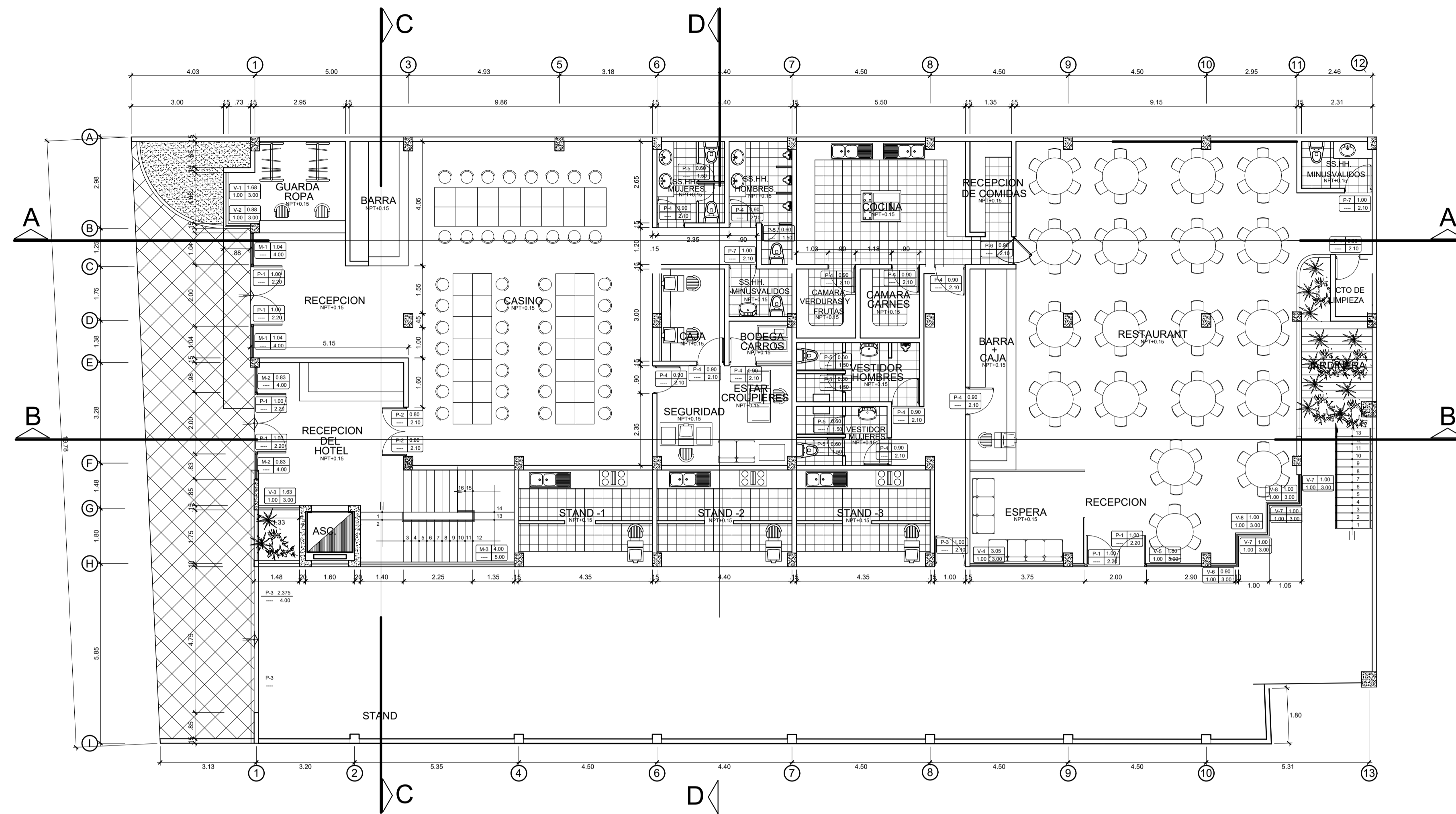


Figura 10: Lavado de muestra seca.



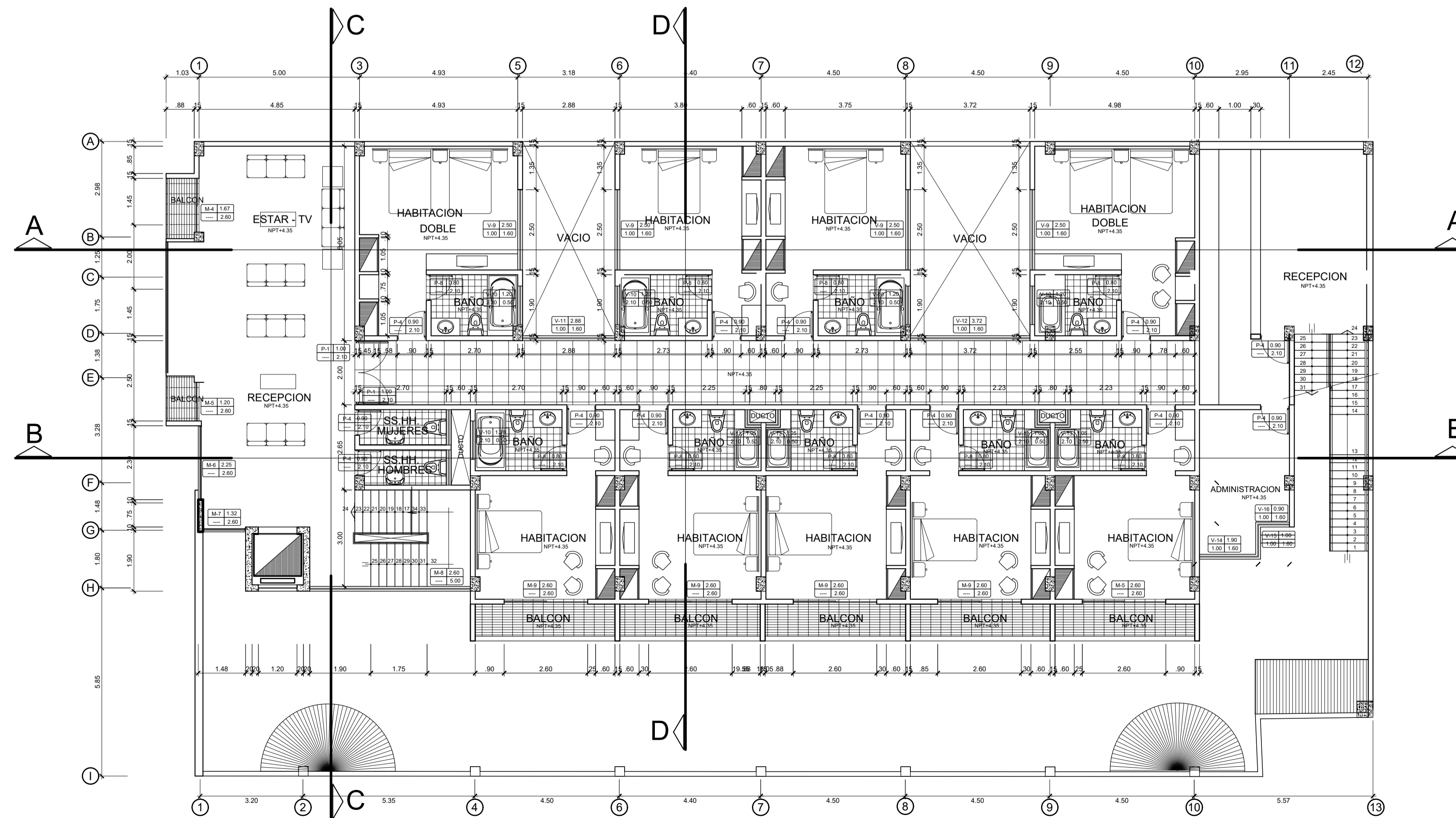
Figura 11: Pesado de muestra.

9.3. PLANOS



PRIMERA PLANTA

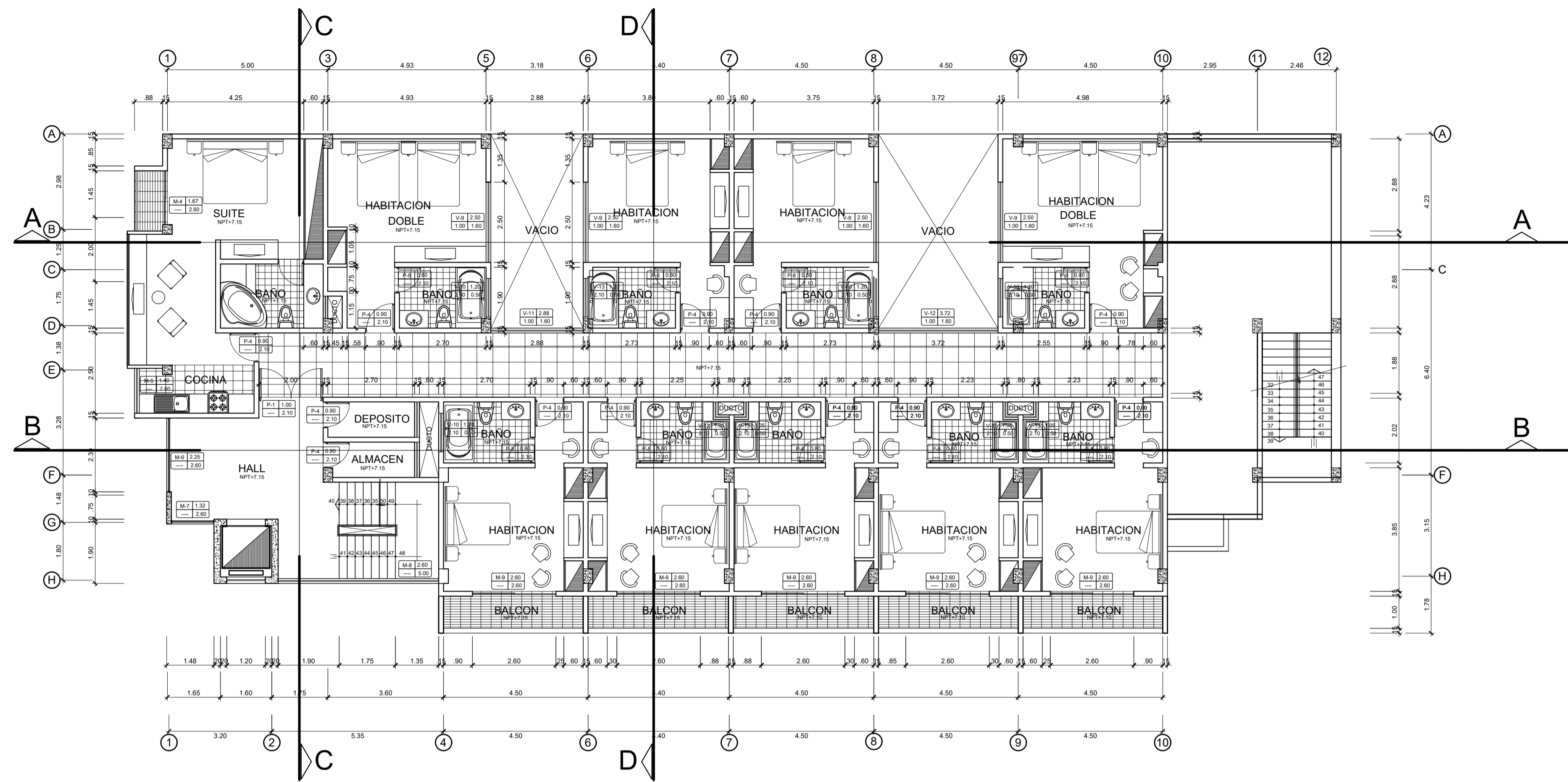
ESC. 1/100



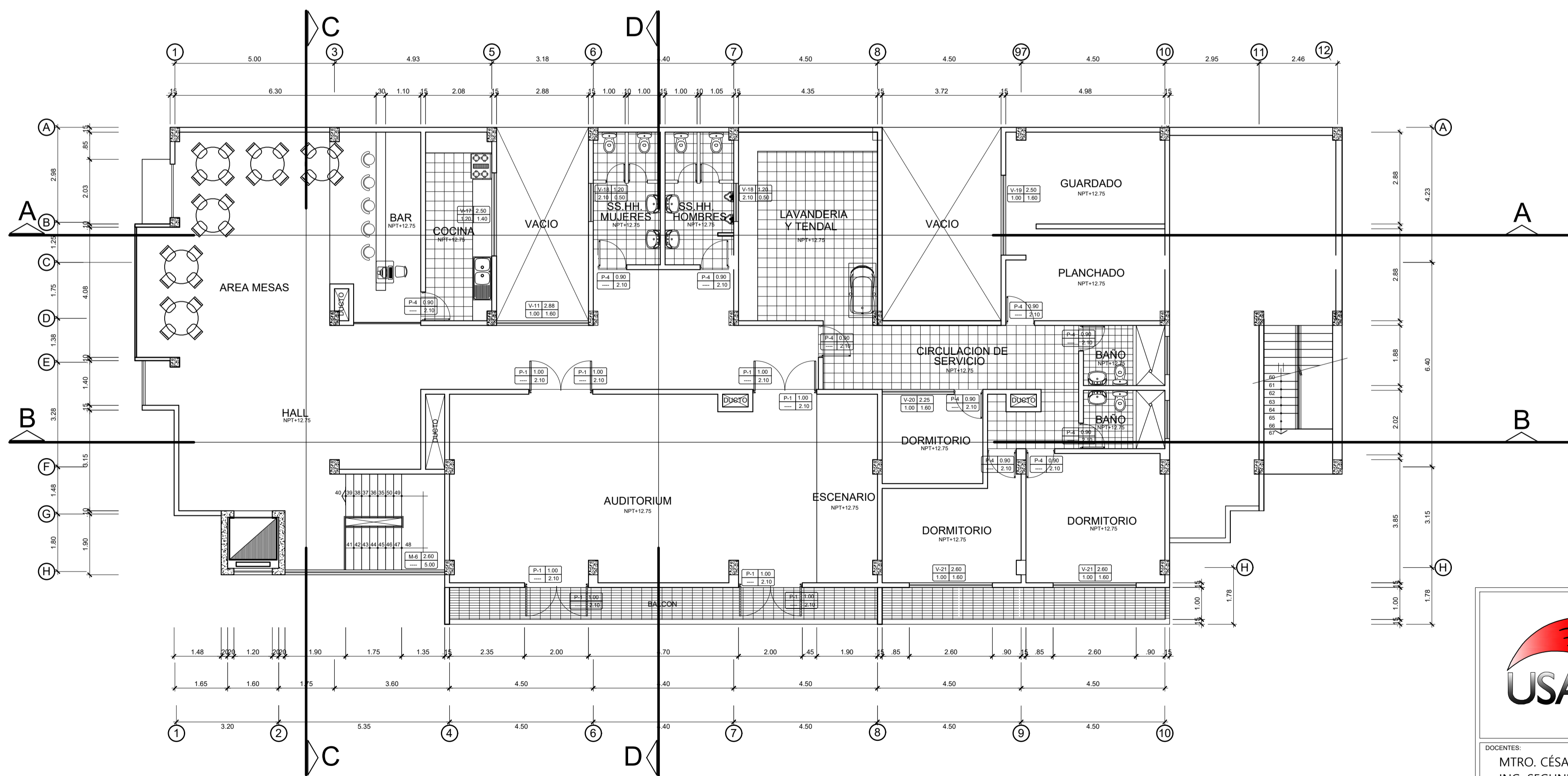
SEGUNDA PLANTA

ESC. 1/100

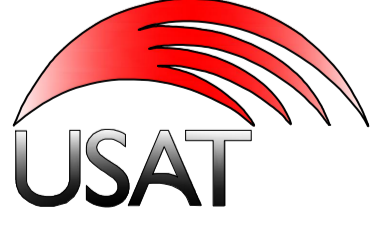
	UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO	
	PROYECTO: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGIA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO	
DOCENTES: MTR. CÉSAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTR. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	OBSERVACIONES:	DIBUJO: D.E.C.Z
PLANO: CORTES	ALUMNO: DAIRY ELMER CHUQUICAHUA ZELADA	ESCALA: 1/100 FECHA: 2020
		A-01

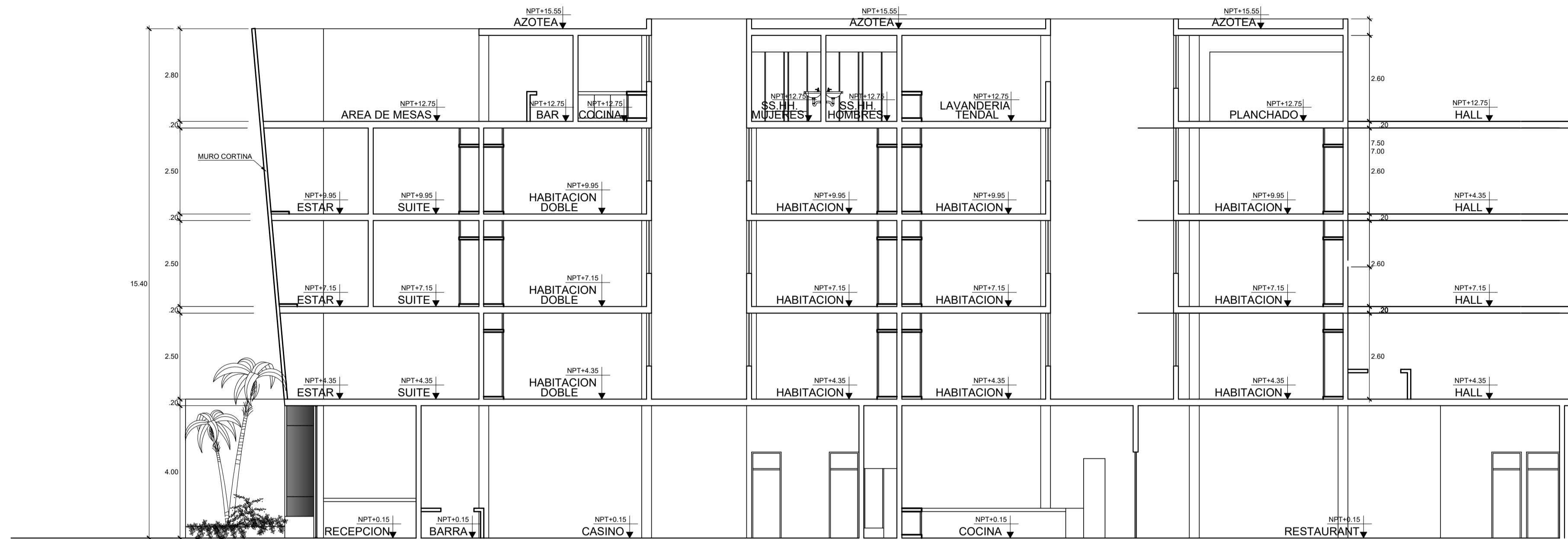


TERCERA Y CUARTA PLANTA
ESC. 1/100

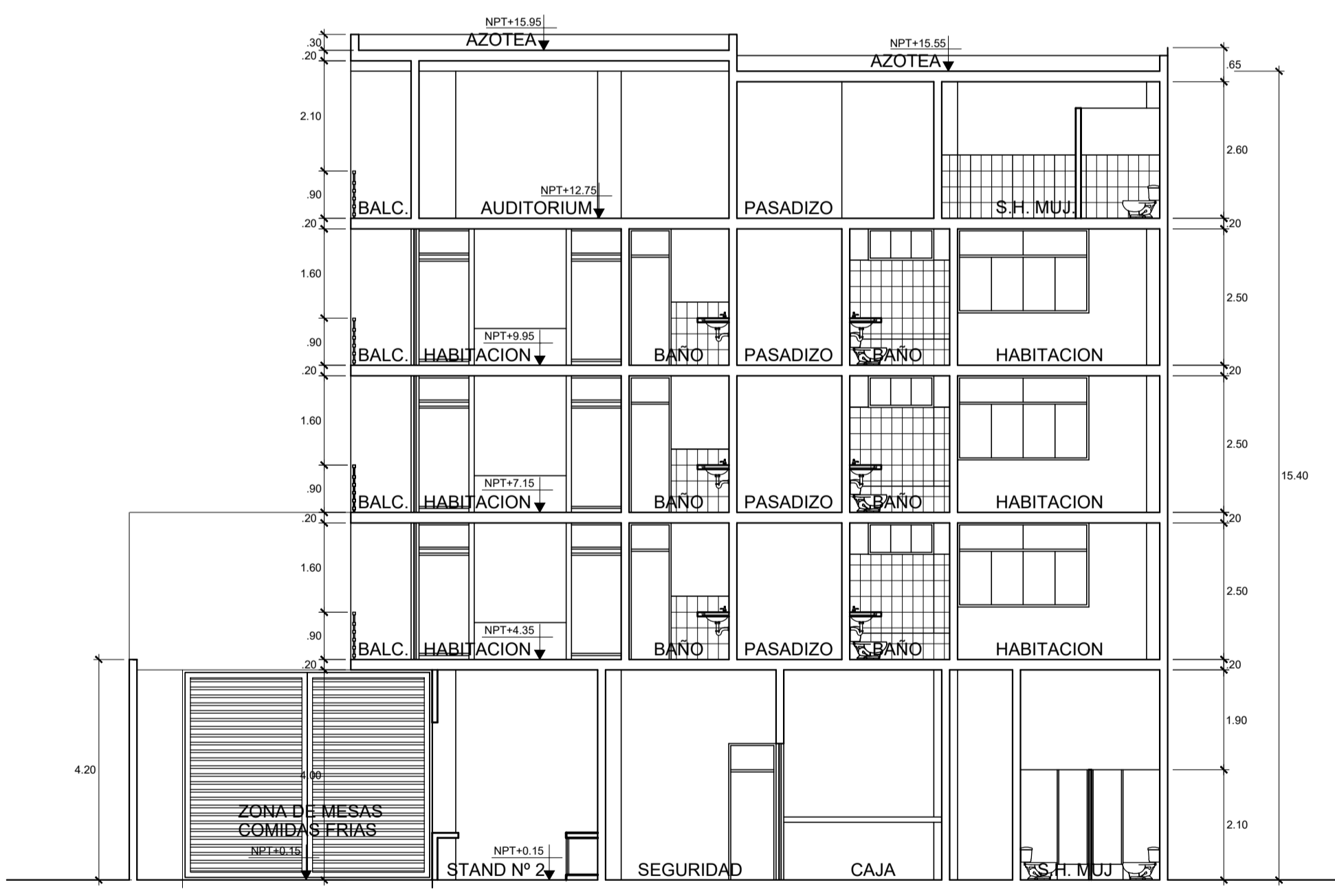


QUINTA PLANTA
ESC. 1/100

	UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO	
	PROYECTO: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO	
DOCENTES:	MTRO. CÉSAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTRO. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	OBSERVACIONES:
PLANO:	CORTES	ALUMNO: DAIRY ELMER CHUQUICAHUA ZELADA
		ESCALA: 1/100 FECHA: 2020
		DIBUJO: DECZ LAMINA: A-02



CORTE A - A
ESC. 1/75



CORTE D - D
ESC. 1/75



ELEVACION PRINCIPAL
ESC. 1/75

	UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO	
	PROYECTO: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO	
DOCENTES: MTR. CÉSAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTR. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	OBSERVACIONES:	DIBUJO: D.E.C.Z.
PLANO: CORTES	ALUMNO: DAIRY ELMER CHUQUICAHUA ZELADA	ESCALA: 1/100 FECHA: 2020
		A-03

