

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN
LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO
CAPACIDAD-DEMANDA”**

**Para optar el título profesional de:
INGENIERO CIVIL**

Presentado por el Bachiller:

Denis Fustamante Huamán

Asesor:

Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno

Cajamarca – Perú

2021

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo de investigación a Dios, por ser mi camino y mi guía día a día, brindándome la fortaleza, sabiduría y su bendición para llegar hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

A mi familia, la principal motivación para seguir adelante. A mis padres, por el apoyo brindado durante mi formación profesional, especialmente a mi madre Fresolina Huamán Núñez por su incansable sacrificio, por la motivación constante, por creer, confiar, su gran amor y por todo lo brindado durante mi formación universitaria.

A mi abuela Ortencia, por su apoyo en cada momento de mi vida.

A mi hermano Miguel, por darme la fuerza para siempre salir adelante, por creer siempre en mi potencial y brindarme su apoyo incondicional en todo momento.

A mis hermanos Adelaida y David por sus consejos su apoyo desinteresado, la motivación constante y por estar presentes en cada paso de mi vida.

A mi cuñado, cuñadas, sobrinos, y amigos por ser parte fundamental en mi vida.

Denis Fustamante Huamán

AGRADECIMIENTO

Agradecer a Dios por todas sus bendiciones, por darme a una familia maravillosa.

Agradecer a toda mi familia, por su cariño, preocupación por mí, por ser el impulso y aliento para alcanzar todas mis metas y sueños.

A la Universidad Nacional de Cajamarca, a la Facultad de Ingeniería Especialmente a la escuela académico profesional de Ingeniería Civil, que a través de sus docentes me brindó una formación académica y moral; y por regalarme buenos amigos y gratos momentos en mi paso por sus aulas.

Al Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno, docente asesor de la presente tesis, por compartir sus amplios conocimientos y guiarme con paciencia hasta la culminación del presente trabajo.

A mis amigos de la universidad, por muchos momentos compartidos durante la vida universitaria.

Denis Fustamante Huamán

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTO.....	ii
INDICE DE CONTENIDO.....	iii
INDICE DE TABLAS.....	vi
INDICE DE FIGURAS.....	viii
RESUMEN.....	xi
ABSTRACT.....	xii
CAPITULO I.....	1
I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Planteamiento del problema.....	1
1.1.1. Formulación del problema.....	2
1.1.2. Hipótesis.....	2
1.2. Justificación de la investigación.....	2
1.2.1. Justificación teórica.....	2
1.2.2. Justificación practica.....	2
1.3. Alcances de la investigación.....	2
1.4. Objetivos.....	3
1.4.1. Objetivo general.....	3
1.4.2. Objetivos específicos.....	3
1.5. Organización de la tesis.....	4
CAPITULO II.....	5
II. MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. Antecedentes teóricos.....	5
2.1.1. Internacionales.....	5
2.1.2. Nacionales.....	6
2.1.3. Locales.....	7
2.2. Bases teóricas.....	9

2.2.1.	Diseño basado en el desempeño sísmico	9
2.2.2.	Nivel de desempeño.....	10
2.2.3.	Movimientos sísmicos de diseño.....	18
2.2.4.	Objetivos del diseño por desempeño.....	21
2.3.	Análisis no-lineal	23
2.3.1.	Análisis estático no-lineal.....	24
2.3.2.	Método de análisis de colapso (Pushover)	24
2.3.3.	Limitaciones del análisis estático no-lineal	28
2.4.	Capacidad estructural.....	28
2.4.1.	Curva de capacidad.....	29
2.4.2.	Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad.....	31
2.4.3.	Representación bilineal del espectro de capacidad.....	32
2.5.	Espectro de demanda	34
2.5.1.	Niveles Sísmicos	34
2.5.2.	Sismo de diseño elástico de la Norma Técnica Peruana E.030 en formato aceleración espectral versus desplazamiento espectral (ADRS).....	39
2.5.3.	Cálculo del amortiguamiento y reducción del espectro de respuesta	40
2.5.4.	Cálculos de los factores de reducción espectral	44
2.6.	Punto de desempeño.....	46
2.6.1.	Según el ATC-40	46
2.7.	Límites de aceptabilidad	50
2.7.1.	Propuesta de la norma ATC-40	52
2.7.2.	Límites de aceptabilidad global de la edificación	53
2.8.	Definición de términos básicos	55
CAPITULO III		58
III. MATERIALES Y METODOS.....		58
3.1.	Ubicación geográfica	58
3.2.	Tiempo o época de investigación.....	58
3.3.	Metodología.....	58

3.3.1.	Tipo, nivel, diseño y método de investigación.	58
3.3.2.	Población de estudio.	58
3.3.3.	Muestra.	58
3.3.4.	Unidad de análisis.	59
3.3.5.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.	59
3.4.	Procesamiento de datos.	59
3.5.	Análisis de datos y presentación de los resultados.	59
3.6.	Descripción de la estructura.	59
3.6.1.	Propiedades de los materiales.	59
3.6.2.	Recubrimiento:	60
3.7.	Resultados del análisis lineal de la estructura.	60
3.7.1.	Parámetros sísmicos.	62
3.7.2.	Comprobación de irregularidades según los datos de los planos estructurales para la obtención del parámetro sismo- resistente.	62
3.7.3.	Peso sísmico y excentricidad estructural.	64
3.7.4.	Análisis lineal estático.	65
3.7.5.	Análisis lineal dinámico.	66
3.8.	Análisis estático no lineal “Pushover”.	69
3.8.1.	Propiedades de los materiales.	69
3.8.2.	Rótulas plásticas.	71
3.8.3.	Patrón de cargas.	87
3.9.	Asignación de rotulas plásticas.	89
3.9.1.	Obtención de la curva de capacidad.	89
3.10.	Análisis sísmico por desempeño.	93
3.10.1.	Selección de objetivos de desempeño.	93
3.11.	Determinación del espectro de demanda.	94
3.12.	Aplicación de la metodología de la norma ATC-40: método del espectro de capacidad.	98
3.12.1.	Determinación del punto de desempeño por el método del espectro de capacidad.	102

CAPITULO IV	112
IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	112
4.1.1. Evaluación en base a los límites de aceptación global	113
CAPITULO V.....	118
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	118
5.1. Conclusiones	118
5.2. Recomendaciones	119
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	120
ANEXOS	123
ANEXO 01	123
ANEXO 02	141
ANEXO 03	166

INDICE DE TABLAS

Tabla 2. 1. Descripción de los daños y niveles de desempeño	12
Tabla 2.2. Movimiento sísmico de diseño.	19
Tabla 2.3. Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras.....	21
Tabla 2.4. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales.	22
Tabla 2.5. Objetivos de desempeño (FEMA 356, 2000)	23
Tabla 2.6. Obtención del espectro inelástico de aceleraciones acorde a la norma de diseño sismorresistente E-030-2018.	35
Tabla 2.7. Espectro elástico de aceleraciones acorde la norma e-030-2018 para el sismo inelástico.....	36
Tabla 2.8. Valores del factor de modificación de amortiguamiento k	43
Tabla 2.9. Mínimos valores permitidos de SR_A y SR_V	44
Tabla 2.10. Límites de deformación ATC-40.....	54
Tabla 3. 1. Parámetros de fuerza sísmica y espectro de diseño	62
Tabla 3.2. Irregularidad torsional	62

Tabla 3.3. Irregularidad de rigidez- piso blando.....	63
Tabla 3.4. Peso sísmico y excentricidad estructural por niveles	64
Tabla 3.5. Distribución de fuerzas estáticas equivalentes en altura	65
Tabla 3.6. Resultados de los modos de vibración.....	66
Tabla 3.7. Derivas máximas elásticas e inelásticas	67
Tabla 3.8. Fuerza cortante mínima normativa	68
Tabla 3.9. Verificación del sistema estructural	68
Tabla 3.10. Ejemplos del cálculo de la distancia relativa de rótulas plásticas en vigas	74
Tabla 3.11. Propiedades de viga 0.25X0.17 m.....	75
Tabla 3.12. Obtención del Momento Resistente de la sección de la viga	76
Tabla 3.13. Ejemplos del cálculo de la distancia relativa de rótulas plásticas en columnas.....	79
Tabla 3.14. Propiedades de la columna	81
Tabla 3.15. Cálculo de Patrones de Carga en el eje X-X	88
Tabla 3.16. Cálculo de patrones de carga en el eje Y-Y.....	88
Tabla 3. 17. Desplazamiento de techo vs. cortante en la base en dirección X	91
Tabla 3.18. Desplazamiento de techo vs. cortante en la base en dirección X	92
Tabla 3.19. Objetivo de desempeño para la edificación.....	93
Tabla 3.20. Valores para conversión de Curva de capacidad a espectro de capacidad en la dirección X-X.....	99
Tabla 3.21. Valores para conversión de Curva de capacidad a espectro de capacidad en la dirección Y-Y	99
Tabla 3.22. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad en formato ADRS (Sa vs. Sd) en X-X	100
Tabla 3.23. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad en formato ADRS (Sa vs. Sd) en Y-Y	101
Tabla 3.24. Tolerancia admisible para encontrar el punto de desempeño	104
Tabla 3.25. Tolerancia Admisible para encontrar el punto de desempeño.....	110
Tabla 3.26. Superposición del espectro de sismo máximo y espectro de capacidad en X111	
Tabla 3.27. Resumen de resultados de punto de desempeño para el análisis Pushover en la dirección X, Y en Cortante Vs. desplazamiento.....	112
Tabla 3.28. elegimos el punto de desempeño correspondiente al calculado con la metodología ATC-40.....	113

Tabla 3.29. Punto de desempeño en Coordenadas espectrales y cortante vs. Desplazamiento de techo	115
Tabla 3.30. Punto de desempeño en coordenadas espectrales y cortante vs. desplazamiento de techo.....	116

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Diagrama ingeniería basada en el desempeño	10
Figura 2.2. Objetivos principales para los niveles y rangos de desempeño en un edificio	16
Figura 2.3. Esquema de procedimiento utilizado para el análisis Pushover	25
Figura 2.4. Ejemplo de curva de capacidad de una estructura espacial (corte basal vs. desplazamiento nivel superior).....	29
Figura 2.5. Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad	30
Figura 2.6. Transformación de la curva de capacidad a un espectro de capacidad	32
Figura 2.7. Representación bilineal del método espectro de capacidad	33
Figura 2.8. Espectro inelástico de aceleraciones para un sismo de diseño acorde a la norma E030-2018	37
Figura 2.9. Espectro elástico de aceleraciones para un sismo de diseño acorde a la norma E030-2018	38
Figura 2.10. Espectro elástico de aceleraciones para sismo de servicio, de diseño y máximo acorde a la norma E030-2018.....	39
Figura 2.11. Espectro de aceleraciones elásticas para un sismo de servicio, de diseño y máximo acorde a la norma peruana E-030.	40
Figura 2.12. Cálculo de amortiguamiento para la reducción espectral	41
Figura 2.13. Derivación de la energía disipada por amortiguamiento ED	42
Figura 2.14. Espectro de demanda elástico amortiguado 5% y su reducción	45
Figura 2.15. Punto de intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable.....	46
Figura 2.16. Procedimiento de espectro de capacidad después del paso 2.....	47
Figura 2.17. Procedimiento de espectro de capacidad después del paso 3.....	48
Figura 2.18. Procedimiento de espectro de capacidad después del paso 4.....	48
Figura 2.19. Procedimiento después del paso 5	49

Figura 2.20. Procedimiento después del paso 6	49
Figura 2.21. Espectro de capacidad-demanda	50
Figura 2.22. Curvas fuerza – deformación de componentes	51
Figura 2.23. Límites de derivas para cada nivel de desempeño	54
Figura 3.1. Modelo computacional-programa Etabs.	61
Figura 3.2. Esquema de aplicación de análisis estático no lineal “Pushover”.	69
Figura 3.3. Creación de la columna cuadrada 40x50 cm	71
Figura 3.4. Curvas fuerza-deformación generalizadas para elementos o componentes de concreto armado	71
Figura 3.5. Ubicación de rótulas plásticas en vigas.....	73
Figura 3.6. Diagrama de Momento Curvatura de la sección de viga, tomada de ETABS.	76
Figura 3.7. Momento-Rotación Normalizado para la sección de viga.	77
Figura 3.8. Ubicación de rótulas plásticas en columnas.....	78
Figura 3.9. Diagrama momento-curvatura de la sección de columna C-1, resultado de la sección de diseño de ETABS.....	81
Figura 3.10. Momento-Rotación Normalizado para la sección de columna C-1	82
Figura 3.11. Rotación de la rótula plástica en muros de corte donde la flexión domina la respuesta inelástica.	83
Figura 3.12. Deriva de piso en muros de corte donde el corte domina la respuesta inelástica	85
Figura 3.13. Diagrama de cortante-deformación para un muro.	86
Figura 3.14. Fuerza-Desplazamiento normalizado según FEMA – Muro controlado por Corte	86
Figura 3.15. Momento-Rotación normalizado según FEMA – Muro controlado por Flexión.....	87
Figura 3.16. Rotulas plásticas en la estructura	89
Figura 3.17. Modelo 3D con rótulas plásticas generado por el análisis pushover – Dirección X, Y.....	90
Figura 3.18. Curva de capacidad – dirección X.	91
Figura 3.19. Curva de Capacidad – Dirección Y.....	92
Figura 3.20. Espectro de aceleraciones elástico para un sismo de diseño acorde a la norma E030-2018.	94

Figura 3.21. Espectro de aceleraciones elástico para sismo de servicio, de diseño y máximo acorde a la norma E030-2018.....	96
Figura 3.22. Espectro de aceleraciones elásticas para un sismo de servicio, de diseño y máximo acorde a la norma peruana e-030.....	98
Figura 3.23. Espectro de capacidad en formato ADRS en X-X.....	101
Figura 3.24. Espectro de capacidad en formato ADRS en Y-Y.....	101
Figura 3.25. Superposición del espectro de demanda del sismo de servicio y el espectro de capacidad.....	102
Figura 3.26. Representación bilineal del espectro de capacidad en sentido X.....	103
Figura 3.27. Espectro de demanda reducido	104
Figura 3.28. Superposición del espectro de demanda del sismo de servicio y el espectro de capacidad.....	106
Figura 3.29. Representación bilineal del espectro de capacidad en sentido Y.....	106
Figura 3.30. Superposición del espectro de demanda del sismo de diseño y el espectro de capacidad.....	107
Figura 3.31. Superposición del espectro de demanda del sismo de diseño y el espectro de capacidad.....	108
Figura 3. 32. Representación bilineal del espectro de capacidad en sentido Y.....	109
Figura 3.33. Espectro de demanda reducido	110
Figura 3.34. Límites de aceptación global en base al criterio de sectorización del espectro de capacidad	114
Figura 3.35. Evaluación global de la estructura – análisis Pushover en la dirección X...	114
Figura 3.36. Evaluación global de la estructura – análisis pushover en la dirección Y...	115
Figura 3.37. Fallas de colapso de la estructura aumentando el límite de control de desplazamientos.....	117

RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo evaluar y determinar el nivel de desempeño sísmico de la edificación de 11 pisos ubicada en la ciudad de Chota, siguiendo la metodología de ATC-40(Applied Technology Council); método del Espectro Capacidad – Demanda, con un sistema estructural consistente de muros estructurales y pórticos, donde los muros estructurales reciben más del 70% de la cortante en la base. El desempeño se determinó tomados niveles del ATC, se realizó el análisis y diseño en la edificación usando el programa Etabs V.18.0.2. realizándose un análisis estático no lineal de tipo pushover, donde se determinó las fuerzas cortantes y los desplazamientos asociados a éstas; además se obtuvo la curva de capacidad de la estructura determinando de esta manera los desplazamientos de fluencia y de colapso, para luego asociarlos a los niveles de desempeño. Los resultados de la evaluación indican que, en la dirección X, para un sismo de servicio la estructura se encuentra en un nivel de seguridad de vida, para sismo de diseño y sismo máximo no cumple con su objetivo, la estructura colapsa. En la dirección Y, la estructura cumple con su objetivo para sismo de servicio y sismo de diseño, pero no para un sismo máximo, en este punto la estructura colapsa.

Palabras claves: Desempeño sísmico, Análisis Pushover, Sistema Estructural

ABSTRACT

The objective of this research is to evaluate and determine the level of seismic performance of the 11-story building located in the city of Chota, following the ATC-40 (Applied Technology Council) methodology; Capacity - Demand Spectrum method, with a structural system consisting of structural walls and frames, where the structural walls receive more than 70% of the shear at the base. The performance was determined taking ATC levels, the analysis and design was carried out in the building using the Etabs V.18.0.2 program. performing a non-linear static analysis of the pushover type, where the shear forces and the displacements associated with them were determined; In addition, the capacity curve of the structure was obtained, thus determining the creep and collapse displacements, to later associate them with the performance levels. The results of the evaluation indicate that, in the X direction, for a service earthquake the structure is at a life safety level, for a design earthquake and maximum earthquake it does not meet its objective, the structure collapses. In the Y direction, the structure meets its objective for a service earthquake and a design earthquake, but not for a maximum earthquake, at this point the structure collapses.

Keywords: Seismic Performance, Pushover Analysis, Structural System

CAPITULO I

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica, por consiguiente, está expuesto al peligro que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales.

En este trabajo se utilizó el Método del Espectro de Capacidad (CSM) según el ATC40, el cual propone primero determinar la capacidad de la estructura considerando las propiedades inelásticas de las secciones de cada elemento del modelo computacional, mediante un análisis estático no lineal. La capacidad se representa a través de la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral del último nivel.

El diseño por desempeño requiere que las edificaciones y otras estructuras sean diseñadas y evaluadas en diferentes niveles de peligrosidad sísmica. De acuerdo con su periodo de retorno, los niveles sísmicos según el ATC-40 se definen como sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo, que corresponden a periodos de retorno de 50, 475 y 975 años, respectivamente. Para estimar la respuesta de la estructura (punto de desempeño) se emplearon técnicas espectrales no lineales, siguiendo la metodología de ATC-40 (Applied Technology Council)- (Método de Espectro Capacidad- Demanda), mediante objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales.

La presente investigación estuvo centrada en la determinación del desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos ubicado en la provincia de Chota, aplicando los criterios y metodología el ATC-40 para la evaluación. Se realizó el diseño por desempeño sísmico ante la probabilidad de una ocurrencia de un sismo en la localidad en estudio expuestas a situaciones de riesgo, para garantiza la funcionalidad continua, y de esta manera predecir si es posible la reparación (prevención del colapso) y/o albergar vida humana y posibles daños sobre los componentes estructurales y no estructurales con ese fin es que se realizó el diseño por desempeño.

1.1.1. Formulación del problema

¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico de la edificación de 11 pisos en la ciudad de Chota?

1.1.2. Hipótesis

1.1.2.1. Hipótesis general

El nivel de desempeño sísmico de la edificación de 11 pisos en la provincia de Chota, no cumple con el estado límite de servicio propuesto por ATC-40 (Applied Technology Council)- (método del Espectro Capacidad- Demanda).

1.2. Justificación de la investigación

1.2.1. Justificación teórica

La importancia de la investigación radica en la determinación de la respuesta o capacidad de desarrollo de la edificación siguiendo la metodología del ATC-40 (Applied Technology Council)- (método del Espectro Capacidad- Demanda), frente a la ocurrencia de sismos, así como también la determinación y forma en que dicha estructura incursionará en el rango plástico ante las sollicitaciones sísmicas.

1.2.2. Justificación practica

Se realizó la investigación para predecir e identificar los estados límites de servicio, para estimar los posibles daños de la infraestructura; y de ser el caso, poder tomar medidas de reforzamiento estructural, para proteger la inversión e implementación.

Además, esta investigación se justifica porque surge de la necesidad de conocer, describir el comportamiento estructural de la edificación ante acciones de un sismo, basados en parámetros normados, y sentar de este modo las bases de futuros proyectos e investigaciones que apliquen las variables en cuestión.

1.3. Alcances de la investigación

Esta investigación se desarrolló en la provincia de Chota, con la finalidad de analizar el desempeño sísmico y la funcionalidad de la edificación; que consta con 11 pisos utilizando

a las Norma Técnica Peruana vigentes (E.070, E.060, E.030, E.020), utilizando métodos analíticos y procesando la información mediante la simulación de un modelo estructural.

Para estimar la respuesta de la estructura (punto de desempeño) se emplearon técnicas espectrales no lineales, siguiendo la metodología de ATC-40 (Applied Technology Council)- (método del espectro Capacidad- Demanda).

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

- Evaluar y determinar el nivel de desempeño sísmico de la edificación de 11 pisos ubicado en la ciudad de Chota, siguiendo la metodología de ATC-40; método del Espectro Capacidad - Demanda.

1.4.2. Objetivos específicos

- Determinar la capacidad estructural de la edificación, mediante un análisis estático no lineal (Análisis PUSHOVER).
- Determinar el Punto de desempeño sísmico mediante el método Espectro Capacidad - Demanda.
- Determinación de los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales, según ATC-40.
- Verificar que los elementos estructurales cumplan con las Norma Técnica Peruana E.060.
- Realizar el análisis sísmico estático y dinámico con la Norma Técnica Peruana E.030.

1.5. Organización de la tesis

La tesis está organizada en cinco capítulos, como se indica a continuación:

Capítulo I: Se presenta la introducción, que comprende el planteamiento del problema, formulación del problema, hipótesis, justificación, alcances y objetivos.

Capítulo II: Contenidos de marco teórico, antecedentes teóricos de la investigación, bases teóricas, definición de términos básicos.

Capítulo III: Se indica la ubicación geográfica de la edificación y el tiempo en que se realizó la investigación; así mismo, se describe la metodología y resultados del análisis lineal y no lineal.

Capítulo IV: Se realiza el análisis y discusión de los resultados obtenidos producto del análisis Pushover.

Capítulo V: Se presentan las conclusiones y se proponen recomendaciones para complementar los conocimientos sobre esta investigación, además de las referencias bibliográficas y anexos.

CAPITULO II

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes teóricos.

2.1.1. Internacionales

En Ecuador, **Mejía y Rivera (2020)** en su investigación “Análisis estático no lineal de una estructura mediante el método de control de desplazamientos”, Universidad de Cuenca.

La investigación tiene como objetivo aplicar el análisis estático no lineal (Pushover) en una edificación de “n” pisos por el método de control de desplazamientos e indicar el procedimiento utilizado para esta metodología. El Análisis Pushover o también conocido como análisis estático no lineal (NSP) simula la respuesta sísmica de una estructura mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales hasta causar el colapso en la estructura. Por medio de este análisis se puede establecer la máxima capacidad de la estructura y compararla con la carga de diseño, proporcionando al ingeniero una predicción más confiable del comportamiento de una estructura. Actualmente existen programas comerciales y de uso libre que realizan el análisis estático no lineal, en el cual se aplica una carga que aumenta en magnitud hasta que la estructura no pueda resistir más. En este punto la rigidez de la estructura es nula o puede ser incluso negativa. Hasta esta fase se podría aplicar una carga y obtener los desplazamientos con el método de las fuerzas. Sin embargo, al tener una matriz singular o definida negativa no es posible aplicar este método pues se requiere aplicar un método por desplazamiento. Es por ello que el objetivo de esta investigación es desarrollar la curva completa del análisis no lineal de una estructura, verificarla mediante programas existentes que realicen dicho análisis, y desarrollar un ejemplo académico en el cual se explique detalladamente la metodología empleada. Los resultados que se obtengan proporcionarían una base de información para entender la simulación y metodología analítica del comportamiento real de la estructura.

En España, **García (2016)** en su investigación “Evaluación estructural de edificaciones históricas mediante análisis modal operacional (OMA)”, Universidad de Sevilla.

El objetivo fundamental de la tesis es avanzar en la aplicación del Análisis Modal Operacional (OMA), como técnica no destructiva, para evaluar la seguridad estructural sobre estructuras históricas. Se propone sistematizar y extender el método como una

herramienta fundamental para el diseño y el control de proyectos de rehabilitación sobre este tipo de edificaciones, utilizando esta técnica tanto para la evaluación y control de las mismas, como para la validación y verificación de modelos numéricos de cálculo estructural.

Finalmente, se concluye que el Análisis Modal Operacional (OMA) ha alcanzado un grado de madurez significativo en relación al mundo de la arquitectura histórica. En el presente trabajo se apuesta por el desarrollo de esta técnica de identificación modal en este tipo de edificaciones, respaldándonos en los buenos resultados obtenidos. Se consolida el uso de la técnica OMA, tanto para llevar a cabo el control de una intervención estructural, como para calibrar modelos numéricos de gran escala. Estos modelos, que representan construcciones históricas generalmente masivas y originariamente llenas de suposiciones, tras su calibración nos permiten estimar el efecto estructural de las intervenciones antes de que estas se produzcan.

2.1.2. Nacionales

En Perú, **Gálvez (2011)** en su investigación “Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo”, Pontificia Universidad Católica del Perú.

El objetivo de este trabajo es el estudio de un procedimiento para evaluar el desempeño de edificaciones usando técnicas No Lineales Tiempo Historia con solicitaciones sísmicas incrementales, como parte del trabajo se evaluó el desempeño de un edificio escolar peruano, típico, ubicado en la zona costera. Se estudió un procedimiento para analizar una estructura en el rango inelástico y calibrando los elementos estructurales de la edificación con ensayos reales del PEER con el programa CANNY, se utilizaron diagramas esfuerzo deformación de los materiales, hasta obtener resultados muy similares al ensayo. Modelamos y aplicamos solicitaciones sísmicas incrementales de registros nacionales de la costa peruana sobre suelos buenos a una edificación escolar de 2 pisos con sistemas aporticado y de muros de albañilería confinada.

Se evaluó el desempeño de la edificación utilizando los criterios de desempeño del FEMA 368 y Ghobarah. Luego de estudiar el procedimiento y aplicarlo en un caso práctico se concluyó que el análisis no lineal aún debe recorrer un camino largo antes de volverse una práctica común, pero demostró que es una herramienta más útil, precisa y racional para el diseño de estructuras. El análisis no lineal es un procedimiento mucho más tedioso, pero que brinda información más útil para revisar el diseño. Se observó que es el único método de análisis que logra simular la disipación de la energía en los elementos. Lamentablemente

para poder aplicarlo correctamente se requiere de un banco de información con ensayos de materiales, elementos y registros del cual como país carecemos. Al aplicar el procedimiento estudiado en la edificación escolar concluimos que la estructura es robusta con niveles de confianza del 84% y $U=1.5$. Vemos que ante demandas frecuentes y ocasionales obtenemos derivas menores al 0.40% estando dentro del nivel operacional. Ante un sismo raro obtenemos derivas de 0.85% estando dentro del nivel de resguardo de vida con daños moderados. Finalmente obtenemos que ante un sismo muy raro obtenemos 1.10% de deriva obteniendo algunos daños irreparables. En ningún momento la estructura estuvo cerca del colapso total.

En Perú, **Casimiro (2012)** en su investigación “Desempeño sísmico de edificaciones bajo el sismo de nivel ocasional”, Universidad Nacional de Ingeniería.

El objetivo de esta tesis es la determinación del sismo de diseño para edificaciones denominado como el sismo ocasional. Para efectuar el diseño mediante la filosofía del diseño sísmico basado en el desempeño se requiere de múltiples niveles de sismos de diseño, niveles de desempeño estructural y objetivos de desempeño. Además, se presenta un resumen de trabajos experimentales y analíticos sobre el comportamiento de edificaciones de concreto armado y albañilería sometidas a cargas laterales; el nivel de agrietamiento se considera como el nivel de daño en los elementos estructurales y la distorsión como el nivel de daño en el sistema estructural. Se han analizado los aspectos conceptuales y metodológicos relacionados con la evaluación del daño sísmico sobre edificaciones, para este propósito se emplea la metodología del análisis estático incremental no lineal y el análisis elástico tiempo historia. La evaluación del daño sísmico se aplicó a una edificación de muros estructurales de ocho pisos, la misma que se diseña por resistencia, según la norma E-060, con el fin de verificar las máximas demandas en el rango no lineal a través del análisis estático incremental no lineal “Pushover” y el análisis elástico tiempo historia usando parámetros del sismo ocasional.

2.1.3. Locales

En Cajamarca, **Orillo (2014)** en su investigación “Desempeño sismorresistente del edificio "2h" de la Universidad Nacional de Cajamarca”, Universidad Nacional de Cajamarca.

La investigación tiene como objetivo "Evaluar y determinar el Nivel de Desempeño Sismorresistente del Edificio '2H' de la Universidad Nacional de Cajamarca", aplicando los criterios del Comité VISION 2000 y el Procedimiento B del ATC - 40, el cual se apoya en el Análisis Estático No Lineal y además es el más usado. Se determinó que la estructura presenta gran resistencia y buena ductilidad frente a cargas laterales. Los Niveles de Desempeño Sísmico alcanzados por el edificio no satisfacen las recomendaciones de la SEAOC para Niveles de Movimiento Sísmico Ocasionales, pero sí lo hacen para los Niveles de Movimiento Sísmico Raro y Muy Raro. Para todos estos movimientos sísmicos e incluso para un sismo frecuente (E.030), la estructura incursionará en el rango no lineal y se espera sufra daños importantes.

En Cajamarca, **Chunque (2013)** en su investigación "Nivel de desempeño sísmico del edificio "A" de la Universidad Privada del Norte- sede Cajamarca", (2013), Universidad Nacional de Cajamarca.

El objetivo de la investigación es determinar el nivel de desempeño sísmico del Edificio "A" de la Universidad Privada del Norte - sede Cajamarca ante la ocurrencia de sismos severos. Esta investigación se desarrolló utilizando métodos analíticos, para lo cual se elaboró el modelo estructural correspondiente, teniendo en cuenta las características no lineales de los materiales. Para estimar la respuesta de la estructura (punto de desempeño) se emplearon técnicas espectrales no lineales, siguiendo la metodología de ATC-40 y la calificación del desempeño de acuerdo a las sugerencias del Comité Visión 2000. Los resultados del análisis incremental de cargas laterales muestran que la estructura tiene una sobrerresistencia de 2.34 respecto a la fluencia efectiva y una ductilidad de desplazamiento cercana a 15, debido a que se trata de un sistema dual. Los resultados del análisis Pushover mostraron que el nivel de desempeño en la dirección longitudinal del edificio (dirección resistente de placas) se encuentra en el rango operacional frente a sismos frecuentes y ocasionales; ante sismos raros su nivel es funcional, además se determinó una ductilidad global de 5.76 y una sobrerresistencia de 1.66. En la dirección transversal del edificio su nivel de desempeño es funcional frente a los tres tipos de sismos, además se encontró una ductilidad global de 8.58 y una sobrerresistencia de 1.81. Las derivas producidas por las acciones laterales, para los niveles de riesgo más severos correspondiente a sismos raros, alcanzan valores de hasta 0.44% y no superan a lo contemplado en el código peruano E-030 (0.7%).

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Diseño basado en el desempeño sísmico

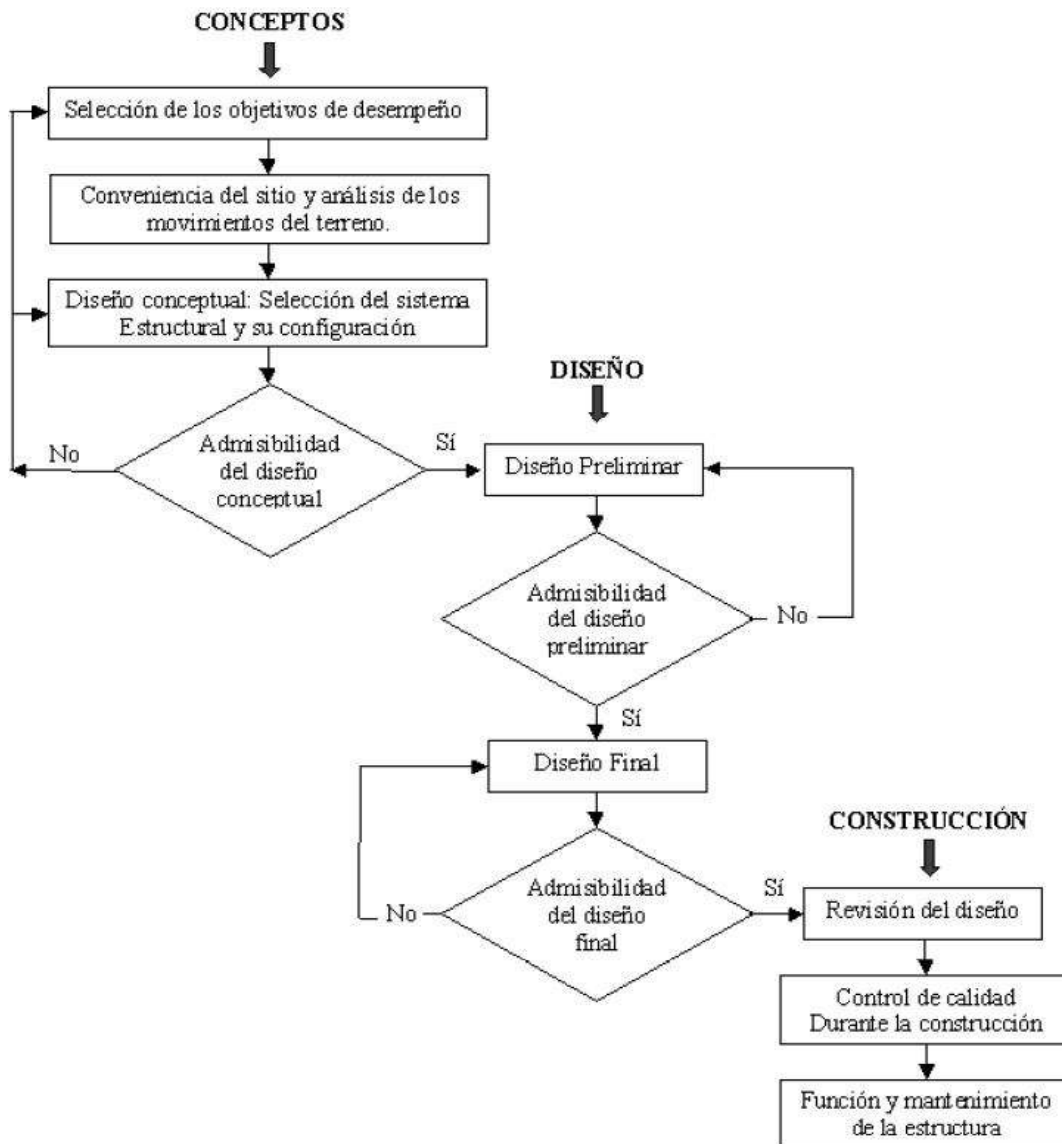
Bertero, (1995), define que el diseño sísmico basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permita el dimensionamiento y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería de ser dañada más allá de ciertos estados límites.

Comité VISION 2000, indica que la ingeniería basada en el desempeño no sólo involucra aspectos relacionados con el diseño, sino que también considera todas aquellas actividades necesarias tanto para el proceso constructivo, como para las tareas de mantenimiento, que permiten que las estructuras exhiban un desempeño sísmico predecible cuando se ven afectadas por sismos de diferente severidad.

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenidos.

Considerando todos los aspectos mencionados anteriormente, está claro que la ingeniería basada en el desempeño sísmico es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir. Este proceso incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, diseño conceptual, diseño preliminar, diseño final, los chequeos de aceptabilidad durante el diseño, la revisión del diseño, el control de calidad durante la construcción, y el mantenimiento durante la vida de la estructura. Cada paso es crítico para el proceso y el éxito del diseño y debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado acorde al tipo de edificación.

Figura 2.1. Diagrama ingeniería basado en el desempeño



Fuente: (SEAOV Visión 2000 Committee, 1995).

2.2.2. Nivel de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAOV VISION 2000 Committee, 1995), (ATC-40, 1996), (FEMA 356, 2000).

A continuación, se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos por tres de los trabajos más completos realizados hasta el momento.

2.2.2.1. Propuesta del comité VISION 2000 (SEAOC ,1995)

Uno de los puntos fuertes de Vision 2000 es que se propone un comprensivo proceso en el diseño/evaluación/proceso de construcción, cubriendo aspectos como: selección de un adecuado sitio, selección de un adecuado material y sistema estructural, calidad del detalle, resistencia y rigidez, consideración del sistema no estructural, calidad de inspección, calidad de construcción, etc.

Este comité define cuatro niveles de desempeño que califica de la siguiente manera:

➤ Operacional

Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general, no se requieren reparaciones.

➤ Funcional

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, pueden interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

➤ Seguridad de vida

Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación, degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema, interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.

➤ **Pre-Colapso**

Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Se produce la interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones puede resultar no factible técnica y/o económicamente. La Tabla 1. Resume algunas de las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daños.

Tabla 2. 1. Descripción de los daños y niveles de desempeño

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Características Principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural, no es posible la reparación.

Fuente: (SEAOC Visión 2000 Committee, 1995)

2.2.2.2. Propuesta ATC-40 y FEMA 356.

La propuesta del (ATC-40, 1996) y FEMA 356 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

2.2.2.2.1. Nivel de desempeño para los elementos estructurales

Los niveles de desempeño estructural para un edificio, están constituidos por cuatro niveles discretos y 2 intermedios.

- **Los niveles discretos son:** Ocupación Inmediata (“Immediate Occupancy”, S-1), Seguridad de Vida (“Life Safety”, S-3), Prevención del Colapso (“Collapse Prevention”, S-5), y No Considerado (“Not Considered”, S-6).
- **Los niveles intermedios son:** Control de Daños (“Damage Control Range”, S-2), y el de Seguridad Limitada (“Limited Safety Range”, S-4). Estos niveles pueden ser obtenidos por interpolación de los niveles aledaños.

➤ **Nivel de desempeño estructural de “ocupación inmediata” (S-1)**

Es el nivel de desempeño estructural que se define como el estado de daño post-sismo, que sigue siendo seguro para la ocupación, conserva la resistencia y rigidez de la estructura antes del evento.

➤ **Nivel de desempeño estructural de “control de daños” (S-2)**

Se define como un rango continuo de daño entre los niveles de desempeño estructural S-3 (Seguridad de Vida) y el S-1 (Ocupación Inmediata). Puede ser deseable cuando se requiere minimizar el tiempo de reparación o interrupción de equipos valiosos, o preservar elementos históricos, cuando el costo para el nivel S-1 es excesivo.

➤ **Nivel de desempeño estructural de “seguridad de vida” (S-3)**

Es el nivel de desempeño, que se define como el estado post-sismo que incluye daño estructural, pero conserva un margen contra el inicio de un parcial o total colapso. Algunos elementos estructurales pueden estar severamente dañados, pero no se ha dado lugar a la caída de escombros dentro o fuera del edificio.

Puede haber heridos durante el sismo, pero el riesgo de lesiones mortales, como producto de un daño estructural se espera a que sea bajo. Se podría reparar la estructura, pero por razones económicas se considera que es una medida no práctica. Mientras el daño estructural no represente un inminente colapso, es prudente que se implementen medidas de reparación o

la instalación de elementos temporales previos a la reocupación.

➤ **Nivel de desempeño estructural de “seguridad limitada” (S-4)**

Es el nivel de desempeño estructural que se define como el rango continuo de daño, entre los niveles S-3 y S-5. Algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

➤ **Nivel de desempeño estructural de “prevención del colapso” (S-5)**

Es el nivel de desempeño estructural que incluye daños a los componentes estructurales, la estructura continúa soportando cargas de gravedad, pero no conserva un margen ante el colapso, el edificio está frente a un parcial o total colapso. El daño ha ocurrido incluyendo un significativo deterioro de la resistencia y rigidez del sistema resistente a fuerzas laterales, se presentan deformaciones laterales permanentes y en menor grado, la degradación en la capacidad vertical de soportar cargas. Se pueden presentar significativos riesgos de heridos como resultado de la caída de escombros. La estructura no es técnicamente reparable, ni es segura para su reocupación. Se podría producir el colapso ante una réplica.

➤ **Nivel de desempeño estructural de “no considerado” (S-6)**

En programas de rehabilitación que no se ocupan del desempeño estructural de un edificio, se puede indicar que tienen un nivel de desempeño No Considerado.

Un ejemplo de los niveles de desempeño estructural, que se encuentran en el FEMA 356.

2.2.2.2.2. Niveles de desempeño para los elementos no estructurales

Lo niveles de desempeño no estructurales se deben de elegir de cinco niveles discretos, que son: Operativo (“Operational”, N-A), Ocupación Inmediata (“Immediate Occupancy”, N-B), Seguridad de Vida (“Life Safety”, N-C), Reducción de Daños (“Hazards Reduced”, N-D), y No Considerado (“Not Considered”, N-E).

➤ **Nivel de desempeño no estructural operativo (N-A)**

En este nivel de desempeño, se consideran que los componentes no estructurales, pueden soportar todas las funciones pre-sísmicas. Los requerimientos y criterios de aceptación de diseño no están incluidos en el criterio de los niveles de desempeño, por lo que se debe de consultar a los requerimientos de fabricación para asegurar su desempeño, por ejemplo,

normativas mecánicas y/o eléctricas.

➤ **Nivel de desempeño no estructural de ocupación inmediata (N-B)**

Este nivel de desempeño se define, como el estado de daño post-sísmico, que incluyen daños a los elementos no estructurales, pero los elementos de acceso al edificio (puertas, escaleras, ascensores, luces de emergencia, extintores de fuego, etc.), se mantienen operativos y disponibles.

Se presume que el edificio es estructuralmente seguro, así como los ocupantes se pueden mantener seguros dentro del mismo, pero algunas labores de limpieza e inspección deben ser requeridas. Los componentes mecánicos y eléctricos dentro del edificio son estructuralmente seguros. Sin embargo, algunos elementos pueden presentar algunos daños internos y estar inoperables. La energía, agua, gas natural, líneas de comunicación y otros servicios para el normal funcionamiento del edificio pudieran no estar operativos. El riesgo de heridos mortales, debido al daño no estructural debe ser mínimo.

➤ **Nivel de desempeño no estructural de seguridad de vida (N-C)**

El nivel de desempeño de Seguridad de Vida no estructural, es el estado de daño post-sísmico, que incluye daños a los componentes no estructurales, pero los daños no son peligrosos para la vida. Ocurren daños significativos y costosos, a los componentes no estructurales, pero éstos no son arrojados ni caen, amenazando la seguridad de vida, ya sea en el interior o en el exterior del edificio. Las rutas de salida del edificio no están extensamente bloqueadas, pero podrían estar afectados por desperdicios ligeros. Los sistemas eléctricos, plomería, y sistemas de extinción de fuego han sido dañados, resultando en inundaciones locales. Mientras pueden ocurrir heridos, por la falla de los elementos no estructurales, el riesgo de lesiones mortales es bajo.

➤ **Nivel de desempeño no estructural de reducción de daños (N-D)**

Este nivel de desempeño se puede definir, como el estado post-sísmico que incluyen daños a los componentes no estructurales que pueden ocasionar caídas peligrosas, pero aún se mantienen los ambientes seguros y las caídas no ocurren en lugares de reuniones públicas.

➤ **Nivel de desempeño no estructural no considerado (N-E)**

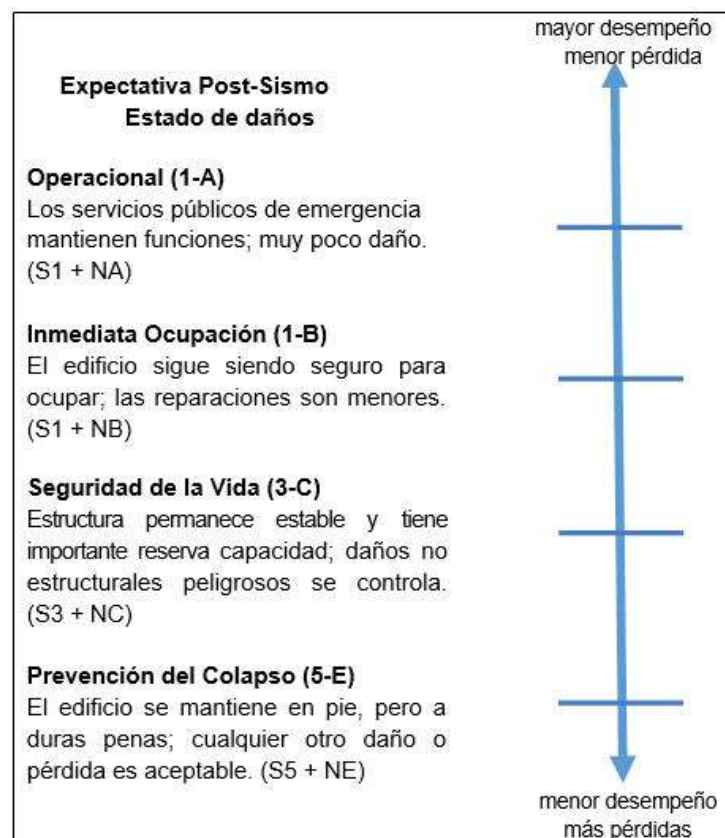
En este nivel de desempeño se consideran a los proyectos de rehabilitación que no toman en cuenta los componentes no estructurales.

2.2.2.3. Designación de los principales objetivos para niveles de desempeño en un edificio

Como se mencionó anteriormente, un objetivo principal se designa de forma alfanumérica, con un numeral que representa el nivel de desempeño estructural y una letra representando el nivel de desempeño no estructural. En la Figura 2.2, se pueden observar algunos objetivos principales típicos.

Muchas combinaciones son posibles, como desempeños estructurales pueden ser seleccionados, en cualquier nivel en dos rangos de desempeño estructural.

Figura 2.2. Objetivos principales para los niveles y rangos de desempeño en un edificio



Fuente: Adaptado de *Federal Emergency Management Agency Prestandard (FEMA 356, 2000). (p.1-23)*

2.2.2.3.1. Nivel de desempeño para edificios “Operacional” (1-A)

Para que un edificio logre alcanzar el nivel de desempeño “Operacional” (1-A), deberá cumplir con el nivel de desempeño estructural de “Ocupación Inmediata” (S-1) y los componentes no estructurales deben cumplir con el nivel de desempeño no estructural “Operacional” (N-A). Los edificios que cumplen con este nivel de desempeño, esperarán un mínimo o nada de daño en sus componentes estructurales y no estructurales. El edificio es adecuado para su ocupación y funcionamiento normal, aunque podría presentarse algún impedimento con la energía, agua, y otros servicios necesarios que provean sistemas de emergencia. Los edificios en este nivel, plantean un riesgo muy bajo para la seguridad de vida. Económicamente no resulta muy práctico diseñar para este nivel de desempeño, sólo justificándose para edificios que brindan servicios esenciales.

2.2.2.3.2. Nivel de desempeño para edificios “Ocupación Inmediata” (1-B)

Para alcanzar este nivel de desempeño, los componentes estructurales deberán cumplir con el nivel de desempeño S-1 (Ocupación Inmediata); y los componentes no estructurales, cumplir con el nivel de desempeño N-B (Ocupación Inmediata). Se esperará un daño mínimo o ninguno en sus elementos estructurales y sólo un menor daño en sus componentes no estructurales. Podría ser segura la ocupación inmediata del edificio, pero los sistemas no estructurales podrían no funcionar, debido a la pérdida de energía eléctrica o daños internos en el equipo. Por tanto, aunque la ocupación inmediata es posible, es necesario realizar la limpieza y reparación y esperar la restauración de los servicios necesarios para que el edificio funcione normalmente. El riesgo para la seguridad de vida es muy bajo. Este nivel provee mucha de la protección obtenida en el nivel de desempeño anterior (1-A), pero sin los costos de proveer servicios necesarios y calificación sísmica rigurosa para el funcionamiento de los equipos.

2.2.2.3.3. Nivel de desempeño para edificios “seguridad de vida” (3-C)

Para alcanzar el nivel de desempeño para edificios de “Seguridad de Vida”, se deben de cumplir con los niveles de desempeño estructural de Seguridad de Vida (S-3); y para los componentes no estructurales, el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (N-C). Los edificios en este nivel de desempeño, pueden experimentar daños en los elementos estructurales y no estructurales. Se puede requerir una reparación previa a la reocupación

del edificio, y esta reparación se puede considerar inviable. El riesgo de seguridad de vida en este nivel de desempeño es bajo.

2.2.2.3.4. Nivel de desempeño para edificios “prevención del colapso” (5-E)

Para alcanzar este nivel de desempeño, los elementos estructurales deben de alcanzar el nivel de desempeño S-5 (Prevención del Colapso); no se considera un nivel de desempeño a los elementos no estructurales (N-E). En este nivel de desempeño se puede esperar un significativo riesgo a la seguridad de vida, como resultado de la falla de los elementos no estructurales. Sin embargo, como el edificio no colapsa, grandes pérdidas de vida pueden ser evitadas. Muchos edificios en este nivel se considerarán como pérdidas económicas.

2.2.3. Movimientos sísmicos de diseño.

La amenaza sísmica incluye efectos directos tales como: ruptura en el epicentro y vibración del terreno, licuefacción del suelo, desprendimientos de tierra, asentamientos diferenciales y efectos indirectos como maremotos, incendios y deslizamientos entre otros. Cada uno de estos efectos puede producir daños que afectan el nivel de desempeño deseado para una estructura. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a al epicentro, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos componentes de la amenaza, debe ser considerado e investigado específicamente como parte del proceso de la ingeniería basada en el desempeño.

Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseado. Estos eventos sísmicos discretos se denominan “Movimientos sísmicos de diseño”. Su definición varía de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras (León, 2003). A continuación, se presentan los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al comité VISION 2000, 1995, al ATC-40 y al FEMA 356.

2.2.3.1. Propuesta del Comité Vision 2000,1995.

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el comité Vision 2000 en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce un determinado nivel de daños. La probabilidad de excedencia, es decir en el ejemplo anterior 10 % en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un período de tiempo determinado expresado en años. El período de retorno T_R (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia P_e para un número específico t de años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1-P_e)} \quad (2.1)$$

La Tabla 2.2 muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el comité VISION 2000, 1995.

Tabla 2.2. Movimiento sísmico de diseño.

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente(Sismo de Servicio)	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro(Sismo de Diseño)	475 años	10% en 50 años
Muy raro(Sismo máximo)	950 años	10% en 100 años

Fuente: (SEAOC VISION 2000 Committee, 1995).

2.2.3.2. Propuesta del ATC-40

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las principales características de estos tres sismos se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa "Earthquake".

- **Sismo de servicio, SE:** corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50 % de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retorno de 72 años. Éste se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura. La magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas. Es el sismo ocasional de la Tabla 2.3.

- **Sismo de diseño, DE:** representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales. Es el sismo raro de la Tabla 2.3

- **Sismo máximo, ME:** corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5 % de ser excedido en un período de 50 años, es decir, con un período de retorno de aproximadamente 975 años.

2.2.3.3. Propuesta del FEMA 356

FEMA 356 propone 4 niveles de movimientos sísmicos para los cuales las estructuras deben cumplir cierto nivel de desempeño. Las siglas BSE-n es la abreviatura de “Basic Safety Earthquake”, y “n” toma valores entre 1 y 2. Los cuales se presentan a continuación.

Sismo con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años con un periodo de retorno medio de 72 años.

Sismo con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años con un periodo de retorno medio de 225 años.

BSE-1: Sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años con un periodo de retorno medio de 474 años.

BSE-2: Sismo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años con un periodo de retorno medio de 2475 años.

2.2.4. Objetivos del diseño por desempeño.

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado.

Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural (León, 2003).

2.2.4.1. Propuesta del comité VISION 2000

El comité VISION 2000 considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo: 1) estructuras básicas que no están incluidas en los grupos 2 y 3 , 2) estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc., y 3) estructuras críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad. La Tabla 2.3 muestra la matriz propuesta por el comité Vision 2000 para definir los objetivos de desempeño. Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño. Los números corresponden a los tres tipos de estructuras considerados.

Para el caso de estructuras existentes, es evidente que estos niveles recomendados de desempeño pueden requerir gastos económicos que desde el punto de vista práctico resultan excesivamente altos.

Tabla 2.3. Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras

Movimientos sísmicos de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Inmediatamente Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	1	0	0	0

Ocasional	2	1	0	0
Raro	3	2	1	0
Muy Raro	-	3	2	1
<p>0. Desempeño inaceptable.</p> <p>1. Estructuras básicas.</p> <p>2. Estructuras esenciales/ riesgosas (Hospitales, bomberos, edificios militares).</p> <p>3. Estructuras de seguridad crítica.</p>				

Fuente: (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

2.2.4.2. Propuesta del ATC-40

Esta propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. A manera de ilustración, la Tabla 2.4 muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. Puede verse que, para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que, para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente.

Tabla 2.4. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales.

Movimientos sísmicos de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
SE(S. Servicio)				
DE(S. Diseño)			OK	
ME(S. Máximo)				OK

Fuente: Evaluación sísmica y modernización de edificios de hormigón (ATC, 1996). (p.3-10)

2.2.4.3. Propuesta del FEMA 356

La propuesta del FEMA 356 están resumidos en la tabla 2.8, la cual se denomina matriz de desempeño, cada celda en la matriz representa un objetivo de desempeño, con el cual se genera un objetivo de desempeño específico (Objetivo de Seguridad Básico, Objetivo Mejorado, Objetivo Limitado), los que se determinan como sigue:

k + p = Objetivo de Seguridad Básico (BSO, de “Basic Safety Objective)

k + p + cualquiera de **a, e, i, b, f, j,** ó **n** = Objetivos Mejorados (Enhanced Objectives)

o solamente ó **n** solamente ó **m** solamente = Objetivo Mejorado (Enhanced Objective)

k solamente ó **p** solamente = Objetivo Limitado (Limited Objective)

c, g, d, h, l = Objetivo Limitado (Limited Objective)

Tabla 2.5. Objetivos de desempeño (FEMA 356, 2000)

Movimientos sísmicos de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Inmediatamente Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
50%/50 años	a	b	c	d
20%/50 años	e	f	g	h
BSE-1 (10%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2 (2%/50 años)	m	n	o	p

Fuente: Adaptado de Federal Emergency Management Agency Prestandard (FEMA 356, 2000). (p.1-8).

2.3. Análisis no-lineal

Al utilizar este procedimiento, es posible aproximarse al comportamiento del edificio, es decir, se pueden definir los mecanismos de falla y el posible colapso de la estructura según la severidad el sismo.

Los métodos de análisis no-lineal se clasifican en dos grandes grupos: los análisis estáticos no-lineal y los análisis dinámicos no-lineal. Ambos requieren de un extenso conocimiento de las características de los materiales, principalmente de aquellas que tienen relación con

propiedades relativas al comportamiento frente a cargas de tipo dinámicas (Meneses, 2006).

2.3.1. Análisis estático no-lineal

El análisis estático no-lineal considera parámetros más específicos sobre deformación de materiales donde los edificios son sometidos a cargas laterales provocadas por sismos. El objetivo principal por que se realizó este análisis no-lineal es verificar el comportamiento de la estructura en el rango inelástico.

Cuando un edificio se somete a movimientos del terreno debido a las demandas sísmicas, éste experimenta desplazamientos laterales y deformaciones en sus elementos.

El procedimiento estático más usado es: El método del espectro de capacidad (CSM), propuesto por Freeman, incluido en el ATC-40 y mejorado en el FEMA-440.

2.3.2. Método de análisis de colapso (Pushover)

Más conocido como Pushover, por su nombre en inglés, o por sus siglas Análisis Estático No-lineal (AENL), cuya principal característica es la de usar sistemas equivalentes de un grado de libertad, para modelar una estructura de múltiples grados de libertad y que únicamente nos permiten apreciar respuestas globales de la estructura.

Fue desarrollada por los investigadores A. K. Chopra y R. K. Goel, y permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura para sismos severos. Se basa en un análisis estático no-lineal, de tipo "Pushover", con distribuciones de fuerzas laterales equivalentes invariantes en la altura, que incluye las contribuciones de los modos de vibración del comportamiento elástico, y emplea de manera aproximada, la teoría clásica de la dinámica de estructuras. A partir de esto, se determina la capacidad resistente de la estructura e información del comportamiento no-lineal como, por ejemplo, la secuencia en que las secciones van ingresando al rango no-lineal, los desplazamientos laterales en cada incremento de carga, drift de entrepisos, ductilidades, fallas de elementos por flexión y corte, esfuerzos, etc.

Es una técnica simple y eficiente que se sustenta en investigaciones realizadas sobre miembros estructurales reales aplicando cargas laterales para observar la formación secuencial de rótulas plásticas.

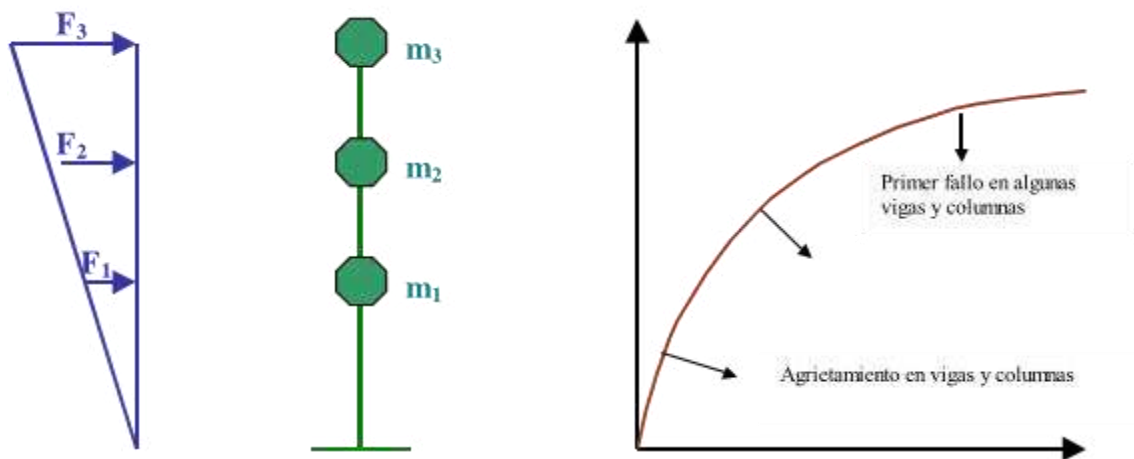
En este análisis primero actúan las cargas gravitacionales permanentes de la estructura, produciéndose las primeras deformaciones, luego actúan las cargas laterales que se incrementan de manera monótonica y se mantienen constantes, es decir, en un solo sentido

hasta que se forma la primera rótula plástica, presentado una redistribución de la rigidez de la estructura, así continua un proceso iterativo hasta que la estructura falla totalmente. Sucede lo mismo con las cargas laterales en la otra dirección.

En tal sentido, el análisis estático no-lineal consiste en un análisis por carga gravitacional y dos por cargas laterales en ambas direcciones. Asimismo, las curvas Pushover muestran la capacidad de la estructura y su comportamiento inelástico.

Este comportamiento y capacidad variará, de acuerdo, al detallado de los miembros estructurales. La capacidad deberá compararse con la demanda en el caso de estudio de estructuras existentes y con base en esta comparación se tomará la decisión de si se debe reforzar o no la edificación.

Figura 2.3. Esquema de procedimiento utilizado para el análisis Pushover



Fuente: (Peter Fajfar, A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design, 2000).

La forma de la distribución de las fuerzas laterales, constante, lineal, parabólica, etc., aplicada a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones (Fajfar, 2000).

Existen varios métodos para realizar este análisis dentro de los cuales se tienen: (FEMA-356, 2000) y (ATC-40, 1996). Ambos tienen como común denominador de representar gráficamente los resultados del pushover en términos de desplazamiento del techo vs cortante de la base del edificio. El análisis estático no-lineal (AENL) es capaz de detectar

debilidades de diseño que el análisis elástico no puede detectar. Por ejemplo, en el análisis estático lineal, se tienen debilidades, tales como mecanismos en pisos que no pueden ser detectados fácilmente (Elnashai y Di Sarno, 2008).

2.3.2.1. Aplicación del pushover al análisis sísmico no lineal: método del espectro capacidad- demanda

Permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de un edificio a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda [SSCS, 1996]. El método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente, usando como base procedimientos del análisis modal. Es necesario mencionar que estos procedimientos solo son válidos para estructuras de comportamiento lineal, pero su uso en estructuras de comportamiento no lineal, puede dar una buena aproximación que permita la representación del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas [Safina Melone, 2003].

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima del edificio, que servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado.

- La determinación del estado final de una estructura frente a un sismo es un problema complejo.
- El análisis dinámico no lineal es complicado y los resultados son sensibles al time-history usado.
- El Método de Capacidad – Demanda. Permite sustituir la estructura real no lineal por un sistema equivalente no lineal modal, representando la estructura por sus propiedades modales efectivas

Normativas de Origen:

- ATC-40 (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Applied Technology Council. California.
- FEMA (1997). Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency. Washington.

La capacidad de una estructura se determina mediante un análisis pushover con una distribución de carga similar a la del modo dominante.

La demanda se obtiene del espectro elástico de diseño para la ubicación de la estructura.

En el caso sísmico la demanda y la capacidad no son independientes, por lo que el proceso es iterativo.

Funciona bien en estructuras cuya respuesta está dominada por un modo de vibración.

La gran ventaja de este análisis con respecto al análisis estático lineal es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no-lineal del material (mientras que el análisis lineal esto se debe tener en cuenta de forma aproximada, mediante el factor de comportamiento o de reducción del espectro) y, por lo tanto, el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos durante un sismo (Moreno, 2006).

A continuación, describo los pasos necesarios para realizar el análisis pushover:

1. Crear el modelo computacional.
2. Ingresar las características constitutivas de los materiales.
3. Ingresar las dimensiones de las secciones de los miembros y el acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal y el detallado de cada uno de ellos.
4. Elige un nodo de control de desplazamiento, ejemplo sería uno ubicado en el último piso del edificio, preferiblemente en el centro de masa del mismo.
5. Calcular la resistencia real de las vigas y las columnas.
6. Indicar la posible ubicación donde podría formarse las rótulas plásticas en los miembros estructurales.
7. Aplicar fuerzas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura, incluyendo cargas a gravedad.
8. Incrementar las fuerzas laterales.
9. Graficar el cortante en la base y el desplazamiento en el tope de la estructura.
10. Revisar los criterios de aceptación en los elementos.
11. Aplicar un nuevo incremento de carga hasta que otro grupo de elementos alcancen la fluencia.
12. Agregar los valores obtenidos del cortante y el desplazamiento en el tope a los valores previos y graficarlos.
13. Repetir los pasos 11 y 12 hasta que la estructura alcance la falla.

2.3.3. Limitaciones del análisis estático no-lineal

Una de las limitantes del análisis pushover es la suposición que la estructura vibra en el primer modo, lo cual no se cumple para edificios de gran altura, ni para edificios asimétricos. Además de esa limitación, este método como su nombre lo indica, está basado en fuerzas estáticas por lo que no puede predecir un comportamiento para cargas cíclicas.

El análisis pushover se enfoca solo en la energía de deformación de una estructura, por lo que este procedimiento puede conducir a depreciar la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso (Guevara, N, Osorio, S y Vargas, E, 2006).

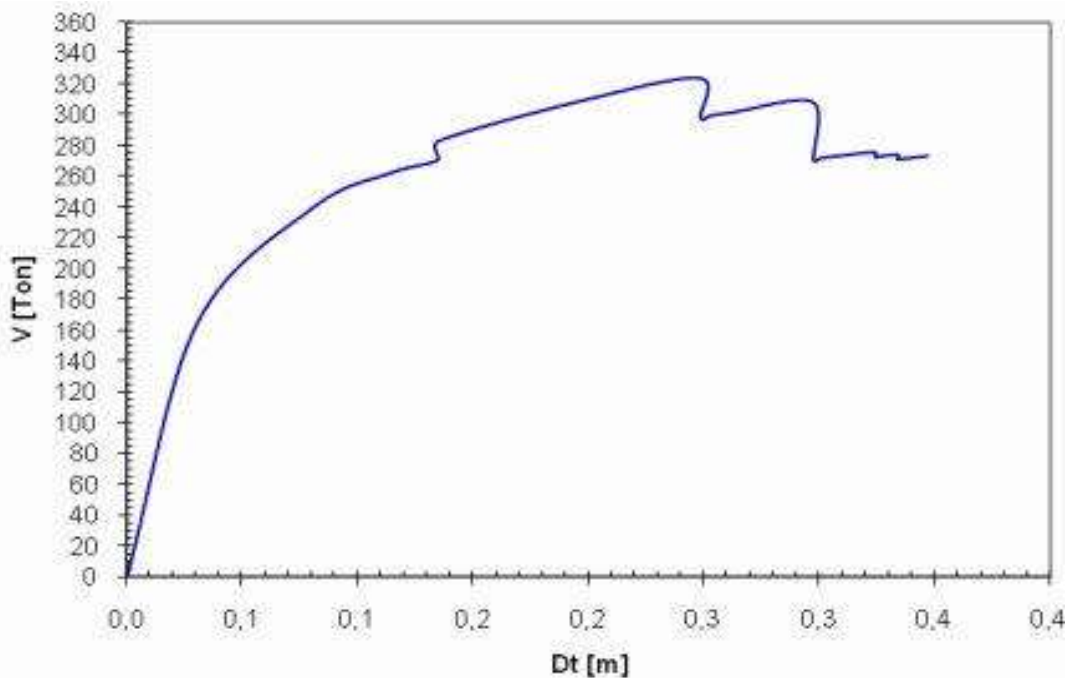
El daño estructural es función tanto de la deformación como de la energía sísmica. El procedimiento utilizado en el análisis de pushover asume implícitamente que el daño estructural depende solo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada en la estructura. Entonces, la aplicabilidad de esta medida de daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos cíclicos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma errática (Bonett, 2003).

Se encontró que la construcción de la curva capacidad, necesaria para implementar un análisis pushover, es muy sensible a la distribución horizontal de carga, lo que en teoría no debería de suceder.

2.4. Capacidad estructural.

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal como, por ejemplo, el análisis estático no lineal (análisis pushover). Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. Esta curva relaciona las fuerzas en la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (D_t) en el nivel superior de la estructura (ver Figura 2.4). El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

Figura 2.4. Ejemplo de curva de capacidad de una estructura espacial (corte basal vs. desplazamiento nivel superior)



Fuente: Aguiar R, Análisis sísmico por desempeño ,2003.

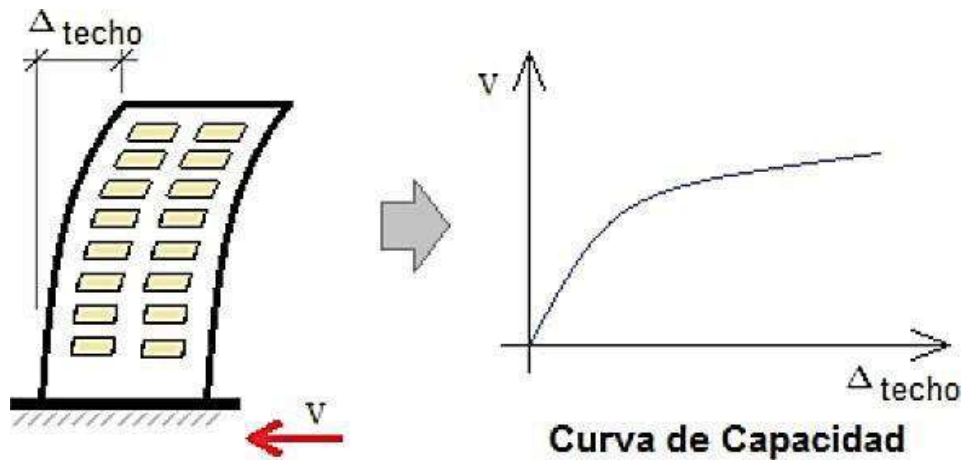
La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con períodos propios menores que 1 segundo. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos de vibración.

2.4.1. Curva de capacidad

2.4.1.1. Generalidades

El objetivo central del análisis no lineal estático “Pushover” es la generación de la Curva de Capacidad, que representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Este proceso provee al diseñador valores que le dan una visión más clara del comportamiento de una estructura.

Figura 2.5. Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad



Fuente: Aguiar, R. *Análisis sísmico por desempeño*, 2003.

La Capacidad es la representación gráfica de cuanto una estructura resiste una demanda sísmica. El comportamiento de una estructura depende de la manera en que su Capacidad maneja la demanda sísmica. En otras palabras, la estructura debe ser capaz de resistir la demanda del terremoto tal que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de desempeño.

La Capacidad total de una estructura depende de la resistencia y capacidades de deformación de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad más allá de los límites elásticos, se requiere alguna forma de análisis no lineal, tal como el procedimiento Pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza- desplazamiento de toda la estructura. El procedimiento se puede resumir en lo siguiente: el modelo matemático una estructura, inicialmente sin rótulas, es expuesto a fuerzas laterales hasta que algunos elementos alcancen su límite elástico, luego la estructura es modificada para tomar en cuenta la resistencia reducida de elementos donde su capacidad ha sido rebasada y se han producido rótulas. Una distribución de fuerzas laterales es otra vez aplicada hasta que en adicionales elementos se produzcan rótulas. Este proceso se continúa hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que un predeterminado límite sea alcanzado. La curva de capacidad Pushover aproximadamente nos indica como la estructura se comporta después de exceder su límite elástico.

2.4.1.2. Análisis plástico de primer orden

En un análisis convencional basado en rótulas plásticas, la inelasticidad del elemento estructural se supone concentrada en una rótula plástica de “longitud cero”. En otras regiones en el elemento estructural diferentes al de la rótula plástica se supone que tiene un comportamiento elástico. Si las fuerzas en una sección particular del elemento estructural son menores que la capacidad plástica de la sección, se supone un comportamiento elástico. Si es alcanzada la capacidad plástica, se forma una rótula plástica y la matriz de rigidez del elemento se modifica para tomar en cuenta la presencia de la rótula plástica. La respuesta de la sección transversal del elemento estructural, después de la formación una rótula plástica, se supone perfectamente plástica, sin la presencia del endurecimiento por deformación.

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

Para usar el “Método del espectro de capacidad “ propuesto por la ATC-40 es necesario convertir la Curva de Capacidad, que está en términos del 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) (s_a versus s_d). Las ecuaciones requeridas para hacer la transformación son:

$$PF_1 = \frac{\left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}}{g} \right]}{\left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (2.2)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i}{g} \right] \left[\frac{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (2.3)$$

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad (2.4)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad (2.5)$$

PF_1 = factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 = coeficiente modal de la masa para el primer modo natural

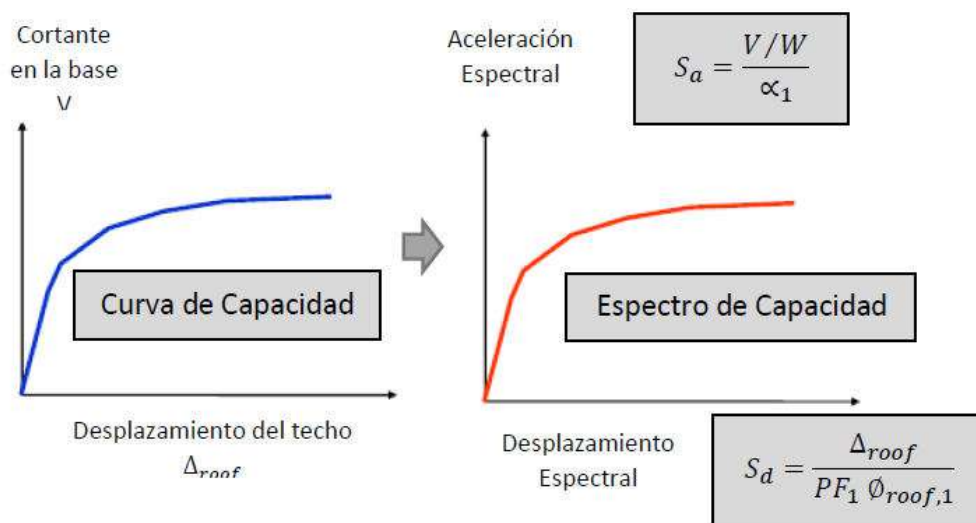
$\frac{w_i}{g}$ = masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} = amplitud del módulo 1 en el nivel i

N = nivel N , el nivel que es el más alto en la parte principal de la estructura
 V = cortante basal
 W = peso muerto del edificio más probable carga viva
 Δ_{techo} = desplazamiento del techo (V y el asociado Δ_{techo} componen puntos sobre la curva de capacidad)
 S_a = aceleración espectral
 S_d = desplazamiento espectral (s_a y el asociado s_d componen puntos sobre espectro de capacidad).

Fuente: Applied Technology Council ATC-40. (p.8-9)

Figura 2.6. Transformación de la curva de capacidad a un espectro de capacidad



Fuente: Adaptado de (ATC-40, 1996). (p.8-12)

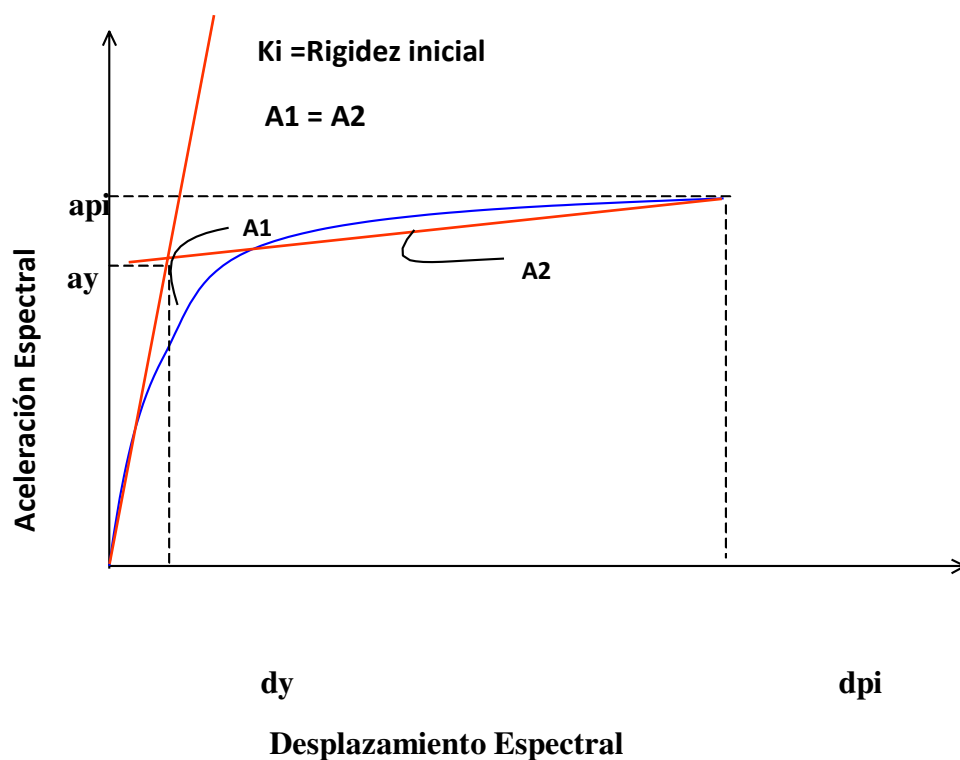
El proceso general para convertir la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad, que es, convertir la Curva de Capacidad de un formato cortante basal versus desplazamiento del techo a un formato de desplazamiento espectral versus aceleración espectral (formato ADRS), es primero calcular el factor de participación modal PF_1 y el coeficiente modal de masa α_1 usando las ecuaciones dadas. Entonces para cada punto sobre la curva de capacidad, V, Δ_{techo} , calcular el asociado punto S_a, S_d sobre el espectro de capacidad usando las ecuaciones dadas. (Vlaced Toledo, 2011).

2.4.3. Representación bilineal del espectro de capacidad

Una representación bilineal del espectro de capacidad es necesaria para estimar un

amortiguamiento efectivo y reducción apropiada de la Demanda Espectral. La construcción de la representación bilineal requiere la definición del punto ap_i, dp_i . Este punto es el punto de desempeño tentativo que es estimado por el diseñador para desarrollar un espectro de respuesta de demanda reducido. Si se encuentra que el espectro de demanda reducido interseca en el espectro de capacidad en el punto estimado ap_i, dp_i , entonces qué punto es el punto de desempeño. El primer estimado del punto ap_i, dp_i se designa como ap_1, dp_1 , el segundo punto se designará ap_2, dp_2 , y así sucesivamente.

Figura 2.7. Representación bilineal del método espectro de capacidad



Fuente: Adaptado de (ATC-40, 1996). (p.8-13)

Para construir la representación bilineal dibuje una primera línea siguiendo la rigidez inicial del edificio desde el origen. Dibuje una segunda línea desde el punto de desempeño tentativo ap_i, dp_i hacia abajo hasta intersectar la primera línea en el punto ay, dy con una pendiente tal que el área designada A_1 sea aproximadamente igual al área designada como A_2 . La intención al hacer que el área A_1 sea igual al área A_2 es para tener área igual bajo el Espectro de Capacidad y su representación bilineal, y esto para tener igual energía asociada con cada curva.

2.5. Espectro de demanda

Los espectros de demanda muestran simultáneamente los espectros clásicos de aceleración y desplazamiento en un solo gráfico, donde los ejes horizontal y vertical corresponden a los valores del desplazamiento espectral (**S_d**) y de la aceleración espectral (**S_a**) respectivamente. Los periodos corresponden a rectas inclinadas. Para propósitos de análisis y diseño se usan espectros suavizados envolventes, cabe resaltar que nuestra norma peruana N.T.P. inciso E.030. considera sismo de diseño correspondiente a eventos con periodo de retorno de 475 años.

2.5.1. Niveles Sísmicos

El ATC-40 considera tres niveles sísmicos los cuales son: Sismo de Servicio, Sismo de Diseño y Sismo Máximo. Estos niveles sísmicos se definen a continuación:

2.5.1.1. Sismo de Servicio.

El Sismo de Servicio es definido como el nivel de sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de sismo es típicamente 0.5 veces el Sismo de Diseño. El Sismo de Servicio representa un nivel frecuente de sacudimiento del suelo que es probable a ser experimentado durante la vida del edificio. En términos probabilísticos el Sismo de Servicio tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 75 años.

2.5.1.2. Sismo de Diseño.

El Sismo de Diseño es definido como el sismo que tiene 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. El Sismo de Diseño representa un nivel infrecuente de sacudida del suelo que puede ocurrir durante la vida del edificio. En términos probabilísticos el Sismo de Diseño tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 475 años.

2.5.1.3. Sismo Máximo.

El Sismo Máximo es definido como el máximo nivel sismo que se puede esperar en el lugar donde está situado el edificio dentro de un conocido marco geológico de trabajo. Esta intensidad de movimiento de suelo puede ser calculado como el nivel de sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años de periodo. En términos probabilísticos, el

Sismo Máximo tiene un periodo de retorno de aproximadamente 975 años.

2.5.1.4. Espectro inelástico o de respuesta de la norma E.030.

El espectro inelástico es usado para el diseño según la norma E.030 en esta norma propone un espectro inelástico aplicando una reducción de fuerzas sísmicas, asumiendo que la misma superara su rango elástico y disipara energía para lo cual se requiere que sea demasiado dúctil, la norma considera este tipo de espectro puesto que el factor R, está relacionada con el daño de la estructura. Este considera un periodo de retorno de 475 años.

Tabla 2.6. Obtención del espectro inelástico de aceleraciones acorde a la norma técnica de diseño sismorresistente E-030-2018.

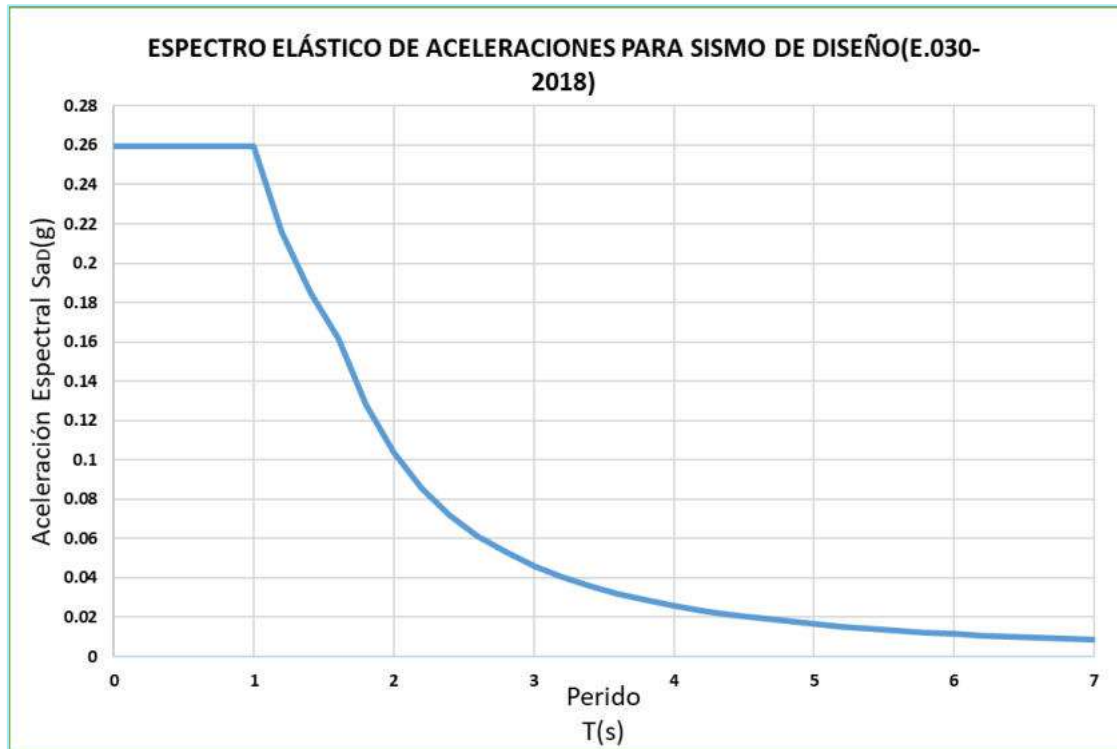
Datos	Valor	Descripción
Z =	0.25	(Zona 2-Mediana sismicidad)
S=	1.4	S3: Suelo Flexible
Tp=	1	Periodos
Tl=	1.6	Periodos
U=	1	C: Edificaciones comunes
R0 **=	6	Coefficiente de reducción
Ia ***=	0.75	Irregularidad en altura
Ip ***=	0.75	Irregularidad en planta

- *Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_0 que corresponda.
- **Los factores de irregularidad (Ia e Ip) son los menores de los factores estimados en cada caso.
- Tabulación de Valores "T", "C", "Sa"

Tabla 2.7. Espectro elástico de aceleraciones acorde la Norma Técnica E.030-2018 para el sismo inelástico

T vs. Sa	
T	ZUCS/R
0	0.2593
0.2	0.2593
0.3	0.2593
0.4	0.2593
0.6	0.2593
0.8	0.2593
1	0.2593
1.2	0.2160
1.4	0.1852
1.6	0.1620
1.8	0.1280
2	0.1037
2.2	0.0857
2.4	0.0720
2.6	0.0614
2.8	0.0529
3	0.0461
3.2	0.0405
3.4	0.0359
3.6	0.0320
3.8	0.0287
4	0.0259
4.2	0.0235
4.4	0.0214
4.6	0.0196
4.8	0.0180
5	0.0166
5.2	0.0153
5.4	0.0142
5.6	0.0132
5.8	0.0123
6	0.0115
6.2	0.0108
6.4	0.0101
6.6	0.0095
6.8	0.0090
7	0.0085

Figura 2.8. Espectro inelástico de aceleraciones para un sismo de diseño acorde a la Norma Técnica E.030-2018



2.5.1.5. Espectro elástico (Espectro para la verificación del desempeño sísmico)

El espectro elástico de diseño corresponde al espectro sin reducir, con R=1, siendo, entonces el espectro elástico queda definido así:

$$Sa = Z * U * C * S * g \tag{2.6}$$

Donde:

Sa: Aceleración espectral

Z: Factor de zona

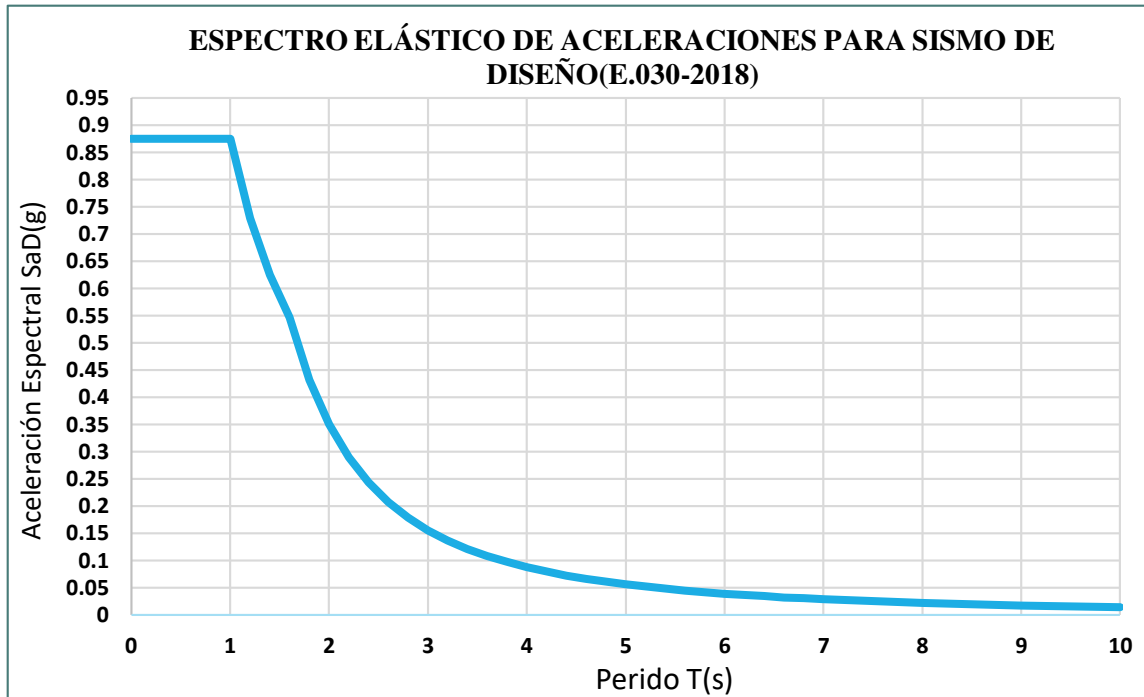
U: Factor de uso

C: Factor de amplificación sísmica

S: Factor de suelo

g: Aceleración gravitacional

Figura 2.9. Espectro elástico de aceleraciones para un sismo de diseño acorde a la Norma Técnica E.030-2018



El espectro elástico de la figura 2.9. corresponde a un Sismo de Diseño. Para determinar los niveles de sismo de servicio y sismo máximo (ver figura 2.10), que nos permitirán emplear la metodología de evaluación por desempeño seguiremos la siguiente recomendación dada por la norma ATC-40:

$$Sa_S = 0.5Sa_D \quad (2.7)$$

$$Sa_M = 1.5Sa_D \quad (2.8)$$

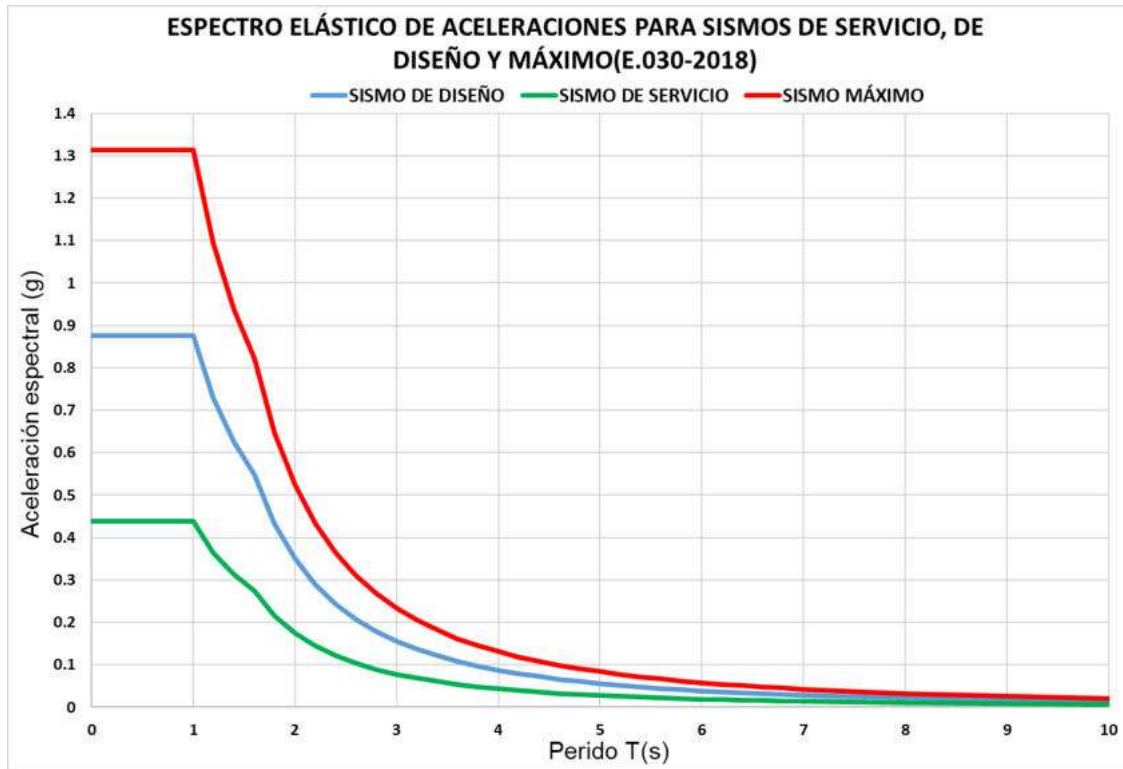
Donde:

Sa_D = Aceleración espectral del sismo de diseño

Sa_S = Aceleración espectral del sismo de servicio

Sa_M = Aceleración espectral del sismo máximo

Figura 2.10. Espectro elástico de aceleraciones para sismo de servicio, de diseño y máximo acorde a la Norma Técnica E.030-2018



2.5.2. Sismo de diseño elástico de la Norma Técnica Peruana E.030 en formato aceleración espectral versus desplazamiento espectral (ADRS)

Transformaremos el espectro de demanda elástico (Sismo de Diseño) que está en un dominio de aceleración espectral vs. Periodo a un dominio de aceleración espectral vs. desplazamiento espectral. Cada punto de la curva del espectro de respuesta está asociado con una única aceleración espectral, S_a , velocidad espectral, S_v , desplazamiento espectral, S_d y un periodo, T . Para convertir un espectro desde su forma estándar aceleración espectral vs periodo, es necesario determinar el valor de S_{di} para cada punto de la curva, S_{ai} , T_i . Esto puede ser hecho por la siguiente ecuación:

De la conocida relación $S_v = wS_d = \frac{S_a}{w}$, y por otro lado $w = \frac{2\pi}{T}$

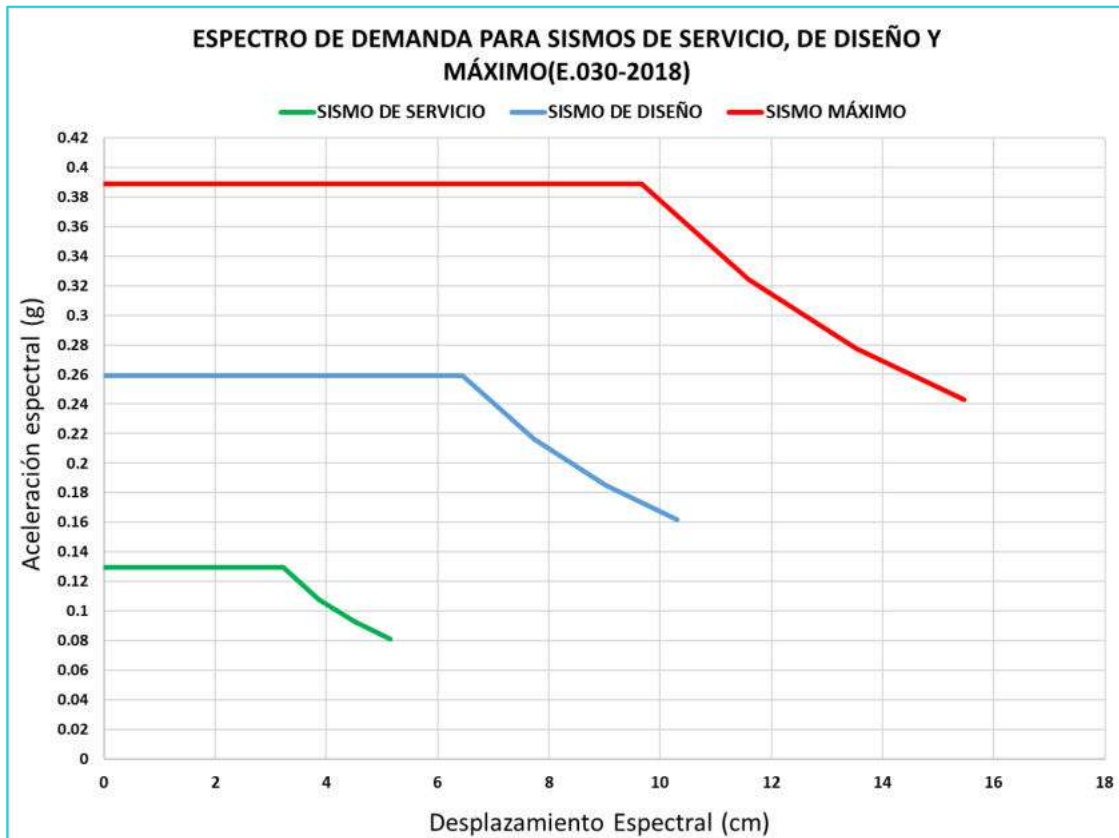
w = frecuencia circular o angular del sistema, luego:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g \quad (2.9)$$

En la figura 2.11. se muestra los mismos espectros elásticos de aceleraciones acorde a la

Norma Técnica E.030-2018 de la figura 2.12., expresados en coordenadas aceleración espectral vs desplazamiento espectral.