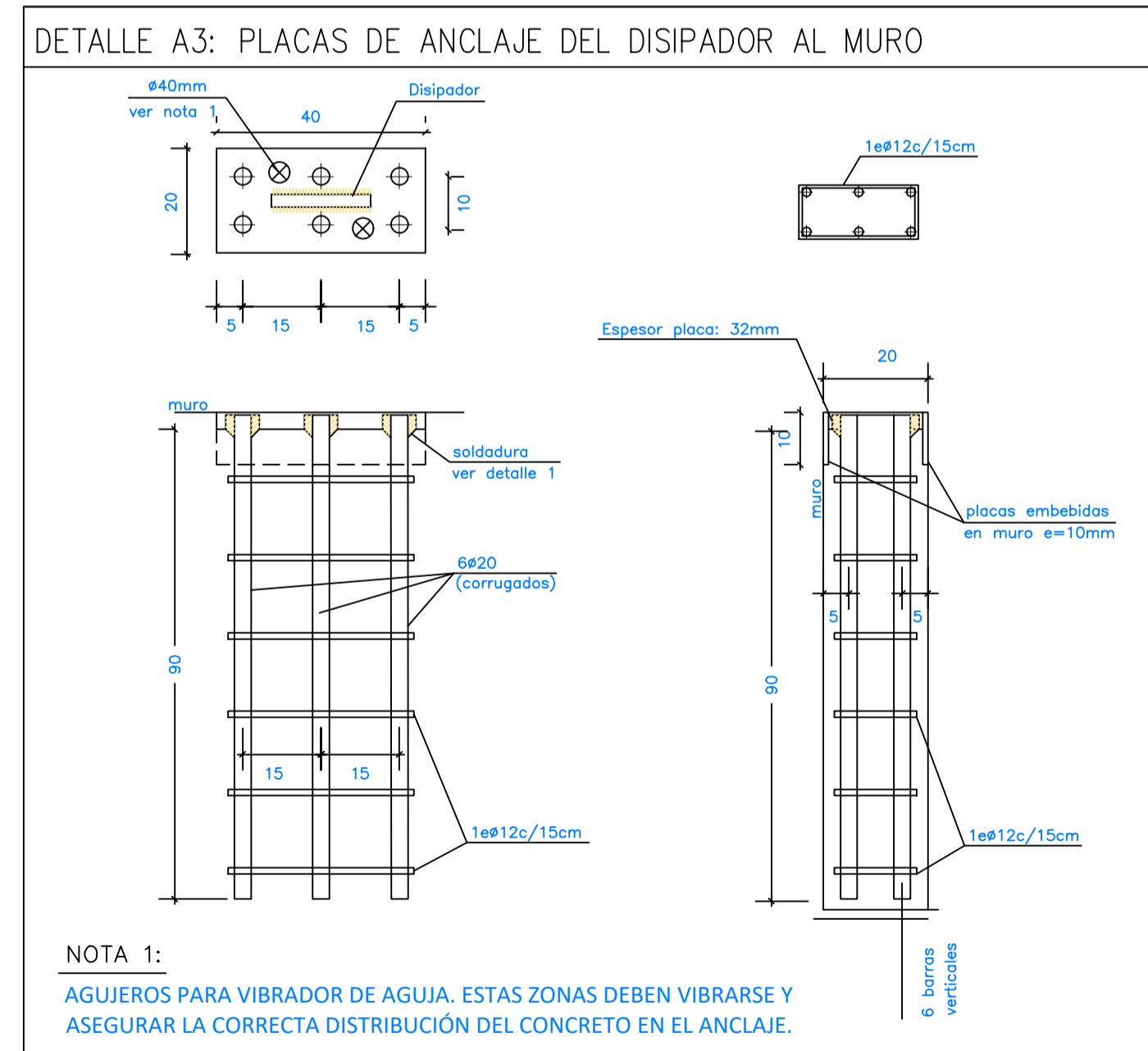
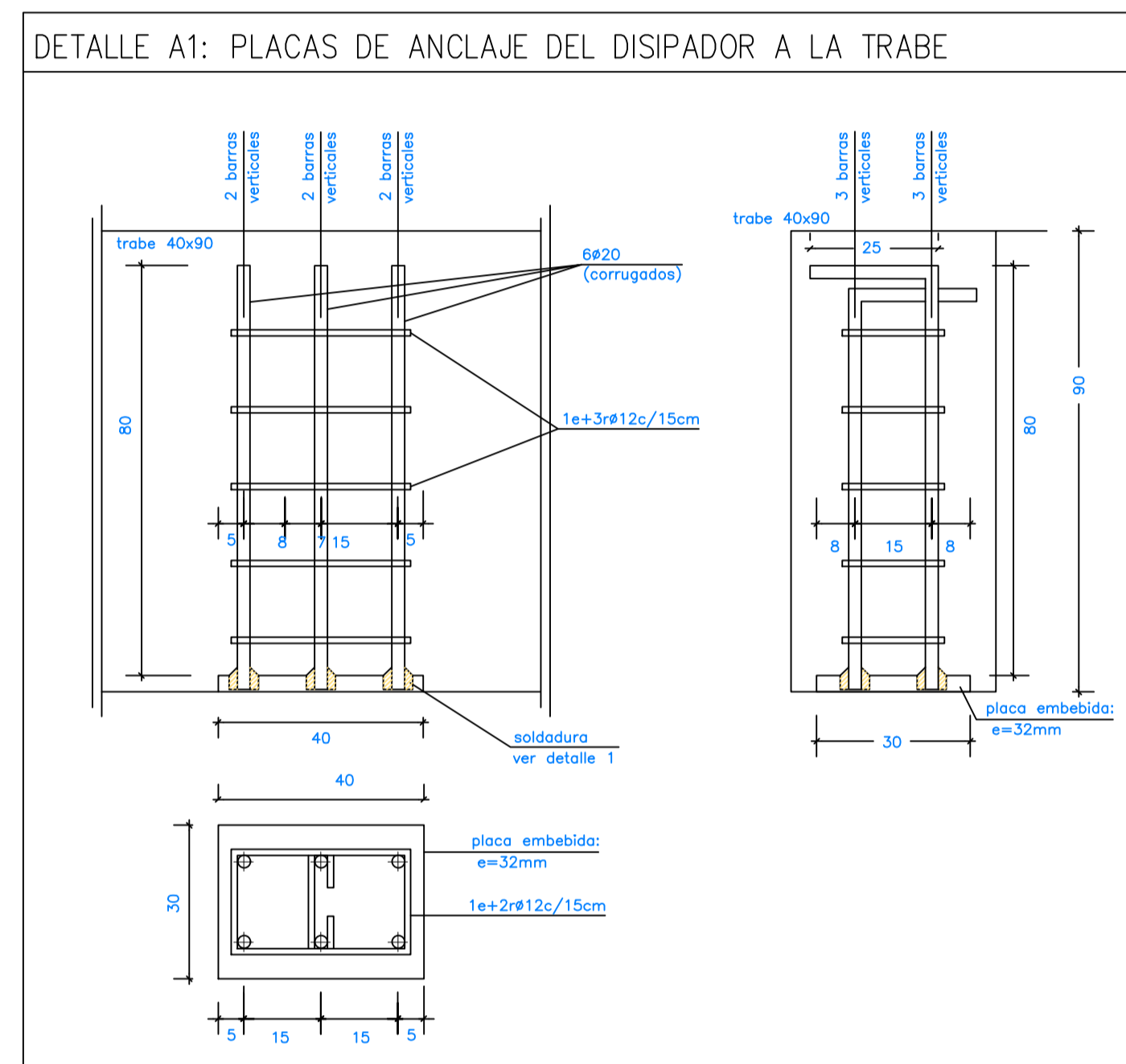
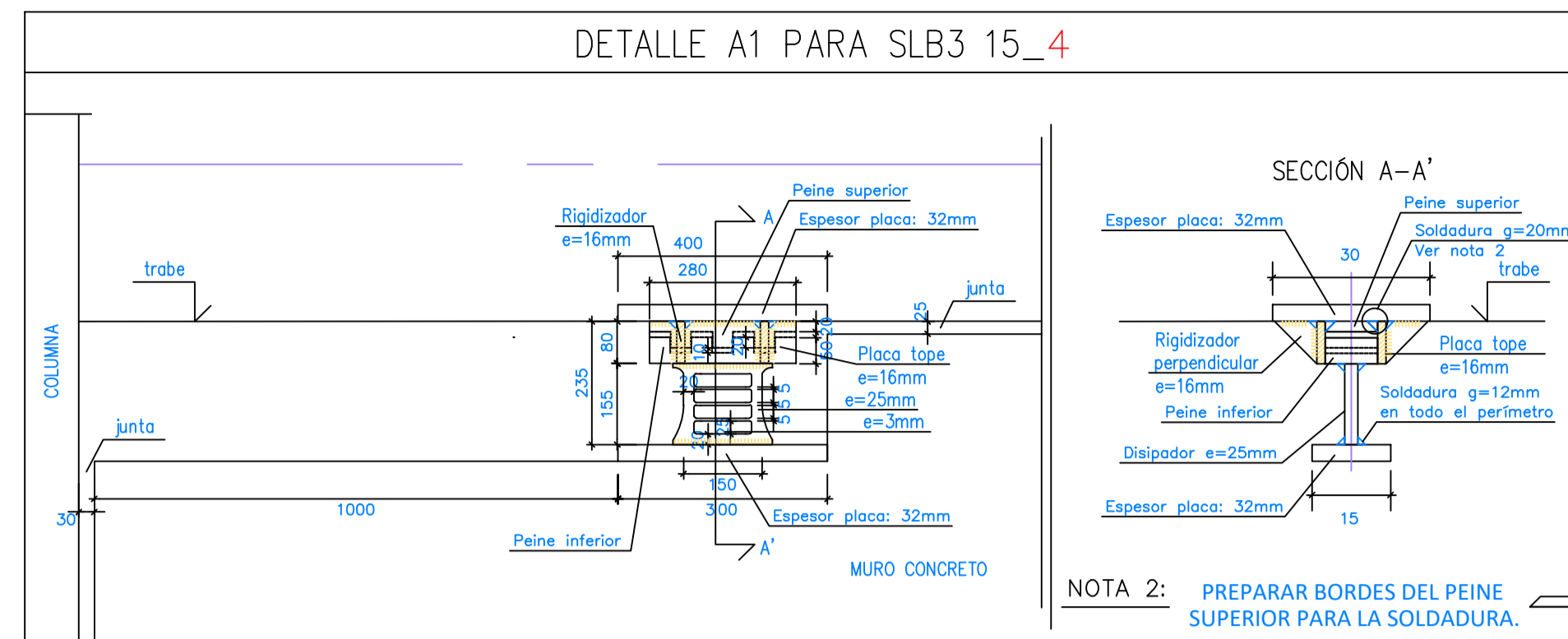
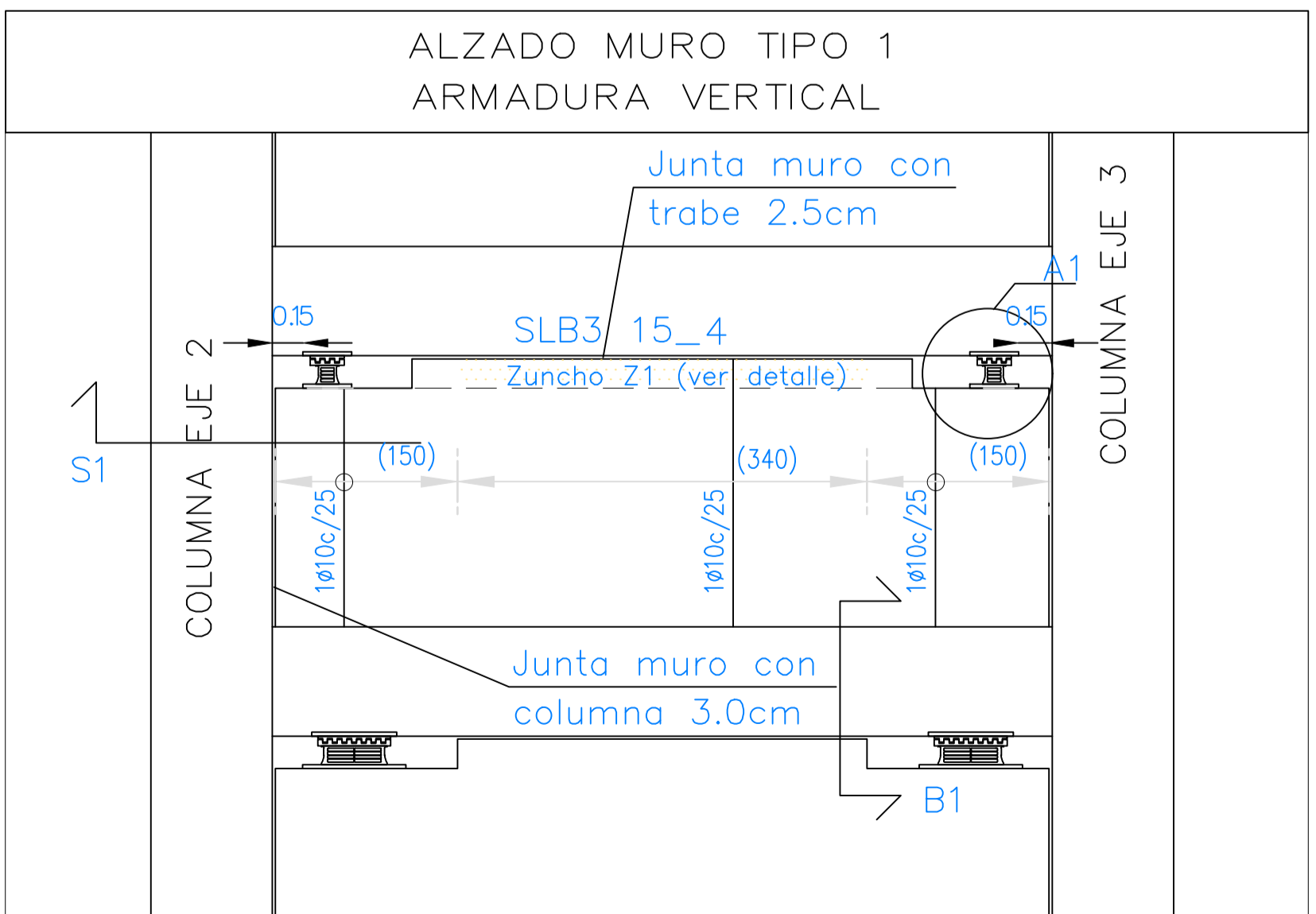
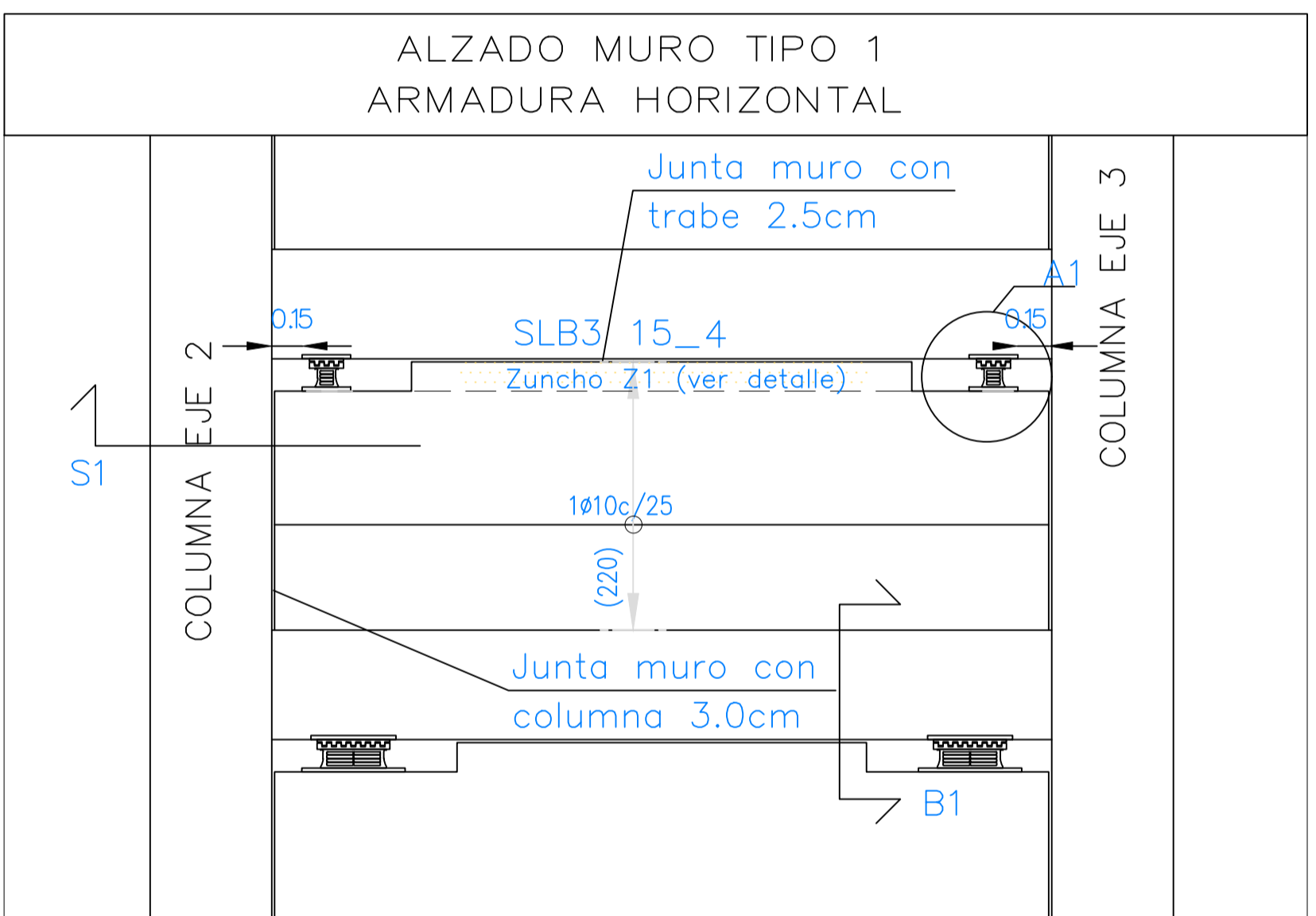
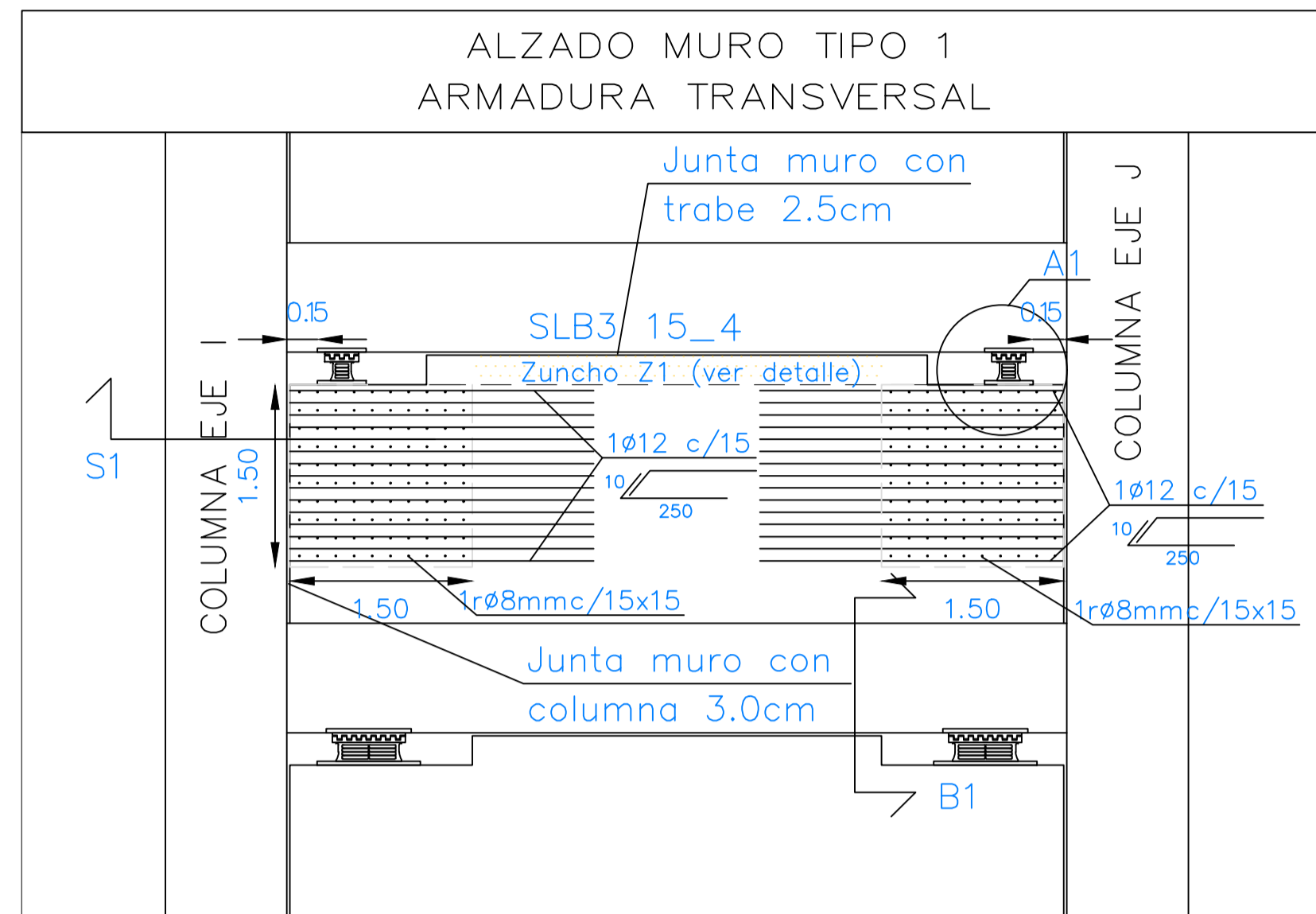


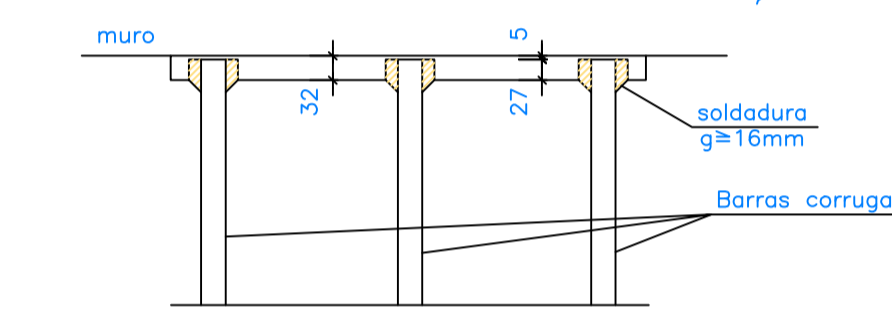
TABLA DE GANCHOS $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ REFUERZO CORRUGADO ACI 318-14

DIAMETRO (mm)	# VARILLA	DIAMETRO (pulg)	GANCHOS		
			D (cm) diámetro de dobléz	REFUERZO PRINCIPAL LONGITUD REAL (cm)	ESTRIBOS Y GRAPAS LONGITUD REAL (cm)
Ø10	3	3/8	5.7	17	14
Ø12	4	1/2	7.6	22	15
Ø16	5	5/8	9.5	28	18
Ø20	6	3/4	11.4	33	27
Ø25	8	1	15.2	44	35
Ø32	10	1 1/4	25.4	60	51

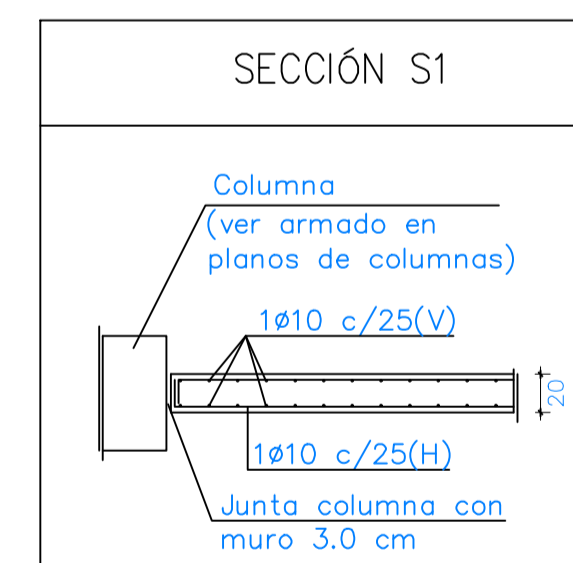
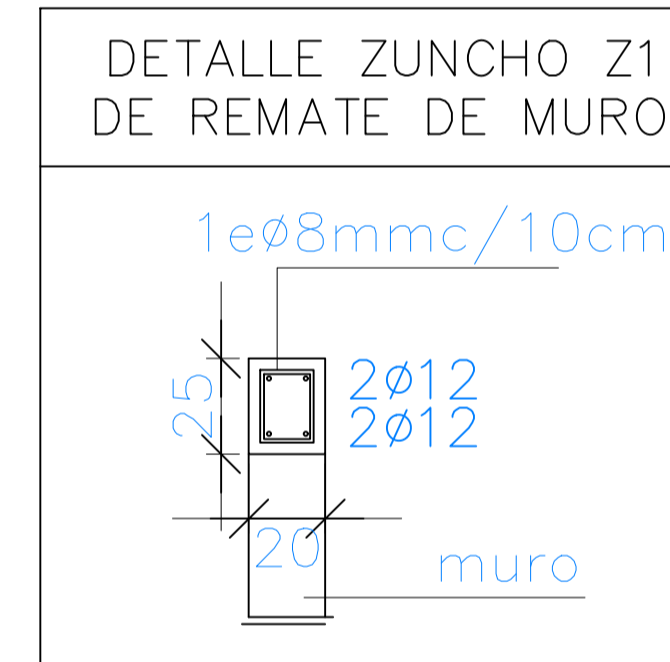
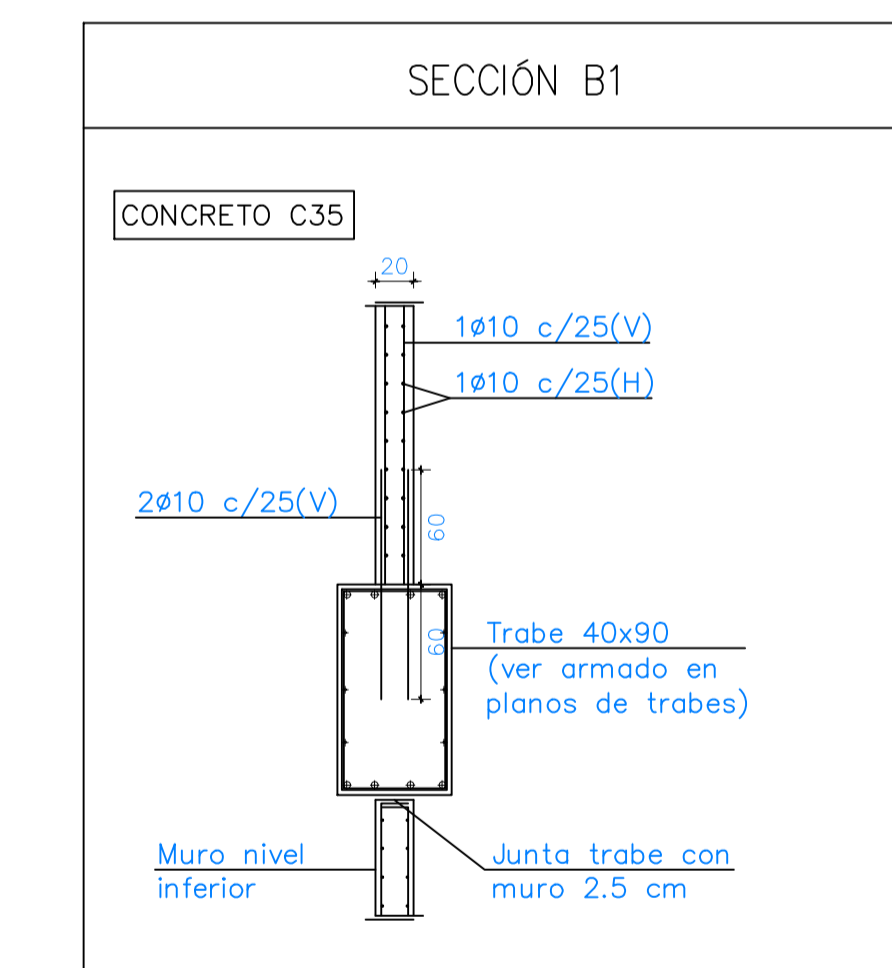
TABLA DE EQUIVALENCIAS EN ARMADOS

DIAMETRO (mm)	DIAMETRO EN PULGADAS	#
Ø10	3/8"	3
Ø12	1/2"	4
Ø16	5/8"	5
Ø20	3/4"	6
Ø25	1"	8
Ø32	1 1/4"	10

DETALLE 1: Soldadura de barras corrugadas en placa
NOTA IMPORTANTE: Soldaduras principales, por tanto, verifica gargantas al 100% y con líquidos penetrantes mínimo al 25%



* NOTA: VER DETALLE PROCESO DE EJECUCIÓN DE DISIPADORES (Ver plano ED.14)



USAT

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

PROYECTO:
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGIA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

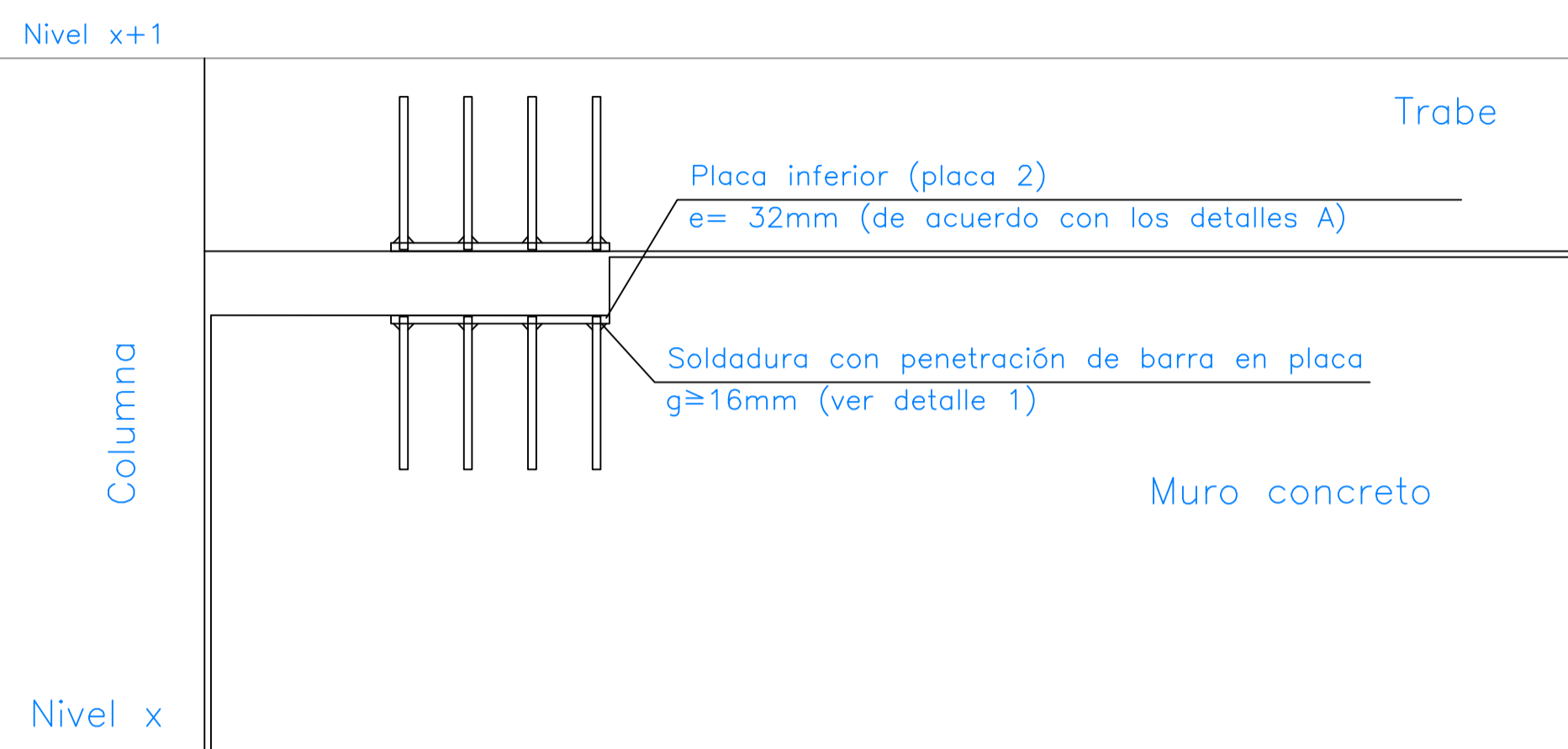
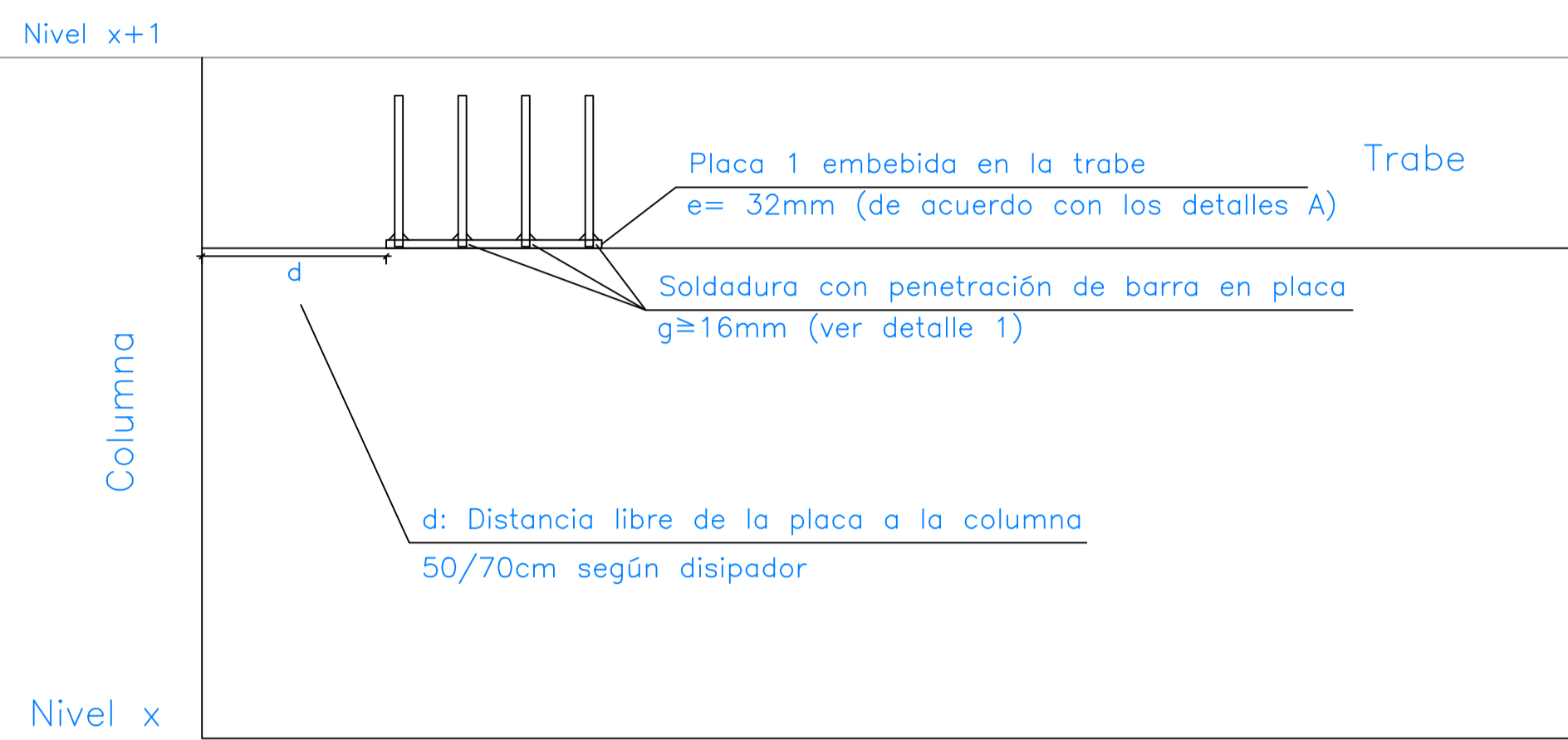
DOCENTES: MTR. CÉSAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTR. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	OBSERVACIONES:	DIBUJO: DECZ
PLANO: DETALLE DE MUROS DESACOPLADOS	ALUMNO: DAIRY ELMER CHUQUICAHUA ZELADA	ESCALA: 1/100 FECHA: 2020