Figura 2.11. Espectro de aceleraciones elásticas para un sismo de servicio, de diseño y máximo acorde a la Norma Técnica Peruana E-030



2.5.3. Cálculo del amortiguamiento y reducción del espectro de respuesta

Se usa factores de reducción de la respuesta espectral para disminuir el espectro de respuesta elástico (5% de amortiguamiento) a un espectro de respuesta reducido con amortiguamiento mayor que 5% del amortiguamiento crítico.

El amortiguamiento que ocurre cuando algún terremoto conduce a una estructura dentro del rango inelástico puede ser visto como una combinación del amortiguamiento viscoso, que es inherente en la estructura, y el amortiguamiento hysterético. El amortiguamiento hysterético está relacionado al área bajo el lazo que se forma cuando las fuerzas sísmicas (cortante basal) se plotea contra el desplazamiento de la estructura. El amortiguamiento hysterético puede ser representado como un amortiguamiento viscoso equivalente usando ecuaciones que están disponibles en la literatura. El amortiguamiento viscoso equivalente,

β_{eq} , asociado con el máximo desplazamiento, d_{pi} , se puede estimar mediante la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0.05 \quad (2.10)$$

Donde:

β_o = Amortiguamiento hysterético

0.05 = 5% de amortiguamiento viscoso inherente en la estructura (se supone que es constante).

El término β_o puede ser calculado como:

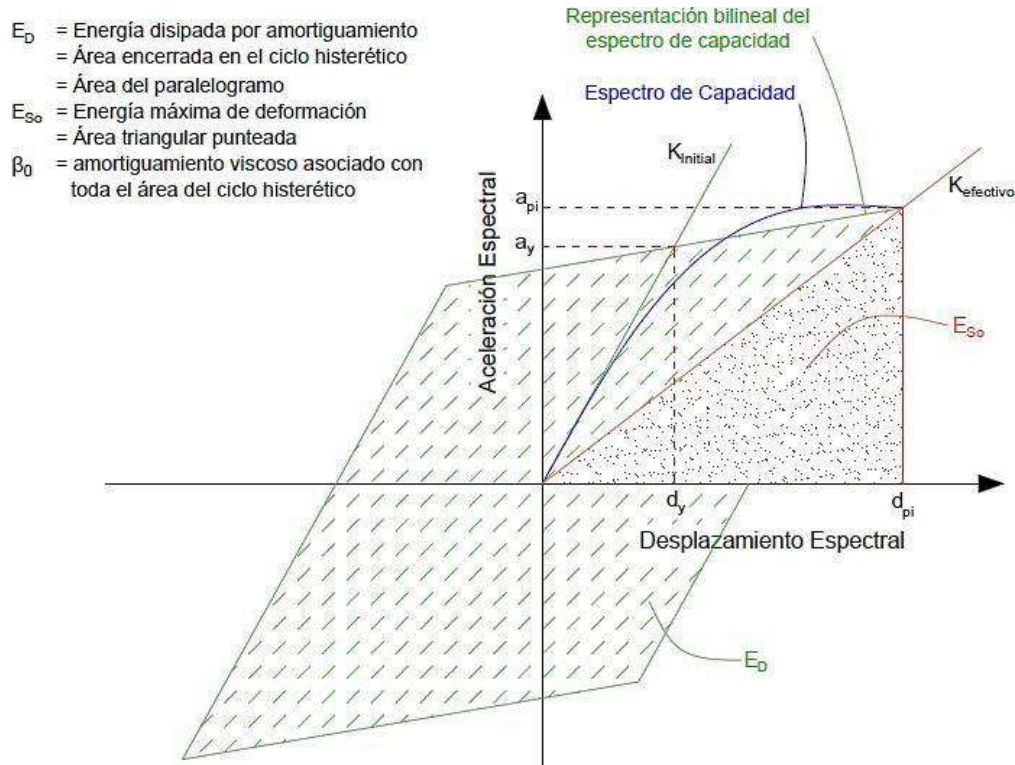
$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} \quad (2.11)$$

Donde:

E_D = Energía disipada por amortiguamiento

E_{SO} = Energía de deformación máxima

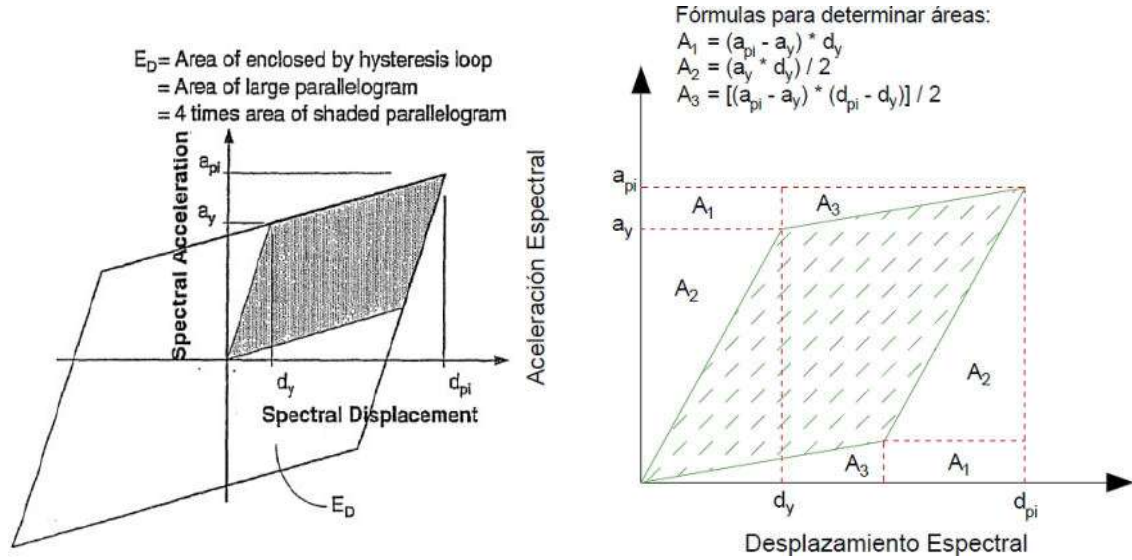
Figura 2.12. Cálculo de amortiguamiento para la reducción espectral



Fuente: ATC-40, 1996. (p.8-14)

E_D es la energía disipada por la estructura en un ciclo de movimiento, que es, el área encerrada por un lazo de histéresis. E_{SO} que es la energía de deformación máxima asociada con un ciclo de movimiento, que es, el área del triángulo sombreado.

Figura 2.13. Derivación de la energía disipada por amortiguamiento ED



Fuente: ATC-40, 1996. (p.8-15)

El término E_D puede ser hallado como:

$$E_D = 4 * (a_{pi}d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3) \quad (2.12)$$

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (2.13)$$

El término E_{SO} puede ser calculado como:

$$E_{SO} = a_{pi}d_{pi} / 2 \quad (2.14)$$

Así, β_o puede escribirse como:

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{\frac{a_{pi}d_{pi}}{2}} \right] \quad (2.15)$$

$$\beta_o = 0.637 \left[\frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} \right] \quad (2.16)$$

y cuando β_o es escrito en términos de porcentaje del amortiguamiento crítico, la ecuación se vuelve:

$$\beta_o = 0.637 \left[\frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right] \quad (2.17)$$

Así β_{eq} se vuelve:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (2.18)$$

El valor del amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} se puede usar para estimar factores de reducción espectral. Los factores de reducción espectral son usados para disminuir el espectro de respuesta elástico (con 5% de amortiguamiento) a un reducido espectro de respuesta con amortiguamiento mayor que 5% del amortiguamiento crítico.

Para edificios existentes que no son típicamente dúctiles, el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} y el lazo de histéresis idealizado conduce a resultados que sobreestima los niveles reales de amortiguamiento. Para salvar esta situación se introduce el concepto de amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} usando un factor de modificación de amortiguamiento, k .

$$\beta_{eff} = k\beta_o + 5 = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (2.19)$$

a_{pi}, d_{pi} = Coordenadas del punto escogido del espectro de capacidad.

a_y, d_y = Coordenadas del punto de fluencia efectiva.

k = Factor de reducción del amortiguamiento.

Fuente: Applied Technology Council ATC-40. (p.8-15)

Tabla 2.8. Valores del factor de modificación de amortiguamiento k

Tipo de Comportamiento Estructural	β_o (%)	k
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$

Tipo B	≤ 25	0.67
	> 125	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier otro valor	0.33

Fuente: Adaptado ATC-40, 1996. (p.8-17).

2.5.4. Cálculos de los factores de reducción espectral

Las ecuaciones para los factores de reducción de la respuesta espectral SR_A y SR_V son:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \quad (2.20)$$

$SR_A \geq$ a valores dados en la tabla 2.12.

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad (2.21)$$

$SR_V \geq$ a valores dados en la tabla 2.9.

Observe que los valores para SR_A y SR_V deben ser mayores o iguales a los valores dados en la siguiente tabla:

Fuente: Applied Technology Council ATC-40. (p.8-17)

Tabla 2.9. Mínimos valores permitidos de SR_A y SR_V

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

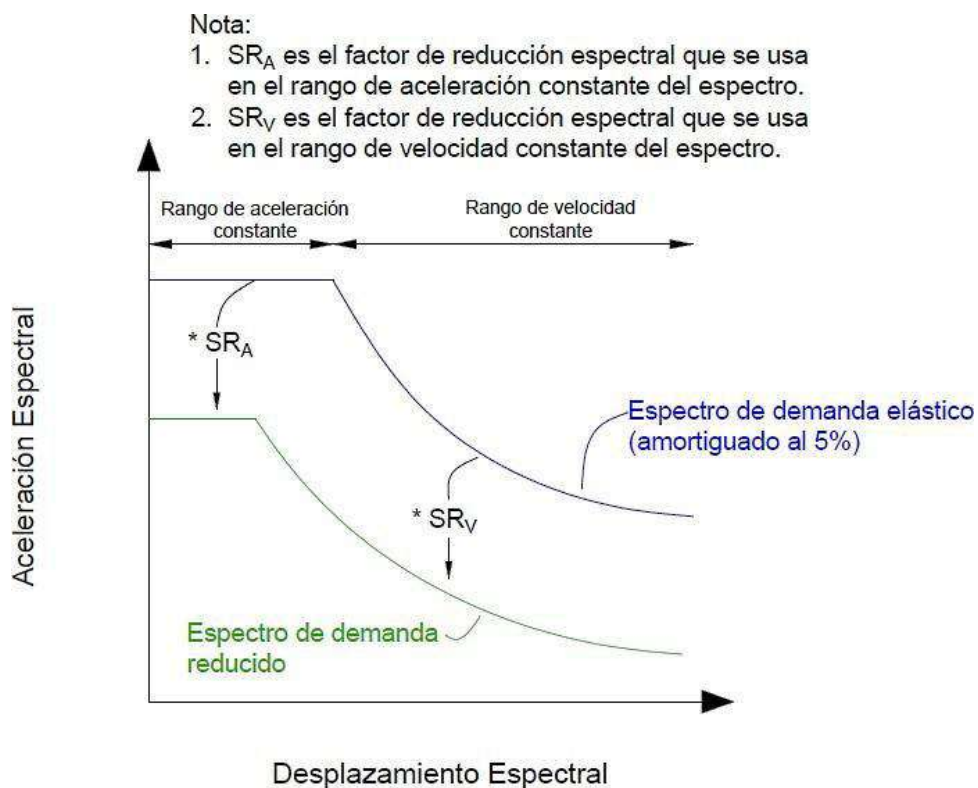
Fuente: Adaptado ATC-40, 1996. (p.8-17)

- Comportamiento estructural tipo **A** es esencialmente para edificios nuevos.
- Comportamiento estructural tipo **B** es para edificios en promedio existentes.
- Comportamiento estructural tipo **C** es para edificios que se consideran con ductilidad pobre existentes.
- Para el presente trabajo se considera comportamiento estructural tipo A.

El factor SR_A corresponde a la zona de aceleraciones (parte plana del espectro de demanda) SR_V y el factor a la zona de velocidades. Estos factores se multiplican a las aceleraciones espectrales del espectro elástico original, a fin de obtener las aceleraciones espectrales inelásticas.

Los factores de reducción espectral (SR_A y SR_V) se utilizan para disminuir el espectro de demanda elástico (amortiguado al 5%) a un espectro de demanda reducido con amortiguación mayor que el 5% de amortiguamiento crítico, tal como se muestra en la siguiente figura:

Figura 2.14. Espectro de demanda elástico amortiguado 5% y su reducción



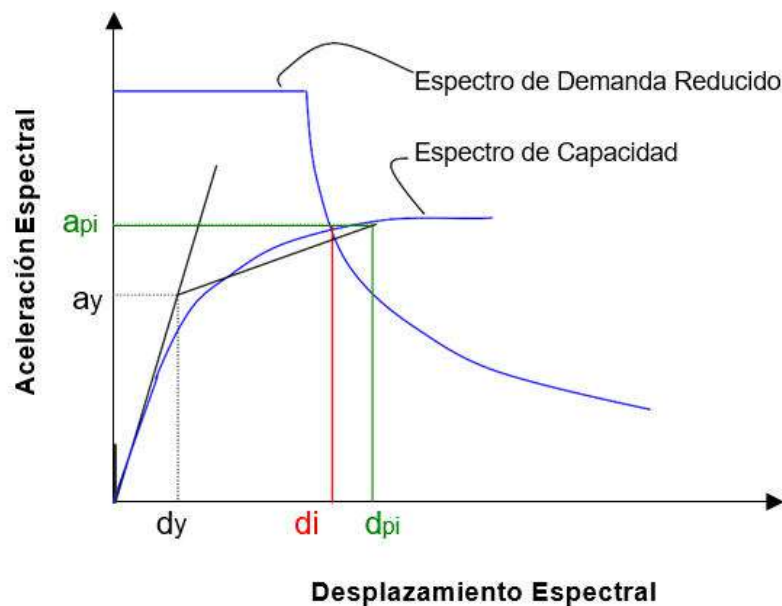
Fuente: Adaptado de ATC-40,1996. (p.8-16)

2.6. Punto de desempeño

2.6.1. Según el ATC-40

Intersección del Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda. Cuando el desplazamiento en la intersección del Espectro de Demanda y el Espectro de Capacidad, d_i , está dentro de un 5% del desplazamiento del punto de desempeño tentativo ($0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$), a_{pi} , d_{pi} , este punto se convierte en el Punto de Desempeño. Si la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad no está dentro de la tolerancia aceptable indicada entonces un nuevo a_{pi} , d_{pi} es seleccionado y el proceso se repite.

Figura 2.15. Punto de intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable



Fuente: Adaptado de ATC-40, 1996. (p.8-21)

Observación:

a_{pi} , d_{pi} = Punto de desempeño tentativo.

d_i = Desplazamiento en el punto de intersección de la curva de capacidad y el espectro de demanda reducido.

➤ El punto de desempeño tentativo a_{pi} , d_{pi} es aceptable si $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$.

- El punto de desempeño representa el desplazamiento estructural máximo esperado para una demanda de terremoto especificada.

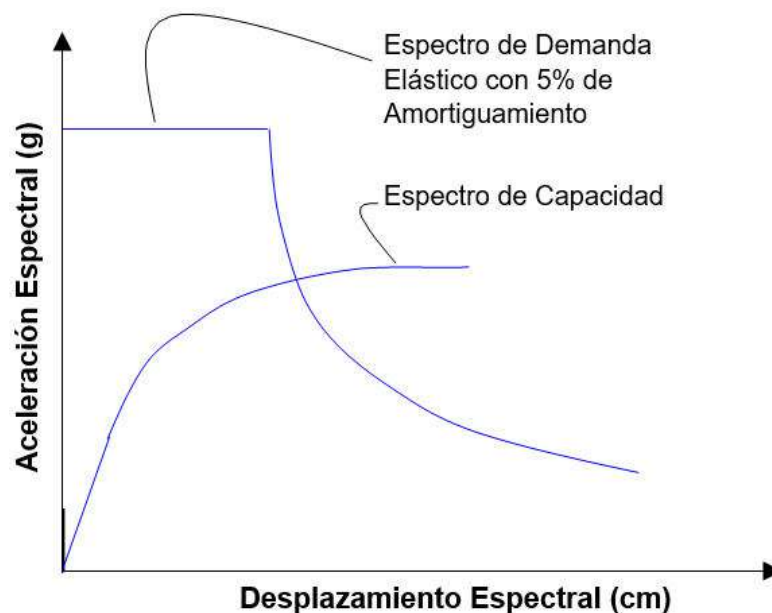
2.6.1.1. Cálculo del punto de desempeño

Este procedimiento es de directa aplicación. Incluye los siguientes pasos.

Desarrollar un espectro de respuesta elástico reducido, con 5% de amortiguamiento apropiado para el sitio.

Transformar la curva de capacidad en un espectro de capacidad, poner el espectro de capacidad y el espectro de demanda en el mismo gráfico.

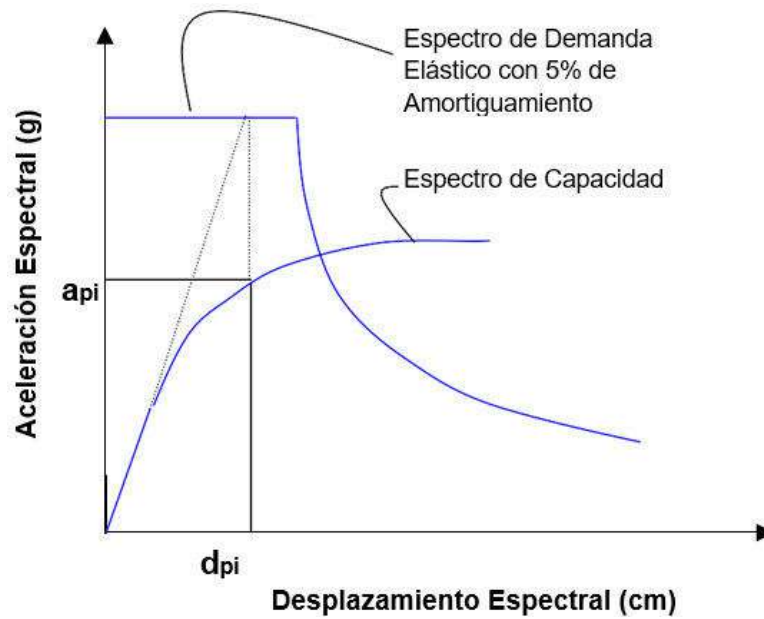
Figura 2.16. Procedimiento de espectro de capacidad después del paso 2



Fuente: Adaptado de ATC-40, 1996. (p.8-22)

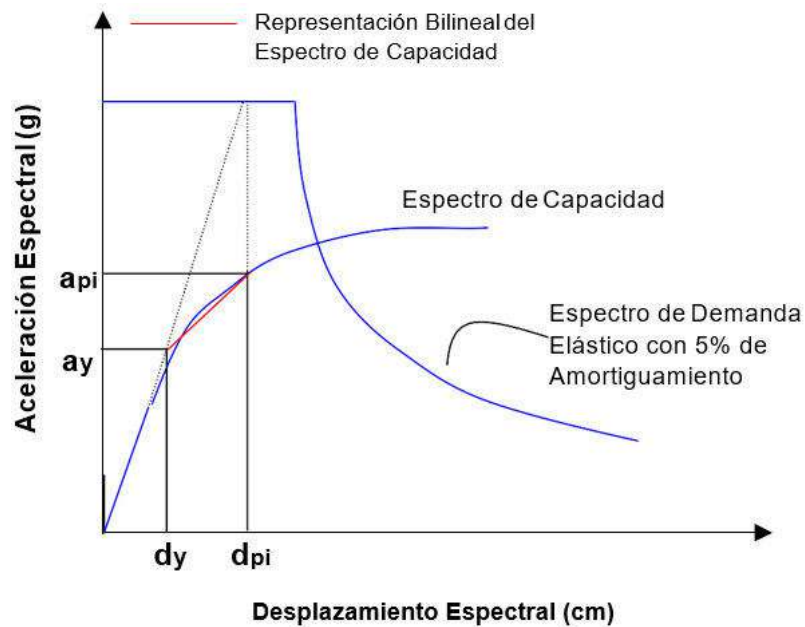
Seleccionar un punto de desempeño tentativo a_{pi} , d_{pi} . Un primer punto de a_{pi} , d_{pi} puede ser el desplazamiento obtenido usando método de aproximación del desplazamiento igual (equal displacement approximation), o puede ser el punto final del espectro de capacidad, o cualquier otro punto escogido según el juicio del diseñador.

Figura 2.17. Procedimiento de espectro de capacidad después del paso 3



Fuente: Adaptado de ATC-40, 1996. (p.8-22)

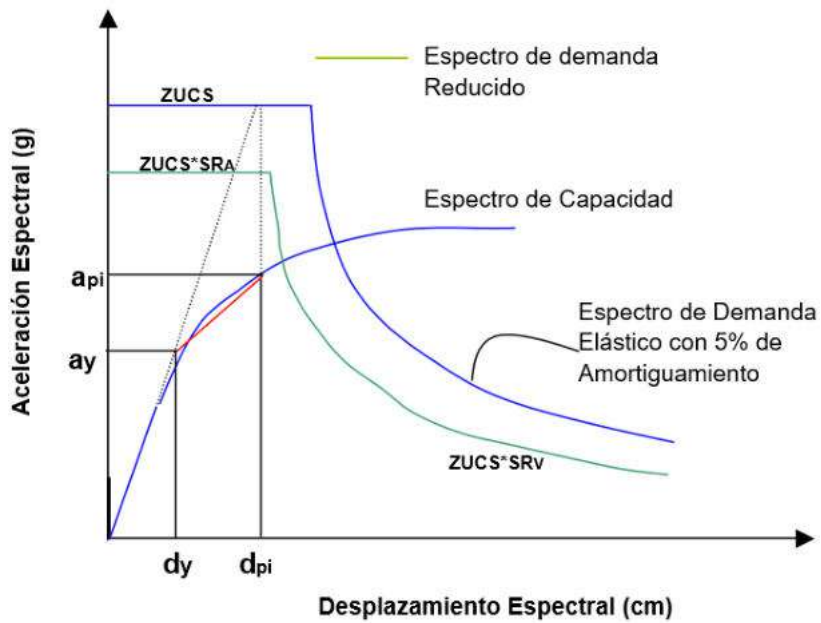
Figura 2.18. Procedimiento de espectro de capacidad después del paso 4



Fuente: Adaptado de ATC-40, 1996. (p.8-23)

Calcular los factores de reducción espectral SR_A y SR_V . desarrollar el espectro de demanda reducido como se muestra:

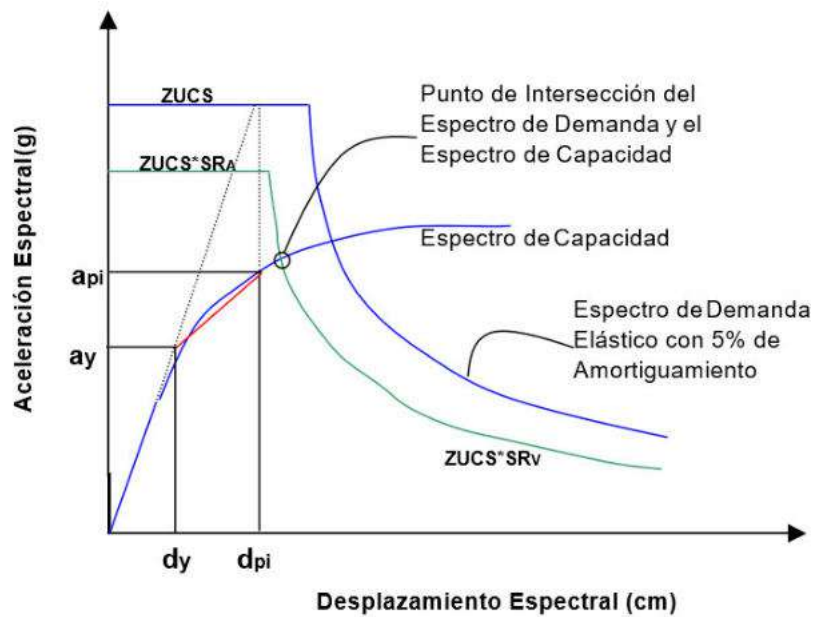
Figura 2.19. Procedimiento después del paso 5



Fuente: Adaptado de ATC-40, 1996. (p.8-23)

Determinar si el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad en el punto a_{pi} , d_{pi} , o si el desplazamiento en que el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad, d_i , está dentro de la aceptable tolerancia.

Figura 2.20. Procedimiento después del paso 6

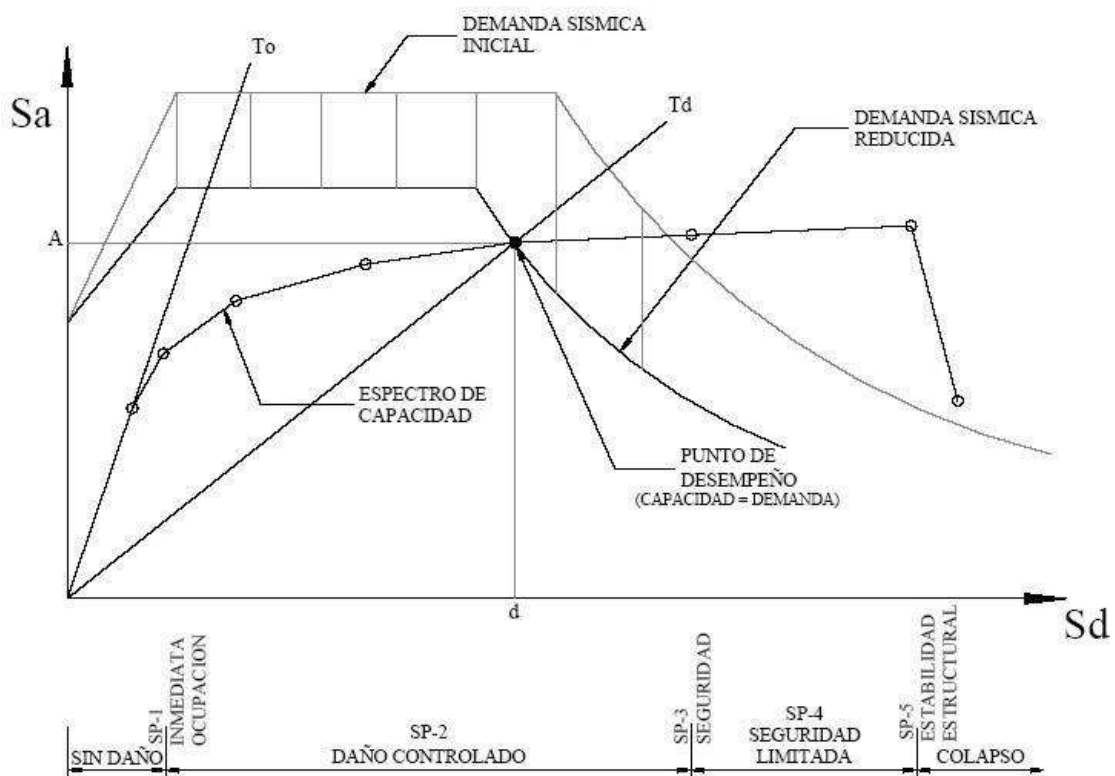


Fuente: Adaptado de ATC-40, 1996. (p.8-23)

Si el espectro de demanda no interseca el espectro de capacidad dentro de una aceptable tolerancia, entonces seleccionar un nuevo punto a_{pi} , d_{pi} y volver al paso 4. Un nuevo punto de a_{pi} , d_{pi} puede ser el punto de intersección determinado en el paso 6.

Si el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad dentro de la tolerancia aceptable, entonces el punto de desempeño tentativo a_{pi} , d_{pi} , es el punto de desempeño a_p , d_p , y el desplazamiento d_p , representa el desplazamiento estructural máximo esperado para el terremoto de demanda.

Figura 2.21. Espectro de capacidad-demanda



Fuente: ATC-40, 1996. (p.8-12)

2.7. Límites de aceptabilidad

El cumplimiento de los objetivos de desempeño de una edificación se evalúa mediante la comparación de los resultados del análisis estático no lineal con los límites de aceptabilidad para los niveles de desempeño previamente determinados.

Para un mejor entendimiento de los límites de aceptabilidad, es necesario el conocimiento de los siguientes conceptos:

➤ **Elemento, componente y acción:**

El elemento es un subensamblaje que forma parte de una estructura. Por ejemplo: pórticos, muros de corte, diafragmas.

El componente es un miembro individual del elemento. Por ejemplo: la columna de un pórtico, la viga de acople de un muro de corte.

La acción es un grado de libertad independiente, asociado con un componente y expresado en términos de fuerza y su respectiva deformación asociada. Por ejemplo: momento-rotación.

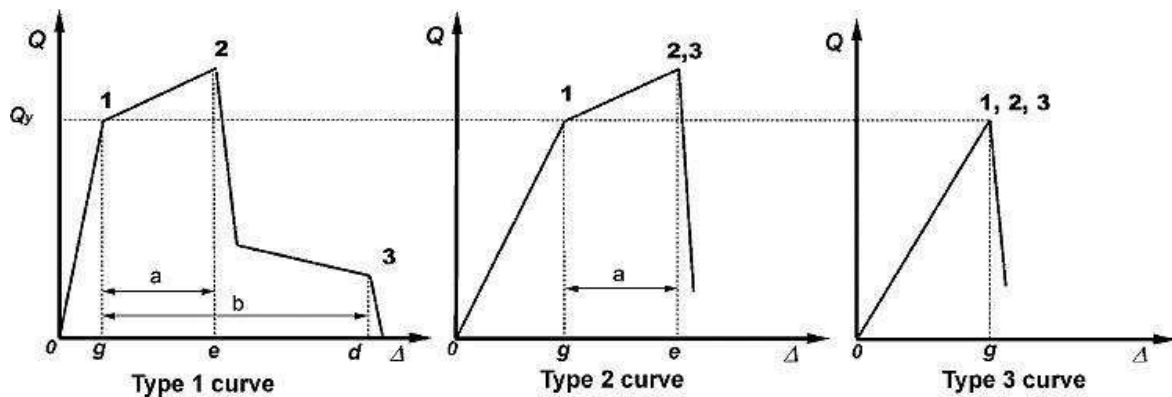
➤ **Elementos y componentes primarios y secundarios:**

- Elementos y componentes primarios: proporcionan la mayor parte de la resistencia lateral de la edificación en el punto de desempeño. Son necesarios para resistir la carga lateral luego de varios ciclos de movimiento sísmico del terreno.
- Elementos y componente secundarios: no son necesarios para proporcionar resistencia lateral a la edificación. Pueden aportar resistencia lateral, pero no son indispensables.

➤ **Acciones de deformación y fuerza controlada:**

Acorde a la norma FEMA-356 todas las acciones deben clasificarse como de deformación controlada o fuerza controlada, utilizando las curvas fuerza versus deformación.

Figura 2.22. Curvas fuerza – deformación de componentes



Fuente: FEMA-356, Seismic Rehabilitation Prestandard, 2000(p.2-13)

- La curva tipo 1 representa un comportamiento dúctil típico, donde se define el rango elástico (0-1), seguido del rango plástico incluyendo el endurecimiento (1-2) y el rango de resistencia degradada (2-3). La fuerza residual en el punto 3 es significativa y aporta capacidad para soportar cargas de gravedad. Las acciones de componentes primarios que muestren este comportamiento serán clasificadas como deformación controlada si se cumple que $e > 2g$, de lo contrario serán de fuerza controlada. Para acciones de componentes secundarios, serán clasificados como deformación controlada para cualquier relación e/g .
- La curva tipo 2 representa un comportamiento poco dúctil. Se caracteriza por la pérdida de capacidad para soportar cargas de gravedad más allá del punto 2. Las acciones de componentes primarios y secundarios que muestren este comportamiento serán clasificadas como deformación controlada si se cumple que $e > 2g$, de lo contrario serán de fuerza controlada.
- La curva tipo 3 es para un comportamiento frágil o comportamiento no dúctil. Después del rango elástico (0-1) hay pérdida de rigidez y de capacidad para soportar cargas gravitacionales. Las acciones de componentes primarios y secundarios que muestren este comportamiento serán clasificadas como fuerza controlada.

2.7.1. Propuesta de la norma ATC-40

Existen algunas consideraciones importantes, dadas por la norma ATC-40, a tener en cuenta respecto a los límites de aceptabilidad:

- Si la respuesta calculada de la estructura, para un sismo especificado, supera cualquiera de los límites de aceptabilidad global de la edificación o de elementos y componentes, para el nivel de desempeño apropiado, se considerará que la edificación no alcanza el objetivo de desempeño.
- Cuando no se cumplan los criterios de aceptación, es necesario redefinir los objetivos de desempeño o reforzar la edificación
- Los límites de respuesta de la norma ATC-40 se refieren únicamente a la estructura

de la edificación. Los límites de la respuesta no estructural no se incluyen, excepto en la medida en que los límites globales de la deriva del edificio influirán en la aceptabilidad de los elementos no estructurales.

- Además de los límites numéricos de aceptabilidad, la norma ATC-40 también presenta límites descriptivos del desempeño esperado. Estos están destinados a guiar la selección de los niveles de desempeño adecuados, y no están destinados a ser utilizados como criterios de aceptación estrictos.

Acorde a la norma ATC-40, los límites de aceptabilidad se dividen en dos categorías: límites de aceptabilidad global de la edificación y límites de aceptabilidad de elementos y componentes.

2.7.2. Límites de aceptabilidad global de la edificación

Incluyen requisitos para la capacidad de soportar cargas gravitacionales, resistencia a la carga lateral y límites de deriva lateral.

1) Cargas de gravedad:

El edificio debe tener la capacidad de soportar el total de cargas gravitacionales aplicadas para que pueda cumplir con el estado de daño de seguridad de vida (o daño severo); si algún elemento o componente de la edificación ha sufrido grandes daños y ha perdido la capacidad de soportar estas cargas, la estructura debe ser capaz de redistribuirlas en el resto de los elementos (ATC-40, noviembre 1996).

2) Deformaciones laterales:

Cuando una edificación es sometida a cargas sísmicas responde desplazándose lateralmente, lo cual se representa con la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal (pushover). Para definir los límites de deformaciones laterales de cada nivel de desempeño se multiplican los valores adimensionales de la Tabla 2.10 por la altura del edificio.

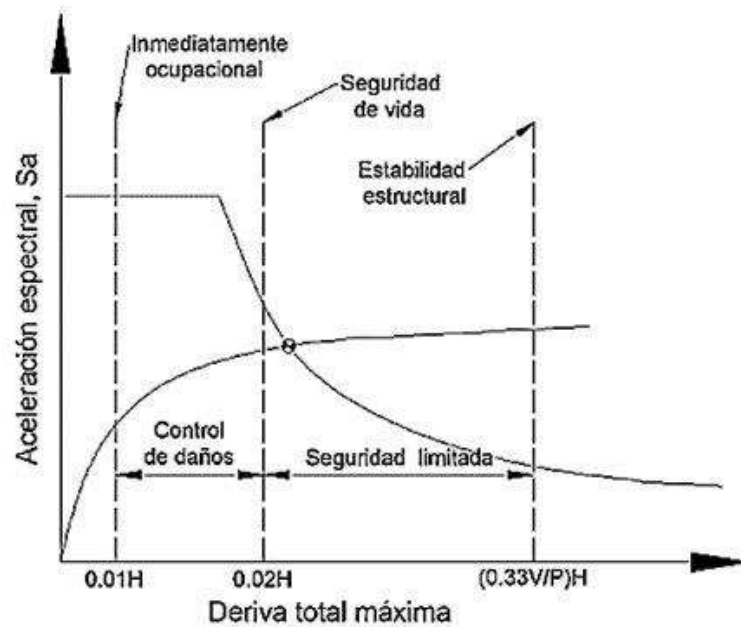
Tabla 2.10. Límites de deformación ATC-40.

Límite de derivas de entrespacio	Niveles de desempeño estructural			
	Ocupación Inmediata	Control de daño	Seguridad de Vida	Estabilidad estructural
Deriva total máxima	0.01H	0.01H-0.02H	0.02H	0.33Vi/Pi
Deriva inelástica máxima	0.005H	0.005H-0.015H	Sin limite	Sin limite

Fuente: Adaptado de ATC-40. (P.11-4).

Dónde: H es la altura del edificio.

Figura 2.23. Límites de derivas para cada nivel de desempeño



Fuente: Adaptado de ATC-40. (P.11-5).

Se muestra de manera gráfica como se establecen los límites de derivas laterales para cada nivel de desempeño de la estructura.

2.8. Definición de términos básicos

➤ Diseño basado en el desempeño sísmico

El diseño sísmico basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permita el dimensionamiento y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería de ser dañada más allá de ciertos estados límites (Bertero, en SEAOC, 1995).

➤ Nivel de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAOC VISION 200 Committee, 1995), (ATC-40, 1996), (FEMA 356, 2000).

➤ Capacidad estructural

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como, por ejemplo, el análisis estático no lineal (análisis Pushover).

Curva de capacidad representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura (ATC-40, 1996).

➤ Análisis pushover

permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura para sismos severos. El análisis consiste en aplicar cargas horizontales, en un patrón establecido, sobre un modelo computacional de la estructura, y graficar la fuerza cortante total aplicada y el desplazamiento lateral asociado a cada incremento, hasta que la estructura alcance una condición de estado límite o colapso (ATC-40, 1996).

➤ Nivel de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite

o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAOC VISION 200 Committee, 1995), (ATC-40, 1996), (FEMA 356, 2000).

➤ **Análisis no-lineal**

Al utilizar este procedimiento, es posible aproximarse al comportamiento del edificio, ya que las representaciones del comportamiento de las estructuras tienen menor incerteza; es decir, se pueden definir los mecanismos de falla y el potencial colapso progresivo.

➤ **Análisis estático no-lineal**

El análisis estático no-lineal considera parámetros más específicos sobre deformación de materiales donde los edificios son sometidos a cargas laterales provocadas por sismos. El objetivo principal que se realizó el análisis no-lineal es verificar el comportamiento de la estructura en el rango inelástico.

Análisis Plástico de Primer Orden

En un análisis convencional basado en rótulas plásticas, la inelasticidad del elemento estructural se supone concentrada en una rótula plástica de “longitud cero”.

➤ **Movimientos sísmicos de diseño.**

Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseado. Estos eventos sísmicos discretos se denominan “Movimientos sísmicos de diseño”. Los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al comité VISION 2000, al ATC-40 y al FEMA 356.

➤ **Espectro de capacidad**

Es la representación de la curva de capacidad al transformar la fuerza cortante V y el desplazamiento el techo D_t a coordenadas de aceleración espectral SA y desplazamientos espectral SD respectivamente.

➤ **Espectro de demanda**

Los espectros de demanda muestran simultáneamente los espectros clásicos de aceleración y desplazamiento en un solo gráfico, donde los ejes horizontal y vertical corresponden a los valores del desplazamiento espectral(S_d) y de la aceleración espectral (S_a) respectivamente.

➤ **Punto de desempeño**

Se ubica mediante Intersección del Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda. Representa el máximo desplazamiento estructural esperado por el movimiento sísmico demandado (ATC-40).

➤ **Diagramas momento-giro**

Es una representación de los valores obtenidos de la relación momento curvatura de un elemento, en la que el giro está representado por la multiplicación del valor de la curvatura por la longitud de la rótula plástica (L_p).

➤ **Rotula plástica**

Una rotula plástica es la zona de daño equivalente en la cual se concentra toda la deformación inelástica, el daño y la curvatura son constantes. A la rótula plástica le corresponde una longitud L_p correspondiente a una aproximación de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento (Paulay y Priestley, 1992).

➤ **Relación momento curvatura**

La relación momento-curvatura nos permite, en forma rápida, visualizar que tan dúctil y resistente es un miembro. Además, el área bajo la curva representa la energía interna, la parte bajo la región elástica es la energía de deformación acumulada en el miembro, mientras que el área bajo la región de post fluencia corresponde a la energía disipada en las deformaciones plásticas del mismo.

De la relación momento curvatura se obtiene la máxima capacidad a flexión del elemento (M_u), la curvatura última(ϕ_u), así como también sus respectivos momentos y curvaturas de fluencia, de tal forma que estas cantidades pueden compararse con las demandas que se tienen en el diseño.

CAPITULO III

III. MATERIALES Y METODOS

3.1. Ubicación geográfica

La presente investigación tiene como fin determinar el nivel de desempeño de la edificación ubicada en la provincia de Chota, departamento Cajamarca; específicamente en Jr. Camino real y Av. Tacabamba S/N-sector 1. (Ver Anexo 02).



3.2. Tiempo o época de investigación

La investigación se realizó desde el año 2019 hasta el año 2020, con el objetivo de analizar la estructura por desempeño. Aplicando las diferentes normativas vigentes.

3.3. Metodología

3.3.1. Tipo, nivel, diseño y método de investigación.

Investigación de tipo aplicativo, nivel analítico, Método y diseño descriptivo.

3.3.2. Población de estudio.

La población está constituida por los edificios construidos dentro de la ciudad de Chota.

3.3.3. Muestra.

La selección de la muestra se realizó empleando un muestreo no probabilístico por conveniencia y está constituida únicamente por la edificación de 11 pisos en la ubicación ya antes mencionada.

3.3.4. Unidad de análisis.

La unidad de análisis es la edificación de 11 pisos.

3.3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

La información necesaria para elaborar la presente investigación se pudo obtener gracias a la municipalidad provincial de Chota, en la cual estaba los planos y demás datos de la edificación; necesarios para dicha investigación.

3.4. Procesamiento de datos

El procesamiento de datos se realizó de manera computarizada utilizando softwares como el Etabs V.18.0.2, principalmente, y otros como Autodesk AutoCAD V.19, Microsoft Word, Microsoft Excel, Documento de Texto.

3.5. Análisis de datos y presentación de los resultados

La simulación y análisis de la estructura se realizó de forma computacional utilizando el software Etabs V.18.0.2.

El procesamiento y recolección de los datos se hizo utilizando Microsoft Excel, Microsoft Word, documento de texto y Autodesk AutoCAD.

La presentación de los resultados es a través de gráficos y tablas.

3.6. Descripción de la estructura

- Número de niveles : 11 más 02 mezanines
- Tipo de edificio : C Edificación Común (según E-030)
- Altura del edificio : 34.90 m hasta el nivel más alto
: -5.50 m hasta el nivel más bajo (Cimentación)

3.6.1. Propiedades de los materiales

En el modelo se han usado las siguientes propiedades de los materiales:

- Ladrillo $f_m = 65.0 \text{ kg/cm}^2$
 $E = 32500.00 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto Columnas, Vigas, Losas, Zapatas, Placas especificadas en planos estructurales. (Se presenta en el anexo 03 el ensayo de Esclerometría para los elementos estructurales de la edificación)
 $f'_c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$

- | | |
|--|---|
| | $f'c = 280.00 \text{ Kg/cm}^2$ |
| ➤ Concreto para Viguetas in situ | $f'c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$ |
| ➤ Módulo de elasticidad del concreto | $E_c = 15000 \times \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$ |
| ➤ Acero en barras Resistencia a la fluencia | $f_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$ |
| ➤ Módulo de elasticidad del acero | $E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ |
| ➤ Peso específico del Concreto Armado | $\gamma_{CA} = 2400.00 \text{ Kg/m}^3$ |
| ➤ Tamaño máximo del agregado: Columnas, Vigas, Losas: 1/2" | $TM = 1/2"$ |
| ➤ Capacidad portante admisible del suelo según estudios de suelos: | |
| | $\sigma_t = 0.86 \text{ Kg/cm}^2$ |

***Para la obtención de la capacidad portante del suelo se anexa estudio de mecánica de suelos-EMS.**

3.6.2. Recubrimiento:

- El recubrimiento mínimo de concreto expuesto al suelo: 7.5 cm.
- El recubrimiento en columnas: 4 cm
- El recubrimiento en vigas: 4 cm
- Recubrimiento en cisterna: 2.5 cm
- El recubrimiento en losa: 2.5 cm

3.7. Resultados del análisis lineal de la estructura

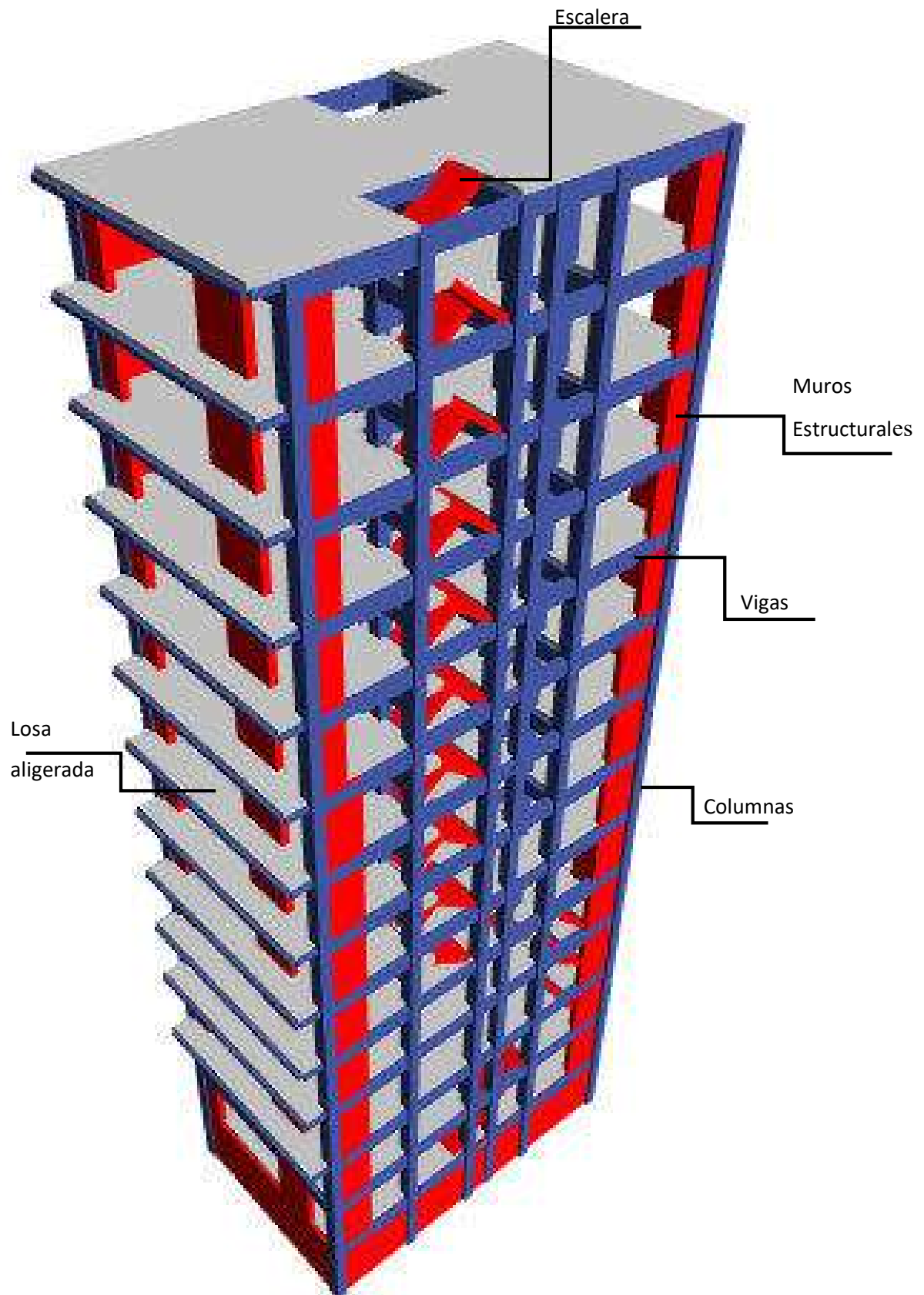
La configuración estructural queda en buena parte definida por el proyecto arquitectónico y debe cumplir con las necesidades mínimas de rigidez, resistencia y regularidad que requiere la estructura para lograr un proyecto a la vez funcional, seguro y estéticamente atractivo.

Se concibió a la estructura para que resista todas las cargas a las que estará sometida la edificación. Para este caso son: cargas debido al peso propio, sobrecarga de diseño normativo, carga por efectos de los sismos.

Para tal caso se creó un modelo computacional en el software Etabs V.18.0.2, teniendo en cuenta las especificaciones detalladas en los planos, tales como vigas, columna, losas, placas y toda la configuración de planos estructurales de los 11 pisos proyectados.

En la figura 3.1 se muestra el modelo isométrico de la edificación, con las diferentes columnas y vigas determinadas en los planos estructurales.

Figura 3.1. Modelo computacional-programa Etabs.



3.7.1. Parámetros sísmicos

Tabla 3. 1. Parámetros de fuerza sísmica y espectro de diseño

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES: VIVIENDA MULTIFAMILIAR		
<i>PARAMETROS DE FUERZA SISMICA Y ESPECTRO DE DISEÑO :</i>		
Z=0.25	FACTOR DE ZONA	Zona 2 : CHOTA (MEDIANA SISMICIDAD)
U=1.0	FACTOR DE USO E IMPORTANCIA	Categoría C: EDIFICACIONES COMUNES
S=1.4	FACTOR DE SUELO	S3: SUELO FLEXIBLE
Tp=1.0	PERIODO DE VIBRACION	
TL=1.6	PERIODO DE VIBRACION	
RXo=6	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (IRRegular)
RYo=6		Sist. MUROS ESTRUCTURALES (IRRegular)
C=2.5	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (Ct = 60)
C=2.5		Sist. MUROS ESTRUCTURALES (Ct = 60)
Ia=0.75	IRREGULARIDAD EN ALTURA	IRREGULARIDAD POR RIGIDEZ - PISO BALNDO
Ip=0.75	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD POR TORSION

Fuente: Planos estructurales de la edificación.

3.7.2. Comprobación de irregularidades según los datos de los planos estructurales para la obtención del parámetro sísmo- resistente.

Para este caso se comprobará las irregularidades con las cuales se diseñó la estructura en estudio para esto se ha tomado en cuenta 2 irregularidades que se detalla a continuación.

3.7.2.1. Verificación de irregularidad estructural en planta (Irregularidad torsional).

Tabla 3.2. Irregularidad torsional

Piso	h(m)	Desp. Centro de Masa		Deriva Centro de Masa		Derivas Maximias		Deriva Maxima/	Deriva Maxima/
		X(m)	Y(m)	X-X CM	Y-Y CM	X	Y	X-X CM	Y-Y CM
AZOTEA	2.7	0.0067	0.0017	0.0025	0.0006	0.00301	0.00078	1.20	1.22
11va planta	2.7	0.0074	0.0020	0.0027	0.0008	0.00328	0.00087	1.20	1.16
10ma planta	2.7	0.0082	0.0024	0.0030	0.0009	0.00359	0.00099	1.19	1.12
9na planta	2.7	0.0088	0.0027	0.0033	0.0010	0.00384	0.00109	1.17	1.09
8va planta	2.7	0.0091	0.0029	0.0034	0.0011	0.00392	0.00116	1.16	1.07
7ma planta	2.7	0.0090	0.0029	0.0033	0.0011	0.00369	0.00117	1.11	1.07
6ta planta	2.7	0.0090	0.0030	0.0033	0.0011	0.00356	0.00117	1.07	1.06
5ta planta	2.7	0.0086	0.0029	0.0032	0.0011	0.00340	0.00111	1.07	1.05
4ta planta	2.5	0.0066	0.0023	0.0026	0.0009	0.00320	0.00098	1.21	1.06
mezanine 1	2.5	0.0062	0.0018	0.0025	0.0007	0.00266	0.00073	1.07	1.03
3ra planta	3.2	0.0032	0.0004	0.0010	0.0001	0.00117	0.00014	1.18	1.09
2da planta	2.6	0.0015	0.0002	0.0006	0.0001	0.00068	0.00008	1.15	1.03
mezanine 2	2.6	0.0011	0.0002	0.0004	0.0001	0.00048	0.00011	1.15	1.25

De la tabla 3.2. se considera que hay irregularidad torsional, cuando deriva máxima entre deriva centro de masa es mayor de 1.2 Veces El desplazamiento relativo de entrepiso Promedio, este criterio solo aplica en edificios con diafragma rígido, como en el edificio en estudio y en caso de ser mayor de 1.5 Veces El desplazamiento relativo de entrepiso se considera irregularidad torsional extrema.

En este análisis realizado comprobamos que hay valores que sobrepasan 1.20 veces el desplazamiento relativo de entrepiso por lo cual podemos asegurar que, si hay irregularidad torsional en planta, no hay irregularidad extrema pues los valores están por debajo de 1.5.

3.7.2.2. Verificación de irregularidad estructural en altura (Irregularidad de rigidez- piso blando)

Tabla 3.3. Irregularidad de rigidez- piso blando

Piso	kx tonf/m	ky tonf/m	kx i+1/kx i	ky i+1/ky i	prom. Kx+3/ kx i	prom. Ky+3/ ky i
AZOTEA	9447.85	16566.96				
11va planta	16562.41	29089.57	175.30%	175.59%		
10ma planta	21251.25	36599.92	128.31%	125.82%		
9na planta	24696.92	41143.46	116.21%	112.41%	63.79%	66.64%
8va planta	27935.48	46301.36	113.11%	112.54%	56.39%	76.91%
7ma planta	32090.96	53792.78	114.88%	116.18%	76.74%	76.87%
6ta planta	36057.91	58593.13	112.36%	108.92%	78.32%	80.35%
5ta planta	40995.41	65295.09	113.69%	111.44%	78.13%	81.01%
4ta planta	50988.53	81860.05	124.38%	125.37%	71.35%	72.35%
mezanine 1	67407.28	109444.2	132.20%	133.70%	63.32%	62.66%
3ra planta	124699.06	175639.5	184.99%	160.48%	42.61%	48.70%
2da planta	253902.30	393168	203.61%	223.85%	31.91%	31.11%
mezanine 2	402825.57	263134	158.65%	66.93%	36.91%	85.92%

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la de la rigidez del entrepiso inmediato superior, o es menor del 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Según estipula el RNE-E.0.30 si existe irregularidad de piso blando por la segunda condición pues son menores del 80%.

Las rigideces k_x y k_y presentadas en la tabla 3.3, se obtuvo el programa Etabs v.18.0.2, puesto que, al ser calculadas por cada elemento de la estructura en estudio, se tendría un cálculo tedioso y resultados extensos. Por lo que se optó por presentar los cálculos sintetizados del programa en el cual se realizó el análisis y diseño de la estructura siguiendo la normativa peruana vigente.

3.7.3. Peso sísmico y excentricidad estructural

Tabla 3.4. Peso sísmico y excentricidad estructural por niveles

Piso	Peso Sísmico(ton)	Centro de Masa		Centro de Rigidez		Excentricidad Estructural	
		X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
AZOTEA	126.99	3.68	6.57	3.24	7.59	-0.44	1.02
11va planta	250.82	3.76	6.58	3.36	7.34	-0.40	0.76
10ma planta	374.65	3.76	6.58	3.48	7.07	-0.28	0.49
9na planta	498.49	3.76	6.58	3.58	6.78	-0.18	0.20
8va planta	622.32	3.76	6.58	3.68	6.45	-0.08	-0.13
7ma planta	748.94	3.75	6.61	3.75	6.05	0.00	-0.57
6ta planta	875.57	3.72	6.60	3.86	5.61	0.14	-0.98
5ta planta	1002.49	3.72	6.59	4.03	5.12	0.31	-1.48
4ta planta	1128.25	3.69	6.54	4.25	4.50	0.56	-2.04
mezanine 1	1215.94	3.02	10.18	4.26	8.50	1.25	-1.68
3ra planta	1373.81	3.81	7.08	7.65	0.99	3.84	-6.09
2da planta	1506.51	3.76	7.18	4.91	1.24	1.14	-5.94
mezanine 2	1596.92	2.68	4.70	3.65	1.18	0.96	-3.52
sotano	1773.55	3.59	6.59			-3.59	-6.59

Las tablas 3.4. Nos muestran el peso sísmico, la posición del centro de masa, del centro de rigidez y la excentricidad estructural de cada nivel.

Se observa un mayor peso sísmico en el sótano, ya que estos entrepisos abarcan una mayor área.

La excentricidad estructural en Y es significativa para todos los niveles, y sumada a la excentricidad accidental por norma, estos valores se incrementan aún más. Este hecho origina torsión excesiva para el análisis en la dirección X, que se ve reflejada en una irregularidad torsional en la edificación.

*El peso sísmico es un concepto utilizado en ingeniería sísmica que define las acciones que un sismo provoca sobre la estructura de un edificio y que deben ser soportadas por esta. Según la norma E.030 el artículo 26 la estimación del peso(P), se calcula acumulando la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determina de la siguiente manera para caso de la edificación estudiada.

-En edificaciones de categoría A y B, se toma el 50% de la carga viva.

3.7.4. Análisis lineal estático

El análisis permite calcular la fuerza cortante mínima, Adicionalmente, esta distribución constituye un posible patrón de carga lateral aplicable para el análisis estático no lineal Pushover.

Tabla 3.5. Distribución de fuerzas estáticas equivalentes en altura

Piso	Fuerza estática equivalente	
	Sismo X (ton)	Sismo Y (ton)
AZOTEA	39.976	33.144
11va planta	87.817	74.032
10ma planta	129.436	110.514
9na planta	165.429	142.610
8va planta	195.957	170.136
7ma planta	222.611	194.364
6ta planta	244.525	214.425
5ta planta	261.530	230.052
4ta planta	273.519	241.101
mezanine 1	278.685	245.773
3ra planta	239.952	109.636
2da planta	238.450	105.523
mezanine 2	240.058	109.908
sotano o 1era planta	42.537	64.878
Cortante estático total en la base(ton)	2660.4805	2046.0965

3.7.5. Análisis lineal dinámico

➤ Modos de vibración

Tabla 3.6. Resultados de los modos de vibración.

Modos de Vibración	Perido (seg)	Acumulado Masa participativa		
		UX	UY	RZ
1	0.68	0.5862	0.0014	0.0001
2	0.516	0.5873	0.5941	0.0081
3	0.407	0.5897	0.6032	0.5711
4	0.186	0.6949	0.6036	0.5731
5	0.151	0.6954	0.6944	0.5738
6	0.123	0.6958	0.6965	0.6622
7	0.09	0.7272	0.6966	0.6645
8	0.078	0.7275	0.7179	0.6676
9	0.061	0.7276	0.7196	0.6863
10	0.055	0.7357	0.7204	0.6933
11	0.05	0.7407	0.7217	0.6956
12	0.043	0.7875	0.7483	0.72
13	0.041	0.7886	0.749	0.72
14	0.04	0.8131	0.7868	0.7348
15	0.038	0.8491	0.8469	0.742
16	0.035	0.8499	0.8756	0.758
17	0.035	0.8537	0.9089	0.7582
18	0.033	0.8553	0.911	0.7609
19	0.031	0.8563	0.912	0.7618
20	0.03	0.8566	0.915	0.7619
21	0.03	0.864	0.918	0.7646
22	0.029	0.8685	0.918	0.7684
23	0.029	0.8685	0.918	0.7684
24	0.027	0.8692	0.918	0.7694
25	0.027	0.871	0.9285	0.7695
26	0.025	0.8728	0.9308	0.7699
27	0.024	0.8733	0.9309	0.7777
28	0.022	0.8733	0.9328	0.7777
29	0.022	0.8734	0.9332	0.7777
30	0.021	0.8734	0.9336	0.7777
31	0.02	0.8735	0.9373	0.7778
32	0.02	0.8741	0.9374	0.7793
33	0.019	0.8756	0.9377	0.7799
34	0.019	0.8756	0.9377	0.7801
35	0.018	0.8757	0.9389	0.7802
36	0.018	0.884	0.939	0.783
37	0.018	0.8853	0.9407	0.7839
38	0.017	0.8982	0.9407	0.8166

39	0.017	0.9031	0.9408	0.8311
40	0.017	0.9055	0.9409	0.8385
41	0.017	0.9062	0.9409	0.8412
42	0.017	0.9357	0.9412	0.9044
Porcentaje de Masa Participativa Acumulada		93.57 %	94.12 %	90.44 %

La tabla 3.6 nos muestra los modos de vibración de la estructura, que alcanzan un porcentaje de masa participativa mayor al 90% en Dirección X, Y y Z. Para un óptimo y aceptable diseño se debería de tener un 90% mínimo de masa participativa en todas las direcciones, para lo cual se amplió los modos de vibración para llegar a dichos valores tal como se muestra en la tabla.

➤ Derivas máximas

Las derivas mostradas en las tablas 3.7 son resultados del análisis modal espectral acorde a los lineamientos de la norma E-030-2018.

Se aprecia que se cumple el límite de deriva de entrepiso para concreto armado (0.007).

Tabla 3.7. Derivas máximas elásticas e inelásticas

Piso	Derivas Elásticas		Derivas Inelásticas		Verificación de derivas máximas permitidas según norma E-0.30	
	X	Y	X	Y	X	Y
AZOTEA	0.00318	0.00143	0.00279	0.00125	Cumple	Cumple
11va planta	0.00349	0.00162	0.00305	0.00142	Cumple	Cumple
10ma planta	0.00384	0.00184	0.00336	0.00161	Cumple	Cumple
9na planta	0.00410	0.00204	0.00359	0.00179	Cumple	Cumple
8va planta	0.00392	0.00214	0.00343	0.00187	Cumple	Cumple
7ma planta	0.00390	0.00222	0.00341	0.00194	Cumple	Cumple
6ta planta	0.00375	0.00224	0.00328	0.00196	Cumple	Cumple
5ta planta	0.00358	0.00214	0.00313	0.00187	Cumple	Cumple
4ta planta	0.00324	0.00188	0.00284	0.00164	Cumple	Cumple
mesanine 1	0.00246	0.00139	0.00215	0.00122	Cumple	Cumple
3ra planta	0.00045	0.00027	0.00039	0.00024	Cumple	Cumple
2da planta	0.00027	0.00017	0.00023	0.00014	Cumple	Cumple
mesanine 2	0.00029	0.00020	0.00026	0.00017	Cumple	Cumple
sotano	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	Cumple	Cumple

➤ **Cortante dinámico total en la base y factor de escala**

La norma E-030-2016 indica, para estructuras irregulares, una fuerza cortante mínima igual al 90% del cortante obtenido por el método estático lineal. En este caso, al ser cortante dinámico menor que dicho valor mínimo, se debe escalar dicha fuerza, como se observa en las tablas 3.8.

Tabla 3.8. Fuerza cortante mínima normativa

CORTANTE DINAMICA VS ESTATICA	Dirección X	Dirección Y
V. Dinámico Base(ton)	110.63	130.73
V. Estático Base(ton)	266.62	272.46
% de representación	41.49%	47.98%
Factor de Escala	2.17	1.88
F. Cortante mínima normativa (ton)	239.96	245.21

Escalamos en ambas direcciones en función del peso es como obtenemos la cortante considerando lo estipulado en norma E.030.

➤ **Verificación del sistema estructural**

Una estructura se considera que tiene un sistema de muros estructurales, si el cortante tomado por los muros es como mínimo el 70% del cortante total en la base.

Consideramos el patrón de cargas laterales para evaluar el sistema estructural.

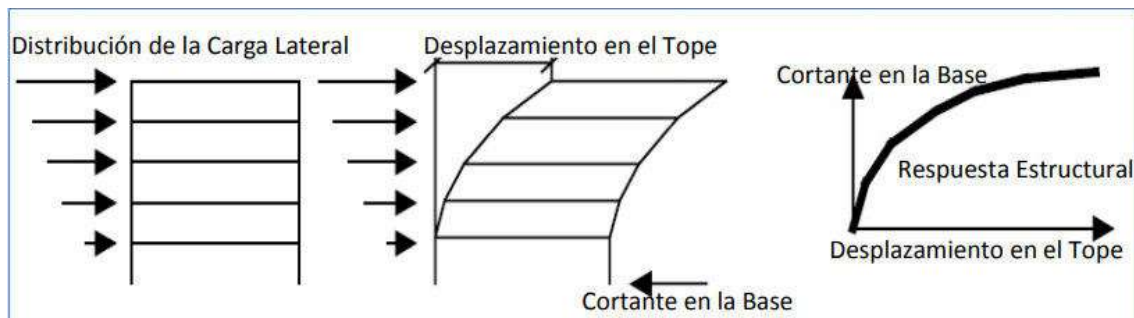
Tabla 3.9. Verificación del sistema estructural

	Dirección X	Dirección Y
Fuerza Cortante Basal (ton)	239.96	245.21
Fuerza Cortante que toman las columnas (ton)	5.85	3.55
Fuerza Cortante que toman los Muros Estructurales (ton)	234.11	241.67
Porcentaje de fuerza cortante que toman los Muros Estructurales	97.56%	98.55%

3.8. Análisis estático no lineal “Pushover”

El método consiste en aplicar una distribución vertical de carga lateral a la estructura (desde cualquier fuente) la cual debe incrementarse monótonicamente hasta que la estructura alcance el máximo desplazamiento, mediante la gráfica del cortante en la base y el desplazamiento en el tope de la estructura como se muestra en la siguiente figura.

Figura 3.2. Esquema de aplicación de análisis estático no lineal “Pushover”.



Fuente: Análisis no lineal a partir de cargas estáticas, CSI-Caribe / Disepro EIRL, 2015.

(p.5)

El Pushover evalúa la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas y deformaciones por sismo, la cual se determina gráficamente y requiere la construcción de dos curvas: Curva de capacidad de la estructura para resistir las fuerzas laterales (“Curva de Capacidad”). Curva de demanda del movimiento del suelo (“Curva de Demanda”).

A partir de la representación de los espectros de capacidad y de demanda sísmica en un mismo gráfico, puede definirse el Método del Espectro de Capacidad como sigue: si el espectro de capacidad puede extenderse a través de la envolvente de la curva del espectro de demanda, el edificio sobrevive al sismo.

3.8.1. Propiedades de los materiales

La determinación de las propiedades de los materiales se obtuvo a partir de las especificaciones técnicas con las que el edificio fue construido, tales como: la resistencia a la compresión del concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (especificadas en planos), la fluencia del acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, tanto longitudinal como transversal. Para la determinación de la resistencia de concreto in situ se realizó a través del martillo de rebote (Esclerómetro) tal como se detalla en el anexo 03 de la investigación. La información

sobre el detallado del acero de refuerzo de las secciones de concreto de los elementos, se obtuvo directamente de los planos estructurales presentados en el anexo 02; ya que se constató que las secciones estructurales presentan el mismo detallado que el especificado en los planos estructurales durante la investigación de campo se realizó el modelo computacional en el programa Etabs.

3.8.1.1. No linealidad en elementos estructurales

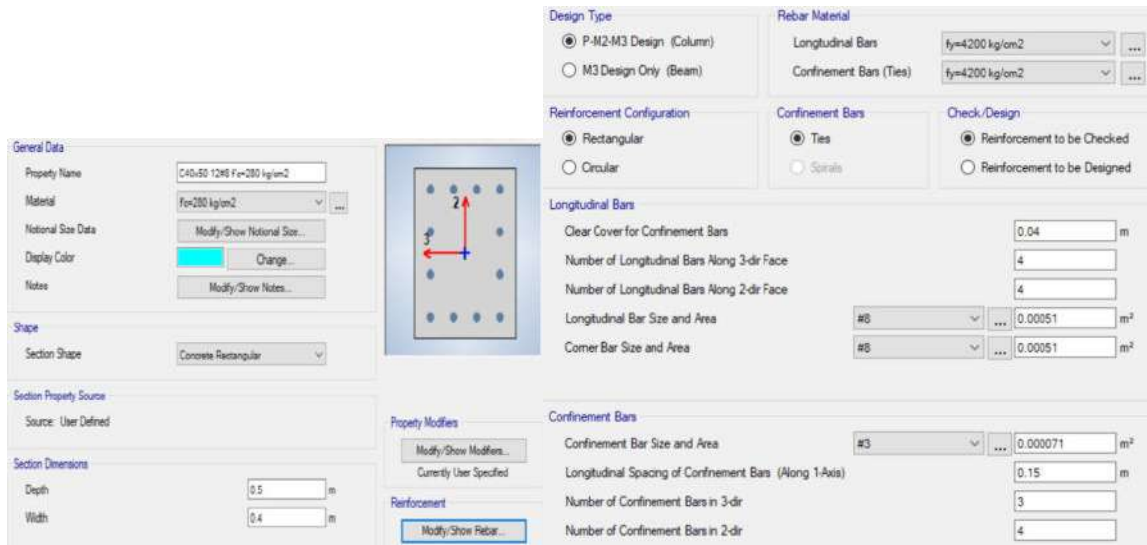
El cálculo lineal elástico suele ser el método de análisis escogido para dimensionar el comportamiento de una estructura en la fase de diseño. Se puede considerar que, en general y para las estructuras más comunes, si un diseño cumple las exigencias de los estados límite de servicio con las hipótesis de la elasticidad, casi se puede asegurar que también va a cumplir el estado límite último. Esto es así porque, en las normativas, las restricciones en desplazamiento de los estados límite de servicio suelen ser más estrictas que las exigencias de seguridad de los estados límite último. (Choi, K. K. y Santos, J. L. T. (1987), “Diseño de análisis de sensibilidad de sistemas estructurales no lineales”).

Otro de los campos de interés de un cálculo no lineal del material radica en la contribución resistente que hoy en día, y en un futuro próximo, van a tener los nuevos materiales que aparecen en la industria. Algunos de estos materiales, presentan un comportamiento estructural alejado del típico lineal elástico, y en consecuencia, la realización de un análisis con no linealidad en el material puede mejorar sensiblemente la seguridad o economía del diseño de los elementos estructurales. (Choi, K. K. y Santos, J. L. T. (1987), “Diseño de análisis de sensibilidad de sistemas estructurales no lineales”).

Por otro lado, es evidente que en los planteamientos de reparación y rehabilitación de estructuras el cálculo no lineal es absolutamente necesario. En estos casos el diseño ya ha superado algún estado límite, ya se ha producido alguna rotura parcial, alguna fisuración o alguna deformación excesiva. Por lo tanto, aquello que interesa, es que la estructura no empeore y que pueda seguir trabajando. Es decir, que se mantenga el nuevo estado límite de servicio y se establezca el estado límite último. (Choi, K. K. y Santos, J. L. T. (1987), “Diseño de análisis de sensibilidad de sistemas estructurales no lineales”).

Se definieron los diferentes elementos como columnas, vigas, losas y muros de concreto armado dependiendo sus dimensiones y dependiendo del tipo de elemento estructural.

Figura 3.3. Creación de la columna cuadrada 40x50 cm

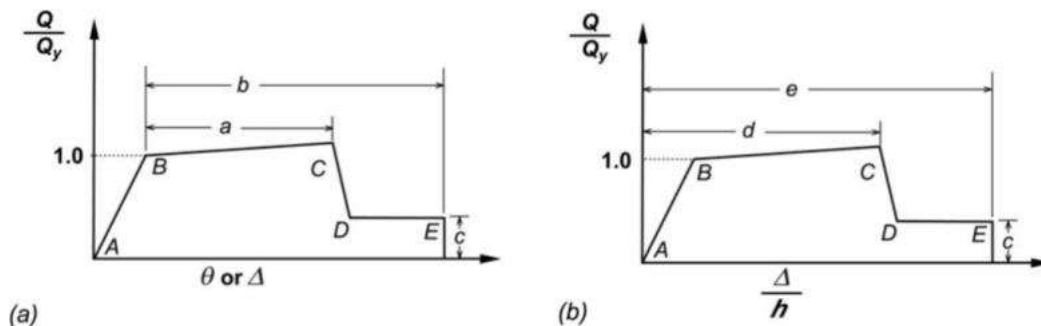


Fuente: Obtenida de programa Etabs.

3.8.2. Rótulas plásticas

Las rótulas plásticas se pueden definir como mecanismos localizados en zonas específicas de los elementos estructurales que permiten la disipación de energía, logrando así la redistribución de acciones y junto a esto un mejor comportamiento global de la estructura. El comportamiento inelástico de las regiones de fluencia será representado mediante rótulas plásticas, ya que el FEMA-356 recomienda el uso de estos modelos de plasticidad concentrada.

Figura 3.4. Curvas fuerza-deformación generalizadas para elementos o componentes de concreto armado



Fuente: FEMA-356, Seismic Rehabilitation Prestandard, 2000. (p.2-15)

Las características de las rótulas plásticas, para el procedimiento estático no lineal

(pushover), se definen mediante el uso de curvas fuerza versus deformación generalizadas, como se muestra a continuación:

Las curvas de la figura 3.4, son definidas mediante parámetros de modelamiento (a, b, c, d y e) y describen el comportamiento de elementos de concreto armado de la siguiente manera: desde el punto A (condición sin carga) hasta el punto de fluencia efectiva B representa la respuesta lineal, a continuación del punto B al C representa una respuesta lineal en reducción de rigidez, luego una repentina reducción en la resistencia a cargas laterales hasta el punto D, y mantendrá esta resistencia reducida hasta E, para finalmente una pérdida total de la resistencia.

- a) Relación fuerza-deformación asociada a la flexión: en esta curva, la deformación es expresada directamente ya sea como deformación, curvatura, rotación o elongación. Los parámetros a y b se refieren a las deformaciones que ocurren después de la fluencia (deformaciones plásticas). El parámetro c es la resistencia reducida luego de la súbita pérdida desde C a D.
- b) Relación fuerza-razón de deformación asociada al corte: en esta curva, la deformación es expresada en términos tales como ángulo de corte y deriva. Los parámetros d y e se refieren a las deformaciones totales, medidas desde el origen.

Los parámetros a, b, c, d y e son definidos numéricamente en las tablas denominadas “Parámetros de modelamiento y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales” de FEMA-356. En dicha norma, se muestran tablas para los distintos componentes estructurales de concreto armado.

3.8.2.1. Vigas

Las rótulas plásticas en vigas tendrán una respuesta predominante a la falla por flexión (M3) y se ubicarán en los extremos del elemento. Es decir, la relación fuerza-deformación que los represente será del tipo momento-rotación.

Para determinar la posición donde se pueden generar estas rótulas plásticas es necesario estimar primero la longitud de rótula plástica (l_p).

Para las proporciones típicas de viga y columna, la ecuación anterior resulta aproximadamente:

$$l_p = 0.5h \quad (2.22)$$

Donde:

h = Altura de la sección (m).

En el presente trabajo de tesis, se consideró la anterior simplificación $lp = 0.5h$ para calcular la longitud de rótula plástica en vigas.

Considerando que el comportamiento inelástico se concentra a la mitad de la longitud de la rótula plástica, entonces la distancia relativa de la rótula plástica en vigas se determina de la siguiente manera:

$$p_i = \frac{b_i + \frac{lp}{2}}{L} \quad (2.23)$$

$$p_j = 1 - \frac{b_j + \frac{lp}{2}}{L} \quad (2.24)$$

Donde:

p_i = Distancia relativa de la rótula plástica en el extremo i de la viga.

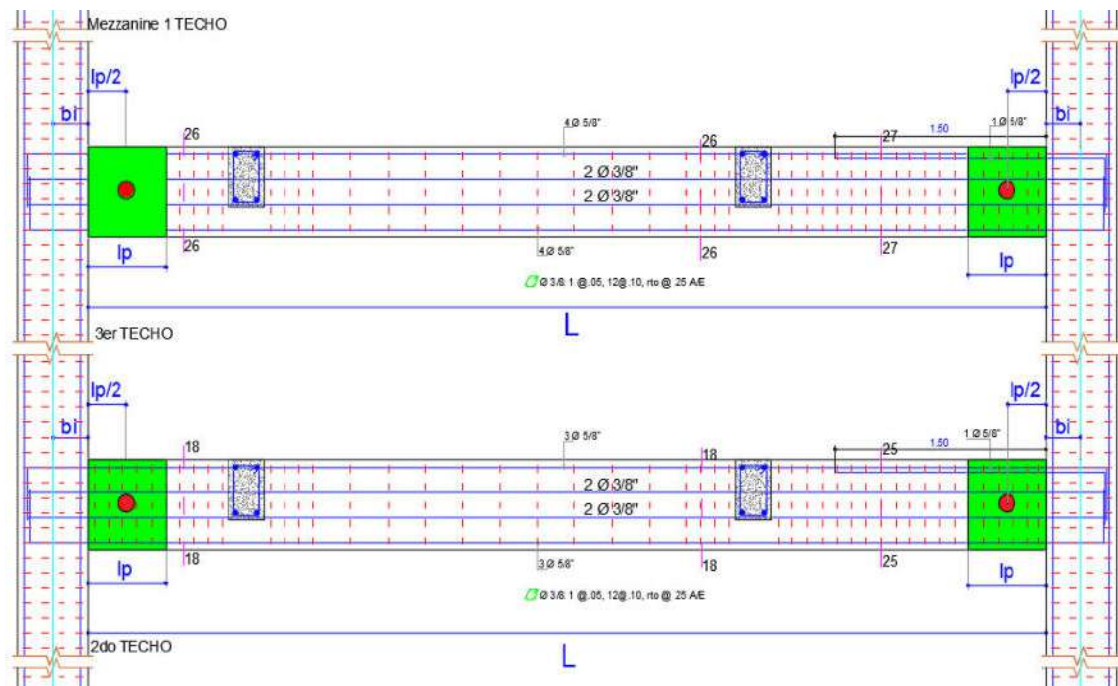
p_j = Distancia relativa de la rótula plástica en el extremo j de la viga.

b_i = Brazo rígido en el extremo i de la viga (m).

b_j = Brazo rígido en el extremo j de la viga (m).

L = Longitud total de la viga a ejes de columna, viga o muro de corte (m).

Figura 3.5. Ubicación de rótulas plásticas en vigas.



A continuación, se presenta tablas para cálculo de rótulas en vigas.

Tabla 3.10. Ejemplos del cálculo de la distancia relativa de rótulas plásticas en vigas

Vigas X entre los ejes			Longitud de rótulas plásticas			
1-1 de 10ma planta						
L =	4.65	m	Inicio (cm)		Final (cm)	
h =	0.6	m	lp =	30 cm	lp =	30.00 cm
bi =	0.25	m	Porcentaje (%)		Porcentaje (%)	
bj =	0.25	m	Pi =	9%	Pj =	91%
Vigas Y entre los ejes			Longitud de rótulas plásticas			
B-B del sótano						
L =	2.9	m	Inicio (cm)		Final (cm)	
h =	0.5	m	lp =	25.00 cm	lp =	25.00 cm
bi =	0.2	m	Porcentaje (%)		Porcentaje (%)	
bj =	0.2	m	Pi =	11%	Pj =	89%

Determinada la posición probable de la rótula plástica, es necesario definir el diagrama momento-rotación asociado a ella.

Los parámetros de modelamiento mediante los cuales se obtiene el diagrama momento-rotación para la asignación en rótulas plásticas de vigas se encuentran en FEMA-356.

Considerando que la falla de las vigas es controlada por flexión, los parámetros de modelamiento serán extraídos del ítem i de dicha tabla.

Los datos de entrada en esta parte de la tabla son los siguientes:

- Relación de cuantías de la sección transversal de la viga:

$$\text{➤ } \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \quad (2.25)$$

Donde:

ρ = Cuantía del acero en tracción

ρ' = Cuantía del acero en compresión

ρ_{bal} = Cuantía balanceada

Conformidad del refuerzo transversal: acorde a la nota 2 de la tabla de FEMA-356, se denota como “C” al refuerzo transversal conforme y “NC” al no conforme. Una viga tiene refuerzo transversal conforme cuando el espaciamiento de estribos en la longitud de rótula plástica es $\leq d/3$ (d : peralte de la viga).

- Relación de cortante:

$$\triangleright \frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}} \quad (2.26)$$

Donde:

V = Cortante correspondiente a la combinación de carga crítica para la viga

b_w = Ancho de la viga

d = Peralte de la viga

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto de la viga

Se ingresa en la tabla con estos tres valores y si es necesario se interpola, para obtener los valores de los parámetros de modelamiento (a, b y c).

Asimismo, se pueden definir los criterios de aceptación, distinguiendo si se trata de un componente primario o secundario. Estos valores son utilizados posteriormente, para la evaluación del desempeño del elemento estructural.

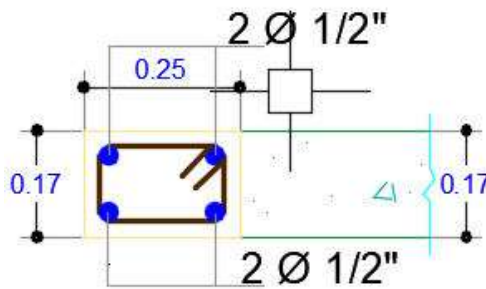
Este mismo procedimiento lo realiza de forma automática el software usado para el análisis del modelo analítico.

Considerando que la rótula es del tipo “rigid-plastic”, es decir con rotación de fluencia en el punto B igual a cero ($\theta y = 0$); y en base a información ingresada previamente (características no lineales de materiales y de la sección de viga, distancia relativa de la rótula plástica, combinación de carga crítica, conformidad del refuerzo transversal, entre otros necesarios), el software genera el diagrama momento-rotación extrayendo los parámetros de modelamiento y criterios de aceptación de la tabla de FEMA-356 que forman parte de su base de datos.

Para el modelado de las vigas, se va a presentar como ejemplo la viga de sección (17x25 cm). Los datos de esta viga, se muestran a continuación:

Tabla 3.11. Propiedades de viga 0.25X0.17 m

$f'c=$	210	kg/cm ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²
$E_c=$	218819.8	kg/cm ²
$E_s=$	2036901.9	kg/cm ²
$A's=$	2.58	cm ²
$A_s=$	2.58	cm ²
$b=$	25	cm
$h=$	17	cm
$d=$	12.5	cm
$d'=$	4.5	cm



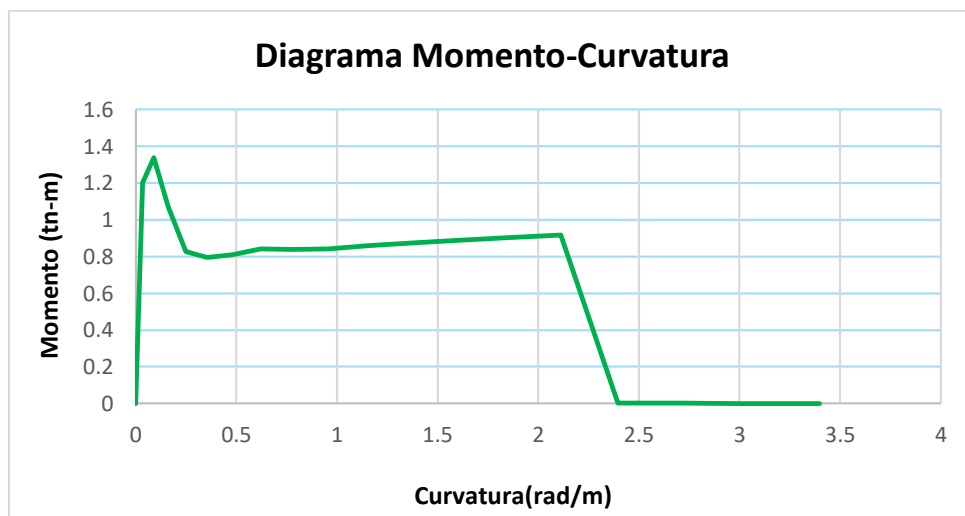
Obtención del primer punto (M_y , Θ_y): Para el primer punto, el programa asume un comportamiento rígido plástico, es decir, $\Theta_y = 0$ rad. tal como se muestra.

Tabla 3.12. Obtención del Momento Resistente de la sección de la viga

$n = \frac{E_s}{E_c} = 9.20$
$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0.0060$
$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = 0.0060$
$\rho_b = \frac{0.85f'_c\beta_1 6000}{f_y(6000 + f_y)} = 0.0060$
$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 n^2 + 2n(\rho + \rho' \frac{d'}{d})} - n(\rho + \rho') = 0.2278$
$kd = 2.845$
$f'_c = \left(\frac{f_y}{n}\right) \left(\frac{k}{1-k}\right) = 134.67 \text{ kg/cm}^2$
$f'_s = \left(\frac{nf'_c(kd-d')}{kd}\right) = 810.79 \text{ kg/cm}^2$
$M_r = \frac{f'_c k b d^2}{2} \left(1 - \frac{k}{3}\right) + A_s' f'_s (d - d') = 10.30 \text{ tn.m}$

El momento de fluencia también es obtenido directamente del diagrama momento curvatura, tomado de la sección de diseño del programa Etabs.

Figura 3.6. Diagrama de Momento Curvatura de la sección de viga, tomada de ETABS.



➤ **Obtención del punto (Mu, Θu):**

Este punto es el punto C. Para hallar el giro Θu es necesario entrar a la tabla del FEMA, para esto, se debe hallar las cuantías para cada refuerzo (tracción y compresión).

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = 0.225 \quad (2.27)$$

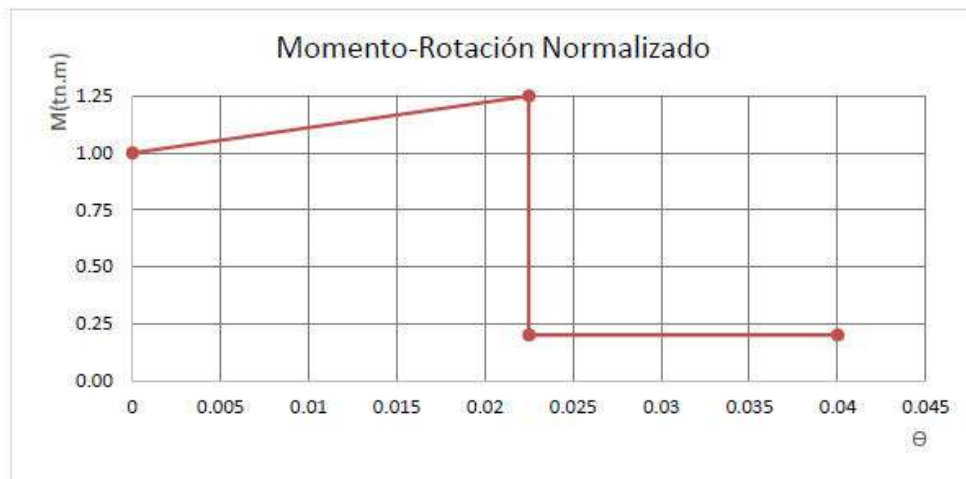
$$\frac{d}{3} = 4.16 \quad (2.28)$$

Para este ejemplo, se tendrá un elemento “Conforme”, ya que se diseñó la distribución de estribos según la Norma Peruana E-060 teniendo consideración en la adecuada distribución. Finalmente, la cortante será la más crítica obtenida del diseño, por tanto, aplicando la fórmula de la tabla se obtiene: $V / (b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}) = 0.050$. Entonces, entrando a la tabla la rotación está dada por “a”: $\Theta_u = 0.0225$ rad y el $M_u = 1.25$ My=12.50 Tn.m.

➤ **Obtención del punto (Mresidual, Θresidual):**

Entrando a la tabla 6-7 del FEMA, la rotación está dada por “b”: $\Theta_{res} = 0.04$ rad. Por otro lado, $M_{res}/M_y = c$, por tanto, $M_{res}/M_y = 0.2$ y $M_{res} = 2.86$ Ton-m.

Figura 3.7. Momento-Rotación Normalizado para la sección de viga.



3.8.2.2. Columnas

Las rótulas plásticas en columnas tendrán una respuesta predominante a la falla por carga axial y flexión biaxial (P-M2-M3) y se ubicarán en los extremos del elemento. Es decir, la relación fuerza-deformación que los represente será del tipo momento-rotación.

Para una columna en voladizo, Paulay y Priestley (Seismic design of reinforced concrete

and masonry buildings, Wiley, 1992) sugieren la siguiente expresión para calcular l_p :

$$l_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \quad (2.29)$$

Donde:

l_p = Longitud de la rótula plástica (m).

L = Longitud del voladizo (distancia desde la sección crítica al punto de inflexión en una viga o columna) (m).

d_b = Diámetro de la barra de refuerzo (m).

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (MPa).

Para determinar la posición donde se pueden generar estas rótulas plásticas es necesario estimar la longitud de rótula plástica (l_p). Para el caso de columnas, se consideró usar la expresión de Paulay y Priestley, descrita previamente.

Considerando que el comportamiento inelástico se concentra a la mitad de la longitud de la rótula plástica, entonces la distancia relativa de la rótula plástica en columnas se determina de la siguiente manera:

$$P_i = \frac{l_p}{L} \quad (2.30)$$

$$P_j = 1 - \frac{h + \frac{l_p}{2}}{L} \quad (2.31)$$

Donde:

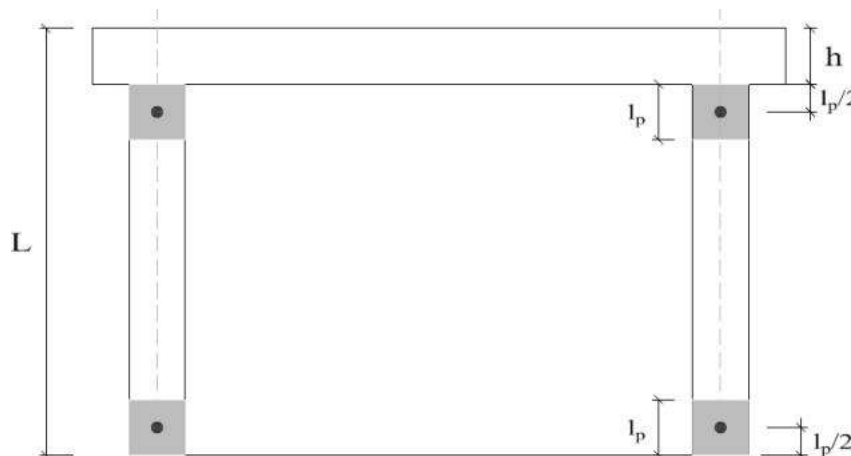
P_i = Distancia relativa de la rótula plástica en el extremo i de la columna.

P_j = Distancia relativa de la rótula plástica en el extremo j de la columna.

L = Altura total de la columna medida entre niveles de piso (m).

h = Altura de la viga que se apoya sobre la columna (m).

Figura 3.8. Ubicación de rótulas plásticas en columnas



Se presentan algunos ejemplos, correspondientes a la estructura en estudio, del cálculo de la distancia relativa para rótulas plásticas en columnas.

Tabla 3.13. Ejemplos del cálculo de la distancia relativa de rótulas plásticas en columnas

Columnas del Sotano			Longitud de rótulas plásticas			
L =	3	m	Inicio (cm)		Final (cm)	
h =	0.6	m	lp =	38.385	lp =	38.385
fy =	4200	Kg/cm ²	Porcentaje (%)		Porcentaje (%)	
db =	5/8"	in	Pi =	6.40%	Pj =	73.60%
Columnas 4ta planta			Longitud de rótulas plásticas			
L =	3.2	m	Inicio (cm)		Final (cm)	
h =	0.6	m	lp =	39.985	lp =	39.985
fy =	4200	Kg/cm ²	Porcentaje (%)		Porcentaje (%)	
db =	5/8"	in	Pi =	6.25%	Pj =	75.00%

Determinada la posición probable de la rótula plástica, es necesario definir el diagrama momento-rotación asociado a ella.

La tabla de FEMA-356 nos proporciona los parámetros de modelamiento del diagrama momento-rotación para la asignación en rótulas plásticas de columnas. Considerando que la falla de las columnas es controlada por flexión biaxial y carga axial, los parámetros de modelamiento serán extraídos del ítem i de dicha tabla. Los datos de entrada en esta parte de la tabla son los siguientes:

- Relación de carga axial:

$$\frac{P}{A_g f'c} \quad (2.32)$$

P = Carga axial correspondiente a la combinación de carga crítica para la columna (una carga axial para tracción y la otra para compresión)

A_g = Área de la sección transversal de la columna

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto de la columna

Conformidad del refuerzo transversal: acorde a la nota 2 de la tabla de FEMA-356, se denota como "C" al refuerzo transversal conforme y "NC" al no conforme. Una columna tiene refuerzo transversal conforme cuando el espaciamiento de estribos en la longitud de rótula plástica es $\leq d/3$ (d : peralte a flexión de la columna).

➤ Relación de cortante:

$$\text{➤ } \frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}} \quad (2.33)$$

V = Cortante correspondiente a la combinación de carga crítica para la columna

b_w = Ancho de la columna

d = Peralte a flexión de la columna

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto de la columna

Para el caso de columnas se obtendrán diagramas momento-rotación en base al número de curvas de iteración que sean necesarias para definir el comportamiento de la columna. Por cada curva de iteración se elegirá una carga axial de compresión y otra de tracción, ambos para la combinación de carga crítica.

Por ejemplo: si se trata de una columna circular, bastará con definir una sola curva de iteración; esto nos llevaría a dos diagramas momento-rotación.

Para cada caso, se ingresa en la tabla con estos tres valores y si es necesario se interpola, para obtener los valores de los parámetros de modelamiento (a, b y c). Asimismo, se pueden definir los criterios de aceptación, distinguiendo si se trata de un componente primario o secundario. Estos valores son utilizados posteriormente, para la evaluación del desempeño del elemento estructural.

Este mismo procedimiento lo realiza de forma automática el software usado para el análisis del modelo analítico.

Considerando que la rótula es del tipo “rigid-plastic”, es decir con rotación de fluencia en el punto B igual a cero ($\theta_y = 0$); y en base a información ingresada previamente (características no lineales de materiales y de la sección de columna, distancia relativa de la rótula plástica, combinación de carga crítica, conformidad del refuerzo transversal, entre otros necesarios), el software genera el número necesario de diagramas momento-rotación extrayendo los parámetros de modelamiento y criterios de aceptación de la tabla 6-8 de FEMA-356 que forman parte de su base de datos.

Veamos la aplicación en columnas, Para el caso de la columna se va a plantear el ejemplo de la columna interna ubicada entre el eje 1 y el eje A. Los datos de dicha columna se muestran a continuación:

Tabla 3.14. Propiedades de la columna

$f'c=$	280.0	kg/cm ²
$f_y=$	4200.0	kg/cm ²
$b=$	40.0	cm
$h=$	50.0	cm
$d=$	43.78	cm
$A_g=$	2000	Cm ²

➤ **Obtención del primer punto (M_y, Θ_y):**

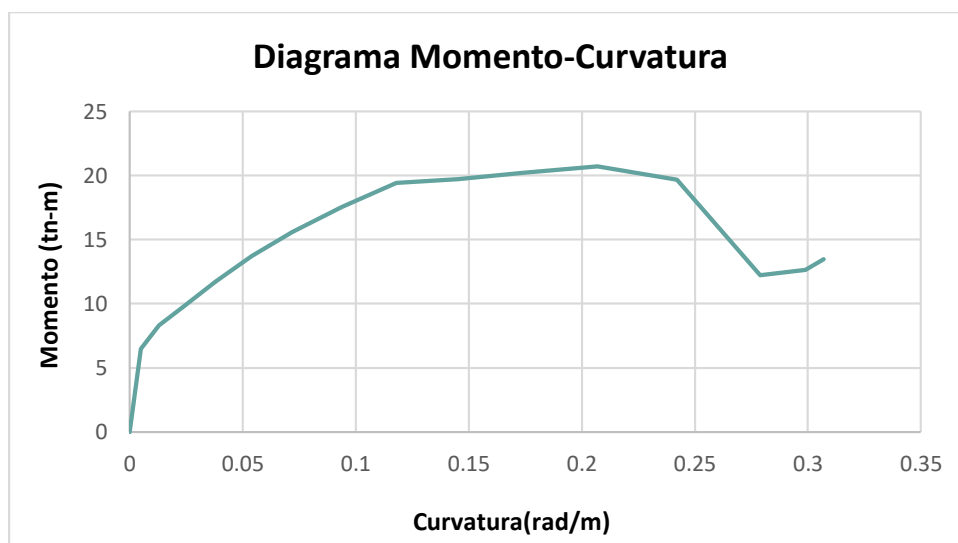
El momento de fluencia resultante, en el caso de las columnas, se obtiene para una carga axial hallada en el diseño estructural. Para esto, se aplica la fórmula 2.34:

$$M_{res} = (M_2 * \sin \theta) + (M_3 * \cos \theta) \quad (2.34)$$

Los momentos M_2 y M_3 se refieren a los que surgen en cada sentido de la columna, y el ángulo Θ se refiere al giro del diagrama de interacción.

Entonces, para la carga axial más desfavorable (115 Ton), y entrando al diagrama de interacción correspondiente, se obtiene un $M_{result} = 18.50$ Ton-m. El ángulo Θ y también se considera cero, al igual que en el caso de las vigas, por asumirse un comportamiento rígido plástico.

Figura 3.9. Diagrama momento-curvatura de la sección de columna C-1, resultado de la sección de diseño de ETABS



Fuente: obtenido de Etabs.

➤ **Obtención del punto (M_u, Θ_u):**

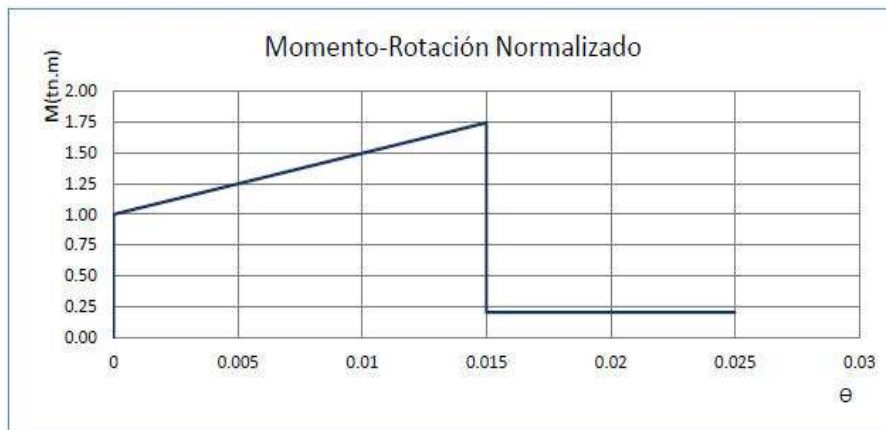
Para la obtención de este punto, se van a aplicar las fórmulas mostradas en la tabla de FEMA 356. Primero, se resuelve: $P/(A_g \cdot f_c) = 0.17$. La “Conformidad” y “No Conformidad” se resuelven igual que el caso de las vigas, y la siguiente fórmula nos da el siguiente resultado: $V/(b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}) = 0.168$, utilizando un cortante de diseño de 6.18 Ton, por tanto, ingresando a la tabla con los datos hallados obtenemos: $\Theta_u = 0.015$ rad y $M_u = 35.15$ Ton-m.

➤ **Obtención del punto ($M_{residual}$, $\Theta_{residual}$):**

Entrando a la tabla 6-7 del FEMA 356, la rotación está dada por “b”, por tanto, $\Theta_{res} = 0.025$ rad. Asimismo, $M_{res}/M_y = “c”$, entonces, $M_{res} = 4.028$ Ton-m.

➤ Graficando y escalando se obtiene el siguiente gráfico:

Figura 3.10. Momento-Rotación Normalizado para la sección de columna C-1



Fuente: Obtenido de Etabs.

3.8.2.3. Muros

Acorde a FEMA-356, las disposiciones para modelamiento no-lineal de muros de corte se deben aplicar a los muros de corte de todos los tipos de sistemas estructurales (entre ellos, muros aislados, muros usados en sistemas pórtico- muro, muros acoplados, muros discontinuos). Estas consideraciones, también incluye a las vigas de acople.

Un muro puede ser considerado sólido, si las aberturas que tiene no influyen significativamente en la resistencia o comportamiento inelástico del elemento. Por el contrario, los muros perforados deberán ser definidos por segmentos horizontales y verticales que originan muros pilares y vigas de gran altura.

En este sentido, los muros de corte (o segmentos de muro) deberán ser considerados esbeltos si su relación de aspecto (altura/longitud) es ≥ 3.0 y cortos si la relación de aspecto es ≤ 1.5 .

3.8.2.3.1. Curva fuerza-deformación para muros de corte y segmentos de muro con comportamiento a flexión

Para estos casos, el FEMA-356 permite usar la curva fuerza-deformación de la figura 3.11, donde el eje de las abscisas (X) corresponde a la rotación sobre la región de rótula plástica en los extremos del elemento (ver figura 3.11). La rotación de la rótula en el punto B de la figura 3.12 corresponder al punto de fluencia, θ_y , que debe ser calculado acorde la siguiente ecuación:

$$\theta_y = \left(\frac{M_y}{E_c \cdot I} \right) l_p \quad (2.35)$$

Donde:

M_y = Capacidad del momento de fluencia del muro de corte o segmento de muro.

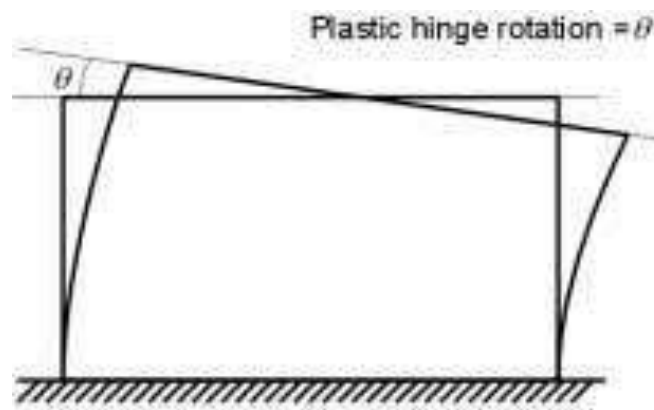
E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

I = Momento de inercia del miembro.

l_p = Longitud de la rótula plástica, asumida como 0.5 veces el peralte de flexión del elemento.

Los valores para las variables a, b y c requeridos para definir la ubicación de los puntos C, D y E en la figura 3.13 deberán ser tomados de la tabla del FEMA-356: “Parámetros de modelamiento y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales – miembros controlados por flexión”

Figura 3.11. Rotación de la rótula plástica en muros de corte donde la flexión domina la respuesta inelástica.



Fuente: FEMA-356, Seismic Rehabilitation Prestandard, 2000. (p.6-48)

Considerando muros y segmentos de muros esbeltos con falla controlada por flexión, los parámetros de modelamiento serán extraídos del ítem i de la tabla anterior. Los datos de entrada en esta parte de la tabla son los siguientes:

➤ Relación de carga axial:

$$\text{➤ } \frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f'_c} \quad (2.36)$$

Donde:

A_s = Área de acero en tracción del muro o segmento de muro

A'_s = Área de acero en compresión del muro o segmento de muro

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo del muro o segmento de muro

P = Carga axial correspondiente a la combinación de carga crítica para el muro o segmento de muro

t_w = Espesor del muro o segmento de muro

l_w = Longitud del muro o segmento de muro, en la dirección de la fuerza cortante

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto del muro o segmento de muro.

Relación de cortante:

Donde:

$$\frac{Shear}{t_w l_w f'_c} \quad (2.37)$$

$Shear$ = Cortante correspondiente a la combinación de carga crítica para el muro o segmento de muro.

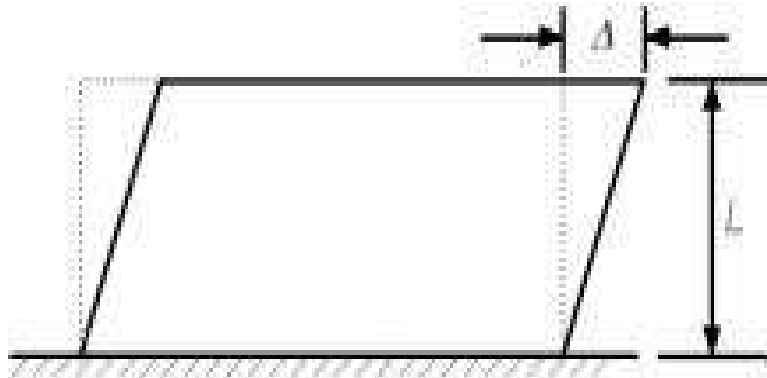
➤ Requerimientos de los núcleos de confinamiento: acorde a la nota 1 de la tabla de FEMA-356, los núcleos de confinamiento deberán cumplir con los requerimientos de ACI-318 vigente; que considera los extremos de un muro correctamente confinados, cuando la separación del refuerzo transversal no excede el menor valor de: (a) 1/3 de la menor dimensión del elemento de borde, (b) 6 veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal, (c) 100 mm. Si se cumple dicha condición, la opción a escoger es “Yes”, de lo contrario, “No”.

3.8.2.3.2. Curva fuerza-deformación para muros de corte y segmentos de muro con comportamiento a corte

Para estos casos, el FEMA-356 permite usar la curva fuerza-deformación de la figura 3.12 donde el eje de las abscisas (X) corresponde a la deriva lateral. Para muros de corte, esta deriva deberá ser la deriva de piso y para segmentos de muro, la deriva del elemento, como se muestra en la figura 3.14.

Los valores para las variables d , e y c requeridos para definir la ubicación de los puntos C, D y E en la figura 3.12 deberán ser tomados de la tabla del FEMA-356: “Parámetros de modelamiento y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales – miembros controlados por corte”.

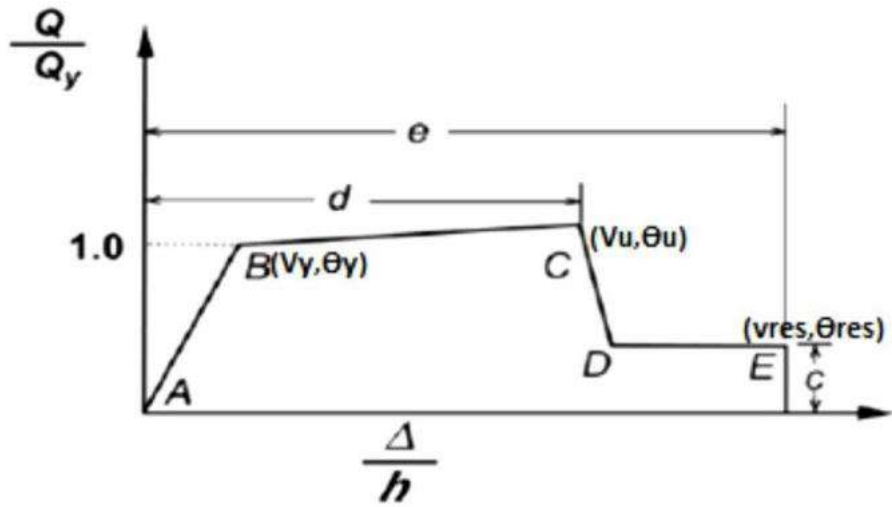
Figura 3.12. Deriva de piso en muros de corte donde el corte domina la respuesta inelástica



Fuente: FEMA-356, *Seismic Rehabilitation Prestandard*, 2000. (p.6-48)

Ejemplo de diseño de muros controlado por corte, Siendo el valor del cortante, el valor último de cortante de la placa en estudio, se obtiene un valor de 2.79, por tanto, es un valor menor a 3. Con este dato se ingresan a leer los datos de la primera columna de la tabla de manera similar a lo expuesto para vigas y columnas, teniendo en cuenta que el gráfico para cortante varía de los de flexión, tal como se observa a continuación:

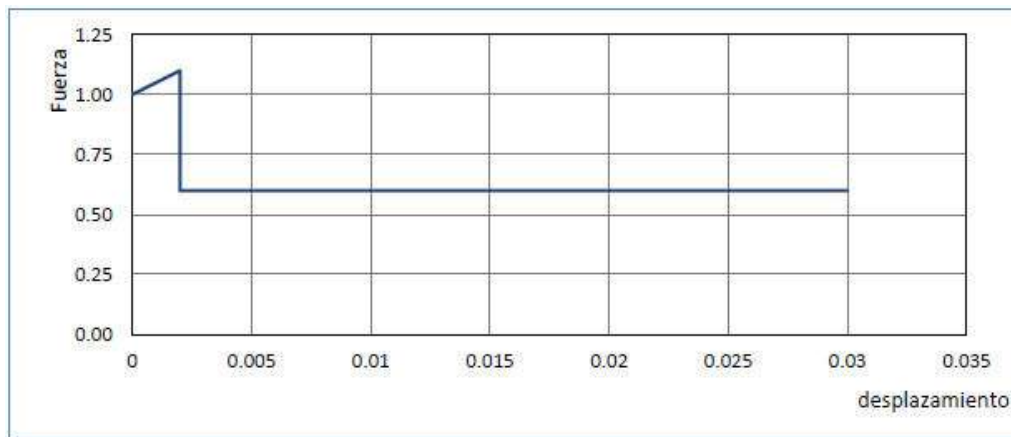
Figura 3.13. Diagrama de cortante-deformación para un muro.



Fuente: FEMA-356, Seismic Rehabilitation Prestandard, 2000. (p.7-11)

Los valores elegidos se resumen en el siguiente gráfico:

Figura 3.14. Fuerza-Desplazamiento normalizado según FEMA – Muro controlado por Corte



Fuente: Obtenido de Etabs.

➤ **Muros controlados por flexión:**

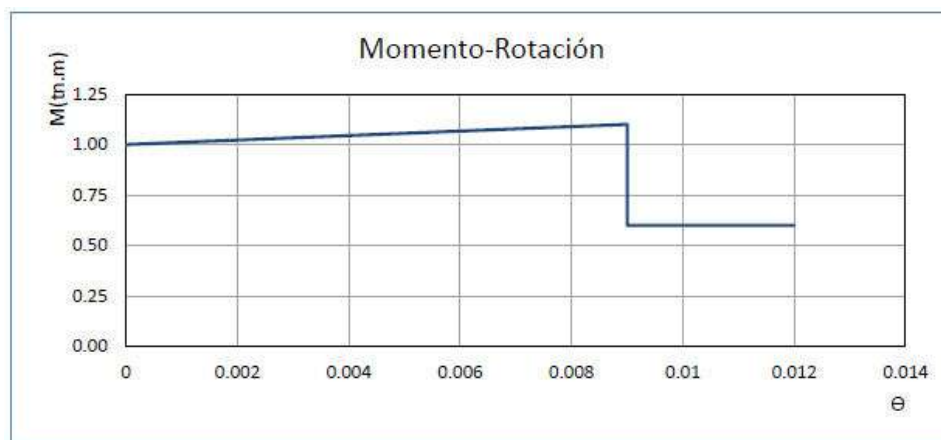
Para trabajar con los datos de flexión, primero se ingresa a la tabla 3.18 con la solución de la siguiente ecuación:

$$\frac{(A_S - A'_S)f_y + P}{t_w l_w f'_c} \tag{2.38}$$

Los valores de A_s y $A's$, se refieren al valor del acero por flexión y por cortante respectivamente. Para el caso de la placa denominada MC-3, estos valores son $A_s=15.24$ cm^2 y $A's=5.00$ cm^2 . Asimismo, el valor de la carga axial P es el más desfavorable del análisis, siendo igual a 189652 kg. Por tanto, el valor obtenido de la ecuación 2.34 es 0.90. Por último, se elige el valor de “Perímetro confinado”, pues se tiene refuerzo tanto transversal como horizontal según el diseño estructural. Entrando con los valores hallados se puede deducir los puntos notables de la curva del FEMA de manera análoga que las columnas y vigas. En la siguiente figura se muestran los resultados.

Entonces, al ingresar estos datos se modelará el comportamiento del muro cuando éste incurriere en el rango inelástico, asimismo, se debe recordar que el diagrama momento curvatura se aplica a los elementos predominado por la flexión, y el diagrama fuerza desplazamiento a los elementos dominados por corte.

Figura 3.15. Momento-Rotación normalizado según FEMA – Muro controlado por Flexión.



Fuente: Obtenido de Etabs.

3.8.3. Patrón de cargas

Para la aplicación del análisis estático no-lineal (Pushover) se utilizaron los patrones de carga lateral indicados en la Tabla 3.15 y 3.16. Que se aplicará a la estructura en forma monótonica, es decir, en un solo sentido (sentido X), teniendo en cuenta las cargas de gravedad permanentes de la estructura.

Tabla 3.15. Cálculo de Patrones de Carga en el eje X-X

	Cortante de Diseño en X=		240.058	Ton	
Piso	Peso Entrepiso W	Altura H	W*H	%	FL-X
	ton	m			
AZOTEA	69.29	38.00	2633.18	0.09	21.37
11va planta	108.15	35.3	3817.67	0.13	30.98
10ma planta	108.15	32.6	3525.67	0.12	28.61
9na planta	108.15	29.9	3233.67	0.11	26.24
8va planta	106.52	27.2	2897.41	0.10	23.52
7ma planta	110.09	24.5	2697.11	0.09	21.89
6ta planta	110.09	21.8	2399.88	0.08	19.48
5ta planta	110.09	19.1	2102.65	0.07	17.07
4ta planta	113.25	16.4	1857.24	0.06	15.07
mezanine 1	82.98	13.9	1153.44	0.04	9.36
3ra planta	118.37	11.4	1349.47	0.05	10.95
2da planta	128.90	8.2	1056.98	0.04	8.58
mezanine 2	89.40	5.6	500.62	0.02	4.06
sotano	117.81	3	353.42	0.01	2.87
Total=			29578.41		

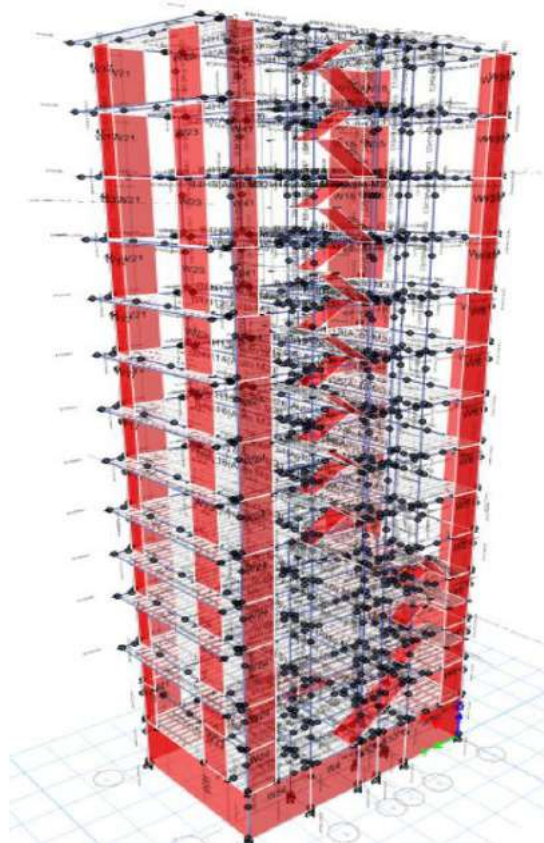
Tabla 3.16. Cálculo de patrones de carga en el eje Y-Y

	Cortante de Diseño en Y=		245.773	Ton	
Piso	Peso Entrepiso W	Altura H	W*H	%	FL-Y
	ton	m			
AZOTEA	69.29	38	2633.18	0.09	21.88
11va planta	108.15	35.3	3817.67	0.13	31.72
10ma planta	108.15	32.6	3525.67	0.12	29.30
9na planta	108.15	29.9	3233.67	0.11	26.87
8va planta	106.52	27.2	2897.41	0.10	24.08
7ma planta	110.09	24.5	2697.11	0.09	22.41
6ta planta	110.09	21.8	2399.88	0.08	19.94
5ta planta	110.09	19.1	2102.65	0.07	17.47
4ta planta	113.25	16.4	1857.24	0.06	15.43
mesanine 1	82.98	13.9	1153.44	0.04	9.58
3ra planta	118.37	11.4	1349.47	0.05	11.21
2da planta	128.90	8.2	1056.98	0.04	8.78
mesanine 2	89.40	5.6	500.62	0.02	4.16
sotano	117.81	3	353.42	0.01	2.94
Total=			29578.41		

3.9. Asignación de rótulas plásticas

Se presenta las rótulas plásticas asignadas, asimismo la ubicación de las mismas, se puede dar en un ilimitado número de posiciones a lo largo de todo el elemento “frame”. Por lo general se considera la ubicación de las rótulas a una distancia de los nudos. Cada rótula plástica es modelada como un punto discreto, todas las deformaciones plásticas, ya sea desplazamientos o rotaciones, ocurren en el punto donde fue asignada la articulación. En conclusión, las leyes constitutivas de las rótulas plásticas se definen de acuerdo a los lineamientos del FEMA 356, siguiendo los modelos correspondientes mostrados en las tablas expuestas anteriormente, las cuales se basan en estudios y pruebas realizadas según diferentes armados y geometrías de los elementos estructurales.

Figura 3.16. Rotulas plásticas en la estructura



3.9.1. Obtención de la curva de capacidad

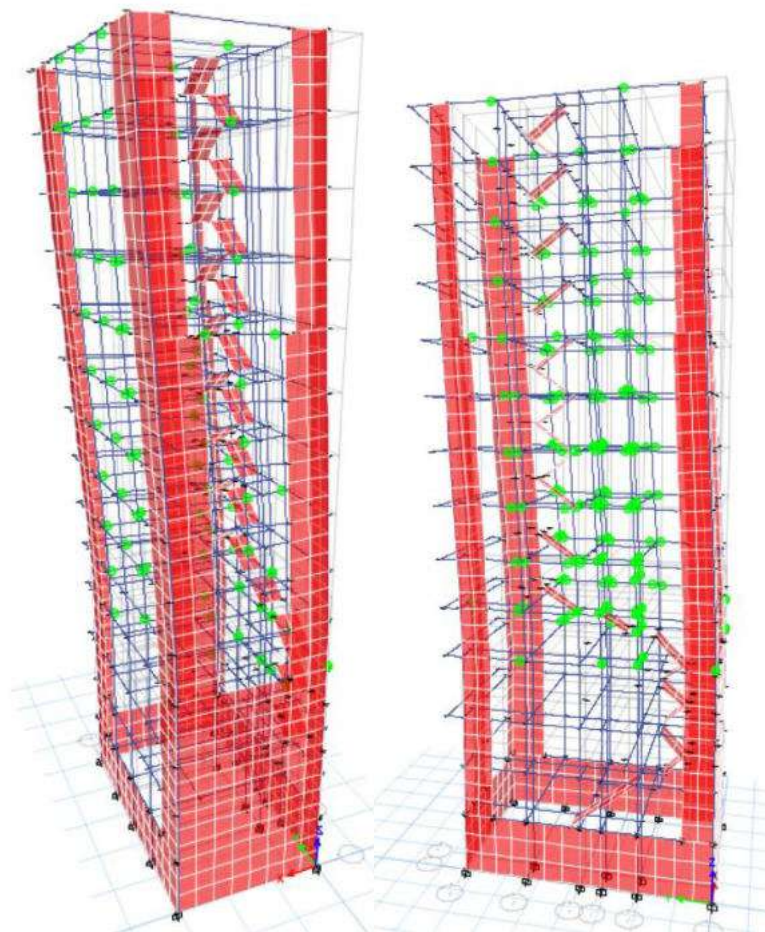
Para generar la curva de capacidad, se deben seguir ciertas consideraciones para obtener un modelo simplificado y más cercano a la realidad. Primero, se considera a la estructura como empotrada en la base, por tanto, se ignoran los efectos de la interacción suelo-estructura.

Otros de los parámetros a tomar en cuenta, es respecto al nodo de control, vale decir, el punto a monitorear para el análisis Pushover. Por la teoría general, se sabe que este punto debe ser el del último nivel del edificio, por lo tanto, se tomó el punto de este nivel. Asimismo, se deben distribuir las cargas laterales que van a “empujar” a la estructura para generar su comportamiento en el rango lineal y no lineal. El código FEMA propone una metodología para ser ubicadas estas cargas, sin embargo, se debe tener en cuenta que, como la distribución de estas cargas depende de las características del suelo, se trabajó con la distribución de fuerzas en altura según la masa de los pisos.

Finalmente, se realizó el modelo en el programa ETABS obteniendo mediante “pasos” las formaciones de las rótulas plásticas de los elementos estructurales.

A continuación, se muestra las rotulas plásticas generadas automáticamente en la estructura en estudio.

Figura 3.17. Modelo 3D con rótulas plásticas generado por el análisis pushover – Dirección X, Y



a) Rótulas plásticas en dirección **X-X**

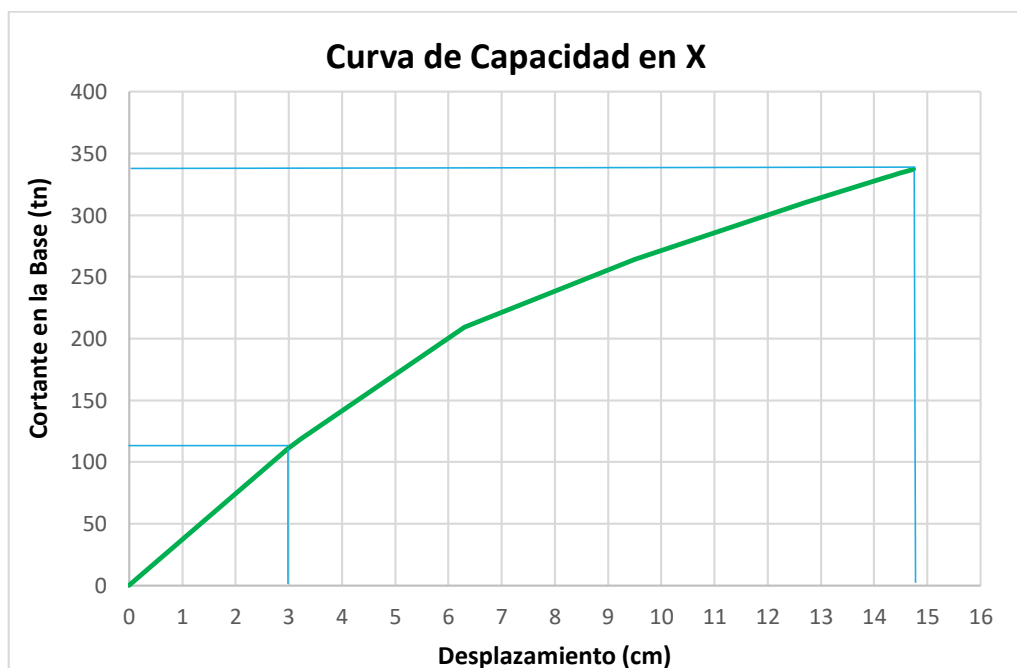
b) Rótulas plásticas en dirección **Y-Y**

Seguidamente de analizar mediante el Pushover a la estructura a través de las cargas monotónicamente en cada sentido hasta llevar a la estructura al colapso. El color de las rótulas plásticas está relacionado con los puntos generales del diagrama momento-rotación dadas por el FEMA: punto inicial, punto de fluencia, resistencia del componente y pérdida total de resistencia. El resultado final de la generación de rótulas es la Curva de Capacidad de la estructura, para ambas direcciones. Esta curva relaciona el desplazamiento versus el cortante en la base tanto para el sentido X, Y.

Tabla 3. 17. Desplazamiento de techo vs. cortante en la base en dirección X

D(Techo)	V
cm	ton
0	0
3	111.5141
3.2345	118.9375
6.2995	209.1509
9.4986	264.0841
12.7156	310.6356
14.2571	331.3663
14.2754	331.3554
14.5234	334.5282
14.5301	334.567
14.7395	337.2152

Figura 3.18. Curva de capacidad – dirección X.

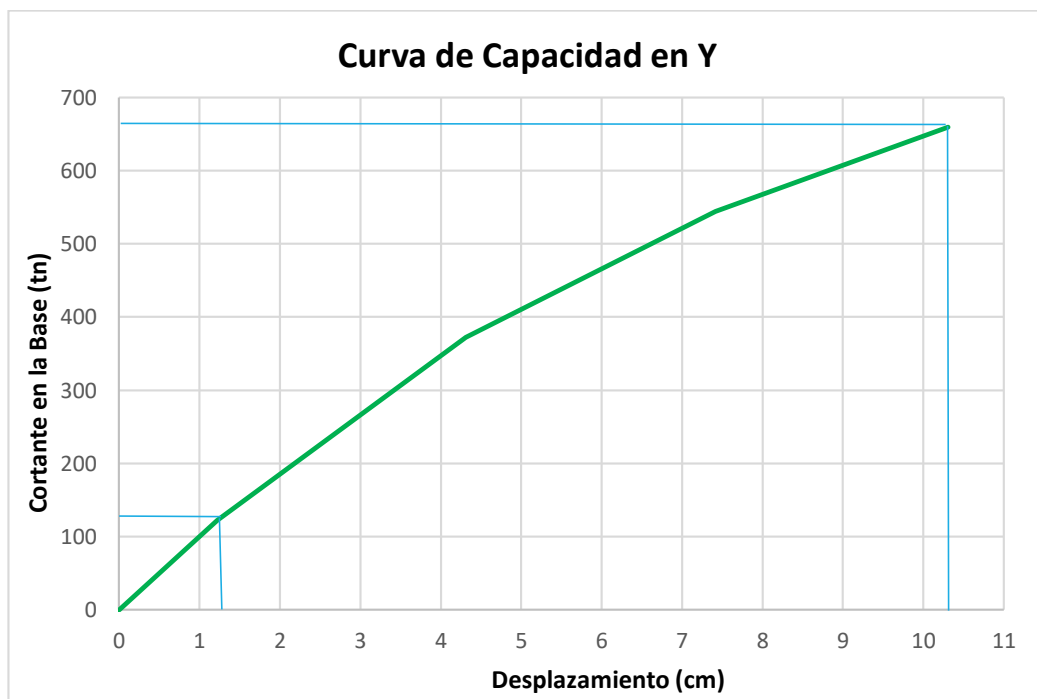


De acuerdo con el análisis Pushover se encuentra que la curva de capacidad en la dirección X presenta una linealidad en el comportamiento, hasta que se obtiene un cortante en la base de aproximadamente 111.51 Tn y un desplazamiento alrededor de 3.00 cm en el último nivel. De este punto en adelante se muestra la aparición de las primeras rotula plástica; esto se debe a que es en esa zona donde se presenta pérdida de la rigidez y la incursión en la zona plástica de los elementos. La estructura alcanza su capacidad última cuando se ha alcanzado un desplazamiento de 14.74 cm y un cortante basal de 337.21 Ton. En conclusión, se detiene el análisis cuando se logra un desplazamiento máximo de 14.74 cm el cual es considerado un valor en el cual la estructura en estudio alcanza su capacidad máxima.

Tabla 3.18. Desplazamiento de techo vs. cortante en la base en dirección X

D(Techo)	V
cm	ton
0	0
1.2205	122.0314
4.3105	371.8941
7.414	544.2372
10.3069	659.4928
10.3069	659.4928

Figura 3.19. Curva de Capacidad – Dirección Y



De acuerdo con el análisis Pushover se encuentra que la curva de capacidad en la dirección

Y presenta una linealidad en el comportamiento, hasta que se obtiene un cortante en la base de aproximadamente 122.03 Tn y un desplazamiento alrededor de 1.22 cm en el último nivel. De este punto en adelante se muestra la aparición de las primeras rotula plástica; esto se debe a que es en esa zona donde se presenta pérdida de la rigidez y la incursión en la zona plástica de los elementos. La estructura alcanza su capacidad última cuando se ha alcanzado un desplazamiento de 10.31 cm y un cortante basal de 659.49 Ton. En conclusión, se detiene el análisis cuando se logra un desplazamiento máximo de 10.31 cm el cual es considerado un valor en el cual la estructura en estudio alcanza su capacidad máxima.

3.10. Análisis sísmico por desempeño

3.10.1. Selección de objetivos de desempeño

Al definir los parámetros sismorresistente de la estructura en estudio, en el capítulo III, se definió que la edificación pertenece a la categoría C (edificaciones comunes), ya que su uso es habitacional. Además, habiendo sido diseñada mediante la norma peruana E-030, se espera que bajo el sismo de diseño de dicha norma la estructura cumpla su filosofía de protección de la vida.

En base a ello y a las recomendaciones de ATC-40 y FEMA-356, definimos el siguiente objetivo de desempeño para la estructura en evaluación, para posteriormente corroborara dichos objetivos.

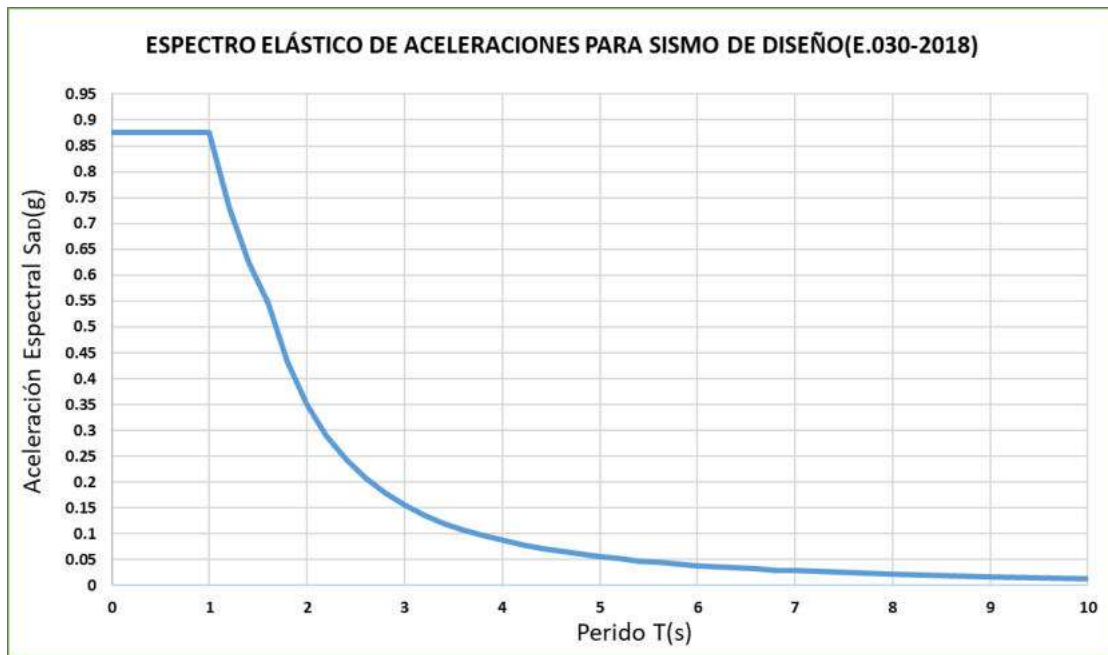
Tabla 3.19. Objetivo de desempeño para la edificación

Objetivo de desempeño – Para Edificación en estudio				
Movimiento sísmico del terreno	Nivel de desempeño de la edificación			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural / Prevención del Colapso
Sismo de diseño (DE)				
Sismo máximo (ME)				

3.11. Determinación del espectro de demanda

En el capítulo 2.5 se explicó los parámetros obtenidos acorde a la norma E.030-2018, para ello se presenta solamente la gráfica del espectro de diseño con el cual se diseñó la edificación en estudio.

Figura 3.20. Espectro de aceleraciones elástico para un sismo de diseño acorde a la Norma Técnica Peruana E.030-2018



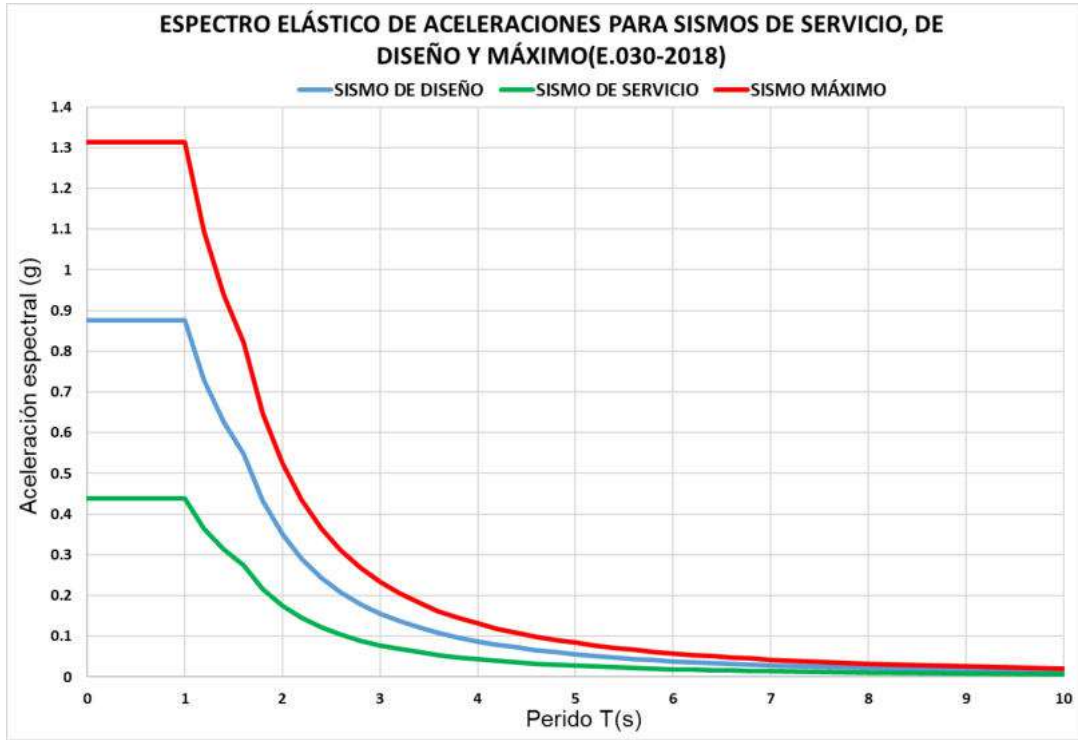
A continuación, se muestra los espectros de aceleración también descritos a detalle en el capítulo 2.5 de la presente investigación, para ello se a presentar los espectros acordes a la normativa ATC-40, se presenta los valores obtenidos en la siguiente tabla.

Tabla 3.24. Espectro de aceleraciones según normativa ATC-40. (P.8-11)

ESPECTRO DE ACELERACIONES			
PERIODO	SISMO DE SERVICIO	SISMO DISEÑO	SISMO MÁXIMO
T	Sa	Sa	Sa
0	0.4375	0.875	1.3125
0.2	0.4375	0.875	1.3125
0.3	0.4375	0.875	1.3125

0.4	0.4375	0.875	1.3125
0.6	0.4375	0.875	1.3125
0.8	0.4375	0.875	1.3125
1	0.4375	0.875	1.3125
1.2	0.3646	0.7292	1.0938
1.4	0.3125	0.625	0.9375
1.6	0.2734	0.5469	0.8203
1.8	0.216	0.4321	0.6481
2	0.175	0.35	0.525
2.2	0.1446	0.2893	0.4339
2.4	0.1215	0.2431	0.3646
2.6	0.1036	0.2071	0.3107
2.8	0.0893	0.1786	0.2679
3	0.0778	0.1556	0.2333
3.2	0.0684	0.1367	0.2051
3.4	0.0606	0.1211	0.1817
3.6	0.054	0.108	0.162
3.8	0.0485	0.097	0.1454
4	0.0438	0.0875	0.1313
4.2	0.0397	0.0794	0.119
4.4	0.0362	0.0723	0.1085
4.6	0.0331	0.0662	0.0992
4.8	0.0304	0.0608	0.0911
5	0.028	0.056	0.084
5.2	0.0259	0.0518	0.0777
5.4	0.024	0.048	0.072
5.6	0.0223	0.0446	0.067
5.8	0.0208	0.0416	0.0624
6	0.0194	0.0389	0.0583
6.2	0.0182	0.0364	0.0546
6.4	0.0171	0.0342	0.0513
6.6	0.0161	0.0321	0.0482
6.8	0.0151	0.0303	0.0454
7	0.0143	0.0286	0.0429
8	0.0109	0.022	0.0328
9	0.0086	0.017	0.0259
10	0.007	0.014	0.021

Figura 3.21. Espectro de aceleraciones elástico para sismo de servicio, de diseño y máximo acorde a la norma E030-2018



Con los datos hallados, aplicando la fórmula de conversión propuesta por el código ATC-40, se calcula para cada espectro sísmico de aceleraciones su respectivo espectro de demanda de los espectros de aceleraciones.

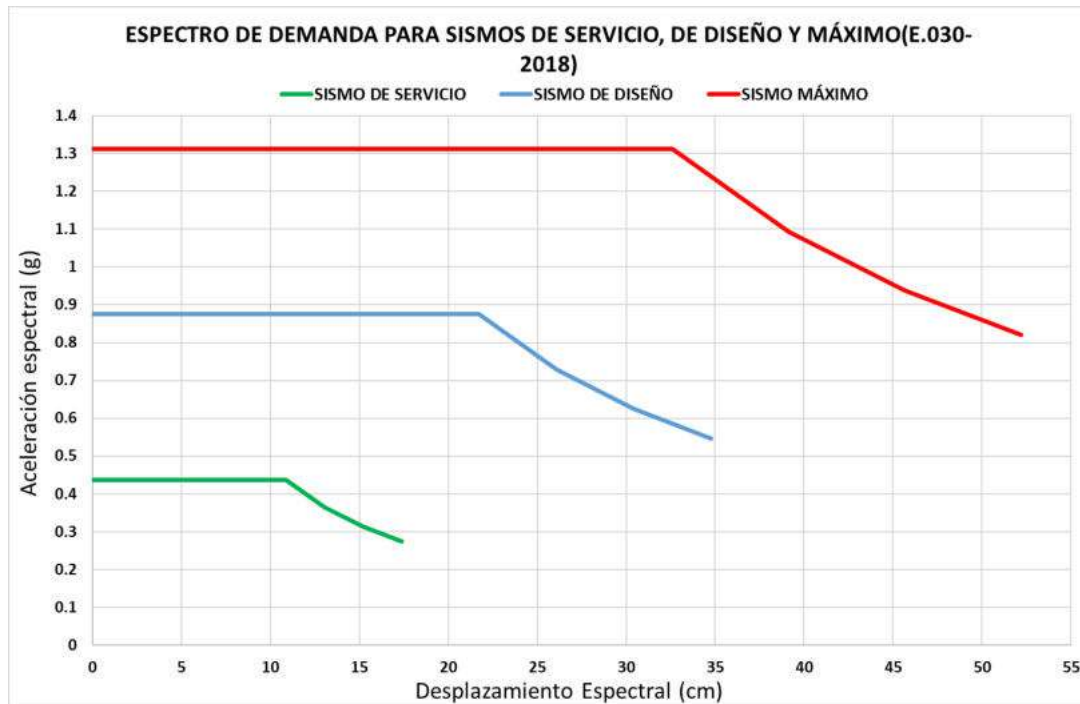
Tabla 3.24. Espectro de demanda en formato ADRS

ESPECTRO DE DEMANDA EN FORMATO ADRS						
PERIODO T	SISMO DISEÑO		SISMO DE SERVICIO		SISMO MÁXIMO	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0.00	0.8750	0.0000	0.4375	0.0000	1.3125	0.0000
0.20	0.8750	0.8697	0.4375	0.4349	1.3125	1.3046
0.30	0.8750	1.9569	0.4375	0.9784	1.3125	2.9353
0.40	0.8750	3.4788	0.4375	1.7394	1.3125	5.2183
0.60	0.8750	7.8274	0.4375	3.9137	1.3125	11.7411
0.80	0.8750	13.9154	0.4375	6.9577	1.3125	20.8731
1.00	0.8750	21.7428	0.4375	10.8714	1.3125	32.6142

1.20	0.7292	26.0913	0.3646	13.0457	1.0938	39.1370
1.40	0.6250	30.4399	0.3125	15.2200	0.9375	45.6599
1.60	0.5469	34.7885	0.2734	17.3942	0.8203	52.1827
1.80	0.4321	34.7885	0.2160	17.3942	0.6481	52.1827
2.00	0.3500	34.7885	0.1750	17.3942	0.5250	52.1827
2.20	0.2893	34.7885	0.1446	17.3942	0.4339	52.1827
2.40	0.2431	34.7885	0.1215	17.3942	0.3646	52.1827
2.60	0.2071	34.7885	0.1036	17.3942	0.3107	52.1827
2.80	0.1786	34.7885	0.0893	17.3942	0.2679	52.1827
3.00	0.1556	34.7885	0.0778	17.3942	0.2333	52.1827
3.20	0.1367	34.7885	0.0684	17.3942	0.2051	52.1827
3.40	0.1211	34.7885	0.0606	17.3942	0.1817	52.1827
3.60	0.1080	34.7885	0.0540	17.3942	0.1620	52.1827
3.80	0.0970	34.7885	0.0485	17.3942	0.1454	52.1827
4.00	0.0875	34.7885	0.0438	17.3942	0.1313	52.1827
4.20	0.0794	34.7885	0.0397	17.3942	0.1190	52.1827
4.40	0.0723	34.7885	0.0362	17.3942	0.1085	52.1827
4.60	0.0662	34.7885	0.0331	17.3942	0.0992	52.1827
4.80	0.0608	34.7885	0.0304	17.3942	0.0911	52.1827
5.00	0.0560	34.7885	0.0280	17.3942	0.0840	52.1827
5.20	0.0518	34.7885	0.0259	17.3942	0.0777	52.1827
5.40	0.0480	34.7885	0.0240	17.3942	0.0720	52.1827
5.60	0.0446	34.7885	0.0223	17.3942	0.0670	52.1827
5.80	0.0416	34.7885	0.0208	17.3942	0.0624	52.1827
6.00	0.0389	34.7885	0.0194	17.3942	0.0583	52.1827
6.20	0.0364	34.7885	0.0182	17.3942	0.0546	52.1827
6.40	0.0342	34.7885	0.0171	17.3942	0.0513	52.1827
6.60	0.0321	34.7885	0.0161	17.3942	0.0482	52.1827
6.80	0.0303	34.7885	0.0151	17.3942	0.0454	52.1827
7.00	0.0286	34.7885	0.0143	17.3942	0.0429	52.1827
8.00	0.022	34.7885	0.0109	17.3942	0.0328	52.1827
9.00	0.017	34.7885	0.0086	17.3942	0.0259	52.1827
10.00	0.014	34.7885	0.0070	17.3942	0.0210	52.1827

Estos valores se obtienen por las fórmulas de conversión de periodo a desplazamiento espectral, tal como se detalla líneas arriba en los sismos elásticos.

Figura 3.22. Espectro de aceleraciones elásticas para un sismo de servicio, de diseño y máximo acorde a la norma peruana e-030



3.12. Aplicación de la metodología de la norma ATC-40: método del espectro de capacidad

Para la aplicación del método del espectro de capacidad, se empleará el procedimiento del ATC-40, descrito en el capítulo II sección 2.4.2.

Conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad. Previo al desarrollo del método, es necesario convertir las curvas de capacidad a espectros de capacidad para cada dirección de análisis y bloque estructural. Los pasos a seguir son los siguientes:

Para el modo fundamental en la dirección de análisis, se calcula el factor de participación modal PF_1 y coeficiente de masa modal α_1 , empleando las siguientes fórmulas:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g}} \right] \quad (2.39)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (2.40)$$

Para cada punto de la curva de capacidad (V, Δ_{roof}) se calcula el correspondiente punto,

(Sa, Sd) en el espectro de capacidad, mediante las siguientes fórmulas:

$$S_{ai} = \frac{V_i/W}{\alpha_1} \quad (2.41)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad (2.42)$$

Tabla 3.20. Valores para conversión de Curva de capacidad a espectro de capacidad en la dirección X-X

Piso	Peso Wi (ton)	Masa Wi/g	Amplitud del modo 1	Amplitud del modo 1	Wi*øi/g	Wi*øi^2/g
		(ton- s2/m)	øi	øi^2		
Azotea	69.29	7.06	1.000	1.0000	7.06	7.06
11va planta	177.44	18.09	0.936	0.8753	16.92	15.83
10ma planta	285.59	29.11	0.856	0.7331	24.93	21.34
9na planta	393.74	40.14	0.725	0.5249	29.08	21.07
8va planta	500.27	51.00	0.653	0.4267	33.31	21.76
7ma planta	610.35	62.22	0.511	0.2606	31.76	16.21
6ta planta	720.44	73.44	0.458	0.2098	33.64	15.40
5ta planta	830.52	84.66	0.365	0.1333	30.91	11.29
4ta planta	943.77	96.20	0.265	0.0700	25.45	6.73
mezanine 1	1026.75	104.66	0.193	0.0374	20.24	3.91
3ra planta	1145.13	116.73	0.099	0.0097	11.51	1.13
2da planta	1274.03	129.87	0.050	0.0025	6.49	0.32
mezanine 2	1363.42	138.98	0.032	0.0010	4.45	0.14
sotano	1481.23	150.99	0.014	0.0002	2.11	0.03
TOTAL	10821.97	1103.16			277.86	142.25
Factor de participación modal PF1						1.95
Coefficiente de masa modal α1						0.49

Tabla 3.21. Valores para conversión de Curva de capacidad a espectro de capacidad en la dirección Y-Y

Piso	Peso Wi (ton)	Masa Wi/g	Amplitud del modo 1	Amplitud del modo 1	Wi*øi/g	Wi*øi^2/g
		(ton- s2/m)	øi	øi^2		
AZOTEA	69.29	7.06	1.000	1.0000	7.06	7.06
11va planta	177.44	18.09	0.925	0.8556	16.73	15.48

10ma planta	285.59	29.11	0.846	0.7157	24.63	20.84
9na planta	393.74	40.14	0.782	0.6115	31.39	24.54
8va planta	500.27	51.00	0.664	0.4409	33.86	22.48
7ma planta	610.35	62.22	0.542	0.2938	33.72	18.28
6ta planta	720.44	73.44	0.475	0.2256	34.88	16.57
5ta planta	830.52	84.66	0.302	0.0912	25.57	7.72
4ta planta	943.77	96.20	0.264	0.0697	25.40	6.71
mezanine 1	1026.75	104.66	0.175	0.0306	18.32	3.21
3ra planta	1145.13	116.73	0.105	0.0111	12.29	1.29
2da planta	1274.03	129.87	0.060	0.0036	7.79	0.47
mezanine 2	1363.42	138.98	0.040	0.0016	5.56	0.22
sotano	1481.23	150.99	0.006	0.0000	0.86	0.00
TOTAL	10821.97	1103.16			278.06	144.87
Factor de participación modal PF1						1.92
Coefficiente de masa modal α_1						0.48

Los valores encontrados anteriormente con las fórmulas de factor de participación modal (FP1), y el coeficiente modal de masa para el primer modo natural (α_1), son necesarios para convertir la curva de capacidad a un espectro de capacidad, este procedimiento se realizó para ambos sentidos tanto para X, como para Y.

Tabla 3.22. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad en formato ADRS (S_a vs. S_d) en X-X


D(Techo)	V		S_d	S_a
cm	ton		cm	g
0	0		0	0
3	111.5141		2.4268	0.146274
3.2345	118.9375		2.6004	0.155402
6.2995	209.1509		5.0486	0.264348
9.4986	264.0841		7.4506	0.32962
12.7156	310.6356		9.8136	0.386546
14.2571	331.3663		10.9391	0.411827
14.2754	331.3554		10.9486	0.411659
14.5234	334.5282		11.1275	0.415385
14.5301	334.567		11.1313	0.415414
14.7395	337.2152		11.2809	0.418471

Tabla 3.23. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad en formato ADRS (Sa vs. Sd) en Y-Y

D(Techo)	V	Sd	Sa
cm	ton	cm	g
0	0	0	0
1.2205	122.0314	1.0846	0.174652
4.3105	371.8941	3.7027	0.514564
7.414	544.2372	6.5347	0.700311
10.3069	659.4928	9.2299	0.827641
10.3069	659.4928	9.2299	0.827641



Figura 3.23. Espectro de capacidad en formato ADRS en X-X

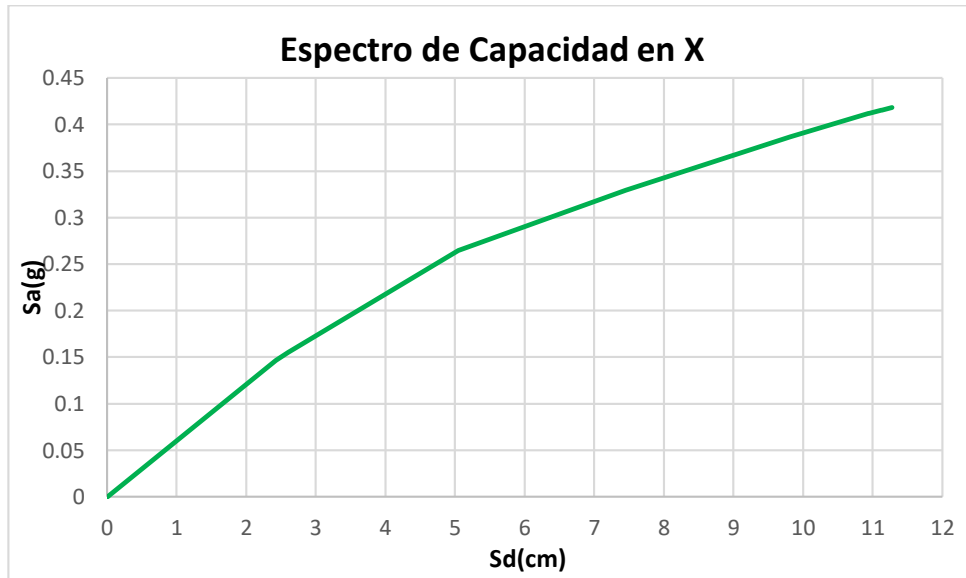
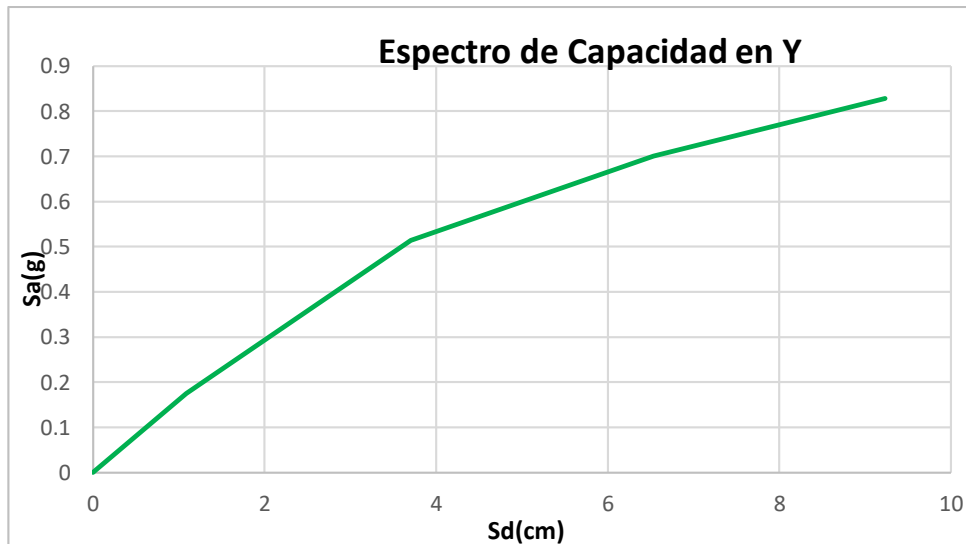


Figura 3.24. Espectro de capacidad en formato ADRS en Y-Y



3.12.1. Determinación del punto de desempeño por el método del espectro de capacidad.

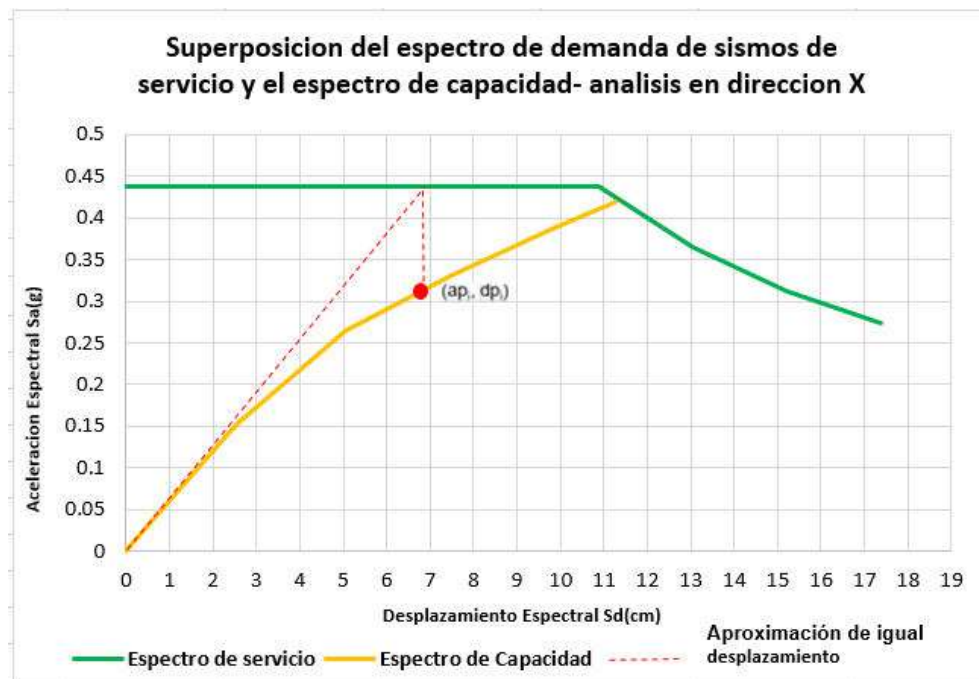
Para ejemplificar el procedimiento detallado del método del espectro de capacidad, se determinó el punto de desempeño del espectro de capacidad obtenido del análisis Pushover en la dirección X, bajo el patrón de cargas laterales proporcional a la forma del modo fundamental. Si el espectro de capacidad no llega a intersectar a cierto nivel de demanda sísmica, entonces se usará la nomenclatura N.I. (No Intersecta).

3.12.1.1. Determinación del punto de desempeño para el sismo de servicio

3.12.1.1.1. Punto de desempeño en el sentido X.

1. Superposición de gráficos, en coordenadas espectrales, del espectro de demanda elástico amortiguado 5% y el espectro de capacidad. Gráficamente se obtiene el primer punto de desempeño de prueba ap_i , dp_i a partir de la aproximación de igual desplazamiento, tal como se detalló en el capítulo anterior.

Figura 3.25. Superposición del espectro de demanda del sismo de servicio y el espectro de capacidad

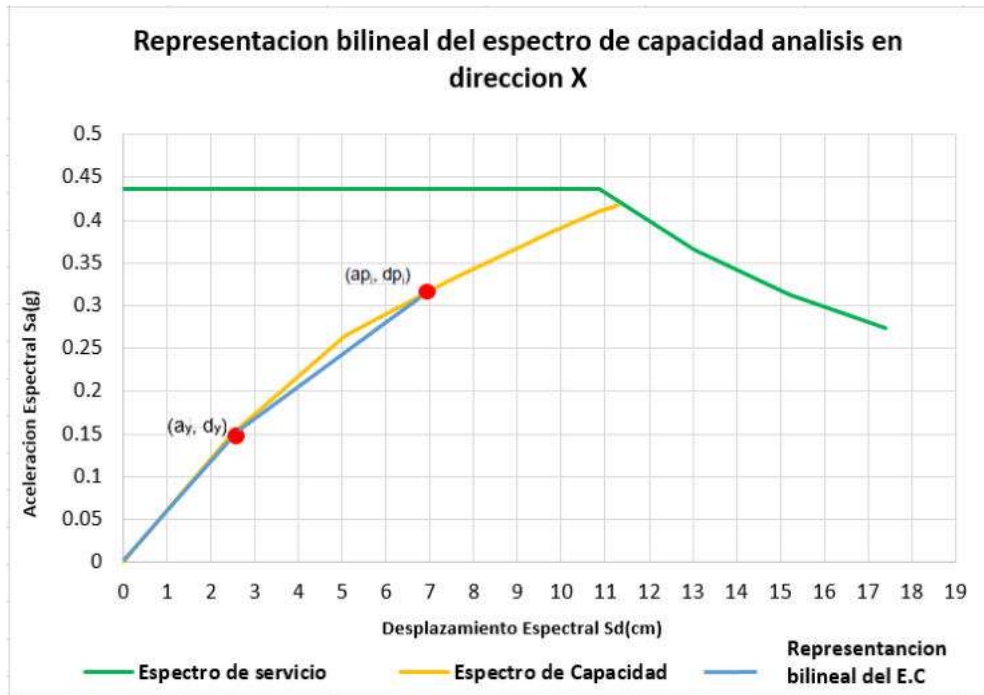


$$ap_i = 0.3166$$

$$dp_i = 6.97$$

2. Se dibuja la representación bilineal del espectro de capacidad, determinando el punto.

Figura 3.26. Representación bilineal del espectro de capacidad en sentido X



$$a_y = 0.1462 \quad d_y = 2.426$$

3. Se calculan los factores de reducción espectral y se dibuja el espectro de demanda reducido.

3.1. Determinación del amortiguamiento hysterético β_0 , el tipo de comportamiento estructural y el factor de modificación de amortiguamiento k

$$\beta_0 = 0.637 \left[\frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right] = 10.033$$

Tipo de Comportamiento Estructural = Tipo A

$$k = 1.00$$

3.2. Determinación del amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} y de los factores de reducción espectral SRA y SRV

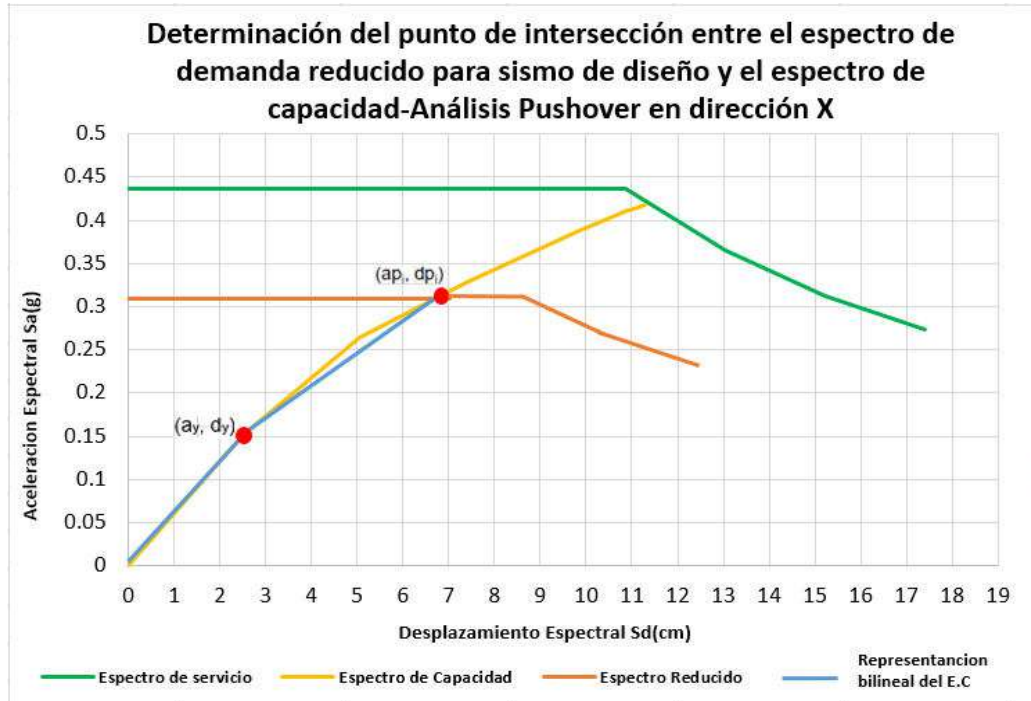
$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 = 15.03$$

$$SRA = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} = 0.644$$

$$SRV = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} = 0.726$$

3.3. Representación gráfica del espectro de demanda reducido y determinación del punto de intersección con el espectro de capacidad

Figura 3.27. Espectro de demanda reducido



4. Se evalúa si la intersección del espectro de demanda reducido y el espectro de capacidad coincide con el punto de desempeño de prueba, o en su defecto, si el desplazamiento en la intersección cumple con la tolerancia admisible.

$$0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$$

Tabla 3.24. Tolerancia admisible para encontrar el punto de desempeño

0.95 dpi	di	1.05 dpi	Fuera de la tolerancia
6.6215	6.969	7.3185	

De no cumplir la tolerancia, se repite el proceso iterativamente hasta encontrar el punto de desempeño. Pero en mi caso para el sentido X cumple a la perfección dentro de los parámetros permitidos, teniendo los siguientes resultados.

- Punto de desempeño para sismo de servicio (**Sa, Sd**) = (0.3172, 7.006) (g, cm)

- Punto de desempeño para sismo de servicio $(V, \Delta_{\text{roof}}) = (253.793, 8.856)$ (Tn, cm)

3.12.1.1.2. Punto de desempeño en el sentido Y.

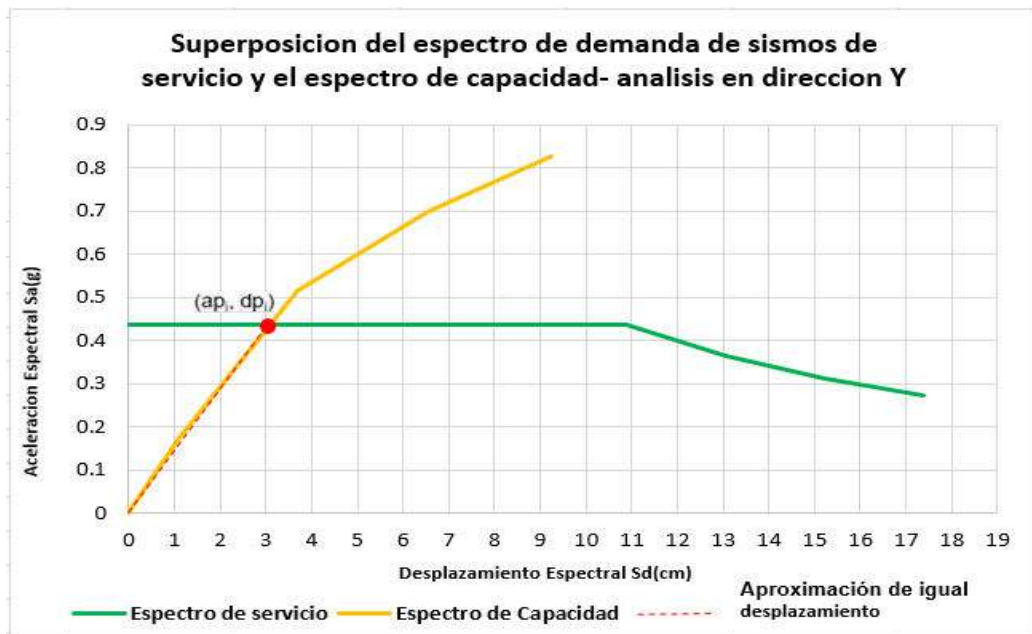
1. Superposición de gráficos, en coordenadas espectrales, del espectro de demanda elástico amortiguado 5% y el espectro de capacidad. Gráficamente se obtiene el primer punto de desempeño de prueba api, dpi a partir de la aproximación de igual desplazamiento, tal como se detalló en el capítulo anterior.

➤ Linealización equivalente de desplazamientos

El método de linealización equivalente de desplazamientos es uno de los métodos más populares dentro de todos los métodos aproximados para el análisis dinámico estocástico (Un proceso estocástico es un conjunto de variables aleatorias que depende de un parámetro) de sistemas no lineales. Este método ha demostrado ser una técnica versátil y computacionalmente eficiente, particularmente en aplicaciones prácticas. El método recibió un mayor impulso cuando Atalik y Utku (1976) mostraron que para respuestas gaussianas el cálculo de los coeficientes linealizadores se realizaba de una forma mucho más simple que para otro tipo de respuestas. Sin embargo, se ha encontrado una deficiencia importante del método cuando se considera que la respuesta es gaussiana, por ejemplo, se produce una subestimación de la desviación estándar del desplazamiento del orden de 45% con la consecuencia de que la predicción de las probabilidades de falla se desvía mucho de los resultados de la simulación, especialmente para demandas de ductilidad altas. Esto se debe al hecho de que el comportamiento gaussiano se supone para todas las variables, mientras que en realidad la fuerza restauradora está obligada a caer en una región finita lo que implica que su densidad de probabilidad es no gaussiana.

Este método parte del perfil de desplazamiento máximo que se desea en la estructura y produce las requeridas rigidez y resistencia para alcanzar el desempeño propuesto. El procedimiento de diseño por desplazamientos se ha desarrollado en estos últimos 10 años atrás aproximadamente, con el objetivo de sufragar las deficiencias del diseño basado en fuerzas que aparece en la mayoría de Normativas Sísmicas. En este método el Ingeniero Estructural lleva a cabo el diseño para un desplazamiento prefijado en vez de para un desplazamiento límite. En este procedimiento los esfuerzos y la rigidez de los diferentes elementos no intervienen, puesto que se obtienen al final.

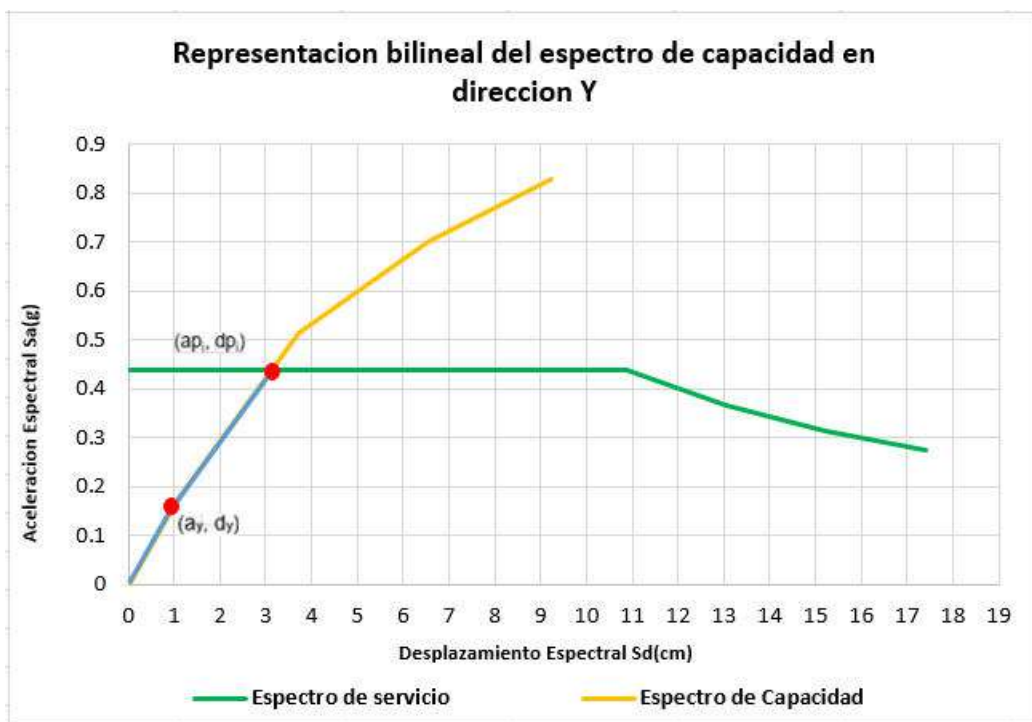
Figura 3.28. Superposición del espectro de demanda del sismo de servicio y el espectro de capacidad



$$a_{pi} = 0.5646 \quad d_{pi} = 4.4664$$

- Se dibuja la representación bilineal del espectro de capacidad, determinando el punto.

Figura 3.29. Representación bilineal del espectro de capacidad en sentido Y



$$a_y = 0.1746 \quad d_y = 1.0846$$

3. En el sentido Y cumple a la perfección dentro de los parámetros permitidos, sin la necesidad de aplicar la linealización equivalente de desplazamientos. teniendo los siguientes resultados.

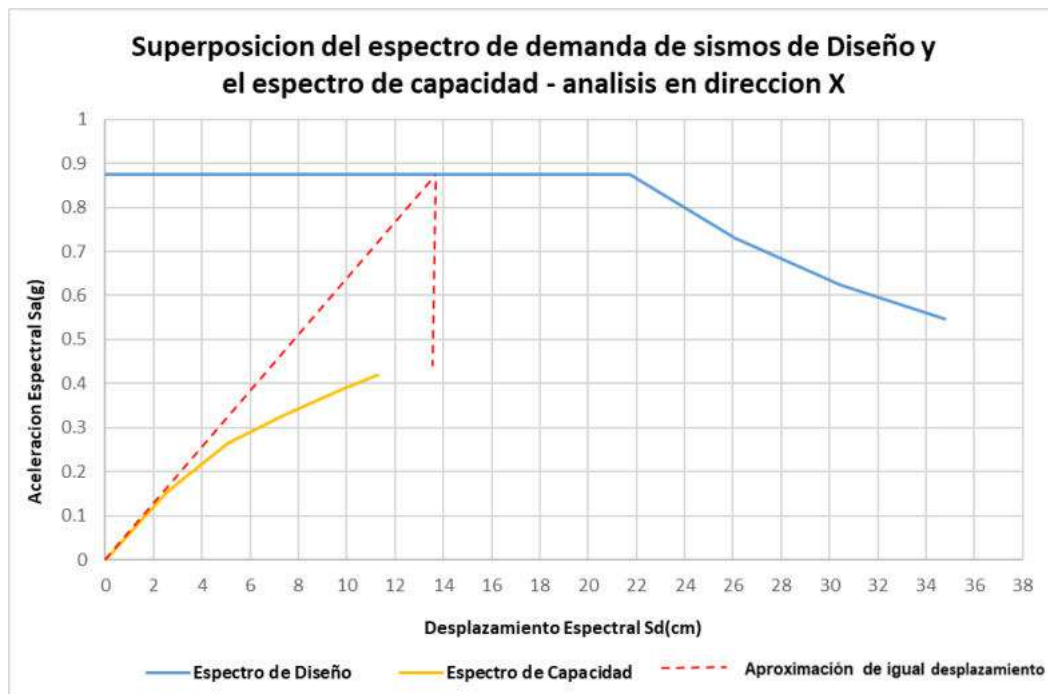
- Punto de desempeño para sismo de servicio (**Sa, Sd**) = (0.565, 4.466) (g, cm)
- Punto de desempeño para sismo de servicio (**V, Δroof**) = (418.36, 5.147) (Tn, cm)

3.12.1.2. Determinación del punto de desempeño para el sismo de diseño

3.12.1.2.1. Punto de desempeño en el sentido X.

1. Superposición en un mismo gráfico, en coordenadas espectrales, del espectro de demanda elástico amortiguado 5% y el espectro de capacidad. Gráficamente se obtiene el primer punto de desempeño de prueba a_{pi} , d_{pi} a partir de la aproximación de igual desplazamiento.

Figura 3.30. Superposición del espectro de demanda del sismo de diseño y el espectro de capacidad



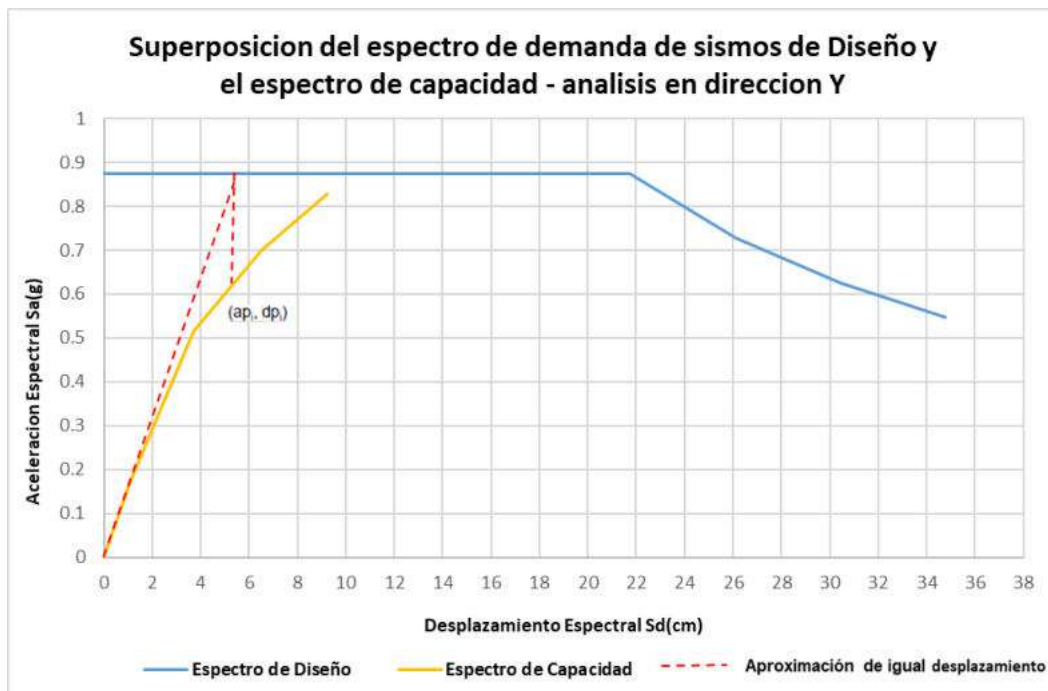
2. Al aplicar la linealización equivalente de desplazamientos, vemos que no intersecan ambos espectros, podemos afirmar que no existe punto de desempeño en el sentido X para el espectro de sismo de diseño.

- Punto de desempeño para sismo de diseño (**Sa, Sd**) = N.I
- Punto de desempeño para sismo de Diseño (**V, Δroof**) = N.I

3.12.1.2.2. Punto de desempeño en el sentido Y.

1. Superposición en un mismo gráfico, en coordenadas espectrales, del espectro de demanda elástico amortiguado 5% y el espectro de capacidad. Gráficamente se obtiene el primer punto de desempeño de prueba a_{p_i} , d_{p_i} a partir de la aproximación de igual desplazamiento.

Figura 3.31. Superposición del espectro de demanda del sismo de diseño y el espectro de capacidad

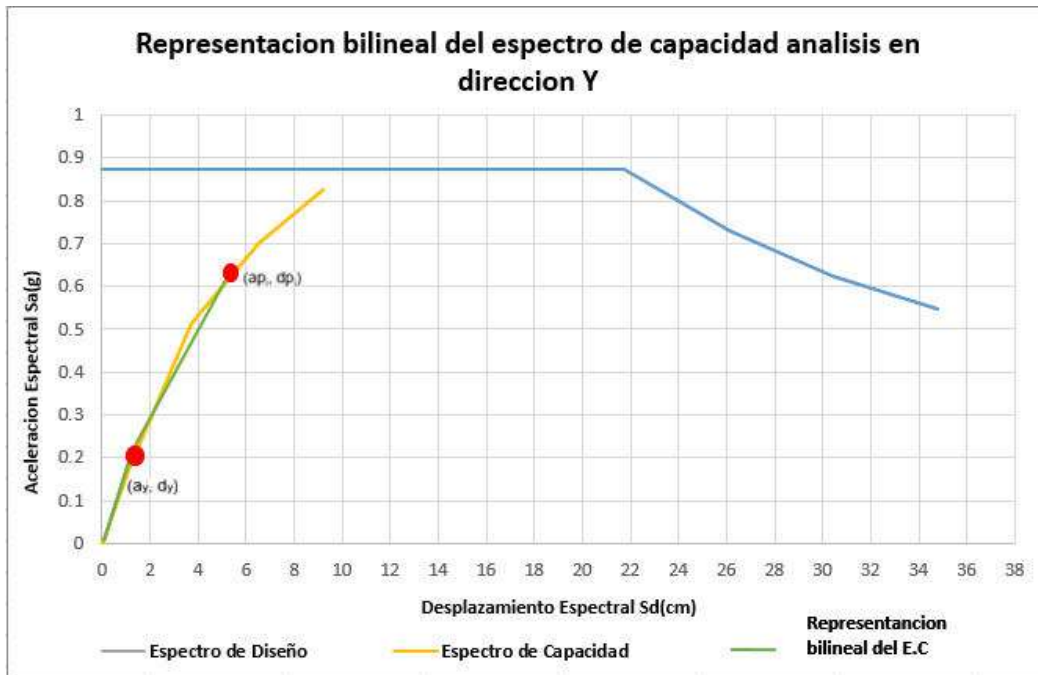


$$a_{p_i} = 0.625$$

$$d_{p_i} = 5.345$$

2. Se dibuja la representación bilineal del espectro de capacidad, determinando el punto

Figura 3. 32. Representación bilineal del espectro de capacidad en sentido Y



$$a_y = 0.1745 \quad d_y = 1.0844$$

3. Se calculan los factores de reducción espectral y se dibuja el espectro de demanda reducido

3.1. Determinación del amortiguamiento histerético β_0 , el tipo de comportamiento estructural y el factor de modificación de amortiguamiento k

$$\beta_0 = 0.637 \left[\frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right] = 4.8607$$

Tipo de Comportamiento Estructural = Tipo A

$$k = 1.$$

3.2. Determinación del amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} y de los factores de reducción espectral SRA y SRV

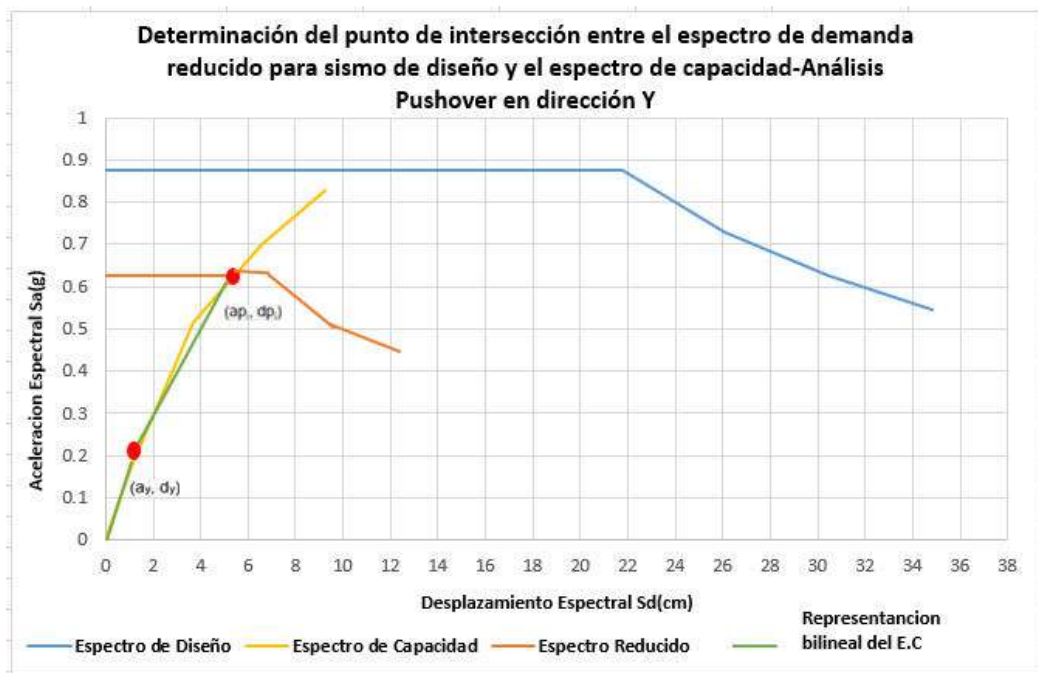
$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 = 9.8607$$

$$S_{RA} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} = 0.7800$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} = 0.83113$$

3.3. Representación gráfica del espectro de demanda reducido y determinación del punto de intersección con el espectro de capacidad.