D-01

PROCESO DE INTALACIÓN DE DISIPADORES

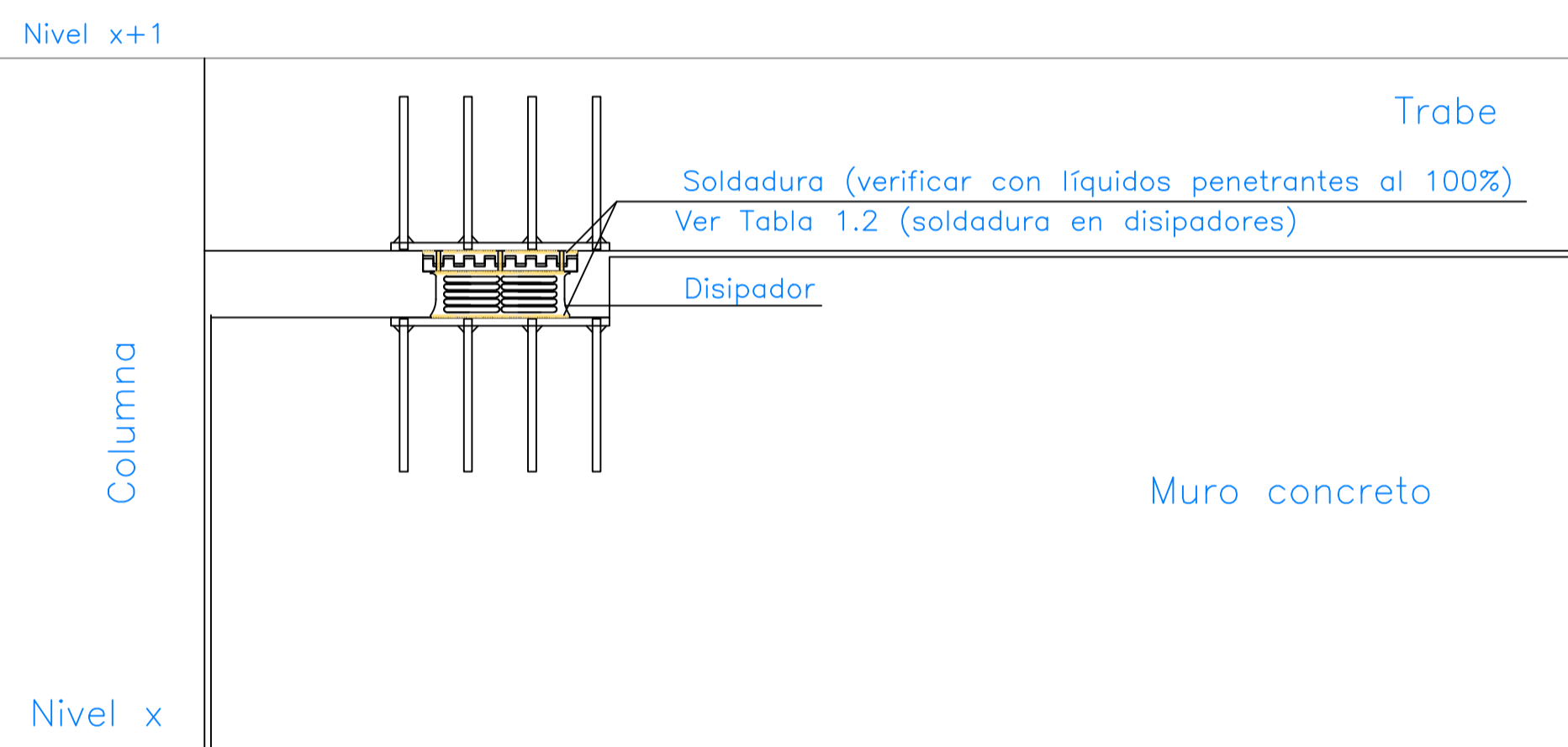
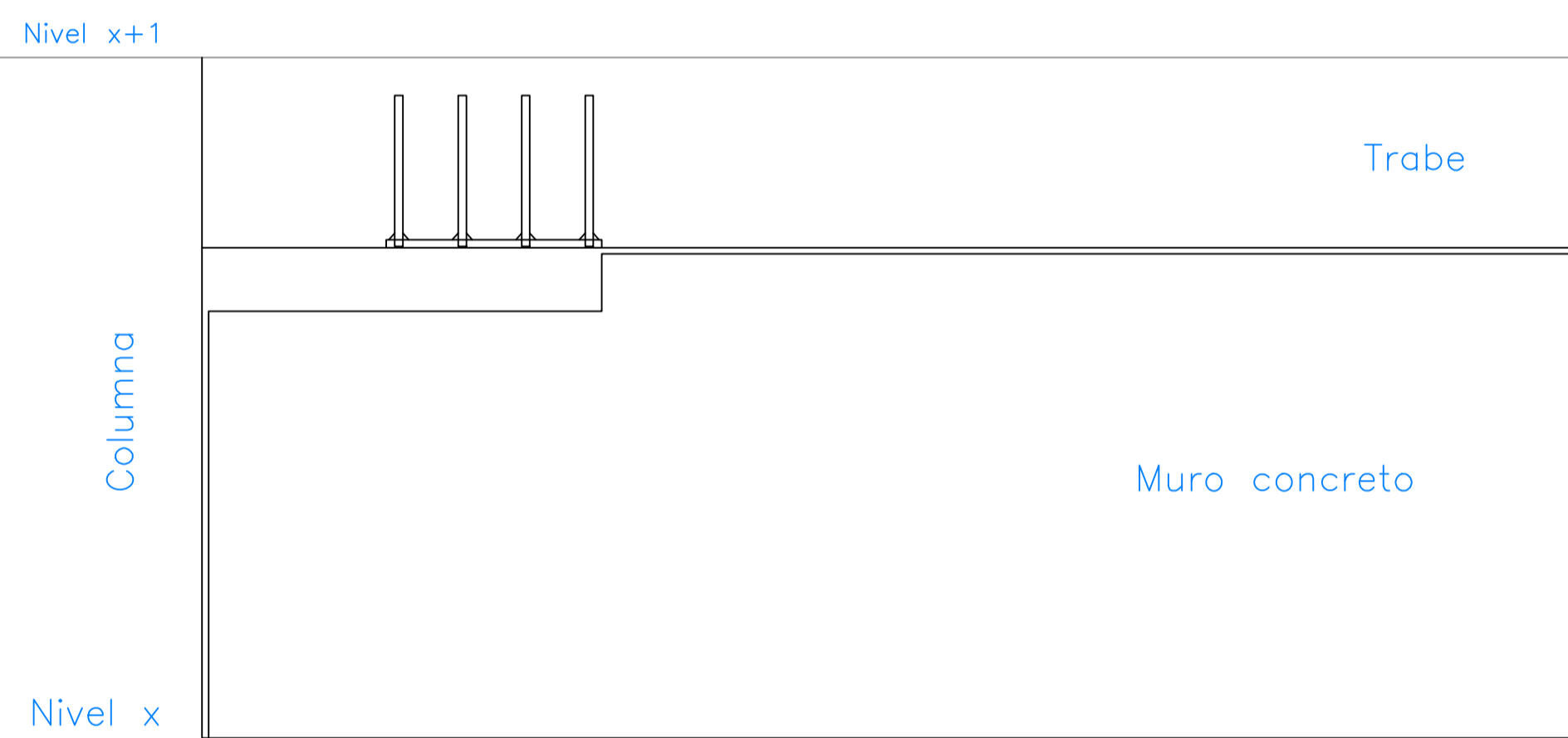
PASO 1: COLOCAR LOS ANCLAJES Y LA PLACA EMBEBIDA EN LA TRABE DURANTE LA EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO.

PASO 3: COLOCACIÓN DE LA PLACA INFERIOR Y LOS ANCLAJES AL MURO



PASO 2: CONSTRUCCIÓN DE TODA LA ESTRUCTURA DE CONCRETO

PASO 4: COLOCAR EL DISIPADOR SOLDADO A LAS PLACAS DE CONEXIÓN SUPERIOR E INFERIOR



PÓRTICO	TRAMO	NIVEL	WALL	L (m)	A (m)	H Wall (m)	JUNTA (cm)	Nº SLB	TIPO
2	C - E	0	1	4.140	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 5
2	E - F	0	2	3.980	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 5
2	F - G	0	3	4.180	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 5
2	G - H	0	4	2.600	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 2
3	B - D	1	5	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB3 15 - 4
3	H - I	1	6	1.850	0.150	2.115	2.00	2	SLB3 15 - 4
3	B - D	2	7	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB3 15 - 4
3	H - I	2	8	1.850	0.150	2.115	2.00	2	SLB3 15 - 4
4	A - B	0	9	2.600	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 2
4	I - J	0	10	2.580	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 2
4	A - B	1	11	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB2 10 - 3
4	I - J	1	12	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB3 25 - 2
4	A - B	2	13	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB2 10 - 3
4	I - J	2	14	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB2 15 - 4
4	A - B	3	15	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB2 10 - 3
4	I - J	3	16	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB2 10 - 3
A1	1 - 5	0	17	1.440	0.150	4.715	3.50	1	SLB2 10 - 3
A1	1 - 5	2	18	1.440	0.150	2.165	2.00	1	SLB2 10 - 3
A1	1 - 5	4	19	1.440	0.150	3.465	2.50	1	SLB2 10 - 3
B1	1 - 5	0	20	1.440	0.150	4.715	3.50	1	SLB2 10 - 3
B1	1 - 5	1	21	1.440	0.150	2.165	2.00	1	SLB2 10 - 3
B1	1 - 5	3	22	1.440	0.150	2.165	2.00	1	SLB2 10 - 3
B	2 - 3	0	23	1.600	0.150	4.715	3.50	1	SLB2 15 - 4
B	3 - 4	2	24	5.260	0.150	2.065	2.00	2	SLB3 25 - 2
B	3 - 4	3	25	5.260	0.150	2.065	2.00	2	SLB2 15 - 4
C	1 - 2	0	26	2.380	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 2
C	1 - 2	1	27	2.400	0.150	2.065	2.00	2	SLB3 25 - 2
C	1 - 2	2	28	2.400	0.150	2.065	2.00	2	SLB2 10 - 3
C	1 - 2	3	29	2.400	0.150	2.065	2.00	2	SLB2 10 - 3
E	1 - 2	0	30	2.380	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 2
E	3 - 4	0	31	2.400	0.150	4.715	3.50	1	SLB3 25 - 5
E	1 - 2	2	32	2.400	0.150	2.065	2.00	2	SLB2 15 - 4
F	1 - 2	0	33	2.380	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 2
F	3 - 4	0	34	5.210	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 5
F	1 - 2	2	35	2.400	0.150	2.065	2.00	2	SLB2 15 - 4
I	3 - 4	2	36	5.240	0.150	2.015	2.00	2	SLB3 25 - 2
I	3 - 4	3	37	5.240	0.150	2.015	2.00	2	SLB2 15 - 4
J	2 - 3	0	38	4.000	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 5

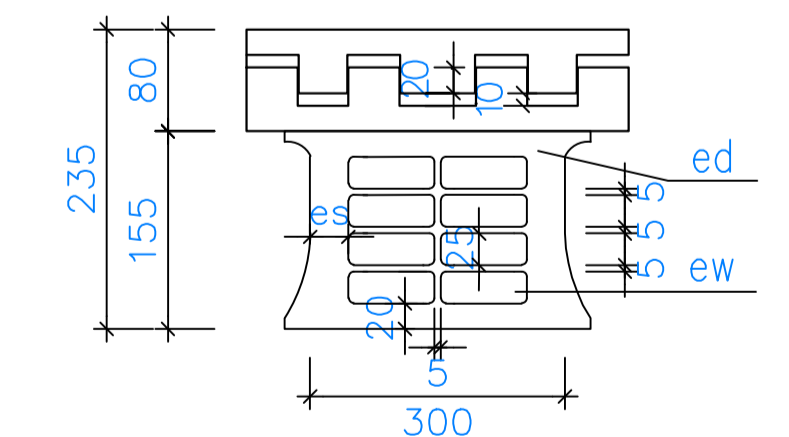
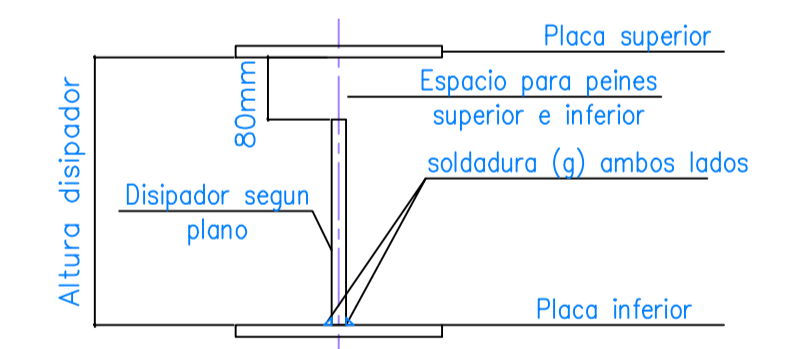


TABLA DE GANCHOS $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
REFUERZO CORRUGADO ACI 318-14

DIAMETRO (mm)	# VARILLA	DIAMETRO (pulg)	GANCHOS			
			REFUERZO PRINCIPAL		ESTRIBOS Y GRAPAS	
			D (cm) diametro de doblez	LONGITUD REAL	D (cm) diametro de doblez	LONGITUD REAL
#10	3	3/8	5.7	17	5.7	14
#12	4	1/2	7.6	22	7.6	15
#16	5	5/8	9.5	28	9.5	18
#20	6	3/4	11.4	33	11.4	27
#25	8	1	15.2	44	15.2	35
#32	10	1 1/4	25.4	60	25.4	51

TABLA : PARAMETROS DE DISEÑO PARA LOS DISIPADORES

DISIPADOR	Espesor del dissipador, ed (mm)	Ancho del rigidizador, es (mm)	Espesor de la ventana, ew (mm)	Fuerza fluencia f_u (kN)	Fuerza máxima sismo F_u (kN)
SLB2 10_3	19	20	3	81.10	148.63
SLB2 15_4	19	20	4	149.70	276.57
SLB3 25_2	25	30	2	194.80	383.50
SLB3 25_5	25	30	5	319.00	592.39

TABLA 1.2 : SOLDADURA EN DISIPADORES

DISIPADOR	*garganta (g) soldadura (mm)
SLB2 10_3	15
SLB2 15_4	15
SLB3 25_2	15
SLB3 25_5	15

*NOTA: SE CONSIDERAN CORDONES DE SOLDADURA EN AMBOS LADOS DE LA PLACA

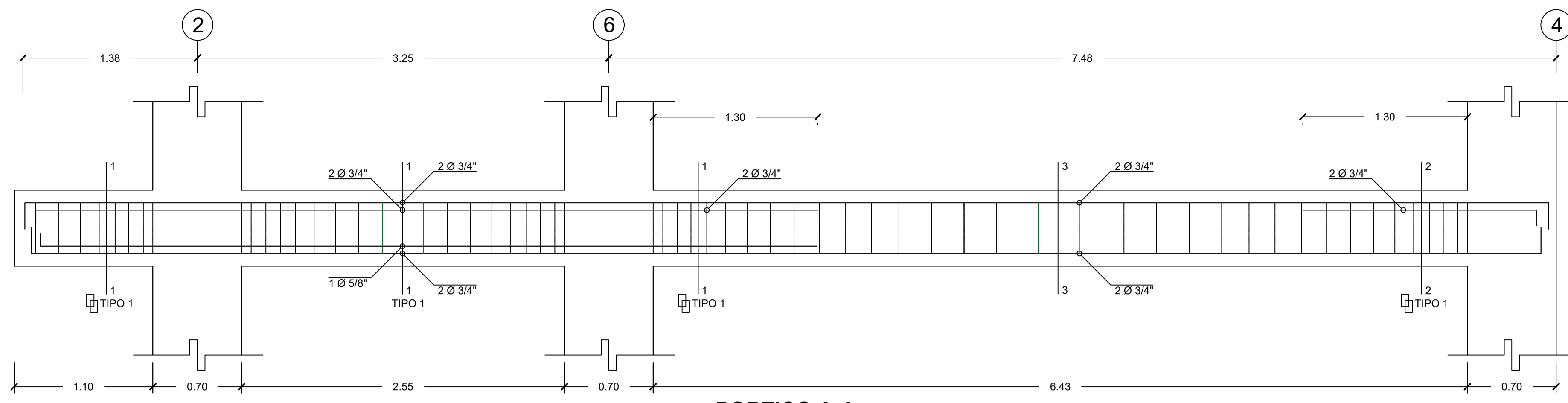
TABLA DE EQUIVALENCIAS EN ARMADOS

DIAMETRO (mm)	DIAMETRO EN PULGADAS	#
#10	3/8"	3
#12	1/2"	4
#16	5/8"	5
#20	3/4"	6
#25	1"	8
#32	1 1/4"	10

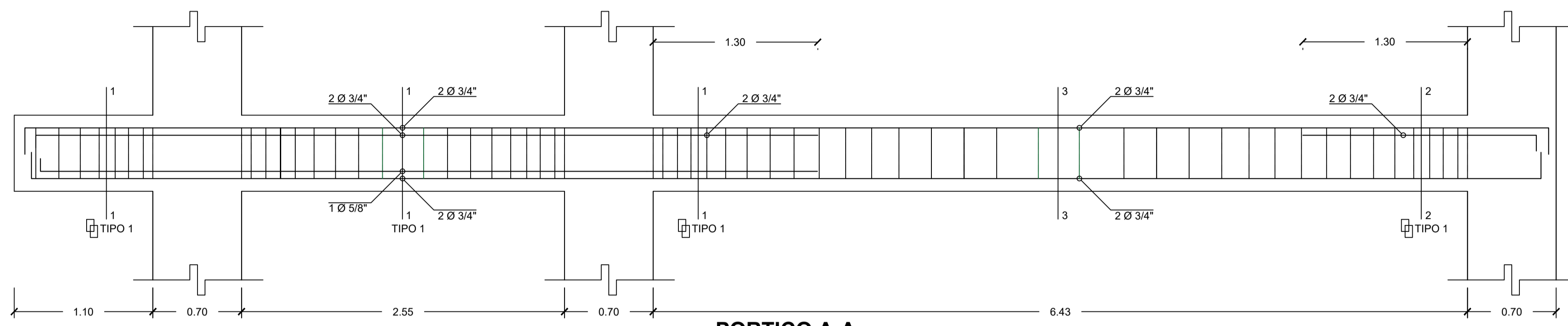
UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

PROYECTO:
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGIA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

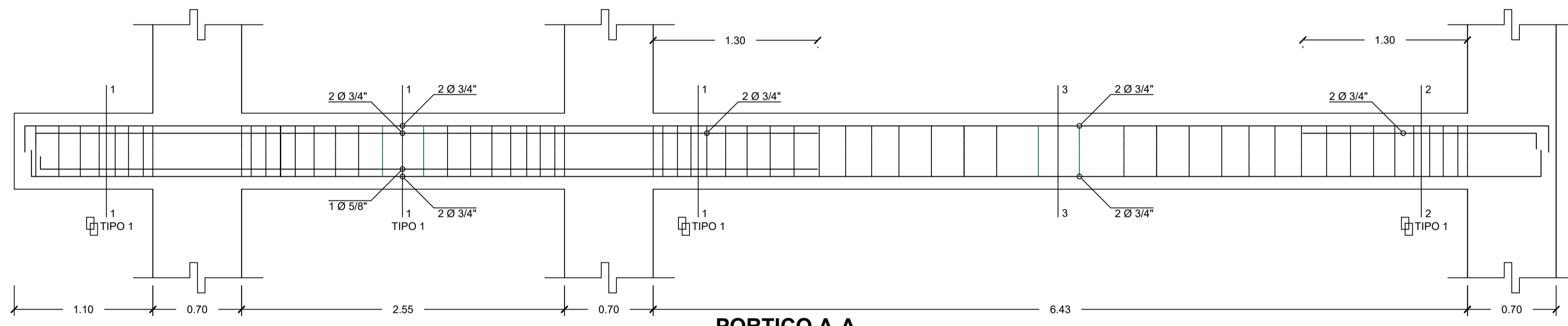
DOCENTES: MTR. CÉSAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTR. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	OBSERVACIONES:	DIBUJO: DECZ
PLANO: PROCESO DE INSTALACIÓN DE DISIPADORES SLB	ALUMNO: DAIRY ELMER CHUQUICAHUA ZELADA	ESCALA: 1/100
FECHA: NOVIEMBRE - 2019		D-02



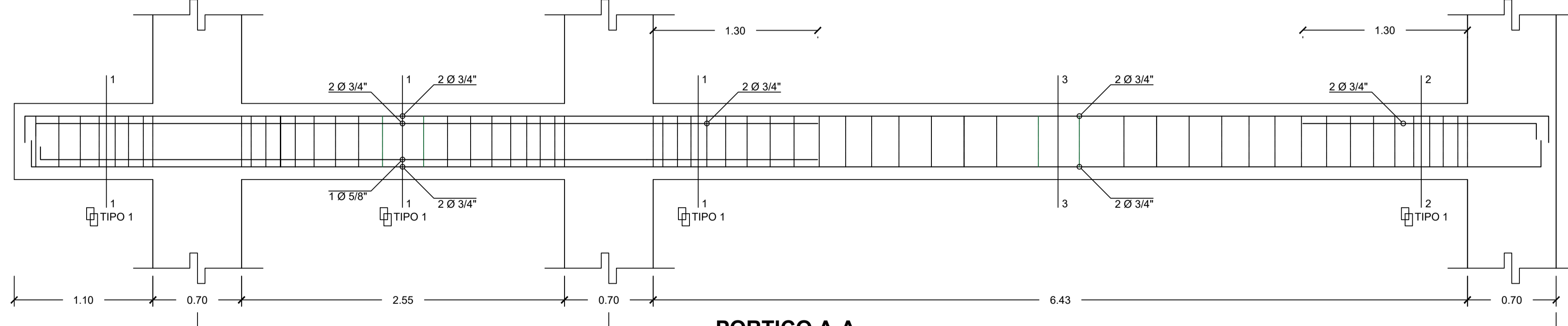
**PORTICO A-A
NIVEL 4**



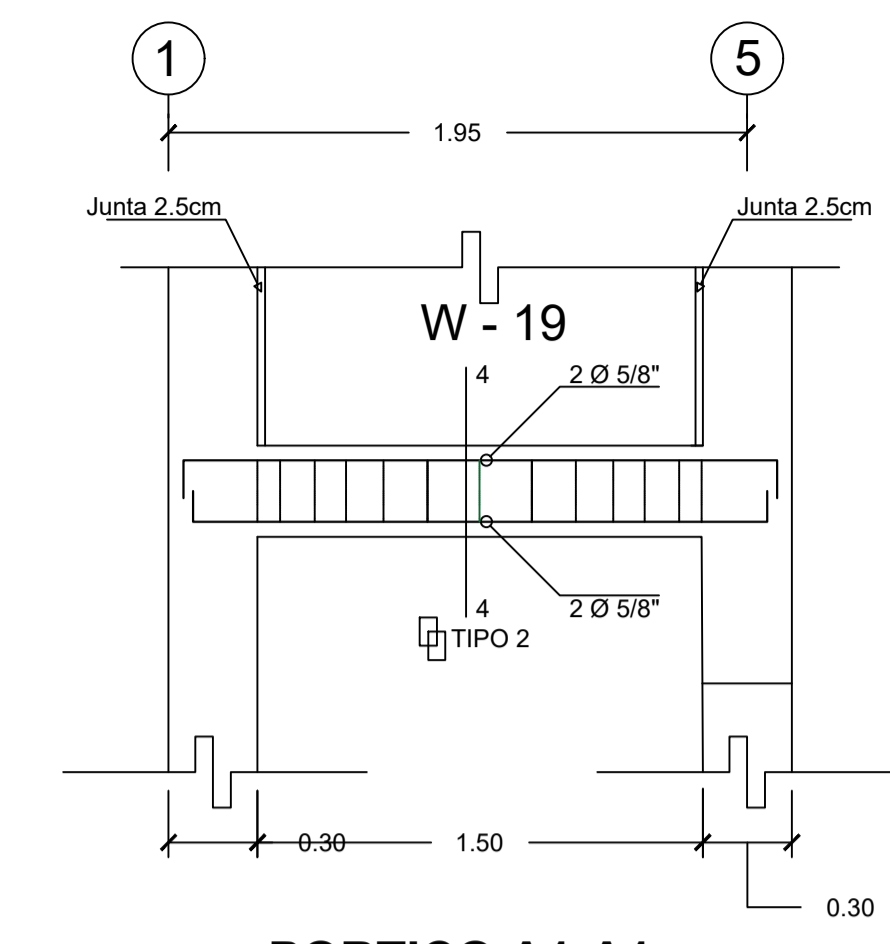
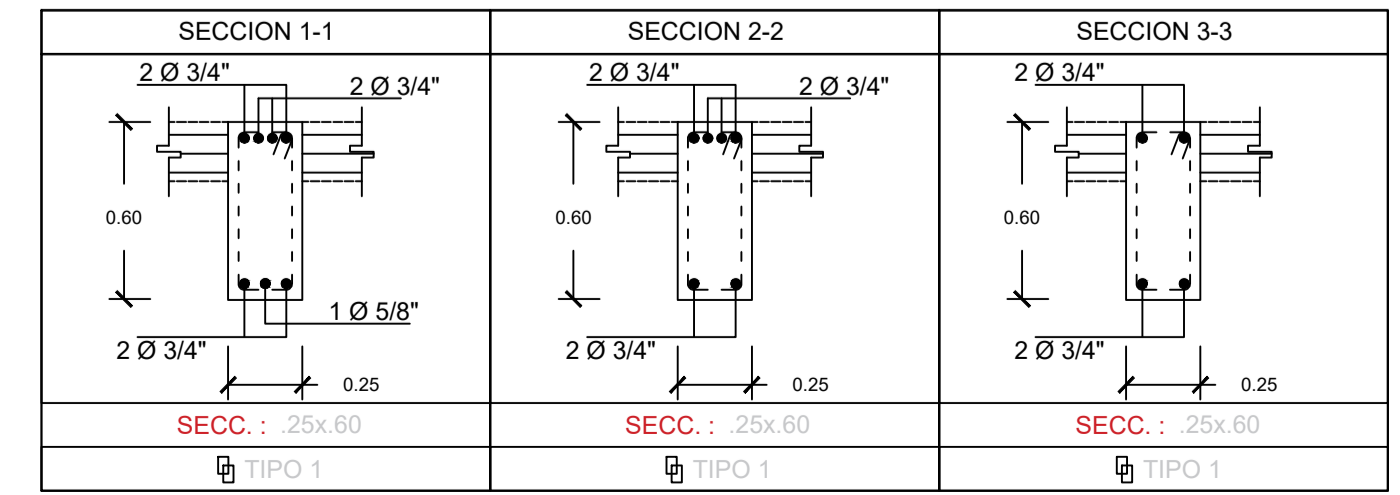
**PORTICO A-A
NIVEL 3**