Figura 3.33. Espectro de demanda reducido



4. Se evalúa si la intersección del espectro de demanda reducido y el espectro de capacidad coincide con el punto de desempeño de prueba, o en su defecto, si el desplazamiento en la intersección cumple con la tolerancia admisible.

$$0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$$

Tabla 3.25. Tolerancia Admisible para encontrar el punto de desempeño

0.95	d _i	1.05	Fuera de la tolerancia
d _{pi}		d _{pi}	
5.1537	5.425	5.6962	

De no cumplir la tolerancia, se repite el proceso iterativamente hasta encontrar el punto de desempeño. Pero en nuestro caso para el sentido Y cumple a la perfección dentro de los

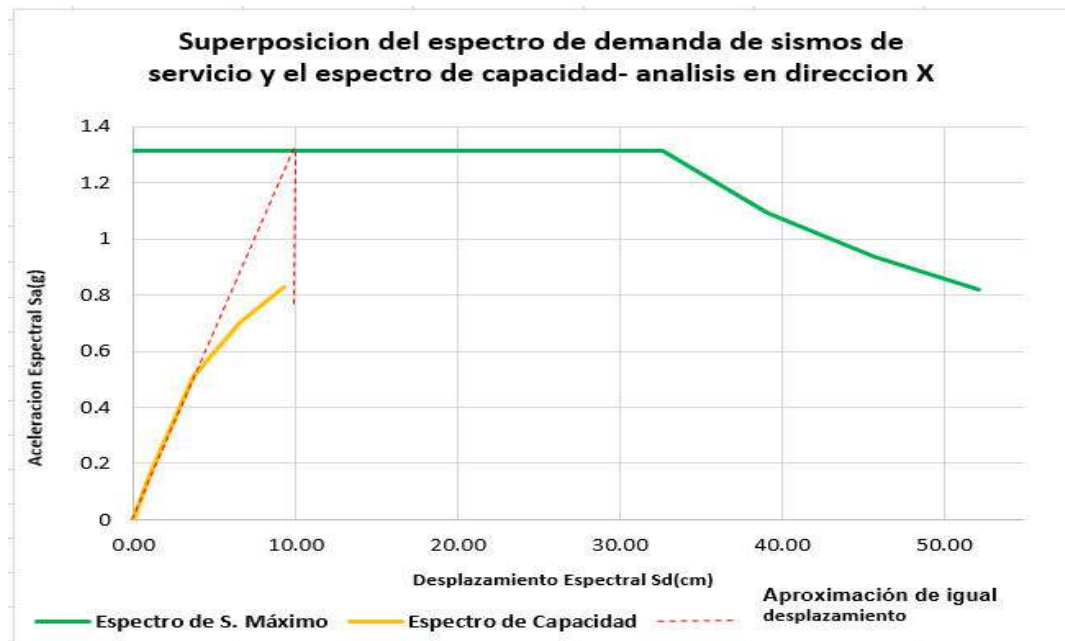
parámetros permitidos, teniendo los siguientes resultados.

- Punto de desempeño para sismo de servicio (Sa, Sd) = (0.6266, 5.56) (g, cm)
- Punto de desempeño para sismo de servicio (V, Δ_{roof}) = (485.15, 6.35) (Tn, cm)

3.12.1.3. Determinación del punto de desempeño para el sismo máximo

1. Superposición en un mismo gráfico, en coordenadas espectrales, del espectro de demanda elástico amortiguado 5% y el espectro de capacidad. Gráficamente se obtiene el primer punto de desempeño de prueba a_{pi}, d_{pi} a partir de la aproximación de igual desplazamiento.

Tabla 3.26. Superposición del espectro de sismo máximo y espectro de capacidad en X



2. Al aplicar la linealización equivalente de desplazamientos, vemos que no intersecan ambos espectros, podemos afirmar que no existe punto de desempeño en el sentido X para el espectro de sismo de diseño, ni en Y, solo para efectos de muestra se presenta el gráfico en X.

- Punto de desempeño para sismo Máximo (Sa, Sd) = N.I
- Punto de desempeño para sismo Máximo (V, Δ_{roof}) = N.I

CAPITULO IV

IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Luego de haber evaluado por el método del Espectro de Capacidad-Demanda, se determinó diversos valores del punto de desempeño en las distintas curvas de capacidad obtenidas, bajo los tres niveles de demanda sísmica (servicio, diseño y máxima). De este conjunto de valores, se hará un análisis comparativo y se elegirá el punto de desempeño más adecuado para la evaluación estructural, en cada dirección de análisis.

Se presenta un resumen de los puntos de desempeño según el método del espectro de capacidad ATC-40.

Tabla 3.27. Resumen de resultados de punto de desempeño para el análisis Pushover en la dirección X, Y en Cortante Vs. desplazamiento.

NIVEL DE PELIGRO SÍSMICO	ATC-40: ESPECTRO DE CAPACIDAD			
	Punto de desempeño en sentido X		Punto de desempeño en sentido Y	
	Cortante Vs. Desplazamiento			
	V (ton)	Δ roof (cm)	V (ton)	Δ roof (cm)
Sismo de servicio	253.793	8.856	418.36	5.147
Sismo de diseño	N.I.	N.I.	485.15	6.35
Sismo máximo	N.I.	N.I.	N.I.	N.I.

- La capacidad obtenida del análisis Pushover en la dirección X, Y satisface únicamente las demandas de sismo de servicio y sismo de diseño para la metodología del ATC-40.
- Los valores del punto de desempeño calculados empleando las metodologías de ATC-40, para un sismo de servicio, son diferentes para la curva de capacidad obtenida de aplicar un patrón de carga lateral proporcional a la forma del modo fundamental.
- Los valores del punto de desempeño calculados empleando las metodologías de ATC-40, para un sismo de diseño, solamente interseca en el sentido Y, mas no en el

sentido X.

- Para el sentido X, Y el sismo máximo no interseca con ningún espectro de capacidad, por lo tanto, no existe punto de desempeño en ambos sentidos de análisis.

En base a lo expuesto, elegimos el punto de desempeño correspondiente al calculado con la metodología ATC-40 y que pertenece a la curva Pushover obtenida de aplicar un patrón de carga lateral proporcional a la forma del modo fundamental y lo aproximamos a un valor que pertenezca a los pasos guardados por el programa, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 3.28. elegimos el punto de desempeño correspondiente al calculado con la metodología ATC-40

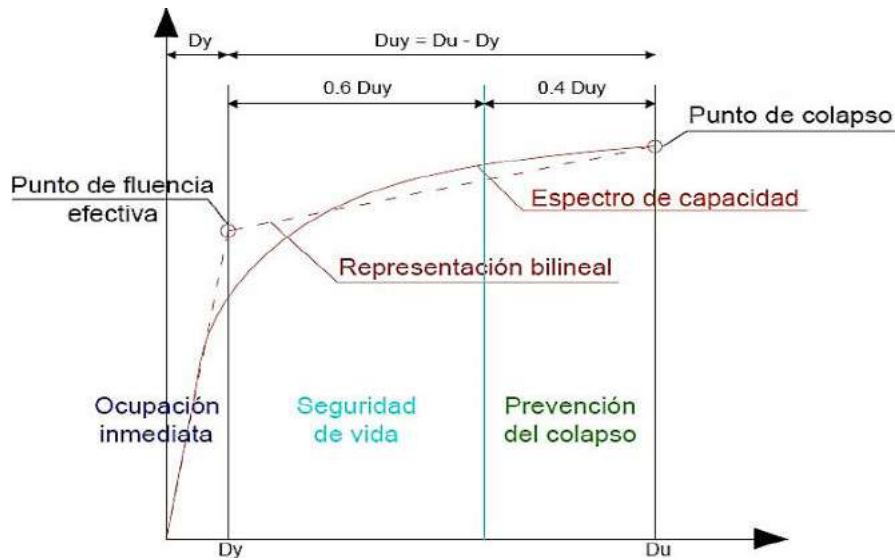
NIVEL DE PELIGRO SÍSMICO	Punto de desempeño escogidos en ambas direcciones			
	Sentido X		Sentido Y	
	Cortante Vs. Desplazamiento			
	V (ton)	Δ roof (cm)	V (ton)	Δ roof (cm)
Sismo de servicio	253.793	8.856	418.36	5.147
Sismo de diseño	N.I.	N.I.	485.15	6.35
Sismo máximo	N.I.	N.I.	N.I.	N.I.

Fuente: Elaboración propia

4.1.1. Evaluación en base a los límites de aceptación global

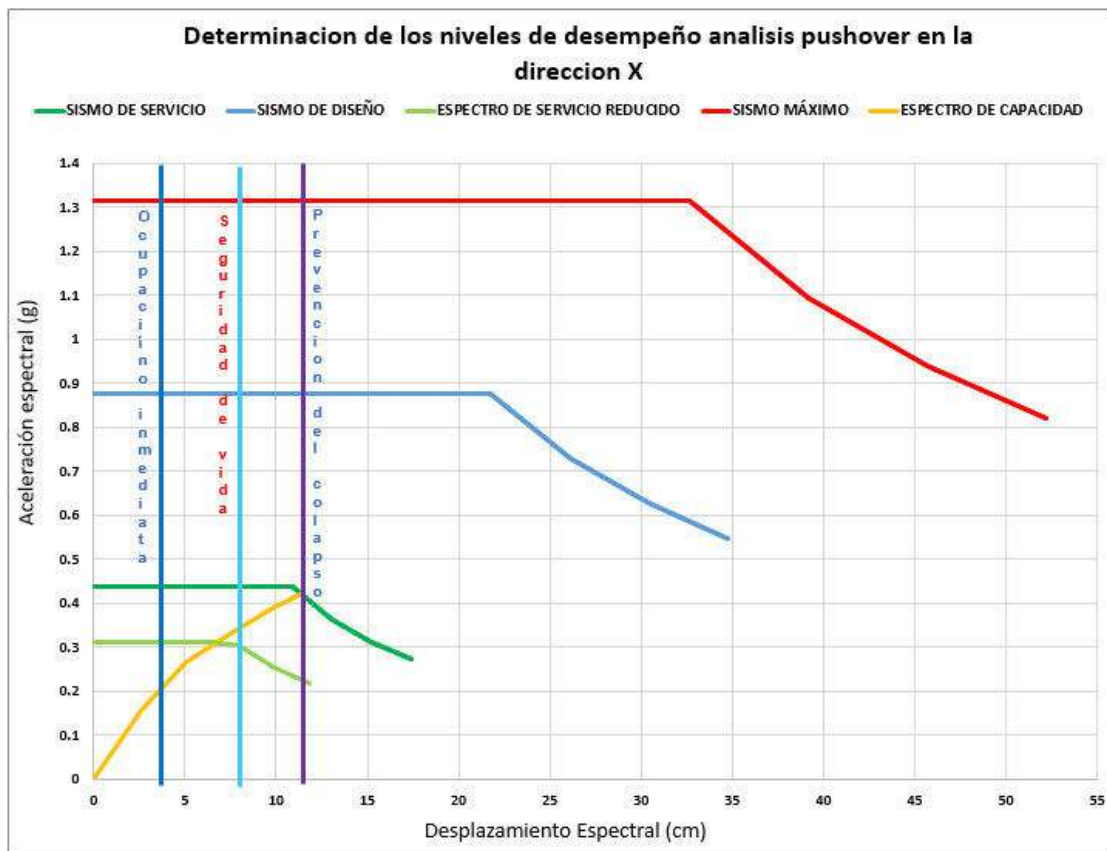
De la norma estudiada; ATC-40 propone los límites de aceptación global, expresados en límites de derivas de entrepiso y mostrados en la tabla 2.15 del capítulo II de la presente investigación. Sin embargo, aún existe mucha controversia en cuanto a los valores de estos límites, a tal punto que FEMA-356 no propone este criterio numérico para la evaluación global de una estructura.

Figura 3.34. Límites de aceptación global en base al criterio de sectorización del espectro de capacidad



Fuente: Bravo y Montenegro, Evaluación del desempeño sísmico, 2018

Figura 3.35. Evaluación global de la estructura – análisis Pushover en la dirección X



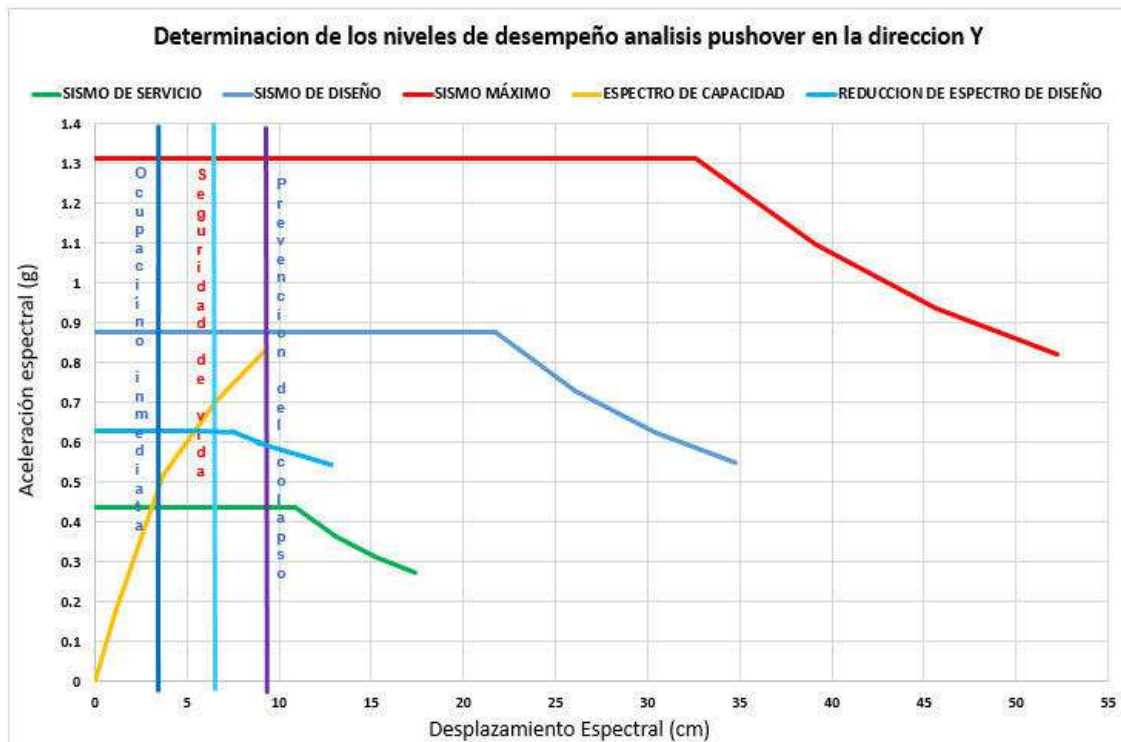
Acorde a la evaluación por límites de aceptación global, sectorizando el espectro de capacidad, la edificación de 11pisos para el análisis pushover en la dirección X y bajo la

demanda del sismo de servicio se encuentra en el nivel de desempeño de seguridad de vida.

Tabla 3.29. Punto de desempeño en Coordenadas espectrales y cortante vs. Desplazamiento de techo

Nivel de peligro sísmico	Punto de desempeño			
	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplaz.	
	Sa (g)	Sd (cm)	V (ton)	Δ_{roof} (cm)
Sismo de servicio	0.3172	7.006	253.793	8.856
Sismo de diseño	N.I.	N.I.	N.I.	N.I.
Sismo máximo	N.I.	N.I.	N.I.	N.I.

Figura 3.36. Evaluación global de la estructura – análisis pushover en la dirección Y



Acorde a la evaluación por límites de aceptación global, sectorizando el espectro de capacidad, la edificación de 11 pisos para el análisis pushover en la dirección Y, y bajo la demanda del sismo de servicio se encuentra en el nivel de ocupación inmediata, mientras con la demanda del sismo de diseño se encuentra en un nivel de seguridad de vida.

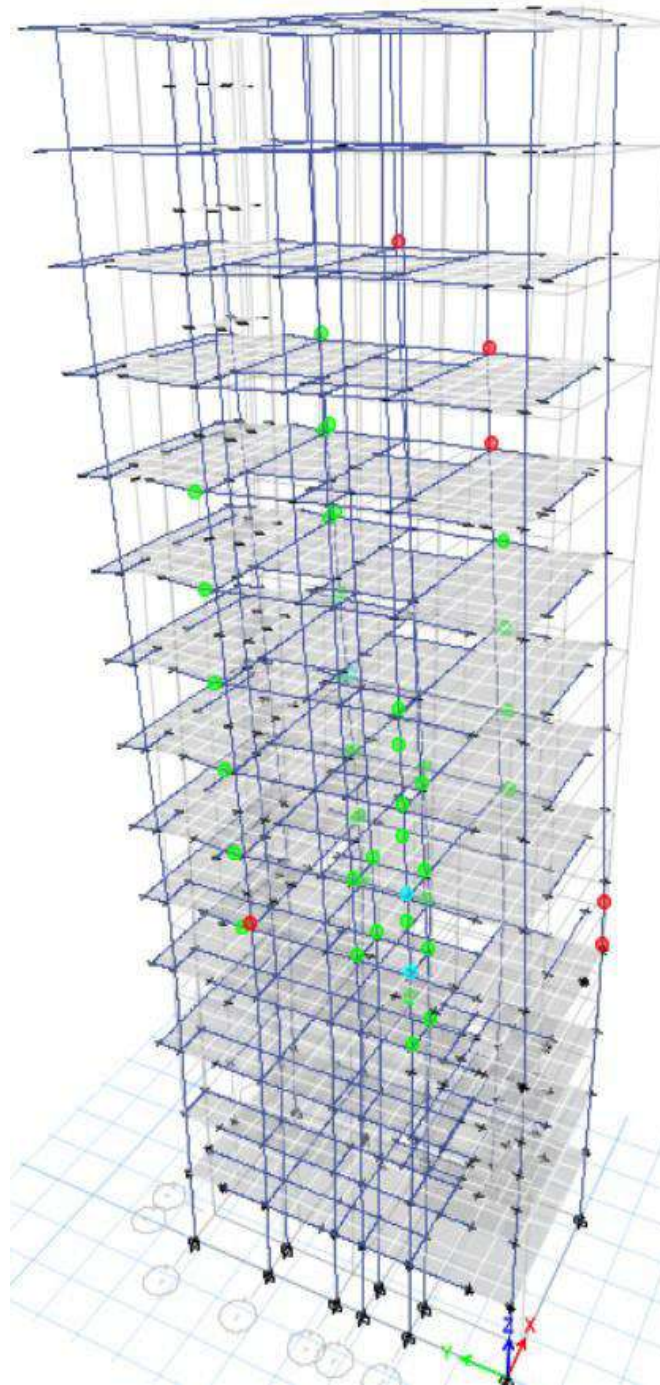
Tabla 3.30. Punto de desempeño en coordenadas espectrales y cortante vs. desplazamiento de techo

Nivel de peligro sísmico	Punto de desempeño			
	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplaz.	
	Sa (g)	Sd (cm)	V (ton)	Δ_{roof} (cm)
Sismo de servicio	0.565	4.466	2906.788	15.178
Sismo de diseño	0.6266	5.56	3935.035	29.659
Sismo máximo	N.I.	N.I.	N.I.	N.I.

La sectorización del espectro de capacidad tanto en X como en Y, se realizó gracias a la generación de rotulas plásticas en toda la estructura, las vigas son las primeras en la generación de rotulas plásticas de las cuales al superar el límite IO, llegando al límite de LS, mientras que otras ubicadas en los pisos inferior y los últimos pisos superiores superan el límite de CP.

Cabe resaltar que a este límite se llega aumentando el límite de control de desplazamientos, para lo cual se presenta a continuación la presente figura para una mejor visualización.

Figura 3.37. Fallas de colapso de la estructura aumentando el límite de control de desplazamientos



Podemos apreciar la falla de los elementos de la estructura aumentando el límite de control de desplazamientos, los mecanismos de fallas empiezan por las vigas, luego fallan las columnas y al llegar a un estado límite de colapso total fallan los muro.

CAPITULO V

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- La estructura de 11 pisos no cumple con los objetivos de desempeño propuestos en una evaluación de desempeño sísmico, aplicando la norma ATC-40 (Espectro de Capacidad- Demanda).
- El estado límite de servicio, para la dirección X, la estructura presenta un nivel de desempeño de seguridad de vida ante la demanda de un sismo de servicio; bajo un sismo de Diseño y sismo máximo la estructura colapsa.
- El estado límite de servicio, para la dirección Y, la estructura presenta un nivel de Ocupación inmediata para un sismo de servicio, para sismo de diseño la estructura se encuentra en un rango de seguridad de vida y para un sismo máximo la estructura colapsa.
- Los mecanismos de fallas empiezan por las vigas, luego fallan las columnas y al llegar a un estado límite de colapso total fallan los muros.
- El comportamiento elástico e inelástico de la estructura varía de acuerdo a la dirección de análisis: la capacidad en la dirección Y es mayor que en la dirección X. Esto se debe a la orientación de las columnas y la mayor cantidad de ejes resistentes a cargas laterales en la dirección Y.
- La edificación de 11 niveles cumplen con los límites de deriva establecidos por la norma de diseño sismorresistente E-030-2018, Según el límite de deriva de entrepiso de la edificación, tanto el sentido X como el sentido Y no excediendo a la deriva de entrepiso máxima (0.007 para concreto armado), cumpliendo con los límites de desplazamiento de entrepisos, dado por nuestra norma E.030, tanto para derivas elásticas e inelásticas.

- Existe irregularidad por rigidez en piso blando, además de irregularidad torsional, tal como se calculó en el capítulo III, de la presente investigación.
- La estructura tal como fue concebida presenta grandes deficiencias, tal es caso de las irregularidades en planta y altura, secciones que no cumplen con el diseño de acero o sub reforzadas, haciéndola una estructura peligrosa ante un evento sísmico fuerte, dada su gran dimensión en altura.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda realizar el análisis y diseño por desempeño de edificaciones de gran magnitud, de tal manera que no se generen pérdidas humanas y materiales en caso de ocurrir un evento sísmico severo que conlleve a un colapso estructural.
- Para futuras investigación se recomienda utilizar la ingeniería sísmica basada en desempeño y así proponer sistemas estructurales en la norma E.030 acorde a diferentes concepciones de diseño estructural aumentando el número de coeficientes R_o precisos sin necesidad de aplicación de fórmulas tediosas, obteniendo de esta manera diseños estructurales eficientes.
- Se recomienda el uso de criterios de estructuración sismorresistente desde la concepción de un proyecto de edificación, para no incurrir en irregularidades estructurales que originan un desempeño sísmico desfavorable de la edificación.
- Se recomienda la incorporación del análisis estático no lineal desde la etapa del diseño de edificaciones nuevas y en la evaluación de edificaciones existentes, que por su importancia y/o interés requieran de dichos estudios. Si la estructura es considerada esencial, se recomienda el uso de análisis dinámico no lineal.
- Se debe evitar la irregularidad, con la finalidad que la estructura alcance su nivel de desempeño cumpla con el objetivo básico de seguridad dado por ATC-40.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar Falconí, R. (2003), "Análisis Sísmico por Desempeño", Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Valle de los Chillas, Ecuador.
- Atalik, T S y S Utku (1976), "Stochastic linearization of multi-degree-of freedom non-linear systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4.
- ATC (1996). "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings". Technical report, ATC-40. Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Bertero, V. (1992). Conceptual Framework for Performance. Based Seismic Engineering of Building.
- Bonett, R. y León, R. (2003). Tesis doctoral "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada". Universidad politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
- Borda Meza, L M y Pastor Dulanto A E. (2007). Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos. (Tesis para optar el título de ingeniero civil). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Bravo Suclupe, A M y Montenegro Díaz, E P. (2018). Evaluación del desempeño sísmico de los bloques b y c del conjunto multifamiliar colibrí ubicado en la ciudad de Chiclayo.
- Casimiro Victorio, S. (2012), tesis de maestría titulada "Desempeño Sísmico De Edificaciones Bajo El Sismo De Nivel Ocasional"- Universidad Nacional De Ingeniería.
- Choi, K. K. y Santos, J. L. T. (1987) "Análisis de sensibilidad de diseño de sistemas estructurales no lineales. Parte 1: Teoría". Revista internacional de métodos numéricos en ingeniería.
- Chopra, A. K. (1995). Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering". Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, EUA.
- Chopra, A.K. y Goel, R.K. (1999), "Capacity -Demand Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDOF Systems", Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Chunque Pajares, J C. (2013), tesis titulada "Nivel de Desempeño Sísmico del

Edificio "A" de la Universidad Privada del Norte- Sede Cajamarca”.

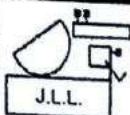
- CSI-Caribe / Disepro EIRL, (2015). Análisis no lineal a partir de cargas estáticas. Obtenido el 13 de diciembre del 2019 en: <https://wiac.info/doc-view>
- Delgadillo Alanya, J.E. (2005). Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030. (Tesis para optar el grado de maestro con mención en ingeniería estructural). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Elnashai, A y Luigi Di Sarno, L. (2008). Fundamentals of Earthquake Engineering.
- Fajfar, P. (2000), A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design.
- FEMA 356. (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency. Management Agency (FEMA), Washington, D.C.
- Gálvez Chunas, V A. (2011). Tesis titulada “Evaluación del Desempeño Sismorresistente usando Análisis No Lineal en el Tiempo”- Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Guevara, N, Osorio, S y Vargas, E, (2006). Evaluación de la capacidad estructural de la biblioteca de las ingenierías y la arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover). Universidad de El Salvador.
- Marte Jiménez, C J. (2014). Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal (“push-over”). Tesis master. Barcelona, España, Universidad Politécnica de Catalunya.
- Mejía Auquilla, P, Rivera Reyes, J E. (2020), tesis titulada “Análisis estático no lineal de una estructura mediante el método de control de desplazamientos”, Universidad de Cuenca.
- Meneses, J. (2006). Vulnerabilidad y Adecuación Sismorresistente de Escuelas: La experiencia de California y Otros Lugares del Mundo. VIII Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica, Valencia, Venezuela, mayo 2006.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Perú. (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú, Editorial Macro.
- Moreno González, R. (2006). "Estudio de la Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de los Edificios de la Ciudad de Barcelona". Universidad Politécnica de Cataluña,

Barcelona, España.

- Orillo Rojas, J D. (2014), tesis Titulada “Desempeño Sísmorresistente del Edificio "2h" de la Universidad Nacional De Cajamarca”.
- Pachón García, P. (2016), tesis doctoral titulada “Evaluación estructural de edificaciones históricas mediante análisis modal operacional (OMA)” Universidad de Sevilla. Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno.
- Paulay, T. y Priestley, M.J.N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. Editorial John Wiley & Sons. Nueva York, Estados Unidos de América.
- Park, R. y Paulay, T. (1983). Estructuras de Concreto Reforzado. 1° ed. Editorial Limusa. México.
- Satina Melone, S. (2003). Tesis Doctoral: "Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico". Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- SEAOC, (1995). A Framework for Performance Based Design. Vision 2000 Committee. Structural Engineers Association of California, Sacramento California.
- Toledo Espinoza, V. (2011), análisis No Lineal de Elementos de Concreto Armado -Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño.
- Toledo Espinoza, V. (2011): Ingeniería sísmica basada en desempeño. 1ª ed. Comunidad para la ingeniería civil, Lima, Perú.

ANEXOS

ANEXO 01 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS



JOSÉ LEZAMA LEIVA

INGENIERO CIVIL

CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERÍA

REG. C.I.P. Nº 14061 – RUC 10266787711

REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES Nº CO 112

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS, LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

Jr. Huánuco Nº 442

Tel. 365096 CEL 976625363 - 976666525

RPC Claro 993551722 - 993551713

Cajamarca

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION

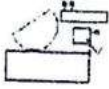
PROYECTO:

“CONSTRUCCIÓN CASA HABITACIÓN”

SOLICITANTE: ING° LUIS SILVA TARRILLO.

PROPIETARIO: Sr. WILLIAM OBLITAS VÁSQUEZ

CAJAMARCA, ENERO 2017



JOSE LEZAMA LEIVA
INGENIERO CIVIL

CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA

REG. C.I.P Nº 14061 - RUC 10266787711

REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES Nº CO 112

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Jr. Huánuco Nº 442, Telef. 365096 – Cel. 976625363, Cajamarca
Prohibida su Reproducción Total o Parcial (INDECOP). Derechos Reservados JLL.


.....
José P. Lezama Leiva
INGENIERO CIVIL
REG CIP 14061

ESTUDIOS GEOTECNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

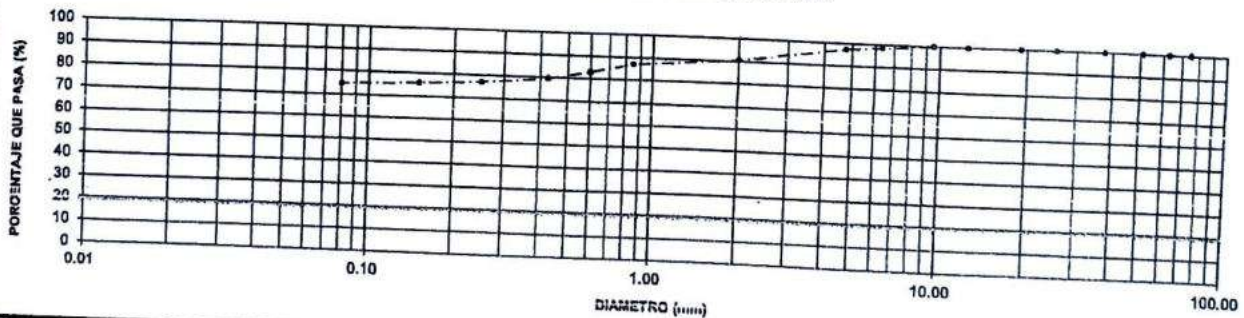
ANALISIS GRANULOMETRICO
A.S.T.M. D 422

PROYECTO : *CONSTRUCCIÓN CASA HABITACION*
 UBICACIÓN : Av. TACABAMBA S/N. DISTRITO: CHOTA. PROVINCIA: CHOTA. REGIÓN: CAJAMARCA.
 CALICATA : C - 1
 MUESTRA : M - 1
 SOLICITANTE : ING° LUIS SILVA TARRILLO.
 PROPIETARIO : Sr. WILLIAM UBLIAS VÁSQUEZ

RESPONSABLE : ING° JOSE LEZAMA L.
 OPERADOR : C.L.M.
 FECHA : 04 DE ENERO DEL 2017
 PROFUNDIDAD : 0.00 m. A 2.50 m.

ANALISIS FRACCION GRUESA						MUESTRA TOTAL				
N°	TAMIZ ABERTURA (mm)	P.RET PARCIAL	PORCENTAJE RET. PARCIAL	PORCENTAJE RET. ACUM	% QUE PASA	TEMPERATURA DE SECADO	AMBIENTE	60° C	110° C	
3"	76.20	0.00	0.00	0.00	100.00					
2 1/2"	63.50	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA HUMEDA (gr)				
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100.00	1898.60				
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA HUMEDA < N° 4 (gr)				
1"	25.40	0.00	0.00	0.00	100.00	1856.50				
3/4"	19.05	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA HUMEDA > N° 4 (gr)				
1/2"	12.70	0.00	0.00	0.00	100.00	42.10				
3/8"	9.52	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA SECA < N° 4 (gr)				
1/4"	6.35	22.00	1.47	1.47	98.53	1459.00				
N°4	4.75	19.00	1.27	2.73	97.27	PESO TOTAL MUESTRA SECA > N° 4 (gr)				
TOTAL	WG =	41.00				41.00				
CORRECCION MUESTRA CUARTEADA:						PESO TOTAL MUESTRA SECA (gr)				
PESO ENSAYO PORCION SECA :						1500.00				
						CONTENIDO DE HUMEDAD				
						A.S.T.M. D 2216				
						LIMITES DE CONSISTENCIA				
						A.S.T.M. D 4318				
N 16	2.00	34.00	6.51	9.35	66.85	TARA N°		LIMITE LIQUIDO :	45.00%	
N 20	0.85	19.00	3.70	13.04	86.96	PESO HUMEDO + TARA (gr)	1780.00	LIMITE PLASTICO :	23.00%	
N 30	0.60	21.00	4.09	17.13	82.87	PESO SECO + TARA (gr)	1429.00	INDICE PLASTICO :	22.00%	
N 40	0.43	17.00	3.31	20.44	79.56	PESO TARA (gr)	109.00			
N 60	0.25	12.00	2.53	22.95	77.04	PESO DEL AGUA (gr)	351.00			
N 100	0.15	6.00	1.17	24.13	75.87	PESO SECO (gr)	1321.00			
N 200	0.08	6.00	1.17	25.30	74.70					
CAZOLETA	--	--	--	--	--	G. HUMEDAD (%)		26.57	CLASIFICACION S.U.C.S. :	CL
TOTAL										

CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



D60 =		D30 =		D10 =	
Cu =		Cc =			

OBSERVACIONES:

LA MUESTRA EN ESTUDIO HA SIDO CLASIFICADA UTILIZANDO EL METODO S.U.C.S. Y CORRESPONDE A UNA ARCILLA INORGANICA DE MEDIANA A ALTA PLASTICIDAD, MEZCLADA CON 22.57% DE ARENA GRUESA A FINA Y 2.73% DE FRAGMENTOS ROCOSOS DE TAMAÑO MÁXIMO DE 3/8".

Jose P. Lezama Leiva
Jose P. Lezama Leiva
 INGENIERO CIVIL
 REG CIP 14061

INGENIERO CIVIL
CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA

REG. C.I.P. N° 14061 - RUC 10266787711
REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES N° CO 112

ESTUDIOS GEOTECNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

Jr. Huánuco 1° 442
Telef 365096 - Cel. 976625363 - 976666525
RPC Claro 932551722 - 992551713
RPM #: 47663 - #466525
Cajamarca

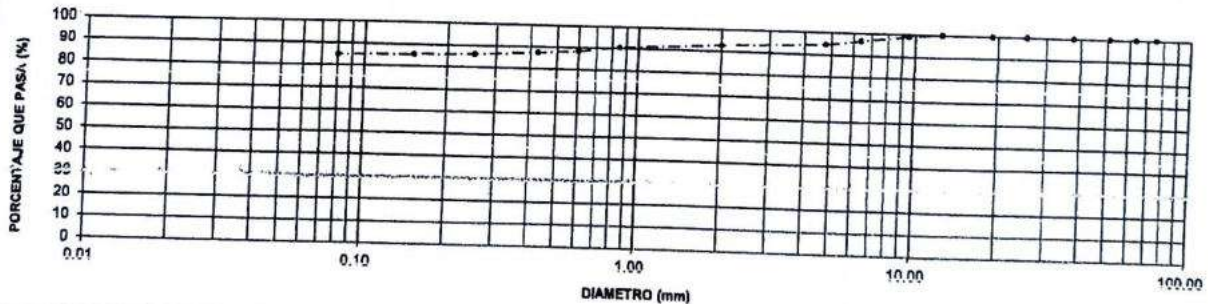
ANALISIS GRANULOMETRICO
A.S.T.M. D 422

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN CASA HABITACION"
UBICACIÓN: Av. TACABAMBA S/N. DISTRITO: CHOTA. PROVINCIA: CHOTA. REGIÓN: CAJAMARCA.
CALICATA: C - 1
MUESTRA: M - 2
SOLICITANTE: ING° LUIS SILVA TARRILLO.
PROPIETARIO: Sr. WILLIAM OBLITAS VÁSQUEZ

RESPONSABLE: ING° JOSE LEZAMA L.
OPERADOR: C.L.M.
FECHA: 04 DE ENERO DEL 2017
PROFUNDIDAD: 2.50 m. A 3.50 m.

ANALISIS FRACCION GRUESA						MUESTRA TOTAL			
N°	TAMIZ ABERTURA (mm)	P.RET PARCIAL	PORCENTAJE RET. PARCIAL	PORCENTAJE RET. ACUM	% QUE PASA	TEMPERATURA DE SECADO	AMBIENTE	60° C	110° C
3"	76.20	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA HUMEDA (gr)		3182.50	
2 1/4"	63.50	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA HUMEDA < N° 4 (gr)		3047.30	
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA HUMEDA > N° 4 (gr)		135.20	
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA SECA < N° 4 (gr)		2368.00	
1"	25.40	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA SECA > N° 4 (gr)		132.00	
3/4"	19.05	0.00	0.00	0.00	100.00	PESO TOTAL MUESTRA SECA (gr)		2500.00	
1/2"	12.70	0.00	0.00	0.00	100.00	CONTENIDO DE HUMEDAD A.S.T.M. D 2216		LIMITE DE CONSISTENCIA A.S.T.M. D 4318	
3/8"	9.52	21.00	0.84	0.84	99.16	TARA N°	1208.00	LIMITE LIQUIDO:	57.00%
1/4"	6.35	62.00	2.48	3.32	96.68	PESO HUMEDO + TARA (gr)	971.00	LIMITE PLASTICO:	31.00%
N°4	4.75	49.00	1.95	5.28	94.72	PESO SECO + TARA (gr)	103.00	INDICE PLASTICO:	26.00%
TOTAL	WG =	132.00				PESO DEL AGUA (gr)	237.00	CLASIFICACION S.U.C.S.:	MH
CORRECCION MUESTRA CUARTEADA:						G. HUMEDAD (%)			
PESO ENSAYO PORCION SECA:						27.30			
N 10	2.00	10.00	1.89	7.17	92.83				
N 20	0.85	12.00	2.27	9.45	90.55				
N 30	0.60	11.00	2.08	11.53	88.47				
N 40	0.43	6.00	1.14	12.67	87.33				
N 50	0.25	7.00	1.33	13.00	86.99				
N 100	0.15	3.00	0.57	14.56	85.44				
N 200	0.08	3.00	0.57	15.13	84.87				
CAZOLETA	--	--	--	--	--				
TOTAL									

CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



C ₉₀ =	D ₅₀ =	C ₂₅ =	C ₅ =	D ₁₀ =
-------------------	-------------------	-------------------	------------------	-------------------

OBSERVACIONES: LA MUESTRA EN ESTUDIO HA SIDO CLASIFICADA UTILIZANDO EL METODO S.U.C.S. Y CORRESPONDE A UN LIMO INORGANICO DE ALTA COMPRESIBILIDAD, MEZCLADO CON 9.85% DE ARENA GRUESA A FINA Y 5.28% DE FRAGMENTOS ROCOSOS DE TAMAÑO MÁXIMO DE 1/2".

Prohibida su Reproducción Total o Parcial (INDEGOP). Derechos Reservados JLL.

Jose P. Lezama Peiva
INGENIERO CIVIL
REG CIP 14061

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ESTANDAR EN SUELOS
A.S.T.M. D 3080

PROYECTO : *CONSTRUCCIÓN CASA HABITACIÓN*
 UBICACIÓN : Av. TACABAMBA S/N. DISTRITO: CHOTA. PROVINCIA: CHOTA. REGIÓN: CAJAMARCA.
 SOLICITANTE : ING. LUIS SUIVA TARRIO
 PROPIETARIO : Sr. WILLIAM OBLITAS VÁSQUEZ

RESPONSABLE : ING° JOSE LEZAMA L.
 OPERADOR : C.L.M.
 FECHA : 04.01.2017

CALICATA : C 1
 MUESTRA : M - 2
 PROFUNDIDAD : DE 2.50 m. A 3.50 m.
 ESTADO : INALTERADO

VELOCIDAD ENSAYO : 0.25 mm/min
 CLASIFICACIÓN S.U.C.S. : MH

ETAPA DE APLICACIÓN DE CARGA

ESFUERZO NORMAL (Kg/cm ²)	0.45 Kg/cm ²		0.90 Kg/cm ²		1.80 Kg/cm ²	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
ETAPA						
ALTURA (cm)	2.00	1.89	2.00	1.80	2.00	1.75
DIAMETRO (cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	28.51	29.94	27.05	28.11	28.16	29.04
DENSIDAD HUMEDA (gr/cm ³)	1.82	1.82	1.80	2.00	1.84	2.10

0.45 kg/cm ²		0.90 kg/cm ²		1.80 kg/cm ²	
DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (mm)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/cm ²)	DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (mm)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/cm ²)	DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (mm)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/cm ²)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.01	0.10	0.04	0.10	0.06
0.20	0.03	0.20	0.07	0.20	0.11
0.40	0.06	0.40	0.10	0.40	0.17
0.60	0.08	0.60	0.13	0.60	0.21
0.75	0.09	0.75	0.16	0.75	0.25
1.00	0.11	1.00	0.18	1.00	0.28
1.50	0.14	1.50	0.23	1.50	0.34
1.75	0.17	1.75	0.25	1.75	0.37
2.00	0.19	2.00	0.27	2.00	0.41
2.50	0.24	2.50	0.31	2.50	0.44
3.00	0.27	3.00	0.35	3.00	0.47
3.50	0.28	3.50	0.37	3.50	0.50
4.00	0.29	4.00	0.35	4.00	0.52
4.50	0.30	4.50	0.39	4.50	0.53
5.00	0.30	5.00	0.39	5.00	0.54
5.50	0.30	5.50	0.39	5.50	0.54
6.00	0.30	6.00	0.39	6.00	0.54


 José P. Pezama Poiva
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP 14061

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ESTANDAR EN SUELOS
A.S.T.M. D 3080

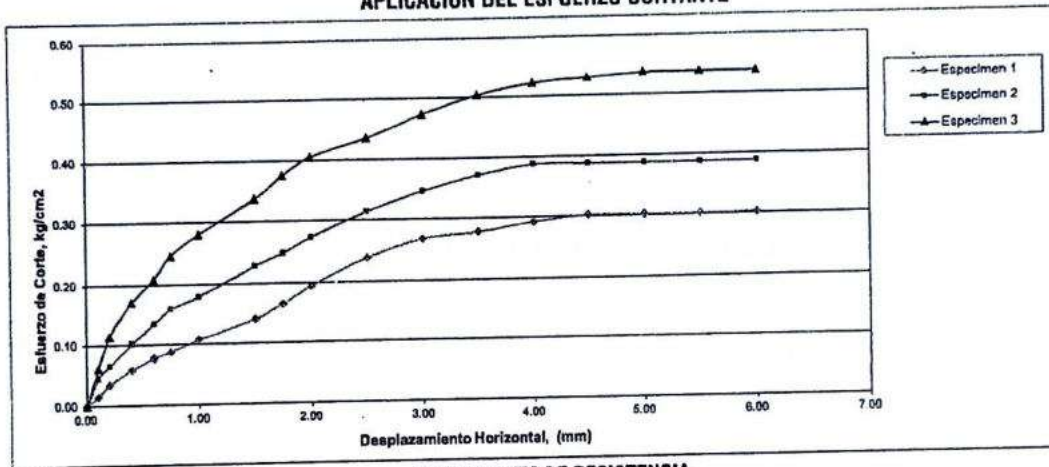
PROYECTO : "CONSTRUCCIÓN CASA HABITACIÓN"
 UBICACIÓN : Av. TACABAMBA S/N. DISTRITO: CHOTA. PROVINCIA: CHOTA. REGIÓN: CAJAMARCA.
 SOLICITANTE : ING° LUIS SILVA TARRILLO.
 PROPIETARIO : Sr. WILLIAM OBLITAS VÁSQUEZ

CALICATA : C - 1
 MUESTRA : M - 2
 PROFUNDIDAD : DE 2.50 m. A 3.50 m.
 ESTADO : INALTERADO

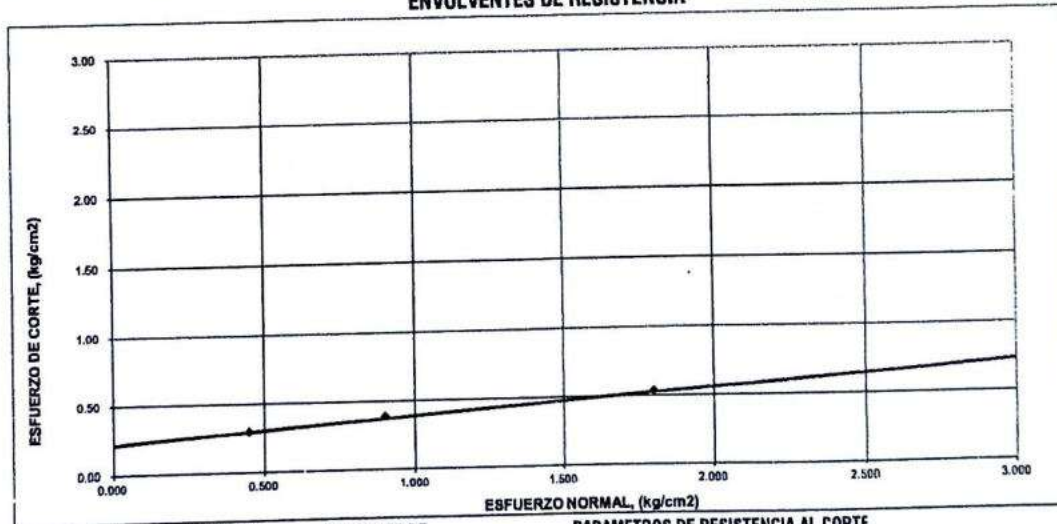
RESPONSABLE : ING° JOSE LEZAMA L.
 OPERADOR : C.L.M.
 FECHA : 04-01-2017

VELOCIDAD ENSAYO : 0.25 mm/min
 CLASIFICACIÓN S.U.C.S. : MH

APLICACIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE



ENVOLVENTES DE RESISTENCIA



ESPECIMEN	ESFUERZO NORMAL (kg/cm²)	ESFUERZO DE CORTE (kg/cm²)	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE	
1	0.450	0.30	COHESIÓN =	0.22 kg/cm²
2	0.90	0.39	ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA =	9.7°
3	1.80	0.54		

Jose P. Lezama Poiva
INGENIERO CIVIL
 REG CIP 14061



JOSE LEZAMA LEIVA
 INGENIERO CIVIL
 CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA
 REG. C.I.P. N° 14061 - RUC 10266787711

Jr. Huancayo N° 442
 Telef 355096 - Cel 976625363 - 976566525
 RPC Claro 993551722 - 993551713
 RPM # 147693 - #166525
 Cajamarca

REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES N° C0 112

ESTUDIOS GEOTECNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

PROYECTO : "CONSTRUCCIÓN CASA HABITACIÓN"
UBICACIÓN : Av. TACABAMBA S/N. DISTRITO: CHOTA. PROVINCIA: CHOTA. REGIÓN: CAJAMARCA
SOLICITANTE : ING° LUIS SILVA TARRILLO.
PROPIETARIO : Sr. WILLIAM OBLITAS VÁSQUEZ
RESPONSABLE : ING° JOSE LEZAMA L.
OPERADOR : C.L.M.
FECHA : 04 DE ENERO DEL 2017

CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

CALICATA : C - 1
MUESTRA : M - 2
PROFUNDIDAD : DE 2.50 m. A 3.50 m.
ESTADO : INALTERADO

Falla local por corte :

$$q_{ad} = (0.867 c N'c + \gamma D_f N'q + 0.4 \gamma B N'\gamma) \frac{1}{F.S.}$$

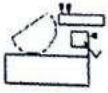
q ad = 0.86 Kg/cm2

Donde :

Tipo de Suelo =			MH
Angulo de fricción interna (°)	φ =		9.7
Cohesión (kg/cm2)	c =		0.22
Peso específico humedo (gr/cm3)	γ =		1.80
Profundidad de cimentación (m)	Df =		3.00
Ancho de cimientto (m)	B =		1.50
Factores de capacidad de carga:	N'c =		7.94
	N'q =		1.90
	N'γ =		0.23
Factor de seguridad	F.S. =		3.00

Prohibida su Reproducción Total o Parcial (INDECOP). Derechos Reservados JLL.

Jose P. Lezama Leiva
 José P. Lezama Leiva
 INGENIERO CIVIL
 REG CIP 14061

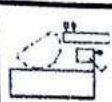


JOSE LEZAMA LEIVA
INGENIERO CIVIL
CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA
REG. C.I.P Nº 14061 - RUC 10266787711
REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES Nº CO 112
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

Jr. Huánuco Nº 442, Telef. 365096 – Cel. 976625363, Cajamarca
Prohibida su Reproducción Total o Parcial (INDECOPI). Derechos Reservados JLL.


.....
José P. Pezma Leiva
INGENIERO CIVIL
REG CIP 14061



JOSE LEZAMA LEIVA
 INGENIERO CIVIL
 CONSULTOR EN OBRAS DE INGENIERIA
 REG. C.I.P. N° 14061 - RUC 10266787711
 REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES N° CO 112

EXPLORACION GEOTECNICA

CALICATA N°
C - 1

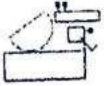
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

PROYECTO : "CONSTRUCCIÓN CASA HABITACIÓN"
UBICACIÓN : Av. TACABAMBA S/N, DISTRITO: CHOTA, PROVINCIA: CHOTA, REGIÓN: CAJAMARCA.
SONDAJE : CALICATA.
SOLICITANTE : ING° LUIS SILVA TARRILLO.
PROPIETARIO : Sr. WILLIAM OBLITAS VÁSQUEZ

NIVEL FREÁTICO : N/A
REGISTRO POR : C.L.M.
REVISADO POR : ING° JOSE LEZAMA LEIVA.
FECHA : ENERO DEL 2017

PROF. (m.)	CLASIFICACION		DESCRIPCION DEL MATERIAL	MUESTRAS	W (%)	LIMITES	
	SIMBOLO (S.U.C.S.)	SIMBOLO GRAFICO				LL (%)	IP (%)
0.50	CL	[Redacted]	Arcilla inorgánica de mediana a alta plasticidad, de color marrón claro, mezclada con 22.57% de arena gruesa a fina y 2.73% de fragmentos rocosos de tamaño máximo de 3/8". Se encuentra, con bajo grado de compactación y alto contenido de humedad.	M - 1	26.57	45.00	22.00
1.00							
1.50	MH	[Redacted]	Limo inorgánico de alta compresibilidad, de color amarillento, mezclado con 9.85% de arena gruesa a fina y 5.26% de fragmentos rocosos de tamaño máximo de 1/2". Se encuentra mezclado con bolones de tamaño máximo de 12", con bajo grado de compactación y alto contenido de humedad.	M - 2	27.30	57.00	26.00
2.00							
2.50							
3.00							
3.50							
4.00							
4.50							
5.00							

Jose L. Lezama Leiva
Jose L. Lezama Leiva
 INGENIERO CIVIL
 REG CIP 14061



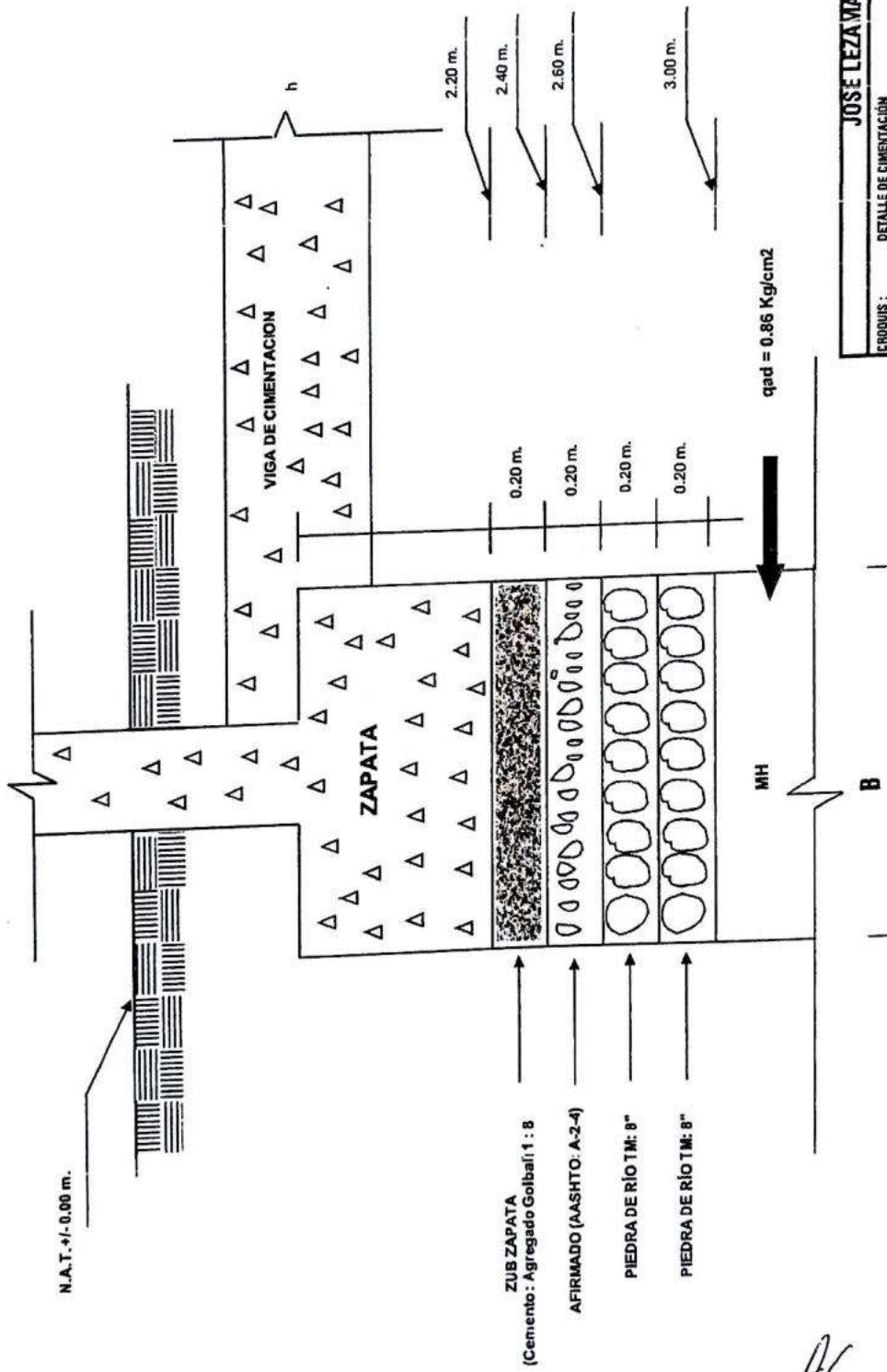
JOSE LEZAMA LEIVA
INGENIERO CIVIL
CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA
REG. C.I.P Nº 14061 - RUC 10266787711
REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES Nº CO 112

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

CROQUIS DE DETALLE DE CIMENTACIÓN

Jr. Huánuco Nº 442, Telef. 365096 – Cel. 976625363, Cajamarca
Prohibida su Reproducción Total o Parcial (INDECOPI). Derechos Reservados J.L.


.....
José P. Lezama Leiva
INGENIERO CIVIL
REG CIP 14061



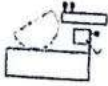
JOSE LEZAMA LEIVA

CROQUIS : DETALLE DE CIMENTACION
 PROYECTO : CONSTRUCCION CASA HABITACION

UBICACION:
 Av. TA; ABAMBA S/N.
 DISTRITO: CHOTA.
 PROVINCIA: CHOTA.
 REGION: CAJAMARCA

SOLICITA: ING° LUJIS SILVA TARRILLO.
 PROPIETARIO: Sr. WILIAM OBLITAS VÁSQUEZ

Jose P. Lezama Leiva

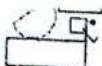


JOSE LEZAMA LEIVA
INGENIERO CIVIL
CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA
REG. C.I.P Nº 14061 - RUC 10266787711
REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES Nº CO 112
ESTUDIOS GEOTÉCNICOS, LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Jr. Huánuco Nº 442, Telef. 365096 – Cel. 976625363, Cajamarca
Prohibida su Reproducción Total o Parcial (INDECOP). Derechos Reservados JLL.


.....
José P. Lezama Leiva
INGENIERO CIVIL
REG CIP 14061



JOSE LEZAMA LEIVA

INGENIERO CIVIL

CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA

REG. C.I.P. Nº 14061 - RUC 10266787711

REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES Nº CO 112

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Correlacionando la investigación de campo realizada con los resultados de los ensayos de laboratorio y según el análisis efectuado, establecemos las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- El terreno en estudio, es de propiedad del Sr. WILLIAM OBLITAS VÁSQUEZ, y se encuentra ubicado en la Av. TACABAMBA S/N, jurisdicción del distrito de Chota, Provincia de Chota, Región Cajamarca.
- El subsuelo del terreno donde se ejecutará el Proyecto "CONSTRUCCIÓN CASA HABITACIÓN", está conformado básicamente por un primer estrato constituido por arcilla inorgánica de mediana a alta plasticidad, de color marrón claro, mezclada con 22.57% de arena gruesa a fina y 2.73% de fragmentos rocosos de tamaño máximo de 3/8". Se encuentra, con bajo grado de compactación y alto contenido de humedad. Luego encontramos un segundo estrato constituido por limo inorgánico de alta compresibilidad, de color amarillento, mezclado con 9.85% de arena gruesa a fina y 5.28% de fragmentos rocosos de tamaño máximo de 1/2". Se encuentra mezclado con bozones de tamaño máximo de 12", con bajo grado de compactación y alto contenido de humedad.
- Se recomienda que el nivel de cimentación sea a una profundidad mínimo de 3.00 m. con respecto al nivel actual del terreno.
- Para la determinación de la Capacidad Admisible de carga, se ha considerado el ángulo de fricción interna y el valor de la cohesión, obtenido del Ensayo de Corte Directo (ASTM D 3080), mostrando los datos a continuación:

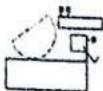
Calicata		C-1
Muestra		M-2
Tipo de Suelo		MH
Angulo de Fricción Interna (°)	ϕ	9.7
Cohesión (Kg/cm ²)	c	0.22
Peso específico húmedo (gr/cm ³)	γ_H	1.80
Profundidad de cimentación (m)	Df	3.00
Ancho de cimentación (m)	B	1.50
Factores de capacidad de carga:	N'c	7.94
	N'q	1.90
	N'γ	0.23
Factor de seguridad		3.00

Luego, aplicando la Teoría de Karl Terzaghi (falla por corte local), la Capacidad Portante Admisible: **0.86 Kg/cm²**

- Con la finalidad de brindarle mayor seguridad a la cimentación, se recomienda que a partir del nivel de cimentación propuesto se realice un mejoramiento de terreno que consistirá en colocar dos capas de piedra mediana de río de tamaño máximo de 8", de 0.20 m. de espesor cada capa, debidamente compactadas con alta energía de compactación, hasta lograr estabilizar el suelo de fundación (profundidad: 2.60 m.). Luego, se colocará una capa de 0.20 m. de espesor, de material de afirmado (clasificación AASHTO: A-2-4), debidamente compactada, hasta alcanzar el 95% de la densidad seca máxima, obtenida del ensayo de Próctor Estándar (ASTM D 698) realizado en Laboratorio (profundidad: 2.40 m.). Finalmente, se colocará una sub zapata de 0.20 de espesor, de cemento : agregado global, de una proporción en volumen aparente de 1 : 8 y baja relación agua / cemento. (profundidad: 2.20 m.). Ver Croquis de Detalle de Cimentación.

Jr. Huánuco Nº 442, Telef. 365096 - Cel. 976625363, Cajamarca
Prohibida su Reproducción Total o Parcial (INDECOP). Derechos Reservados JLL.


José P. Lozano Leiva
INGENIERO CIVIL
REG CIP 14061



JOSE LEZAMA LEIVA

INGENIERO CIVIL

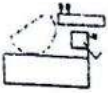
CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA

REG. C.I.P. N° 14061 - RUC 10266787711

REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES N° CO 112

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS, LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

- El ingeniero estructurista estará a cargo de determinar las dimensiones de la cimentación, acorde a la capacidad admisible de carga del terreno de fundación compatible con las cargas transmitidas y la Norma Técnica E - 060.
- El concreto a utilizar en la cimentación debe ser diseñado por un especialista en Tecnología del Concreto, empleando agregados que deben cumplir con la Norma A.S.T.M. C 33M-16. Además, el agua a ser utilizada para las mezclas de concreto, debe cumplir con la Norma N.T.P. 339.088. Asimismo, utilizar agregados lavados, por cuanto, estos pueden contener sustancias deletéreas que influyen negativamente en las propiedades del concreto endurecido.
- Se recomienda, realizar muestreo de especímenes de las mezclas de concreto a elaborar en la ejecución de la Obra, acorde a la Norma A.S.T.M. C 172. Asimismo, se debe utilizar un método de curado adecuado para el concreto acorde a la Norma A.S.T.M. C 31M-10 (temperatura de agua de curado: $23^{\circ}C \pm 2^{\circ}C$, humedad relativa: 95%), con la finalidad de alcanzar el grado de hidratación y por ende la resistencia mecánica requerida en obra y los especímenes de concreto deberán ensayarse de acuerdo a la Norma A.S.T.M. C 39, con la finalidad de evaluar el control de calidad del concreto en concordancia con el Reglamento ACI 318S-14.
- Para la aplicación de las Normas de Diseño Sismo resistente del R.N.C. debe considerarse: Categoría: A, Factor de Zona $Z = 0.35$, Factor de Uso $U = 1.0$, Factor de Suelo $S = 1.20$ y Período predominante $T_s = 1.0$ seg.
- Se recomienda construir un sistema adecuado de drenaje, alrededor de toda la cimentación, con el objeto de impedir la infiltración de aguas pluviales en el terreno de fundación, debido a que el suelo de fundación existente, disminuye notablemente su resistencia al corte en contacto con el agua.
- Finalmente, podemos concluir, que para el diseño de la cimentación del Proyecto: "CONSTRUCCIÓN CASA HABITACIÓN", se deberá tener en cuenta todas las conclusiones y recomendaciones antes descritas, dada la importancia de la obra, de tal suerte, que se asegure mayor estabilidad y durabilidad de la estructura a construir.



JOSE LEZAMA LEIVA

INGENIERO CIVIL

CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA

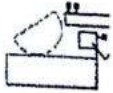
REG. C.I.P. N° 14061 - RUC 10266787711

REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES N° CO 112

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

MATERIAL FOTOGRÁFICO

Jose L. Lezama Leiva
.....
Jose L. Lezama Leiva
INGENIERO CIVIL
REG CIP 14061



JOSE LEZAMA LEIVA

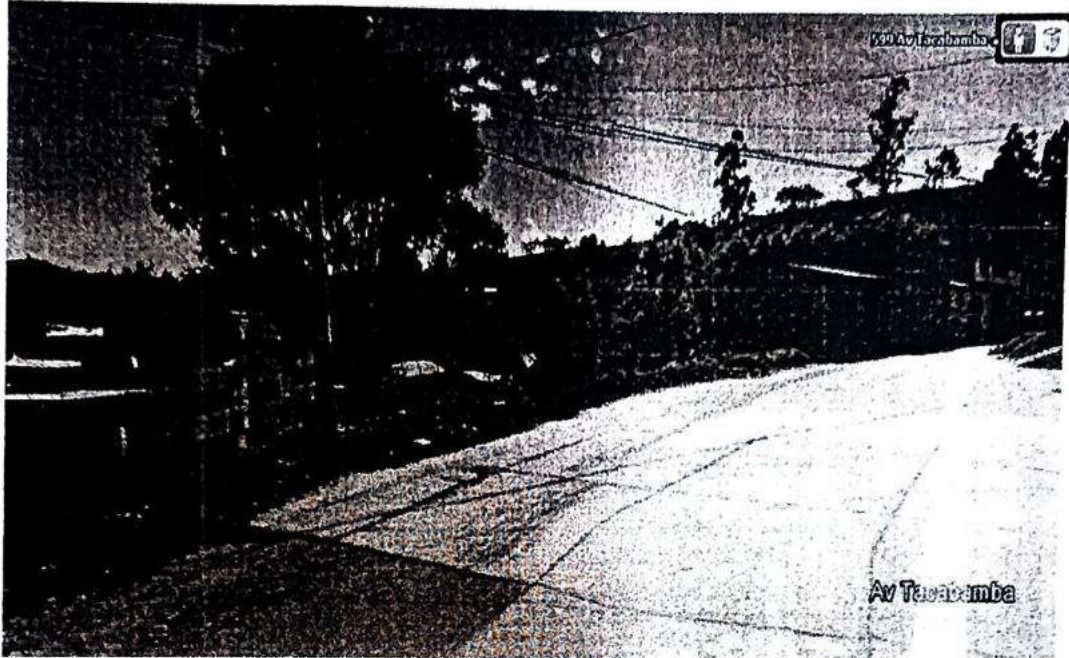
INGENIERO CIVIL

CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA

REG. C.I.P Nº 14061 - RUC 10266787711

REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES Nº CO 112

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS



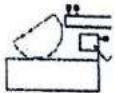
FOTOG Nº 1

Vista de la ubicación del terreno donde se ejecutará el proyecto.



FOTOG Nº 2

Vista de la ubicación del terreno donde se ejecutará el proyecto.



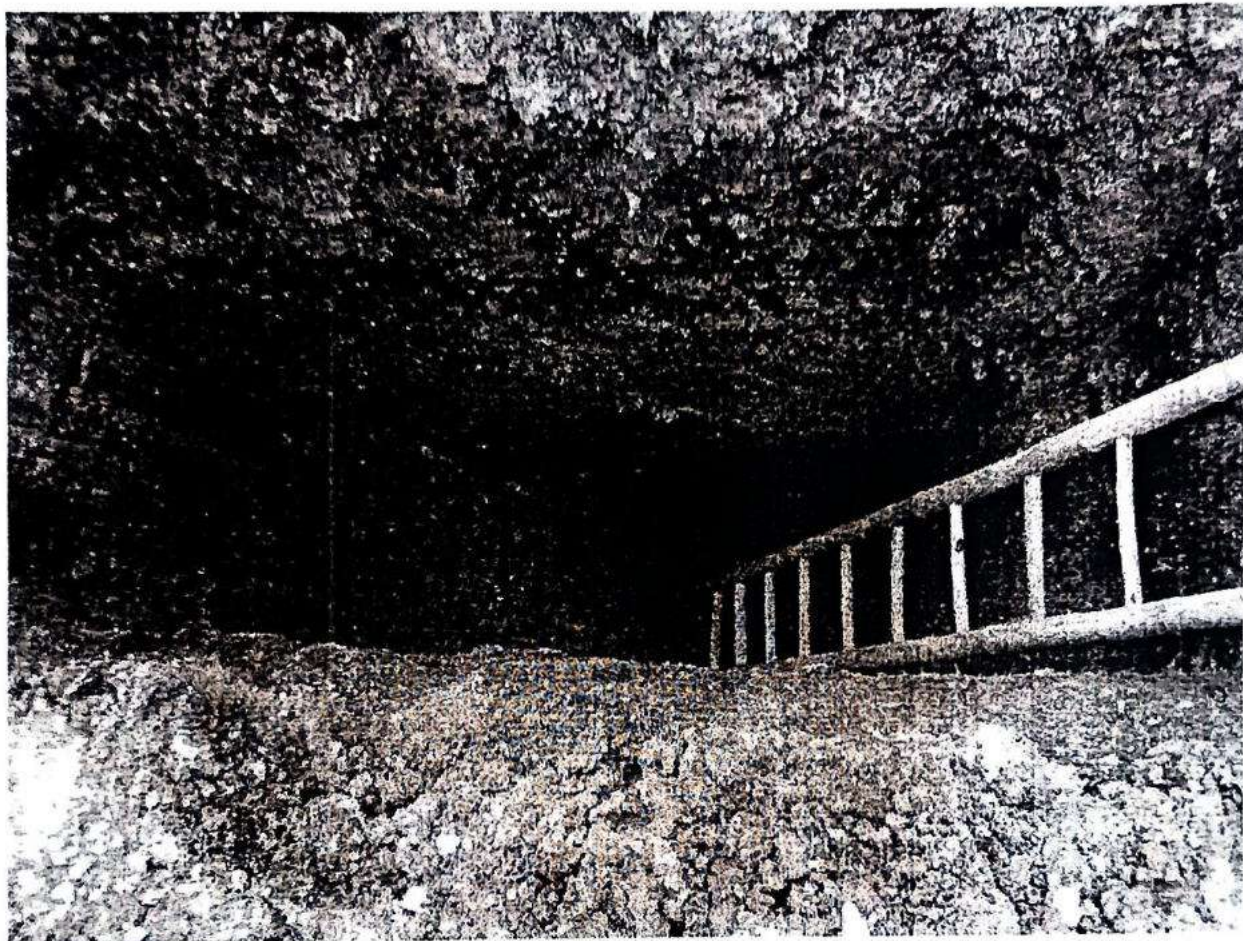
JOSE LEZAMA LEIVA
INGENIERO CIVIL

CONSULTOR DE OBRAS DE INGENIERIA

REG. C.I.P. Nº 14061 - RUC 10266787711

REGISTRO NACIONAL DE CONSULTORES Nº CO 112

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS, LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO, ASFALTO Y DISEÑO DE PAVIMENTOS

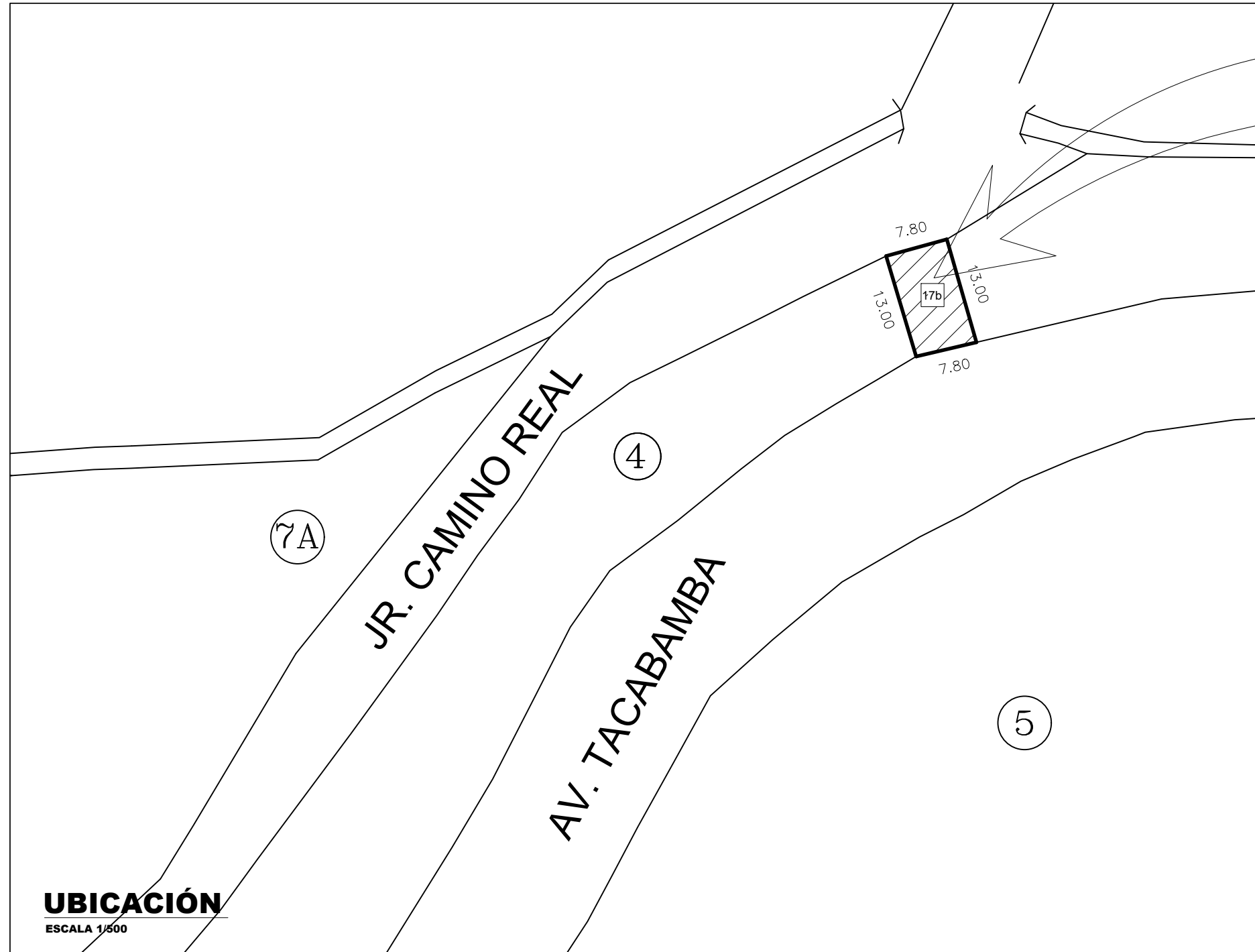


FOTOG Nº 3

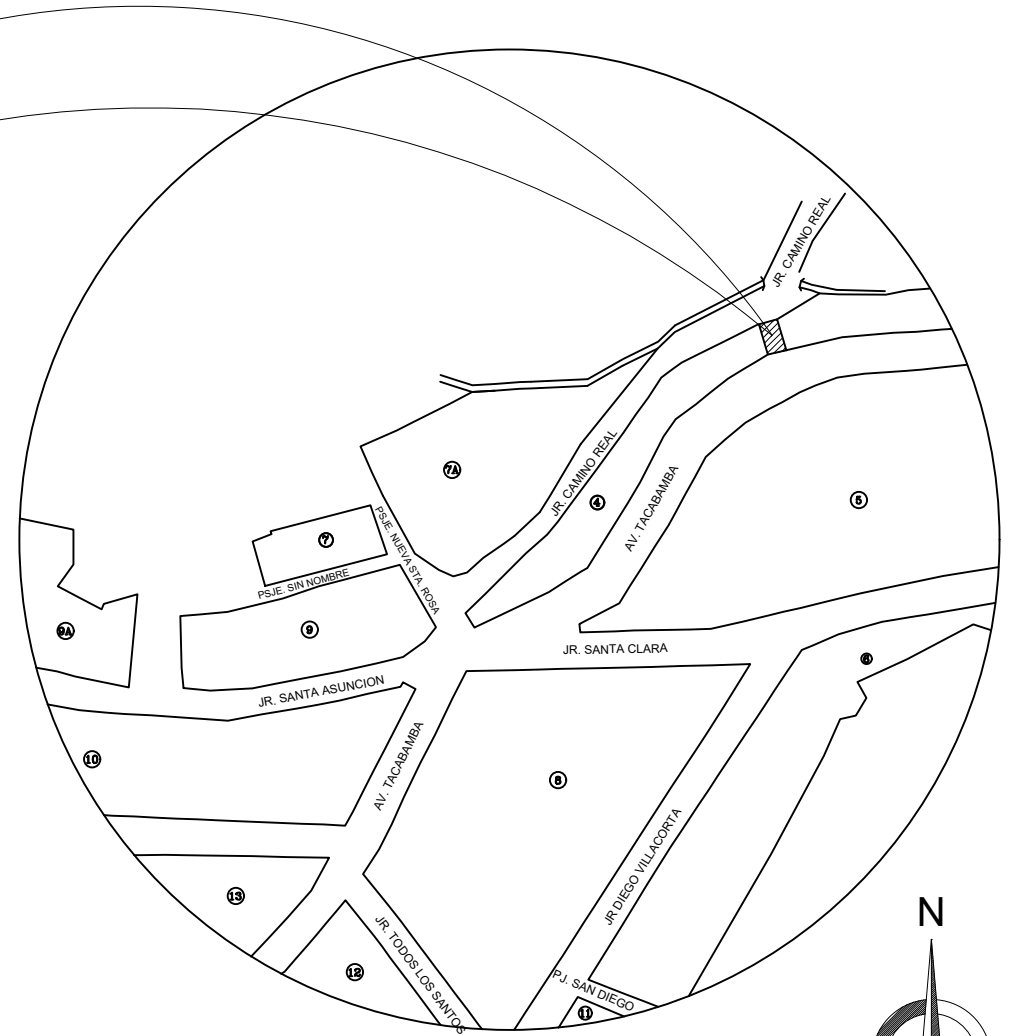
Vista del Perfil Estratigráfico de la Calicata C – 1

Jose P. Lezama Leiva
.....
Jose P. Lezama Leiva
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. 14061

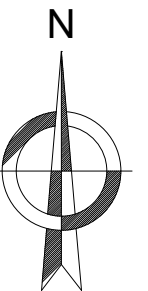
ANEXO 02
PLANOS



UBICACIÓN
ESCALA 1/500



LOCALIZACIÓN
ESCALA 1/1500



CUADRO NORMATIVO			CUADRO DE ÁREAS		
PARÁMETROS	MUNICIPALIDAD	PROYECTO	ÁREAS	PARCIAL	TOTAL
USOS	COMERCIO - VIVIENDA	COMERCIO - VIVIENDA	ÁREA TECHADA	1er PISO	101.40 M2
DENSIDAD NETA MÁXIMA				2do PISO	96.67 M2
COEFICIENTE DE EDIFICACIÓN				3er PISO	96.67 M2
ÁREA LIBRE MÍNIMA					
ALTURA MÁXIMA					
RETIRO MÍNIMO FRONTAL	NO EXIGIBLE	NO TIENE	ÁREA LIBRE	4.73	4.73 m2
ESTACIONAMIENTO	NO EXIGIBLE	NO TIENE	ÁREA TOTAL DEL TERRENO		101.40 m2

ÁREA DE ESTRUCTURACIÓN URBANA

DEPARTAMENTO: CAJAMARCA
 PROVINCIA: CHOTA
 DISTRITO: CHOTA
 CIUDAD: CHOTA

URBANIZACIÓN:
 NOMBRE DE LA VÍA: AV. TACABAMBA y JR. CAMINO REAL
 N° DEL INMUEBLE: S/N
 MANZANA: 4
 LOTE: 17b

SECTOR: CENTRO POBLADO CHOTA - SECTOR 1



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

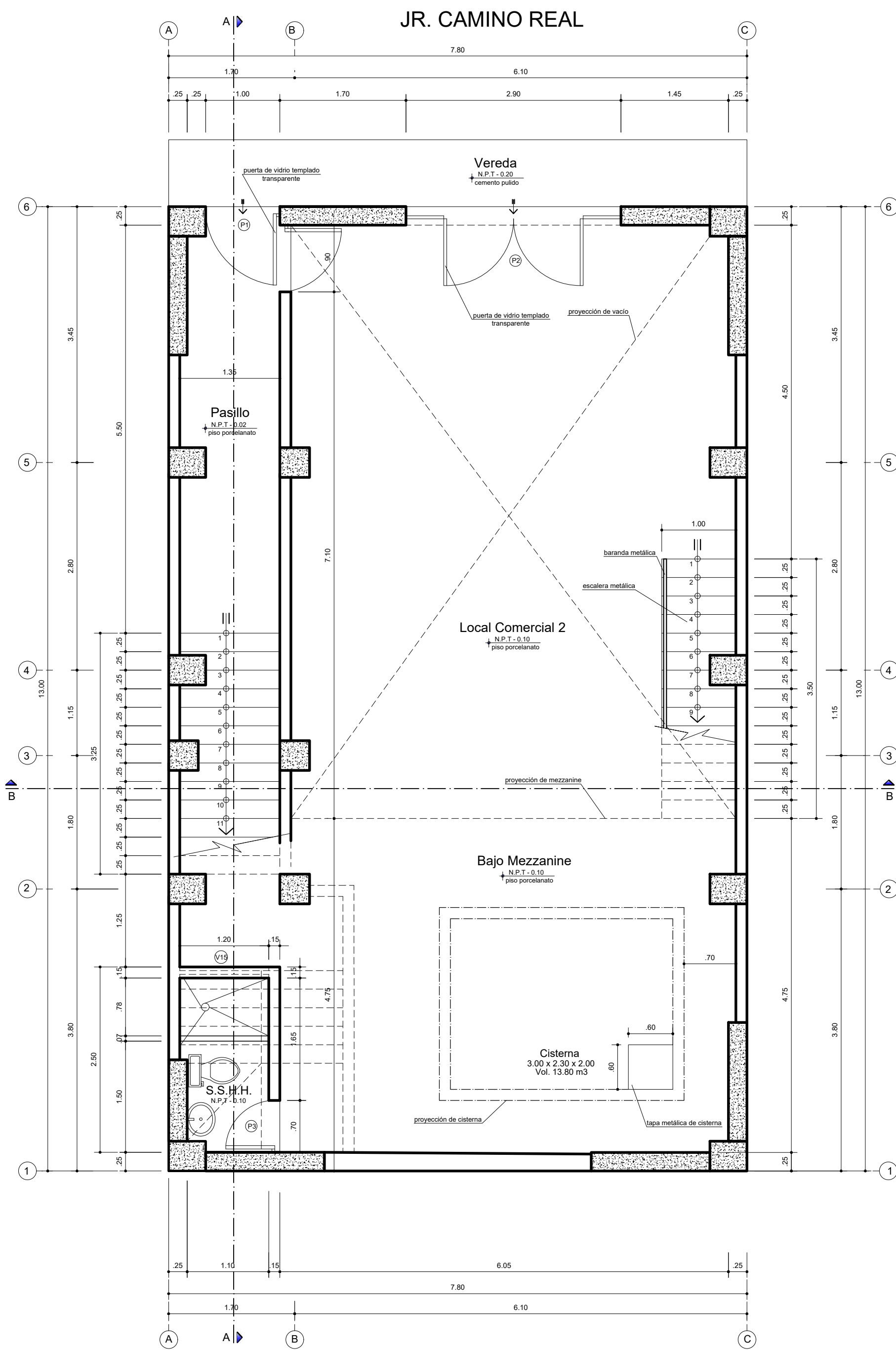
Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

Plano: Plano de Localización y Ubicación PLANO N°

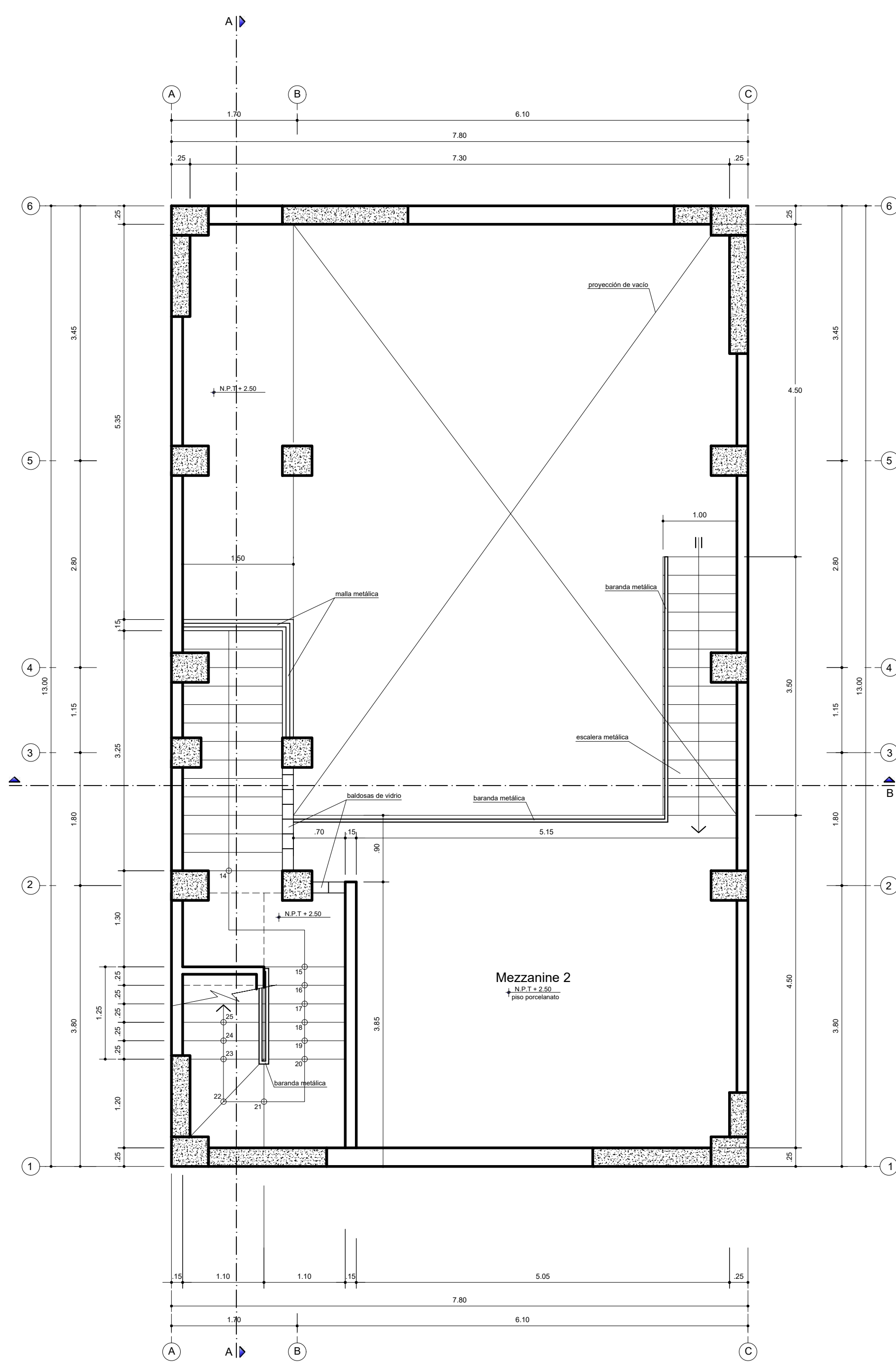
Bachiller: Denis Fustamante Huamán **01**

Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno

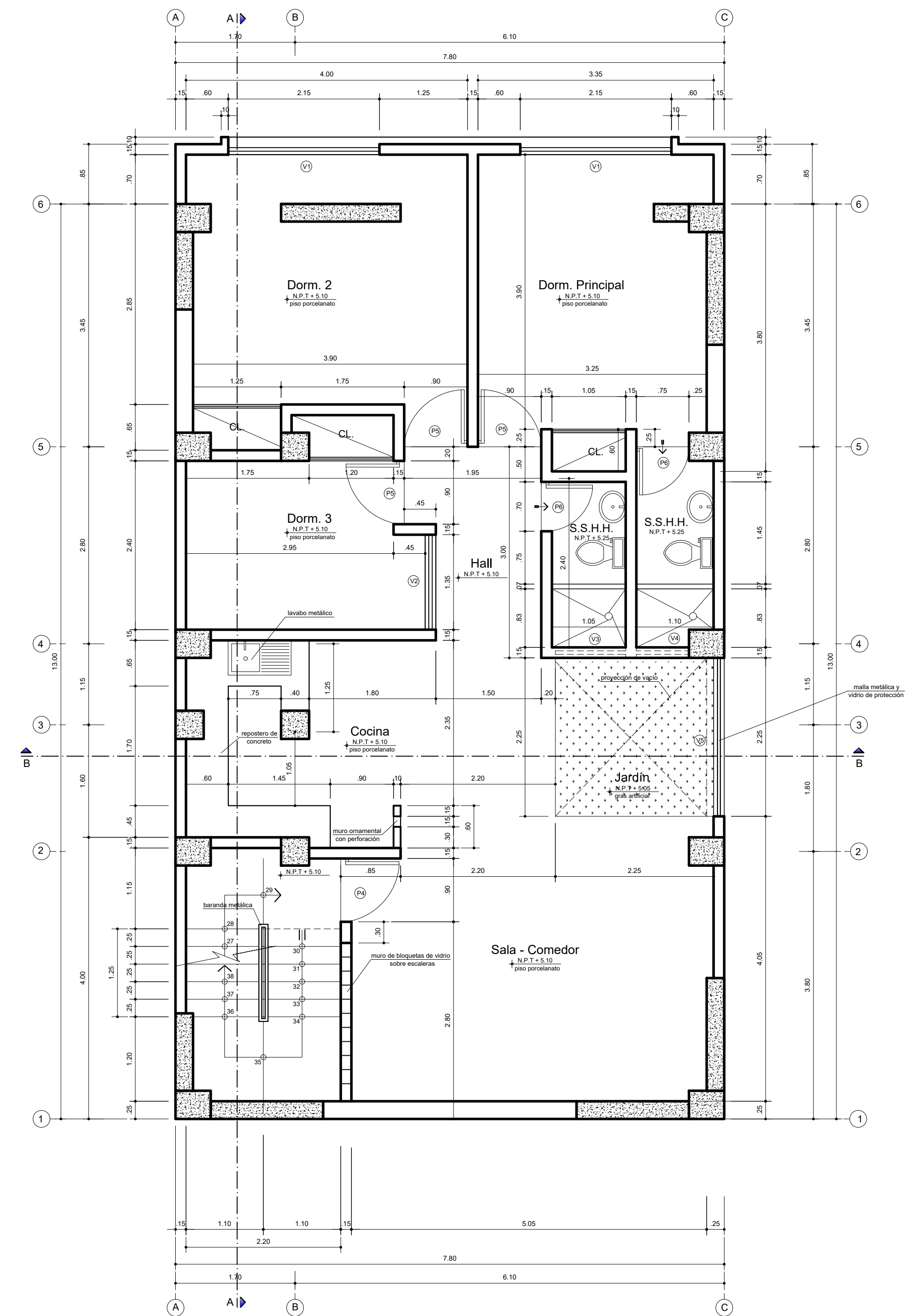
Escala: Indicada Fecha: Cajamarca, 2021



PRIMERA PLANTA
ESCALA 1/50



PLANTA MEZZANINE 2
ESCALA 1/50



SEGUNDA PLANTA
ESCALA 1/50

CUADRO DE VANDOS									
PUERTAS					VENTANAS				
CODIGO	ANCHO (m)	ALTO (m)	ALFEIZER (m)	OBSERVACIONES	CODIGO	ANCHO (m)	ALTO (m)	ALFEIZER (m)	OBSERVACIONES
P1	1.00	3.72	--	PUERTA METALICA INDELABILIZADA CON VANO DE ALUMINIO Y VANO DE ACERO INOXIDABLE	V1	2.15	1.50	1.00	VISOS TEMPLADO INCLUIDO, MARCO DE ALUMINIO, VENTANA DE EMPUJE
P2	2.90	3.80	--	PUERTA METALICA INDELABILIZADA DE DOS VAMOS CON VANO DE ACERO INOXIDABLE	V2	1.35	1.60	1.00	VISOS TEMPLADO INCLUIDO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA
P3	0.70	2.10	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARRIZADA	V3	1.00	0.65	1.80	VISOS TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA
P4	0.90	2.20	--	PUERTA VESICINA, DE MADERA BLANCA, BARRIZADA	V4	1.75	0.65	1.80	VISOS TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA
P5	0.90	2.60	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARRIZADA	V5	2.20	techo	0.60	VISOS TEMPLADO INCLUIDO Y PALLA METALICA DE PROTECCION
P6	0.70	2.30	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARRIZADA	V6	1.50	0.50	1.70	VISOS TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA
P7	0.90	2.30	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARRIZADA	V7	0.85	0.45	1.80	VISOS TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA
P8	0.70	2.15	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARRIZADA	V8	variable	1.40	1.00	VISOS TEMPLADO INCLUIDO, MARCO DE ALUMINIO, VENTANA DE EMPUJE
P9	2.50	3.80	--	PUERTA METALICA INDELABILIZADA DE DOS VAMOS CON VANO DE ACERO INOXIDABLE	V9	1.70	2.00	0.50	VISOS TEMPLADO INCLUIDO, MARCO DE ALUMINIO, VENTANA DE EMPUJE
					V10	2.15	1.60	0.70	VISOS TEMPLADO INCLUIDO, MARCO DE ALUMINIO, VENTANA DE EMPUJE
					V11	0.75	0.35	1.80	VISOS TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA
					V12	1.00	0.35	1.80	VISOS TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA
					V13	1.90	0.35	1.80	VISOS TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA
					V14	2.15	2.50	----	VISOS TEMPLADO INCLUIDO, MARCO DE ALUMINIO, VENTANA DE EMPUJE
					V15	1.20	0.60	1.80	VISOS TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA



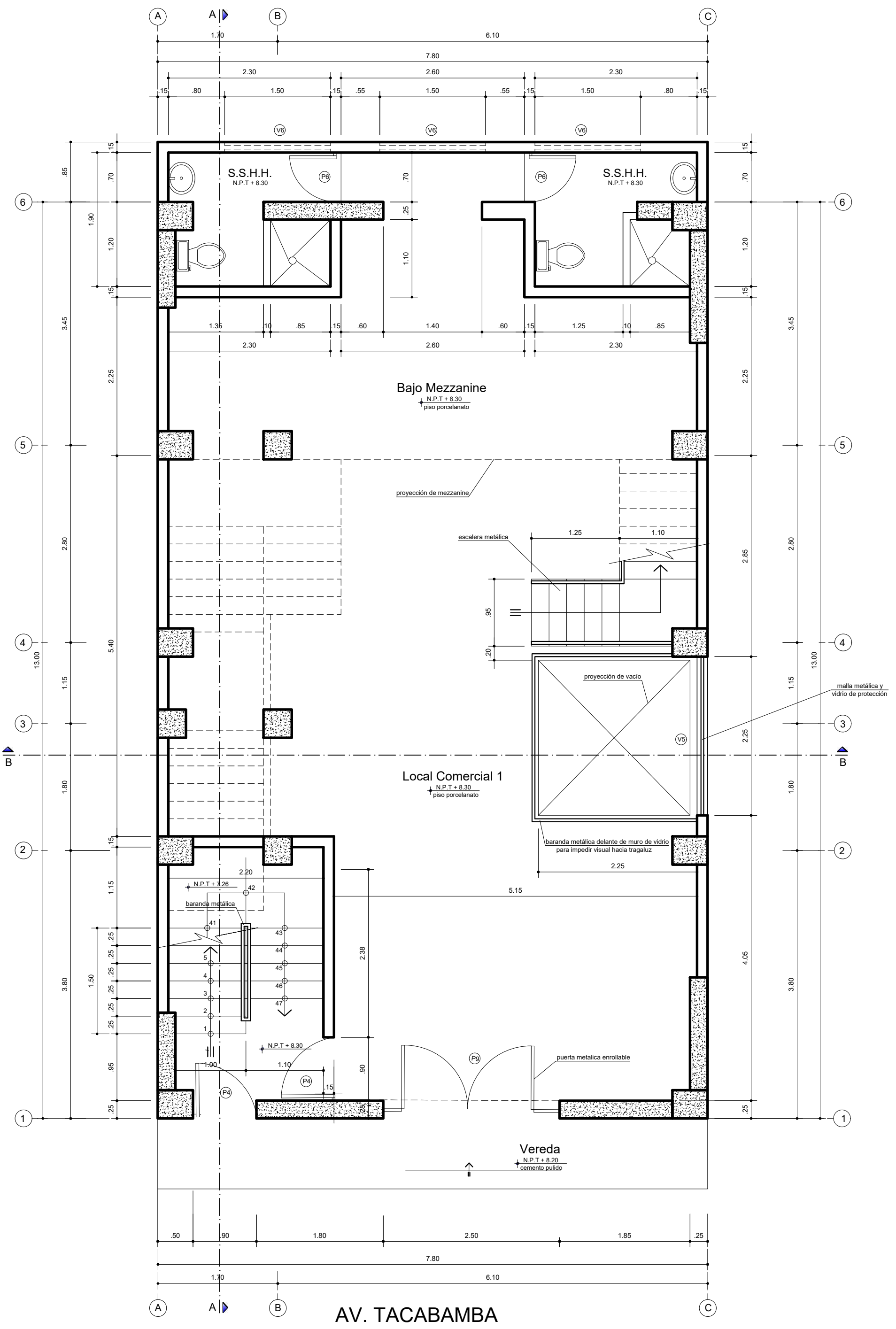
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

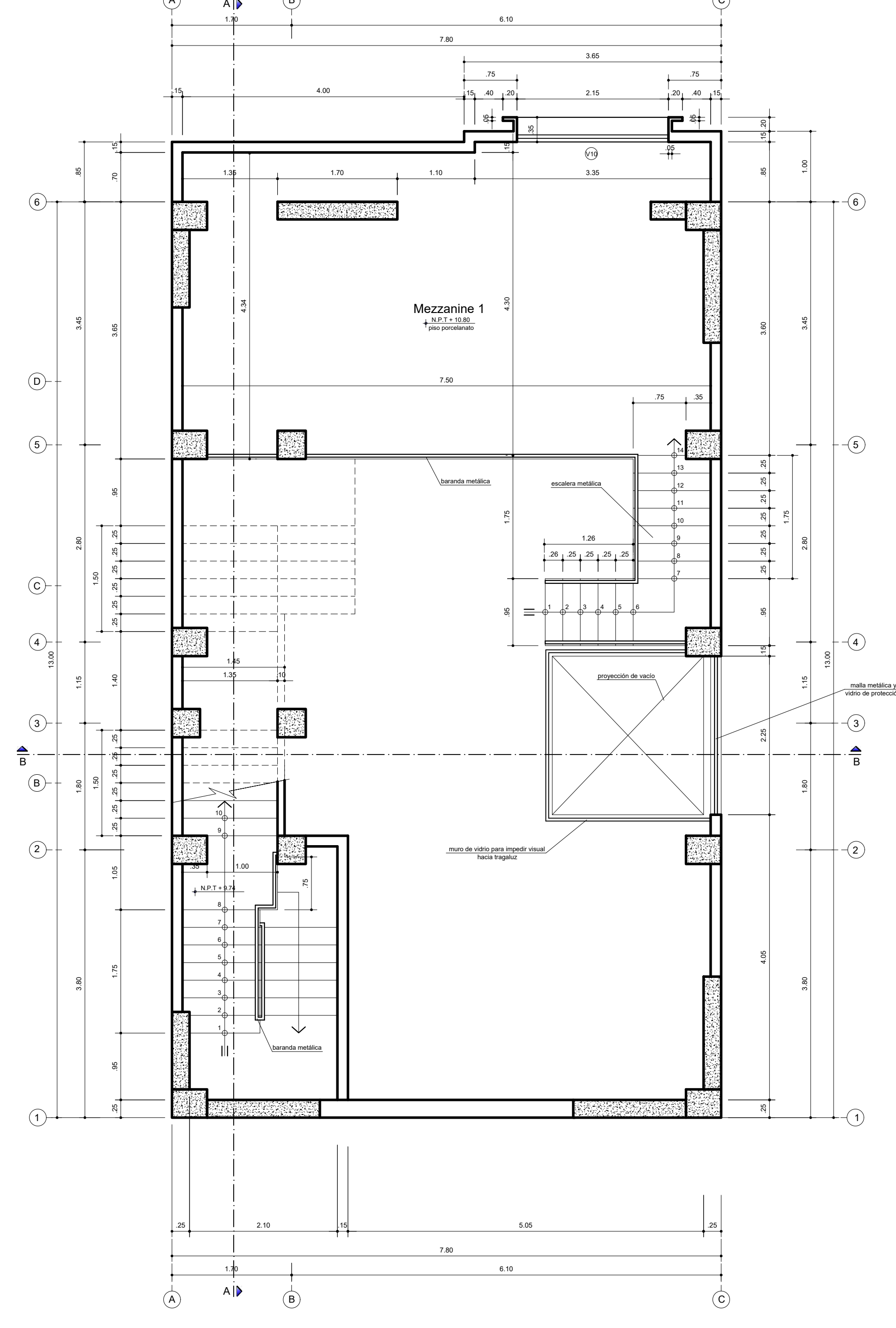
Plano: Plano de Arquitectura PLANO N°

Bachiller: Denis Fustamante Huamán **02**

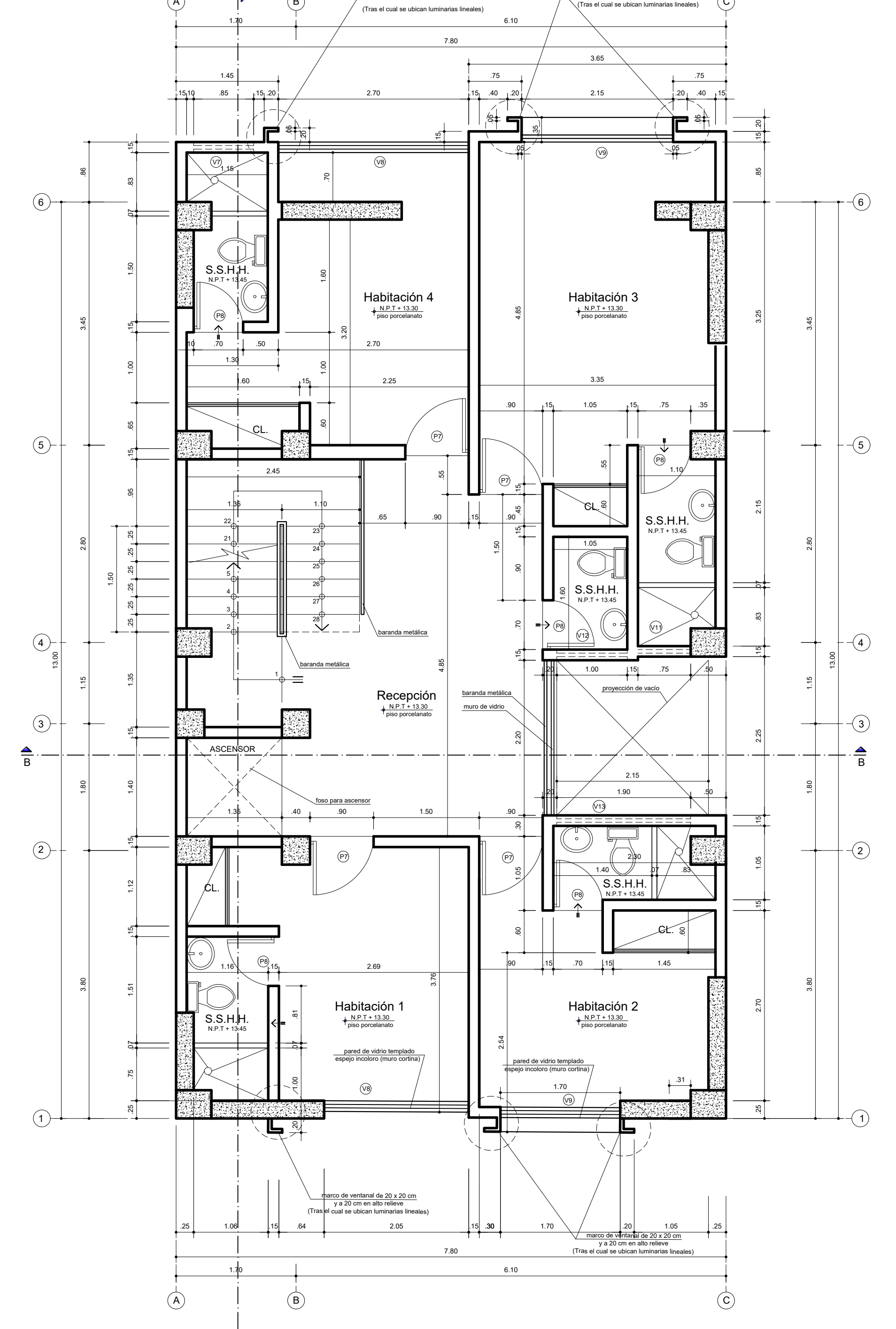
Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno
Escala: 1/50 Fecha: Cajamarca, 2021



TERCERA PLANTA
ESCALA 1/50



PLANTA MEZZANINE 1
ESCALA 1/50



CUARTA A SÉPTIMA PLANTA (planta típica)

ESCALA 1/50

CUADRO DE VANDOS					
CODIGO	ANCHO (m)	ALTO (m)	ALFEIZER (m)	OBSERVACIONES	
PUERTAS	P1	1.00	3.72	--	PUERTA METALICA INDELEBLE CON MARCO DE ALUMINIO PATENTADO Y SOLO DE ACERO INOXIDABLE
	P2	2.90	3.80	--	PUERTA METALICA INDELEBLE DE DOS CARAS CON BARRA DE ACERO INOXIDABLE
	P3	0.70	2.10	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARNIZADA
	P4	0.90	2.20	--	PUERTA VIDENCA, DE MADERA BLANCA, BARNIZADA
	P5	0.90	2.60	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARNIZADA
	P6	0.70	2.30	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARNIZADA
	P7	0.90	2.30	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARNIZADA
	P8	0.70	2.15	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARNIZADA
	P9	2.50	3.80	--	PUERTA METALICA INDELEBLE CON MARCO DE ALUMINIO PATENTADO Y SOLO DE ACERO INOXIDABLE
VENTANAS	V1	2.15	1.50	1.00	VIDRO templado INCOLORO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V2	1.35	1.60	1.00	VIDRO templado INCOLORO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V3	1.00	0.65	1.80	VIDRO templado INCOLORO Y TORNADO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V4	1.75	0.65	1.80	VIDRO templado INCOLORO Y TORNADO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V5	2.20	techo	0.60	VIDRO templado INCOLORO Y TORNADO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V6	1.50	0.50	1.70	VIDRO templado INCOLORO Y TORNADO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V7	0.85	0.45	1.80	VIDRO templado INCOLORO Y TORNADO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V8	variable	1.40	1.00	VIDRO templado INCOLORO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V9	1.70	2.00	0.50	VIDRO templado INCOLORO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V10	2.15	1.60	0.70	VIDRO templado INCOLORO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V11	0.75	0.35	1.80	VIDRO templado INCOLORO Y TORNADO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V12	1.00	0.35	1.80	VIDRO templado INCOLORO Y TORNADO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V13	1.90	0.35	1.80	VIDRO templado INCOLORO Y TORNADO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V14	2.15	2.50	----	VIDRO templado INCOLORO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE
	V15	1.20	0.60	1.80	VIDRO templado INCOLORO Y TORNADO, MARCO DE ALUMINIO, BARRAS DE EMPUJE



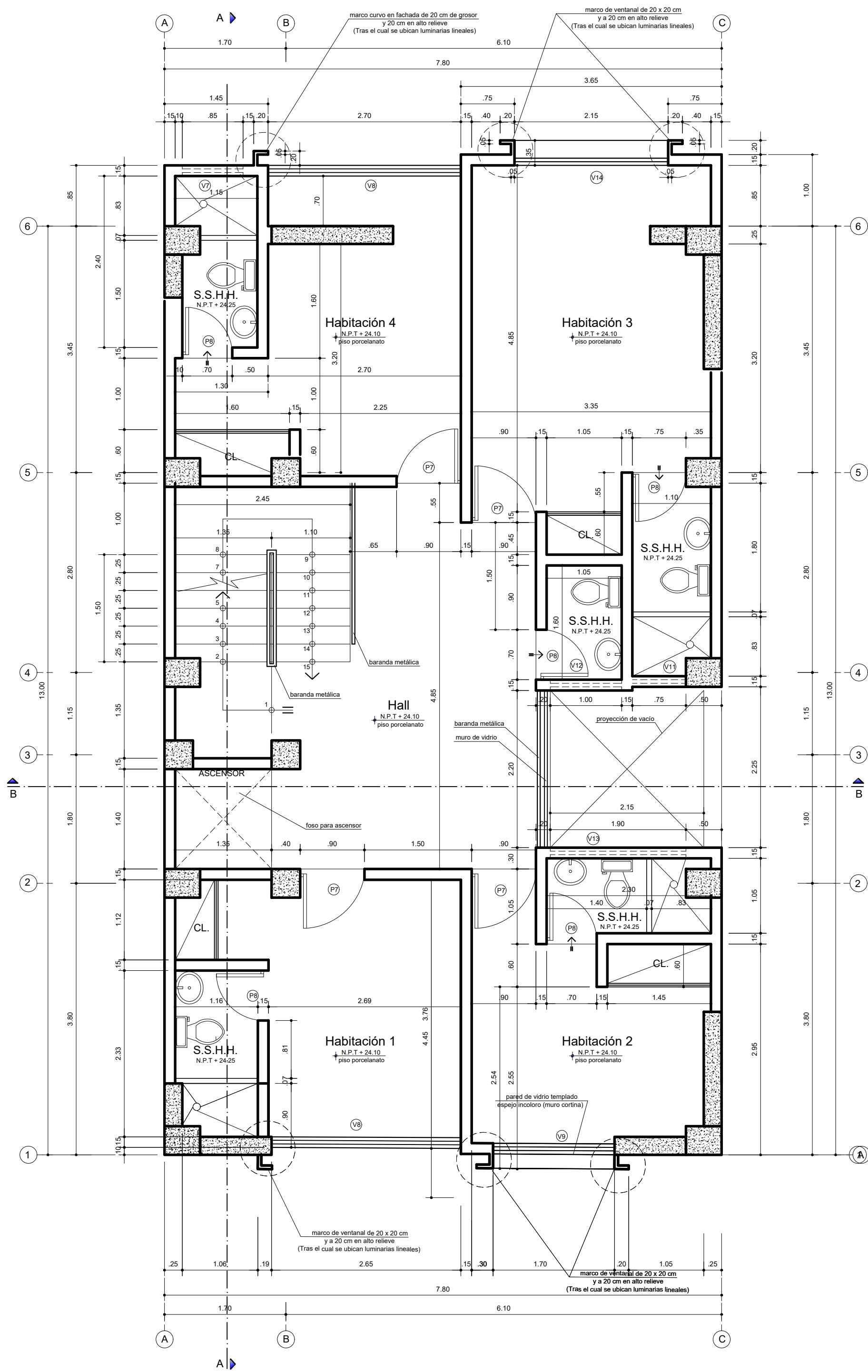
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

Plano: Plano de Arquitectura
Bachiller: Denis Fustamante Huamán
Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno

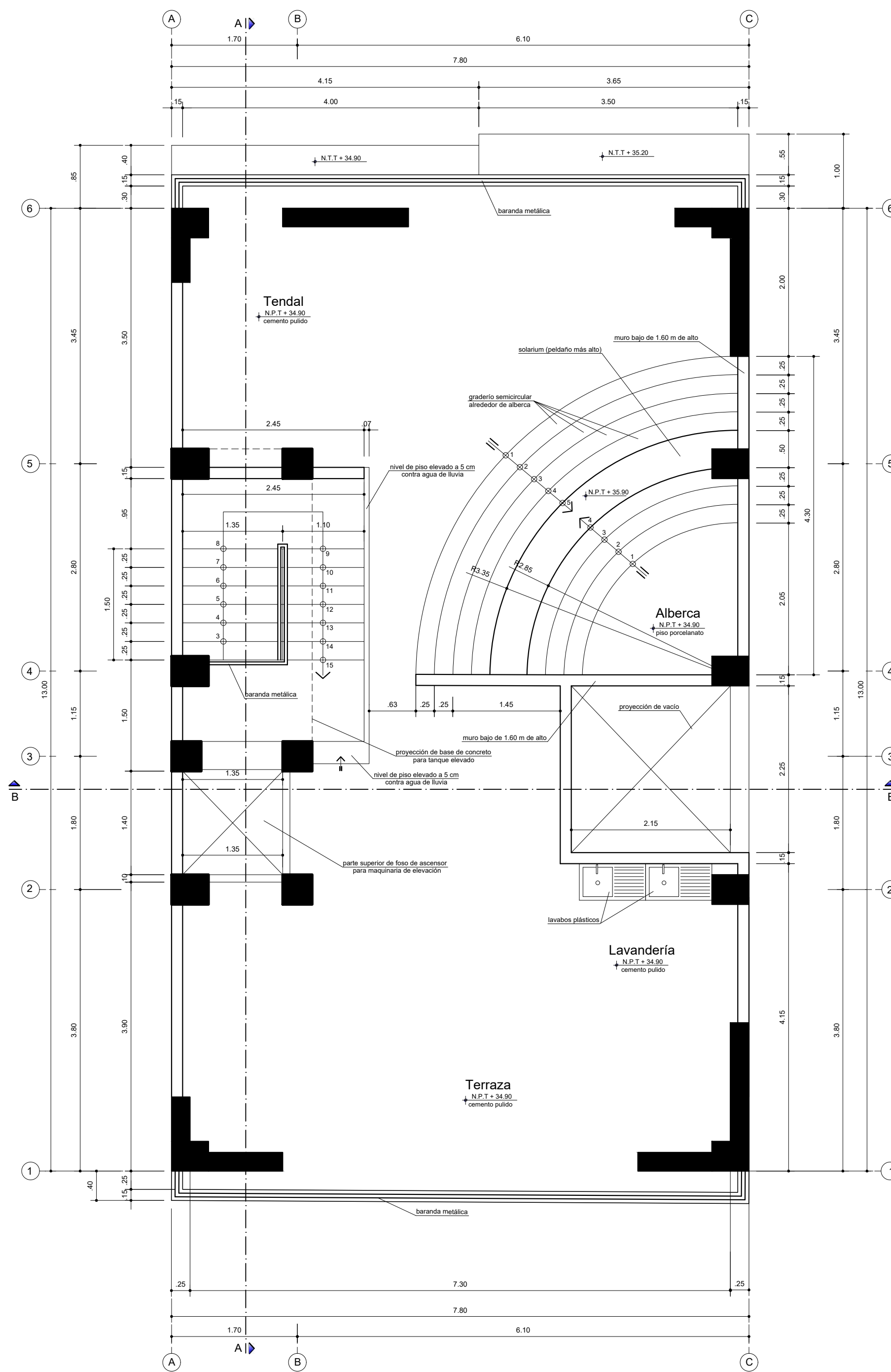
ESCALA: 1/50
Fecha: Cajamarca, 2021

PLANO N° **03**



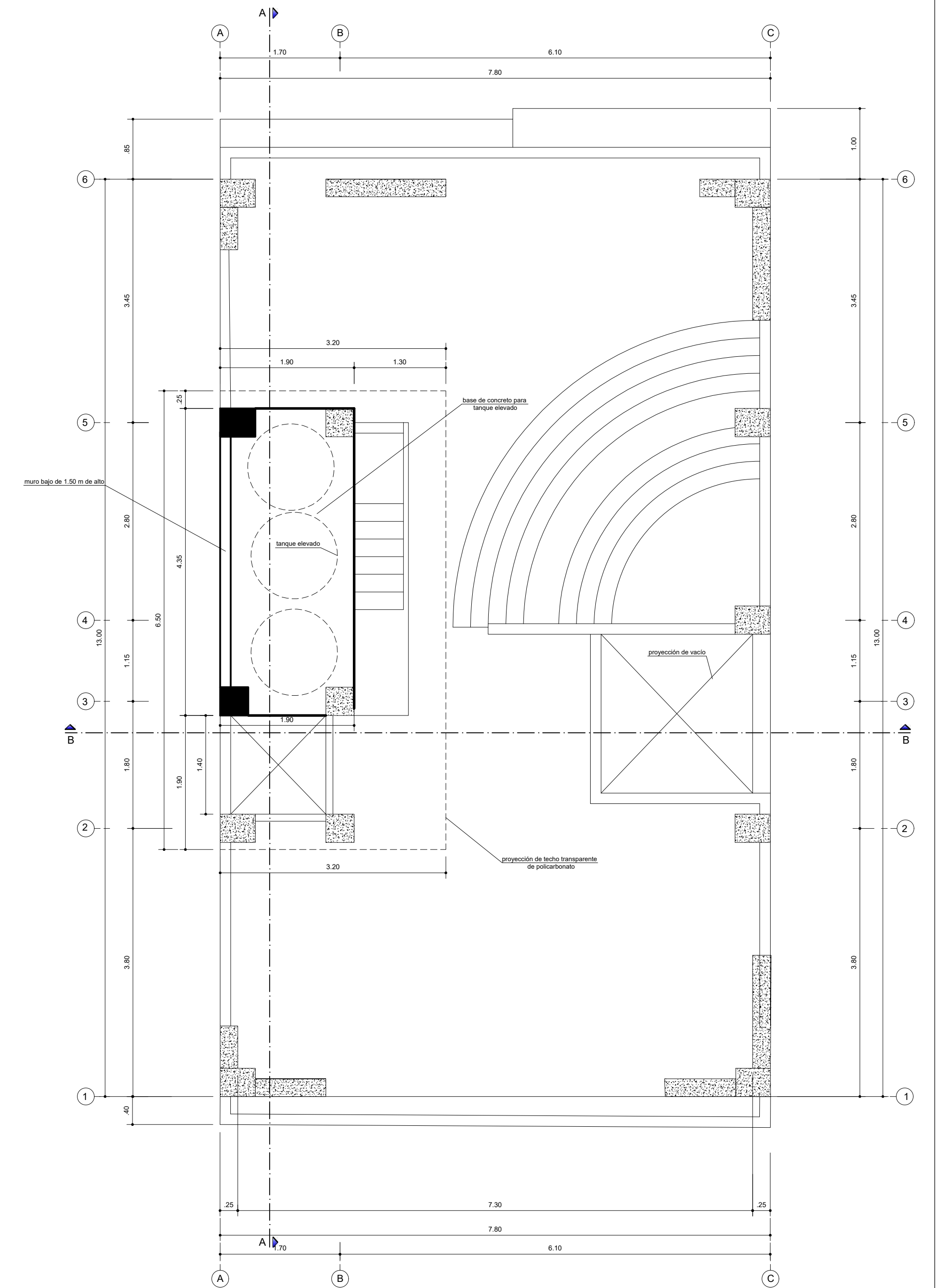
OCTAVA A ONCEAVA PLANTA (planta típica)

ESCALA 1/50



AZOTEA

ESCALA 1/50



PLANTA DE TECHOS

ESCALA 1/50

CUADRO DE VANDOS											
	CODIGO	ANCHO (m)	ALTO (m)	ALFEIZER (m)	OBSERVACIONES		CODIGO	ANCHO (m)	ALTO (m)	ALFEIZER (m)	OBSERVACIONES
PUERTAS	P1	1.00	3.72	--	PUERTA METALICA INDELABILIZADA CON MARCO DE ALUMINIO BRANCO Y VIDRIO INDELABILIZADO	VENTANAS	V1	2.15	1.50	1.00	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO, MARCO DE ALUMINIO, VIDRIOS DE EMPUJE
	P2	2.90	3.80	--	PUERTA METALICA INDELABILIZADA DE DOS TAPAS CON BARRAS DE ACERO INDELABILIZADA		V2	1.35	1.60	1.00	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA
	P3	0.70	2.10	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARRIZADA		V3	1.00	0.65	1.80	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA
	P4	0.90	2.20	--	PUERTA VIDRIADA, DE MADERA BLANCA, BARRIZADA		V4	1.75	0.65	1.80	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA
	P5	0.90	2.60	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARRIZADA		V5	2.20	techo	0.60	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO Y MALLA METALICA DE PROTECCION
	P6	0.70	2.30	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARRIZADA		V6	1.50	0.50	1.70	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA
	P7	0.90	2.30	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARRIZADA		V7	0.85	0.45	1.80	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA
	P8	0.70	2.15	--	PUERTA BLANCA DE MADERA, BARRIZADA		V8	variable	1.40	1.00	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO, MARCO DE ALUMINIO, VIDRIOS DE EMPUJE
	P9	2.50	3.80	--	PUERTA METALICA INDELABILIZADA DE DOS TAPAS CON BARRAS DE ACERO INDELABILIZADA		V9	1.70	2.00	0.50	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO, MARCO CENTRAL, CON VIDRIOS DE EMPUJE
						V10	2.15	1.60	0.70	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO, MARCO CENTRAL, CON VIDRIOS DE EMPUJE	
						V11	0.75	0.35	1.80	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA	
						V12	1.00	0.35	1.80	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA	
						V13	1.90	0.35	1.80	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA	
						V14	2.15	2.50	----	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO, MARCO CENTRAL, CON VIDRIOS DE EMPUJE	
						V15	1.20	0.60	1.80	VIDRO TEMPLADO INCLUIDO Y TORNILLO, MARCO DE ALUMINIO, CORREDIZA	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

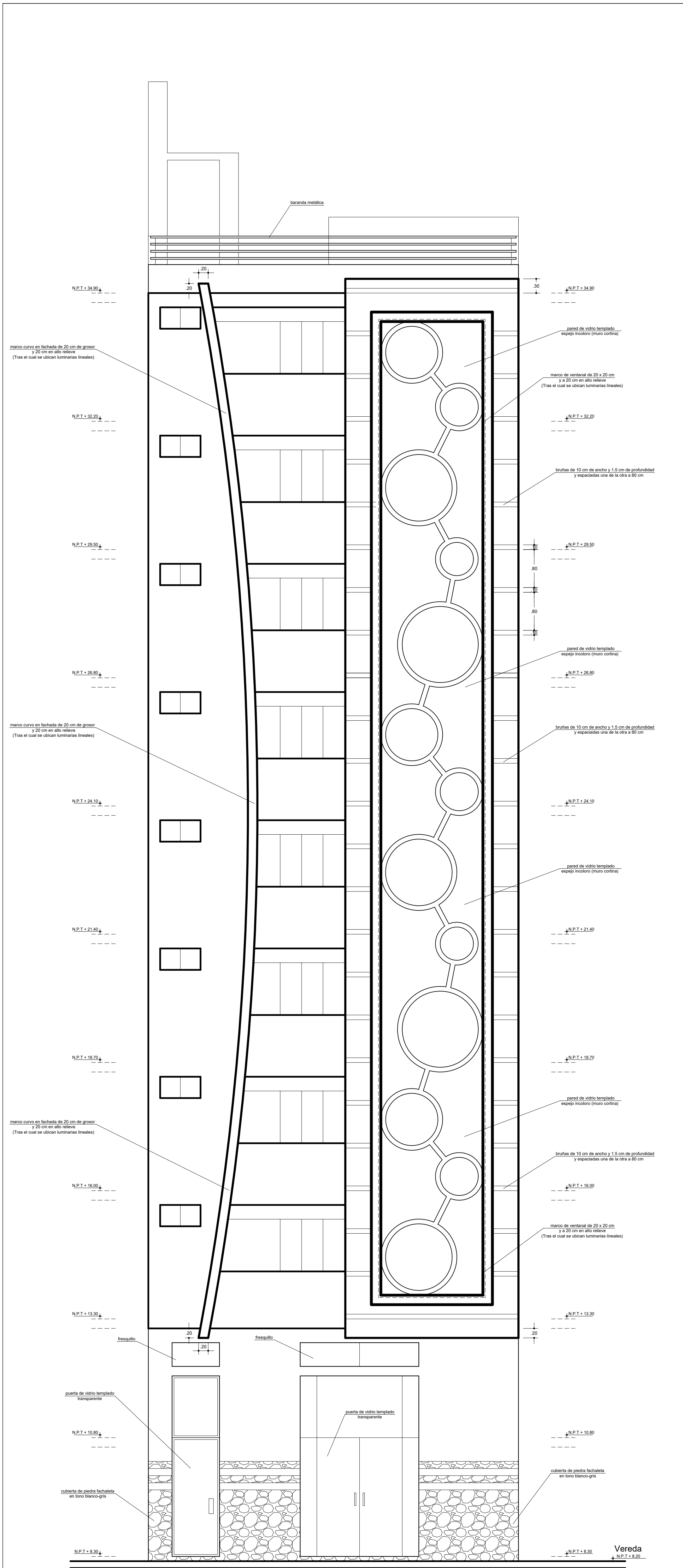
Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

Plano: Plano de Arquitectura PLANO N°

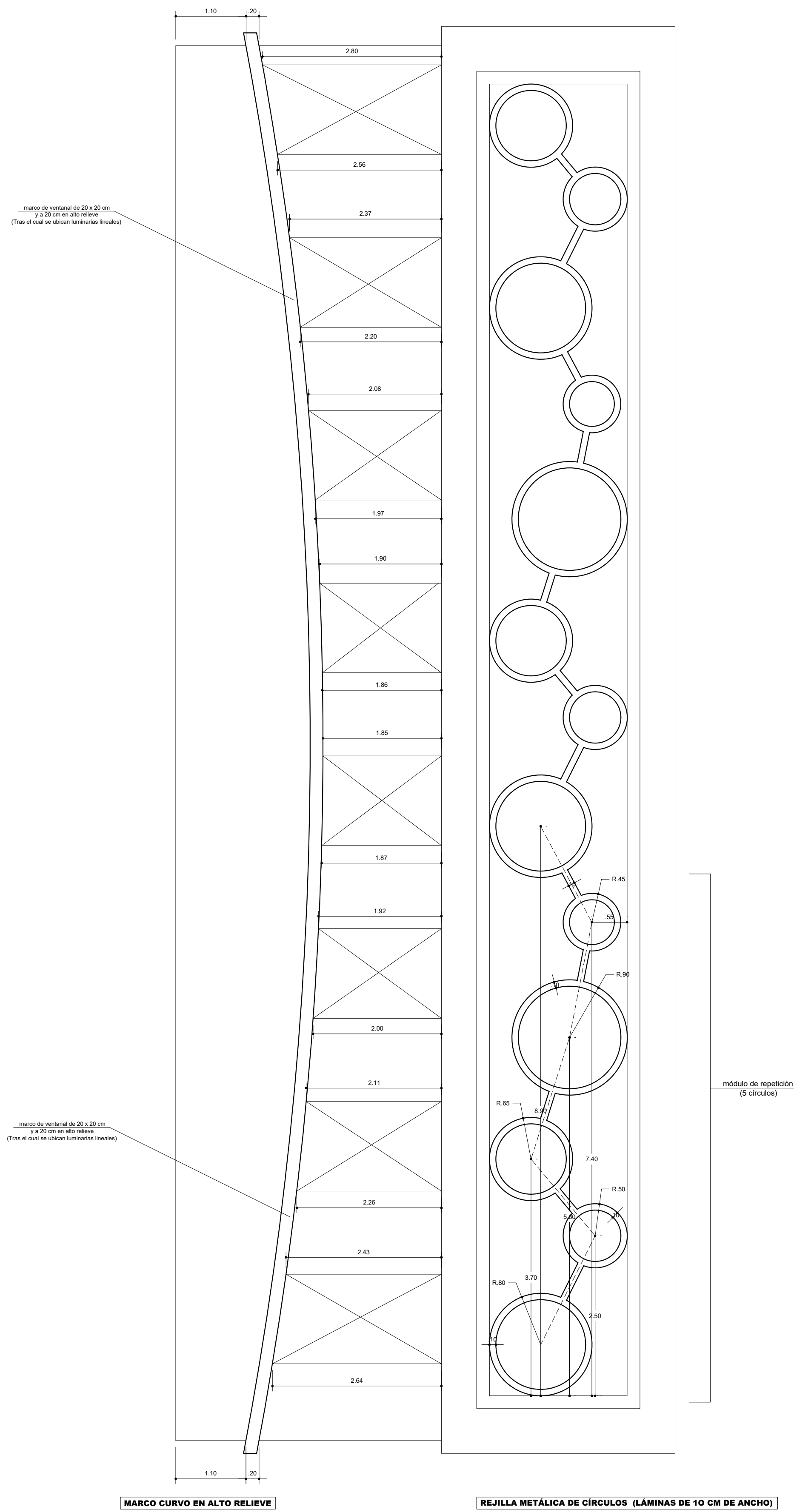
Bachiller: Denis Fustamante Huamán **04**

Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno

Escala: 1/50 Fecha: Cajamarca, 2021



ELEVACIÓN FRONTAL : HACIA AV. TACABAMBA
ESCALA 1/50



DETALLES EN FACHADA
ESCALA 1/50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

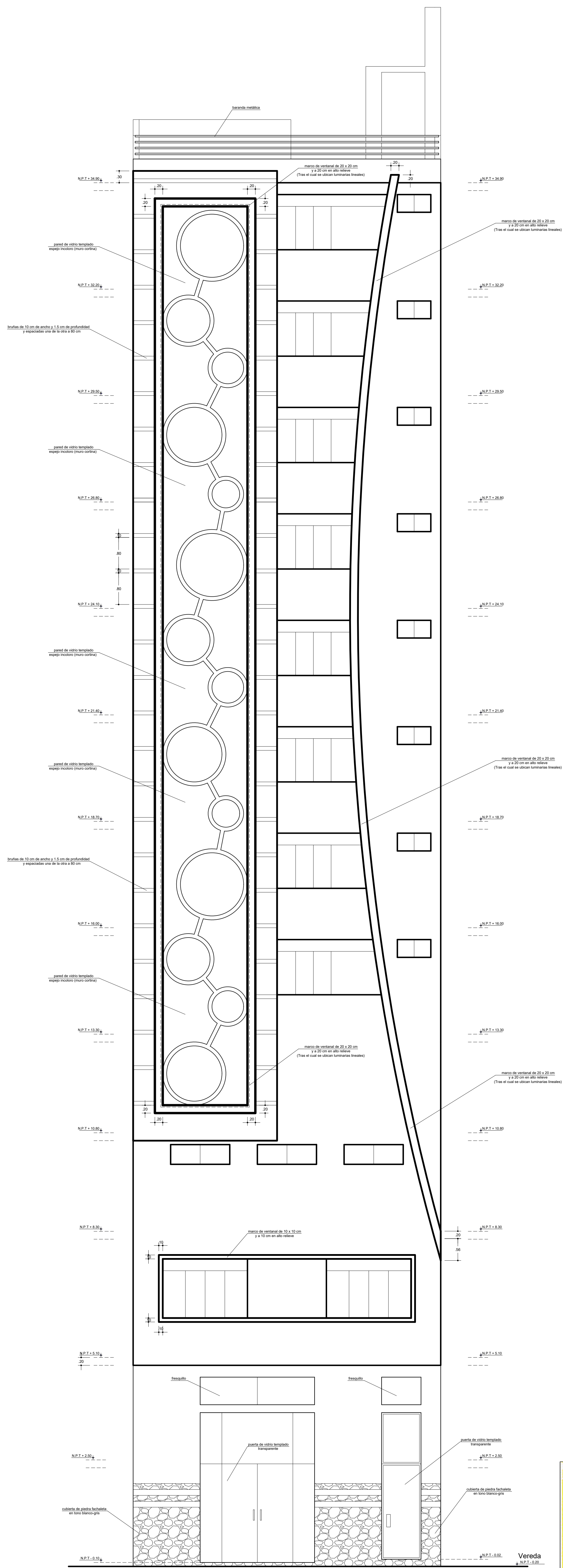
Plano: Plano de Arquitectura-Elevaciones **PLANO N°**

Bachiller: Denis Fustamante Huamán

Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosqueira Moreno

Escala: Indicada Fecha: Cajamarca, 2021

05



ELEVACIÓN FRONTAL : HACIA JR. CAMINO REAL
ESCALA 1/50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

Plano: Plano de Arquitectura-Elevaciones PLANO N°

Bachiller: Denis Fustamante Huamán

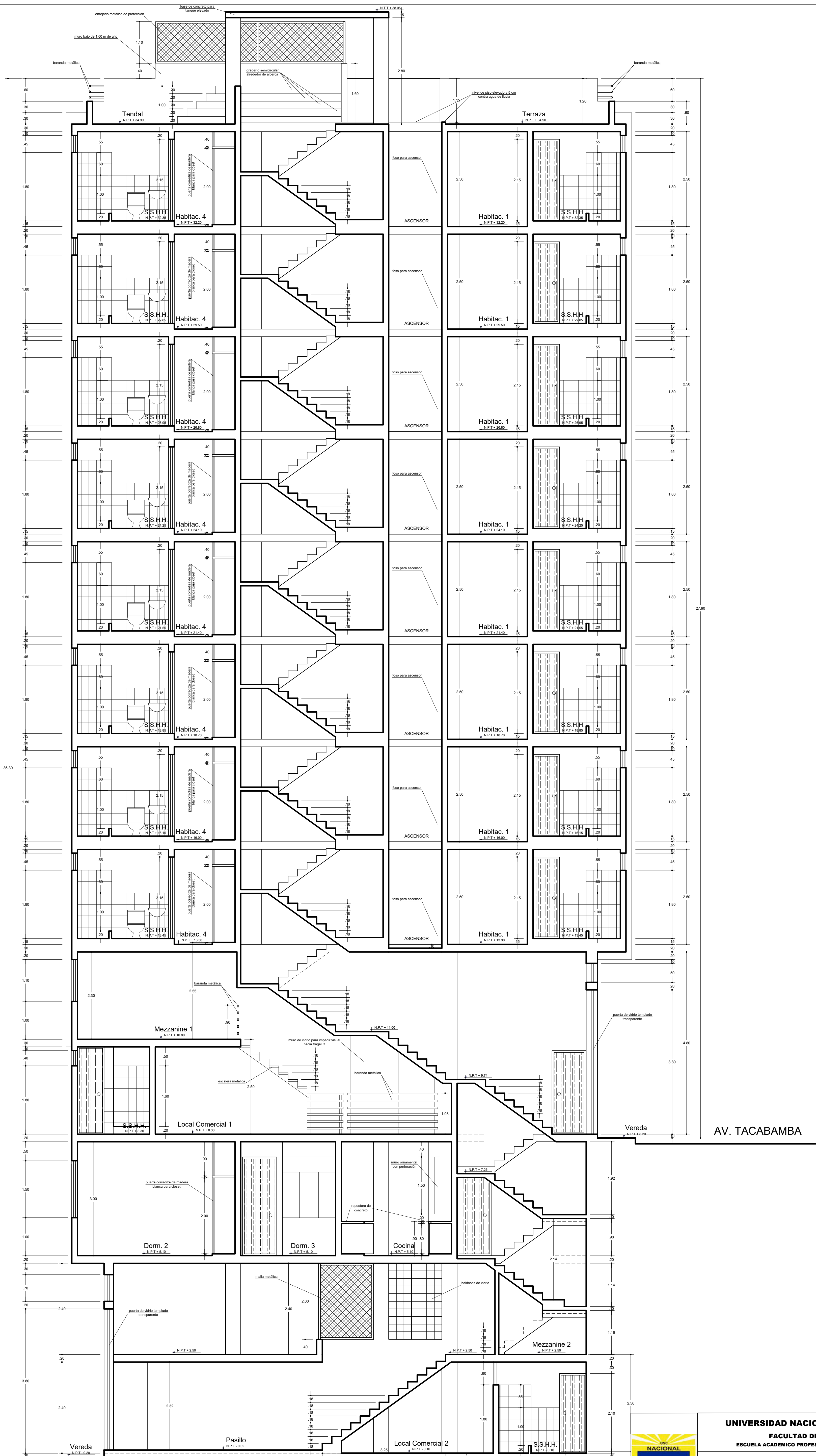
06

Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosqueira Moreno

Escala: Indicada Fecha: Cajamarca, 2021

Vereda

N.P.T. - 0.20



JR. CAMINO REAL

AV. TACABAMBA

CORTE A - A
ESCALA 1:50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

Plano: Plano de Arquitectura-Cortes

Bachiller: Denis Fustamante Huamán

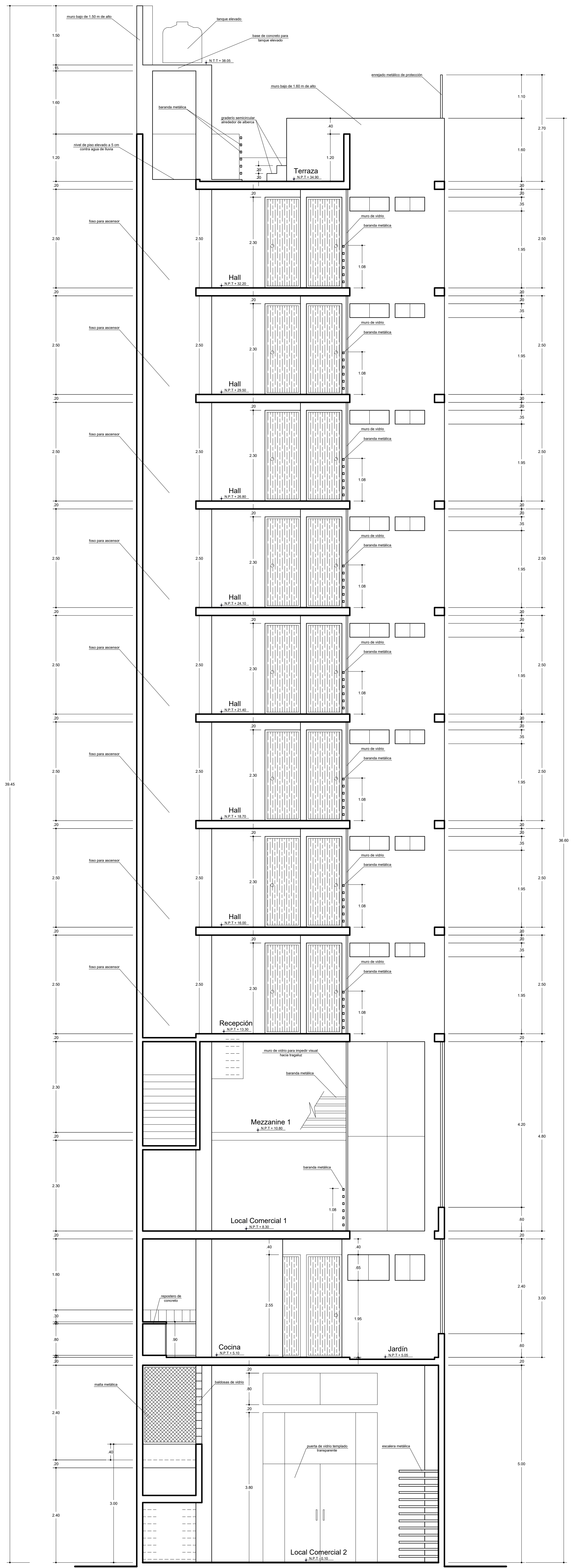
Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosqueira Moreno

Escala: Indicada

Fecha: Cajamarca, 2021

PLANO N°

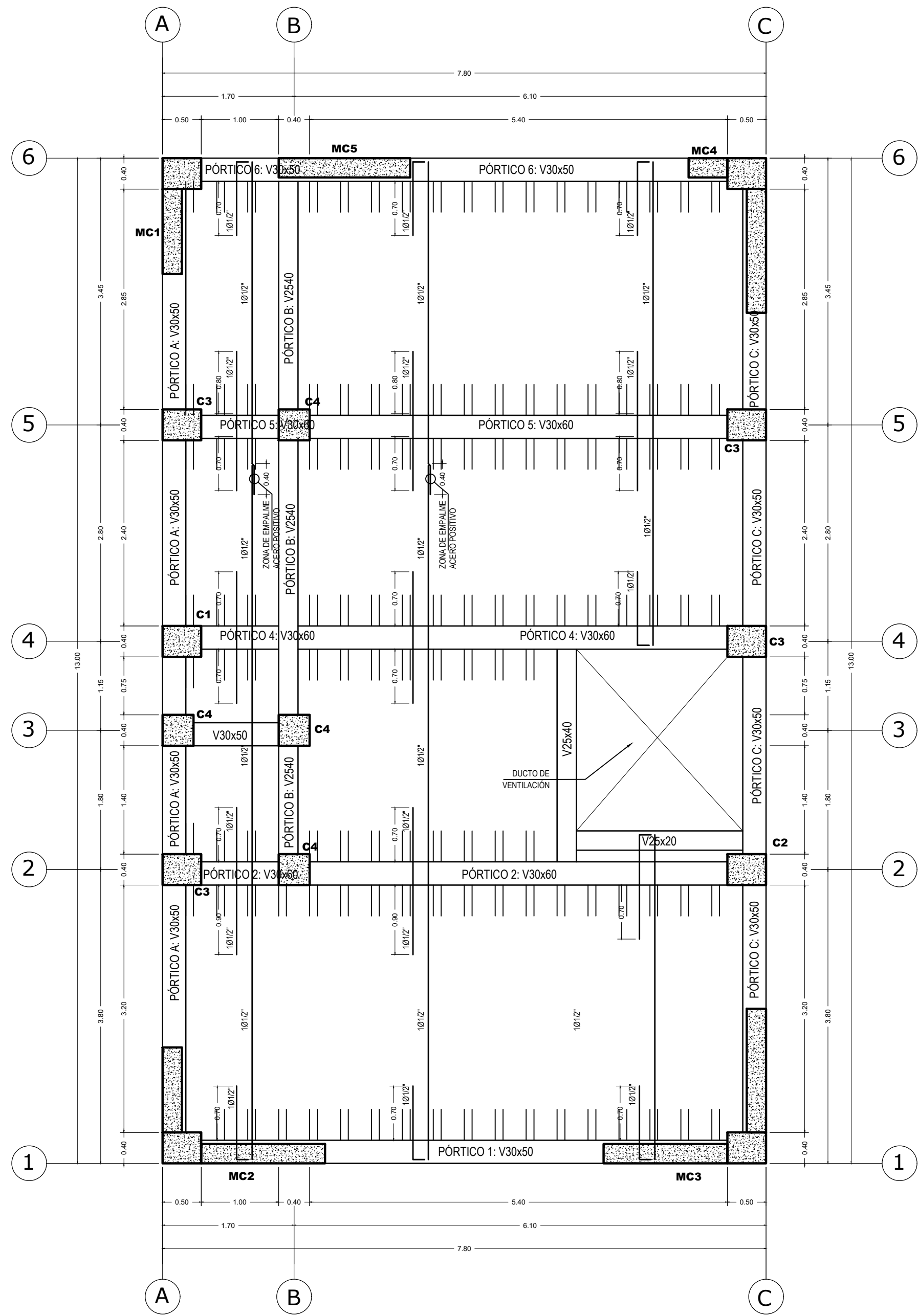
07



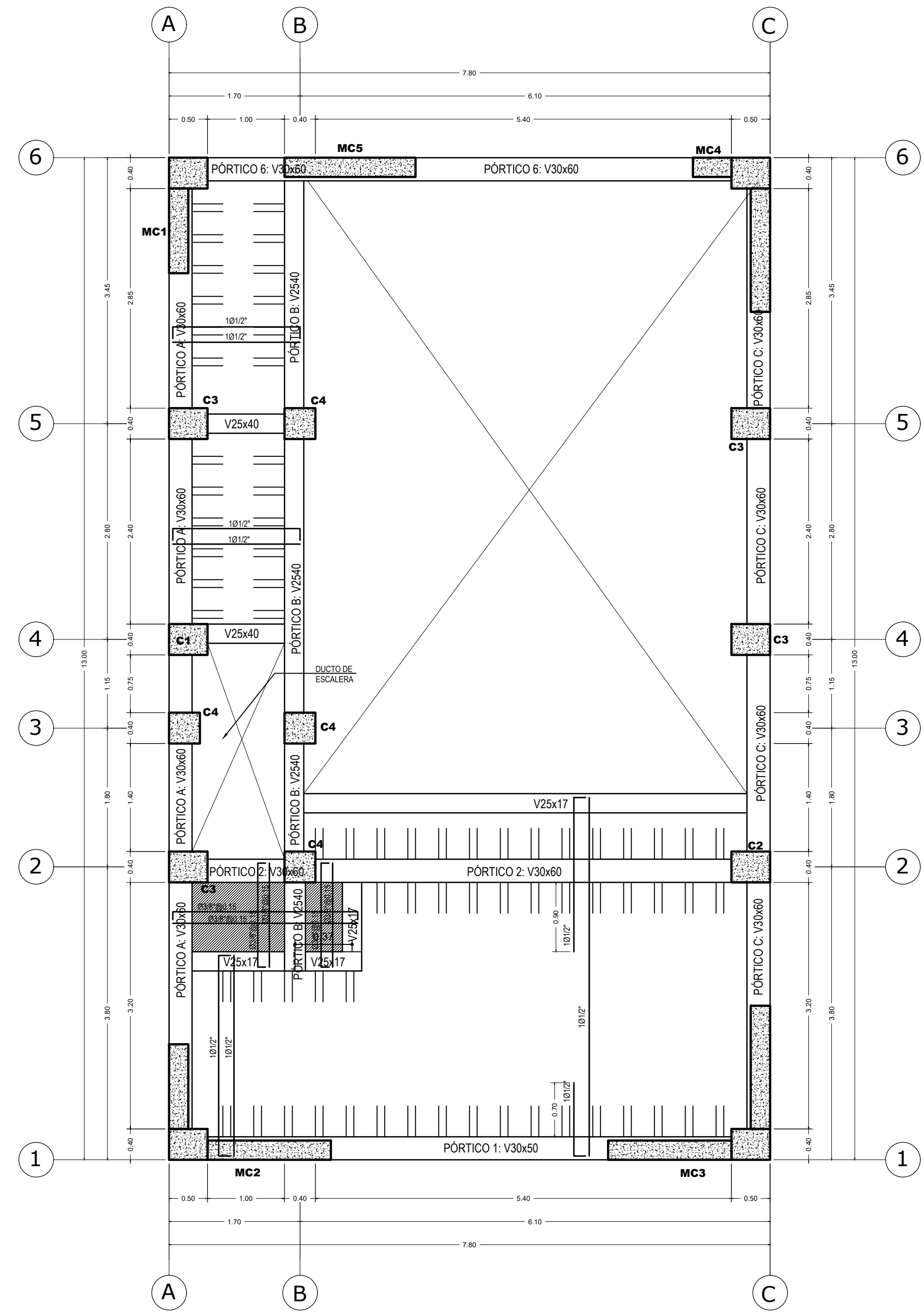
CORTE B - B
ESCALA 1/50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
Tesis:	Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda
Plano:	Plano de Arquitectura-Cortes PLANO N°
Bachiller:	Denis Fustamante Huamán 08
Asesor:	Dr. Ing. Miguel A. Mosqueira Moreno
Escala:	Indicada Fecha: Cajamarca, 2021



ALIGERADO SÓTANO: h = 0.20m
ESCALA 1/50



ALIGERADO MEZZANINE 2: h=0.17m
ESCALA 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

A- MATERIALES:
 CONCRETO SIMPLE COLADO: C14-110 (de regular)
 CEMENTOS: C-110 + 20% P.G. P T.M.
 SOBRECIMENTOS: C-110 + 20% P.G. P T.M.
 CONCRETO ARMADO: f_{cd} 210 Kg/cm² (PLATEA DE CIMENTACION)
 f_{cd} 210 Kg/cm² (Columnas, Aligerados, Lomas, Vigas, Escaleras, Placa, salvo espec.)
 ALAMBRE NEGRO # 05 (AMARRE DE ENCOFRADO)

B- TABIQUERIA: ALFARIZ DE VENTANAS Y MUROS

C- CARGAS PERMANENTES:
 - PISO y cielo raso : 150 Kg/m²
 - Abatiente mezzan : 1,500 Kg/m³
 - Abatiente tubular : 1,350 Kg/m³

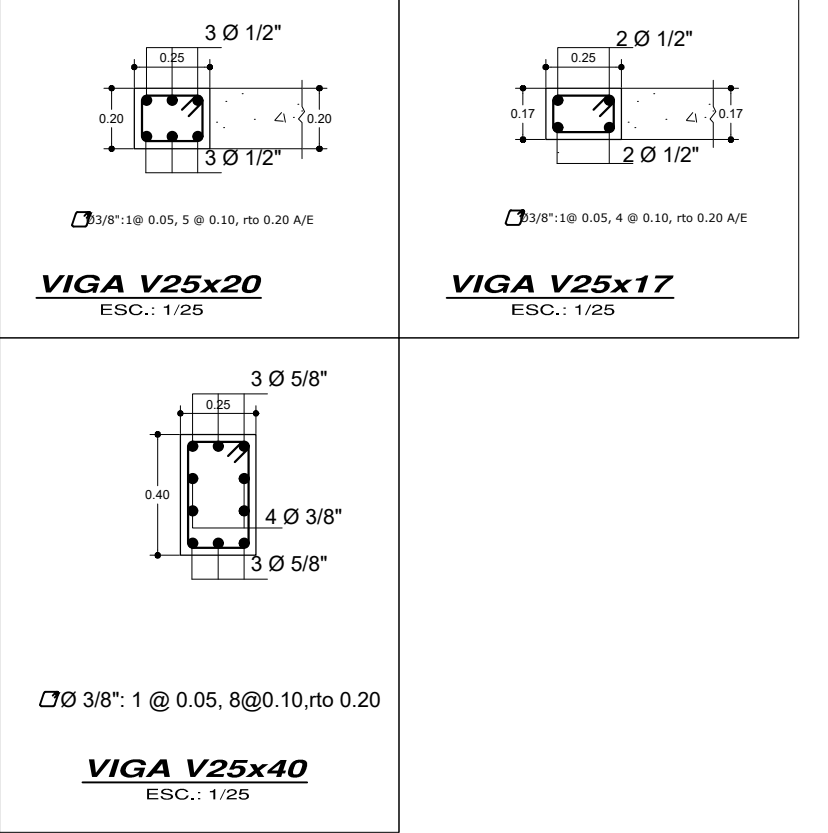
D- RECURRIMIENTOS MINIMOS:
 - VIGAS : 5.00 cm
 - Columnas, Vigas, chatas : 4.0 cm
 - Aligerados, Vigas, chatas y de borde : 2.50 cm
 - Losas mezzan, escaleras : 2.50 cm

E- SOBRECARGAS:
 - TECHO mezzanine, 1.1vo NIVEL: 200 Kg/m²
 - TECHO estano, 3er NIVEL : 300 Kg/m²
 - TECHO ASCENSOR : 200 Kg/m²
 - escaleras y corredores : 250 Kg/m²

F- CARGAS PERMANENTES:
 - Aligerados e = 0.17m : 280 Kg/m²

G- NORMAS Y REGLAMENTOS:
 - NORMAS E.20, E.200-2016, E.050, E.060
 - E.070 DEL R.NE, PENU
 - ACI 318-2014 - ACI 308 A-650

NOTAS:
 SI EXISTIERA VARIACION EN OBRA DE DIMENSIONES, MATERIALES U OTRO COMUNICAR AL CALCULISTA.



PARAMETROS SISMO-RESISTENTES: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

PARAMETROS DE FUERZA SISMICA Y ESPECTRO DE DISEÑO:

Z=0.25	FACTOR DE ZONA	Zona 2 : CHOTA (MEDIANA SISMICIDAD)
U=1.0	FACTOR DE USO E IMPORTANCIA	Categoria C: EDIFICACIONES COMUNES
S=1.4	FACTOR DE SUELO	
Tp=1.1	PERIODO DE VIBRACION	S3: SUELO FLEXIBLE
TL=1.6	PERIODO DE VIBRACION	
RX=6	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (IRRegular)
RY=6	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (IRRegular)
C=2.5	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (Ct = 60)
C=2.5	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (Ct = 60)
Ia=0.75	IRREGULARIDAD EN ALTURA	IRREGULARIDAD POR RIGIDEZ - PISO BALDO
Ip=0.75	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD POR TORSION

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS EN LA ESTRUCTURA:

DERIVA (Δ/H)	DERIVAS RELATIVAS EN LA ESTRUCTURA
11vo nivel	0.0028 rad < 0.007
10mo nivel	0.0031 rad < 0.007
9vo nivel	0.0034 rad < 0.007
8vo nivel	0.0036 rad < 0.007
7mo nivel	0.0034 rad < 0.007
6to nivel	0.0033 rad < 0.007
5to nivel	0.0031 rad < 0.007
4to nivel	0.0029 rad < 0.007
mezzanine 1	0.0022 rad < 0.007
3er nivel	0.0004 rad < 0.007
2do nivel	0.0002 rad < 0.007
mezzanine 2	0.0003 rad < 0.007
sótano	0.0000 rad < 0.007

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS EN LA ESTRUCTURA:

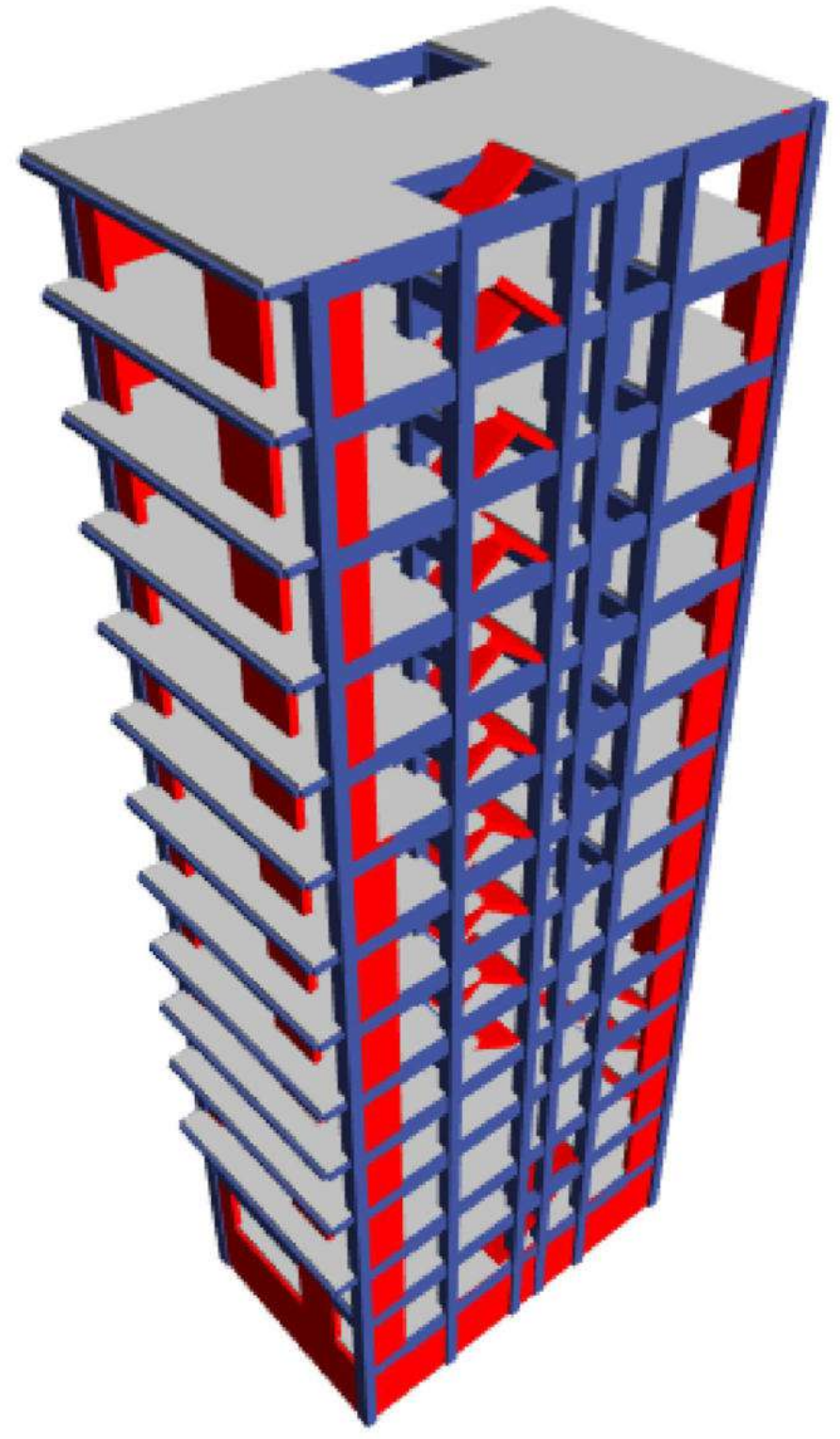
Desplazamiento X-X : 15.45 cm
 Desplazamiento Y-Y : 7.53 cm

PERIODO FUNDAMENTAL:
 T1: 0.583 segundos T2: 0.443 segundos

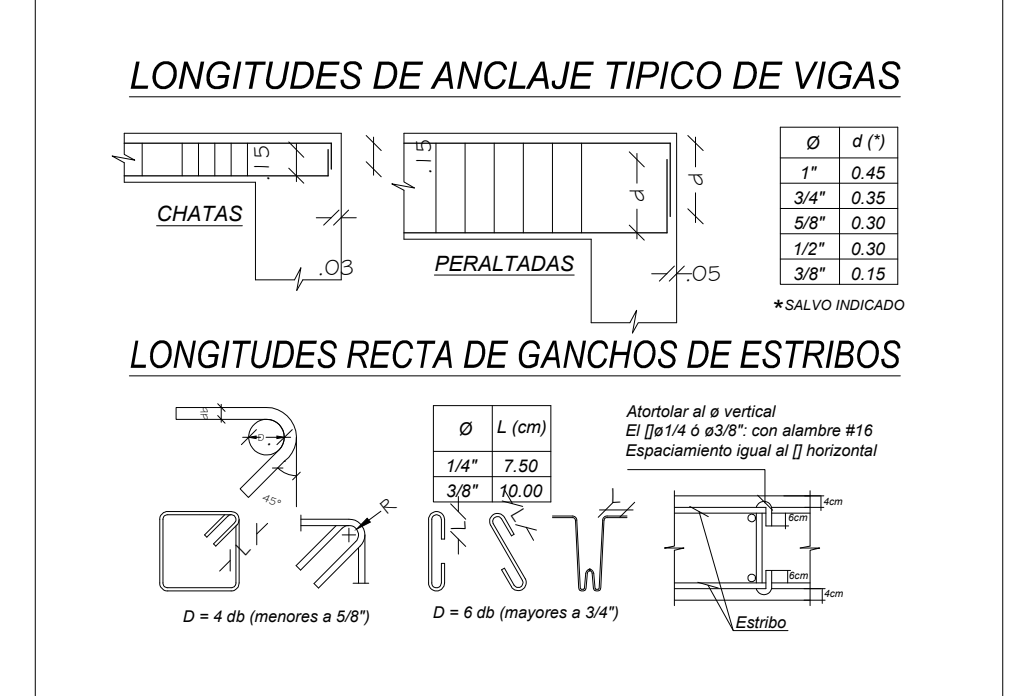
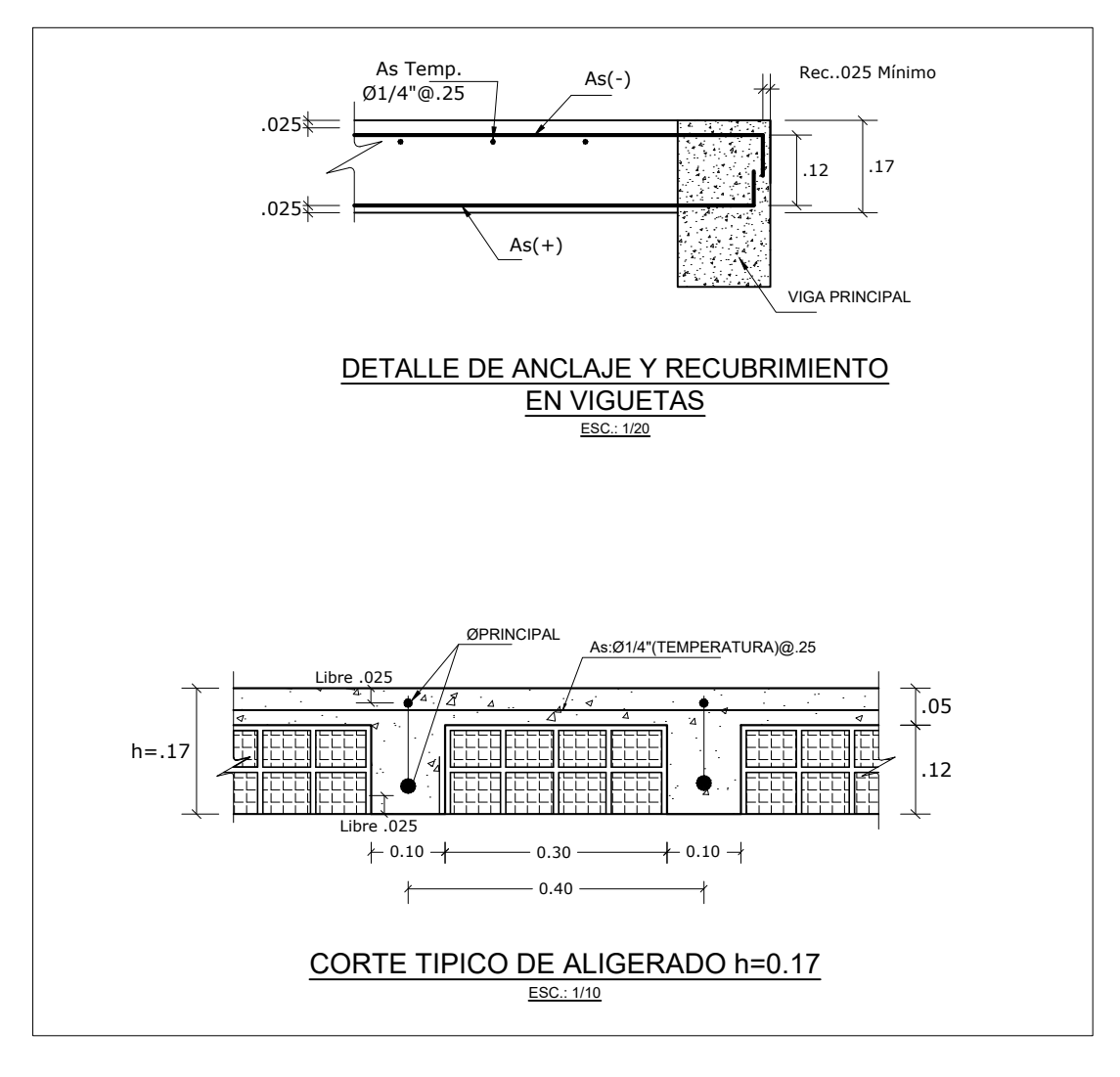
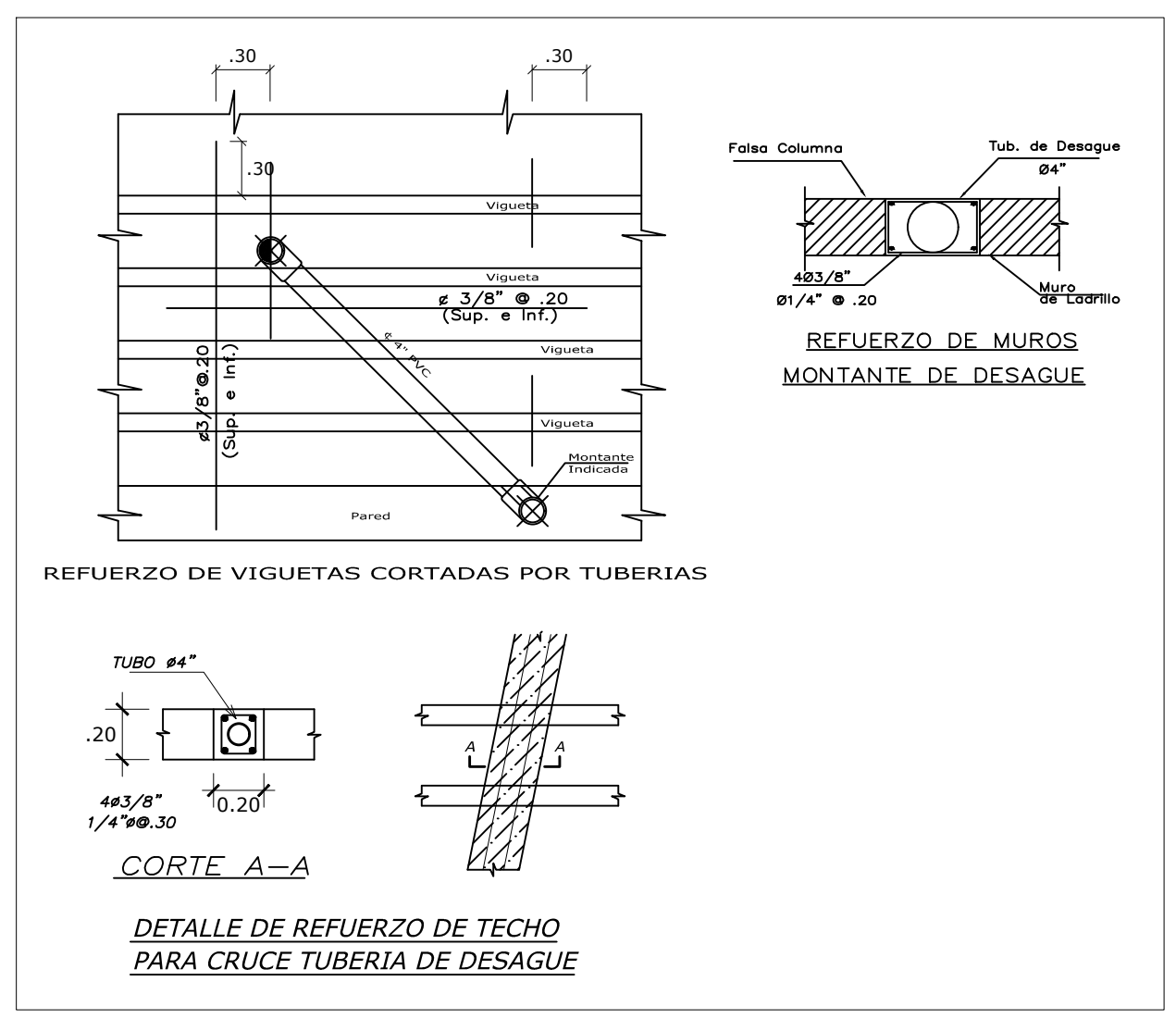
JUNTA SISMICA:
 DIRECCION X-X: 10 cm de junta lateral a cada lado
 DIRECCION Y-Y: 7.5 cm de junta en el fondo

CORTANTE BASAL:
 DIRECCION X-X: Vb. ESTATICO = 266.63 Tn
 Vb. DINAMICO = 119.63 Tn
 DIRECCION Y-Y: Vb. ESTATICO = 272.46 Tn
 Vb. DINAMICO = 130.73 Tn

EL EDIFICIO SE CALIFICA COMO IRREGULAR SEGUN LA NORMA E.030-2016: IRREGULAR POR PISO BALDO Y TORSION.



MODELO ESTRUCTURAL



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

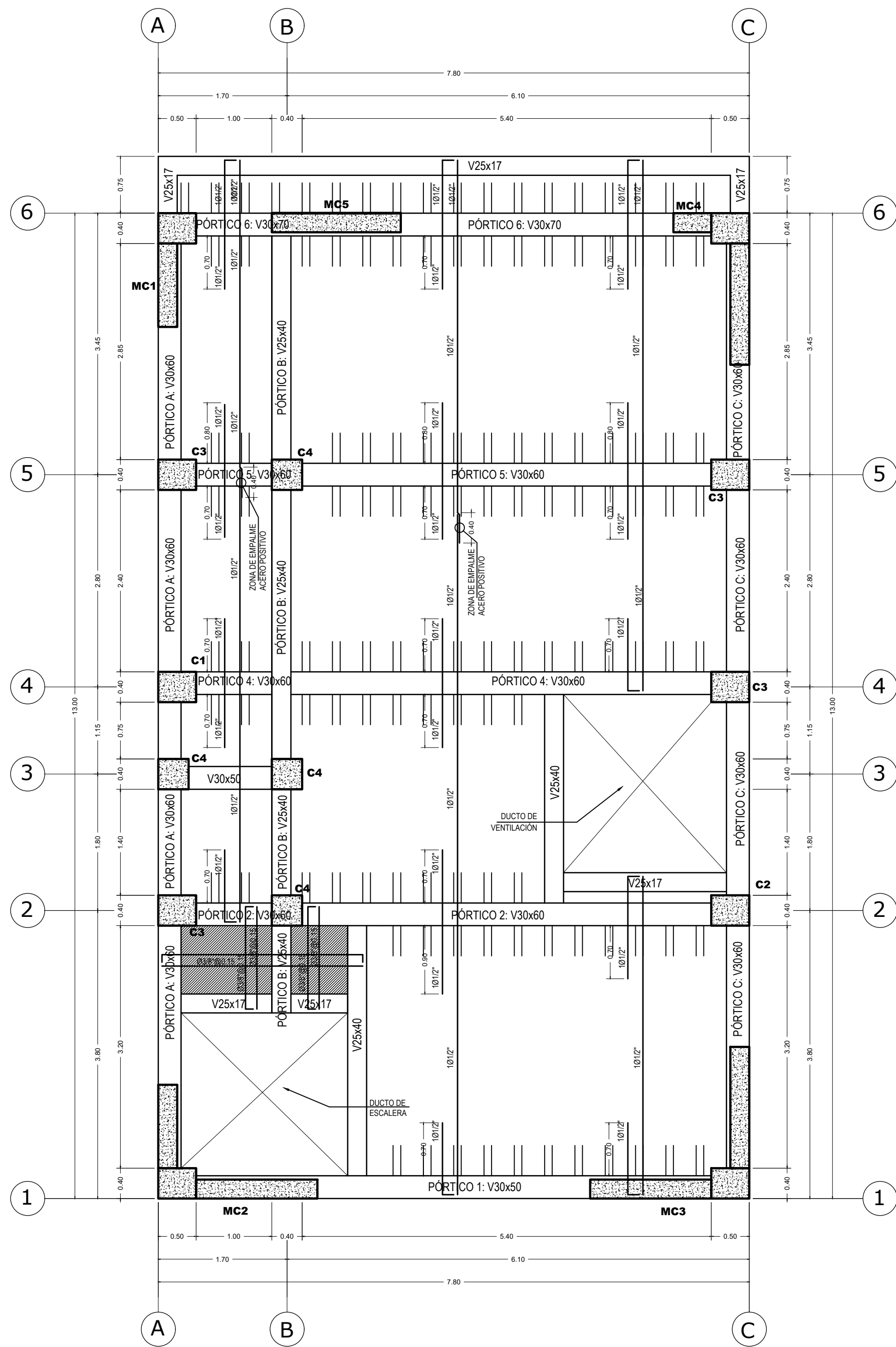
Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

Plano: Plano de Estructuras PLANO N°

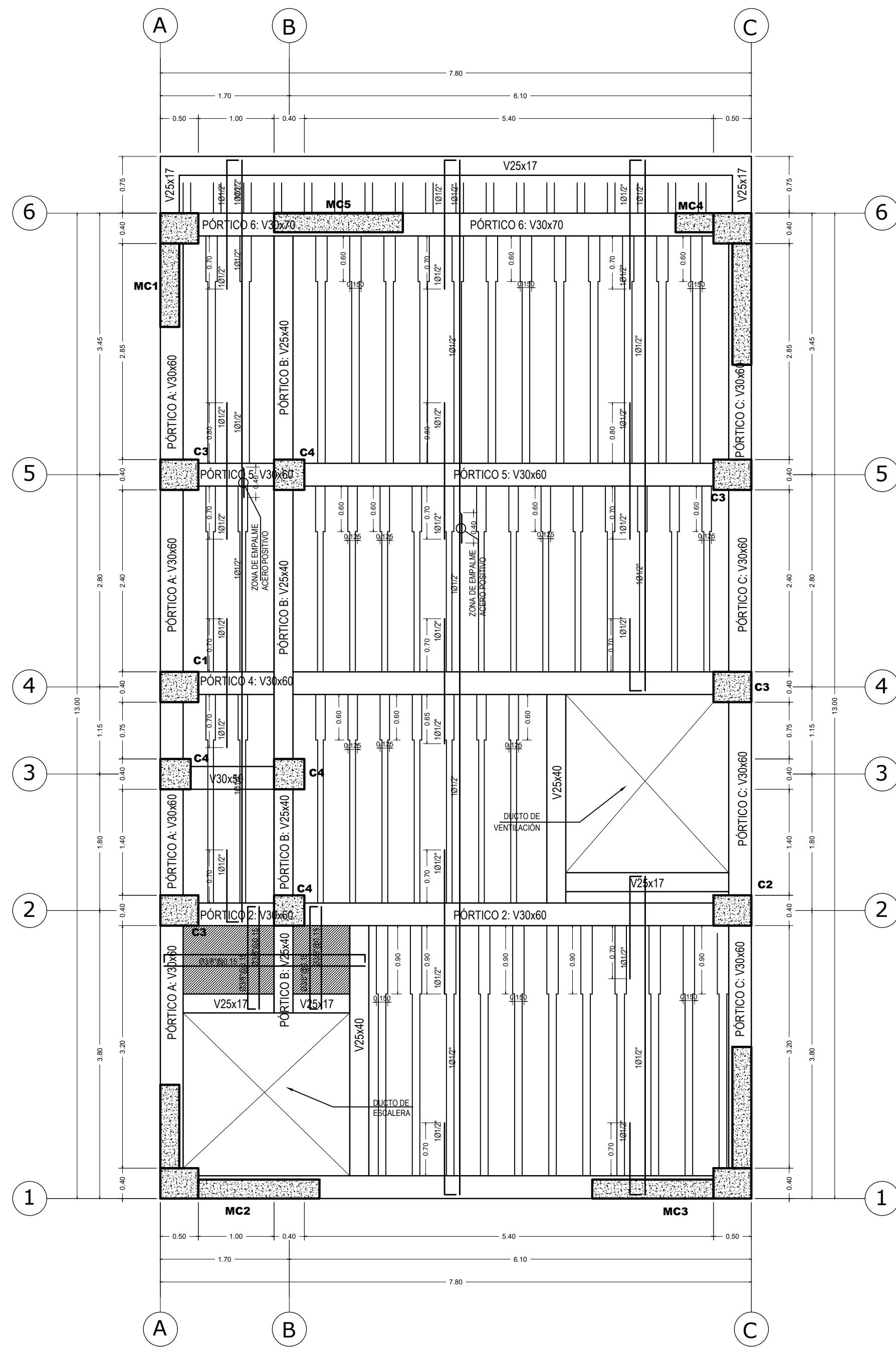
Bachiller: Denis Fustamante Huamán **09**

Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno

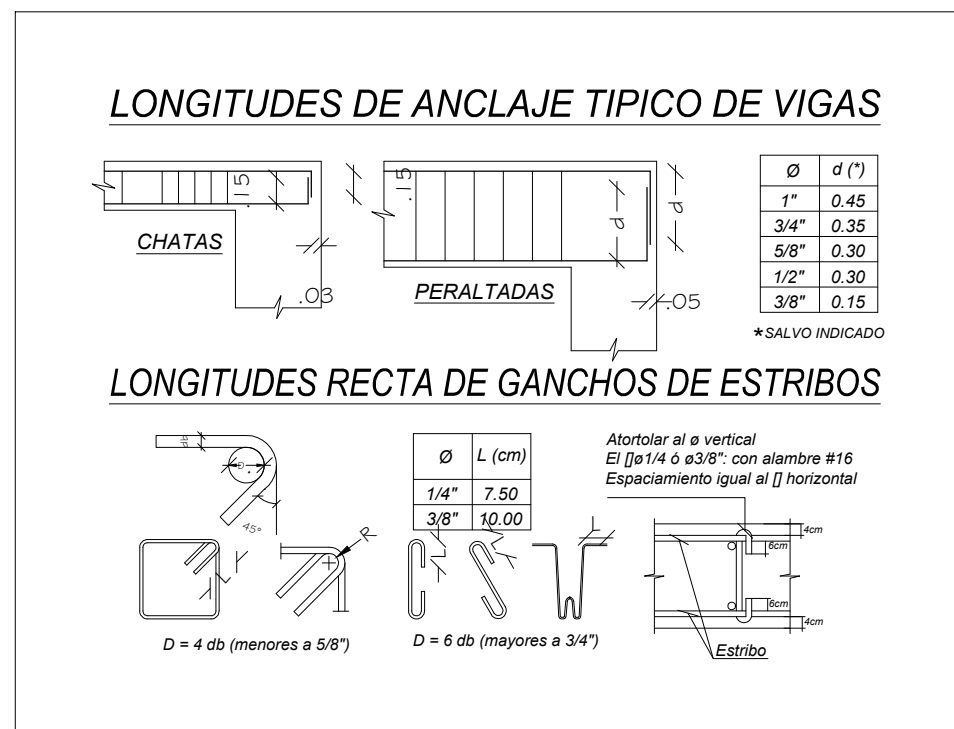
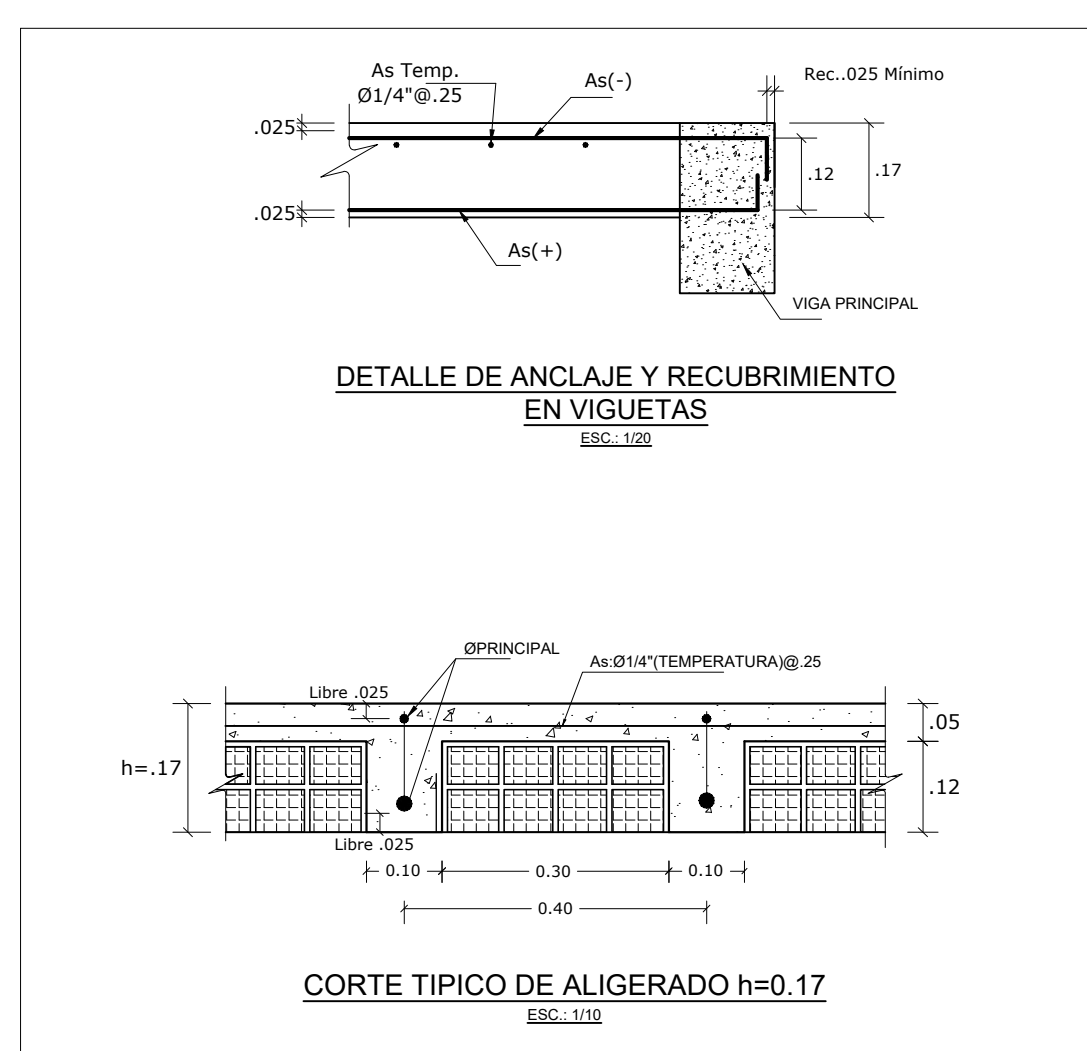
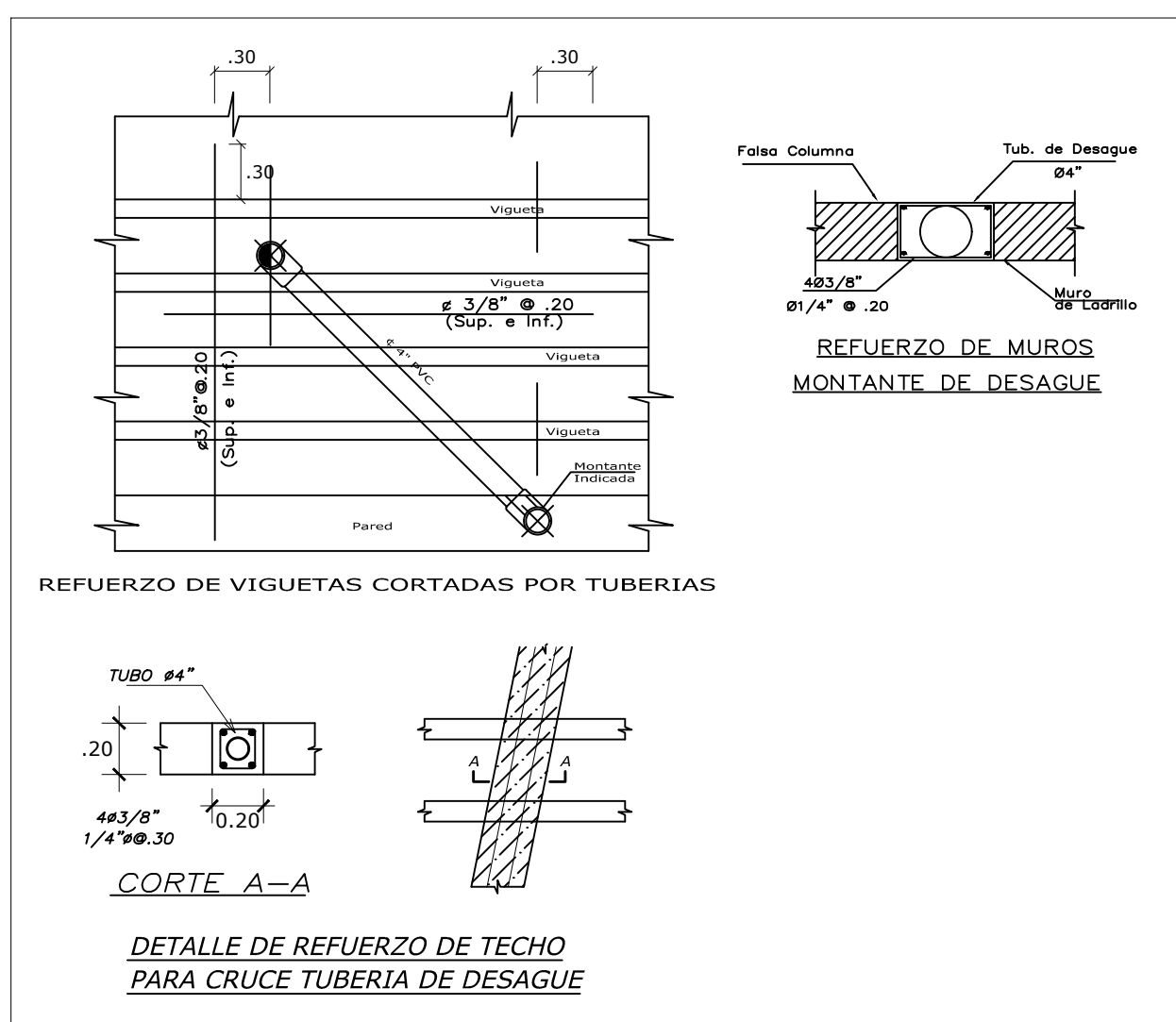
Escala: Indicada Fecha: Cajamarca, 2021



ALIGERADO 2DO NIVEL: h = 0.17m
ESCALA 1/50



ALIGERADO 3ER NIVEL: h = 0.17m
ESCALA 1/50



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

A- MATERIALES:
 CONCRETO SIMPLE COLADO: C14-110 (de regular)
 CEMENTOS: C-110 + 20% P.G. P.T.M.
 SOBRECARGAS: C-110 + 20% P.G. P.T.M.
 CONCRETO ARMADO: f_{cd} = 210 Kg/cm² (PLATEA DE CIMENTACION)
 f_{cd} = 210 Kg/cm² (Columnas, Aligerados,
 Losas, Vigas, Escaleras, Placas, salvo espec.)

B- TABIQUERIA: ALFARZAR DE VENTANAS Y MUROS
 UNIDAD: LADRILLO DE ARCILLA PANDERETA
 TIPO DE UNIDAD: TUBULAR 12x23x10cm
 MORTERO TIPO P1: CEMENTO ARENA = 1:1.5
 ESPESOR DE JUNTA: MIN = 1 cm; MAX = 1.5 cm

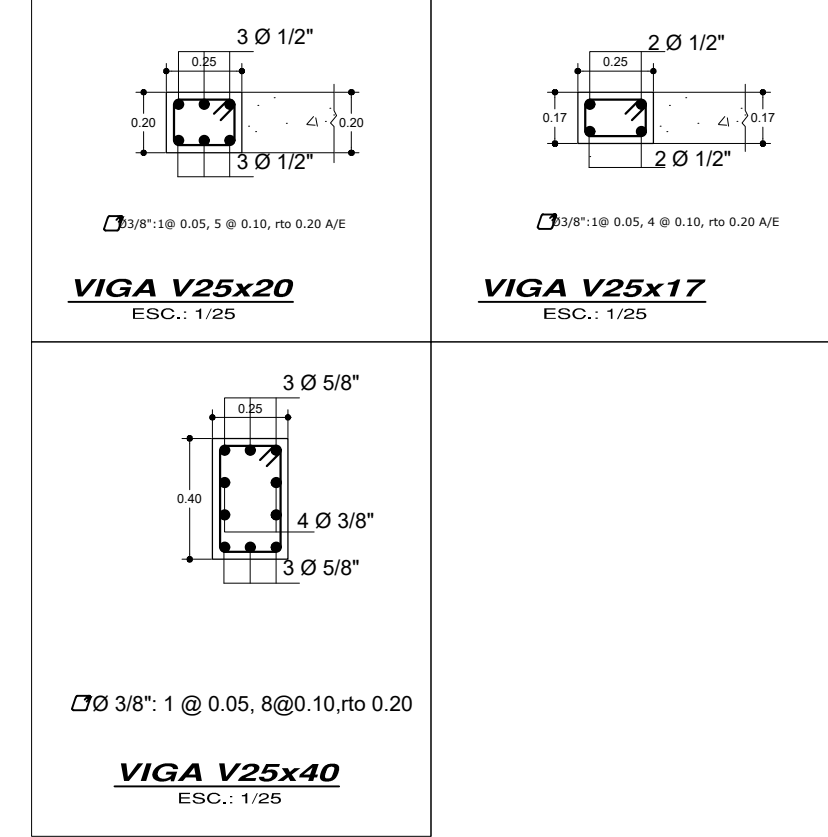
C- NORMAS Y REGLAMENTOS:
 - NORMAS E.C.O. E.030-2018, E.050, E.060
 E.070 DEL R.NE. PENÚ-2009
 - ACI 318-2014 - ACI 308-14
 - ACI 308-14

D- RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS:
 - VIGAS: 5.00 cm
 - Columnas, Vigas, chatas: 4.00 cm
 - Aligerados, Vigas, chatas: 4.00 cm
 - Y de borde: 2.50 cm
 - Losas, mallas, escaleras: 2.50 cm

E- SOBRECARGAS:
 - TECHO mezanina 1, 11vo NIVEL: 200 Kg/m²
 - TECHO sótano, 3er NIVEL: 500 Kg/m²
 - TECHO ASCENSOR: 200 Kg/m²
 - escaleras y corredores: 250 Kg/m²

F- CARGAS PERMANENTES:
 - Aligerados e = 0.17m: 280 Kg/m²
 - Piso y cielo raso: 150 Kg/m²
 - Abatiente muelle: 1,800 Kg/m³
 - Abatiente tubular: 1,350 Kg/m³

NOTAS:
 SI EXISTIERA VARIACION EN OBRA DE DIMENSIONES, MATERIALES U OTRO COMUNICAR AL CALCULISTA.



PARAMETROS SISMO-RESISTENTES: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

PARAMETROS DE FUERZA SISMICA Y ESPECTRO DE DISEÑO:

Z=0.25	FACTOR DE ZONA	Zona 2: CHOTA (MEDIANA SISMICIDAD)
U=1.0	FACTOR DE USO E IMPORTANCIA	Categoría C: EDIFICACIONES COMUNES
S=1.4	FACTOR DE SUELO	
Tp=1.1	PERIODO DE VIBRACION	S3: SUELO FLEXIBLE
TL=1.6	PERIODO DE VIBRACION	
RX=6	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (IRRegular)
RY=6	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (IRRegular)
C=2.5	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (Ct = 60)
C=2.5	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (Ct = 60)
Ia=0.75	IRREGULARIDAD EN ALTURA	IRREGULARIDAD POR RIGIDEZ - PISO BALDO
Ip=0.75	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD POR TORSION

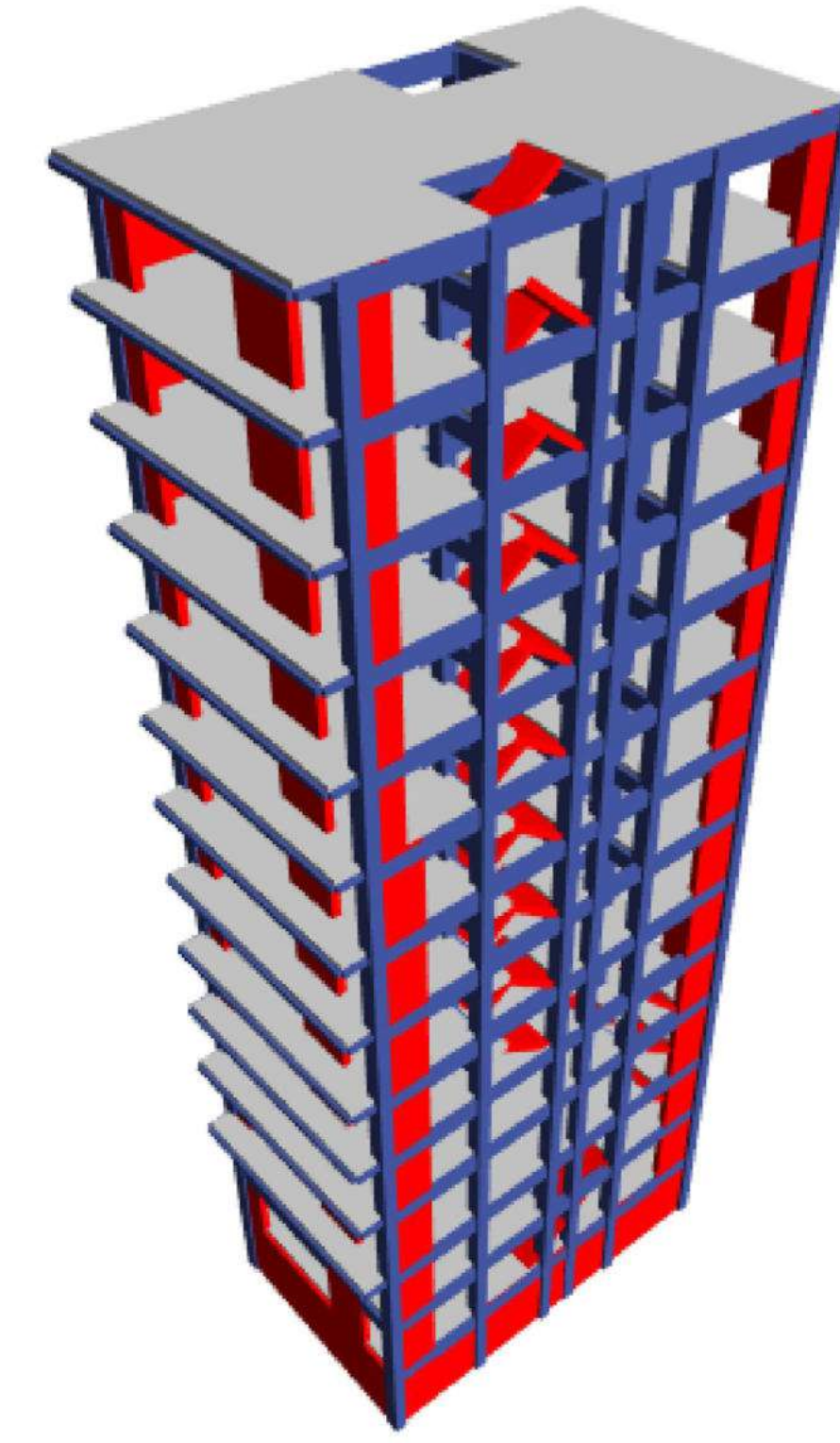
DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS EN LA ESTRUCTURA:

DIRECCION X-X:	DERIVA (Δ/H)	DESPLAZAMIENTOS TOTAL EN EL ÚLTIMO NIVEL
11vo nivel	0.0028 rad < 0.007	Dirección X-X: 15.45 cm
10mo nivel	0.0031 rad < 0.007	Dirección Y-Y: 7.53 cm
9vo nivel	0.0034 rad < 0.007	PERIODO FUNDAMENTAL
8vo nivel	0.0036 rad < 0.007	T1: 0.583 segundos T2: 0.443 segundos
7mo nivel	0.0034 rad < 0.007	JUNTA SISMICA
6to nivel	0.0033 rad < 0.007	DIRECCION X-X: 10 cm de junta lateral a cada lado
5to nivel	0.0031 rad < 0.007	DIRECCION Y-Y: 7.5 cm de junta en el fondo
4to nivel	0.0029 rad < 0.007	CORTANTE BASAL
mezanina 1	0.0022 rad < 0.007	DIRECCION X-X: Vb. ESTÁTICO = 266.63 Tn
3er nivel	0.0004 rad < 0.007	Vb. DINÁMICO = 119.63 Tn
2do nivel	0.0002 rad < 0.007	DIRECCION Y-Y: Vb. ESTÁTICO = 272.46 Tn
mezanina 2	0.0003 rad < 0.007	Vb. DINÁMICO = 130.73 Tn
sótano	0.0000 rad < 0.007	

DIRECCION Y-Y:

NIVEL	DERIVA (Δ/H)
AZOTEA	0.0013 rad < 0.007
11vo nivel	0.0014 rad < 0.007
10mo nivel	0.0018 rad < 0.007
9vo nivel	0.0018 rad < 0.007
8vo nivel	0.0019 rad < 0.007
7mo nivel	0.0019 rad < 0.007
6to nivel	0.0020 rad < 0.007
5to nivel	0.0019 rad < 0.007
4to nivel	0.0018 rad < 0.007
mezanina 1	0.0012 rad < 0.007
3er nivel	0.0002 rad < 0.007
2do nivel	0.0001 rad < 0.007
mezanina 2	0.0002 rad < 0.007
sótano	0.0000 rad < 0.007

EL EDIFICIO SE CALIFICA COMO IRREGULAR SEGUN LA NORMA E.030-2018: IRREGULAR POR PISO BLANCO Y TORSION.



MODELO ESTRUCTURAL

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

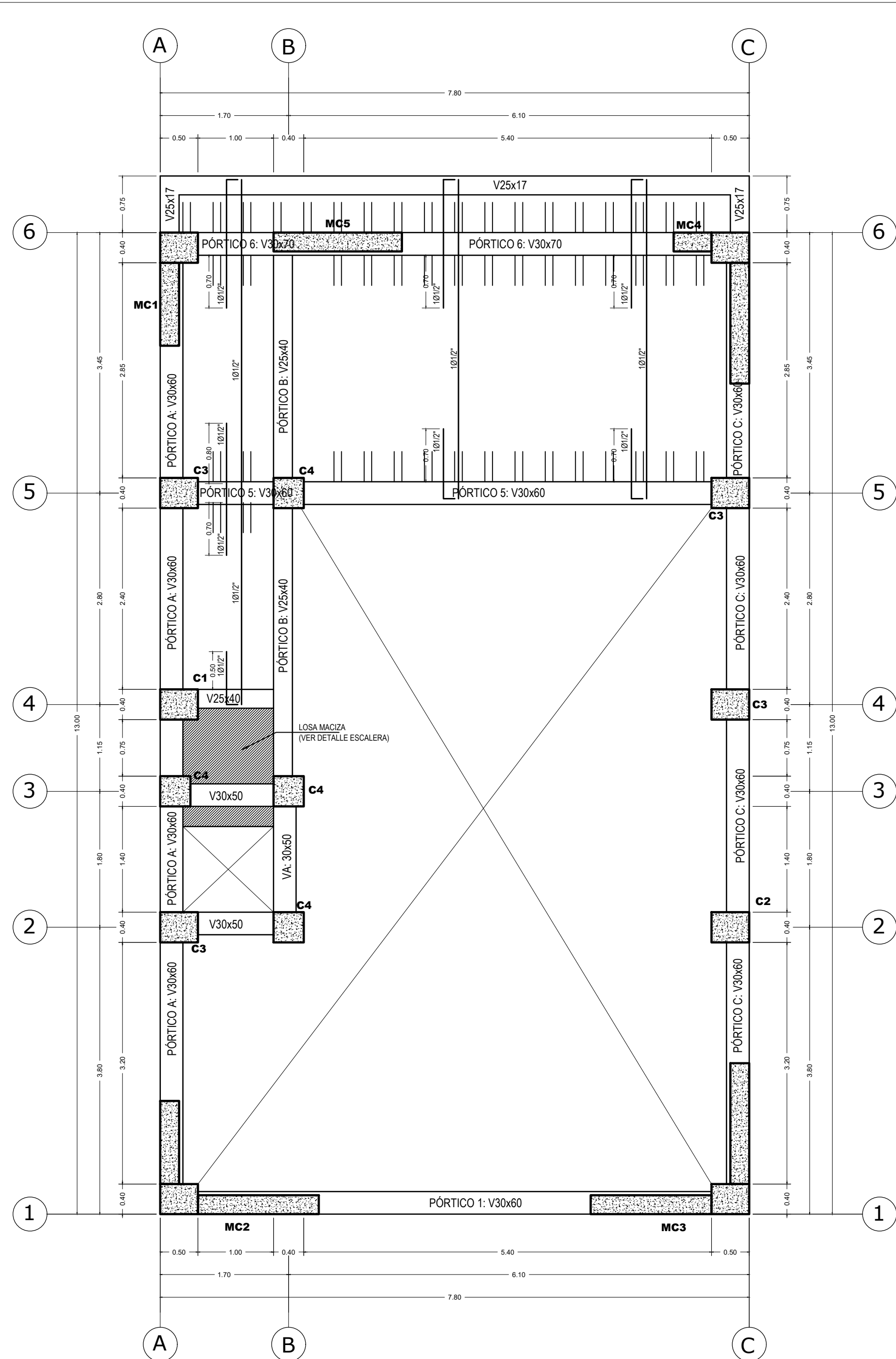
Plano: Plano de Estructuras PLANO N°

Bachiller: Denis Fustamante Huamán

Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno

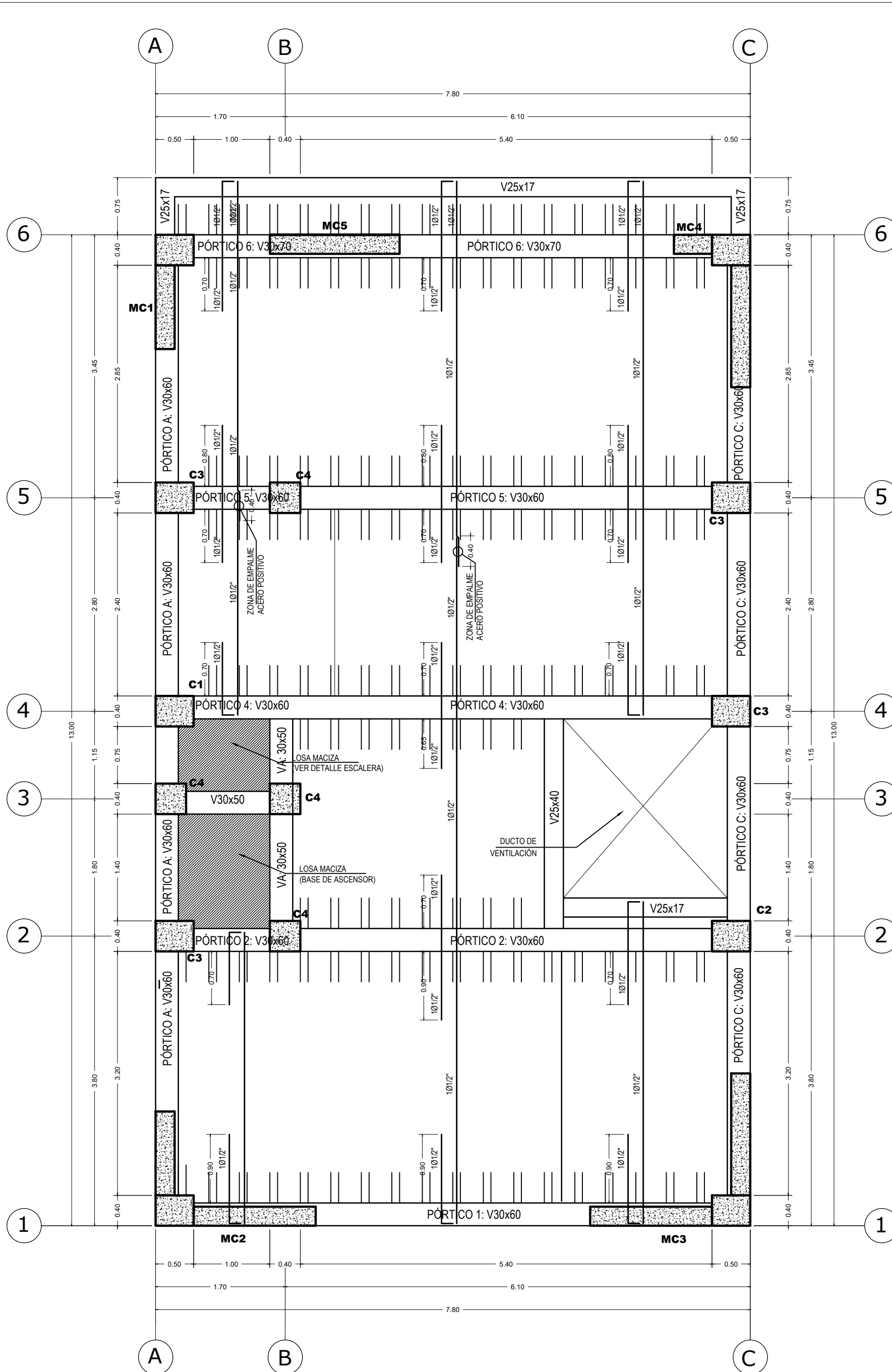
Escala: Indicada Fecha: Cajamarca, 2021

10



ALIGERADO MEZZANINE 1: h = 0.17m

ESCALA 1/50



ALIGERADO 4TO NIVEL : h = 0.17m

ESCALA 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

A- MATERIALES:
 CONCRETO SIMPLE COLADO: C14-110 (de regular)
 CEMENTOS: C14-110 + 20% P.G. P T.M.
 SOBRECIMENTOS: C14-110 + 25% P.G. P T.M.
 CONCRETO ARMADO: f_{cd} = 210 Kg/cm² (PLATEA DE CIMENTACION)
 f_{cd} = 210 Kg/cm² (Columnas, Aligerados,
 Losas, Vigas, Escaleras, Placas, salvo espec.)

B- TABIQUERIA: ALFARZAR DE VENTANAS Y MUROS

C- CARGAS PERMANENTES:
 - PISO y cielo raso : 200 Kg/m²
 - Aligerados e = 0.17m : 280 Kg/m²
 - PISO y cielo raso : 150 Kg/m²
 - Abastecedor mezzanine : 1,800 Kg/m³
 - Abastecedor tubular : 1,350 Kg/m³

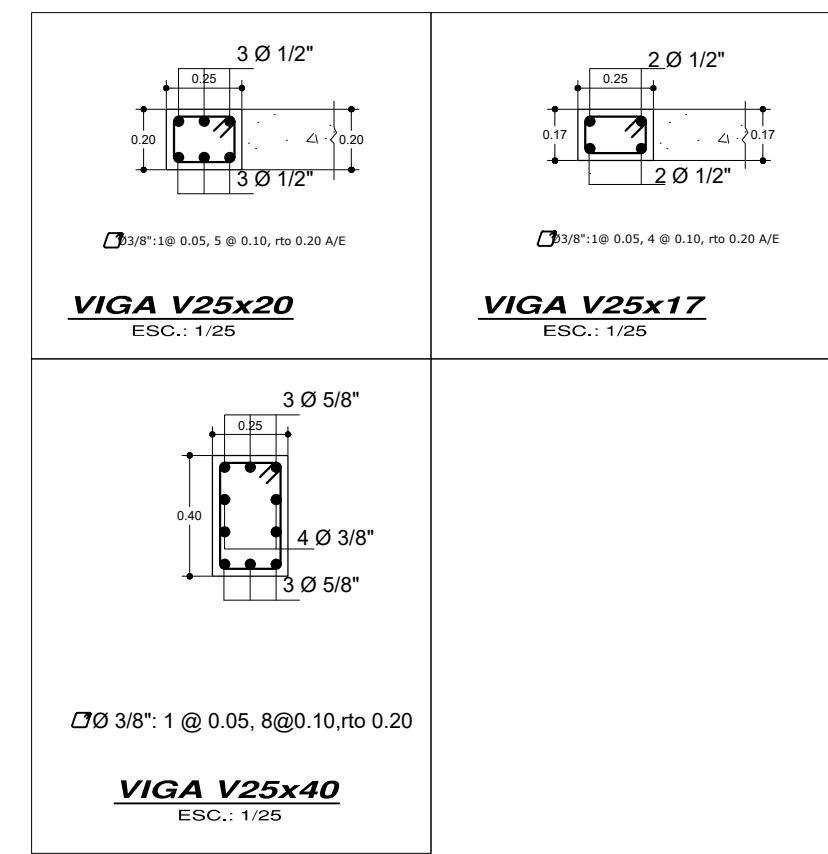
D- RECURRIMIENTOS MINIMOS:
 - VIGAS : 13.00 cm
 - Columnas, Vigas, chasis : 4.0 cm
 - Aligerados, Vigas, chasis : 4.0 cm
 - y de borde : 2.50 cm
 - Losas macizas, escaleras : 2.50 cm

E- SOBRECARGAS:
 - TECHO mezzanine 1, 11vo NIVEL: 200 Kg/m²
 - TECHO sctano, 3er NIVEL : 300 Kg/m²
 - TECHO ASCENSOR : 200 Kg/m²
 - escaleras y corredores : 250 Kg/m²

F- CARGAS PERMANENTES:
 - Aligerados e = 0.17m : 280 Kg/m²
 - PISO y cielo raso : 150 Kg/m²
 - Abastecedor mezzanine : 1,800 Kg/m³
 - Abastecedor tubular : 1,350 Kg/m³

G- NORMAS Y REGLAMENTOS:
 - NORMAS E.C.O. E.030-2015, E.050, E.060
 E.070 DEL R.NE, PENÚ-2009
 -ACI 318-2014, -ACI 318M, A-90

NOTAS:
 SI EXISTIERA VARIACION EN OBRA DE
 DIMENSIONES, MATERIALES U OTRO
 COMUNICAR AL CALCULISTA.



PARAMETROS SISMO-RESISTENTES: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

PARAMETROS DE FUERZA SISMICA Y ESPECTRO DE DISEÑO:

Z=0.25	FACTOR DE ZONA	Zona 2 : CHOTA (MEDIANA SISMICIDAD)
U=1.0	FACTOR DE USO E IMPORTANCIA	Categoria C: EDIFICACIONES COMUNES
S=1.4	FACTOR DE SUELO	S3: SUELO FLEXIBLE
Tp=1.1	PERIODO DE VIBRACION	
TL=1.6	PERIODO DE VIBRACION	
RX=6	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (IRRegular)
RY=6	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (IRRegular)
C=2.5	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (Ct = 60)
C=2.5	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (Ct = 60)
Ia=0.75	IRREGULARIDAD EN ALTURA	IRREGULARIDAD POR RIGIDEZ - PISO BALDO
Ip=0.75	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD POR TORSION

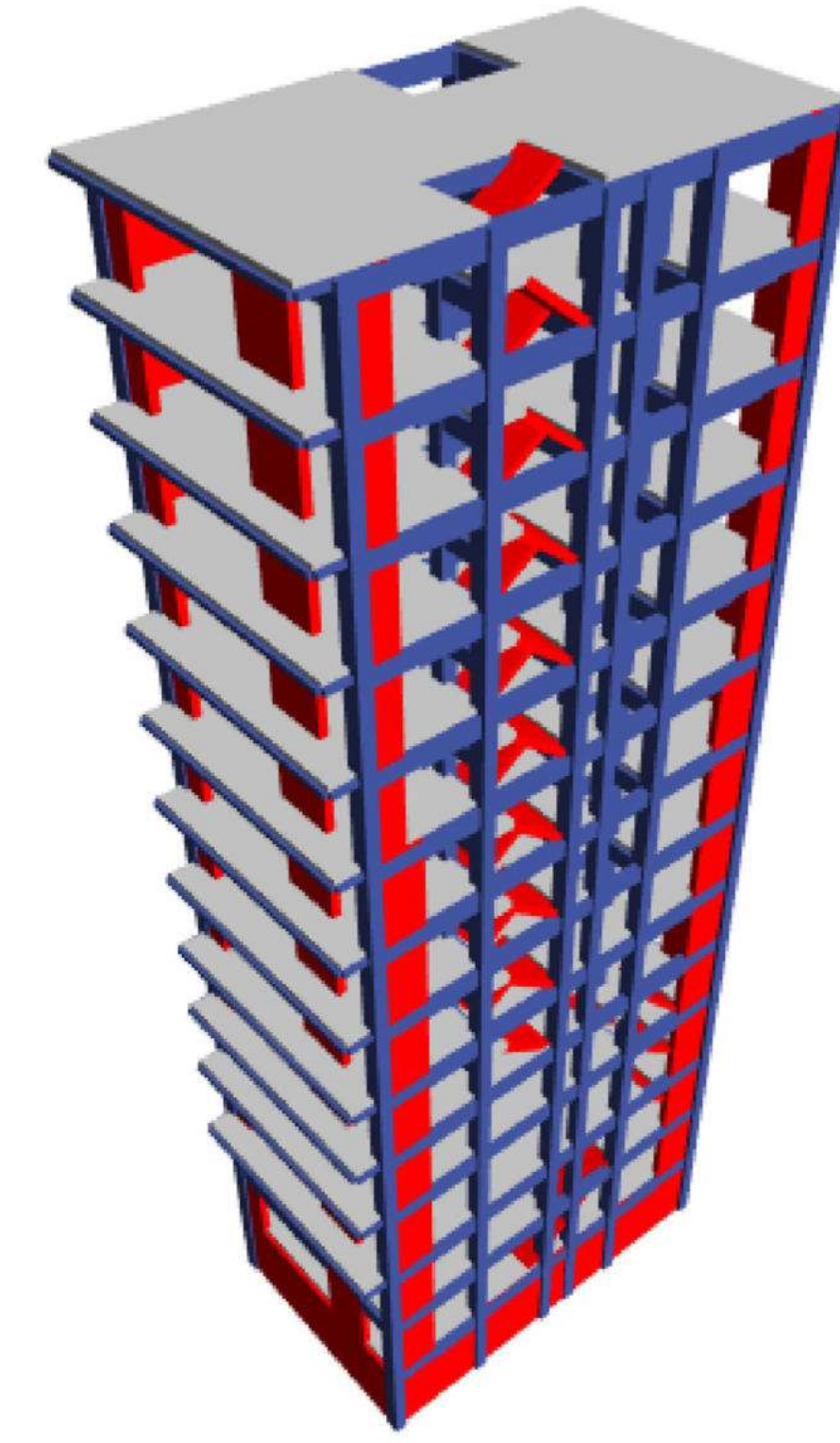
DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS EN LA ESTRUCTURA:

DIRECCION X-X :	DERIVA (Δ/H)	DESPLAZAMIENTOS TOTAL EN EL ULTIMO NIVEL
AZOTEA	0.0028 rad < 0.007	Direccion X-X : 15.45 cm
11vo nivel	0.0031 rad < 0.007	Direccion Y-Y : 7.53 cm
10mo nivel	0.0034 rad < 0.007	PERIODO FUNDAMENTAL
9vo nivel	0.0036 rad < 0.007	T1: 0.583 segundos T2: 0.443 segundos
8vo nivel	0.0038 rad < 0.007	JUNTA SISMICA
7mo nivel	0.0034 rad < 0.007	DIRECCION X-Y: 10 cm de junta lateral a cada lado
6to nivel	0.0033 rad < 0.007	DIRECCION Y-Y: 7.5 cm de junta en el fondo
5to nivel	0.0031 rad < 0.007	CORTANTE BASAL
4to nivel	0.0029 rad < 0.007	DIRECCION X-X: Vb. ESTATICO = 266.63 Tn
mezzanine 1	0.0022 rad < 0.007	Vb. DINAMICO = 119.63 Tn
3er nivel	0.0004 rad < 0.007	DIRECCION Y-Y: Vb. ESTATICO = 272.46 Tn
2do nivel	0.0002 rad < 0.007	Vb. DINAMICO = 130.73 Tn
mezzanine 2	0.0003 rad < 0.007	
sotano	0.0000 rad < 0.007	

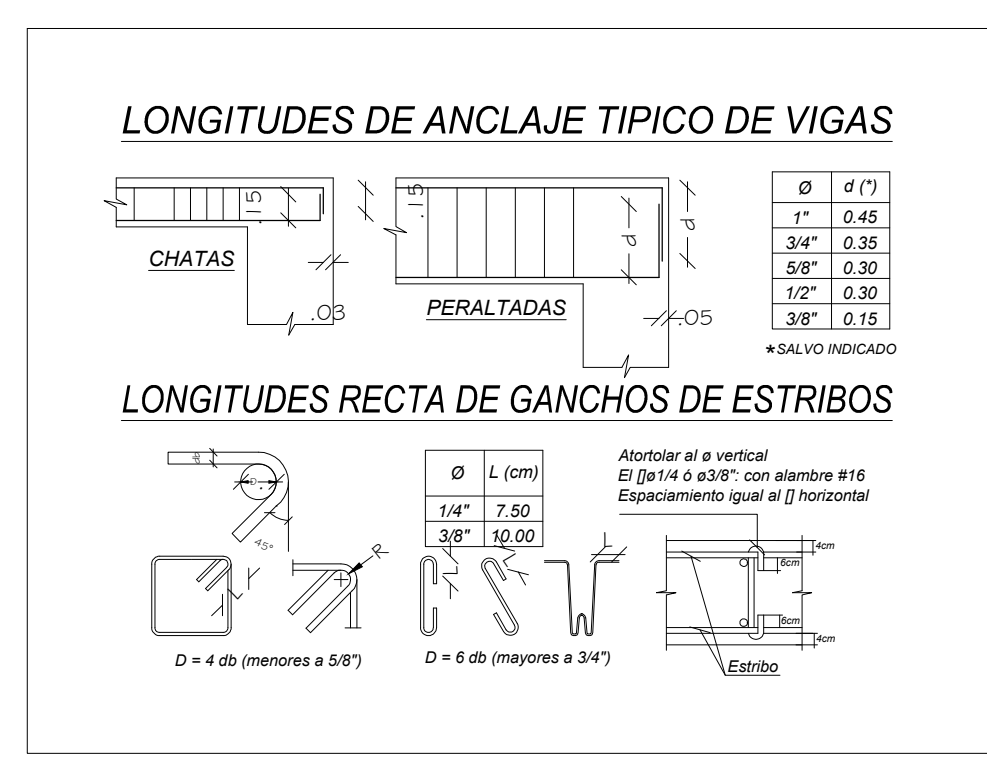
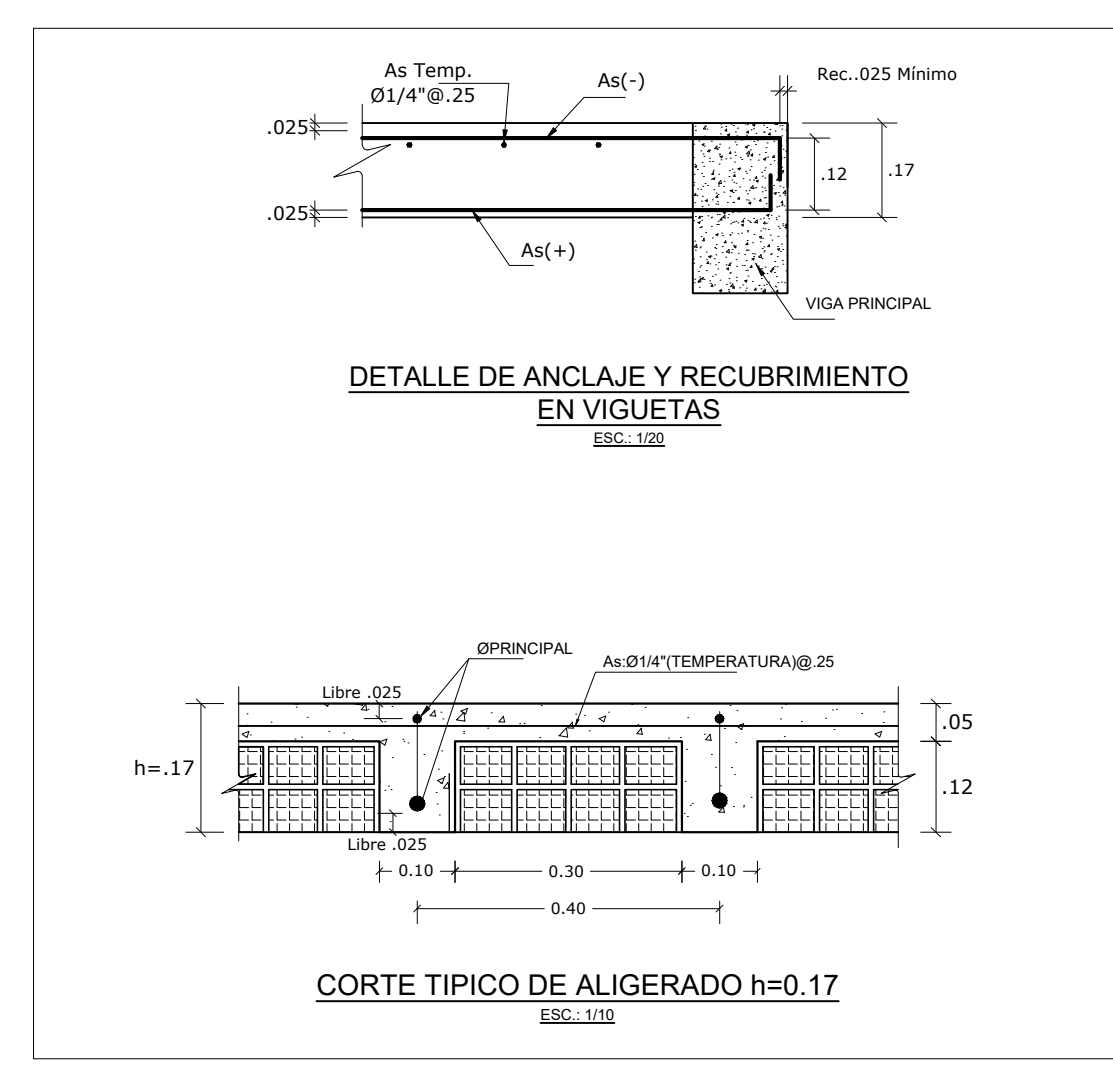
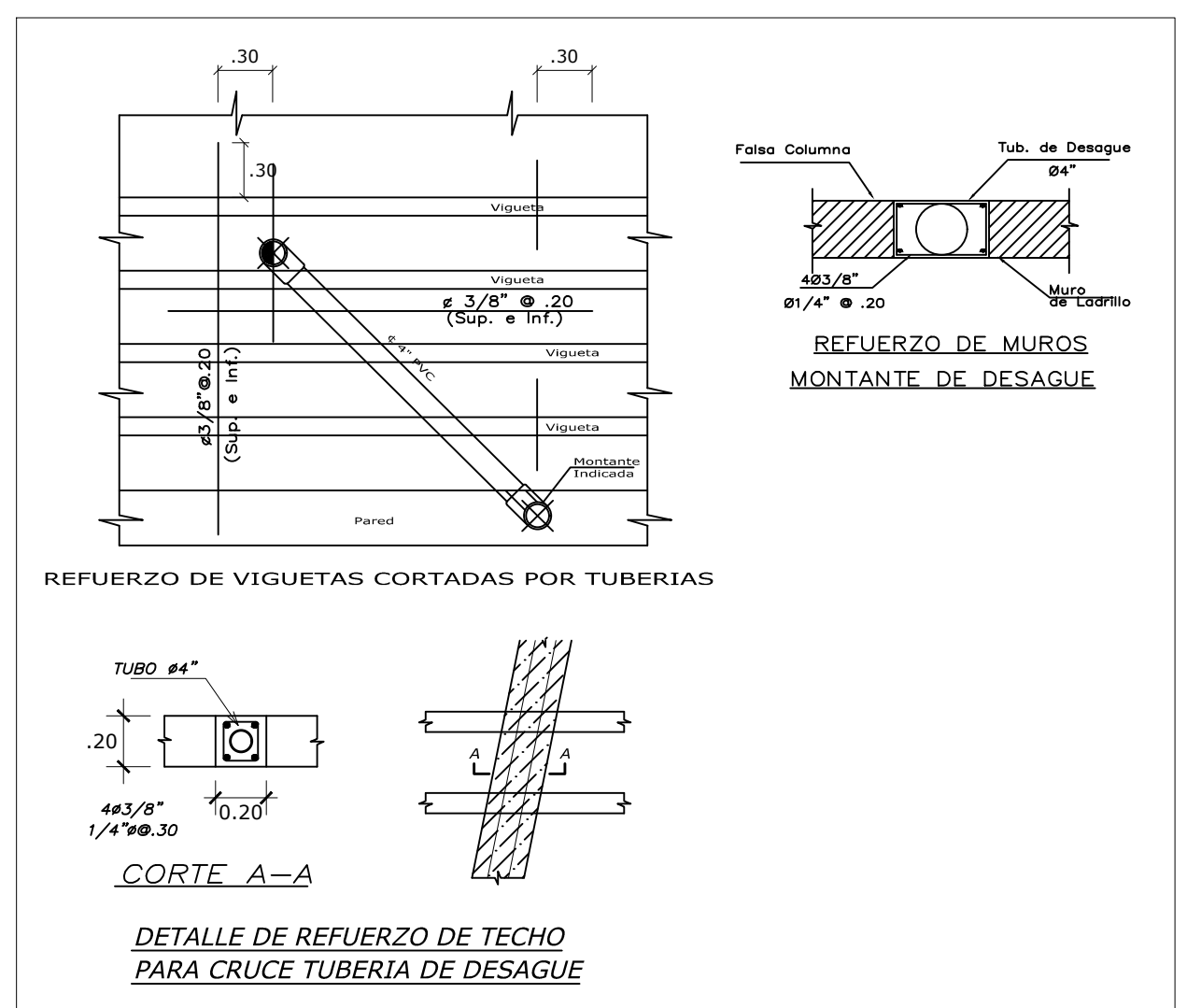
DIRECCION Y-Y :

NIVEL	DERIVA (Δ/H)
AZOTEA	0.0013 rad < 0.007
11vo nivel	0.0014 rad < 0.007
10mo nivel	0.0018 rad < 0.007
9vo nivel	0.0018 rad < 0.007
8vo nivel	0.0019 rad < 0.007
7mo nivel	0.0019 rad < 0.007
6to nivel	0.0020 rad < 0.007
5to nivel	0.0019 rad < 0.007
4to nivel	0.0018 rad < 0.007
mezzanine 1	0.0012 rad < 0.007
3er nivel	0.0002 rad < 0.007
2do nivel	0.0001 rad < 0.007
mezzanine 2	0.0002 rad < 0.007
sotano	0.0000 rad < 0.007

EL EDIFICIO SE CALIFICA COMO IRREGULAR SEGUN LA NORMA E.030-2015: IRREGULAR POR PISO BILANEO Y TORSION.



MODELO ESTRUCTURAL



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

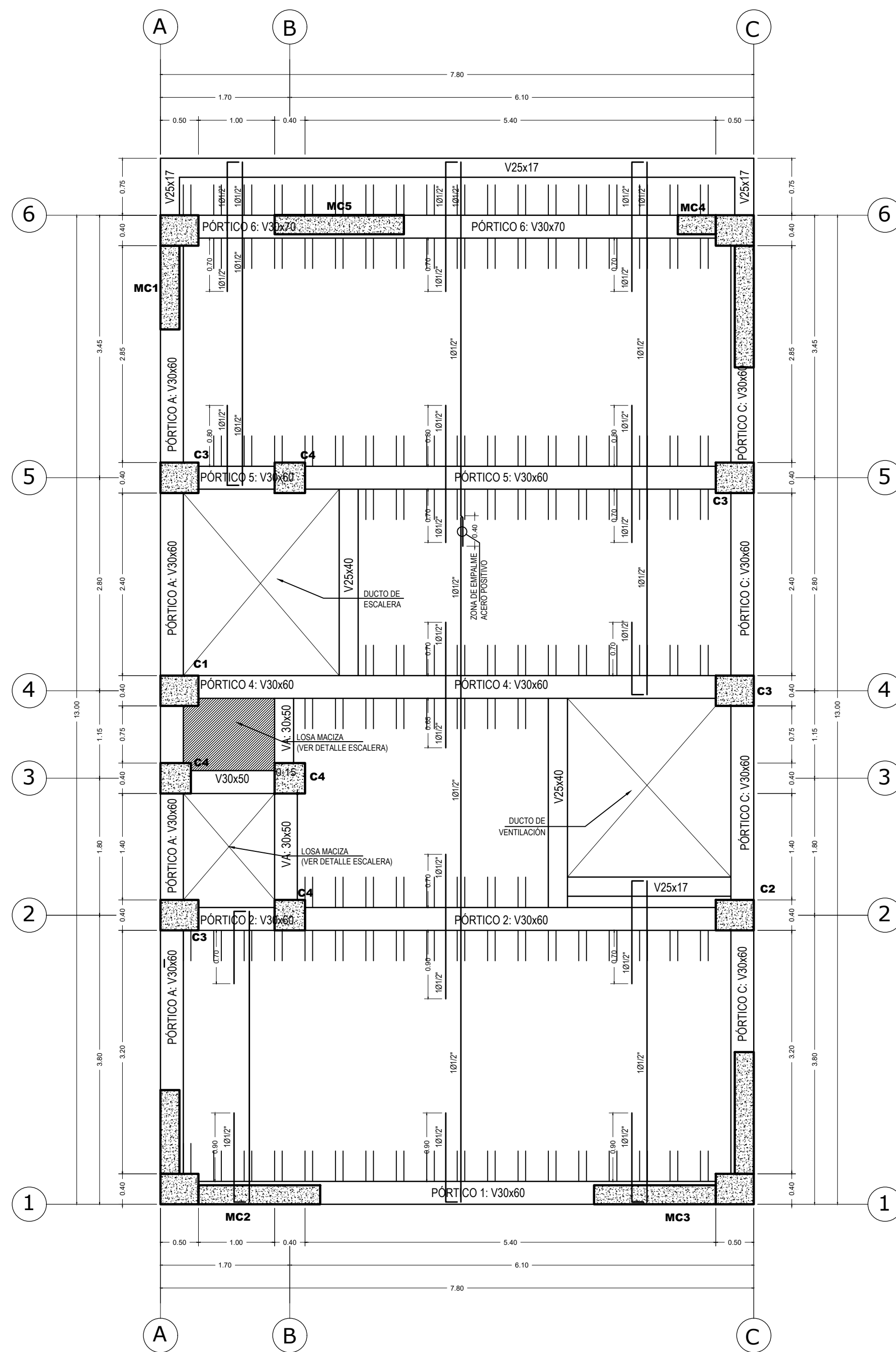
Plano: Plano de Estructuras PLANO N°

Bachiller: Denis Fustamante Huamán

Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno

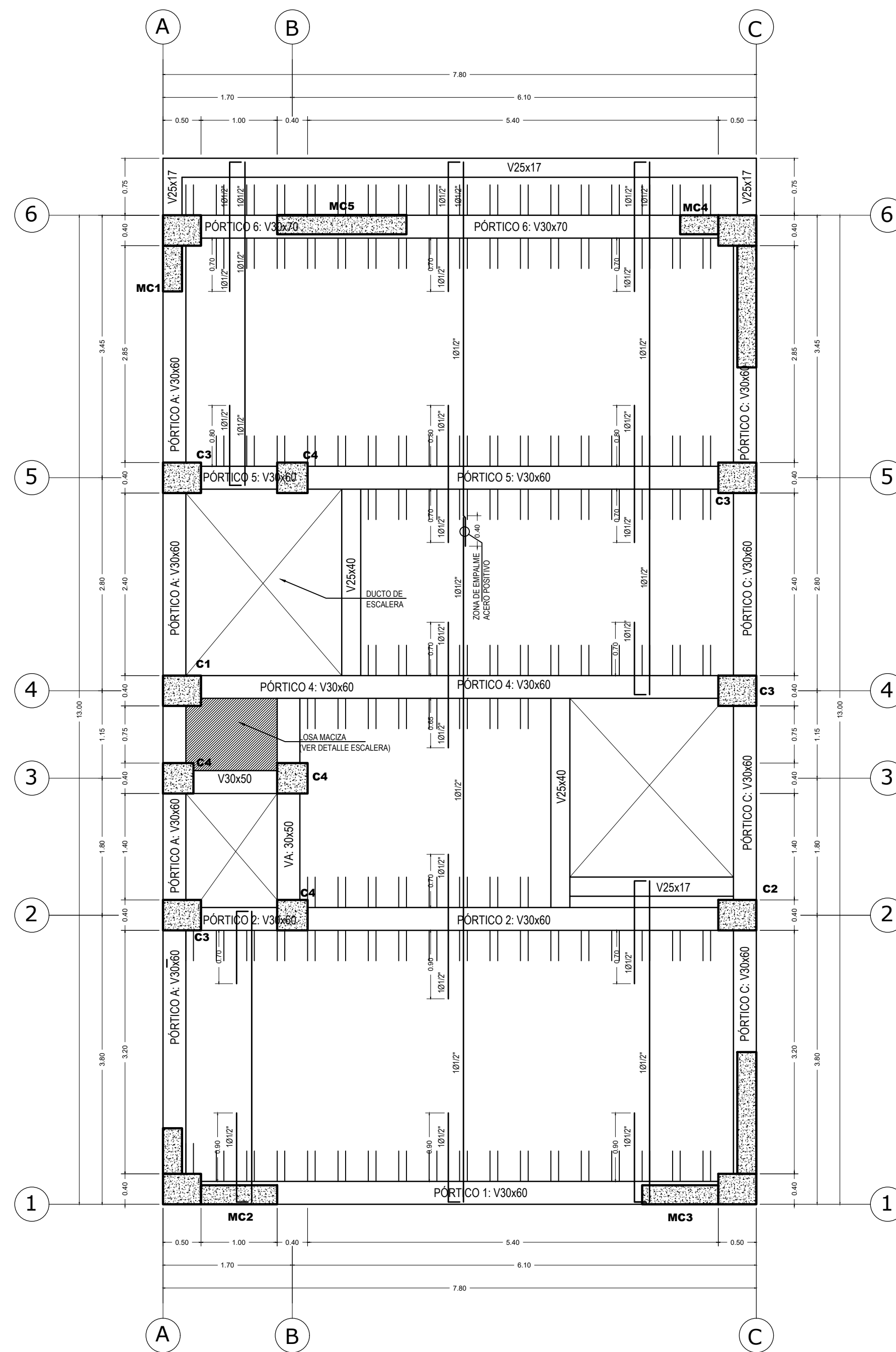
Escala: Indicada Fecha: Cajamarca, 2021

11



ALIGERADO 5TO - 7MO NIVEL (planta típica): h = 0.17m

ESCALA 1/50



ALIGERADO 8VO - 11VO NIVEL (planta típica): h = 0.17m

ESCALA 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

A- MATERIALES:
 CONCRETO SIMPLE COLADO: C14+1/2 (de regular)
 CEMENTOS: C-14+1/2 + 25% P.G. P T.M.
 SOBRECIMENTOS: C-14+1/2 + 25% P.G. P T.M.
 CONCRETO ARMADO: f_{cd} = 210 Kg/cm² (PLATEA DE CIMENTACION)
 f_{cd} = 210 Kg/cm² (Columnas, Aligerados,
 Losas, Vigas, Escaleras, Pisos, salvo espec.)

B- TABIQUERIA: ALFEIZER DE VENTANAS Y MUROS

C- RECURRIMIENTOS MINIMOS:
 VIGAS: 13.00 cm
 Columnas, Vigas, aligerados: 4.0 cm
 y de borde: 2.50 cm
 Losas macizas, escaleras: 2.50 cm

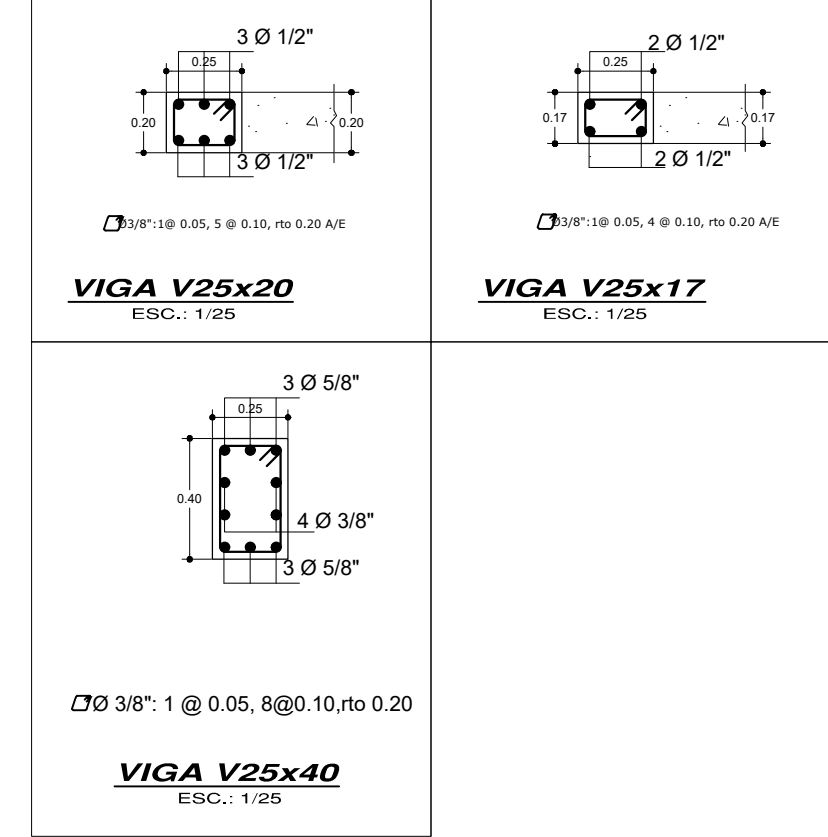
D- SOBRECARGAS:
 ACERO CORRUJADO: f_{cd} = 210 Kg/cm² (CORRUJADO EN FRIO)
 ALAMBRE NEGRO # 16 (AMARRE DE F.E.)
 ALAMBRE NEGRO # 05 (AMARRE DE ENCOFRADO)

E- CARGAS PERMANENTES:
 TECHO mezanina 1, 11vo NIVEL: 200 Kg/m²
 TECHO estanco, 3er NIVEL: 500 Kg/m²
 TECHO ASCENSOR: 200 Kg/m²
 escaleras y corredores: 250 Kg/m²

F- CARGAS PERMANENTES:
 Aligerados e = 0.17m: 280 Kg/m²
 PISO y cielo raso: 150 Kg/m²
 Abatiente macizo: 1,800 Kg/m³
 Abatiente tubular: 1,350 Kg/m³

G- NORMAS Y REGLAMENTOS:
 NORMAS E.20, E.30-2018, E.050, E.060
 E.070 DEL R.NE, PENÚ-2009
 ACI 318-2014, ACI 318M, A-90

NOTAS:
 SI EXISTIERA VARIACION EN OBRA DE
 DIMENSIONES, MATERIALES U OTRO
 COMUNICAR AL CALCULISTA.



PARAMETROS SISMO-RESISTENTES: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

PARAMETROS DE FUERZA SISMICA Y ESPECTRO DE DISEÑO:

Z=0.25	FACTOR DE ZONA	Zona 2: CHOTA (MEDIANA SISMICIDAD)
U=1.0	FACTOR DE USO E IMPORTANCIA	Categoría C: EDIFICACIONES COMUNES
S=1.4	FACTOR DE SUELO	S3: SUELO FLEXIBLE
Tp=1.1	PERIODO DE VIBRACION	
TL=1.6	PERIODO DE VIBRACION	
RX=6	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (IRRegular)
RY=6	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (IRRegular)
C=2.5	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (Ct = 60)
C=2.5	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (Ct = 60)
Ia=0.75	IRREGULARIDAD EN ALTURA	IRREGULARIDAD POR RIGIDEZ - PISO BALDO
Ip=0.75	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD POR TORSION

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS EN LA ESTRUCTURA:

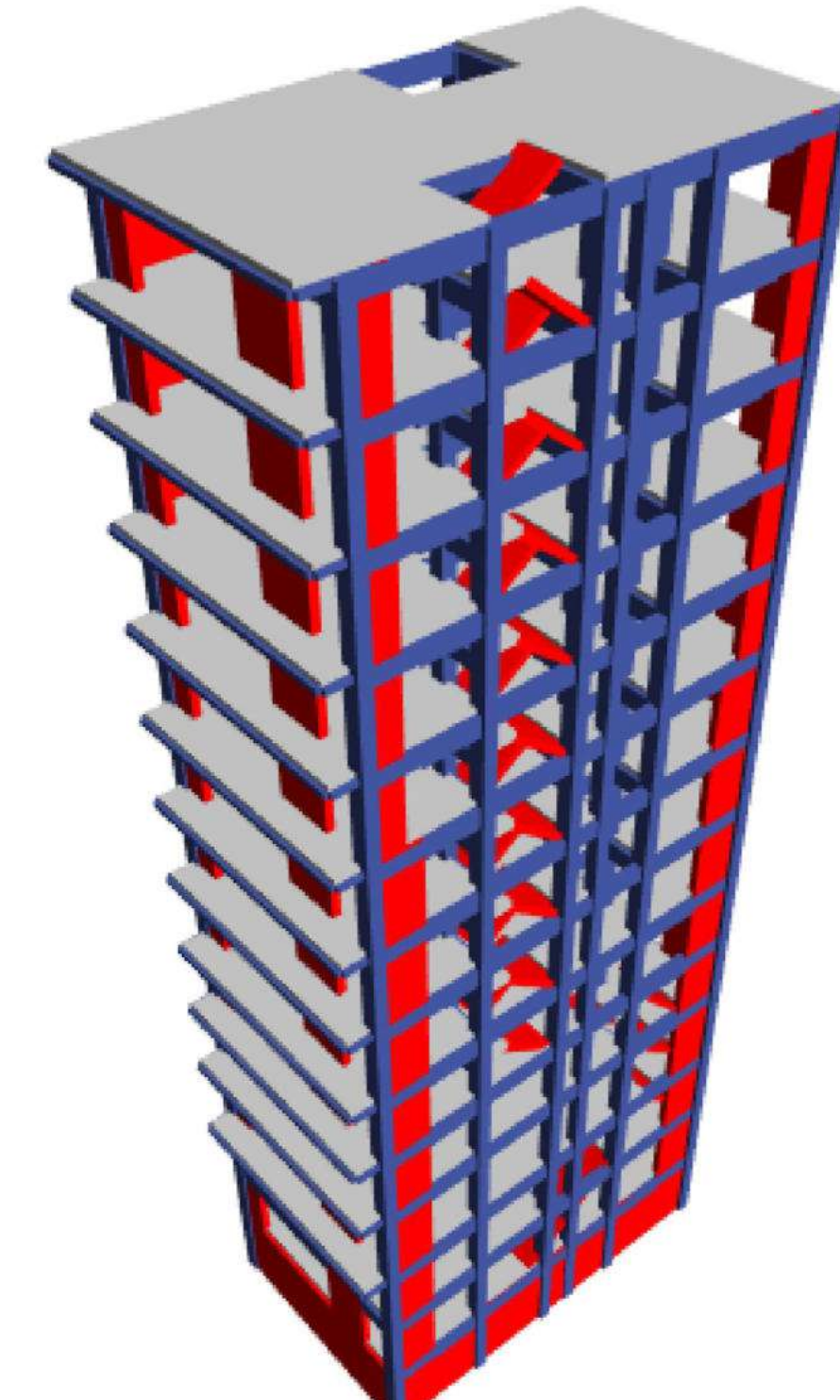
DIRECCION X-X:	DERIVA (Δ/H)	DESPLAZAMIENTOS TOTAL EN EL ULTIMO NIVEL
11vo nivel	0.0028 rad < 0.007	Dirección X-X: 15.45 cm
10mo nivel	0.0031 rad < 0.007	Dirección Y-Y: 7.53 cm
9vo nivel	0.0034 rad < 0.007	PERIODO FUNDAMENTAL
8vo nivel	0.0036 rad < 0.007	T1: 0.583 segundos T2: 0.443 segundos
7mo nivel	0.0034 rad < 0.007	JUNTA SISMICA
6to nivel	0.0033 rad < 0.007	DIRECCION X-X: 7.5 cm de junta lateral a cada lado
5to nivel	0.0031 rad < 0.007	DIRECCION Y-Y: 7.5 cm de junta en el fondo
4to nivel	0.0029 rad < 0.007	CORTANTE BASAL
mezanina 1	0.0022 rad < 0.007	DIRECCION X-X: Vb. ESTATICO = 266.63 Tn
3er nivel	0.0004 rad < 0.007	Vb. DINAMICO = 119.63 Tn
2do nivel	0.0002 rad < 0.007	DIRECCION Y-Y: Vb. ESTATICO = 272.46 Tn
mezanina 2	0.0003 rad < 0.007	Vb. DINAMICO = 130.73 Tn
sótano	0.0000 rad < 0.007	

DIRECCION Y-Y:

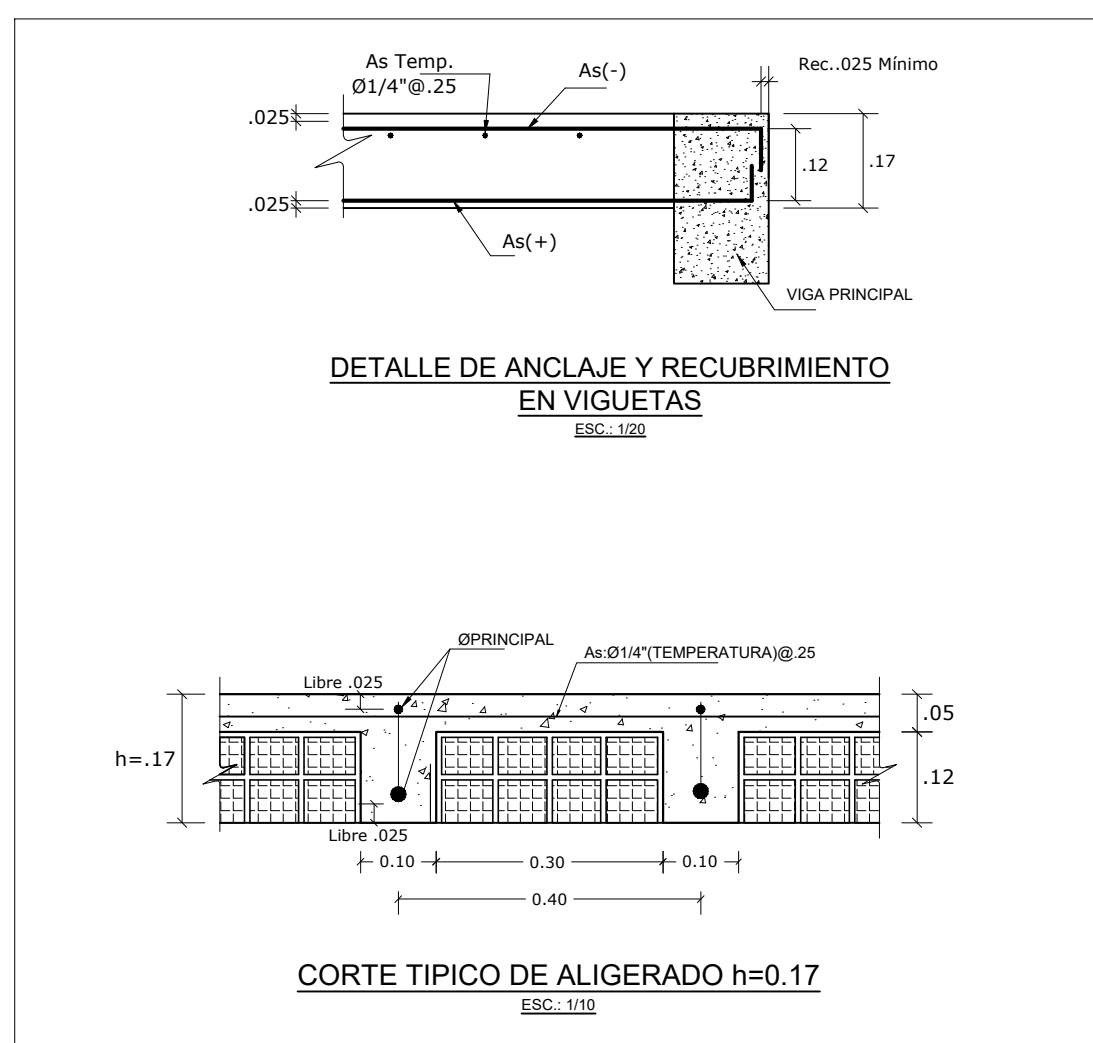
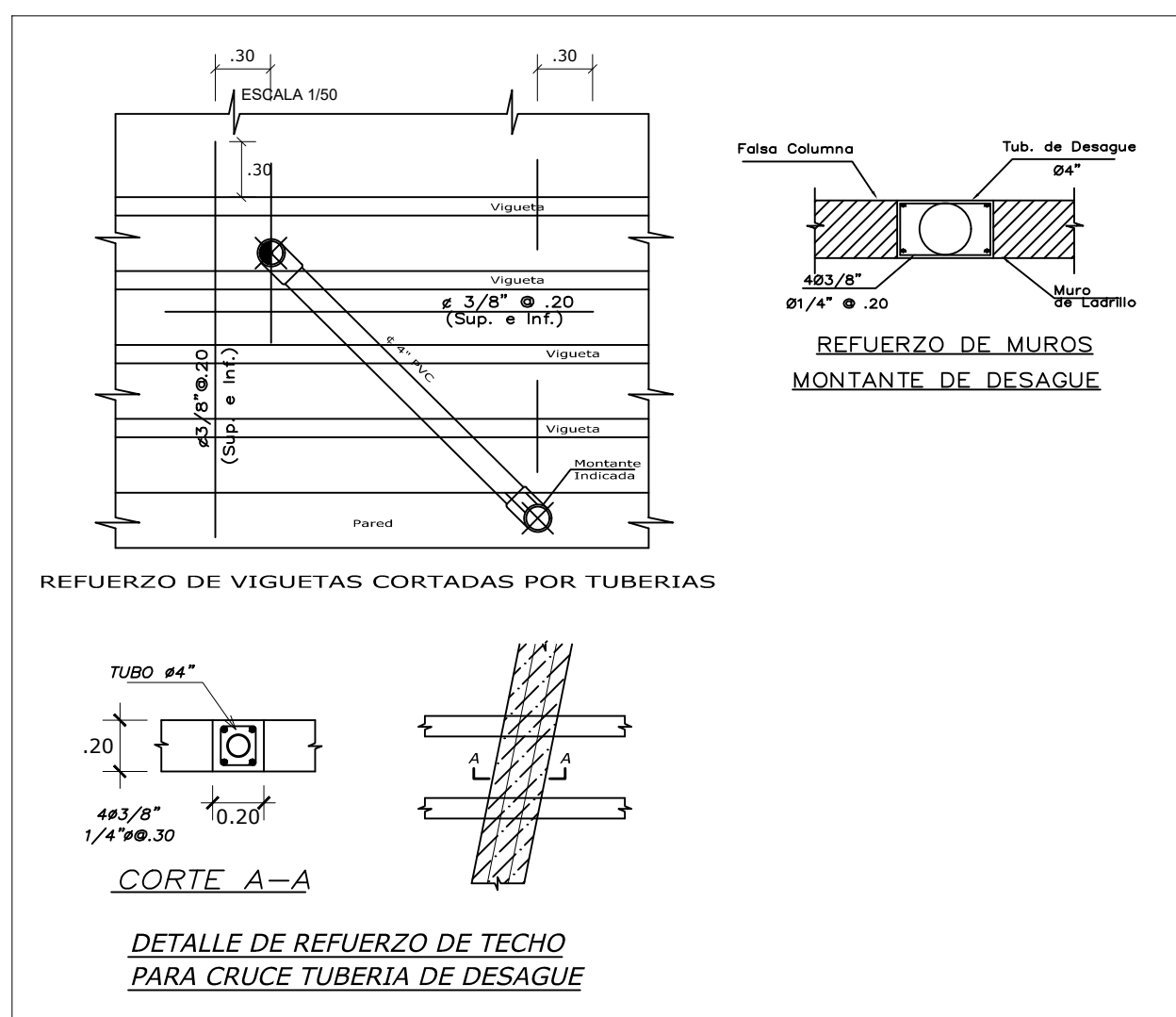
NIVEL	DERIVA (Δ/H)
AZOTEA	0.0013 rad < 0.007
11vo nivel	0.0014 rad < 0.007
10mo nivel	0.0018 rad < 0.007
9vo nivel	0.0018 rad < 0.007
8vo nivel	0.0019 rad < 0.007
7mo nivel	0.0019 rad < 0.007
6to nivel	0.0020 rad < 0.007
5to nivel	0.0019 rad < 0.007
4to nivel	0.0018 rad < 0.007
mezanina 1	0.0012 rad < 0.007
3er nivel	0.0002 rad < 0.007
2do nivel	0.0001 rad < 0.007
mezanina 2	0.0002 rad < 0.007
sótano	0.0000 rad < 0.007

EL EDIFICIO SE CALIFICA COMO IRREGULAR SEGUN LA NORMA E.300-2016: IRREGULAR POR PISO BLANCO Y TORSION.

sistema de ejes



MODELO ESTRUCTURAL



LONGITUDES DE ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS

CHATAS	PERALTADAS
Ø 1" (7)	Ø 1" (7)
Ø 1.4" (4.5)	Ø 1.4" (4.5)
Ø 1.8" (5.5)	Ø 1.8" (5.5)
Ø 2.2" (6.5)	Ø 2.2" (6.5)
Ø 2.8" (8.5)	Ø 2.8" (8.5)
Ø 3.6" (11)	Ø 3.6" (11)
Ø 4.5" (14)	Ø 4.5" (14)

*SILVO INDICADO

LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS

Ø 1" (7)	L (cm)
Ø 1.4" (4.5)	7.50
Ø 1.8" (5.5)	10.00

Atornillar al eje vertical
 El Ø 1/4" o 3/8" con alambre #16
 Espaciamiento igual al Ø horizontal

D = 4 db (menores a 58")
 D = 6 db (mayores a 34")

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

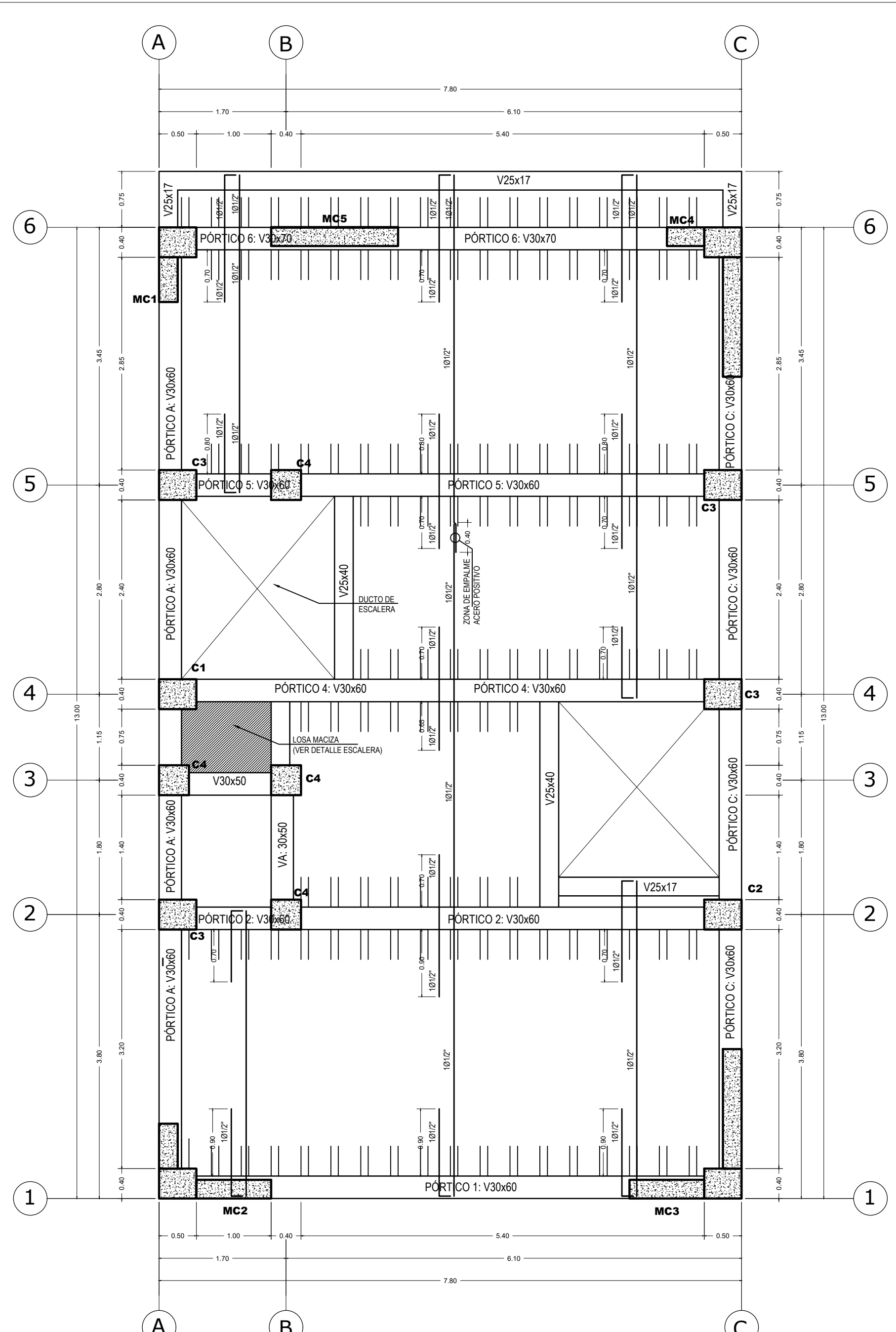
Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

Plano: Plano de Estructuras PLANO N°

Bachiller: Denis Fustamante Huamán **12**

Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno

Escala: Indicada Fecha: Cajamarca, 2021



ALIGERADO AZOTEA: h = 0.17m
ESCALA 1:50

ESPECIFICACIONES TECNICAS

<p>CONCRETO SIMPLE</p> <p>SOLIDOS : C - H 1:12 CIMENTOS CORRIDOS : C - H 1:10 + 30% PG ø 8" max. SOBRECIMENTOS : C - H 1:8 + 25% PM ø 6" max. PISOS : f_c=140 Kg/cm²</p> <p>CONCRETO ARMADO</p> <p>CIMENTACION, COLUMNAS, MUROS : f_c=210 Kg/cm² SOBRECIMENTOS : f_c=175 Kg/cm² CISTERNA, ESCALERA, LOSAS : f_c=210 Kg/cm² REFUERZO : f_y=4200 Kg/cm²</p> <p>RECURRIMIENTOS</p> <p>ZAPATAS : 7.5 cm. VIGAS DE CIMENTACION : 5 cm. VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS : 4 cm. CISTERNA : 2.5 cm. LOSAS : 2.5 cm.</p> <p>SUELO</p> <p>RESISTENCIA ADMISIBLE : 0.86 Kg/cm².</p> <p>SISTEMA ESTRUCTURAL</p> <p>DIRECCION X-X : SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES Deriva (Dh) < 0.007 DIRECCION Y-Y : SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES Deriva (Dh) < 0.007</p> <p>PARAMETROS SISMICOS</p> <p>FACTOR DE ZONA : 0.25g FACTOR DE USO : 1.0 FACTOR DE SUELO : 1.4 PERIODO DEL SUELO : T_p = 1.0 s TL = 1.6 s FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA BASICO : X-X - R₀ = 6.0 X-X - R = R₀ * I_p = 3.375 Y-Y - R₀ = 6.0 Y-Y - R = R₀ * I_p = 3.375</p> <p>NORMAS DE DISEÑO</p> <p>PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN : REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318-14 NTE E.020 - CARGAS NTE E.030 - 2016 - DISEÑO SISMORESISTENTE NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES NTE E.060 - CONCRETO ARMADO</p>	<p>SOBRECARGA DE DISEÑO</p> <p>Aligerados, Indicada en los planos</p> <p>MATERIALES</p> <p>Cimentación : Cemento Portland TIPO MS Resto de la Estructura : Cemento Portland TIPO I</p> <p>Agregados</p> <p>El agregado grueso consistirá en grava natural o triturada. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de: a. 1/3 para columnas, placas y vigas estructurales. b. 1/4 para el resto de los elementos. El agregado fino consistirá en arena natural o manufacturada, sus partículas serán duras, compactas y resistentes. Para ambos agregados, las partículas serán limpias, libres de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.</p> <p>Albatería</p> <p>Resistencia a la rotura por compresión de la unidad de albatería (bloque): f_m = 130 kg/cm² Resistencia a la rotura por compresión de la pared terminada: f_m = 65 kg/cm² Estuero de fluencia del refuerzo en muros: f_y = 4200 kg/cm² Unidad de albatería: Ladrillo Tipo King Kong 18 fluencia 9x3.2x4 cm. Hecho en fábrica con un máximo del 30% de perforaciones. Mortero: El mortero estará constituido por Cemento Portland y Arena Gruesa, en la proporción volumétrica 1:5 (cemento-arena) Todos los Muros estarán contrados por Columnetas y Vigas de Amanre.</p> <p>ENCOFRADOS</p> <p>Remoción de Encofrados: Los plazos mínimos de remoción de los encofrados y elementos de sostén se regirán por los siguientes tiempos: Cimbra de vigas y columnas: 24 horas. Losas hasta 2.50 m de luz: 7 días. Losas de luces mayores a 2.50 m: 1 día por cada metro de exceso. Fondo de vigas hasta 5.00 m de luz: 21 días. Fondo de vigas mayores de 5.00 m de luz: 1 día por cada metro de exceso. Realizar ensayos de resistencia del concreto.</p>
--	---

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

A- MATERIALES:
 CONCRETO SIMPLE COLADO: C=H=1/12 (de requerirse)
 CIMENTOS : C=H=1/10 + 30% P.G. Ø 8" T.M.
 SOBRECIMENTOS: C=H=1/8 + 25% P.M. Ø 6" T.M.
 CONCRETO ARMADO: f_c=210 Kg/cm² (PLATEA DE CIMENTACION)
 f_c=210 Kg/cm² (Columnas, Aligerados, Losas, Vigas, Escaleras, Placa, salvo espec.)
 ACERO CORRALADO: f_y=4200 Kg/cm² (CORRALADO EN FRIO)
 ALAMBRE NEGRO # 16 (AMARRAR DE FE)
 ALAMBRE NEGRO # 08 (AMARRAR DE ENCOFRADO)

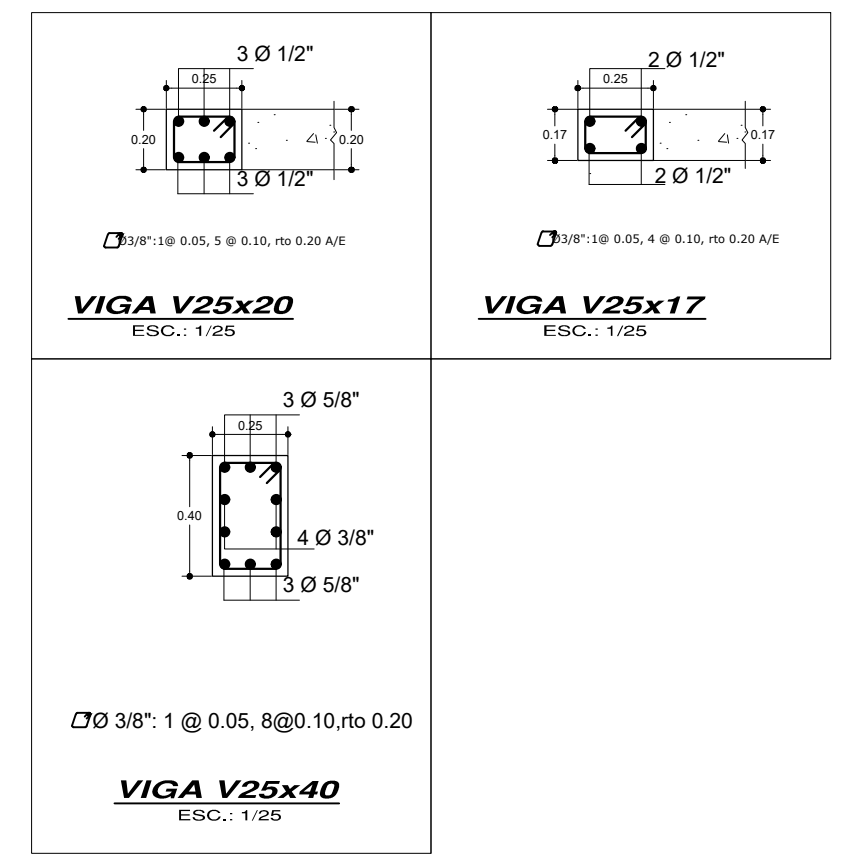
D- RECURRIMIENTOS MINIMOS:
 VIGAS : 5.00 cm
 Columnas, Vigas, chasis : 4.0 cm
 Aligerados, Vigas, chasis y de borde : 2.50 cm
 Losas macizas, escaleras : 2.50 cm

E SOBRECARGAS:
 - TECHO mezanina 1, 11vo NIVEL: 200 Kg/m²
 - TECHO estano, 3er NIVEL : 500 Kg/m²
 - TECHO ASCENSOR : 200 Kg/m²
 - escaleras y corredores : 250 Kg/m²

F- CARGAS PERMANENTES:
 - Aligerados ø = 0.17m : 280 Kg/m²
 - Piso y cielo raso : 150 Kg/m²
 - Albatería maciza : 1,800 Kg/m³
 - Albatería tubular : 1,350 Kg/m³

G- NORMAS Y REGLAMENTOS:
 - NORMAS E.C.O. E.020-2016, E.050, E.060
 E.070 DEL R.NE. PENÚ-2009
 ACI 318-2014 - ACI 318-14-90

NOTAS:
 SI EXISTIERA VARIACION EN OBRA DE DIMENSIONES, MATERIALES U OTRO COMUNICAR AL CALCULISTA.