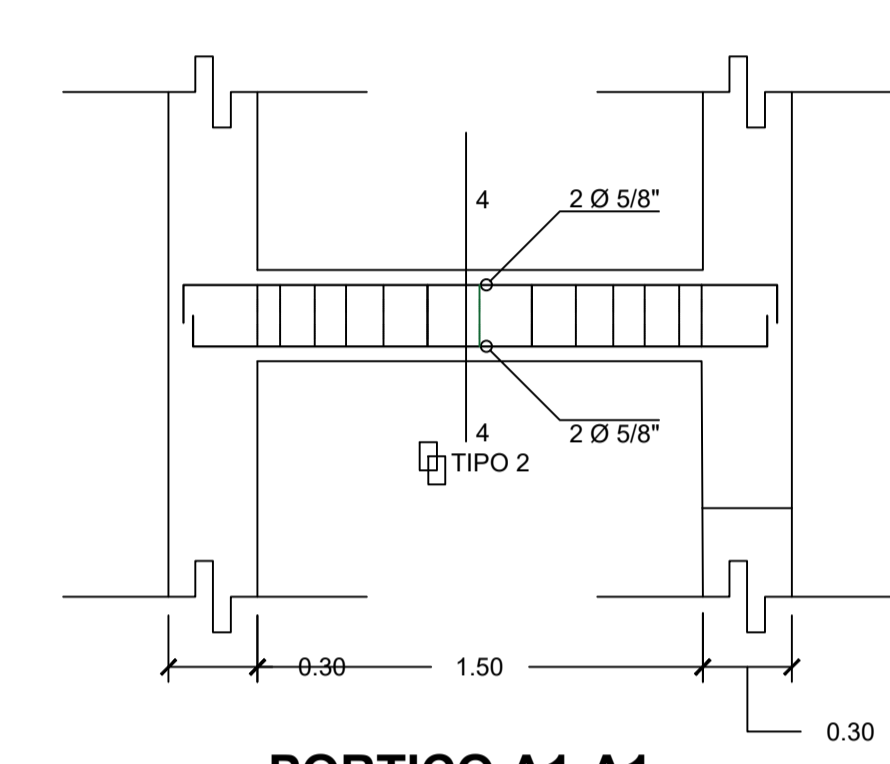
**PORTICO A-A
NIVEL 2**



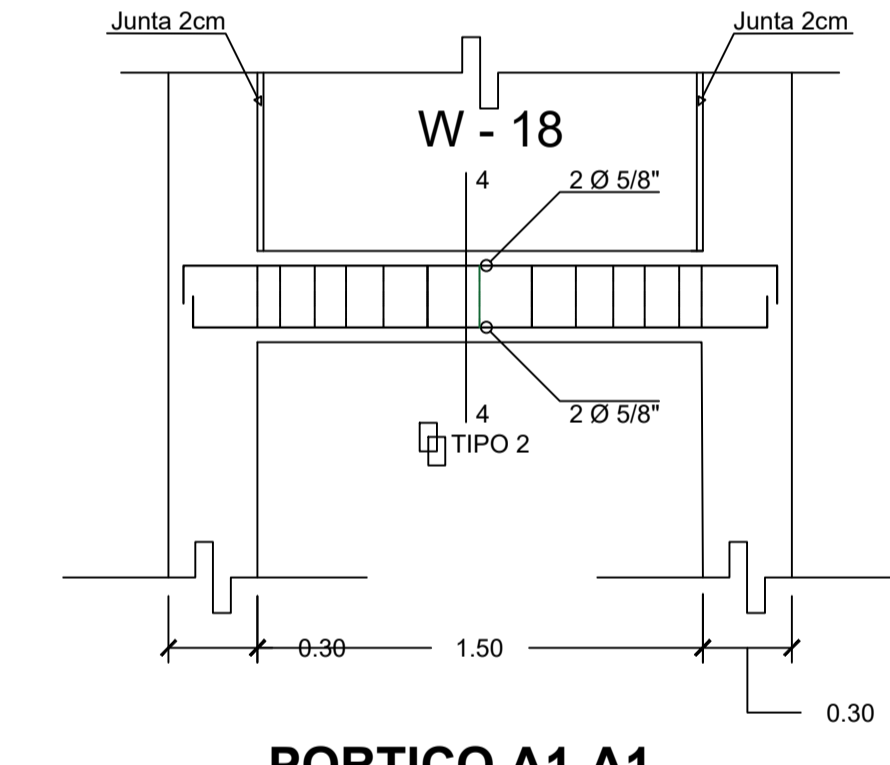
**PORTICO A-A
NIVEL 1**



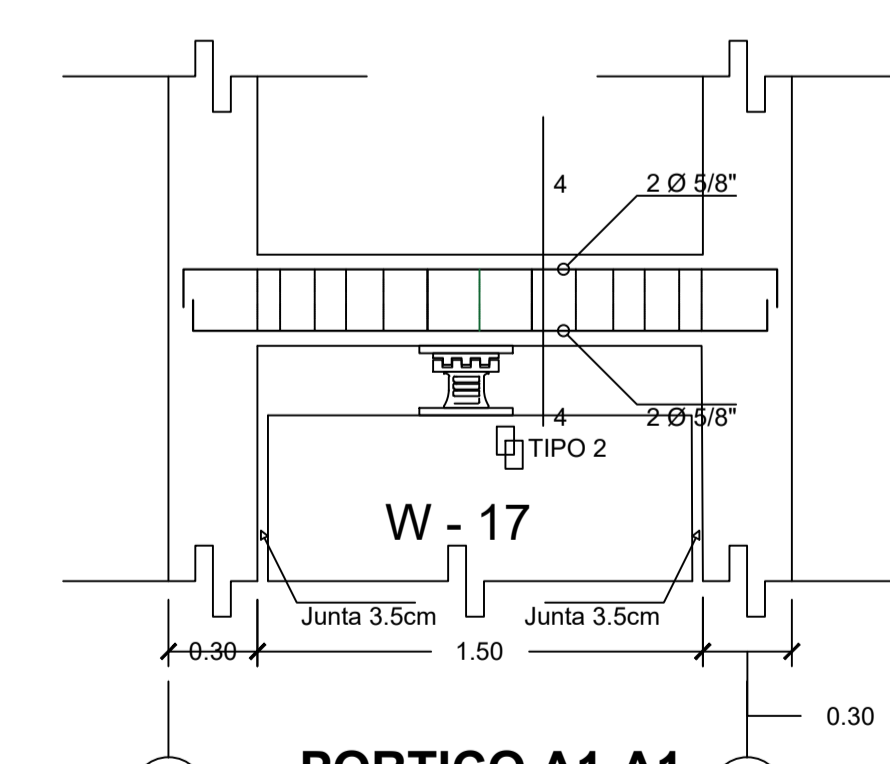
**PORTICO A1-A1
NIVEL 4**



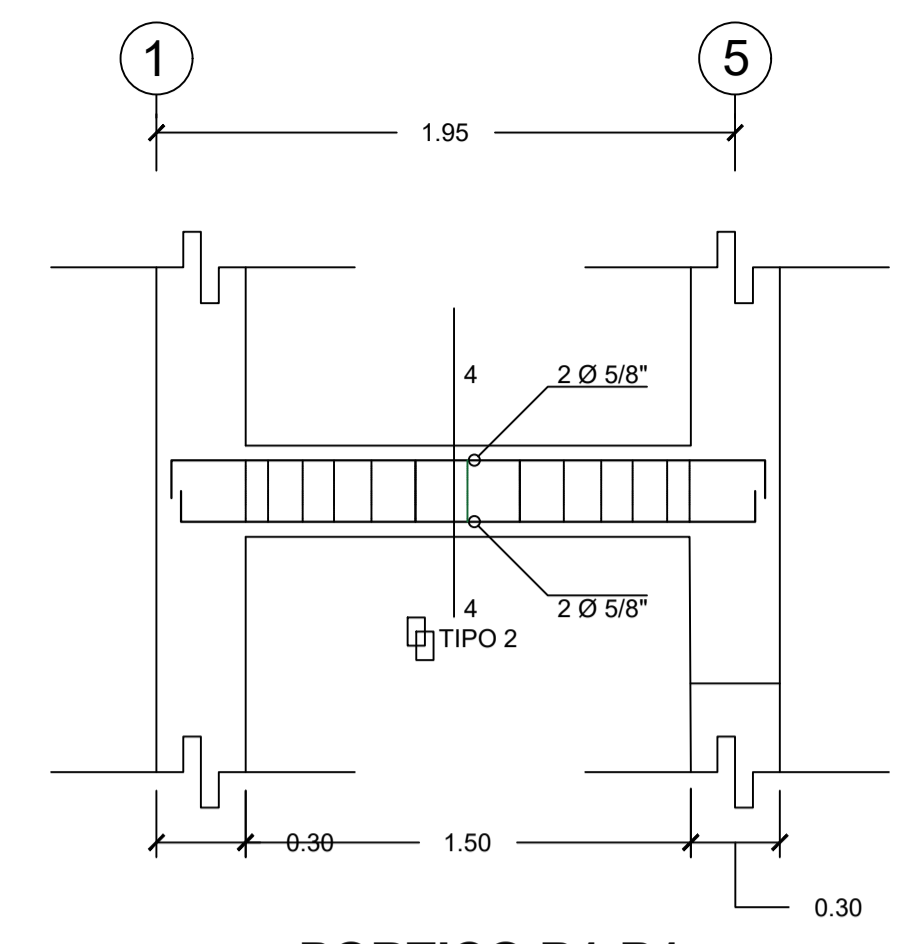
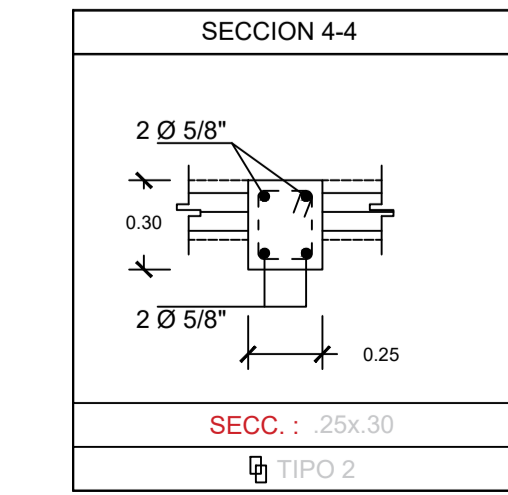
**PORTICO A1-A1
NIVEL 3**



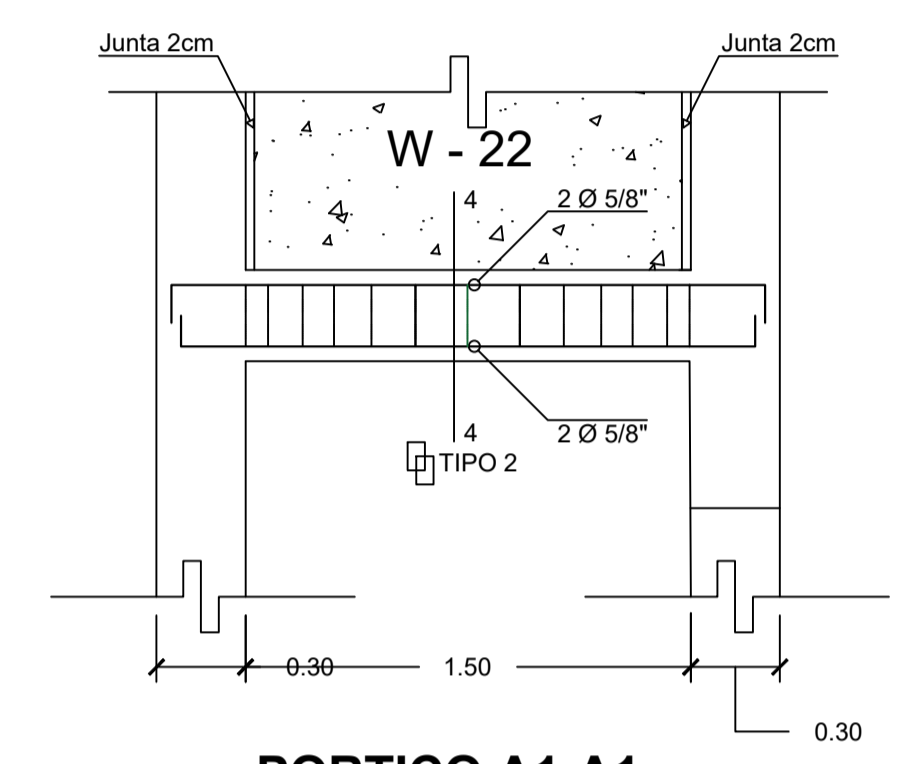
**PORTICO A1-A1
NIVEL 2**



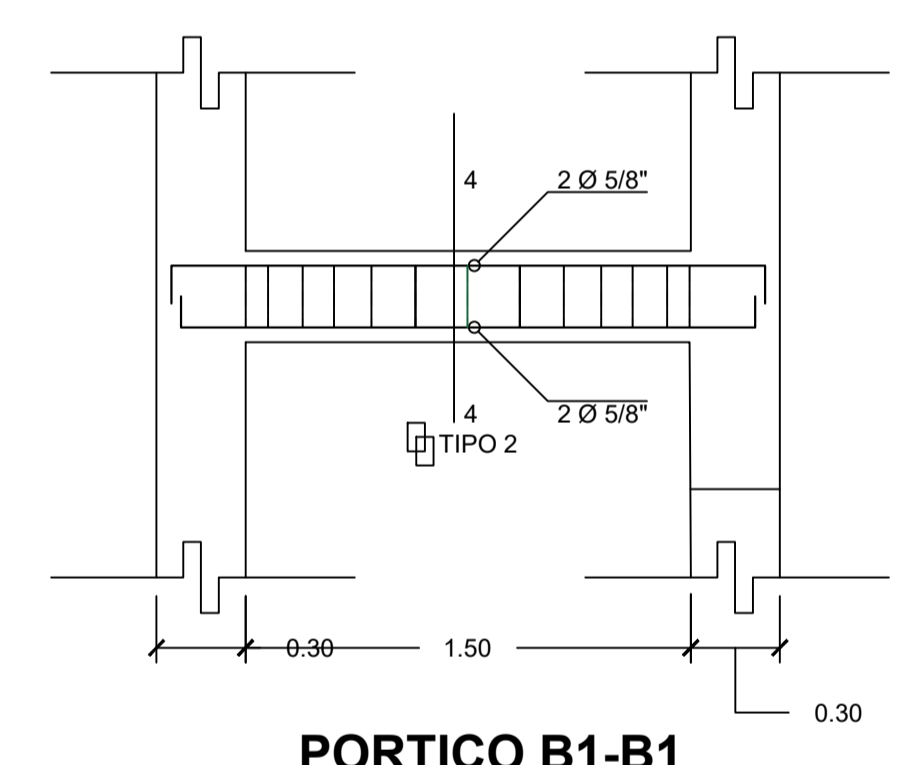
**PORTICO A1-A1
NIVEL 1**



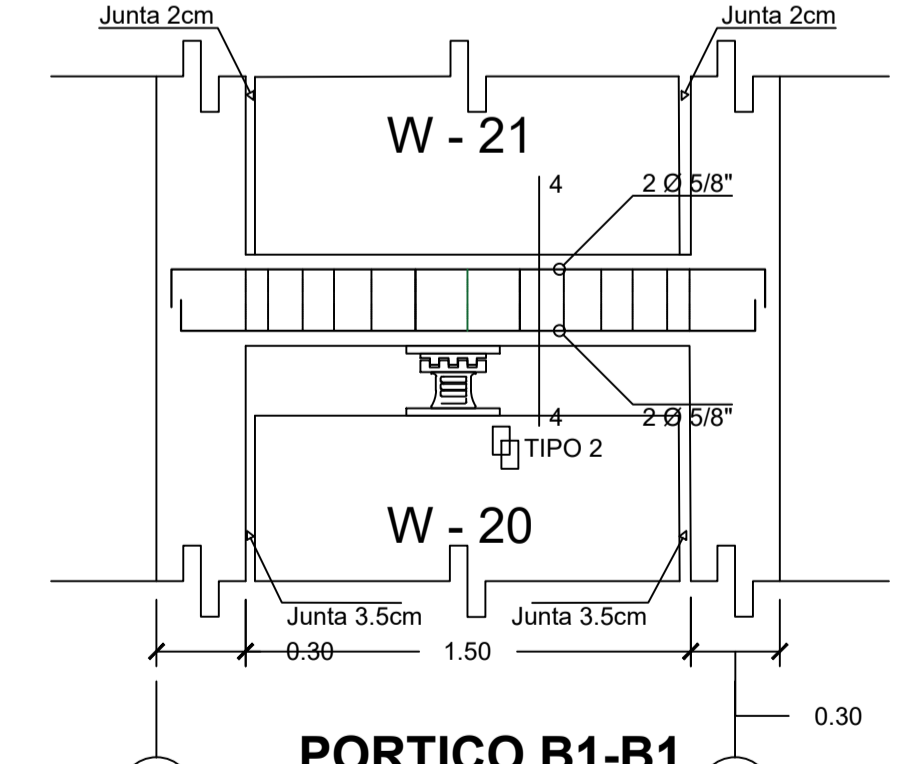
**PORTICO B1-B1
NIVEL 4**



**PORTICO A1-A1
NIVEL 3**

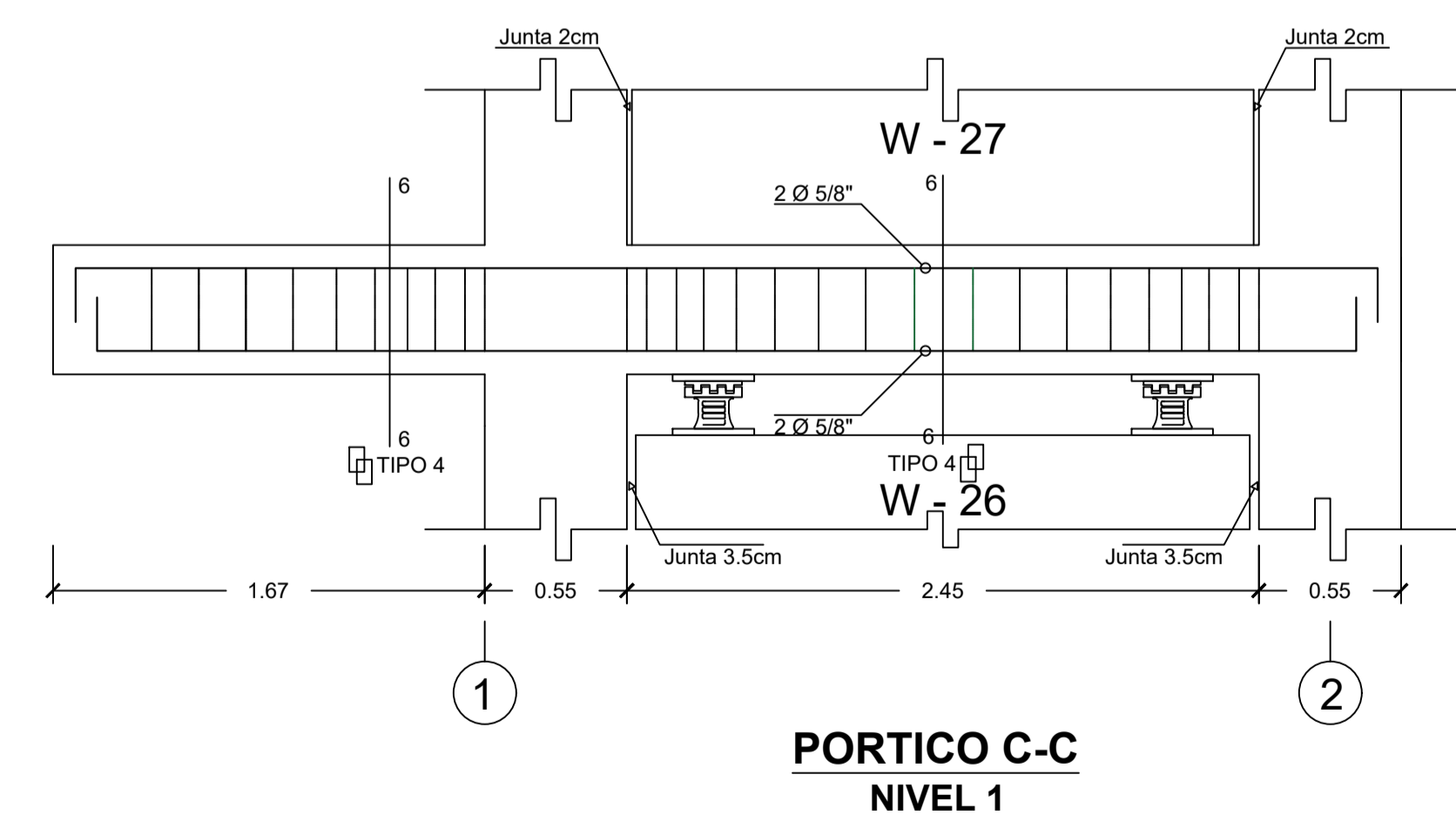
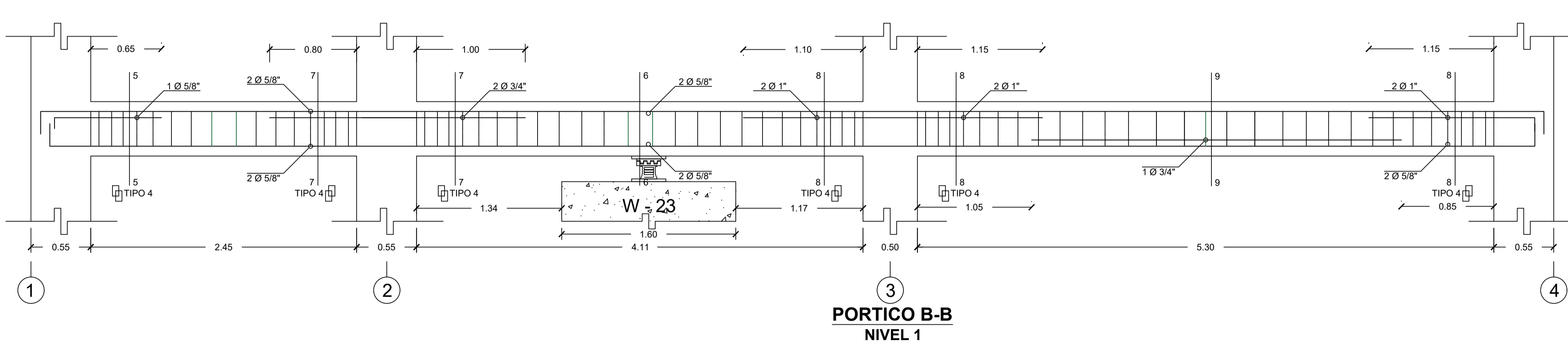
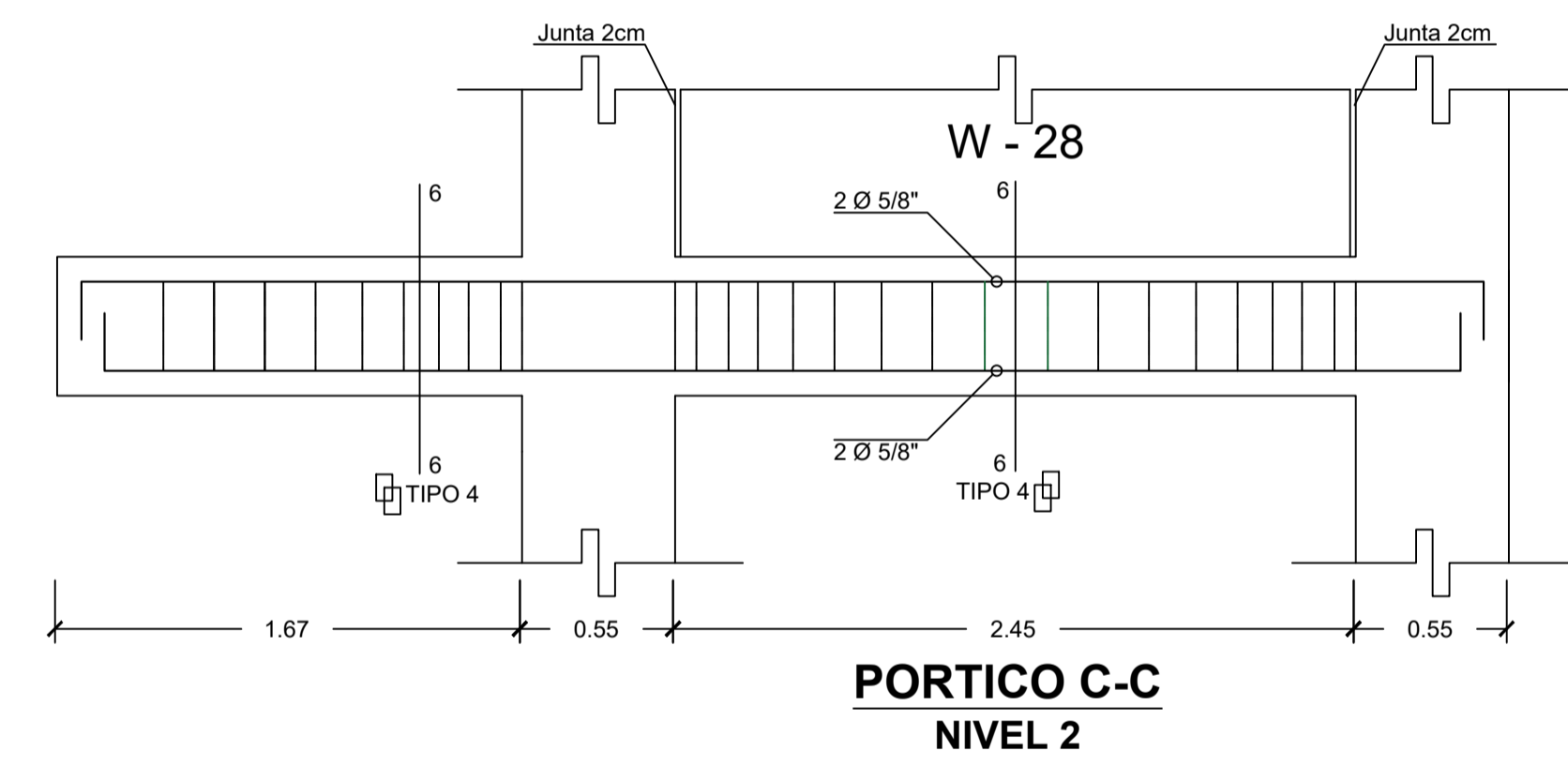
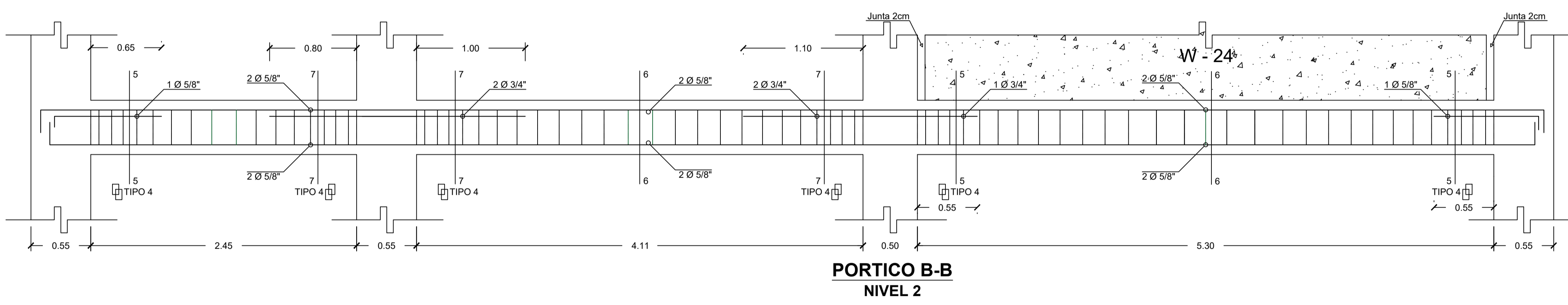
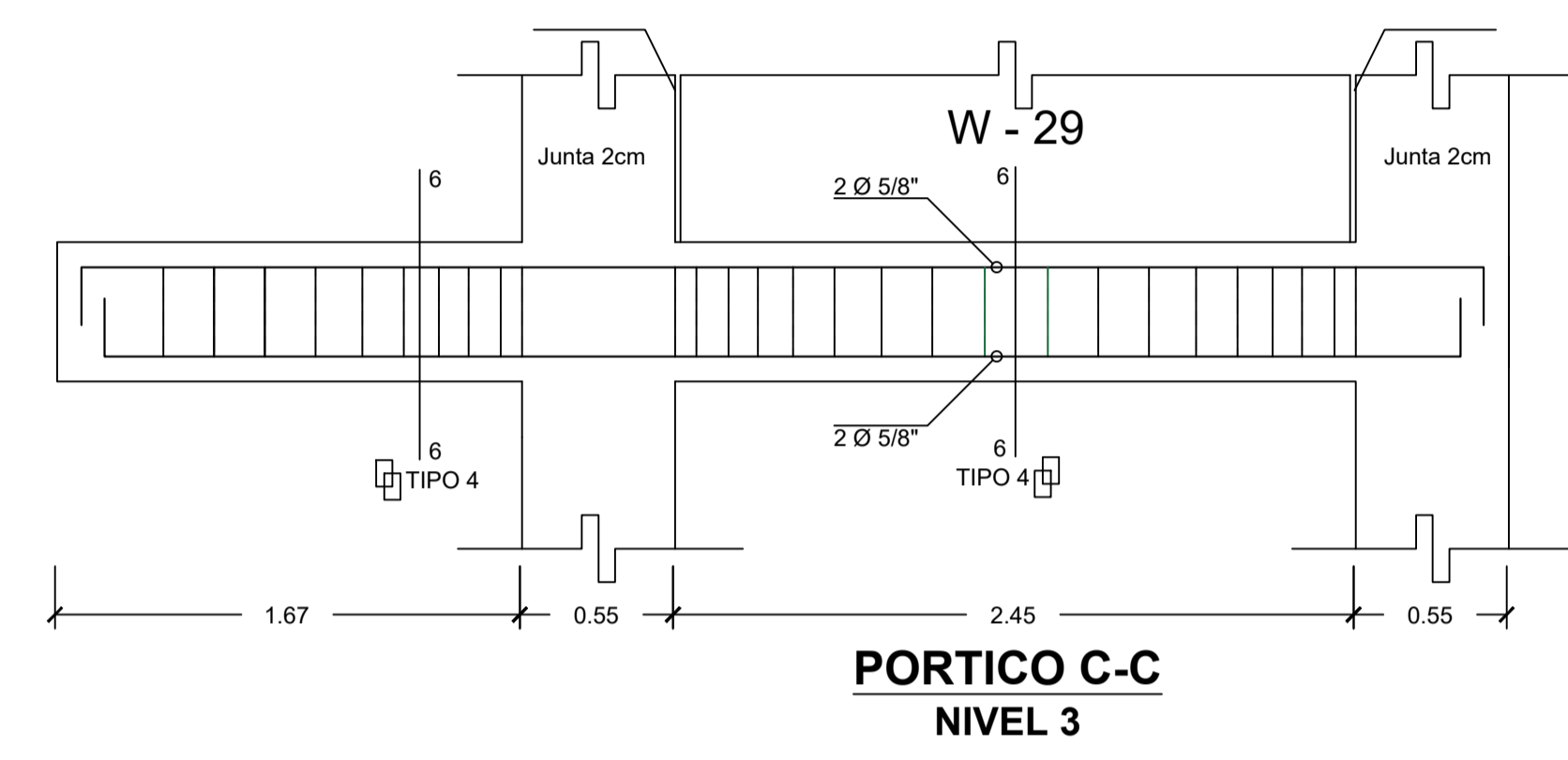
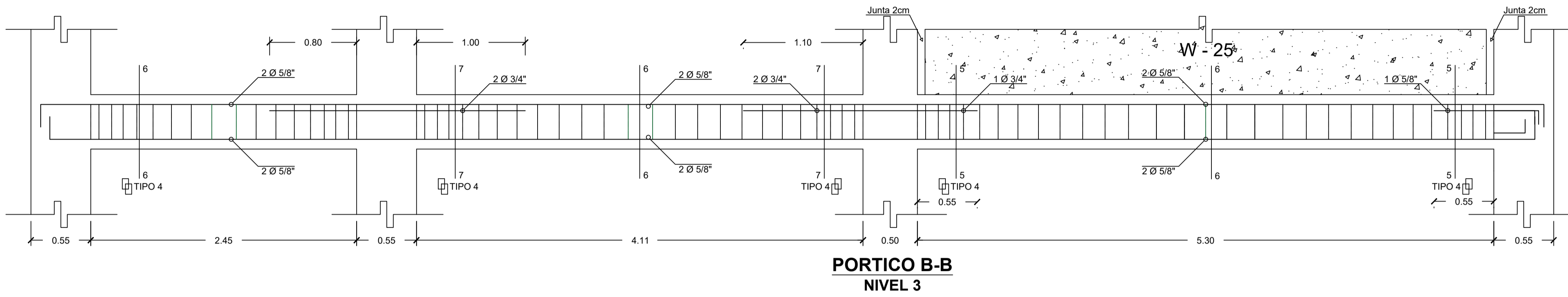
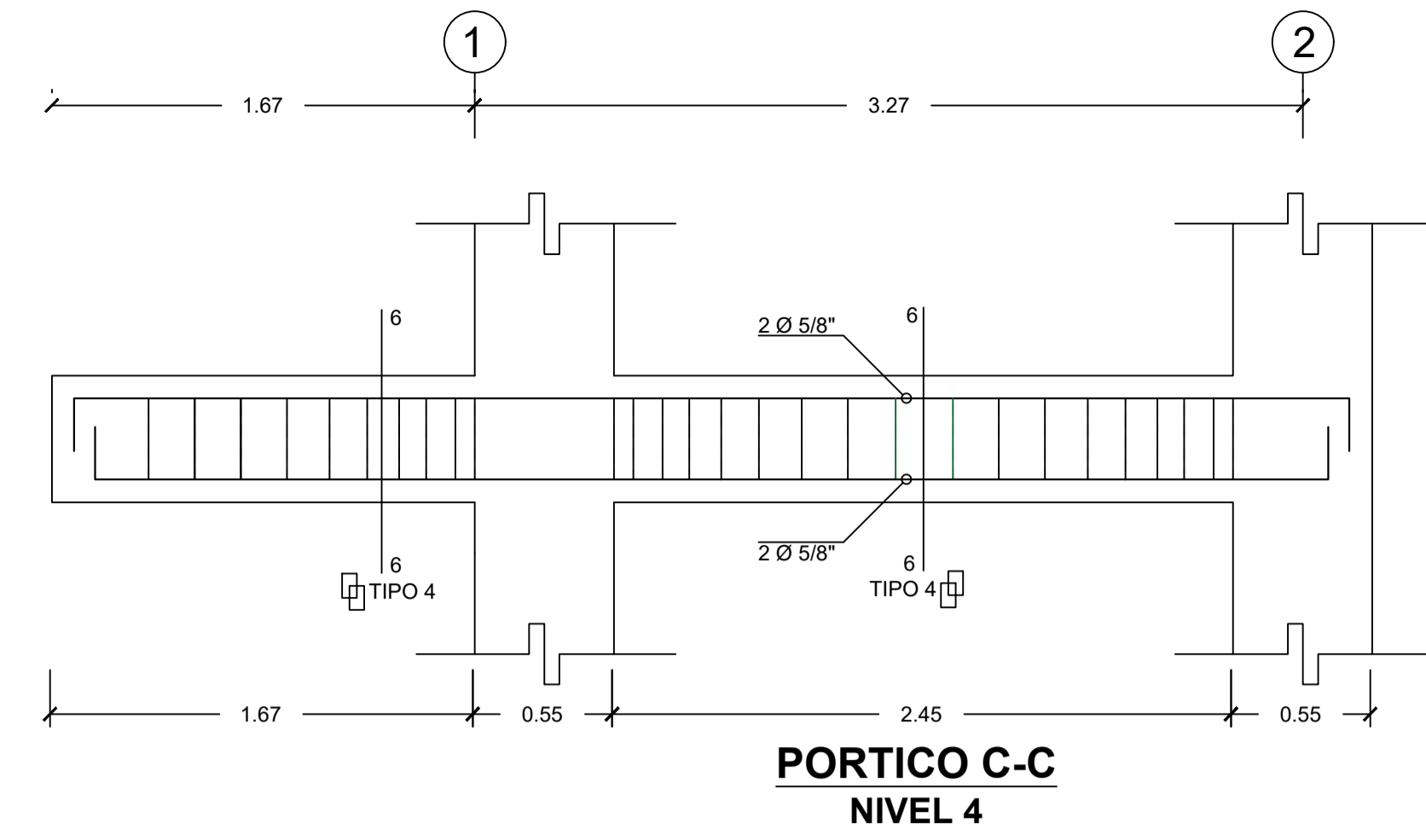
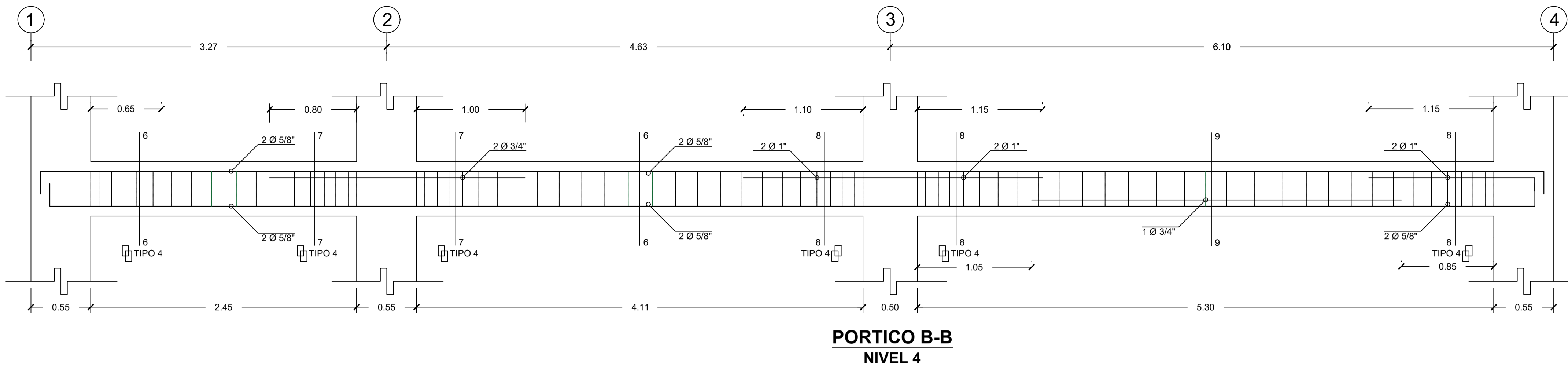


**PORTICO B1-B1
NIVEL 2**



**PORTICO B1-B1
NIVEL 1**

	UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO		
	PROYECTO: ANALISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO		
DIRECTOR: MTRO. CESAR EDUARDO CACHAY LAZO	COORDINADOR: ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA	DISEÑADOR: MTRO. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	ESCALA: 1/25
DESARROLLO DE VIGAS DE TECHO	DISEÑADOR: DAIRY ELMER CHUQUIQUAHUA ZELADA	FECHA: 2020	E-01



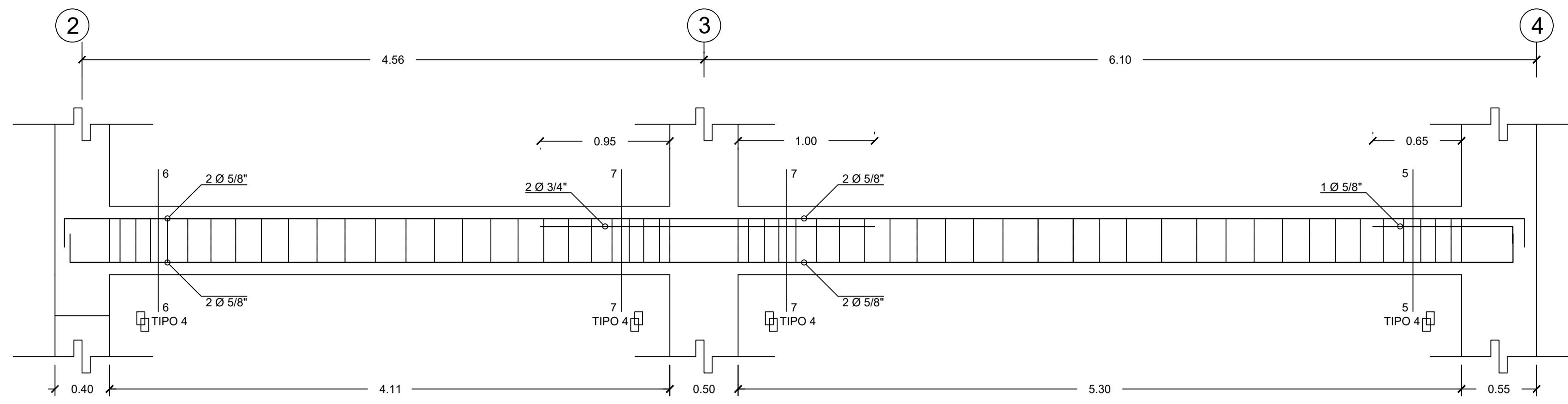
SECCION 5-5	SECCION 6-6	SECCION 7-7	SECCION 8-8	SECCION 9-9
SECC.: 25x50	SECC.: 25x50	SECC.: 25x50	SECC.: 25x50	SECC.: 25x50
TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

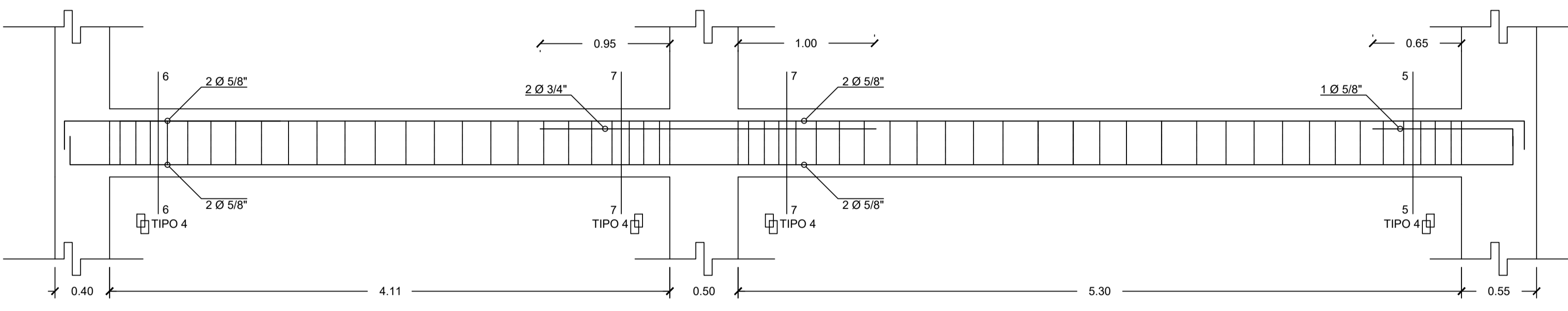
PROYECTO:
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON
DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

AUTOR: MTR. CESAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTR. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	DESARROLLO DE VIGAS DE TECHO DAIRY ELMER CHUQUIGHUA ZELADA	ESCALA: 1/25	FECHA: 2020
--	---	-----------------	----------------

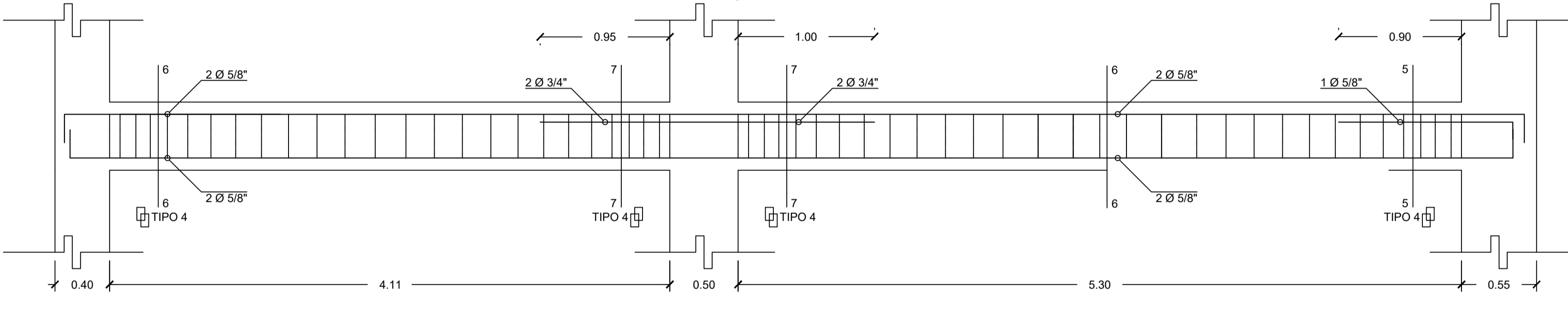
E-02



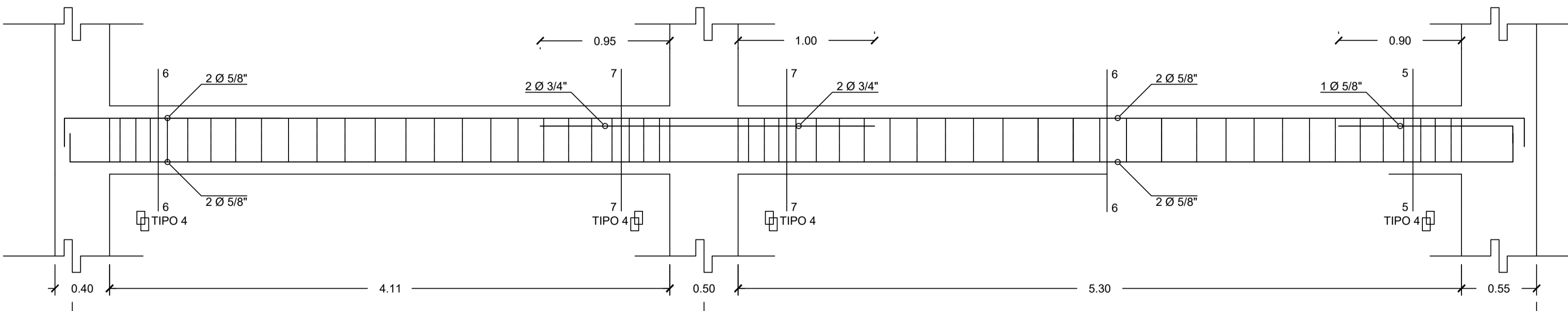
**PORTICO D-D
NIVEL 4**



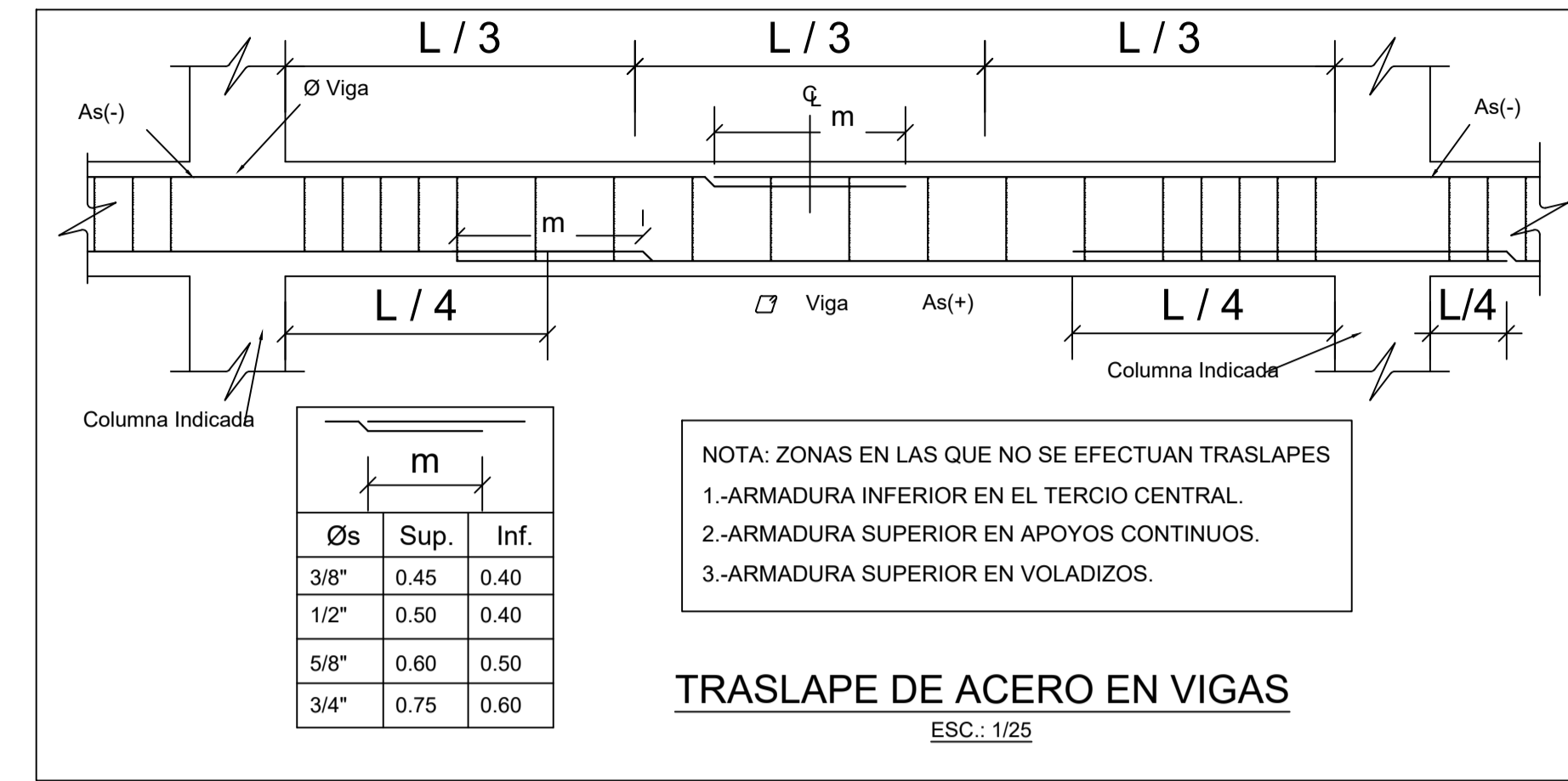
**PORTICO D-D
NIVEL 3**



**PORTICO D-D
NIVEL 2**



**PORTICO D-D
NIVEL 1**



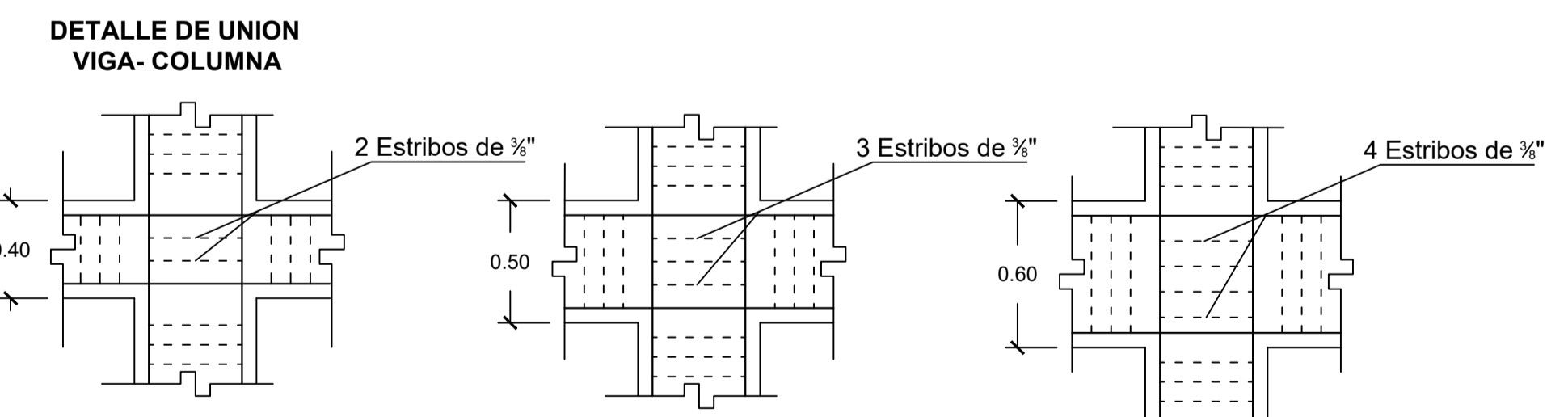
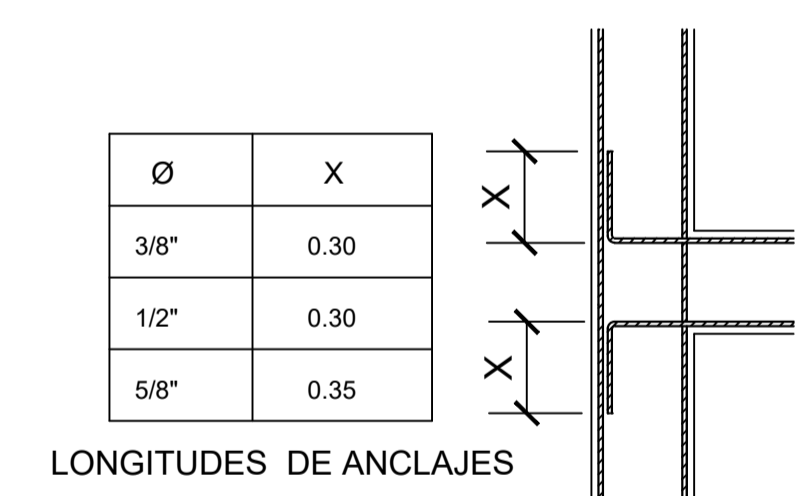
TRASLAPES Y EMPALMES				
Ø	LOSAS VIGAS (cm.)	COLUM (cm.)	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS
6 mm.	30	-		
8 mm. 3/8"	40	30		
1/2"	50	40		
5/8"	60	50		

NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LA LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO

LOS EMPALMES SE UBICARAN EN EL TERCIO CENTRAL NO SE EMPALMARA MAS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION

Ø	L	Rmáx.
3/8"	10 cm.	2.0 cm.

CUADRO DE ESTRIBOS	
TIPO 1	3/8" 1@5; 10@13; Rst.@27
TIPO 2	3/8" 1@5; 8@7.5; Rst.@15
TIPO 3	3/8" 1@5; 10@8; Rst.@17
TIPO 4	3/8" 1@5; 10@11; Rst.@22
TIPO 5	3/8" 1@5; 8@10; Rst.@25
TIPO 6	3/8" 1@5; 6@10; Rst.@25



SECCION 5-5	SECCION 6-6	SECCION 7-7	SECCION 8-8	SECCION 9-9	SECCION 10-10
SECC. : 25x50	SECC. : 25x50	SECC. : 25x50	SECC. : 25x50	SECC. : 25x50	SECC. : 25x50
TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4

USAT UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE HOGROVEJO

PROYECTO:
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

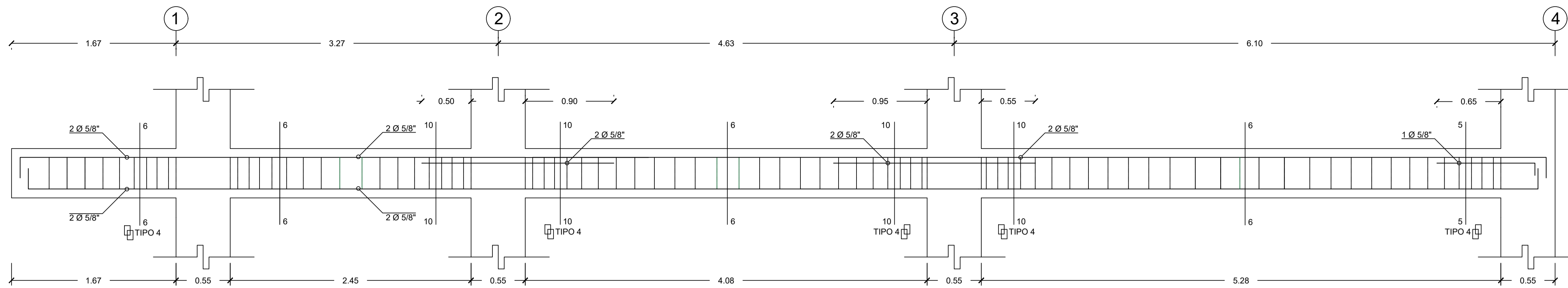
ING. CÉSAR EDUARDO CACHAY LAZO
 ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA
 INTR. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO

DESARROLLO DE VIGAS DE TECHO

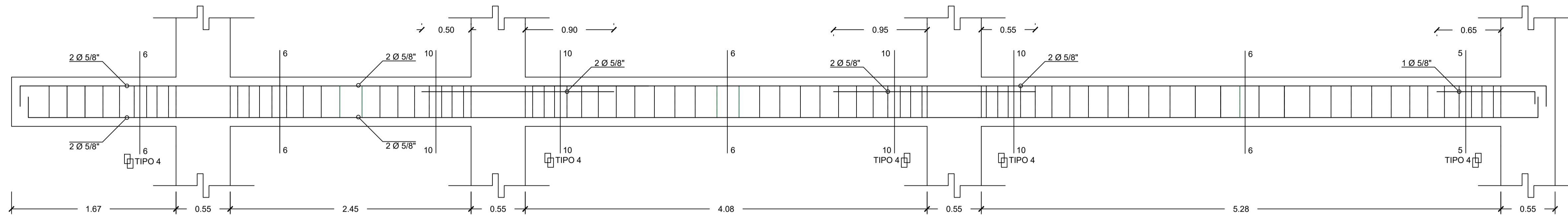
ELABORADO: DAIRY ELMER CHUQUICHUA ZELADA

FECHA: 1/25
 ESCALA: 200

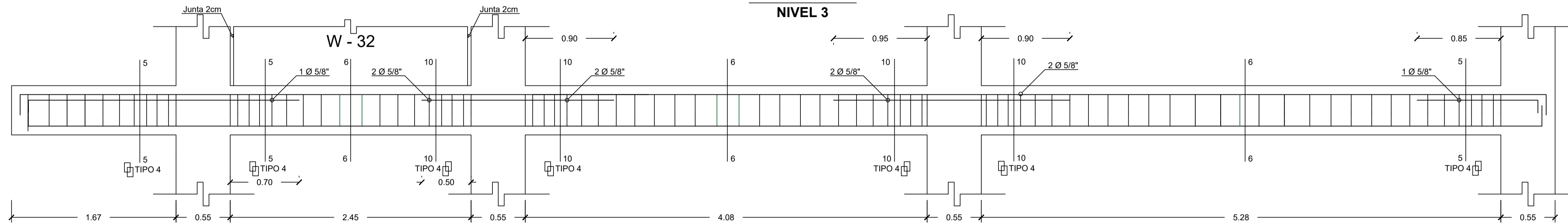
E-03



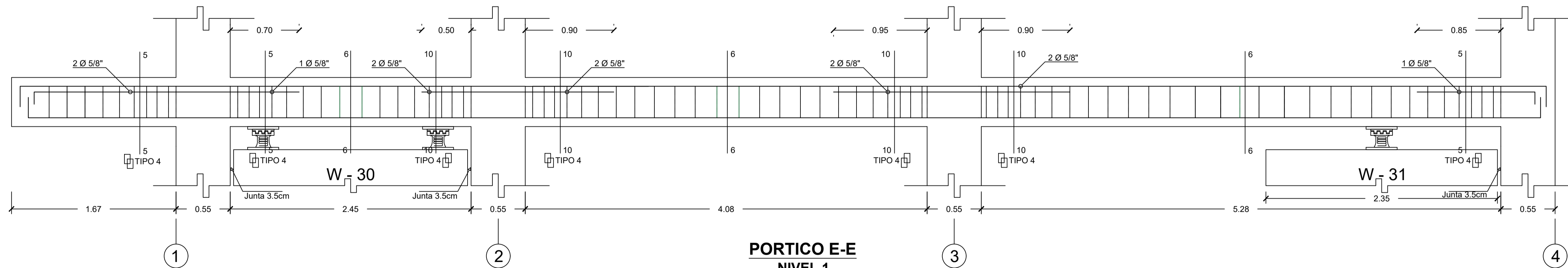
**PORTICO E-E
NIVEL 4**



**PORTICO E-E
NIVEL 3**

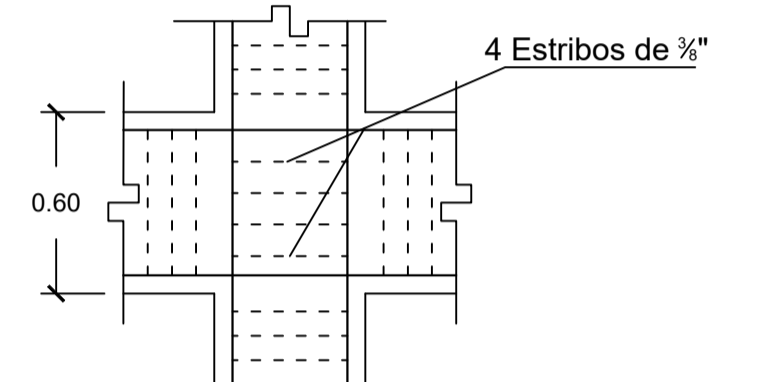
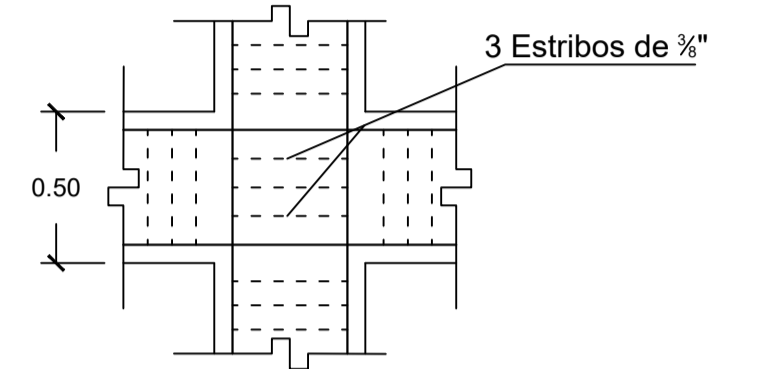
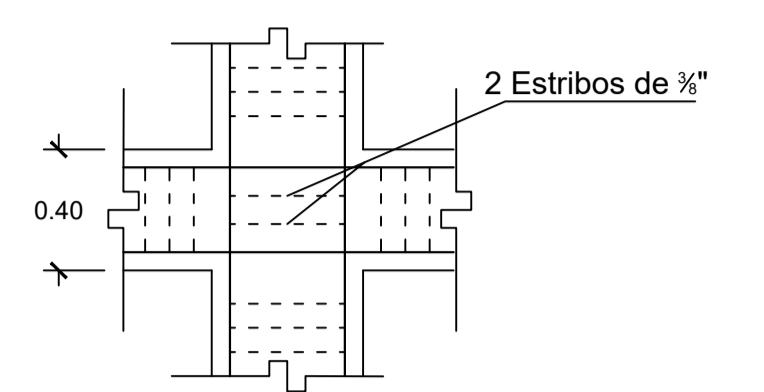