PARAMETROS SISMO-RESISTENTES: VIVIENDA MULTIFAMILIAR

PARAMETROS DE FUERZA SISMICA Y ESPECTRO DE DISEÑO :

Z=0.25	FACTOR DE ZONA	Zona 2 : CHOTA (MEDIANA SISMICIDAD)
U=1.0	FACTOR DE USO E IMPORTANCIA	Categoría C: EDIFICACIONES COMUNES
S=1.4	FACTOR DE SUELO	
T _p =1.1	PERIODO DE VIBRACION	S3: SUELO FLEXIBLE
TL=1.6	PERIODO DE VIBRACION	
R _{XO} =6	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (IRRegular)
R _{YO} =6	COEFICIENTES DE REDUCCION	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (IRRegular)
C=2.5	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (Ct = 60)
C=2.5	COEFICIENTES DE AMPLIFICACION SISMICA	Sist. MUROS ESTRUCTURALES (Ct = 60)
I _a =0.75	IRREGULARIDAD EN ALTURA	IRREGULARIDAD POR RIGIDEZ - PISO BALDO
I _p =0.75	IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD POR TORSION

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS EN LA ESTRUCTURA:

NIVEL	DERIVA (Δ/h)
AZOTEA	0.0028 rad < 0.007
11vo nivel	0.0031 rad < 0.007
10mo nivel	0.0034 rad < 0.007
9vo nivel	0.0036 rad < 0.007
8vo nivel	0.0034 rad < 0.007
7mo nivel	0.0034 rad < 0.007
6to nivel	0.0033 rad < 0.007
5to nivel	0.0031 rad < 0.007
4to nivel	0.0029 rad < 0.007
mezanine 1	0.0022 rad < 0.007
3er nivel	0.0004 rad < 0.007
2do nivel	0.0002 rad < 0.007
mezanine 2	0.0003 rad < 0.007
sótano	0.0000 rad < 0.007

DESPLAZAMIENTOS TOTAL EN EL ULTIMO NIVEL:

Dirección X-X : 15.45 cm
 Dirección Y-Y : 7.53 cm

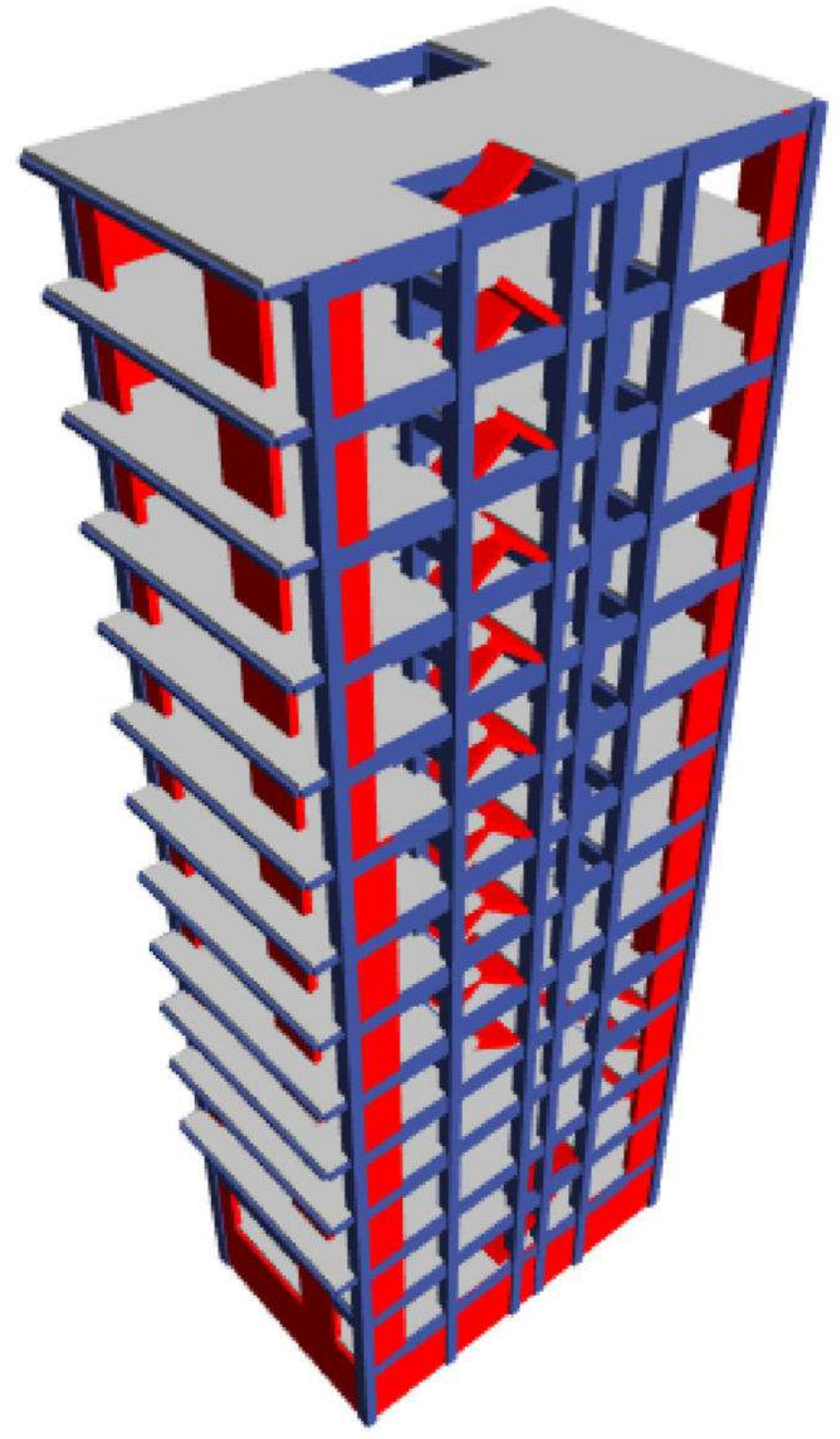
PERIODO FUNDAMENTAL:
 T1: 0.583 segundos T2: 0.443 segundos

JUNTA SISMICA:
 DIRECCION X-X: 7.5 cm de junta en el fondo
 DIRECCION Y-Y: 7.5 cm de junta en el fondo

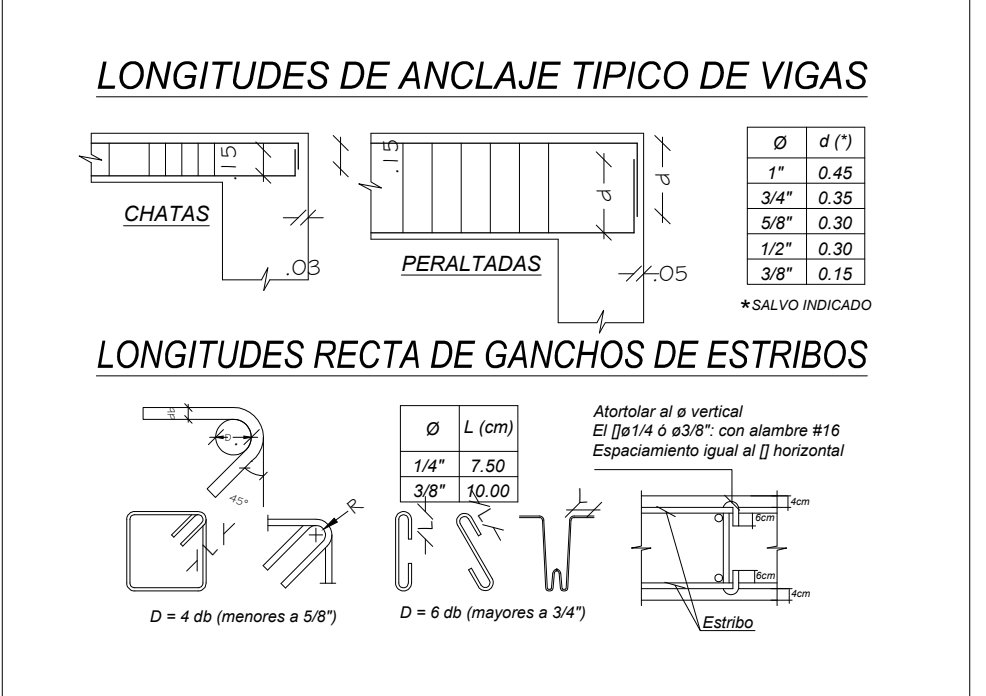
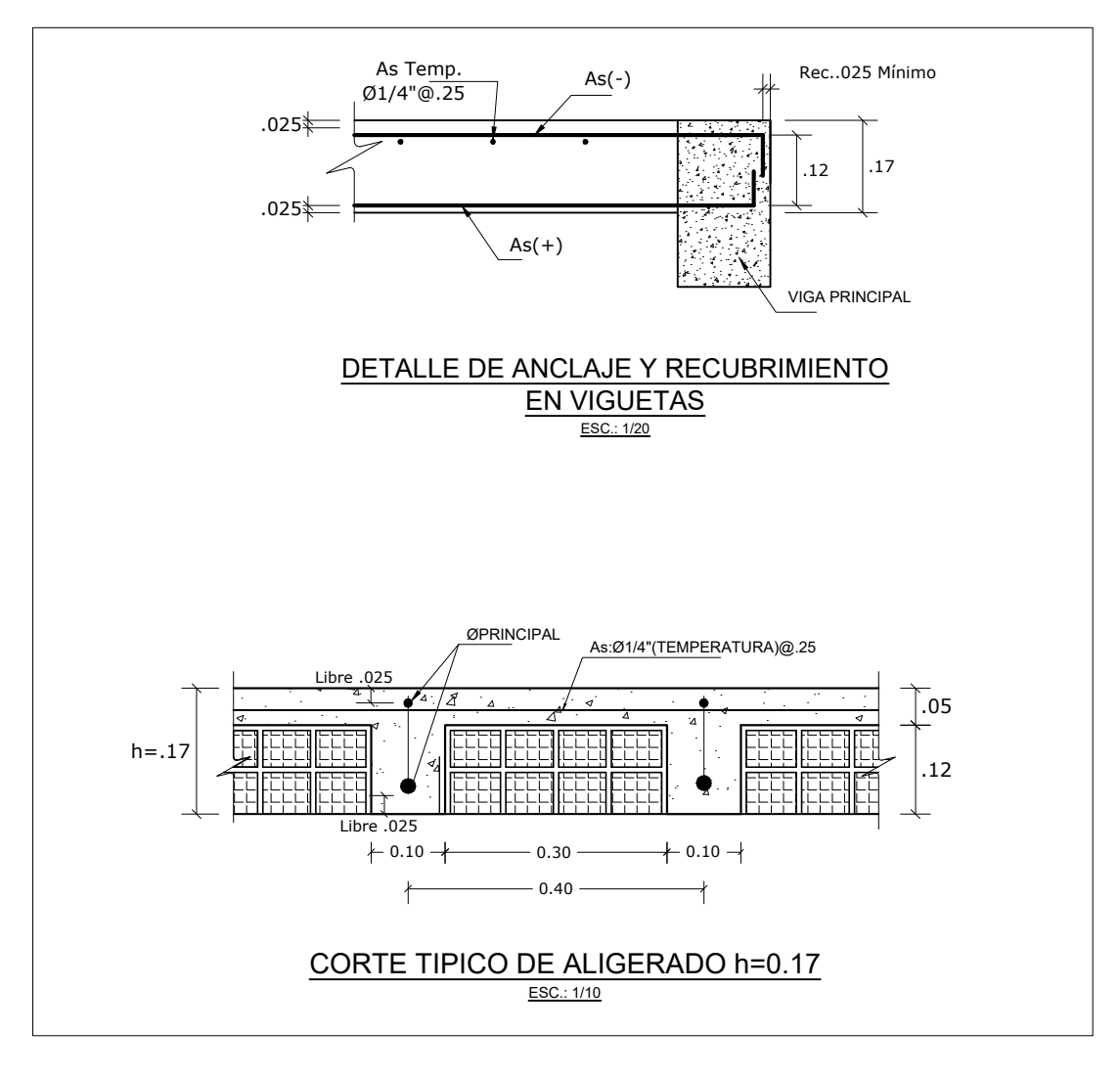
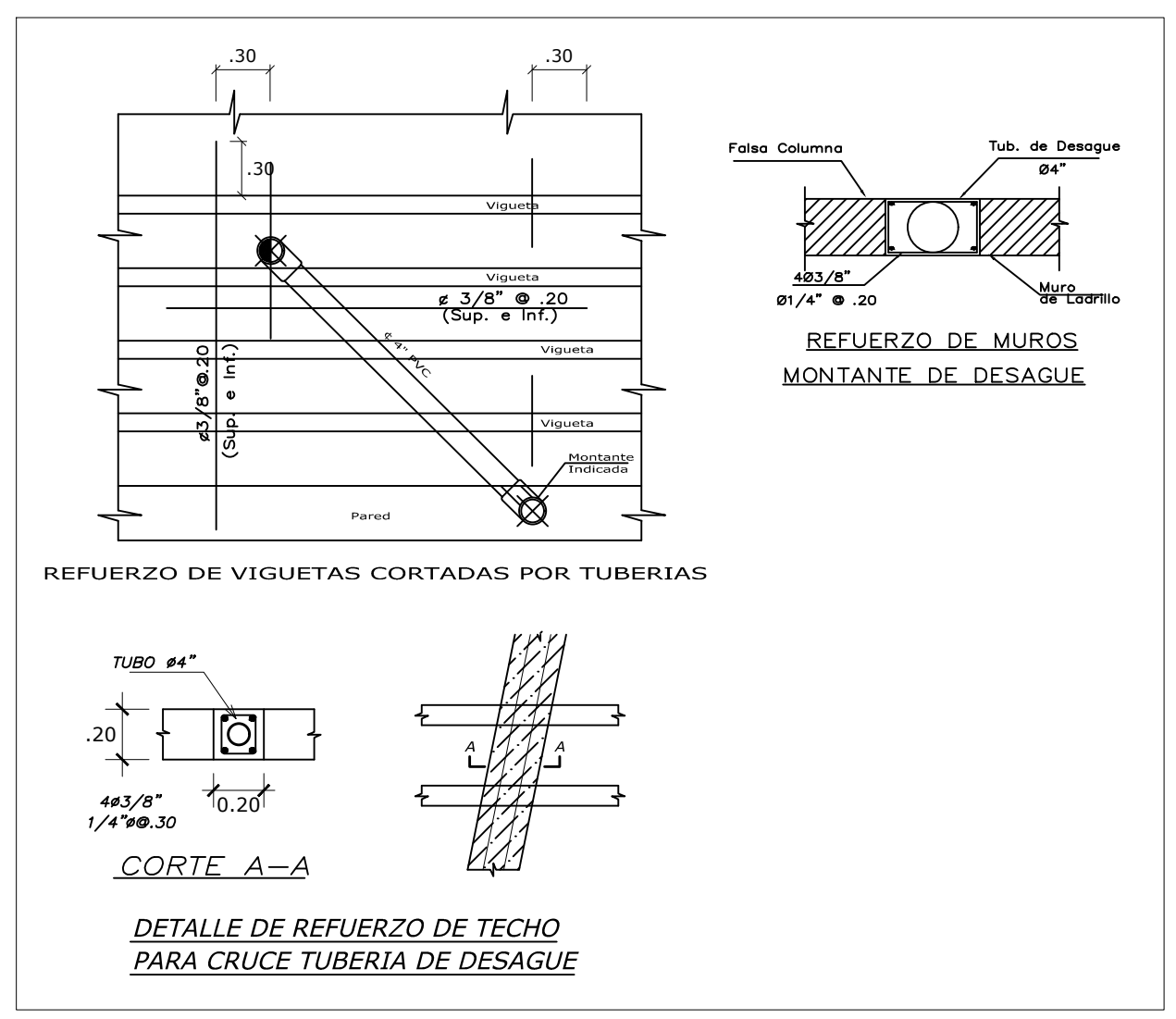
CORTANTE BASAL:
 DIRECCION X-X: Vb. ESTATICO = 266.63 Tn
 Vb. DINAMICO = 119.63 Tn
 DIRECCION Y-Y: Vb. ESTATICO = 272.46 Tn
 Vb. DINAMICO = 130.73 Tn

sistema de ejes

EL EDIFICIO SE CALIFICA COMO IRREGULAR SEGUN LA NORMA E.030-2016: IRREGULAR POR PISO BILANDO Y TORSION.



MODELO ESTRUCTURAL



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

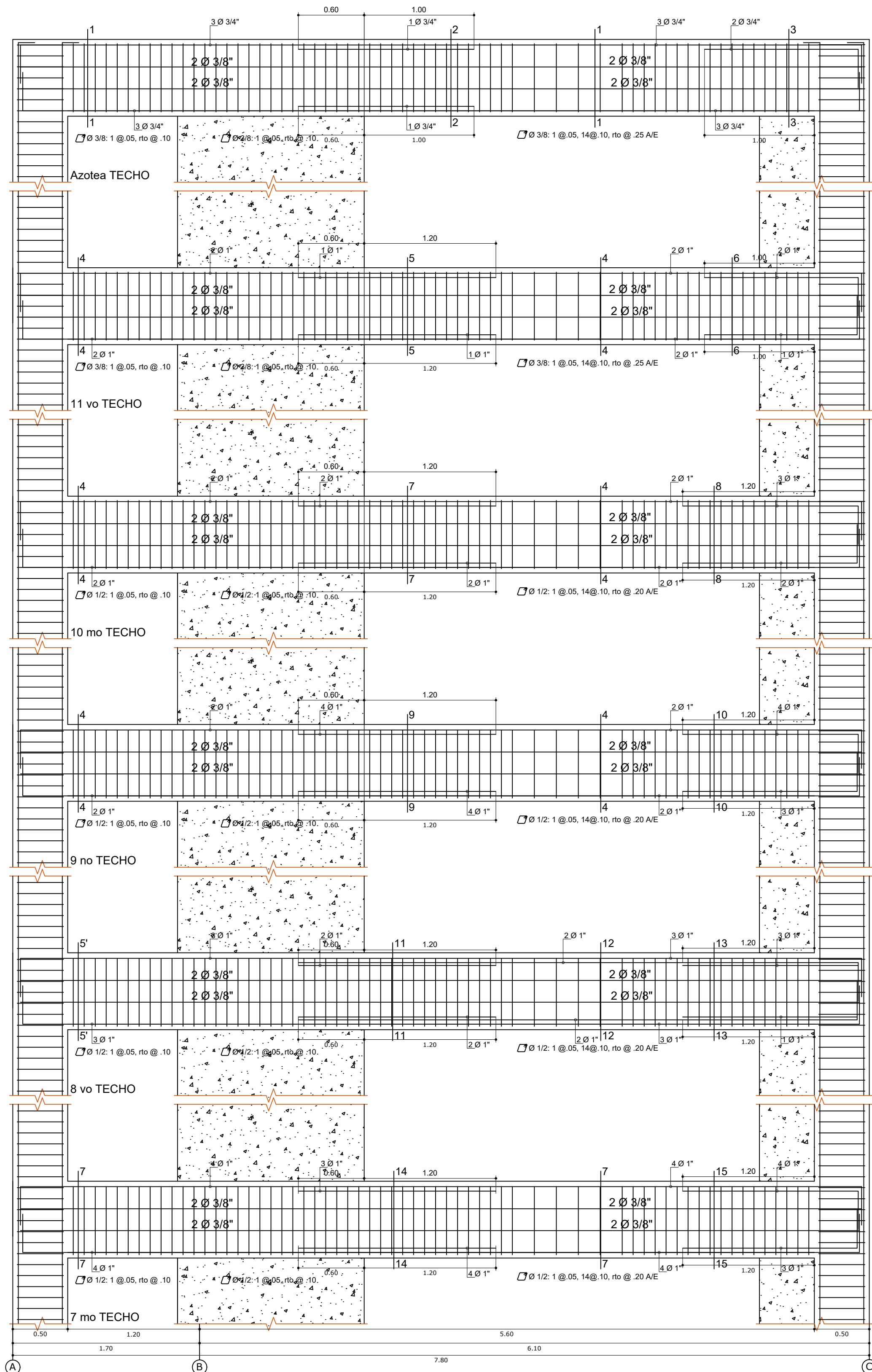
Plano: Plano de Estructuras PLANO N°

Bachiller: Denis Fustamante Huamán

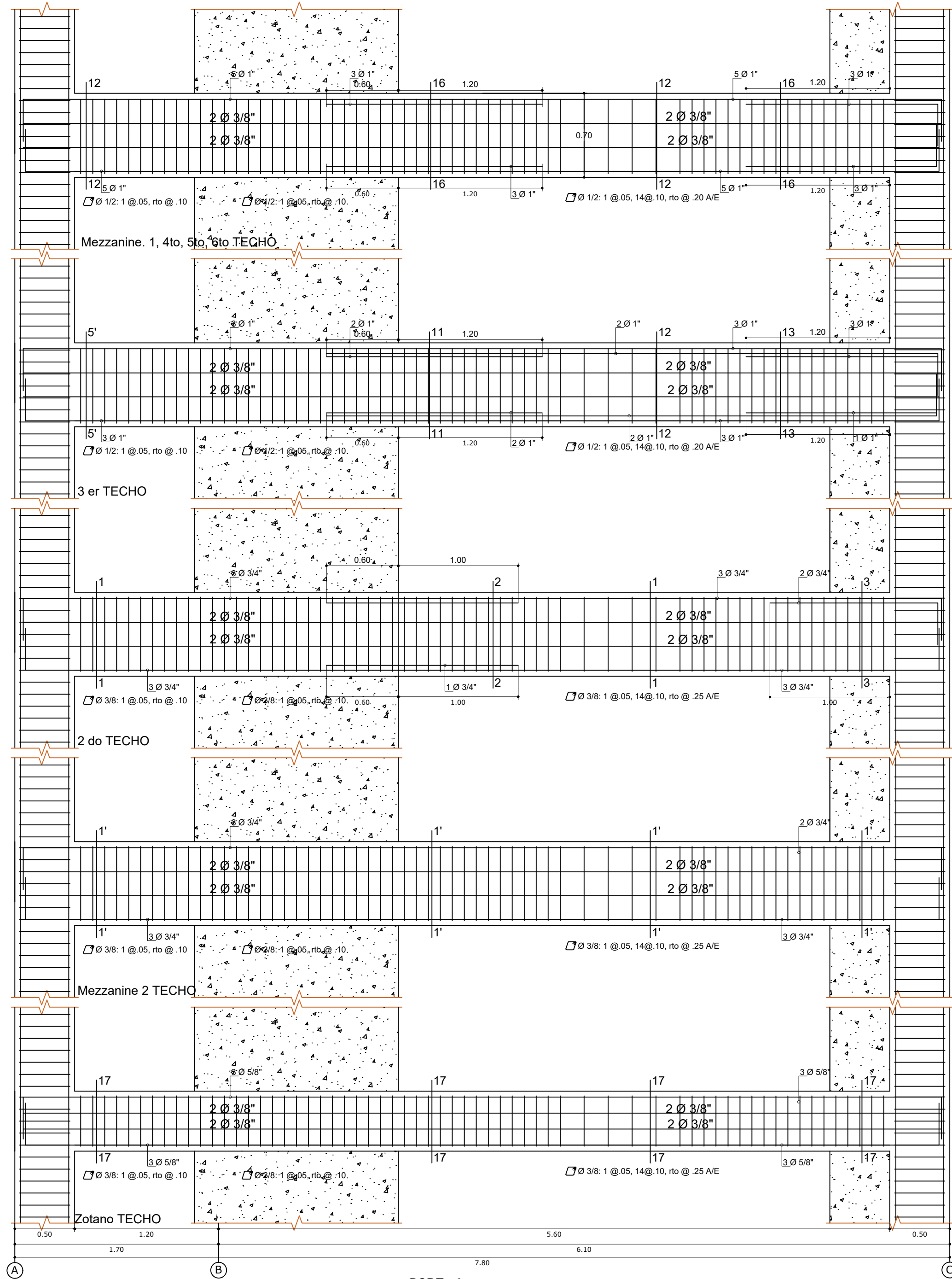
Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno

Escala: Indicada Fecha: Cajamarca, 2021

13

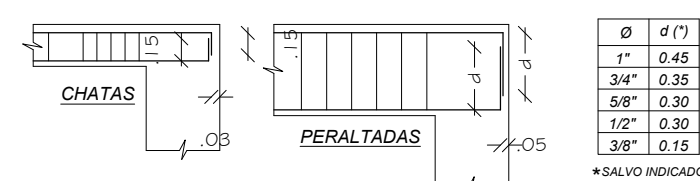


PORT - 6
(Esc: 1/25)

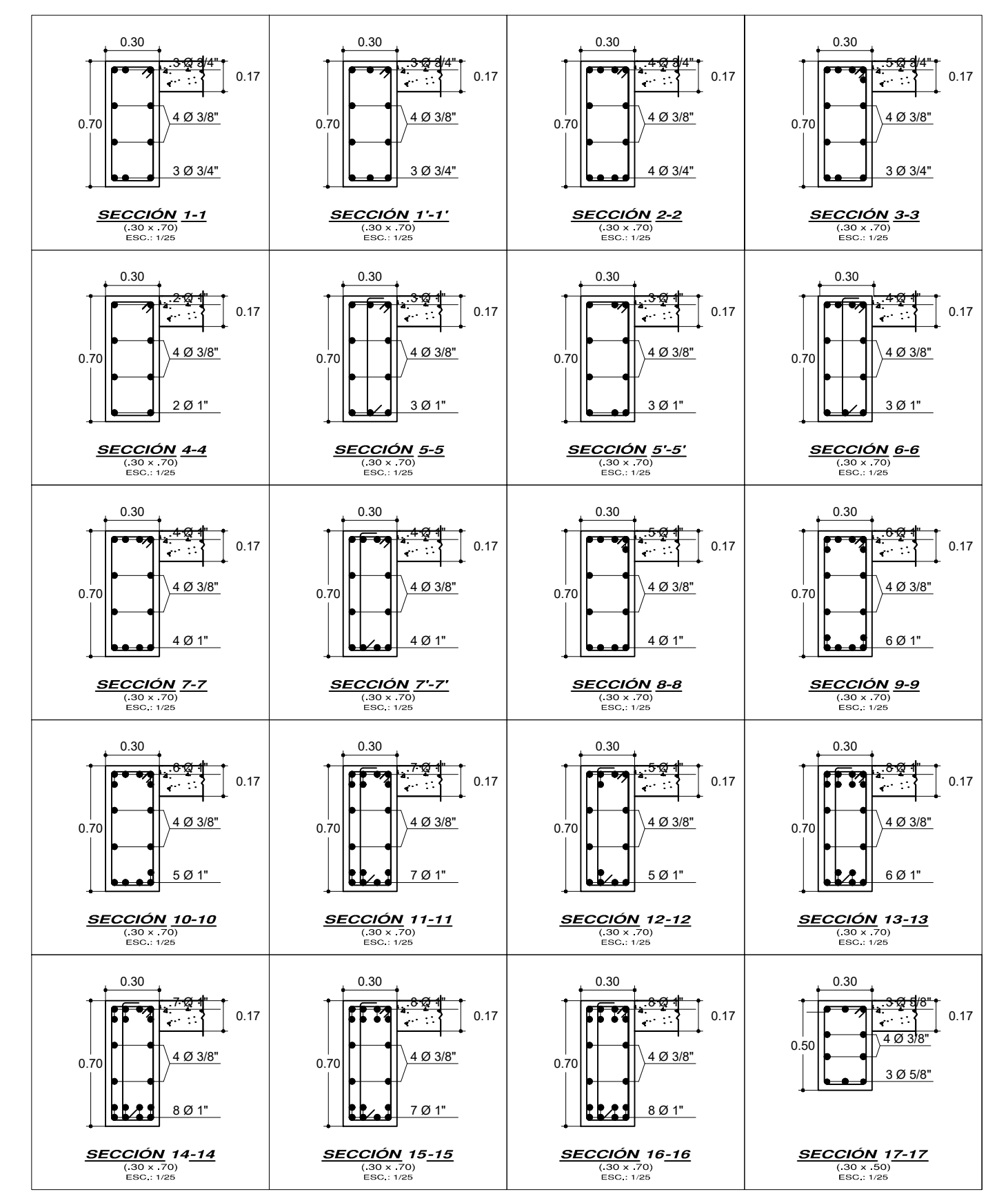
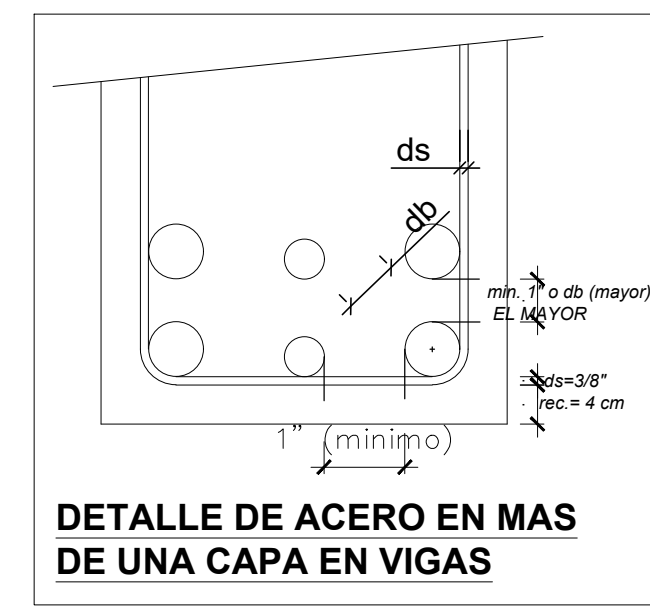
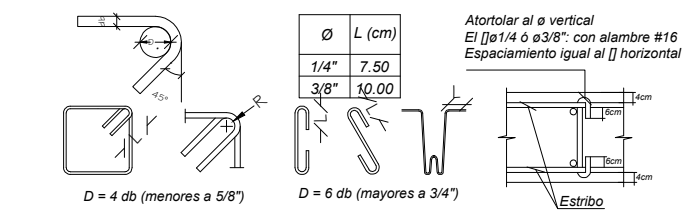


PORT - 6
(Esc: 1/25)

LONGITUDES DE ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS



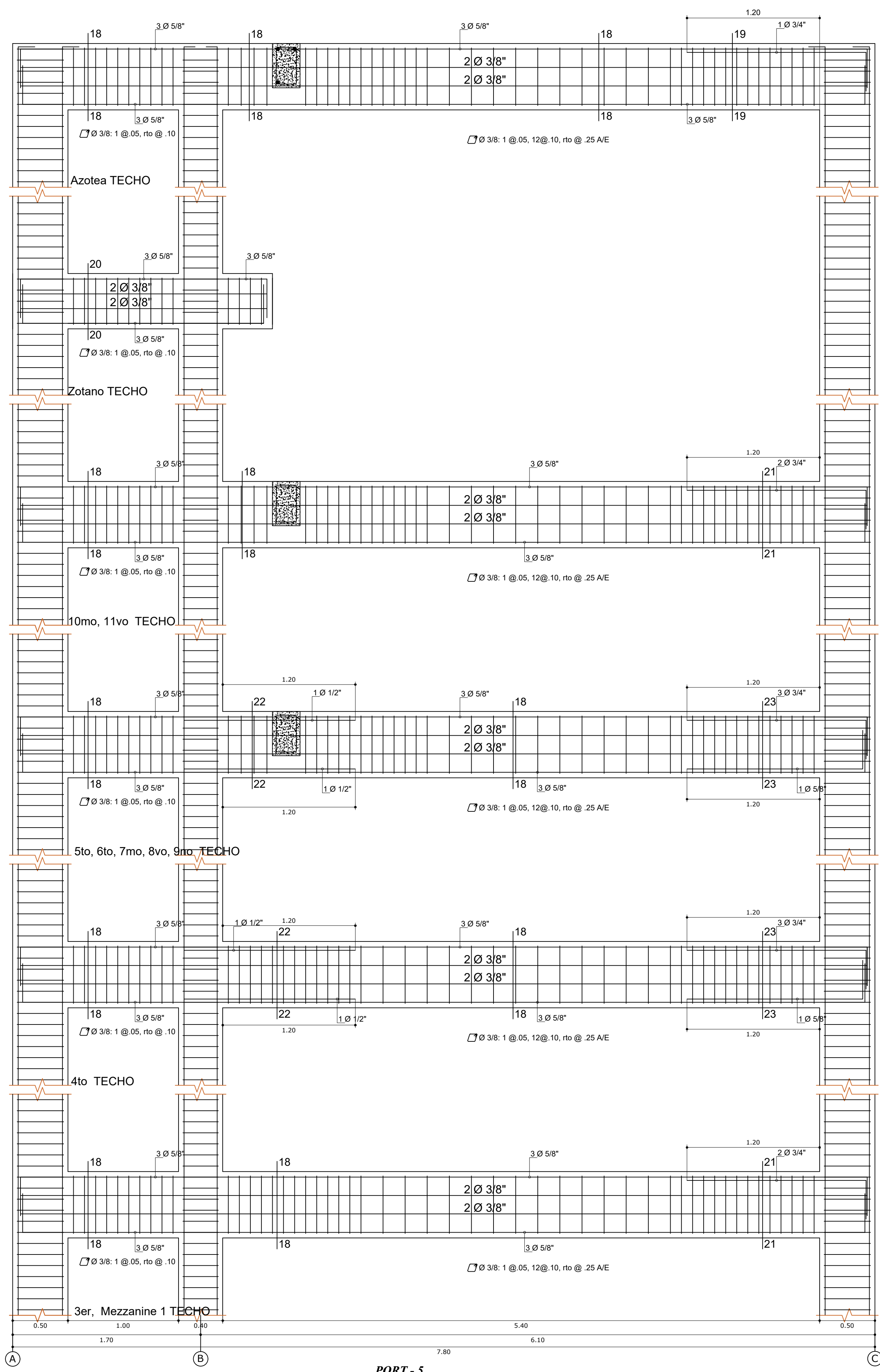
LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS



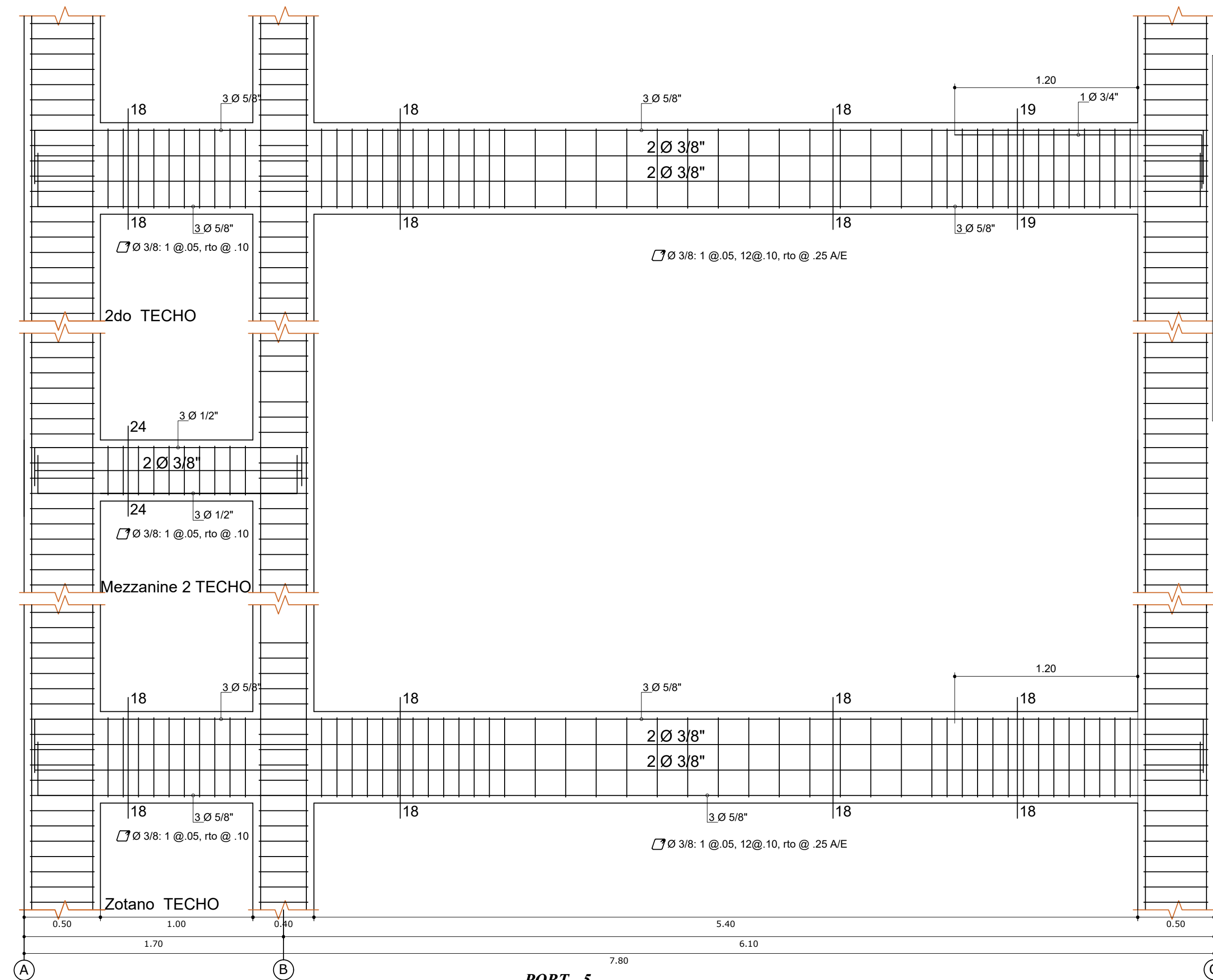
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
<p>CONCRETO SIMPLE</p> <p>SOLIDOS : C - H 1:12 CIMENTOS CORRIDOS : C - H 1:10 + 30% PG a 8" max. SOBRECIMENTOS : C - H 1:8 + 25% PM a 6" max. FOSOS : f=140 Kg/cm2</p> <p>CONCRETO ARMADO</p> <p>CIMENTACION COLUMNAS, MUROS : f=210 Kg/cm2 SOBRECIMENTOS : f=175 Kg/cm2 CISTERNA, ESCALERA, LOSAS : f=210 Kg/cm2 REFUERZO : fy=4200 Kg/cm2</p> <p>RECUBRIMIENTOS</p> <p>ZAPATAS : 7.5 cm. VIGAS DE CIMENTACION : 5 cm. VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS : 4 cm. CISTERNA : 2.5 cm. LOSAS : 2.5 cm.</p> <p>SUELO</p> <p>RESISTENCIA ADMISIBLE : 0.86 Kg/cm2.</p> <p>SISTEMA ESTRUCTURAL</p> <p>DIRECCION X-X : SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES Deriva (Dh)<0.007</p> <p>DIRECCION Y-Y : SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES Deriva (Dh)<0.007</p> <p>PARAMETROS SISMICOS</p> <p>FACTOR DE ZONA : 0.25 FACTOR DE USO : 1.0 FACTOR DE SUELO : 1.4 PERIODO DEL SUELO : Tp = 1.0 s TL = 1.6 s FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA BASICO : Zx = R0 = 6.0 Y-Y - R0 = 6.0 Ia : 0.75; Irregularidad por rigidez - PISO BLANDO Ig : 0.75; Irregularidad por torsion</p> <p>NORMAS DE DISEÑO</p> <p>PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN : REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318-14 NTE E 020 - CARGAS NTE E 030 - 2016 - DISEÑO SIMBIORESISTENTE NTE E 050 - SUELOS Y CIMENTACIONES NTE E 060 - CONCRETO ARMADO</p>	<p>SOBRECARGA DE DISEÑO</p> <p>Algunas indicadas en los planos</p> <p>MATERIALES</p> <p>Cimentación : Cemento Portland TPO MS Resto de la Estructura : Cemento Portland TPO I</p> <p>Agregados: El agregado grueso consistirá en grava natural o triturada. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de: a) 2" para concreto de cimentación y sobrecimientos. b) 2" para columnas, placas y vigas estructurales. El agregado fino consistirá en arena natural o manufacturada, sus partículas serán finas, compactas y resistentes. Para ambos agregados, sus partículas serán limpias, libres de partículas escoriales, materia orgánica o otros sustanciales dañinos. Altabarba: Resistencia a la rotura por compresión de la unidad de altabarba (Diques): f' >= 130 kg/cm2 Resistencia a la rotura por compresión de la panel terminada: f' >= 65 kg/cm2 Capacidad de fluencia del estribo en tensión: f >= 4200 kg/cm2 Unidad de Altabarba: Ladrillo Tipo King Kong 18 Huecos 9x13x24 cm. Hecho en fábrica con un máximo del 5% de perforaciones. Mortero: El mortero estará constituido por Cemento Portland y Arena Gruesa, en la proporción volumétrica 1:5 (concreto arenoso) Todos los Muros estarán confinados por Columnas y Vigas de Armar.</p> <p>ENCORCADOS</p> <p>Remoción de Encofrados: Los plazos mínimos de remoción de los encofrados y elementos de sostén se registrarán. Costos de vigas y columnas: 24 horas. Loses hasta 2.50 m de luz: 7 días. Loses de luzas mayores a 2.50 m: 1 día por cada metro de exceso. Fondos de vigas hasta 5.00 m de luz: 21 días. Fondos de vigas mayores de 5.00 m de luz: 1 día por cada metro de exceso. Realizar ensayos de resistencia del concreto.</p>

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

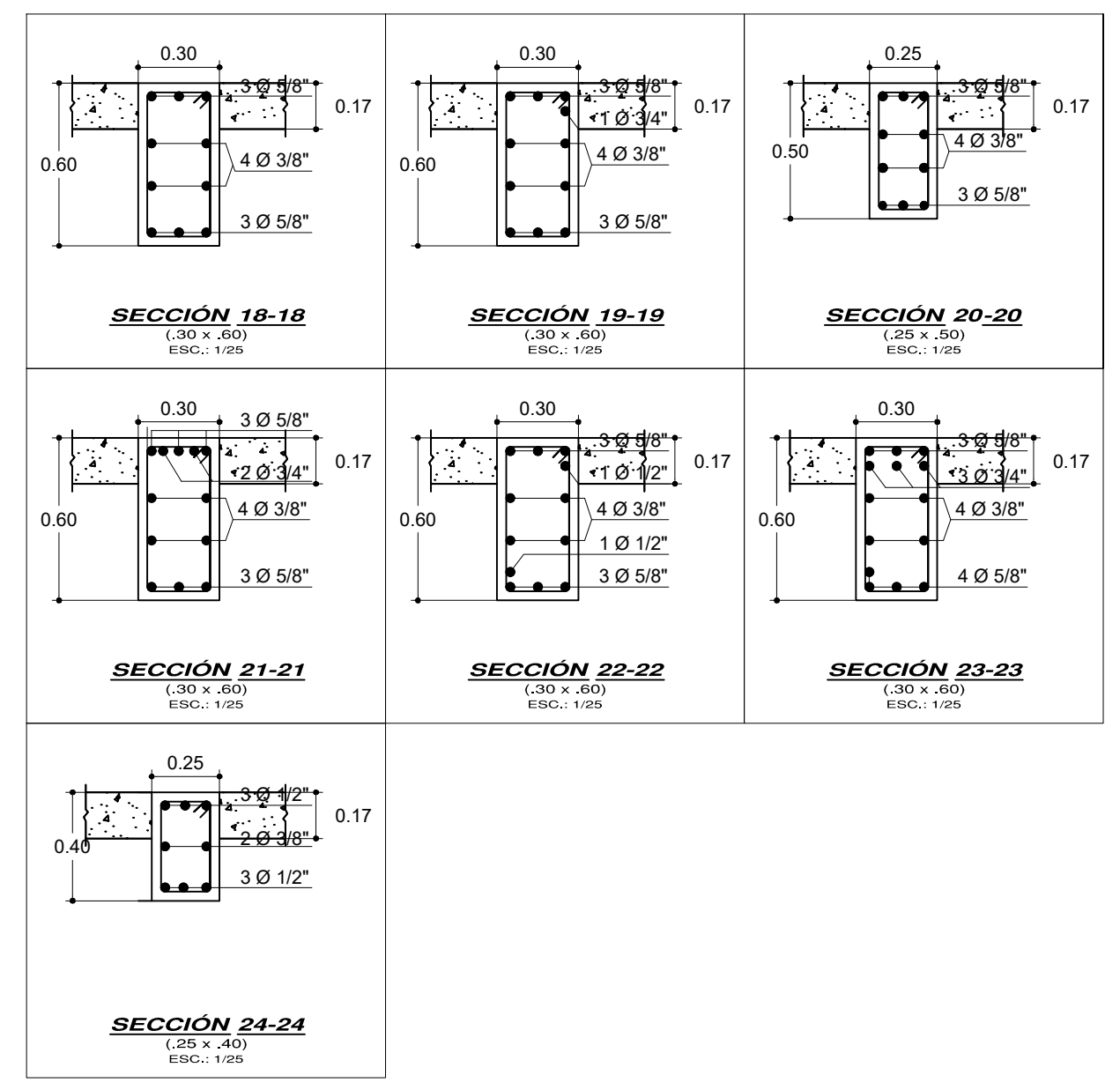
Plano: Plano de Estructuras
 Bachiller: Denis Fustamante Huamán
 Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno
 Escuela: Indizada Fecha: Cajamarca, 2021



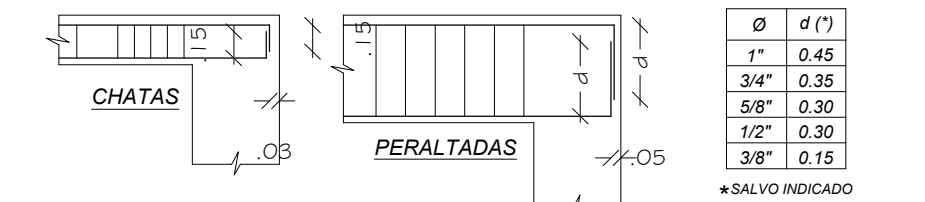
PORT - 5
(Esc: 1/25)



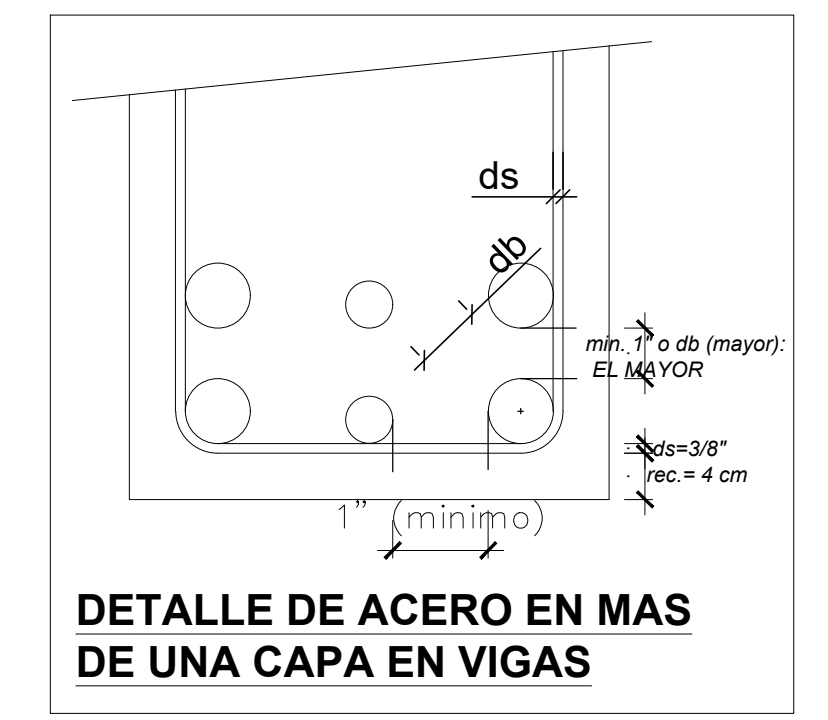
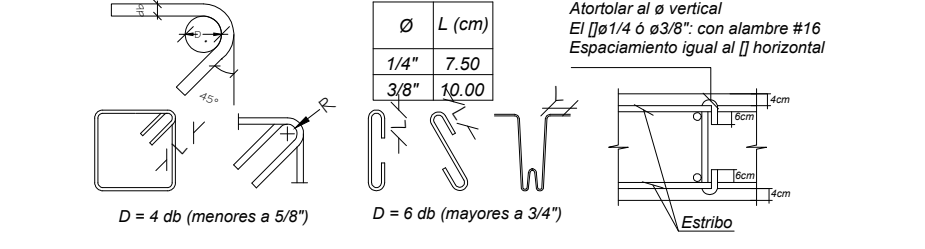
PORT - 5
(Esc: 1/25)



LONGITUDES DE ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS



LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS

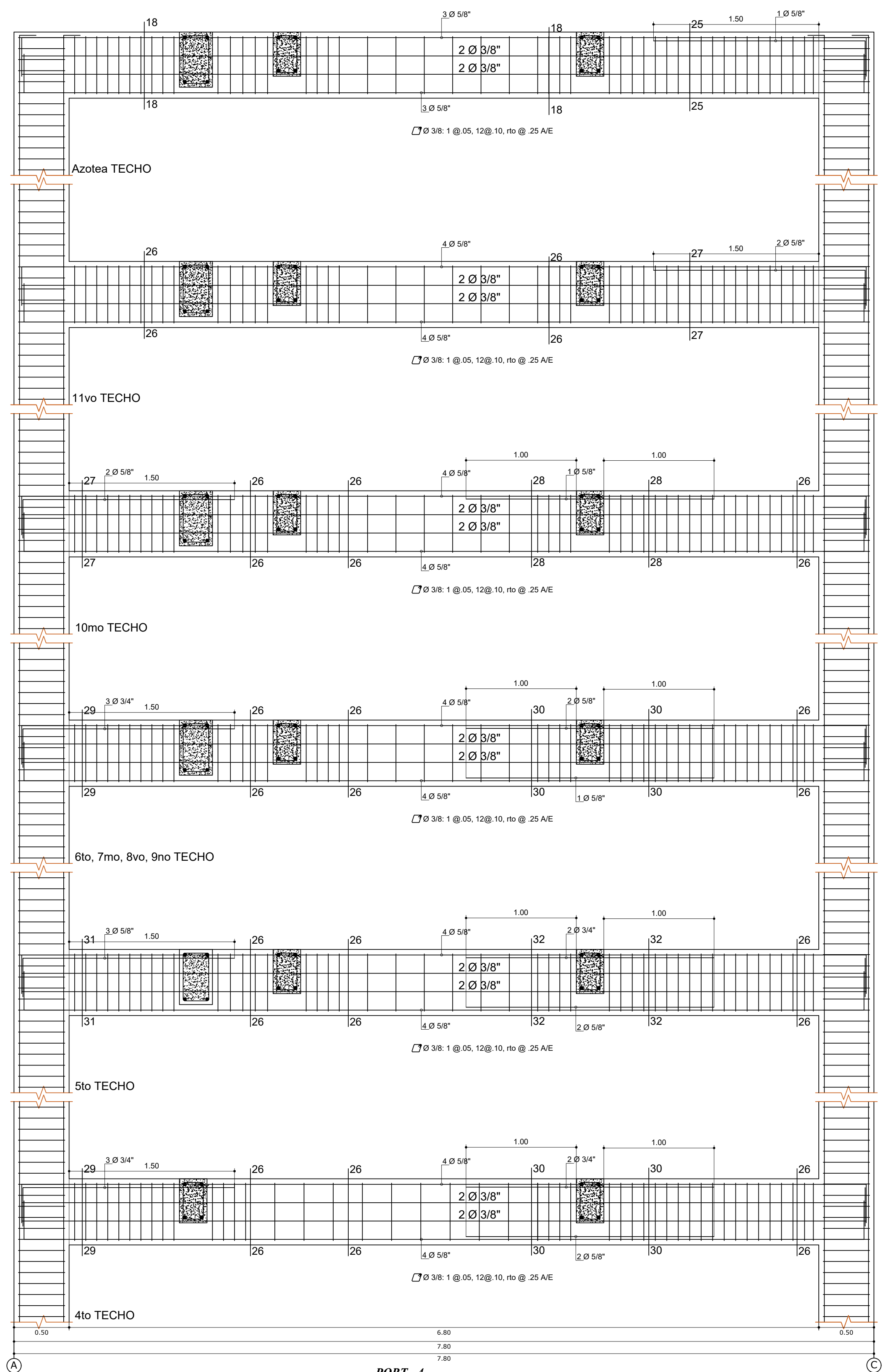


ESPECIFICACIONES TECNICAS

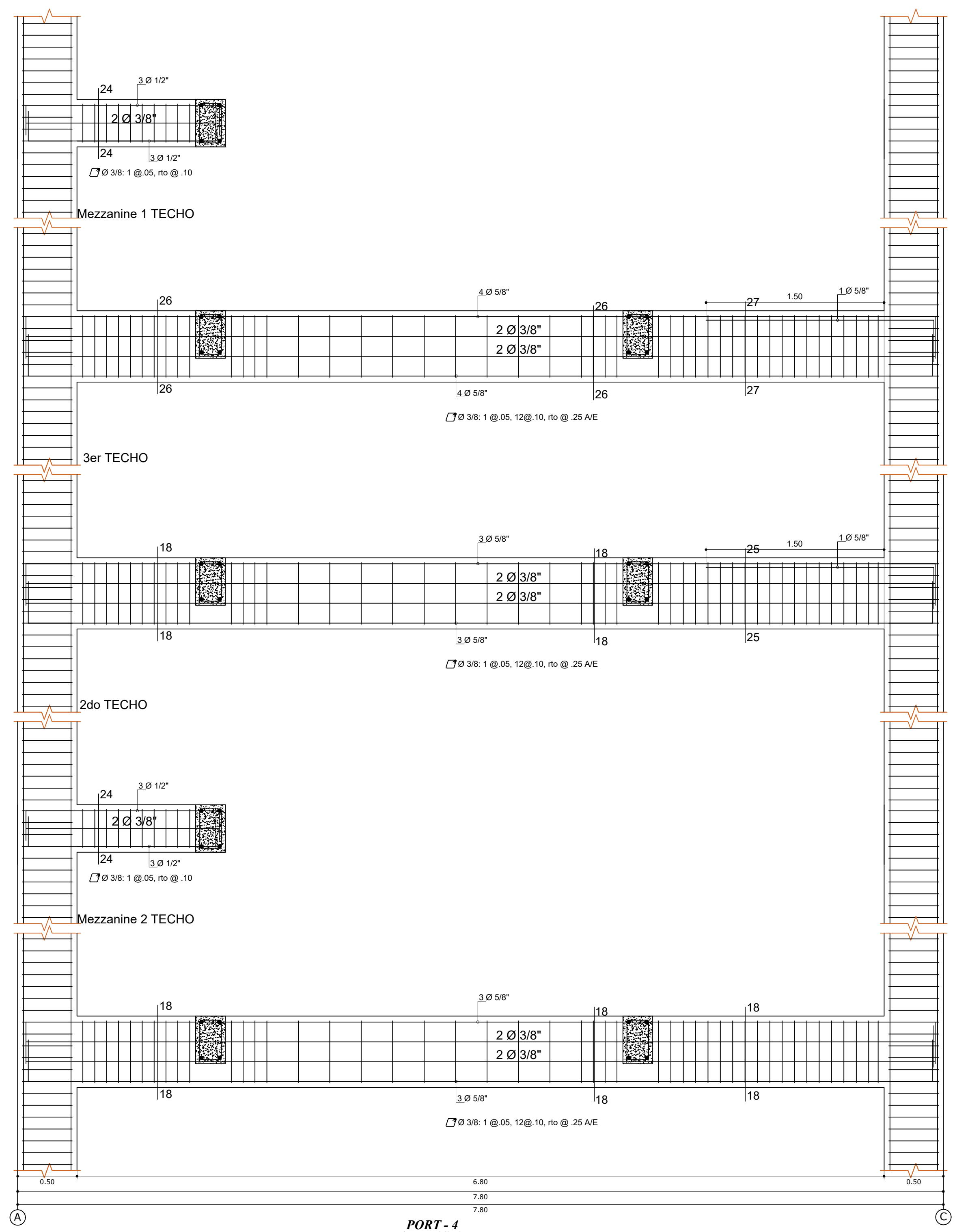
CONCRETO SIMPLE		SOBRECARGA DE DISEÑO Algerías: Indicada en los planos	
SOLADOS	: C - H 1:12	MATERIALES	
CIMENTOS CORRIDOS	: C - H 1:10 + 30% PG a 8" max.	- Cementación: Cemento Portland TPO MS	
SOBRECIMENTOS	: C - H 1:8 + 25% PM a 6" max.	- Relleno de la Estructura: Cemento Portland TIPO 1	
PISOS	: f _c =140 Kg/cm ²	- Agregados: El agregado grueso consistirá en grava natural o triturada. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de: a. 3 para concreto de cimentación y sobrecimientos. b. 2 para columnas, placas y vigas estructurales. c. 2 para el resto de los elementos. El agregado fino consistirá en arena natural o manufacturada, sus partículas serán duras, compactas y resistentes. Para ambos agregados, sus partículas serán limpias, libres de partículas escamosas, maderas orgánicas u otras sustancias dañinas.	
CONCRETO ARMADO		- Albitarilla: Resistencia a la rotura por compresión de la unidad de albitarilla (bloque): f' _b = 130 kg/cm ² . Resistencia a la rotura por compresión de la pared terminada: f' = 65 kg/cm ² . Esfuerzo de fluencia del refuerzo en muro: f _y = 4200 kg/cm ² .	
CIMENTACION, COLUMNAS, MUROS	: f _c =210 Kg/cm ²	- Unidad de Albitarilla: Ladrillo Tipo King Kong 18 Huecos 9x13x24 cm. Hecho en fábrica con un máximo del 30% de perforaciones.	
SOBRECIMENTOS	: f _c =175 Kg/cm ²	- Mortero: El mortero estará constituido por Cemento Portland y Arena Gruesa, en la proporción volumétrica 1:5 (cemento-arena).	
CISTERNA, ESCALERA, LOSAS	: f _c =210 Kg/cm ²	- Todos los Hormos estarán confinados por Columnares y Vigas de Almarre.	
REFUERZO	: f _y =4200 Kg/cm ²	ENCOFRADOS	
RECUBRIMIENTOS		- Remoción de Encofrados: Los plazos mínimos de remoción de los encofrados y elementos de sostén se regirán por los siguientes tiempos: - Coladas de vigas y columnas: 24 horas. - Losas hasta 2.50 m de luz: 7 días. - Losas de luces mayores a 2.50 m: 1 día por cada metro de exceso. - Fondo de vigas hasta 5.00 m de luz: 21 días. - Fondo de lasas mayores de 5.00 m de luz: 1 día por cada metro de exceso. - Realizar ensayos de resistencia del concreto.	
ZAPATAS	: 7.5 cm.	SISTEMA ESTRUCTURAL	
VIGAS DE CIMENTACION	: 5 cm.	DIRECCION X-X : SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES	
VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS	: 4 cm.	Deriva (D/h) = 0.007	
CISTERNA	: 2.5 cm.	DIRECCION Y-Y : SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES	
LOSAS	: 2.5 cm.	Deriva (D/h) = 0.007	
SUELO		PARAMETROS SISMICOS	
RESISTENCIA ADMISIBLE	: 0.86 Kg/cm ² .	FACTOR DE ZONA : 0.25g	
SISTEMA ESTRUCTURAL		FACTOR DE USO : 1.0	
DIRECCION X-X : SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES		FACTOR DE SUELO : 1.4	
Deriva (D/h) = 0.007		PERIODO DEL SUELO : T _s = 1.0 s TL = 1.6 s	
DIRECCION Y-Y : SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES		FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA FINAL : X-X - R = R _o * I _p = 3.375	
Deriva (D/h) = 0.007		Y-Y - R = R _o * I _p = 3.375	
NORMAS DE DISEÑO		FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA FINAL : Y-Y - R = R _o * I _p = 3.375	
PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN :		la : 0.75 : Irregularidad por rigidez - PISO BLANDO	
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318-14		lp : 0.75 : Irregularidad por torsión	
NTE E.020 - CARGAS			
NTE E.030 - 2016 - DISEÑO SISMORESISTENTE			
NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES			
NTE E.060 - CONCRETO ARMADO			



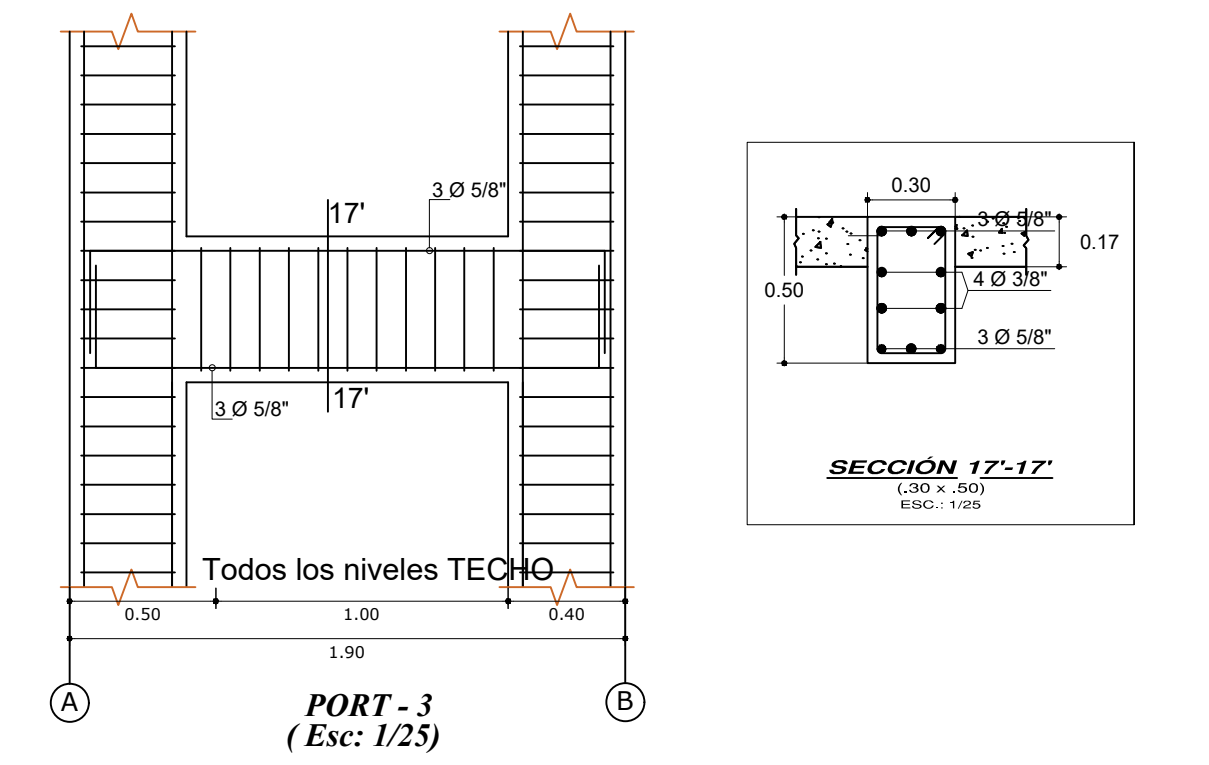
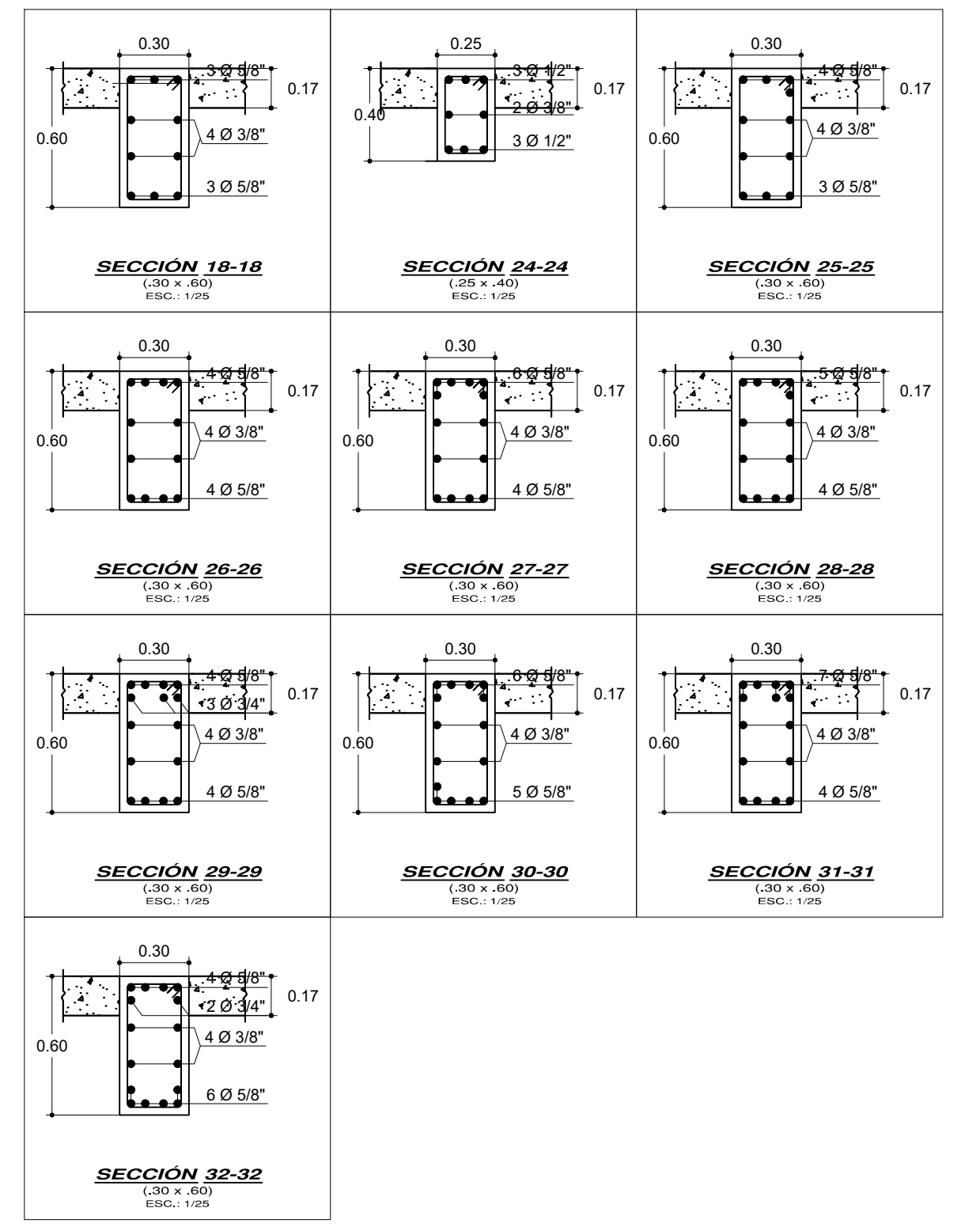
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
Tesis:	Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda
Plano:	Plano de Estructuras
Bachiller:	Denis Fustamante Huamán
Asesor:	Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno
Escuela:	Indicada
Fecha:	Cajamarca, 2021



PORT - 4
(Esc: 1/25)



PORT - 4
(Esc: 1/25)



LONGITUDES DE ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS

Ø	d (")
1"	0.45
3/4"	0.35
5/8"	0.30
1/2"	0.30
3/8"	0.15

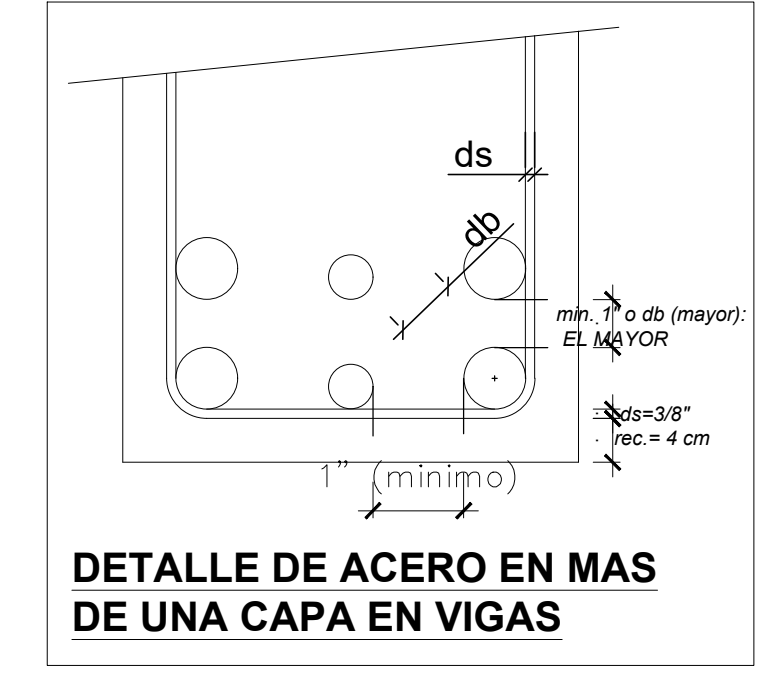
*SALVO INDICADO

LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS

Ø	L (cm)
1/4"	7.50
3/8"	10.00

Abstror al o vertical
El (de 1/4" a 3/8" con alambre #10
Espaciamiento igual al Ø horizontal

Ø = 4 db (menores a 5/8")
Ø = 6 db (mayores a 3/4")



DETALLE DE ACERO EN MAS DE UNA CAPA EN VIGAS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

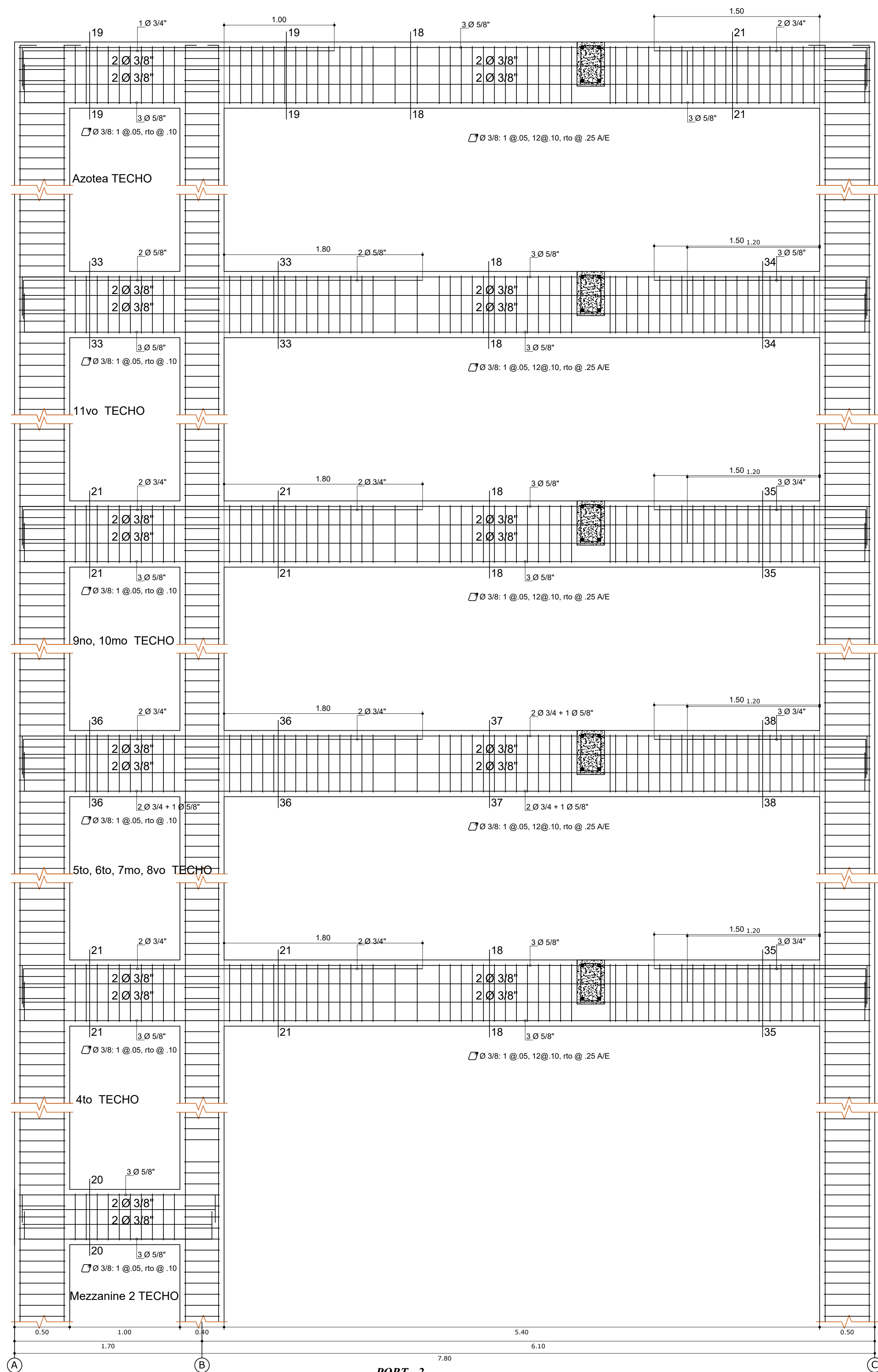
Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

Plano: Plano de Estructuras PLANO N°

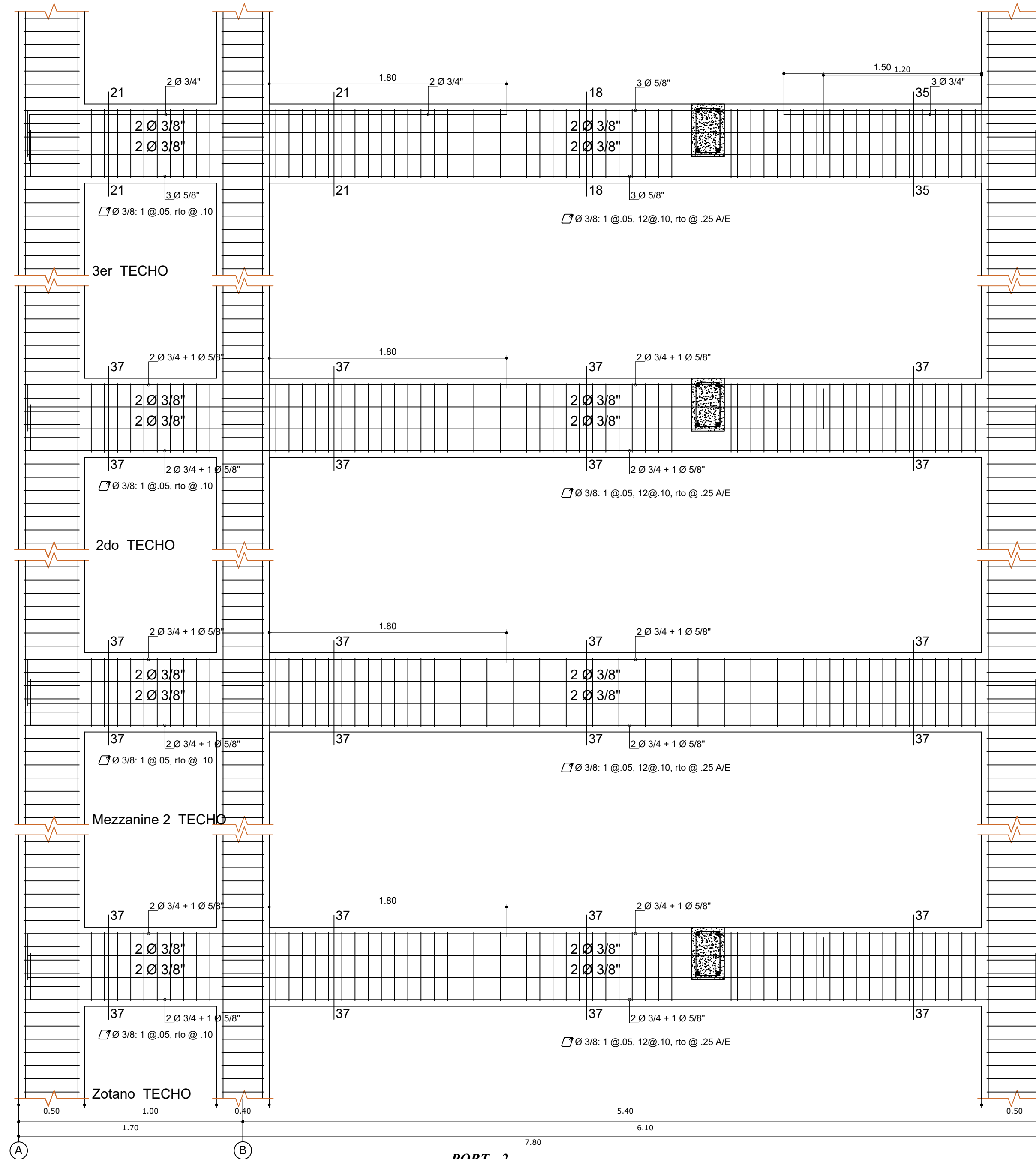
Bachiller: Denis Fustamante Huamán **16**

Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno

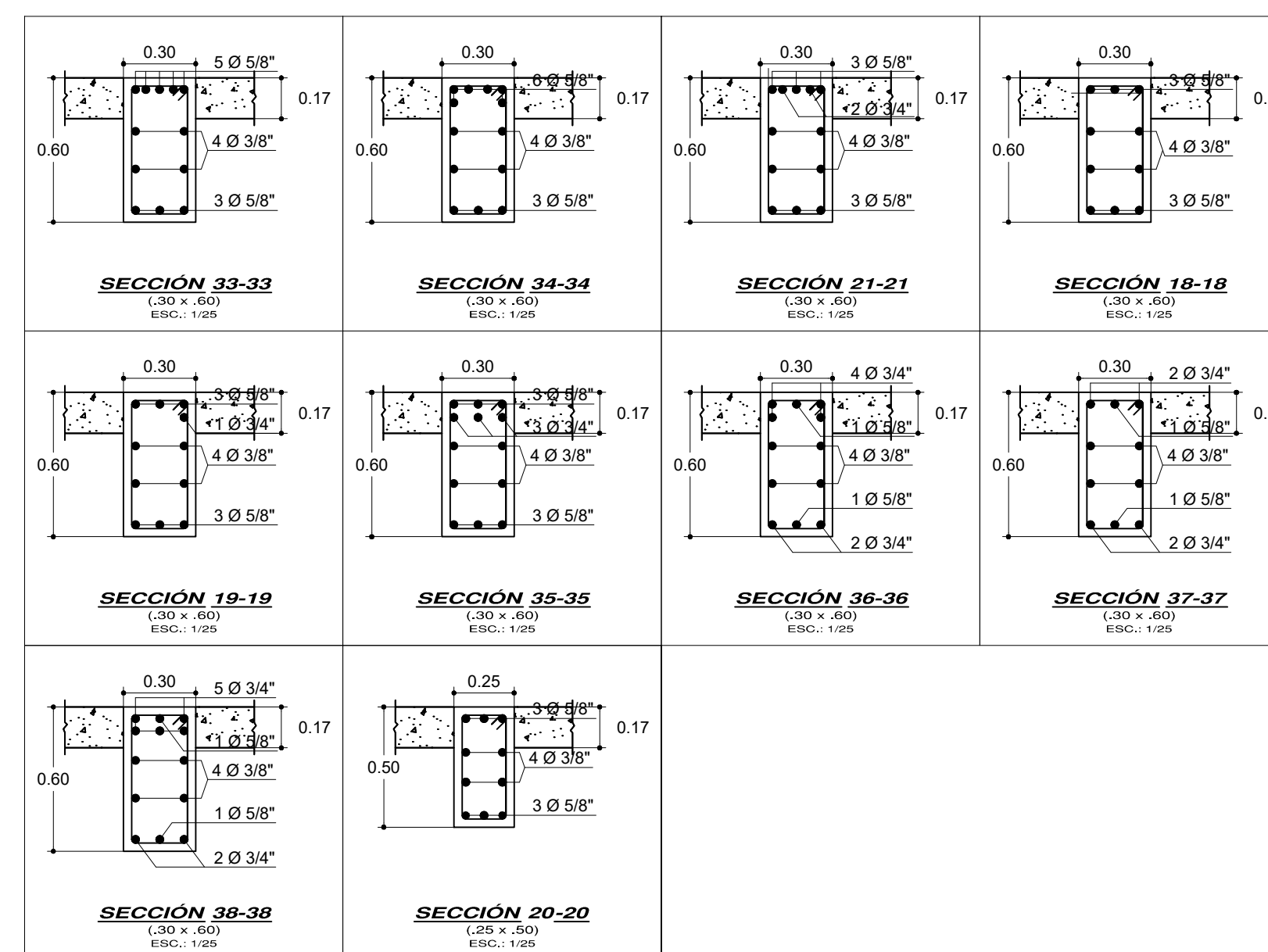
Escala: Indicada Fecha: Cajamarca, 2021



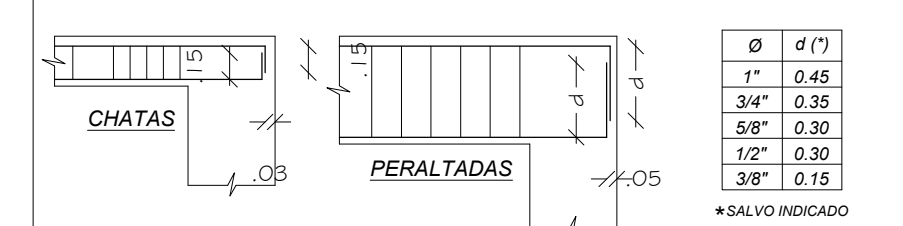
PORT - 2
(Esc: 1/25)



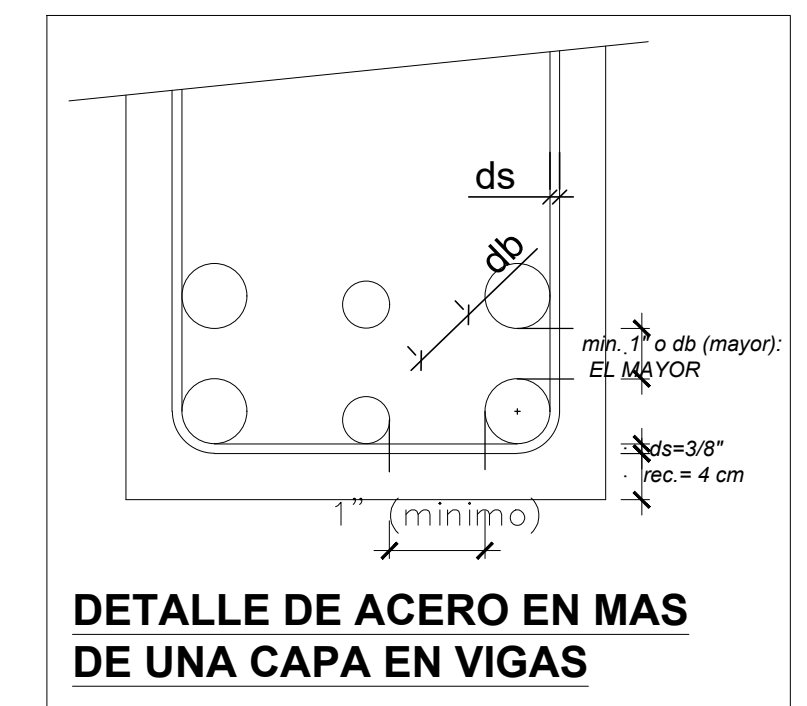
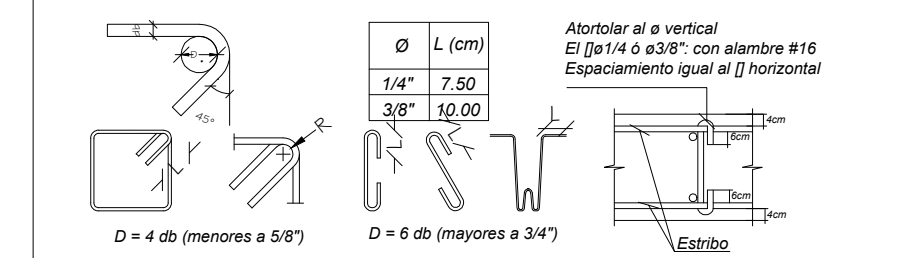
PORT - 2
(Esc: 1/25)



LONGITUDES DE ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS

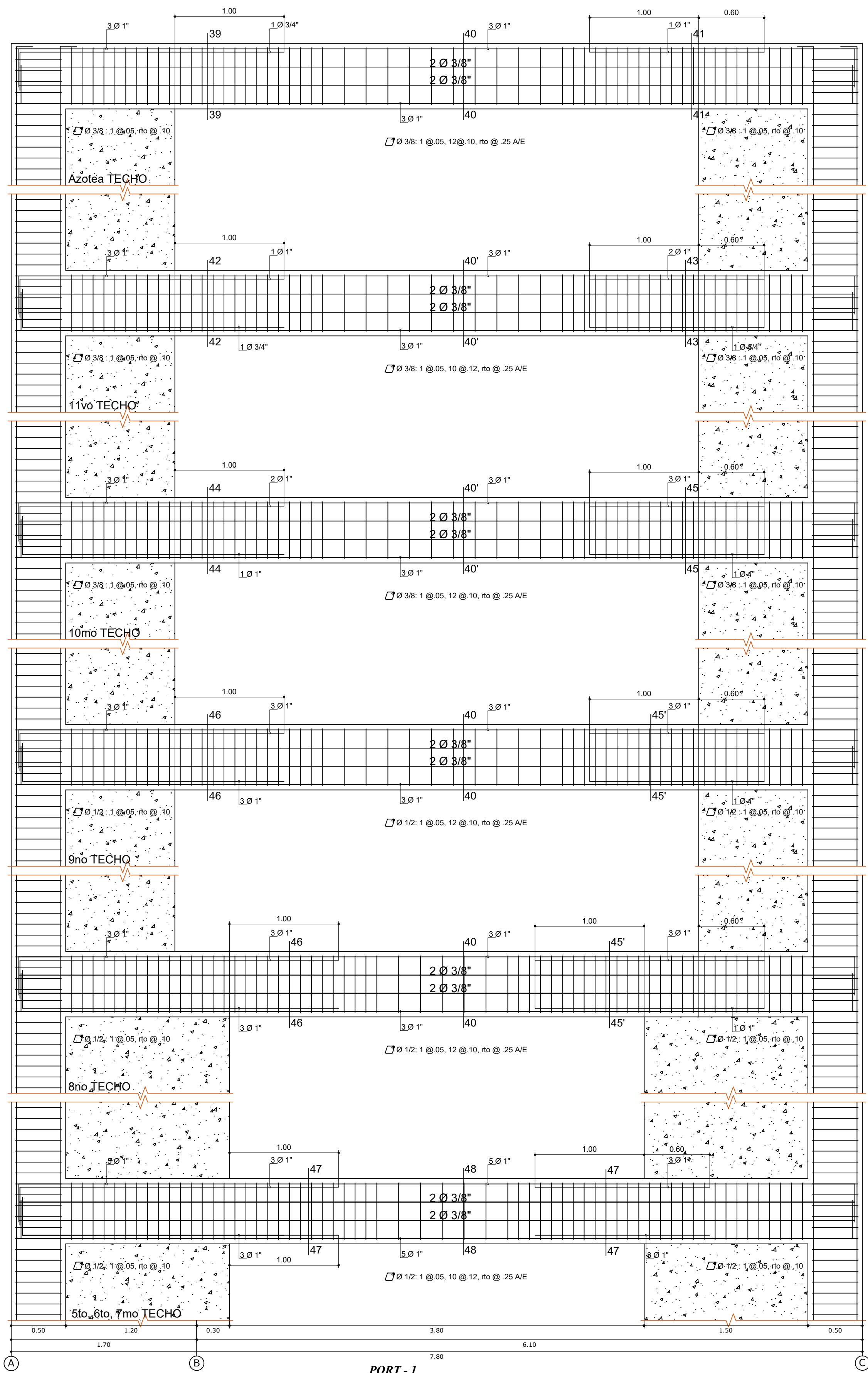


LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS

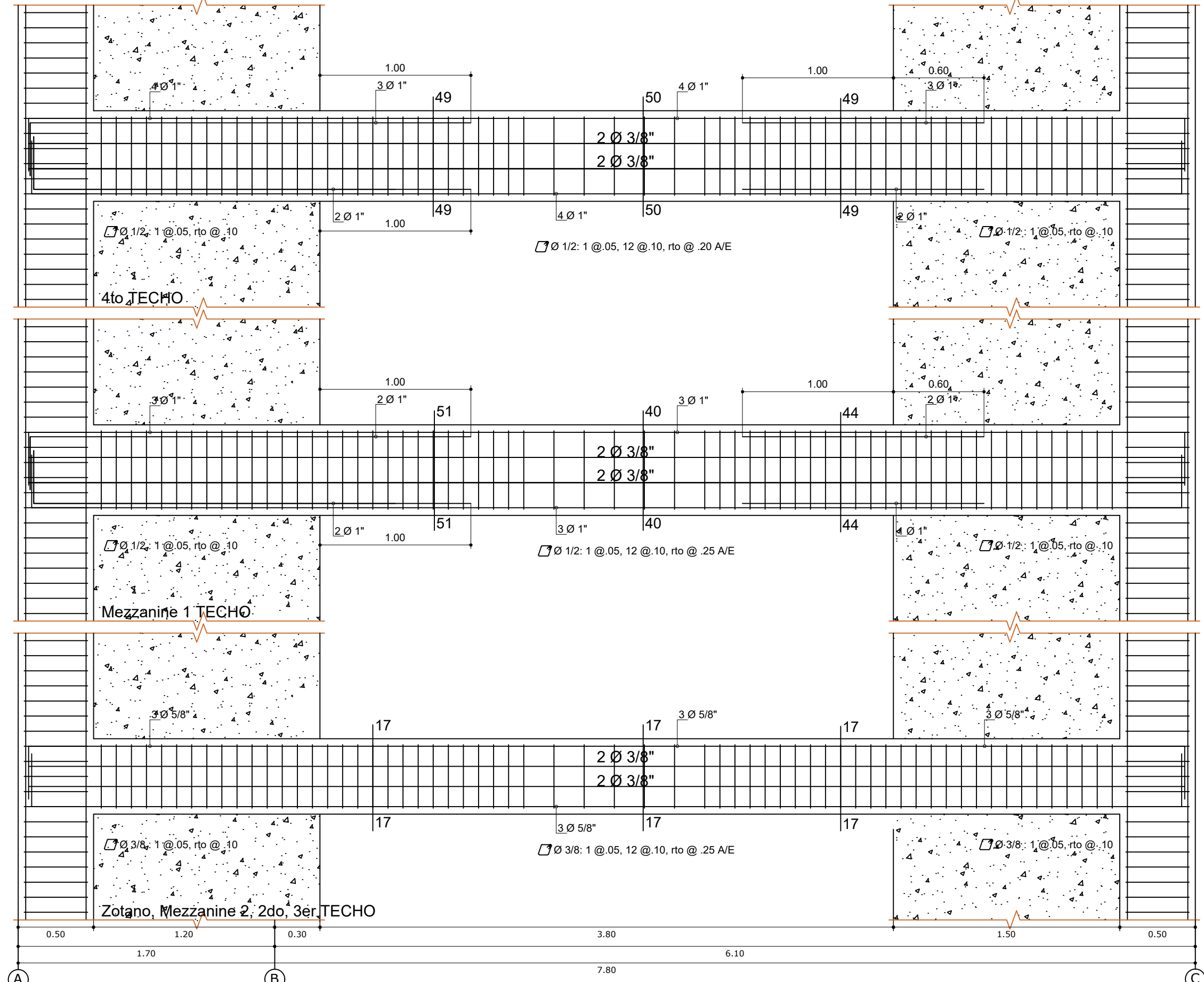


DETALLE DE ACERO EN MAS DE UNA CAPA EN VIGAS

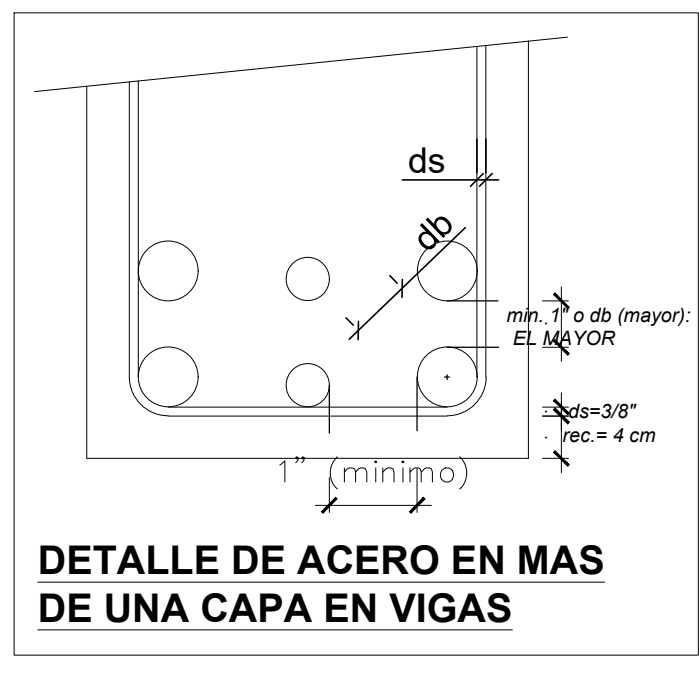
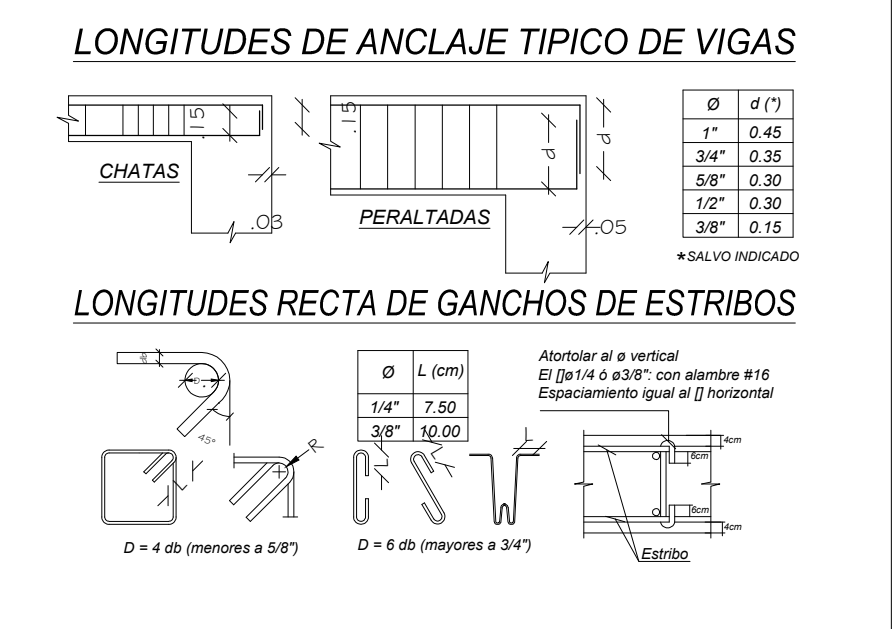
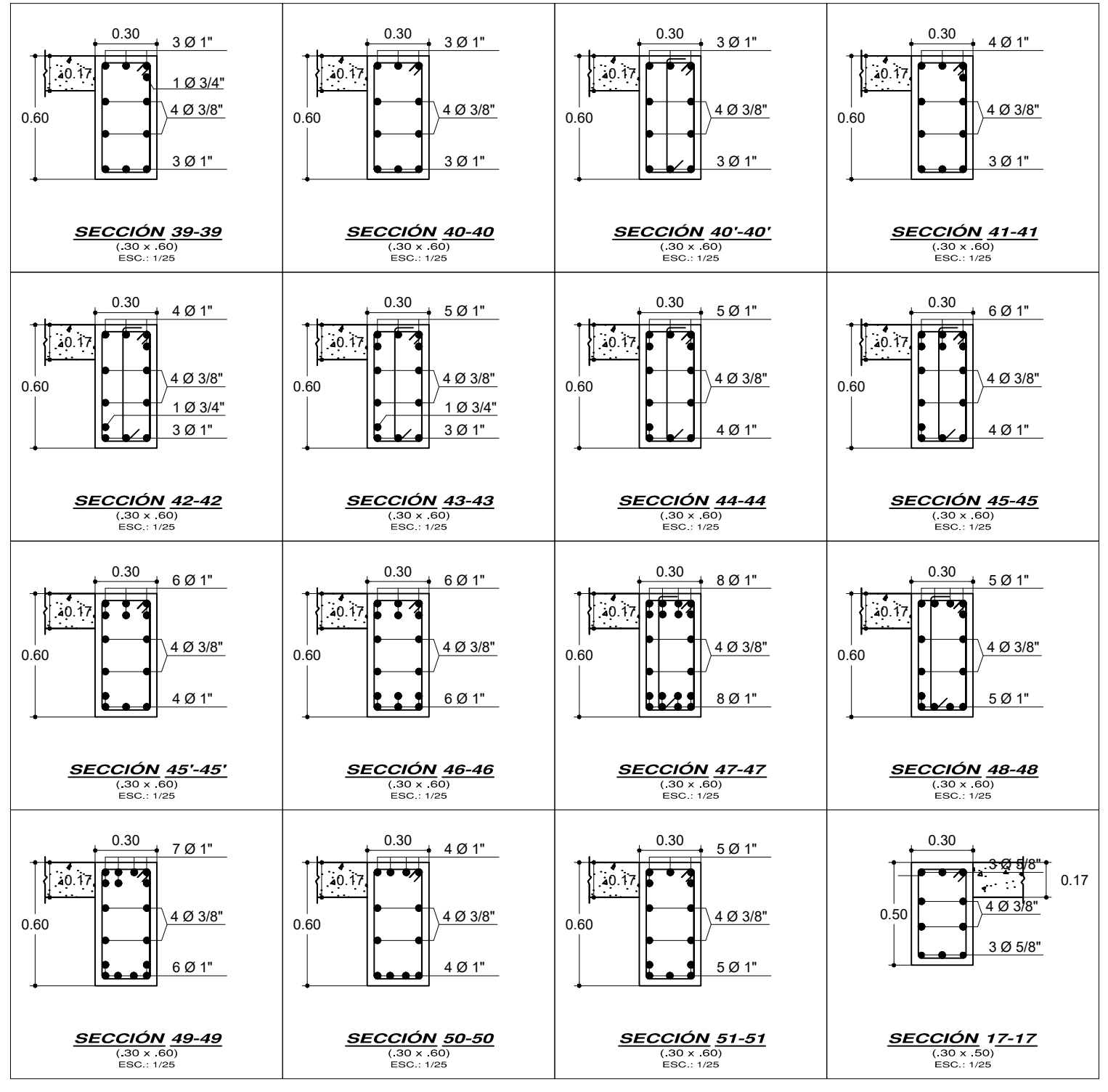




PORT - 1
(Esc: 1/25)



PORT - 1
(Esc: 1/25)



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO SIMPLE		SUPERFICIA DE ACERO																
Aligerados: Indicada en los planos		Aligerados: Indicada en los planos																
SOLIDOS : C - H 1:12		MATERIALES																
CEMENTOS CORRIDOS : C - H 1:10 + 30% PG ø 8" max.		- Cementación : Cemento Portland TPO MS																
SOBRECIMENTOS : C - H 1:6 + 25% PM ø 8" max.		- Resto de la Estructura : Cemento Portland TPO I																
PISOS : f'c=140 Kg/cm ²		- Agregados																
CONCRETO ARMADO		El agregado grueso consistirá en grava natural o triturada.																
CIMENTACION, COLUMNAS, MUROS : f'c=210 Kg/cm ²		El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de:																
SOBRECIMENTOS : f'c=175 Kg/cm ²		a) 3 para concretos de cimentación y adyacimientos.																
CISTERNA, ESCALERA, LOSAS : f'c=210 Kg/cm ²		b) 3 para columnas, placas y vigas estructurales.																
REFUERZO : f'y=4200 Kg/cm ²		c) 3 para el resto de los elementos.																
RECUBRIMIENTOS		El agregado fino consistirá en arena natural o manufacturada, sus partículas serán duras, compactas y resistentes.																
ZAPATAS : 7.5 cm.		Para ambos agregados, sus partículas serán limpias, libres de partículas escoriales, material orgánico y óxido de sustancias dañinas.																
VIGAS DE CIMENTACION : 5 cm.		- Alabafiería																
VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS : 4 cm.		Resistencia a la rotura por compresión de la unidad de alabafiería (técnic): f'c=130 Kg/cm ²																
CISTERNA : 2.5 cm.		Resistencia a la rotura por compresión de la panel terminado: f'm= 65 Kg/cm ²																
LOSAS : 2.5 cm.		Esfuerzo de fluencia del refuerzo en muros: f'y= 4200 Kg/cm ²																
SUELO		- Unidad de Alabafiería: Ladrillo Tipo King Kong 18 huecos 19x24 cm. Hecho en fábrica con un máximo del 30% de perforaciones.																
RESISTENCIA ADMISIBLE : 0.86 Kg/cm ² .		- Mortar: El mortero estará conformado por Cemento Portland y Arena Gruesa, en la proporción volumétrica 1:5 (cemento-arena).																
SISTEMA ESTRUCTURAL		- Todos los Muros estarán confinados por Columnas y Vigas de Amarre.																
DIRECCION X-X : SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES		ENCOFRADOS																
DIRECCION Y-Y : SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES		- Remoción de Encofrados:																
PARAMETROS SISMICOS		Los plazos mínimos de remoción de los encofrados y elementos de sostén se registrarán por los siguientes tiempos:																
FACTOR DE ZONA : 0.25g		Costados de vigas y columnas: 24 horas.																
FACTOR DE USO : 1.0		Cosen hasta 2.50 m de luz: 7 días.																
FACTOR DE SUELO : 1.4		Losas de luces mayores a 2.50 m: 1 día por cada metro de exceso.																
PERIODO DEL SUELO : Tp = 1.0 s TL = 1.6 s		Fondo de vigas hasta 3.00 m de luz: 21 días.																
FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA BASICO : X-X - Rø = 6.0		Fondo de vigas mayores de 3.00 m de luz: 1 día por cada metro de exceso.																
FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA FINAL : Y-Y - Rø = 6.0		- Realizar ensayos de resistencia del concreto.																
NORMAS DE DISEÑO		<table border="1"> <tr> <td>Ø 3/8"</td> <td>0.55</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>1/2"</td> <td>0.60</td> <td>0.40</td> </tr> <tr> <td>5/8"</td> <td>0.70</td> <td>0.50</td> </tr> <tr> <td>3/4"</td> <td>0.90</td> <td>0.65</td> </tr> <tr> <td>1"</td> <td>1.60</td> <td>1.15</td> </tr> </table>		Ø 3/8"	0.55	0.40	1/2"	0.60	0.40	5/8"	0.70	0.50	3/4"	0.90	0.65	1"	1.60	1.15
Ø 3/8"	0.55	0.40																
1/2"	0.60	0.40																
5/8"	0.70	0.50																
3/4"	0.90	0.65																
1"	1.60	1.15																
<p>PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN:</p> <p>REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318-14</p> <p>NTE E.020 - CARGAS</p> <p>NTE E.030 - 2016 - DISEÑO SISMORRESISTENTE</p> <p>NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES</p> <p>NTE E.060 - CONCRETO ARMADO</p>		<p>X-X - Rø = 3.375</p> <p>Y-Y - Rø = 3.375</p>																

TRASLAPE DE ACERO EN VIGAS

TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y LOSAS

NOTAS

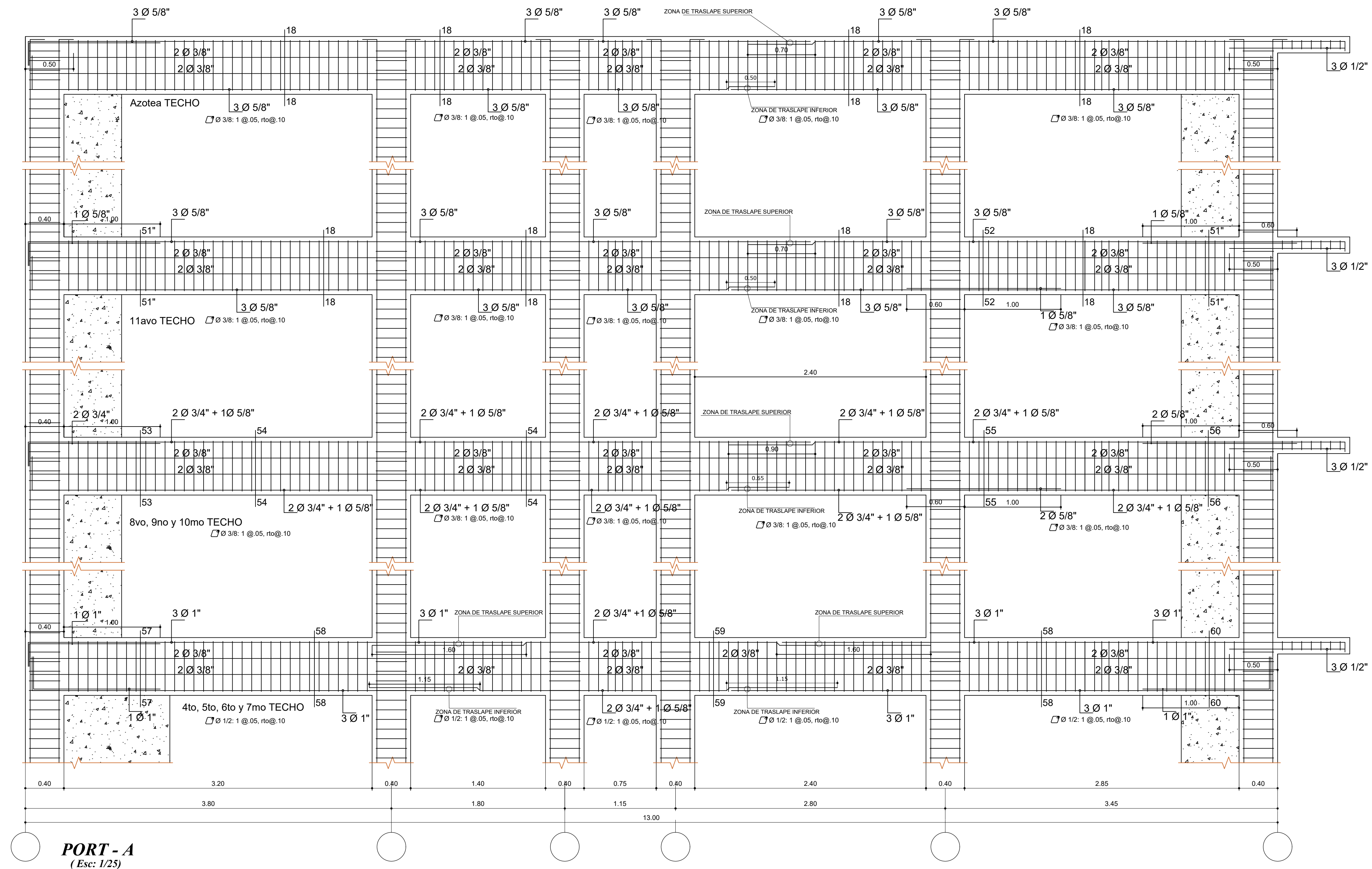
- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70% Y REFORZAR CON ESTRIBOS ø 0.10m
- PARA LOSAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA ACERO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" O 5/8"

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda	
Plano: Plano de Estructuras	PLANO N°
Bachiller: Denis Bustamante Huamán	18
Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno	
Escuela: Indicada	Fecha: Cajamarca, 2021



PORT - A
(Esc: 1/25)

TRASLAPES DE ACERO EN VIGAS

NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES
 1.- ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
 2.- ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
 3.- ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.