**PORTICO E-E
NIVEL 2**

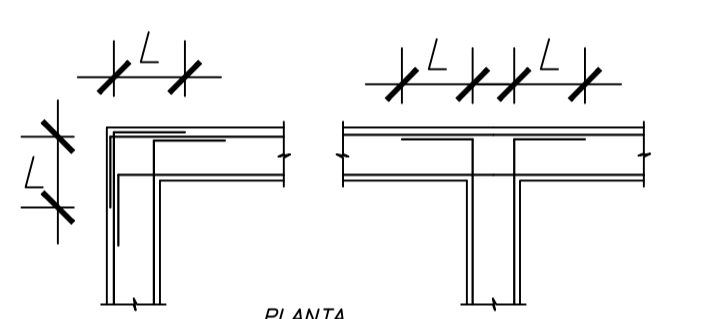


**PORTICO E-E
NIVEL 1**

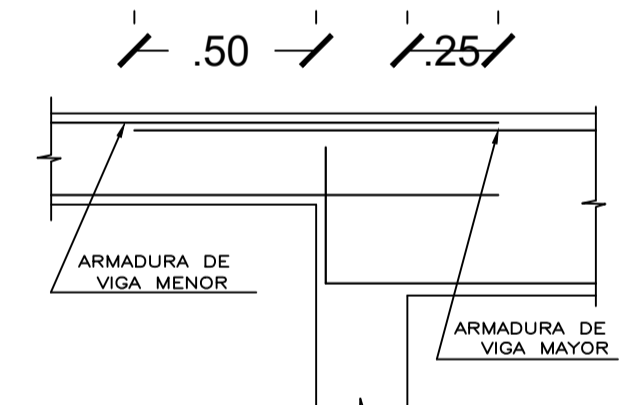
**DETALLE DE UNION
VIGA- COLUMNA**



Ø	L(cm.)
3/8"	.30
1/2"	.30
5/8"	.35
3/4"	.45
1"	.60



DETALLES TÍPICOS DE ANCLAJE DE ARMADURAS



CUADRO DE ESTRIBOS

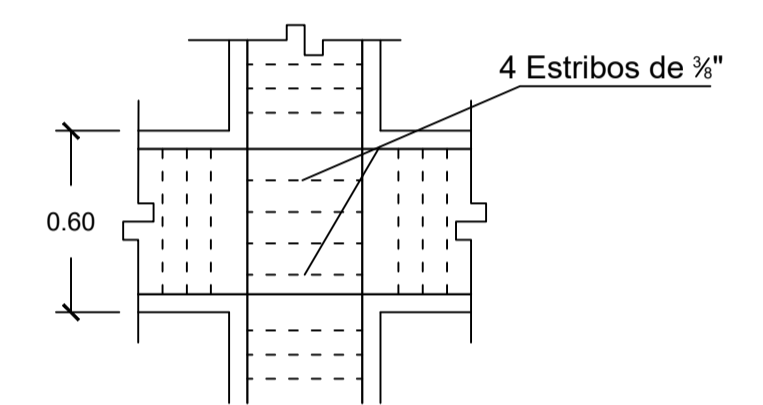
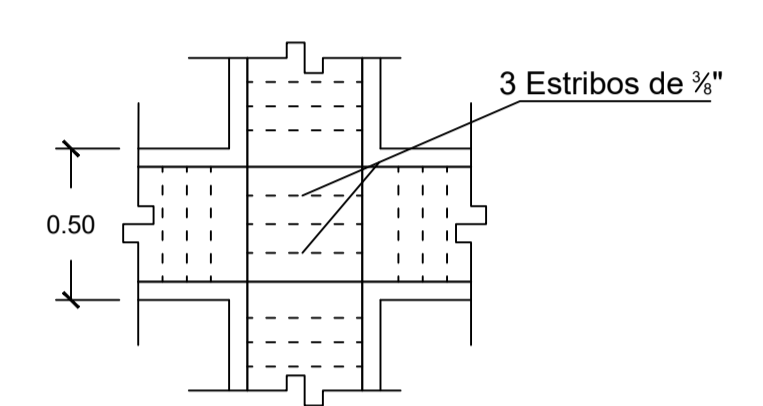
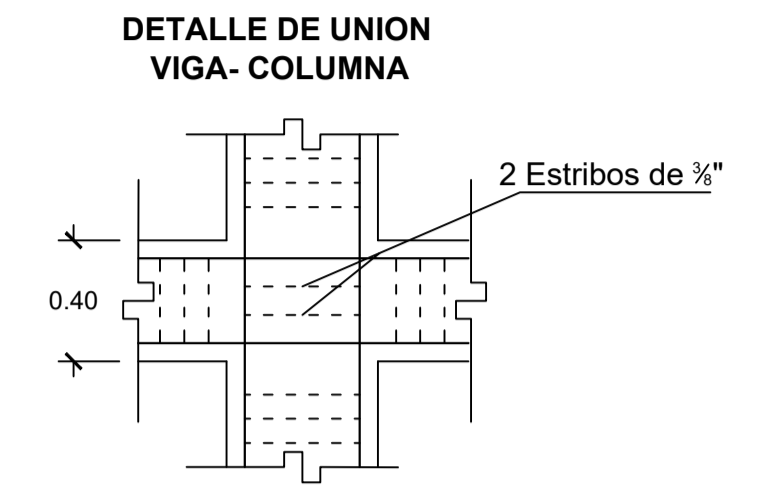
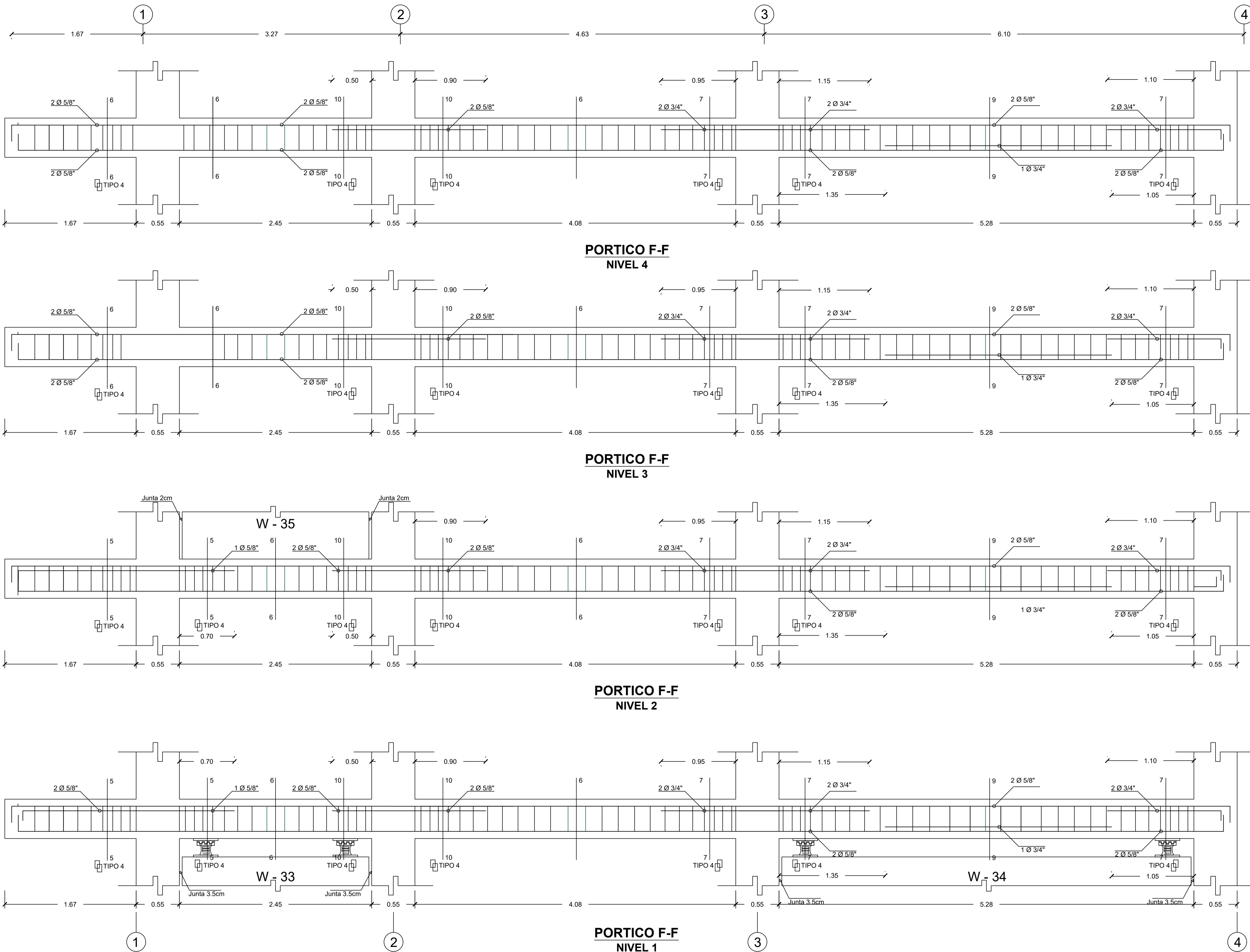
TIPO 1	3/8" 1@5; 10@13; Rst.@27
TIPO 2	3/8" 1@5; 8@7.5; Rst.@15
TIPO 3	3/8" 1@5; 10@8; Rst.@17
TIPO 4	3/8" 1@5; 10@11; Rst.@22
TIPO 5	3/8" 1@5; 8@10; Rst.@25
TIPO 6	3/8" 1@5; 6@10; Rst.@25

SECCION 5-5	SECCION 6-6	SECCION 7-7	SECCION 8-8	SECCION 9-9	SECCION 10-10
SECC. : 25x.50 TIPO 4	SECC. : 25x.50 TIPO 4	SECC. : 25x.50 TIPO 4	SECC. : 25x.50 TIPO 4	SECC. : 25x.50 TIPO 4	SECC. : 25x.50 TIPO 4

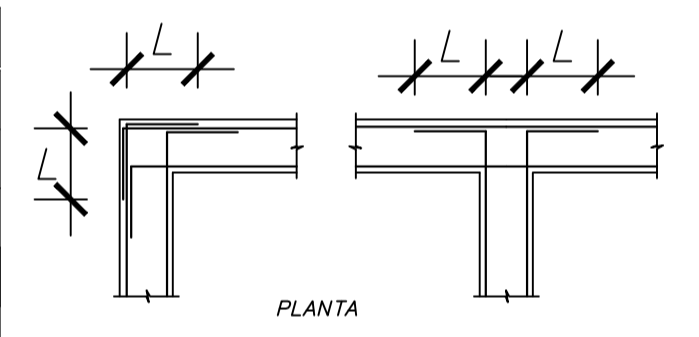
UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

PROYECTO:
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

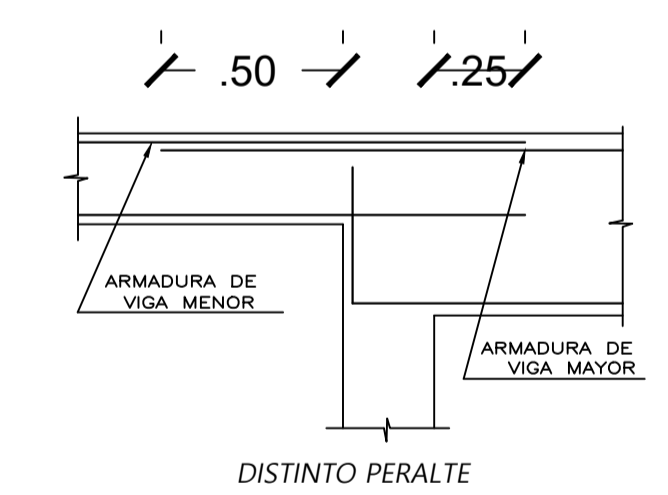
DIRECTOR: MTRO. CESAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTRO. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	DESARROLLO DE VIGAS DE TECHO	DISEÑO: DAIRY ELMER CHUQUICAHUA ZELADA	ESCALA: 1/25 FECHA: 2020 E - 04
---	------------------------------	---	--



Ø	L(cm.)
3/8"	.30
1/2"	.30
5/8"	.35
3/4"	.45
1"	.60



DETALLES TIPICOS DE ANCLAJE DE ARMADURAS



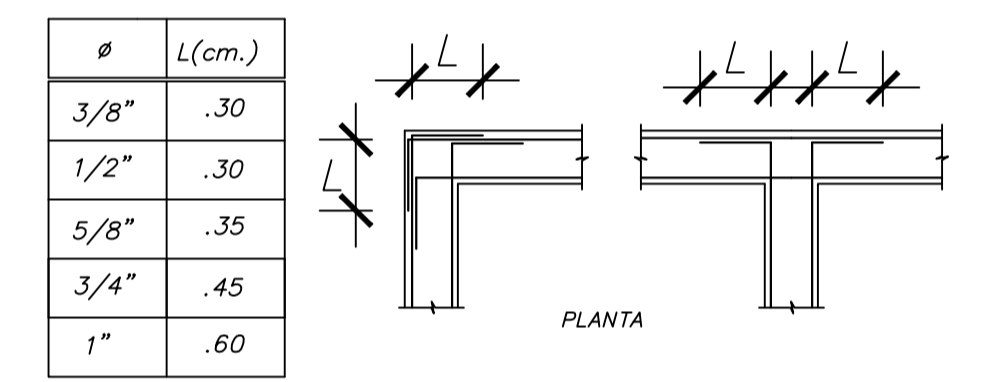
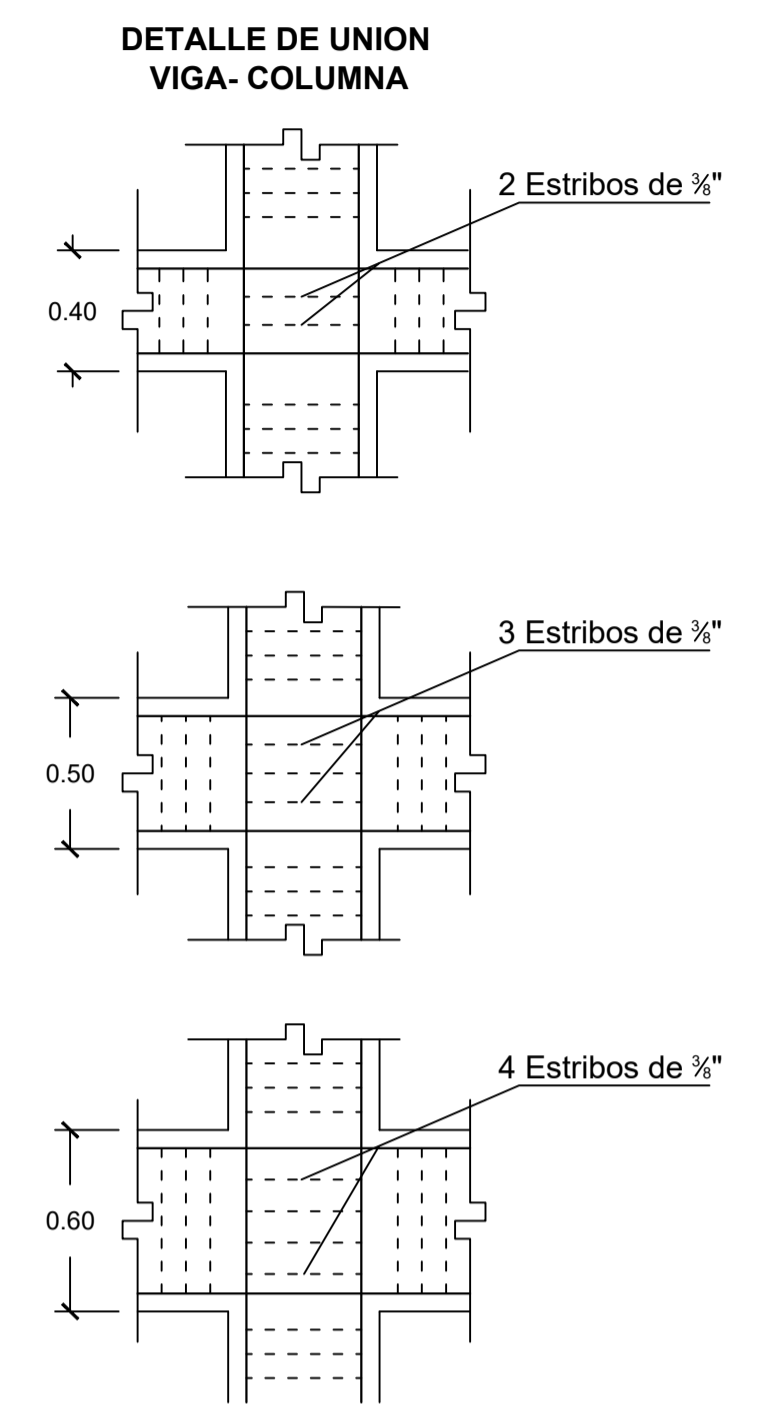
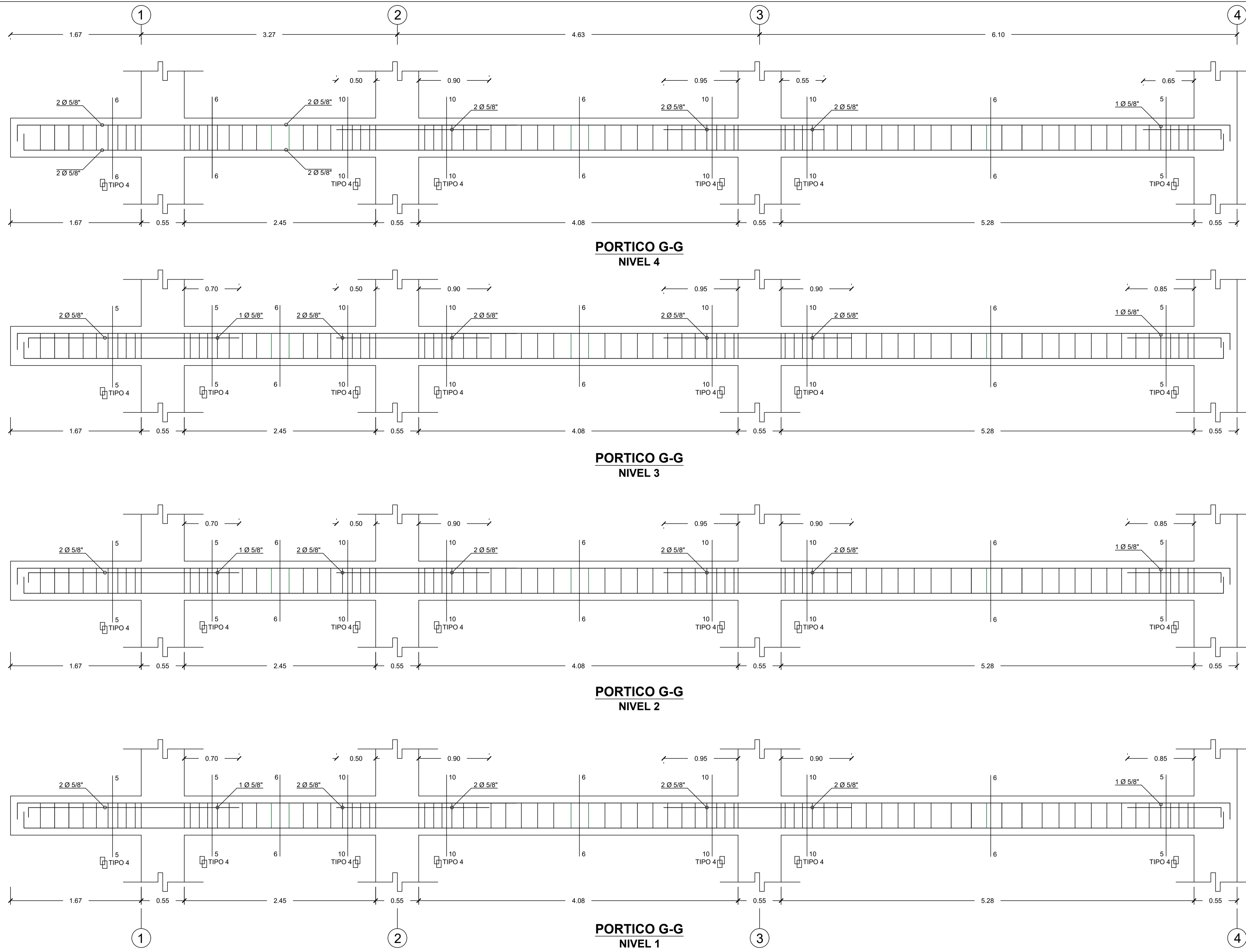
CUADRO DE ESTRIBOS	
TIPO 1	3/8" 1@5; 10@13; Rst.@27
TIPO 2	3/8" 1@5; 8@7.5; Rst.@15
TIPO 3	3/8" 1@5; 10@8; Rst.@17
TIPO 4	3/8" 1@5; 10@11; Rst.@22
TIPO 5	3/8" 1@5; 8@10; Rst.@25
TIPO 6	3/8" 1@5; 6@10; Rst.@25

SECCION 5-5	SECCION 6-6	SECCION 7-7	SECCION 8-8	SECCION 9-9	SECCION 10-10
SECC.: 25x50	SECC.: 25x50	SECC.: 25x50	SECC.: 25x50	SECC.: 25x50	SECC.: 25x50
TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4

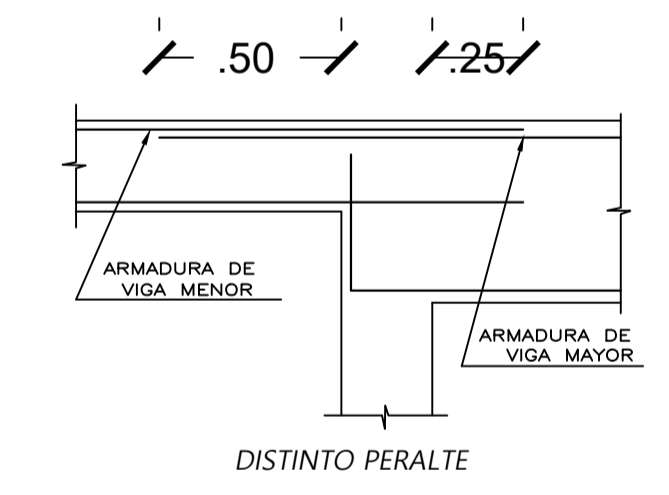
UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

PROYECTO:
ANALISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

AUTOR: MTR. CESAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTR. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	DESARROLLO DE VIGAS DE TECHO DAIRY ELMER CHUQUICHUA ZELADA	FECHA: 10/5 2020	E - 05
--	---	------------------------	--------



DETALLES TIPICOS DE ANCLAJE DE ARMADURAS



CUADRO DE ESTRIBOS

TIPO 1	Ø 3/8" 1@5; 10@13; Rst.@27
TIPO 2	Ø 3/8" 1@5; 8@7.5; Rst.@15
TIPO 3	Ø 3/8" 1@5; 10@8; Rst.@17
TIPO 4	Ø 3/8" 1@5; 10@11; Rst.@22
TIPO 5	Ø 3/8" 1@5; 8@10; Rst.@25
TIPO 6	Ø 3/8" 1@5; 6@10; Rst.@25

SECCION 5-5	SECCION 6-6	SECCION 7-7	SECCION 8-8	SECCION 9-9	SECCION 10-10
SECC.: 25x.50	SECC.: 25x.50	SECC.: 25x.50	SECC.: 25x.50	SECC.: 25x.50	SECC.: 25x.50
TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4

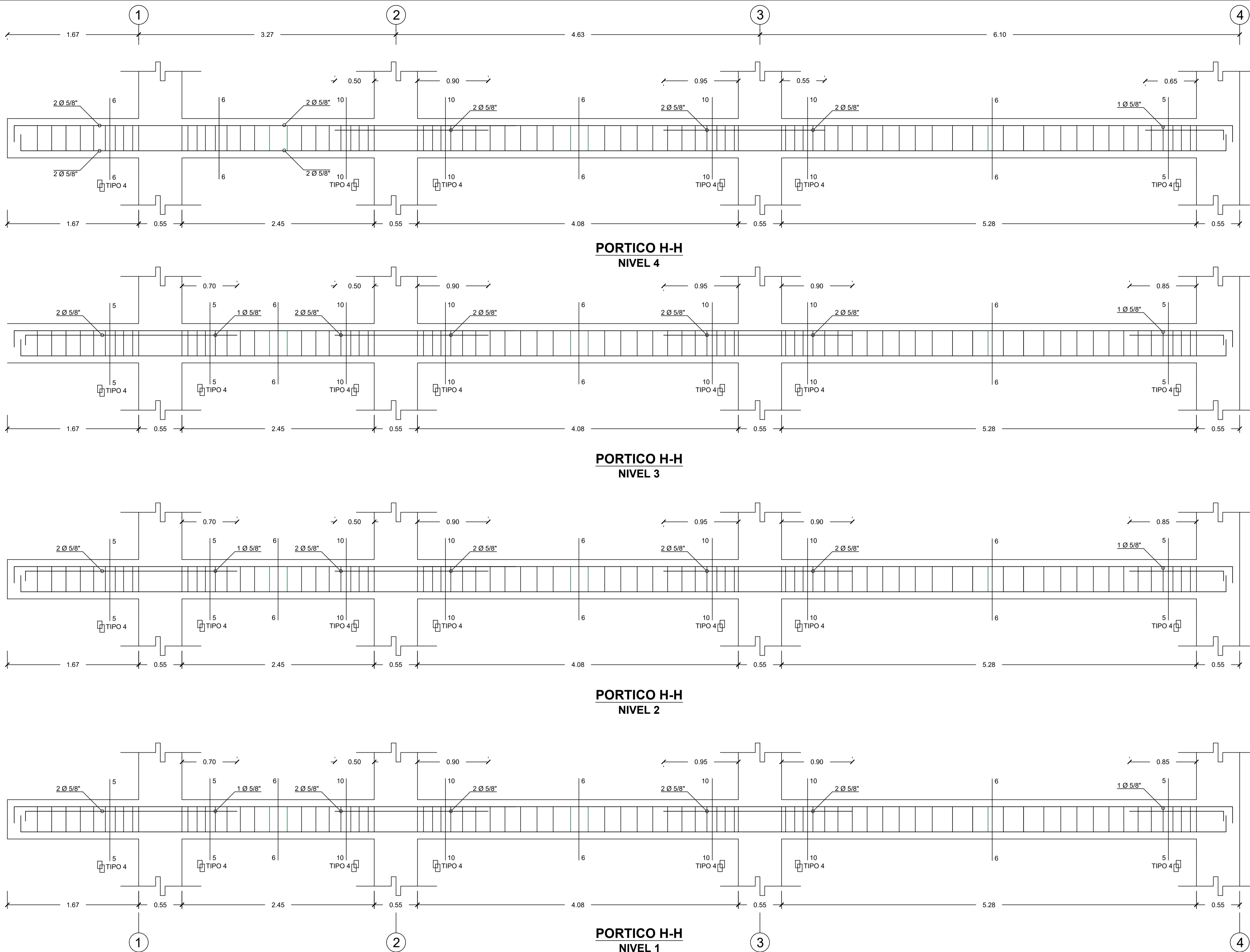
USAT

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

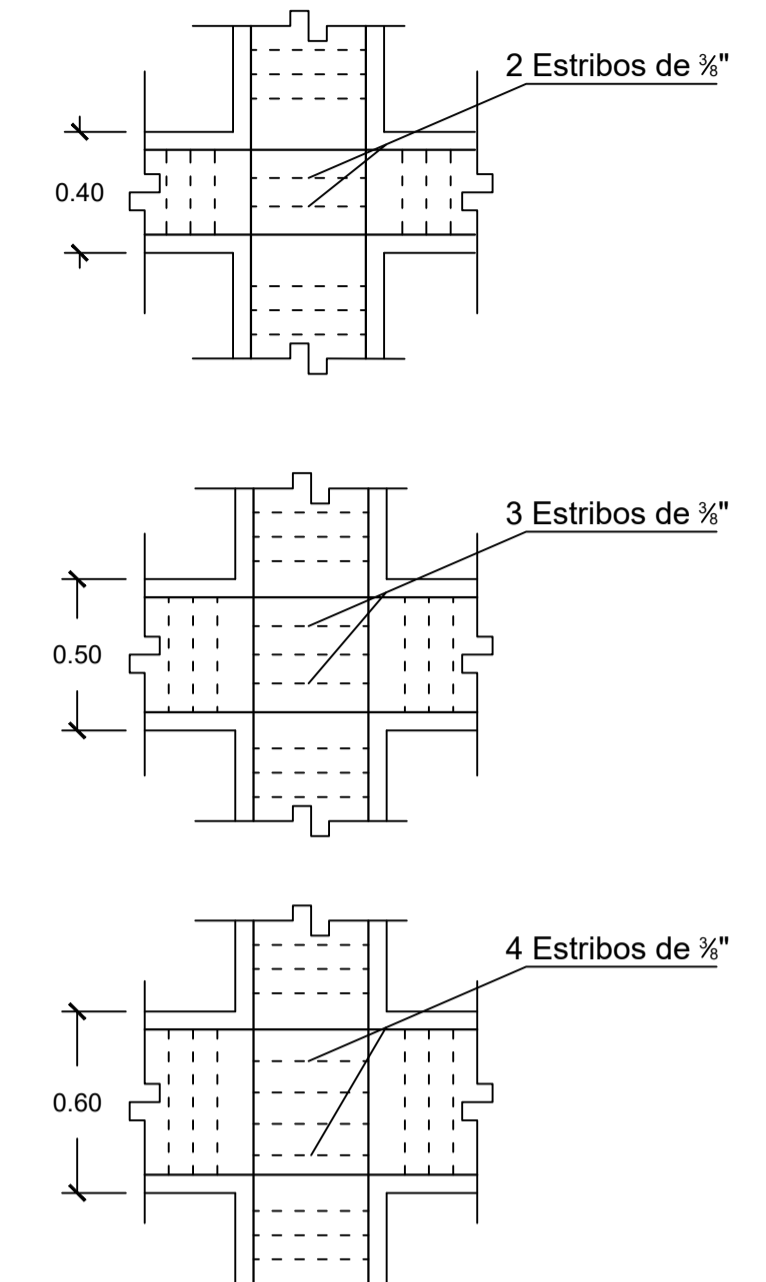
PROYECTO:
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

AUTOR: MTR. CESAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTRD. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	OBSERVACIONES:	FECHA: 1/05	DISEÑADO: DAIRY ELMER CHUQUIACHUA ZELADA	FECHA: 2020	DISEÑADO: D.E.C.Z.
---	----------------	----------------	--	----------------	-----------------------

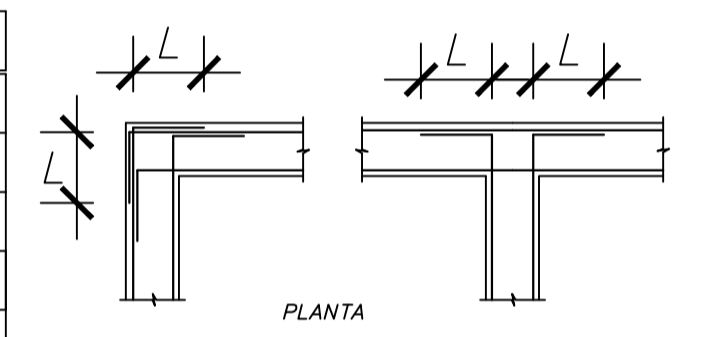
E - 06



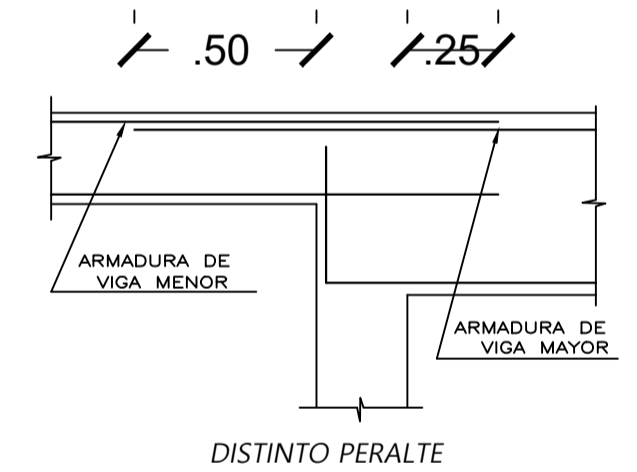
DETALLE DE UNION VIGA-COLUMNA



Ø	L(cm.)
3/8"	.30
1/2"	.30
5/8"	.35
3/4"	.45
1"	.60



DETALLES TÍPICOS DE ANLAJE DE ARMADURAS



CUADRO DE ESTRIBOS

TIPO 1	Ø 3/8" 1@5; 10@13; Rst.@27
TIPO 2	Ø 3/8" 1@5; 8@7.5; Rst.@15
TIPO 3	Ø 3/8" 1@5; 10@8; Rst.@17
TIPO 4	Ø 3/8" 1@5; 10@11; Rst.@22
TIPO 5	Ø 3/8" 1@5; 8@10; Rst.@25
TIPO 6	Ø 3/8" 1@5; 6@10; Rst.@25

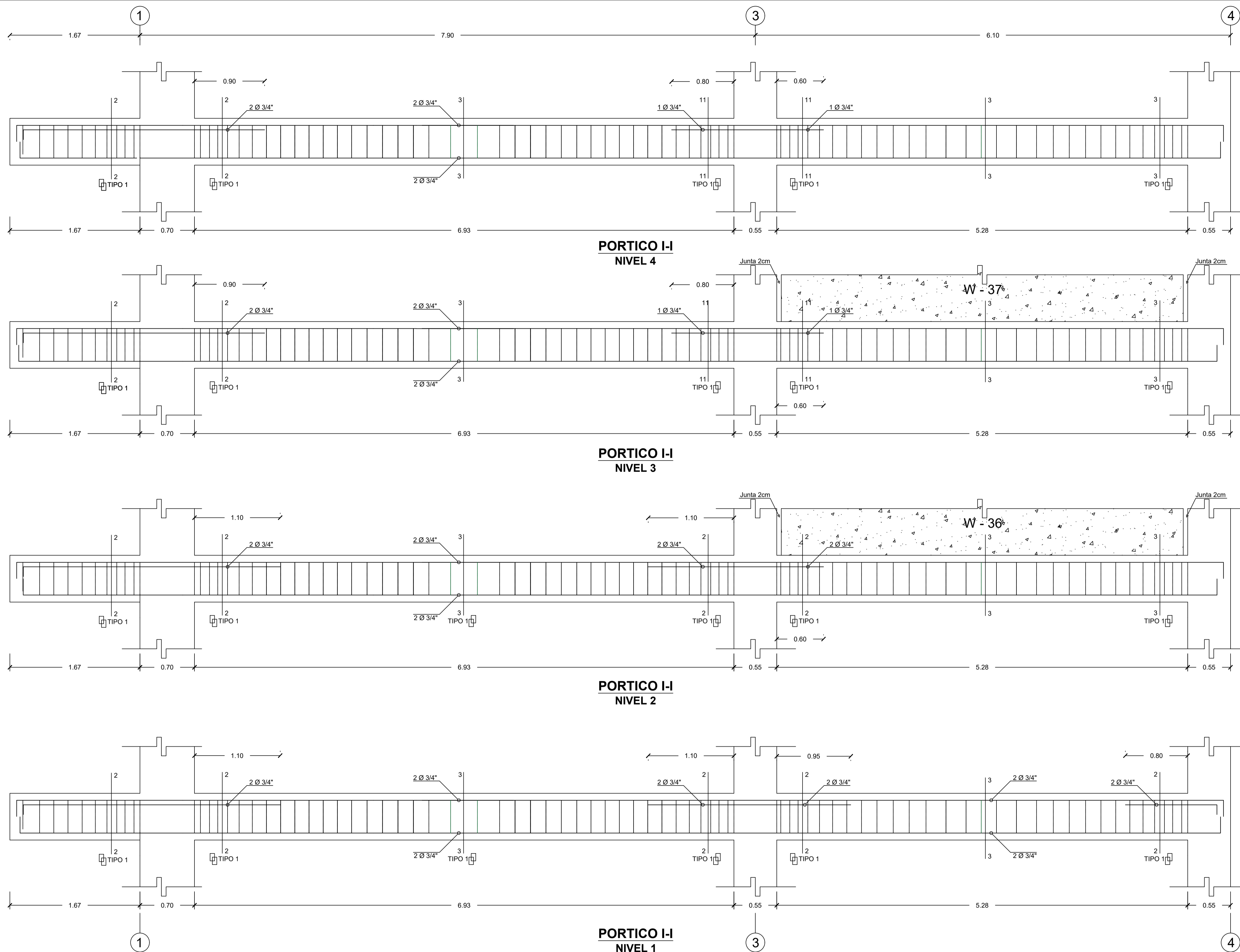
SECCION 5-5	SECCION 6-6	SECCION 7-7	SECCION 8-8	SECCION 9-9	SECCION 10-10
SECC.: 25x50 TIPO 4	SECC.: 25x50 TIPO 4	SECC.: 25x50 TIPO 4	SECC.: 25x50 TIPO 4	SECC.: 25x50 TIPO 4	SECC.: 25x50 TIPO 4

USAT

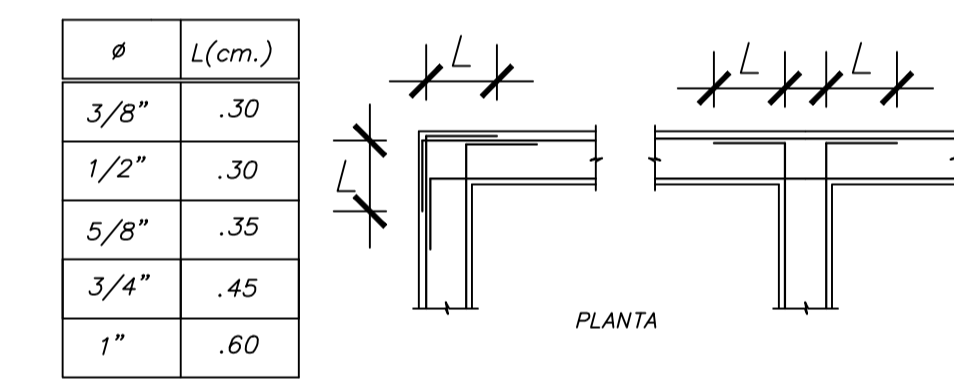
UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

PROYECTO:
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

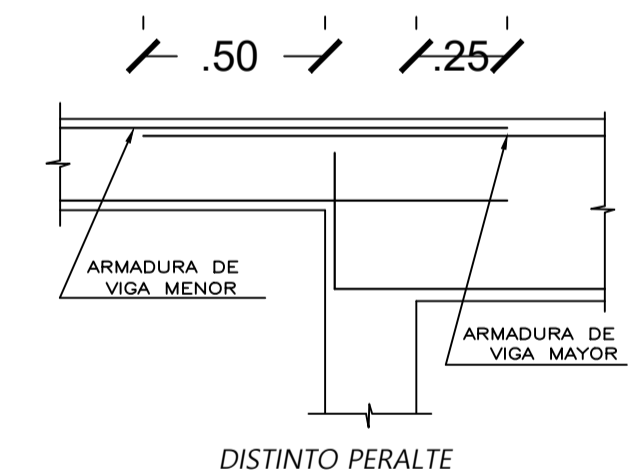
DIRECTOR: MTRO. CESAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTRO. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	DESARROLLO DE VIGAS DE TECHO DAIRY ELMER CHUQUIAHUA ZELADA	ESCALA: 1/25 FECHA: 2020	DISEÑO: E-07
---	---	-----------------------------------	------------------------



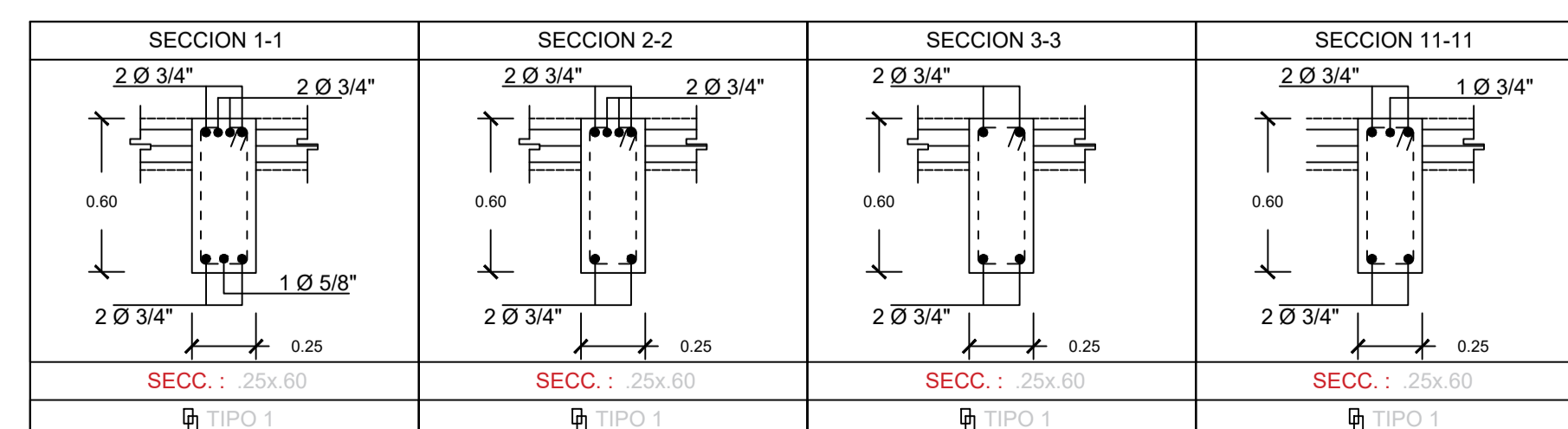
PÓRTICO	TRAMO	NIVEL	WALL	L (m)	A (m)	H Wall (m)	JUNTA (cm)	N° SLB	TIPO
2	C - E	0	1	4.140	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 5
2	E - F	0	2	3.980	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 5
2	F - G	0	3	4.180	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 5
2	G - H	0	4	2.600	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 2
3	B - D	1	5	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB3 15 - 4
3	H - I	1	6	1.850	0.150	2.115	2.00	2	SLB3 15 - 4
3	B - D	2	7	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB3 15 - 4
3	H - I	2	8	1.850	0.150	2.115	2.00	2	SLB3 15 - 4
4	A - B	0	9	2.600	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 2
4	I - J	0	10	2.580	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 2
4	A - B	1	11	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB2 10 - 3
4	I - J	1	12	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB3 25 - 2
4	A - B	2	13	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB2 10 - 3
4	I - J	2	14	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB2 15 - 4
4	A - B	3	15	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB2 10 - 3
4	I - J	3	16	2.600	0.150	2.115	2.00	2	SLB2 10 - 3
A1	1 - 5	0	17	1.440	0.150	4.715	3.50	1	SLB2 10 - 3
A1	1 - 5	2	18	1.440	0.150	2.165	2.00	1	SLB2 10 - 3
A1	1 - 5	4	19	1.440	0.150	3.465	2.50	1	SLB2 10 - 3
B1	1 - 5	0	20	1.440	0.150	4.715	3.50	1	SLB2 10 - 3
B1	1 - 5	1	21	1.440	0.150	2.165	2.00	1	SLB2 10 - 3
B1	1 - 5	3	22	1.440	0.150	2.165	2.00	1	SLB2 10 - 3
B	2 - 3	0	23	1.600	0.150	4.715	3.50	1	SLB2 15 - 4
B	3 - 4	2	24	5.260	0.150	2.065	2.00	2	SLB3 25 - 2
B	3 - 4	3	25	5.260	0.150	2.065	2.00	2	SLB2 15 - 4
C	1 - 2	0	26	2.380	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 2
C	1 - 2	1	27	2.400	0.150	2.065	2.00	2	SLB3 25 - 2
C	1 - 2	2	28	2.400	0.150	2.065	2.00	2	SLB2 10 - 3
C	1 - 2	3	29	2.400	0.150	2.065	2.00	2	SLB2 10 - 3
E	1 - 2	0	30	2.380	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 2
E	3 - 4	0	31	2.400	0.150	4.715	3.50	1	SLB3 25 - 5
E	1 - 2	2	32	2.400	0.150	2.065	2.00	2	SLB2 15 - 4
F	1 - 2	0	33	2.380	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 2
F	3 - 4	0	34	5.210	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 5
F	1 - 2	2	35	2.400	0.150	2.065	2.00	2	SLB2 15 - 4
I	3 - 4	2	36	5.240	0.150	2.015	2.00	2	SLB3 25 - 2
I	3 - 4	3	37	5.240	0.150	2.015	2.00	2	SLB2 15 - 4
J	2 - 3	0	38	4.000	0.150	4.715	3.50	2	SLB3 25 - 5



DETALLES TÍPICOS DE ANCLAJE DE ARMADURAS



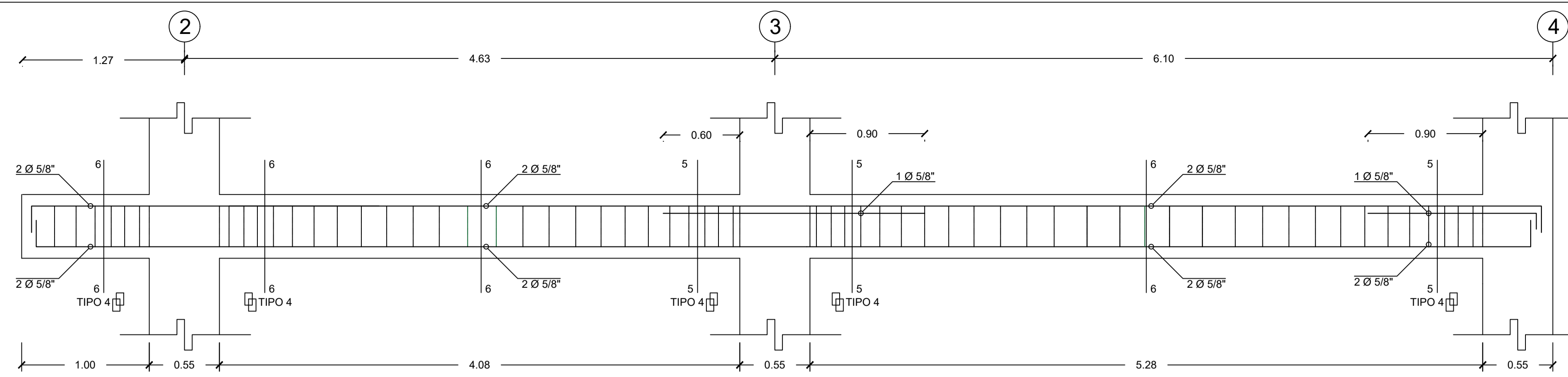
CUADRO DE ESTRIBOS	
TIPO 1	Ø 3/8" 1@5; 10@13; Rst. @27
TIPO 2	Ø 3/8" 1@5; 8@7.5; Rst. @15
TIPO 3	Ø 3/8" 1@5; 10@8; Rst. @17
TIPO 4	Ø 3/8" 1@5; 10@11; Rst. @22
TIPO 5	Ø 3/8" 1@5; 8@10; Rst. @25
TIPO 6	Ø 3/8" 1@5; 6@10; Rst. @25



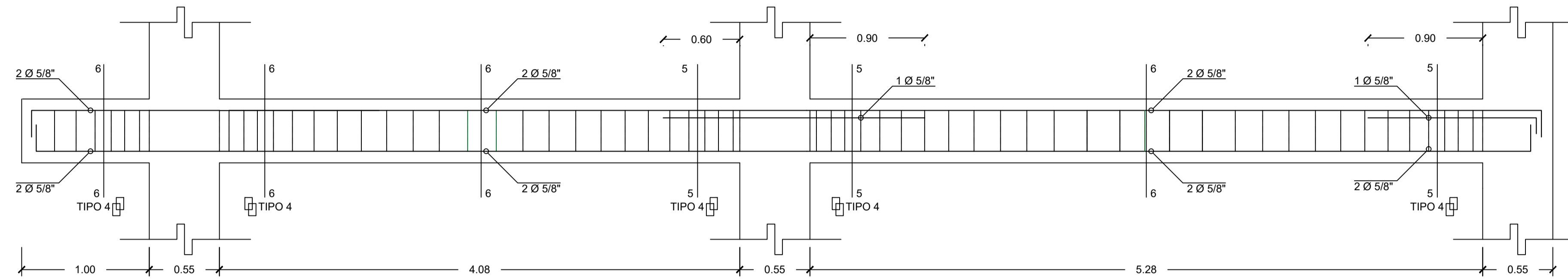
UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

PROYECTO:
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

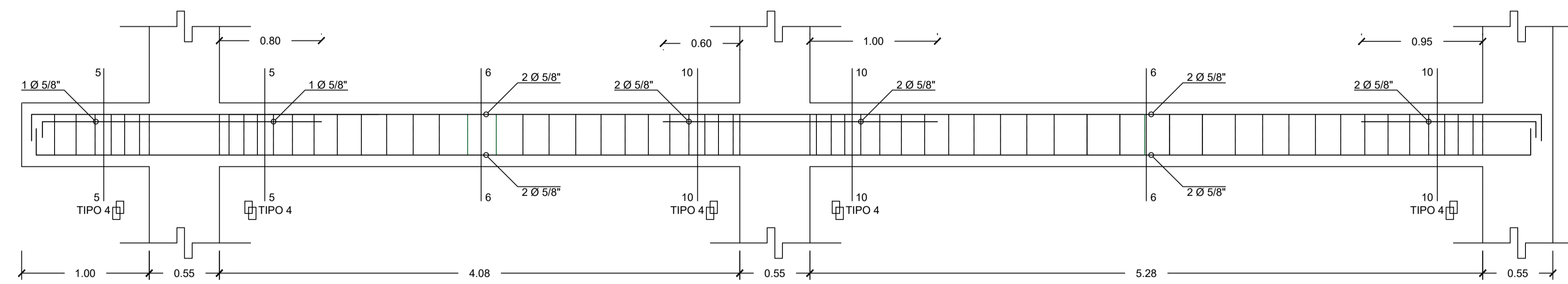
MTRD. CESAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTRD. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	DESARROLLO DE VIGAS DE TECHO	DAIRY ELMER CHUQUICHUA ZELADA	E-08
--	------------------------------	-------------------------------	------



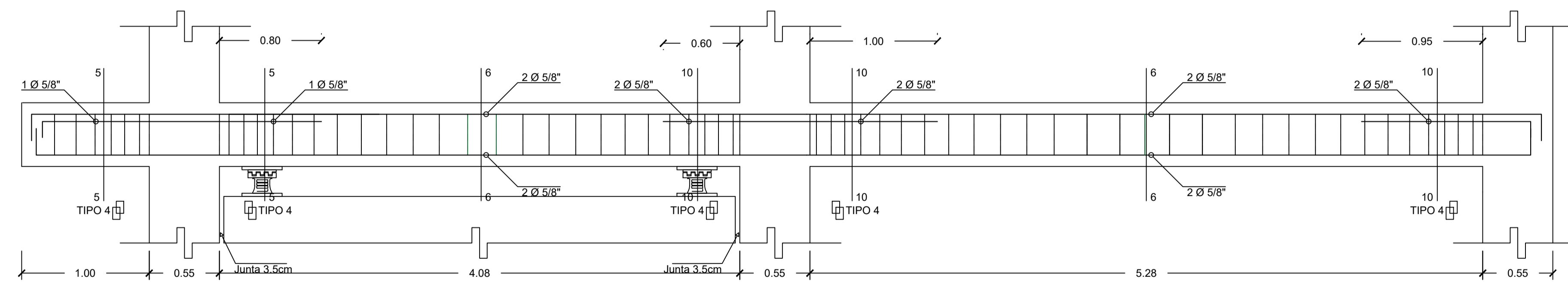
**PORTICO J-J
NIVEL 4**



**PORTICO J-J
NIVEL 3**

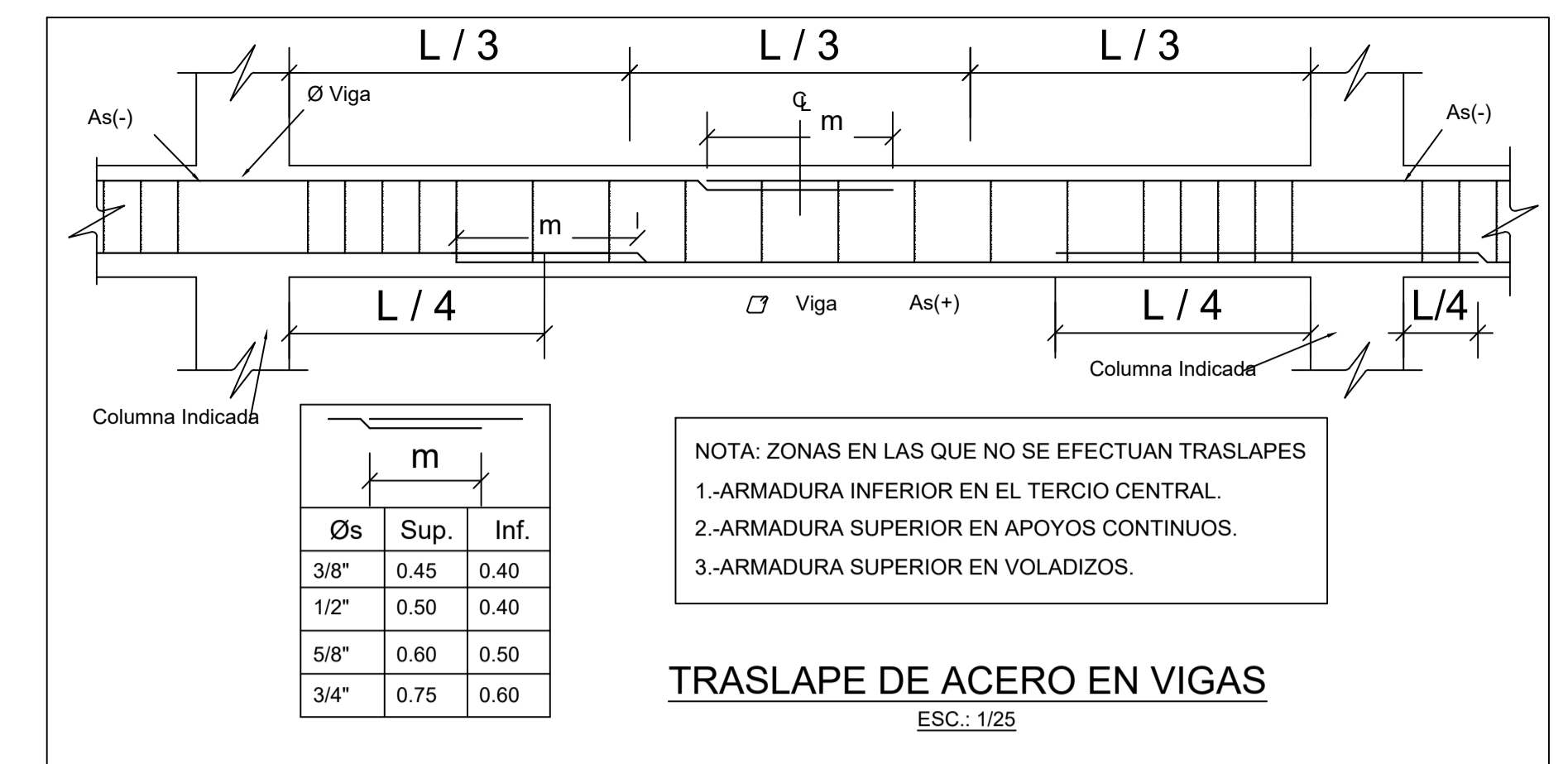


**PORTICO J-J
NIVEL 2**



**PORTICO J-J
NIVEL 1**

SECCION 5-5	SECCION 6-6	SECCION 7-7	SECCION 8-8	SECCION 9-9	SECCION 10-10
SECC.: 25x50	SECC.: 25x50	SECC.: 25x50	SECC.: 25x50	SECC.: 25x50	SECC.: 25x50
TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4	TIPO 4



TRASLAPES Y EMPALMES			
Ø	LOSAS VIGAS (cm.)	COLUM (cm.)	
6 mm.	30	-	
8 mm. 3/8"	40	30	
1/2"	50	40	
5/8"	60	50	

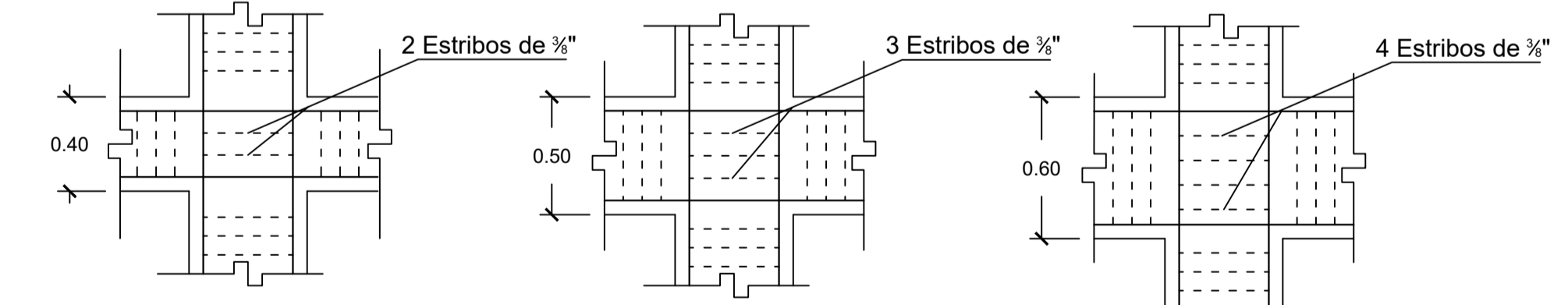
CUADRO DE ESTRIBOS

TIPO 1	3/8" 1@5, 10@13, Rst.@27
TIPO 2	3/8" 1@5, 8@7.5, Rst.@15
TIPO 3	3/8" 1@5, 10@8, Rst.@17
TIPO 4	3/8" 1@5, 10@11, Rst.@22
TIPO 5	3/8" 1@5, 8@10, Rst.@25
TIPO 6	3/8" 1@5, 6@10, Rst.@25

Ø	X
3/8"	0.30
1/2"	0.30
5/8"	0.35

LONGITUDES DE ANCLAJES

DETALLE DE UNION VIGA-COLUMNA



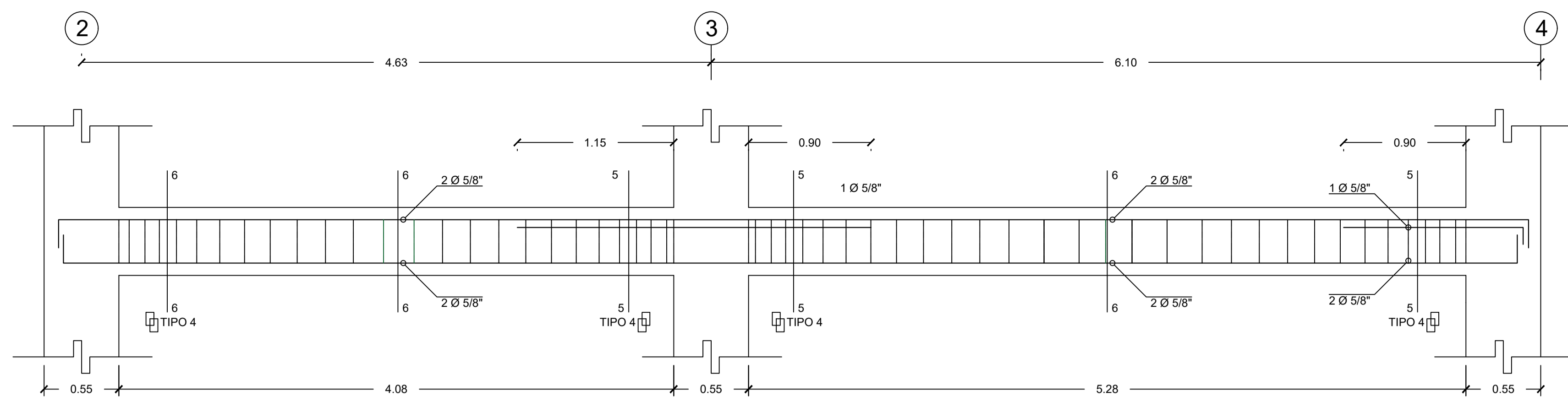
Ø	L(cm.)
3/8"	.30
1/2"	.30
5/8"	.35
3/4"	.45
1"	.60

DETALLES TÍPICOS DE ANCLAJE DE ARMADURAS

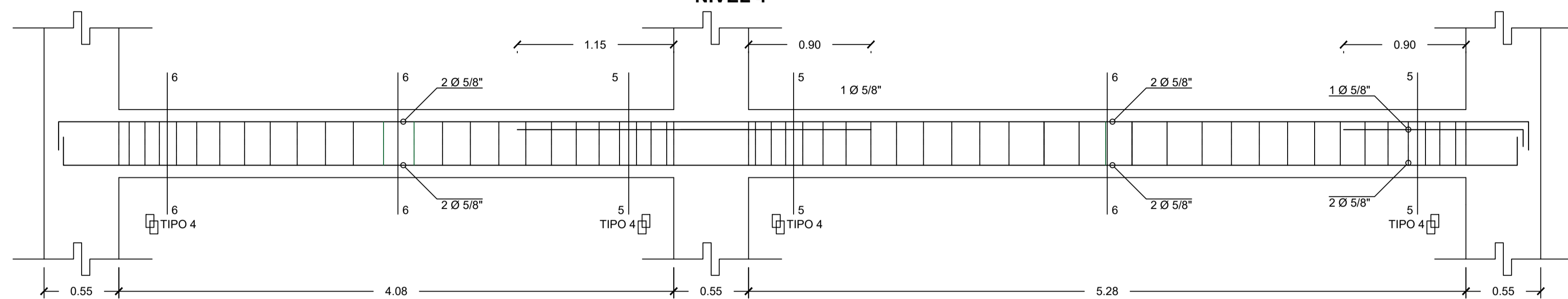
UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

PROYECTO:
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

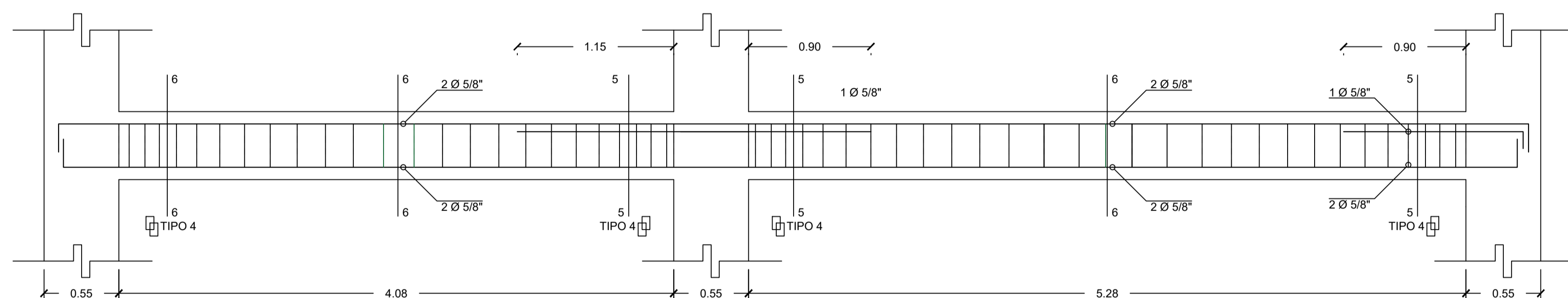
AUTOR: MTRO. CÉSAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTRO. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	DESARROLLO DE VIGAS DE TECHO DAIRY ELMER CHUQUICAHUA ZELADA	ESCALA: 1/25 FECHA: 2020	E - 09
--	--	-----------------------------------	--------



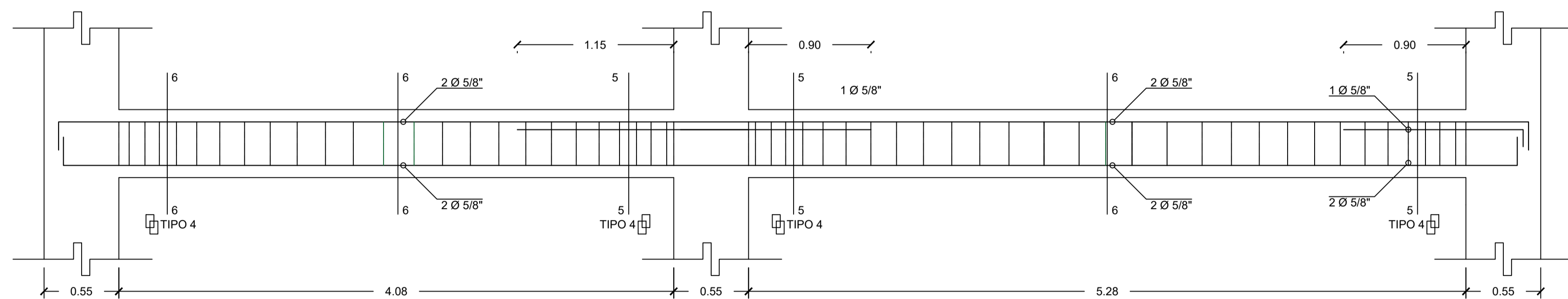
**PORTICO K-K
NIVEL 4**



**PORTICO K-K
NIVEL 3**

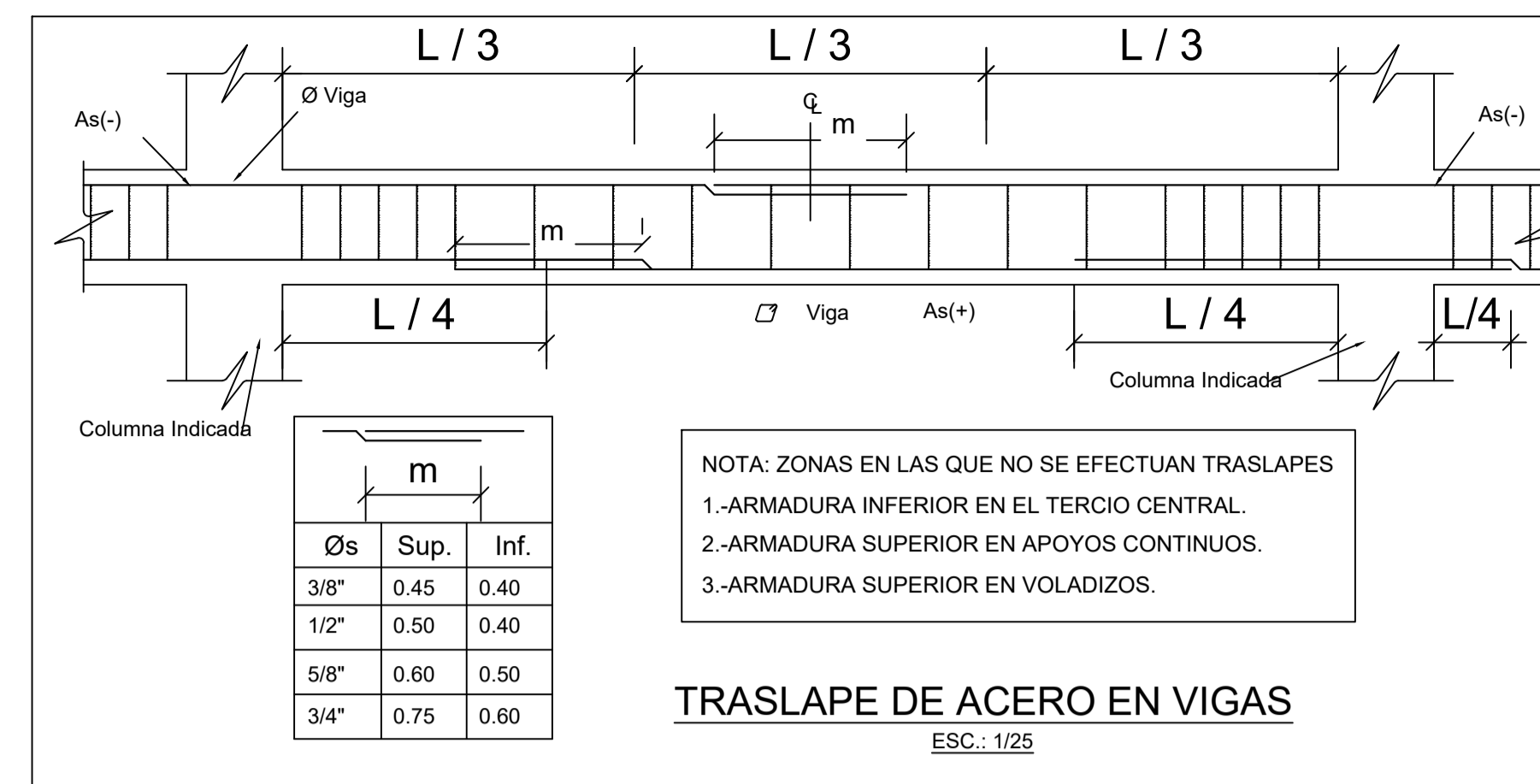


**PORTICO K-K
NIVEL 2**



**PORTICO K-K
NIVEL 1**

SECCION 5-5	SECCION 6-6	SECCION 7-7	SECCION 8-8	SECCION 9-9	SECCION 10-10
SECC.: 25x50 TIPO 4	SECC.: 25x50 TIPO 4	SECC.: 25x50 TIPO 4	SECC.: 25x50 TIPO 4	SECC.: 25x50 TIPO 4	SECC.: 25x50 TIPO 4



TRASLAPES Y EMPALMES			
Ø	LOSAS VIGAS (cm.)	COLUM (cm.)	
6 mm.	30	-	
8 mm. 3/8"	40	30	
1/2"	50	40	<p>NO SE PERMITIRAN EMPALMES DEL REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LA LUZ DE LA LOSA O VIGA A CADA LADO DE LA COLUMNA O APOYO</p> <p>LOS EMPALMES L SE UBICARAN EN EL TERCIO CENTRAL NO SE EMPALMARA MAS DEL 50% DE LA ARMADURA EN UNA MISMA SECCION</p>
5/8"	60	50	

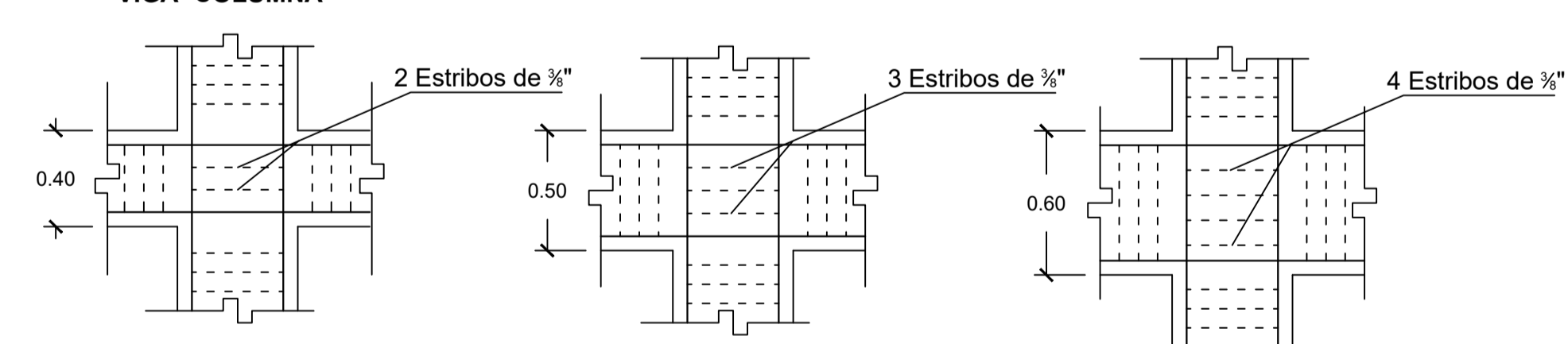
CUADRO DE ESTRIBOS

TIPO 1	Ø 3/8" 1@5; 10@13; Rst.@27
TIPO 2	Ø 3/8" 1@5; 8@7.5; Rst.@15
TIPO 3	Ø 3/8" 1@5; 10@8; Rst.@17
TIPO 4	Ø 3/8" 1@5; 10@11; Rst.@22
TIPO 5	Ø 3/8" 1@5; 8@10; Rst.@25
TIPO 6	Ø 3/8" 1@5; 6@10; Rst.@25

Ø	X
3/8"	0.30
1/2"	0.30
5/8"	0.35

LONGITUDES DE ANCLAJES

DETALLE DE UNION VIGA-COLUMNA



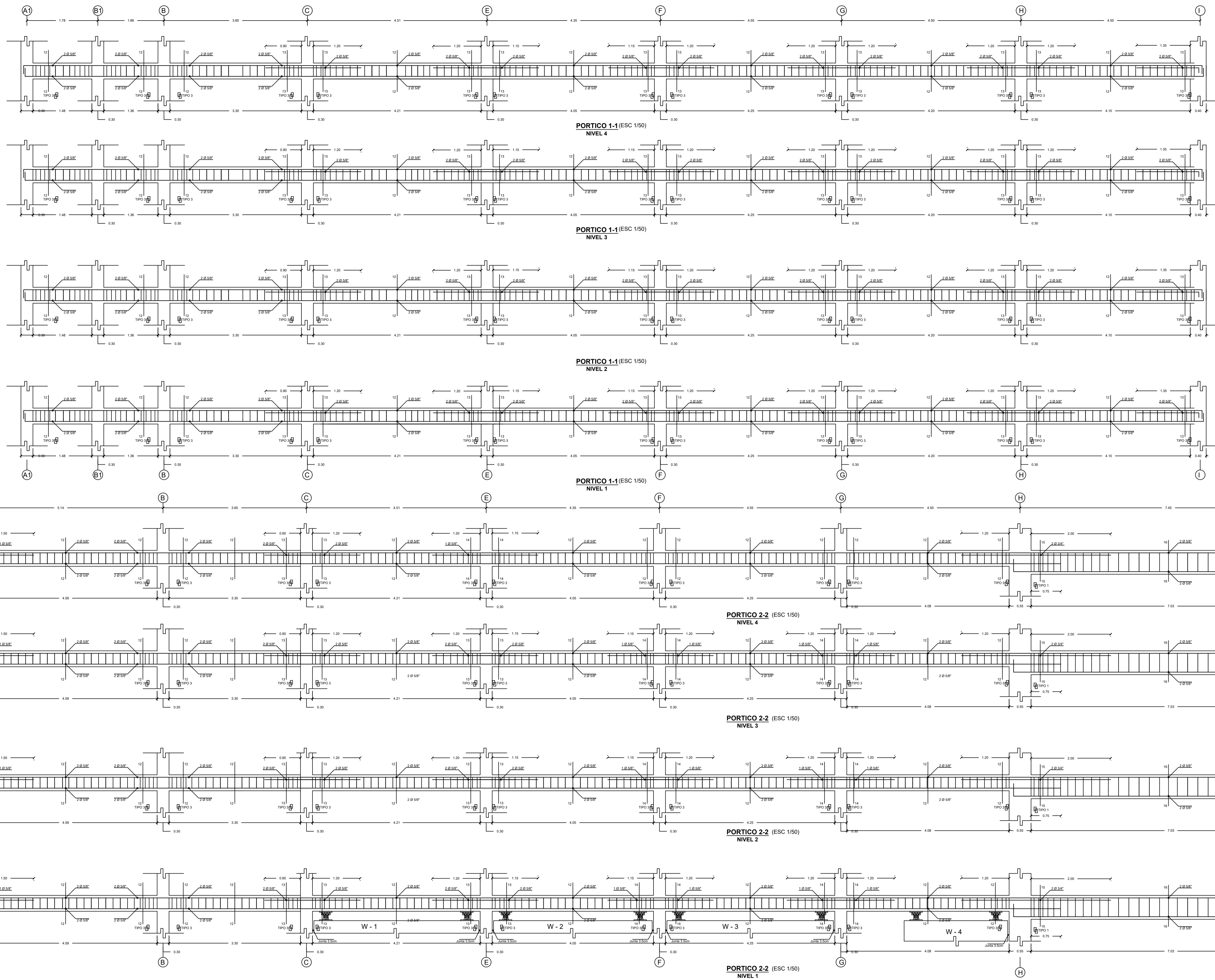
Ø	L(cm.)
3/8"	.30
1/2"	.30
5/8"	.35
3/4"	.45
1"	.60

DETALLES TÍPICOS DE ANCLAJE DE ARMADURAS

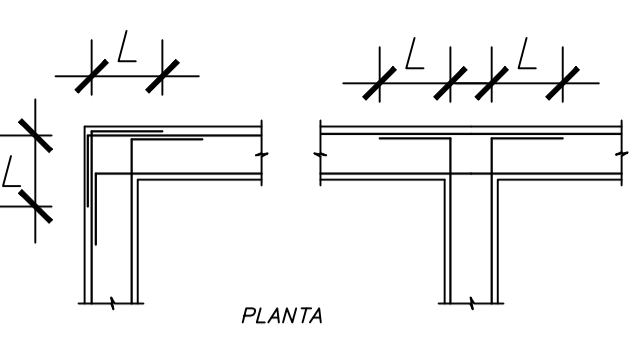
UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

PROYECTO:
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

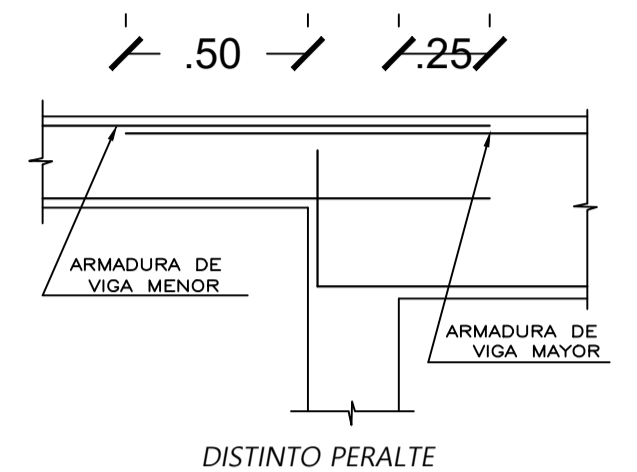
<p>PROFESOR: MTR. CESAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTR. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO</p>	<p>ESTUDIOS: DESARROLLO DE VIGAS DE TECHO</p>	<p>FECHA: 1/25 AÑO: 2020</p>	<p>DI.2</p> <p>E-10</p>
---	---	----------------------------------	--------------------------------



Ø	L(cm.)
3/8"	.30
1/2"	.30
5/8"	.35
3/4"	.45
1"	.60



DETALLES TIPICOS DE ANCLAJE DE ARMADURAS



CUADRO DE ESTRIBOS

TIPO 1	3/8" 1@5; 10@13; Rst.@27
TIPO 2	3/8" 1@5; 8@7.5; Rst.@15
TIPO 3	3/8" 1@5; 10@8; Rst.@17
TIPO 4	3/8" 1@5; 10@11; Rst.@22
TIPO 5	3/8" 1@5; 8@10; Rst.@25
TIPO 6	3/8" 1@5; 6@10; Rst.@25

SECCION 12-12	SECCION 13-13	SECCION 14-14	SECCION 18-18	SECCION 19-19	SECCION 20-20	SECCION 21-21	SECCION 22-22	SECCION 15-15	SECCION 16-16	SECCION 17-17
SECC.: 25x40	SECC.: 25x40	SECC.: 25x40	SECC.: 25x40	SECC.: 25x40	SECC.: 25x40	SECC.: 25x40	SECC.: 25x40	SECC.: 25x60	SECC.: 25x60	SECC.: 25x60
TIPO 3 (ESC 1/25)	TIPO 3 (ESC 1/25)	TIPO 3 (ESC 1/25)	TIPO 3 (ESC 1/25)	TIPO 3 (ESC 1/25)	TIPO 3 (ESC 1/25)	TIPO 3 (ESC 1/25)	TIPO 3 (ESC 1/25)	TIPO 1 (ESC 1/25)	TIPO 1 (ESC 1/25)	TIPO 1 (ESC 1/25)

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

PROYECTO:
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON
DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

ING. CESAR EDUARDO CACHAY LAZO

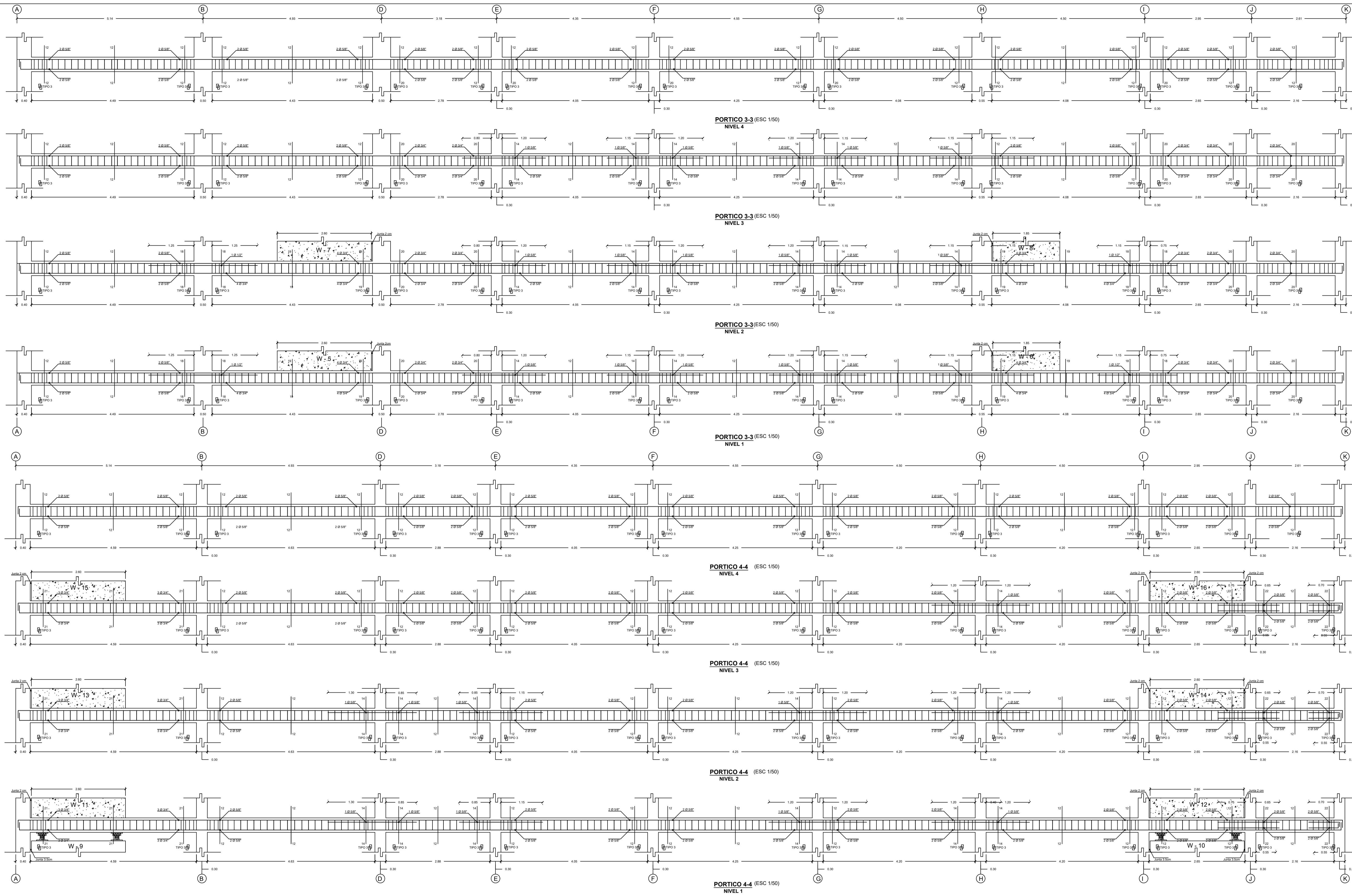
ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA

ING. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO

DESARROLLO DE VIGAS DE TECHO

ING. DAIRY ELMER CHUQUIACHUA ZELADA

E-11

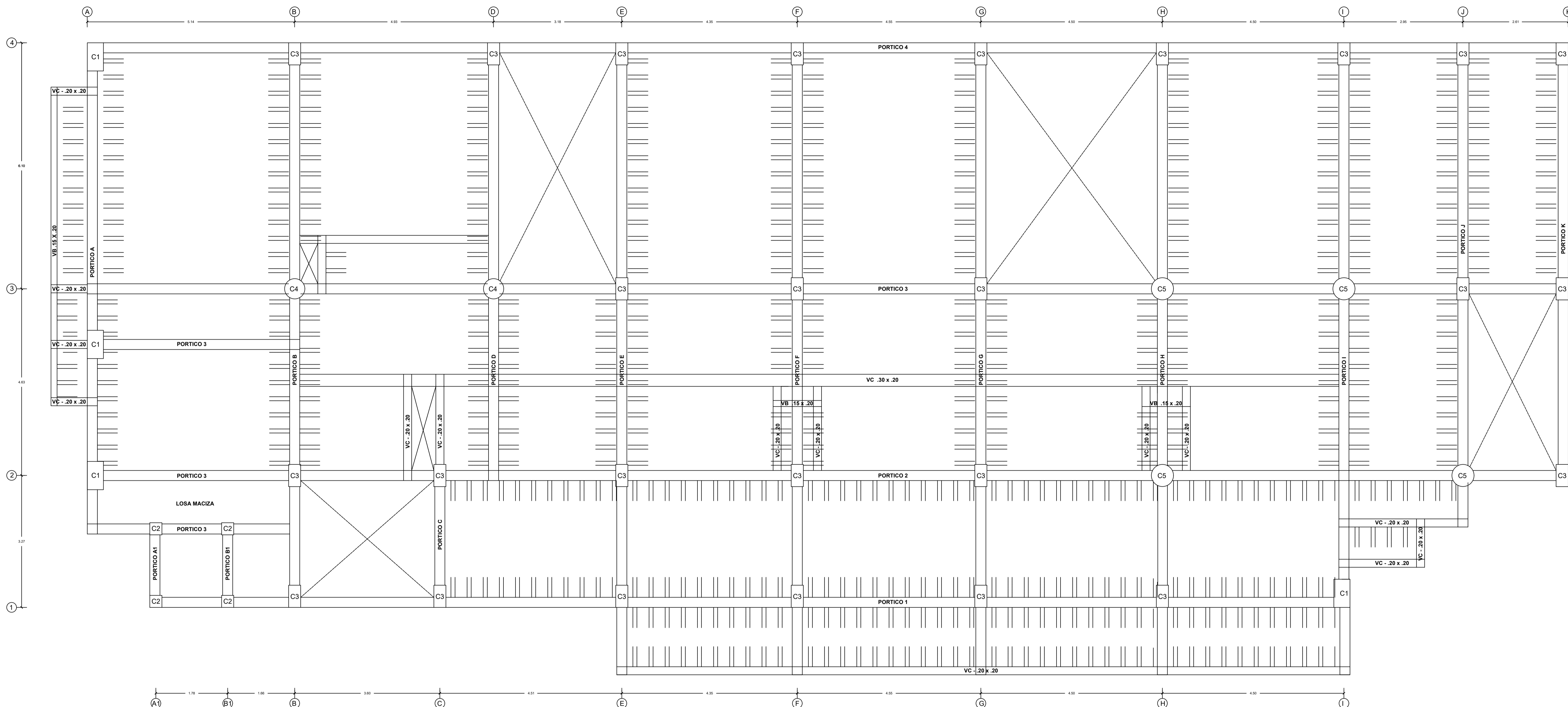


SECCION 12-12	SECCION 13-13	SECCION 14-14	SECCION 18-18	SECCION 19-19	SECCION 20-20	SECCION 21-21	SECCION 22-22
SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)	SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)	SECC.: 25x.40 TIPO 3	SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)	SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)	SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)	SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)	SECC.: 25x.40 TIPO 3 (ESC 1/25)

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

PROYECTO:
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON
DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

DIRECTOR: MTRO. CESAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTRO. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	DESARROLLO DE VIGAS DE TECHO DAIRY ELMER CHUQUICHAUA ZELADA	REVISOR: REVISORA: REVISOR: REVISORA: REVISOR: REVISORA:	FECHA: 2020	E-12
---	--	---	----------------	------



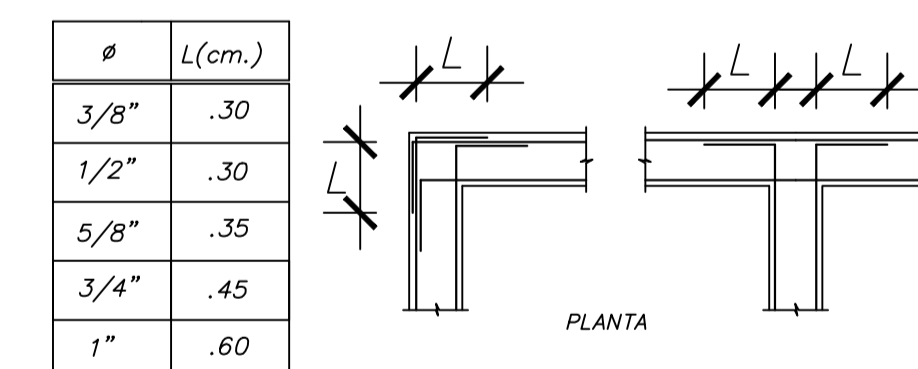
LOSA ALIGERADA TIPICA 1er, 2do, 3ro, 4to Techo (ESC 1/50)

DETALLE DE COLUMNAS 1er y 2do nivel (ESC 1/25)

PRIMER NIVEL				
C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
SECCION : 40x70 REFUERZO : 10 Ø 3/4\"/> TIPO 5	SECCION : 30x30 REFUERZO : 6 Ø 3/4\"/> TIPO 5	SECCION : 30x55 REFUERZO : 6 Ø 3/4\"/> TIPO 5	SECCION : Diámetro 50 REFUERZO : 10 Ø 5/8\"/> TIPO 5	SECCION : Diámetro 50 REFUERZO : 12 Ø 5/8\"/> TIPO 5
SEGUNDO NIVEL				
C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
SECCION : 40x70 REFUERZO : 10 Ø 3/4\"/> TIPO 5	SECCION : 30x30 REFUERZO : 4 Ø 5/8\" + 2 Ø 3/8\"/> TIPO 6	SECCION : 30x55 REFUERZO : 6 Ø 3/4\"/> TIPO 6	SECCION : Diámetro 50 REFUERZO : 10 Ø 5/8\"/> TIPO 6	SECCION : Diámetro 50 REFUERZO : 12 Ø 5/8\"/> TIPO 6

DETALLE DE COLUMNAS 3er, 4to y 5to nivel (ESC 1/25)

TERCER Y CUARTO NIVEL				
C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
SECCION : 40x70 REFUERZO : 8 Ø 3/4\" + 2 Ø 5/8\"/> TIPO 5	SECCION : 30x30 REFUERZO : 6 Ø 1/2\"/> TIPO 6	SECCION : 30x55 REFUERZO : 6 Ø 3/4\"/> TIPO 6	SECCION : Diámetro 50 REFUERZO : 10 Ø 5/8\"/> TIPO 6	SECCION : Diámetro 50 REFUERZO : 12 Ø 5/8\"/> TIPO 6
QUINTO NIVEL				
C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
SECCION : 40x70 REFUERZO : 8 Ø 3/4\" + 2 Ø 5/8\"/> TIPO 5	SECCION : 30x30 REFUERZO : 6 Ø 1/2\"/> TIPO 6	SECCION : 30x55 REFUERZO : 6 Ø 3/4\"/> TIPO 6	SECCION : Diámetro 50 REFUERZO : 10 Ø 5/8\"/> TIPO 6	SECCION : Diámetro 50 REFUERZO : 12 Ø 5/8\"/> TIPO 6



DETALLES TIPICOS DE ANLAJE DE ARMADURAS

CUADRO DE ESTRIBOS	
TIPO 1	Ø 3/8" 1@5; 10@13; Rst.@27
TIPO 2	Ø 3/8" 1@5; 8@7.5; Rst.@15
TIPO 3	Ø 3/8" 1@5; 10@8; Rst.@17
TIPO 4	Ø 3/8" 1@5; 10@11; Rst.@22
TIPO 5	Ø 3/8" 1@5; 8@10; Rst.@25
TIPO 6	Ø 3/8" 1@5; 6@10; Rst.@25

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

PROYECTO:
ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA SLB EN LA CIUDAD DE CHICLAYO

AUTOR: MTR. CESAR EDUARDO CACHAY LAZO ING. SEGUNDO GUILLERMO CARRANZA CIEZA MTR. JUSTO DAVID PEDRAZA FRANCO	REVISOR: DAIRY ELMER CHUQUICHAUA ZELADA
TÍTULO: LOSA ALIGERADA TIPICA	FECHA: 2020

E-13