Øs	Sup.	Inf.
3/8"	0.55	0.40
1/2"	0.60	0.40
5/8"	0.70	0.50
3/4"	0.90	.65
1"	1.60	1.15

TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y LOSAS

NOTAS

- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 % Y REFORZAR CON ESTRIBOS o 0.10m
- PARA LOSAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA ACERO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" O 5/8"

LONGITUDES DE ANCLAJE TIPICO DE VIGAS

Ø	d (")
1"	0.45
3/4"	0.35
5/8"	0.30
1/2"	0.30
3/8"	0.15

*SALVO INDICADO

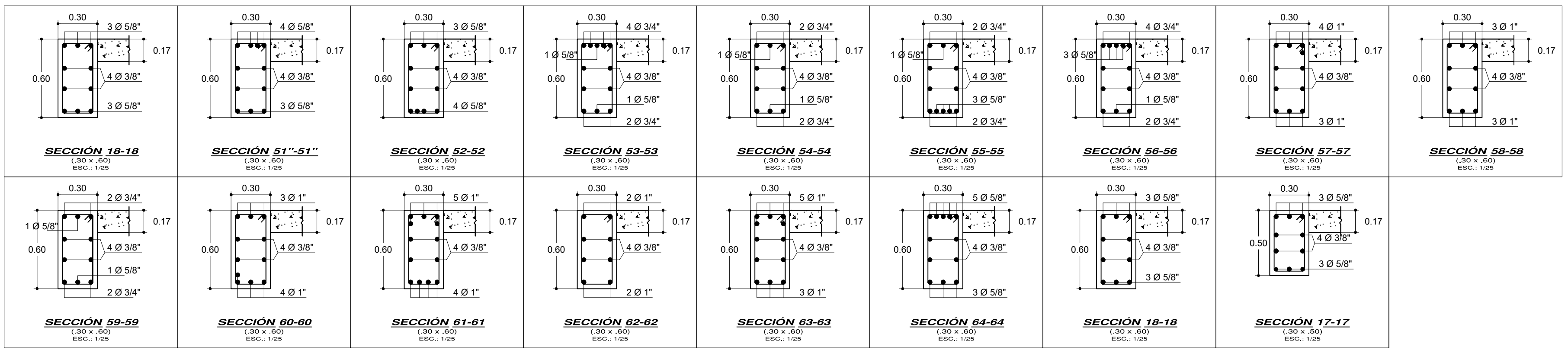
LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS

Abollar al a vertical
 El ganchos a 90° con alambre #16
 Espaciamiento igual al (l) horizontal

D = 4 db (menores a 5/8")
 D = 6 db (mayores a 3/4")

DETALLE DE ACERO EN MAS DE UNA CAPA EN VIGAS

ds
 mm. 7 o db (mayor):
 EL MAYOR
 ds = 3"6"
 rac = 4 cm
 1" (mínimo)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

Plano: Plano de Estructuras

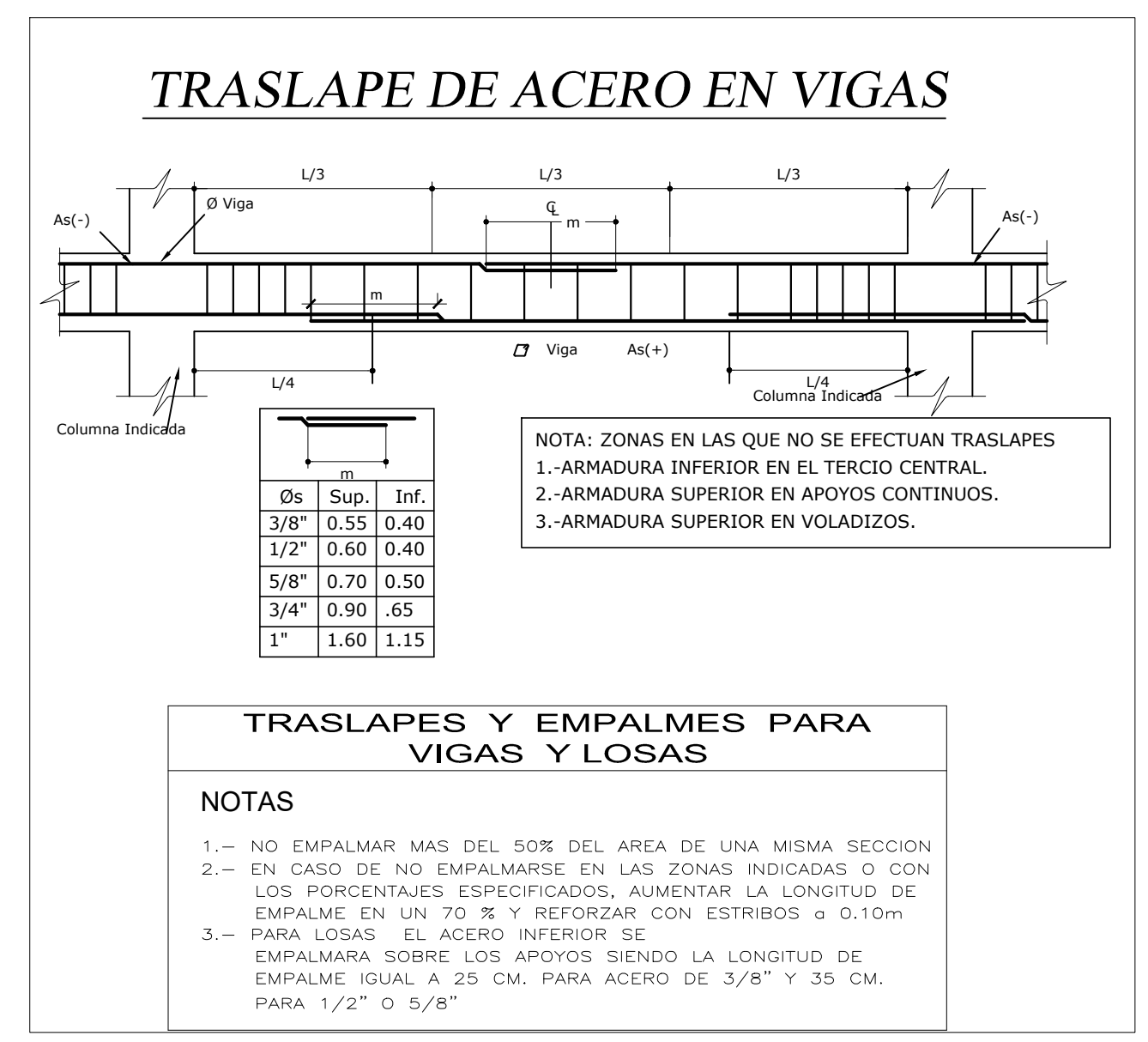
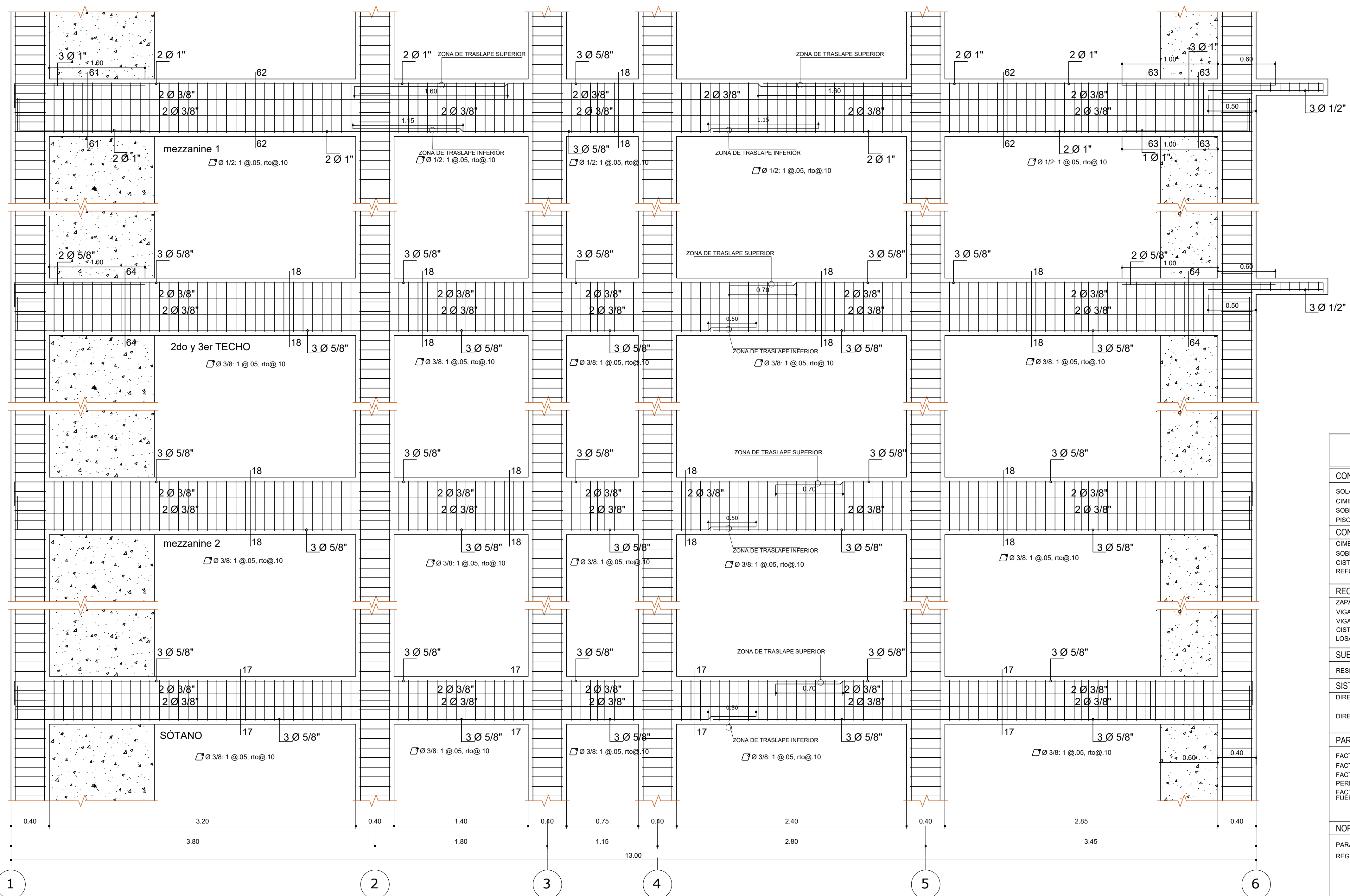
Bachiller: Denis Fustamante Huamán

Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno

Escala: Indicada

Fecha: Cajamarca, 2021

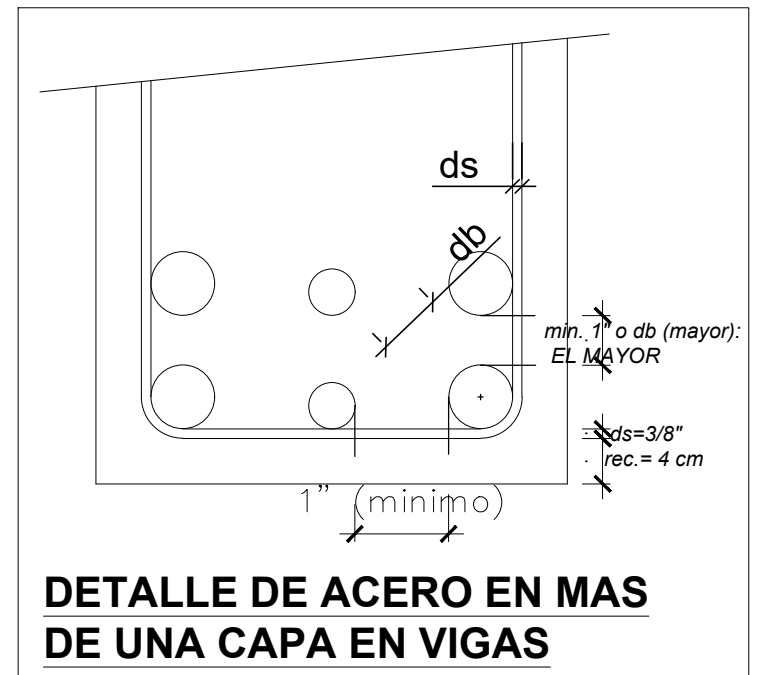
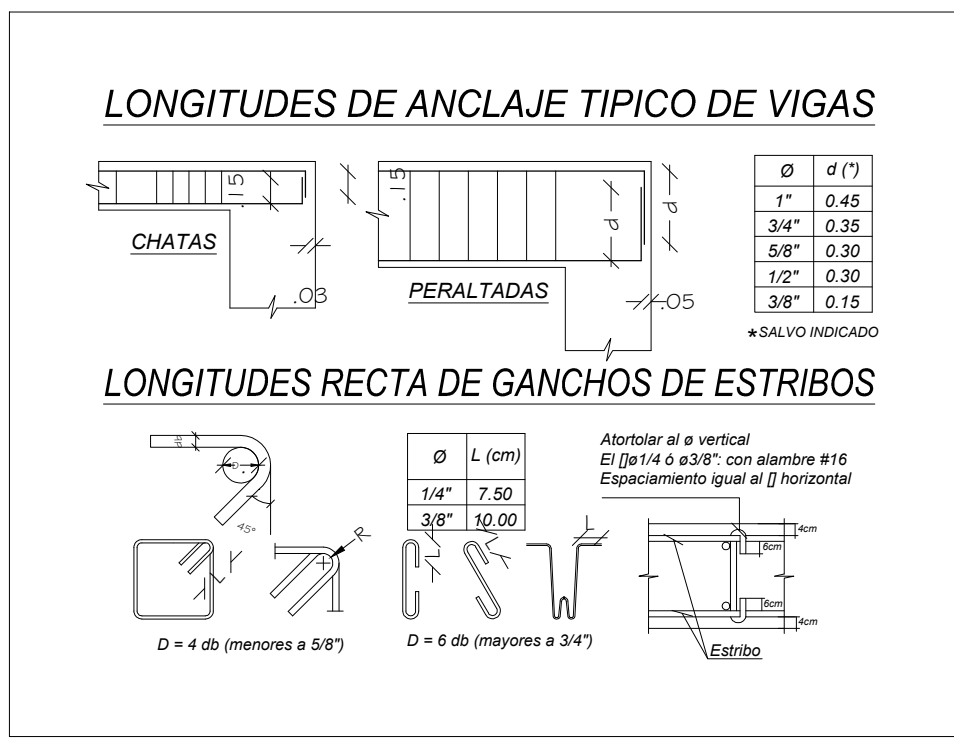
19



ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO SIMPLE		SOBRECARGA DE DISEÑO Aligerados: Indicada en los planos
SOLADOS	: C - H 1:12	
CIMENTOS CORRIDOS	: C - H 1:10 + 30% PG a 8" max.	MATERIALES - Cementación: Cemento Portland TIPO MS - Resto de la Estructura: Cemento Portland TIPO I - Agregados: El agregado grueso consistirá en grava natural o triturada. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de: a. 1" para concreto de cimentación y sobrecimentos. b. 1" para columnas, placas y vigas estructurales. El agregado fino consistirá en arena natural o manufacturada, sus partículas serán duras, compactas y resistentes. Para ambos agregados, sus partículas serán limpias, libres de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas. - Albaltería: Resistencia a la rotura por compresión de la unidad de albaltería (bloques): $f' = 130 \text{ kg/cm}^2$. Resistencia a la rotura por compresión de la panel terminada: $f' = 65 \text{ kg/cm}^2$. Esfuerzo de fluencia del refuerzo en muros: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. - Unidad de Albaltería: Ladrillo Tipo King Kong 18 Focos 9x13x24 cm. hecho en fábrica con un máximo del 30% de perforaciones. - Mortero: El mortero estará constituido por Cemento Portland y Arena Gruesa, en la proporción volumétrica 1:5 (cemento-arena) - Todos los Muros estarán confinados por Columnetas y Vigas de Anclaje. ENCOFRADOS - Remoción de Encofrados: Los plazos mínimos de remoción de los encofrados y elementos de sostén se registrarán por los siguientes tiempos: - Cimbra de vigas y columnas: 24 horas. - Losas hasta 2.50 m de luz: 7 días. - Losas de luces mayores a 2.50 m: 1 día por cada metro de exceso. - Fondo de vigas hasta 5.00 m de luz: 21 días. - Fondo de vigas mayores de 5.00 m de luz: 1 día por cada metro de exceso. - Realizar ensayos de resistencia del concreto.
SOBRECIMENTOS	: C - H 1:8 + 25% PM a 6" max.	
PISOS	: fcr=140 Kg/cm ²	
CONCRETO ARMADO		
CIMENTACION, COLUMNAS, MUROS	: fcr=210 Kg/cm ²	
SOBRECIMENTOS	: fcr=175 Kg/cm ²	
CISTERNA, ESCALERA, LOSAS	: fcr=210 Kg/cm ²	
REFUERZO	: fy=4200 Kg/cm ²	
RECUBRIMIENTOS		
ZAPATAS	: 7.5 cm.	
VIGAS DE CIMENTACION	: 5 cm.	
VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS	: 4 cm.	
CISTERNA	: 2.5 cm.	
LOSAS	: 2.5 cm.	
SUELO		
RESISTENCIA ADMISIBLE	: 0.86 Kg/cm ²	
SISTEMA ESTRUCTURAL		
DIRECCION X-X	: SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES Deriva (Dh) <= 0.007	
DIRECCION Y-Y	: SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES Deriva (Dh) <= 0.007	
PARAMETROS SISMICOS		
FACTOR DE ZONA	: 0.25g	
FACTOR DE USO	: 1.0	
FACTOR DE SUELO	: 1.4	
PERIODO DEL SUELO	: $T_p = 1.0 s$ $T_L = 1.6 s$	
FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA BASICO	: X-X - R = 6.0 Y-Y - R = 6.0	
	: X-X - R = R _o * I _p = 3.375 Y-Y - R = R _o * I _p = 3.375	
	la : 0.75 : Irregularidad por rigidez - PISO BLANDO	
	lp : 0.75 : Irregularidad por torsión	
NORMAS DE DISEÑO		
PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN:		
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318-14		
NTE E.020 - CARGAS		
NTE E.030 - 2016 - DISEÑO SISMORESISTENTE		
NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES		
NTE E.090 - CONCRETO ARMADO		

PORT - A
(Esc: 1/25)

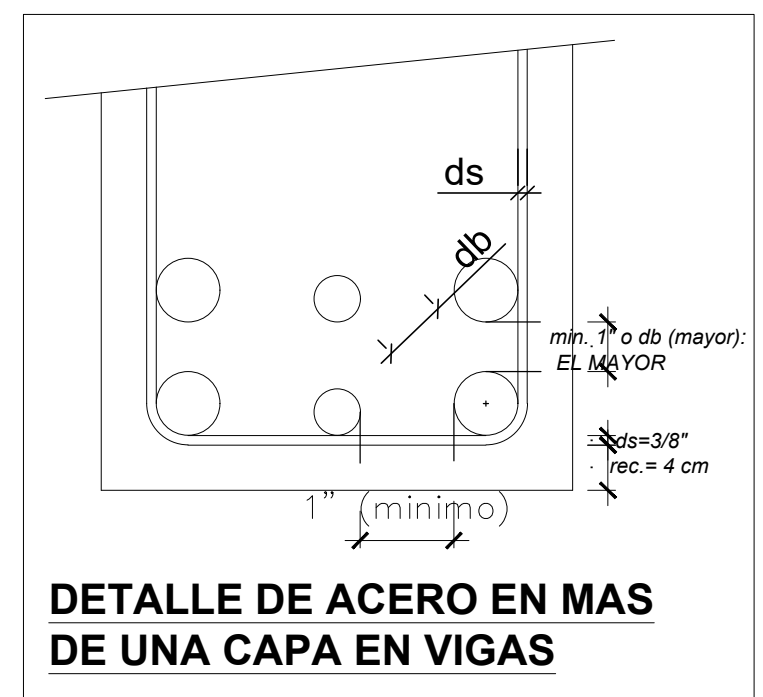
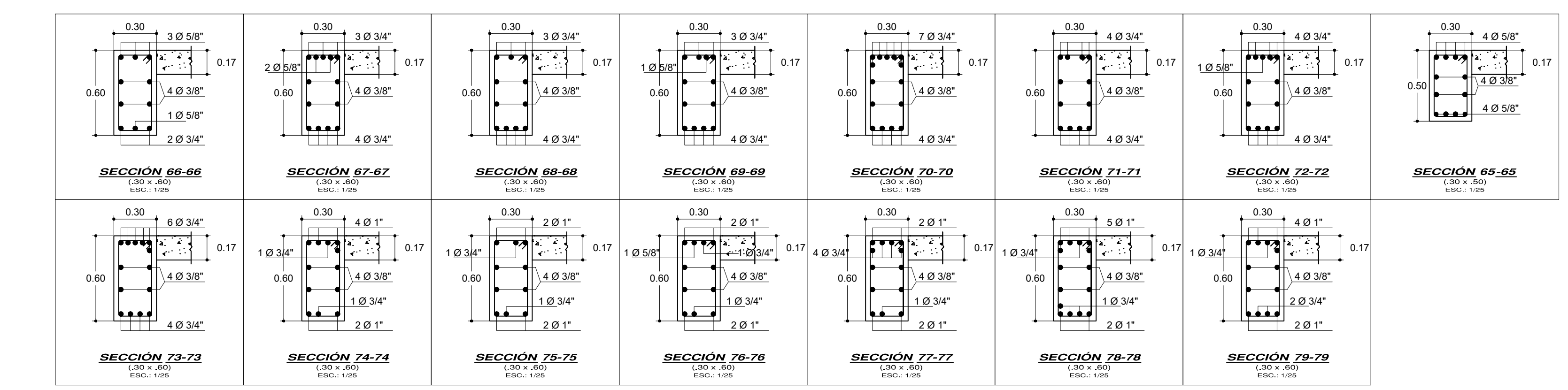
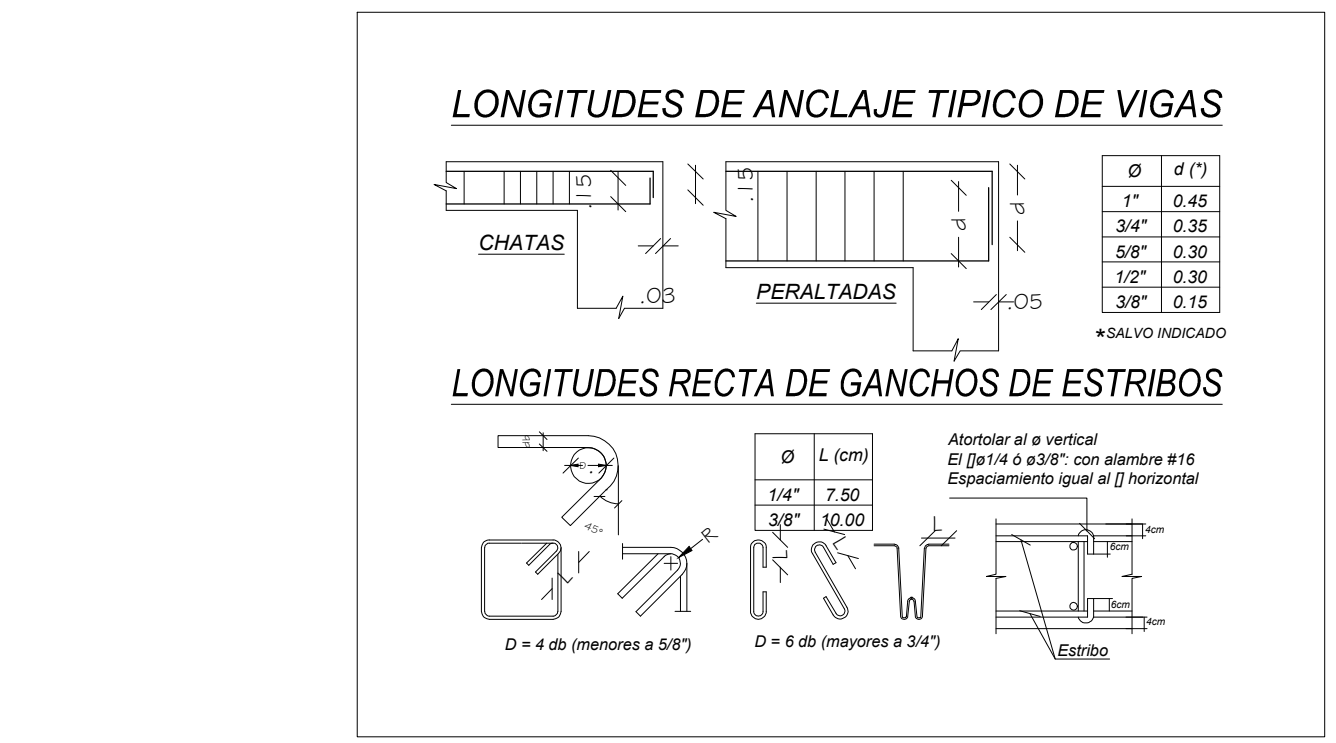
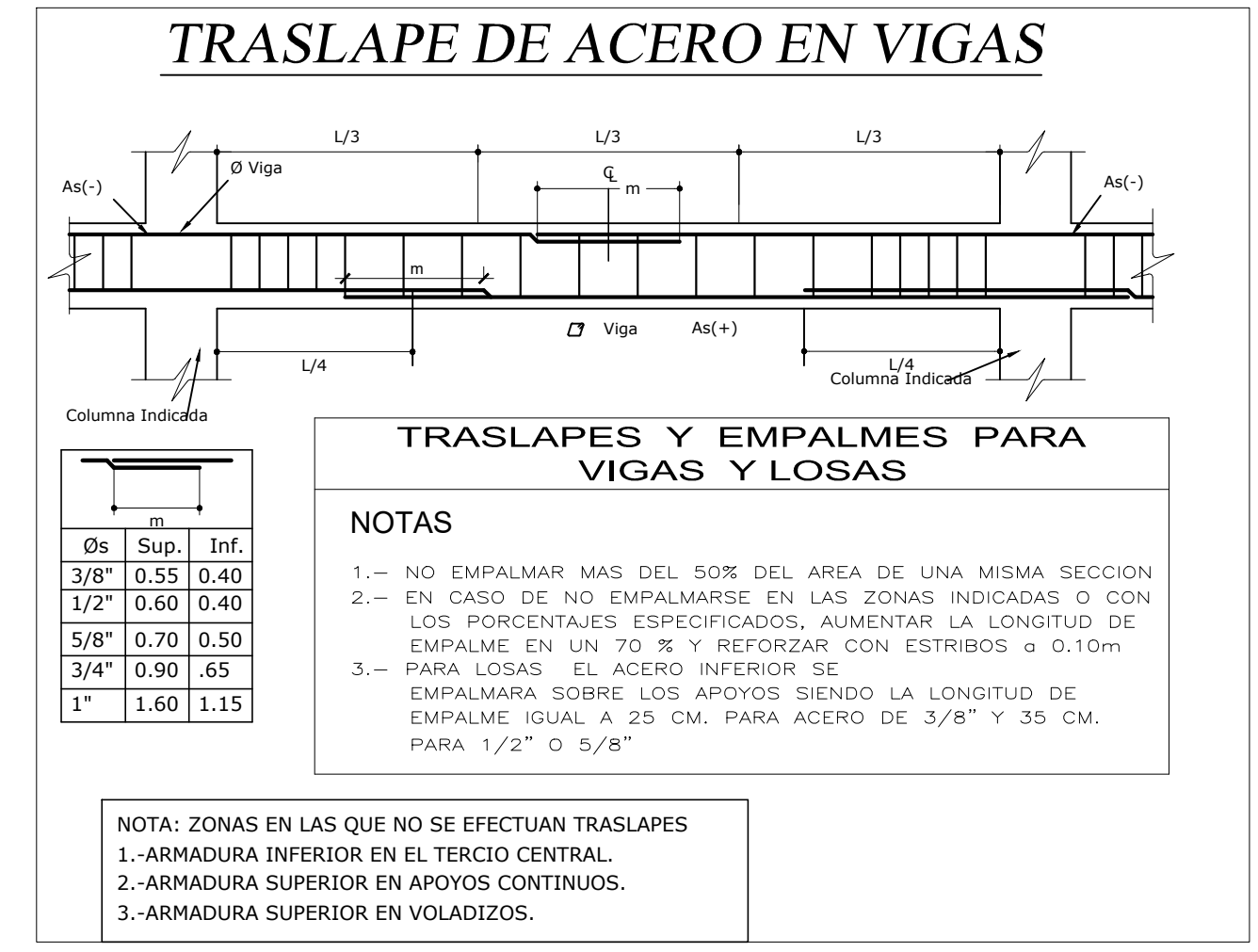
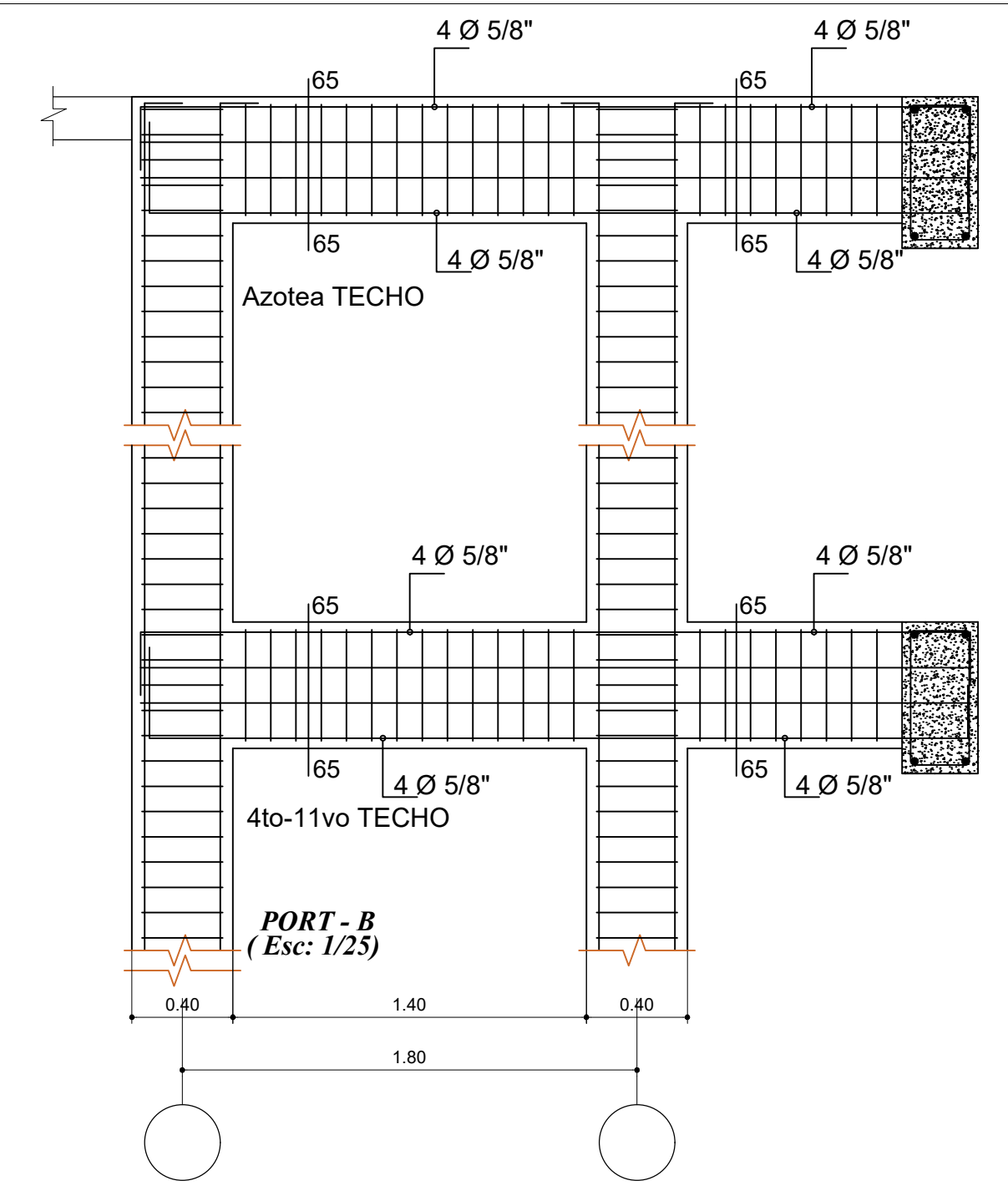
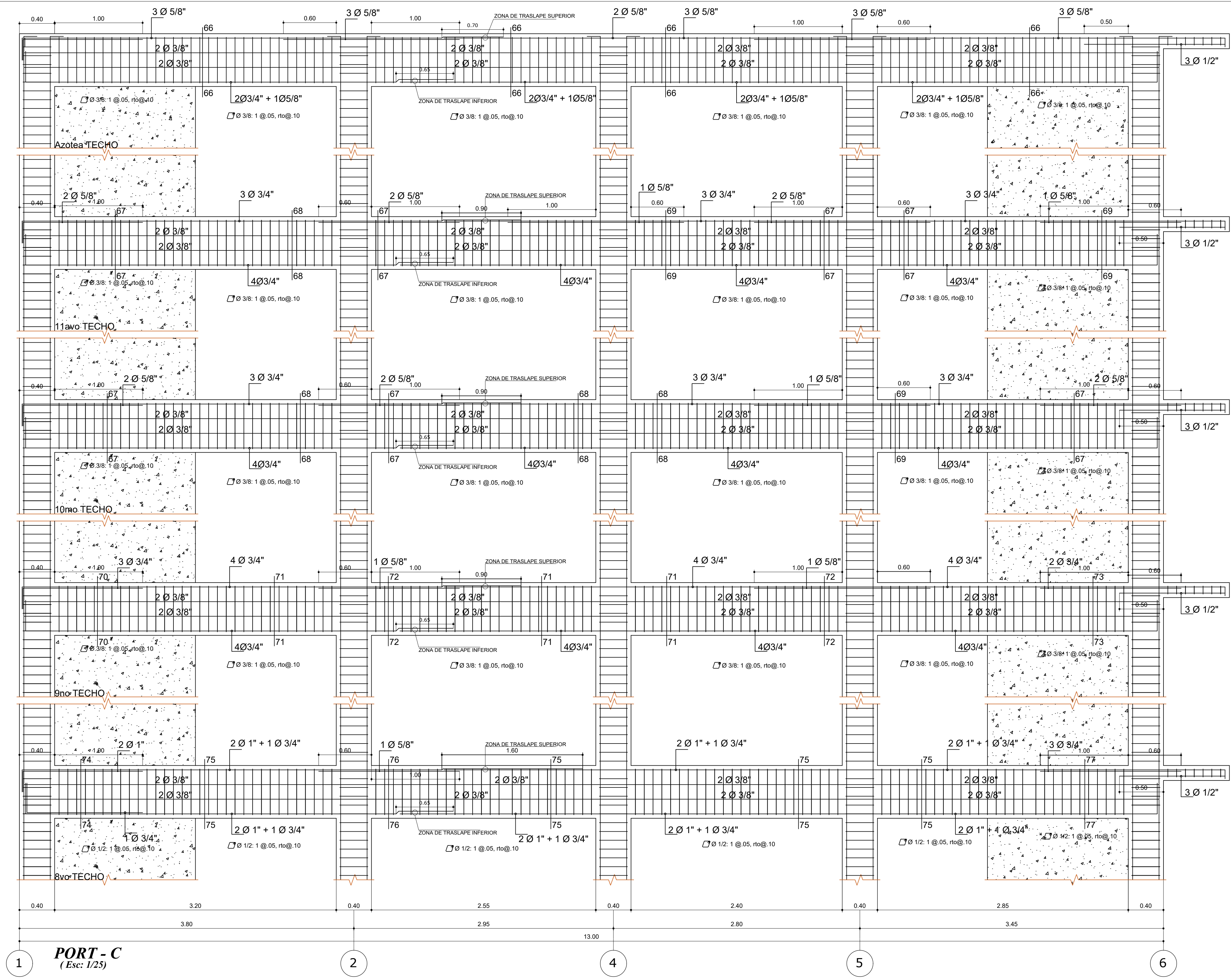


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda		20
Plano: Plano de Estructuras	PLANO N°	
Bachiller: Denis Fustamante Huamán	Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Moqueira Moreno	
Escuela: Indicada	Fecha: Cajamarca, 2021	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA
 ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

Plano: Plano de Estructuras

Bachiller: Denis Fustamante Huamán

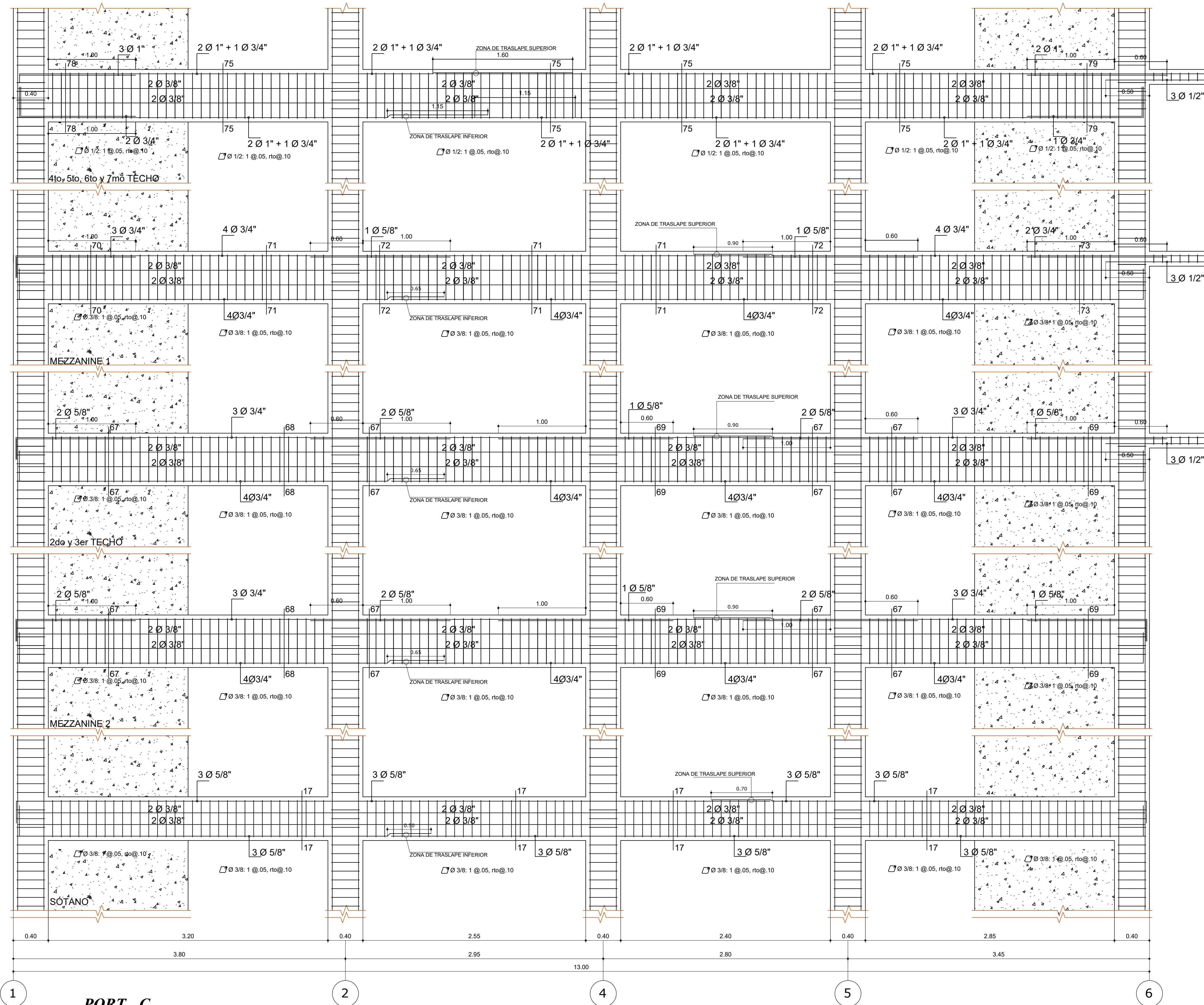
Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Moqueira Moreno

Escuela: Indizada

PLANO N°

21

Fecha: Cajamarca, 2021



PORT - C
(Esc: 1/25)

TRASLAPES DE ACERO EN VIGAS

NOTA: ZONAS EN LAS QUE NO SE EFECTUAN TRASLAPES
 1.- ARMADURA INFERIOR EN EL TERCIO CENTRAL.
 2.- ARMADURA SUPERIOR EN APOYOS CONTINUOS.
 3.- ARMADURA SUPERIOR EN VOLADIZOS.

Øs	Sup.	Inf.
3/8"	0.55	0.40
1/2"	0.60	0.40
5/8"	0.70	0.50
3/4"	0.90	.65
1"	1.60	1.15

TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y LOSAS

NOTAS

- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 % Y REFORZAR CON ESTRIBOS a 0.10m
- PARA LOSAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA ACERO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" O 5/8"

LONGITUDES DE ANCLAJE TIPICO DE VIGAS

Ø	Ø (7)
1"	0.45
3/4"	0.35
5/8"	0.30
1/2"	0.30
3/8"	0.15

*SALVO INDICADO

LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS

Ø	L (cm)
1/4"	7.50
3/8"	10.00

Abolir al o vertical E1 (Ø14 o Ø18" con alambre #16) Espaciamiento igual al Ø horizontal

D = 4 db (menores a 5Ø) D = 6 db (mayores a 3Ø)

DETALLE DE ACERO EN MAS DE UNA CAPA EN VIGAS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

Plano: Plano de Estructuras PLANO N°

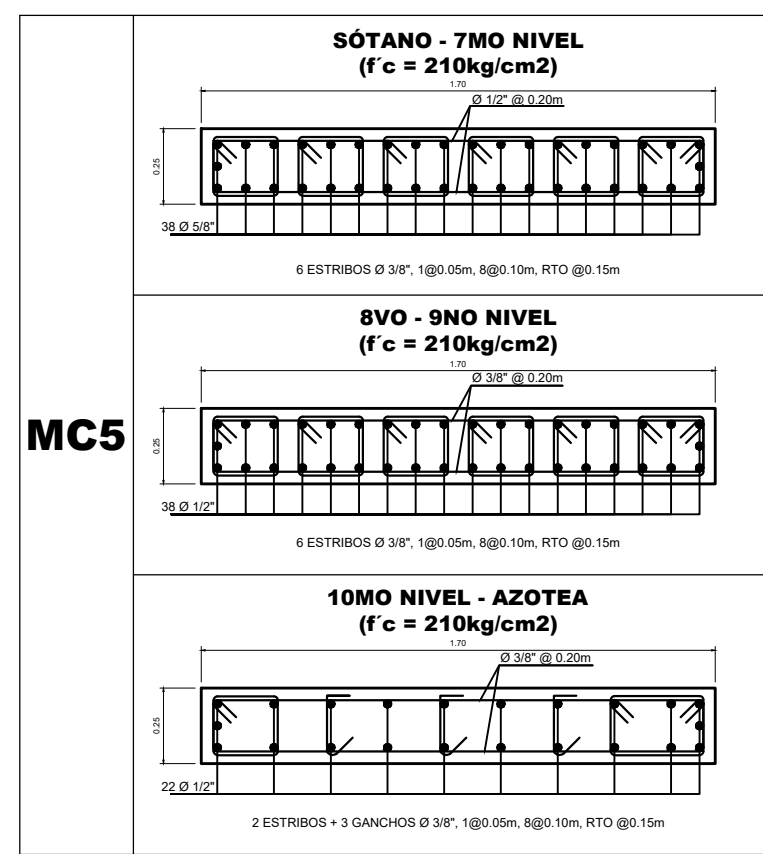
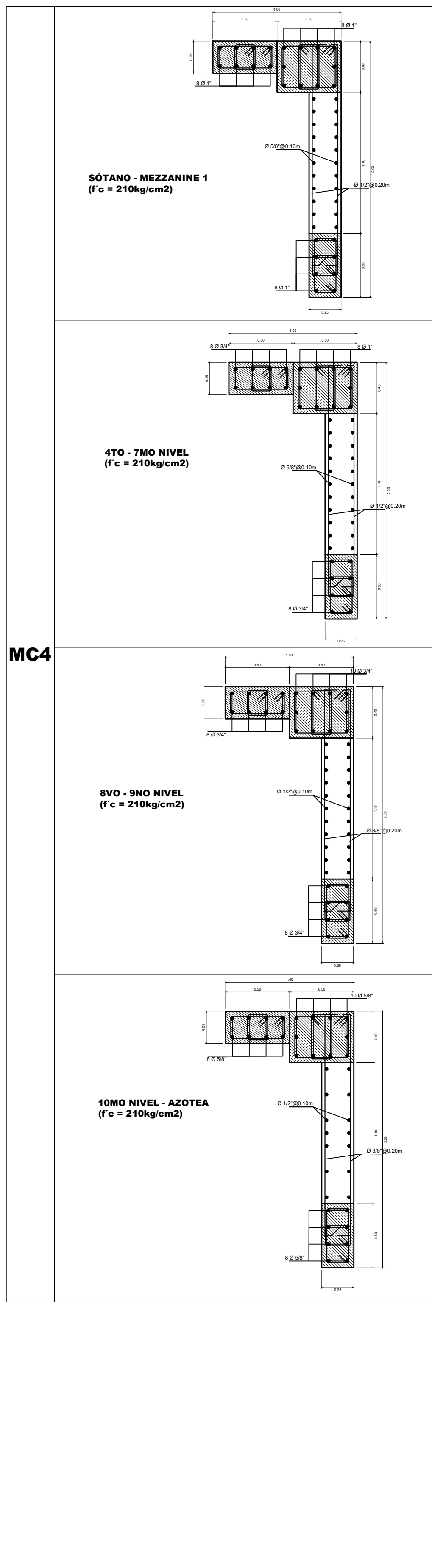
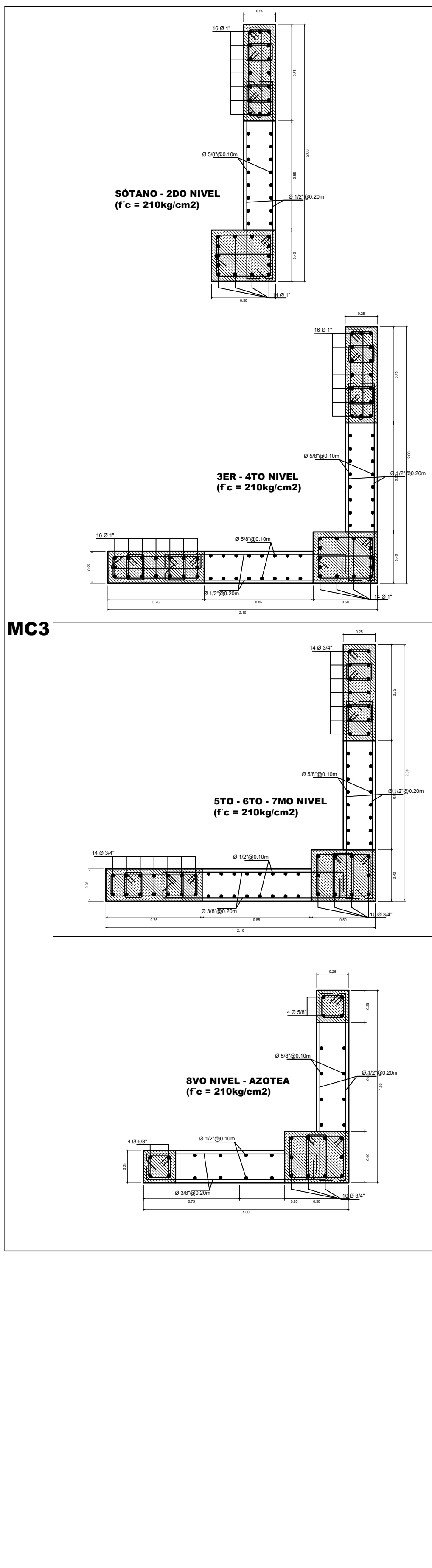
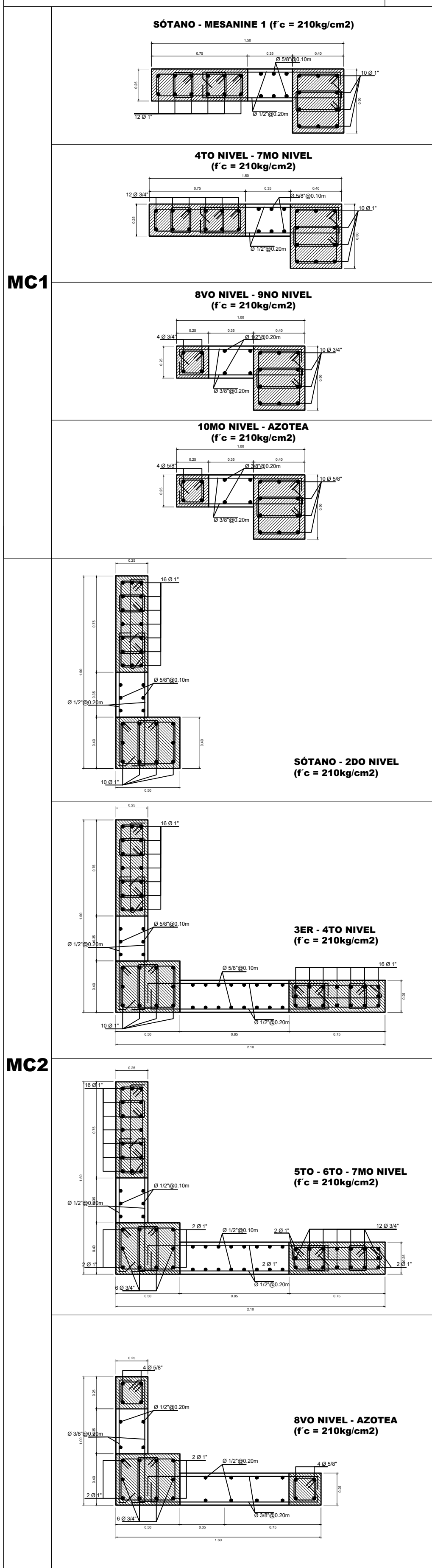
Bachiller: Denis Fustamante Huamán **22**

Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno

Escala: Indicada Fecha: Cajamarca, 2021

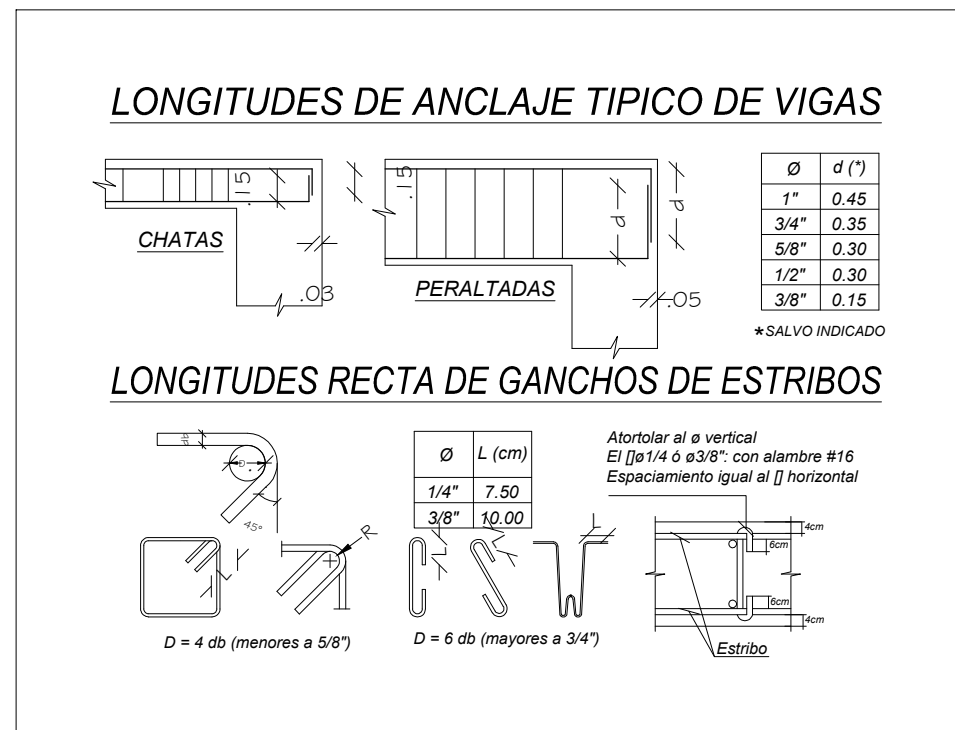
CUADRO DE MUROS DE CORTE

Esc.: 1/25



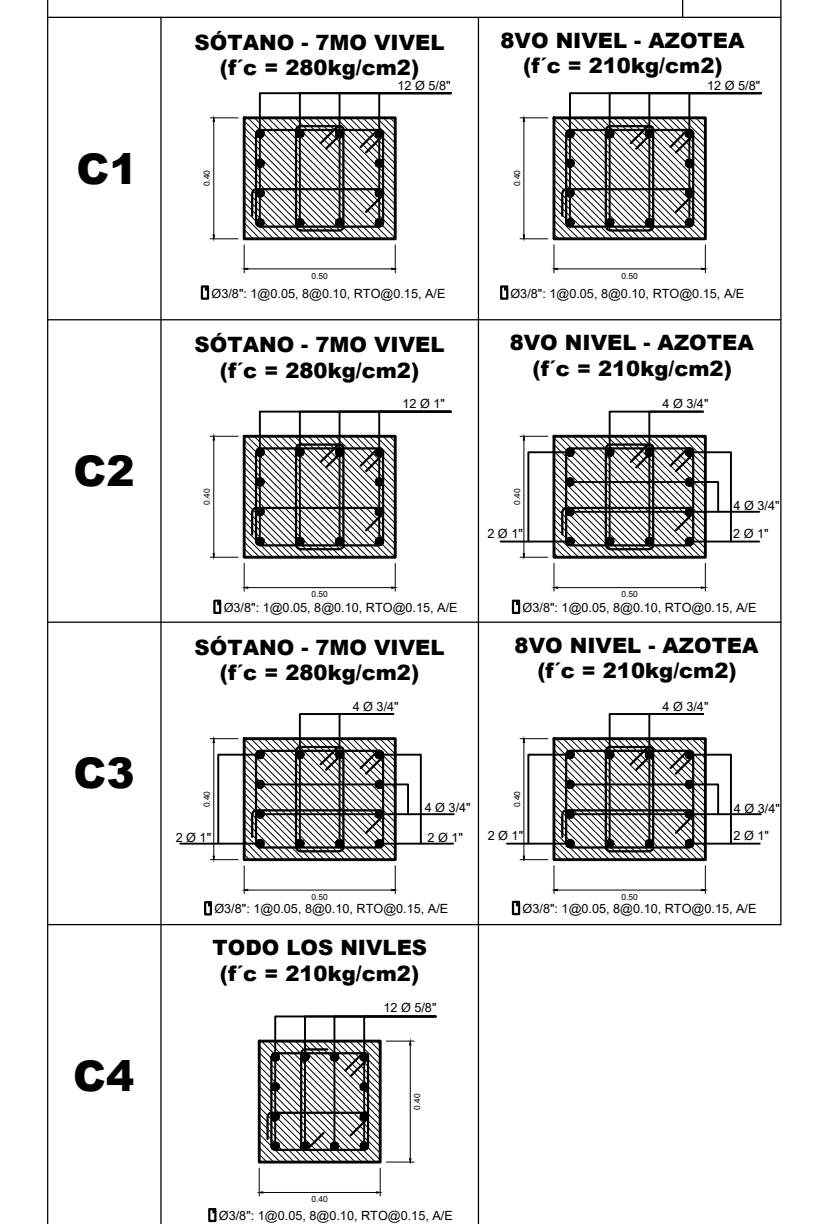
ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO SIMPLE		SOBRECARGA DE DISEÑO	
SOLIDADOS	: C - H 1:12	Aligerados: Indicado en los planos	
CIMENTOS CORRIDOS	: C - H 1:10 + 30% PG ø 8" max.	MATERIALES	
SOBRECIMENTOS	: C - H 1:8 + 25% PM ø 6" max.	- Cementación: Cemento Portland TIPO HS	
PISOS	: f'c=140 Kg/cm ²	- Resto de la Estructura: Cemento Portland TIPO I	
CONCRETO ARMADO		- Agregados:	
CIMENTACION, COLUMNAS, MUROS	: f'c=210 Kg/cm ²	El agregado grueso consistirá en grava natural o triturada. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de: a) 3 para concreto de cimentación y sobrecimientos, b) 2" para columnas, placas y vigas estructurales, c) 1" para el resto de los elementos.	
SOBRECIMENTOS	: f'c=175 Kg/cm ²	El agregado fino consistirá en arena natural o manufacturada, sus partículas serán duras, compactas y resistentes.	
CISTERNA, ESCALERA, LOSAS	: f'c=210 Kg/cm ²	Para ambos agregados, sus partículas serán limpias, libres de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas.	
REFUERZO	: fy=4200 Kg/cm ²	- Alabalería:	
RECURBIMIENTOS		Resistencia a la rotura por compresión de la unidad de alabalería (bloques): f' b= 130 kg/cm ² .	
ZAPATAS	: 7.5 cm.	Resistencia a la rotura por compresión de la pared terminada: f' m= 65 kg/cm ² .	
VIGAS DE CIMENTACION	: 5 cm.	Esfuerzo de fluencia del refuerzo en muros: fy= 4200 kg/cm ² .	
VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS	: 4 cm.	- Unidad de Alabalería: Ladrillo Tipo King Kong 18 Huecos 9x13x24 cm. Hecho en fábrica con un máximo del 50% de perforaciones.	
CISTERNA	: 2.5 cm.	- Mortero: El mortero estará constituido por Cemento Portland y Arena Gruesa, en la proporción volumétrica 1:3 (cemento-arena).	
LOSAS	: 2.5 cm.	- Todos los Muros estarán confinados por Columnetas y Vigas de Amarre.	
SUELO		ENCOFRADOS	
RESISTENCIA ADMISIBLE	: 0.86 Kg/cm ² .	- Remoción de Encofrados:	
DIRECCION X-X	: SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES	Los plazos mínimos de remoción de los encofrados y elementos de sostén se regirán por los siguientes tiempos:	
DIRECCION Y-Y	Deriva (Dh)k=0.007	- Cadenas de vigas y columnas: 24 horas.	
PARAMETROS SISMICOS		- Losas hasta 2.50 m de luz: 7 días.	
FACTOR DE ZONA	: 0.25g	- Vigas de luces mayores a 2.50 m: 1 día por cada metro de exceso.	
FACTOR DE USO	: 1.0	- Fondo de vigas hasta 5.00 m de luz: 21 días.	
FACTOR DE SUELO	: 1.4	- Fondo de vigas mayores de 5.00 m de luz: 1 día por cada metro de exceso.	
PERIODO DEL SUELO	: Tp = 1.0 s TL = 1.6 s	- Realizar ensayos de resistencia del concreto.	
FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA BASICO	: X-X - Ro = 6.0 Y-Y - Ro = 6.0	ENCOFRADOS	
	la : 0.75 : Irregularidad por rigidez - PISO BLANDO lp : 0.75 : Irregularidad por torsión	- Remoción de Encofrados:	
		Los plazos mínimos de remoción de los encofrados y elementos de sostén se regirán por los siguientes tiempos:	
NORMAS DE DISEÑO		- Cadenas de vigas y columnas: 24 horas.	
PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN:		- Losas hasta 2.50 m de luz: 7 días.	
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318-14		- Vigas de luces mayores a 2.50 m: 1 día por cada metro de exceso.	
NTE E.020 - CARGAS		- Fondo de vigas hasta 5.00 m de luz: 21 días.	
NTE E.030 - 2016 - DISEÑO SIMSORESISTENTE		- Fondo de vigas mayores de 5.00 m de luz: 1 día por cada metro de exceso.	
NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES		- Realizar ensayos de resistencia del concreto.	
NTE E.060 - CONCRETO ARMADO			



CUADRO DE COLUMNAS

Esc.: 1/25



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

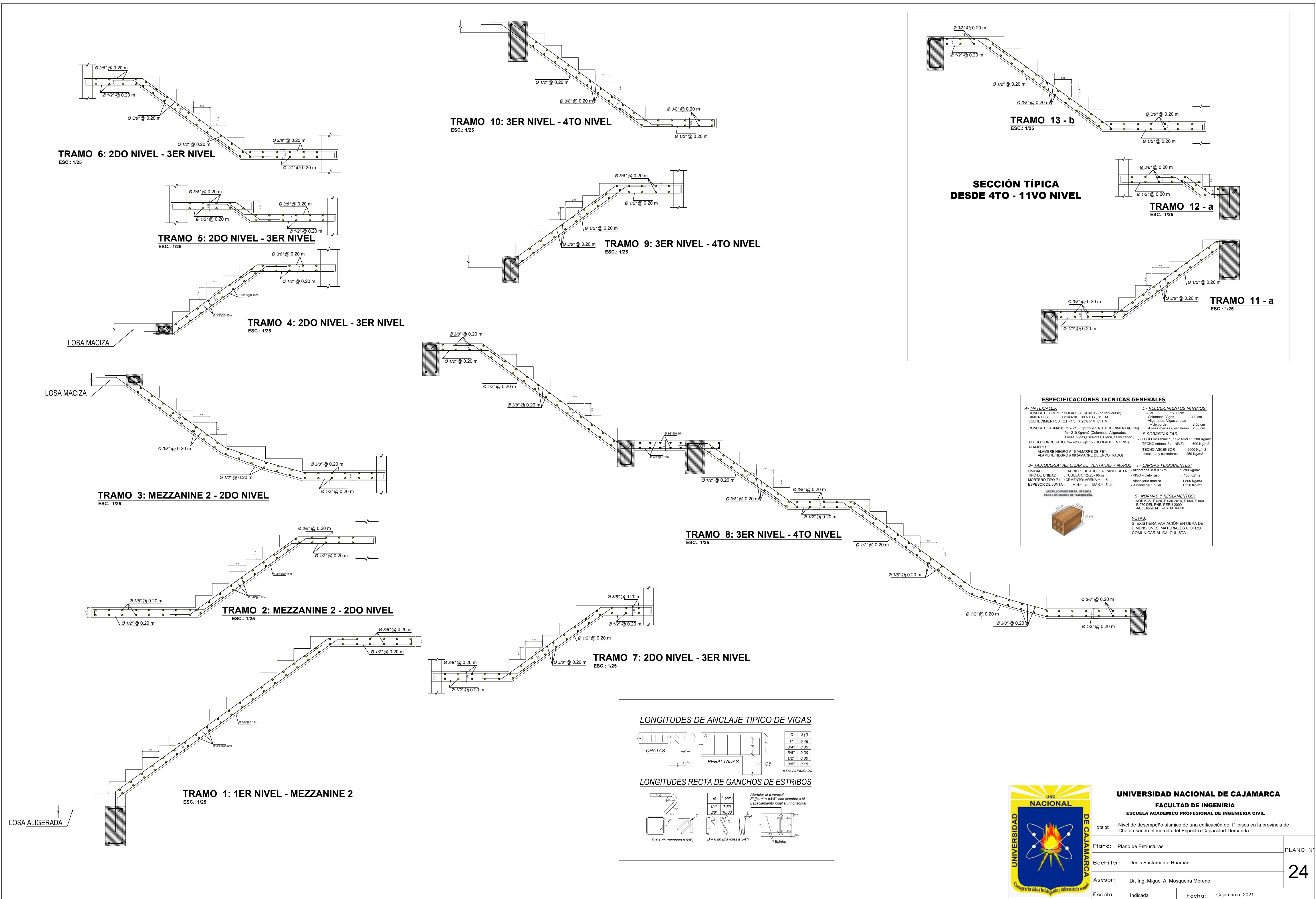
Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

Plano: Plano de Estructuras

Bachiller: Denis Fustamante Huamán

Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno

Escala: Indicada Fecha: Cajamarca, 2021



TRAMO 6: 2DO NIVEL - 3ER NIVEL
ESC.: 1/25

TRAMO 5: 2DO NIVEL - 3ER NIVEL
ESC.: 1/25

TRAMO 4: 2DO NIVEL - 3ER NIVEL
ESC.: 1/25

TRAMO 3: MEZZANINE 2 - 2DO NIVEL
ESC.: 1/25

TRAMO 2: MEZZANINE 2 - 2DO NIVEL
ESC.: 1/25

TRAMO 1: 1ER NIVEL - MEZZANINE 2
ESC.: 1/25

TRAMO 10: 3ER NIVEL - 4TO NIVEL
ESC.: 1/25

TRAMO 9: 3ER NIVEL - 4TO NIVEL
ESC.: 1/25

TRAMO 8: 3ER NIVEL - 4TO NIVEL
ESC.: 1/25

TRAMO 7: 2DO NIVEL - 3ER NIVEL
ESC.: 1/25

TRAMO 13 - b
ESC.: 1/25

TRAMO 12 - a
ESC.: 1/25

TRAMO 11 - a
ESC.: 1/25

SECCIÓN TÍPICA DESDE 4TO - 11VO NIVEL

ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

A- MATERIALES:
 CONCRETO SIMPLE: SOLADOS: C18-112 (de requerirse)
 CEMENTOS: C18-112 + 30% P.C., 8" T.M.
 SOBRECIMENTOS: C18-112 + 25% P.C. + 1 T.M.
 CONCRETO ARMADO: Fc= 210 Kg/cm² (PLATEA DE CIMENTACION)
 Fc= 210 Kg/cm² (Columnas, Aligerados, Losas, Vigas, Escaleras, Placa, salvo especificar)
 ACERO CORRUGADO: fy= 4200 Kg/cm² (DOBLADO EN FRIO)
 ALAMBRES: ALAMBRE NEGRO # 16 (AMARRE DE FE)
 ALAMBRE NEGRO # 08 (AMARRE DE ENCOFRADO)

B- TABIQUERIA: ALFEIZAR DE VENTANAS Y MUROS
 UNIDAD: LADRILLO DE ARCILLA PANDERETA
 TIPO DE UNIDAD: TUBULAR 12x20x10cm
 MORTERO TIPO P1: CEMENTO: ARENA = 1: 5
 ESPESOR DE JUNTA: MN= 1 cm; MAX= 1.5 cm

C- RECURRIMIENTOS MINIMOS:
 VIGAS: 1.50 cm
 Columnas, Vigas: 4.0 cm
 Aligerados, Vigas chatas y de borde: 2.50 cm
 Losas macizas, escaleras: 2.50 cm

D- SOBRECARGAS:
 TECHO mezzanine 1, Tivo NIVEL: 200 Kg/m²
 TECHO ascenso, 3er NIVEL: 500 Kg/m²
 TECHO ASCENSOR: 2000 Kg/m²
 -escaleras y corredores: 250 Kg/m²

E- CARGAS PERMANENTES:
 Aligerados e = 0.17m: 280 Kg/m²
 PISO y cielo raso: 150 Kg/m²
 Abatibierta maciza: 1.800 Kg/m³
 Abatibierta tubular: 1.350 Kg/m³

F- NORMAS Y REGLAMENTOS:
 -NORMAS E.020, E.030-2016, E.050, E.060
 E.070 DEL R.N.E. PERU-2009
 JCI 318-2014 -ASTM A-650

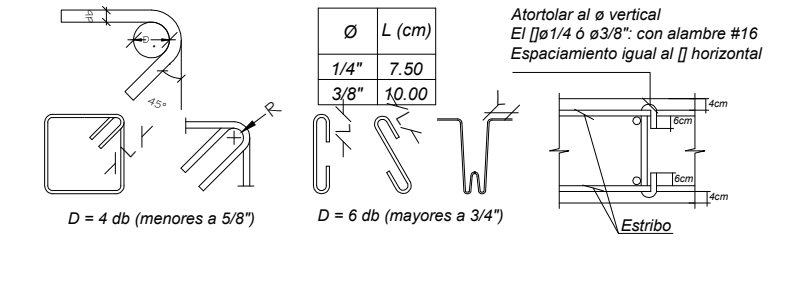
NOTAS:
 SI EXISTIERA VARIACION EN OBRA DE DIMENSIONES, MATERIALES U OTRO COMUNICAR AL CALCULISTA.

LONGITUDES DE ANCLAJE TIPICO DE VIGAS

CHATAS	PERALTADAS	Ø d (")
1"	0.45	
3/4"	0.35	
5/8"	0.30	
1/2"	0.30	
3/8"	0.15	

*SALVO INDICADO

LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis: Nivel de desempeño sísmico de una edificación de 11 pisos en la provincia de Chota usando el método del Espectro Capacidad-Demanda

Plano: Plano de Estructuras PLANO N°

Bachiller: Denis Fustamante Huamán **24**

Asesor: Dr. Ing. Miguel A. Mosqueira Moreno

Escala: Indicada Fecha: Cajamarca, 2021

ANEXO 03
ENSAYO NO DESTRUCTIVO EN CONCRETO
ENDURECIDO -ESCLEROMETRIA

Psj. Diego Ferre N° 295 - Barrio San Martín - Cajamarca
CORREO: guersaningenieros@gmail.com

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

TESIS:

“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA
EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE
CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO
CAPACIDAD-DEMANDA”

UBICACIÓN:

JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR
1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE
CAJAMARCA

SOLICITANTE:

BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN.

CAJAMARCA, 19 DE ABRIL DEL 2021



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 01			
ESTRUCTURA	COLUMNA C1-SOTANO(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	34	VÁLIDO
	2	35	VÁLIDO
	3	37	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	34	VÁLIDO
	6	36	VÁLIDO
	7	34	VÁLIDO
	8	35	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	36	VÁLIDO

ENSAYO N° 02			
ESTRUCTURA	COLUMNA C2-SOTANO(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	37	VÁLIDO
	2	34	VÁLIDO
	3	35	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	36	VÁLIDO
	6	37	VÁLIDO
	7	34	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	36	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	35
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.05
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	280 Kg/cm2

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	35.2
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.23
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	282 Kg/cm2

ENSAYO N° 03			
ESTRUCTURA	COLUMNA C3-SOTANO(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	35	VÁLIDO
	2	36	VÁLIDO
	3	34	VÁLIDO
	4	35	VÁLIDO
	5	35	VÁLIDO
	6	36	VÁLIDO
	7	34	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	36	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

ENSAYO N° 04			
ESTRUCTURA	COLUMNA C4-SOTANO(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	29	VÁLIDO
	2	31	VÁLIDO
	3	29	VÁLIDO
	4	32	VÁLIDO
	5	30	VÁLIDO
	6	31	VÁLIDO
	7	31	VÁLIDO
	8	29	VÁLIDO
	9	30	VÁLIDO
	10	30	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	35
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	0.82
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	280 Kg/cm2

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.2
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.03
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212 Kg/cm2



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 05			
ESTRUCTURA	PLACA-MC1- SOTANO(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	32	VÁLIDO
	2	30	VÁLIDO
	3	29	VÁLIDO
	4	31	VÁLIDO
	5	30	VÁLIDO
	6	30	VÁLIDO
	7	28	VÁLIDO
	8	29	VÁLIDO
	9	32	VÁLIDO
	10	29	VÁLIDO

ENSAYO N° 06			
ESTRUCTURA	PLACA-MC2- SOTANO(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	31	VÁLIDO
	2	31	VÁLIDO
	3	28	VÁLIDO
	4	28	VÁLIDO
	5	33	VÁLIDO
	6	29	VÁLIDO
	7	30	VÁLIDO
	8	28	VÁLIDO
	9	29	VÁLIDO
	10	33	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.33
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.94
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210 Kg/cm ²

ENSAYO N° 07			
ESTRUCTURA	PLACA-MC3- SOTANO(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	31	VÁLIDO
	2	31	VÁLIDO
	3	27	VÁLIDO
	4	29	VÁLIDO
	5	28	VÁLIDO
	6	32	VÁLIDO
	7	32	VÁLIDO
	8	31	VÁLIDO
	9	29	VÁLIDO
	10	30	VÁLIDO

ENSAYO N° 08			
ESTRUCTURA	PLACA-MC4- SOTANO(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	30	VÁLIDO
	2	28	VÁLIDO
	3	31	VÁLIDO
	4	32	VÁLIDO
	5	33	VÁLIDO
	6	29	VÁLIDO
	7	29	VÁLIDO
	8	30	VÁLIDO
	9	28	VÁLIDO
	10	31	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.70
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.1
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.66
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	211 Kg/cm ²



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 09			
ESTRUCTURA	PLACA-MC5- SOTANO(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	29	VÁLIDO
	2	32	VÁLIDO
	3	28	VÁLIDO
	4	32	VÁLIDO
	5	30	VÁLIDO
	6	33	VÁLIDO
	7	28	VÁLIDO
	8	31	VÁLIDO
	9	27	VÁLIDO
	10	31	VÁLIDO

ENSAYO N° 10			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 1: V-30X50CM(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	33	VÁLIDO
	2	38	VÁLIDO
	3	37	VÁLIDO
	4	35	VÁLIDO
	5	32	VÁLIDO
	6	34	VÁLIDO
	7	36	VÁLIDO
	8	35	VÁLIDO
	9	33	VÁLIDO
	10	34	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.1
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	2.02
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	211 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.7
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.88
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212.6 Kg/cm ²

ENSAYO N° 11			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 2: V-30X60CM(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	33	VÁLIDO
	2	36	VÁLIDO
	3	37	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	34	VÁLIDO
	6	33	VÁLIDO
	7	35	VÁLIDO
	8	35	VÁLIDO
	9	36	VÁLIDO
	10	33	VÁLIDO

ENSAYO N° 12			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 3: V-30X50CM(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	35	VÁLIDO
	2	36	VÁLIDO
	3	35	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	33	VÁLIDO
	6	36	VÁLIDO
	7	34	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	34	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.6
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.43
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210.8 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.6
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	0.96
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210.8 Kg/cm ²

GUERSAN INGENIEROS S.R.L.
Davis Frank Velásquez Hilario
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 195303



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 13			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 4: V-30X60CM(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	35	VÁLIDO
	2	33	VÁLIDO
	3	32	VÁLIDO
	4	35	VÁLIDO
	5	36	VÁLIDO
	6	36	VÁLIDO
	7	35	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	36	VÁLIDO

ENSAYO N° 14			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 5: V-30X50CM(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	36	VÁLIDO
	2	32	VÁLIDO
	3	37	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	38	VÁLIDO
	6	35	VÁLIDO
	7	32	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	31	VÁLIDO
	10	38	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.7
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.34
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212.6 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.6
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	2.01
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210.8 Kg/cm ²

ENSAYO N° 15			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 6: V-30X60CM(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	33	VÁLIDO
	2	35	VÁLIDO
	3	34	VÁLIDO
	4	36	VÁLIDO
	5	36	VÁLIDO
	6	34	VÁLIDO
	7	34	VÁLIDO
	8	37	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	34	VÁLIDO

ENSAYO N° 16			
ESTRUCTURA	PÓRTICO A: V-30X50CM(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	29	VÁLIDO
	2	29	VÁLIDO
	3	30	VÁLIDO
	4	29	VÁLIDO
	5	31	VÁLIDO
	6	30	VÁLIDO
	7	29	VÁLIDO
	8	31	VÁLIDO
	9	32	VÁLIDO
	10	32	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.8
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.23
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	214.4 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.2
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.23
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212 Kg/cm ²

GUERSAN INGENIEROS S.R.L.

Davis Frank Velásquez Hilario
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 195303



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 17			
ESTRUCTURA	PÓRTICO B: V-25X40CM(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	34	VÁLIDO
	2	33	VÁLIDO
	3	35	VÁLIDO
	4	36	VÁLIDO
	5	34	VÁLIDO
	6	33	VÁLIDO
	7	35	VÁLIDO
	8	36	VÁLIDO
	9	34	VÁLIDO
	10	36	VÁLIDO

ENSAYO N° 18			
ESTRUCTURA	PÓRTICO C: V-30X50CM(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	29	VÁLIDO
	2	29	VÁLIDO
	3	30	VÁLIDO
	4	28	VÁLIDO
	5	31	VÁLIDO
	6	30	VÁLIDO
	7	28	VÁLIDO
	8	31	VÁLIDO
	9	32	VÁLIDO
	10	33	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.6
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.17
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210.8 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.1
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.66
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	211 Kg/cm ²

ENSAYO N° 19			
ESTRUCTURA	LOSA ALIGERADA e=20CM(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	34	VÁLIDO
	2	36	VÁLIDO
	3	35	VÁLIDO
	4	35	VÁLIDO
	5	36	VÁLIDO
	6	34	VÁLIDO
	7	33	VÁLIDO
	8	35	VÁLIDO
	9	36	VÁLIDO
	10	33	VÁLIDO

ENSAYO N° 20			
ESTRUCTURA	ESCALERA t=15CM(NIVEL 1)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	32	VÁLIDO
	2	36	VÁLIDO
	3	35	VÁLIDO
	4	35	VÁLIDO
	5	36	VÁLIDO
	6	33	VÁLIDO
	7	36	VÁLIDO
	8	35	VÁLIDO
	9	33	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.7
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.16
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212.6 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.6
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.07
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210.8 Kg/cm ²



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 21			
ESTRUCTURA	COLUMNA C1-(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	36	VÁLIDO
	2	35	VÁLIDO
	3	35	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	34	VÁLIDO
	6	36	VÁLIDO
	7	34	VÁLIDO
	8	35	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	36	VÁLIDO

ENSAYO N° 22			
ESTRUCTURA	COLUMNA C2-(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	38	VÁLIDO
	2	34	VÁLIDO
	3	33	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	35	VÁLIDO
	6	37	VÁLIDO
	7	36	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	36	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	35
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	0.82
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	280 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	35.2
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.55
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	282 Kg/cm ²

ENSAYO N° 23			
ESTRUCTURA	COLUMNA C3-(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	36	VÁLIDO
	2	33	VÁLIDO
	3	34	VÁLIDO
	4	35	VÁLIDO
	5	35	VÁLIDO
	6	36	VÁLIDO
	7	36	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	36	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

ENSAYO N° 24			
ESTRUCTURA	COLUMNA C4-(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	30	VÁLIDO
	2	31	VÁLIDO
	3	29	VÁLIDO
	4	32	VÁLIDO
	5	31	VÁLIDO
	6	31	VÁLIDO
	7	29	VÁLIDO
	8	30	VÁLIDO
	9	30	VÁLIDO
	10	28	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	35
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.05
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	280 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.1
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.19
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	211 Kg/cm ²



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 25			
ESTRUCTURA	PLACA-MC1-(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	30	VÁLIDO
	2	30	VÁLIDO
	3	29	VÁLIDO
	4	31	VÁLIDO
	5	32	VÁLIDO
	6	30	VÁLIDO
	7	29	VÁLIDO
	8	29	VÁLIDO
	9	32	VÁLIDO
	10	28	VÁLIDO

ENSAYO N° 26			
ESTRUCTURA	PLACA-MC2-(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	32	VÁLIDO
	2	30	VÁLIDO
	3	31	VÁLIDO
	4	32	VÁLIDO
	5	30	VÁLIDO
	6	29	VÁLIDO
	7	32	VÁLIDO
	8	28	VÁLIDO
	9	27	VÁLIDO
	10	29	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.33
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.76
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210 Kg/cm ²

ENSAYO N° 27			
ESTRUCTURA	PLACA-MC3-(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	30	VÁLIDO
	2	29	VÁLIDO
	3	31	VÁLIDO
	4	32	VÁLIDO
	5	32	VÁLIDO
	6	29	VÁLIDO
	7	28	VÁLIDO
	8	28	VÁLIDO
	9	32	VÁLIDO
	10	29	VÁLIDO

ENSAYO N° 28			
ESTRUCTURA	PLACA-MC4-(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	29	VÁLIDO
	2	30	VÁLIDO
	3	31	VÁLIDO
	4	29	VÁLIDO
	5	30	VÁLIDO
	6	29	VÁLIDO
	7	30	VÁLIDO
	8	30	VÁLIDO
	9	32	VÁLIDO
	10	31	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.63
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.1
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	0.99
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	211 Kg/cm ²



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 29			
ESTRUCTURA	PLACA-MC5-(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	29	VÁLIDO
	2	31	VÁLIDO
	3	30	VÁLIDO
	4	32	VÁLIDO
	5	30	VÁLIDO
	6	29	VÁLIDO
	7	30	VÁLIDO
	8	31	VÁLIDO
	9	29	VÁLIDO
	10	31	VÁLIDO

ENSAYO N° 30			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 1: V-30X50CM(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	34	VÁLIDO
	2	36	VÁLIDO
	3	35	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	34	VÁLIDO
	6	33	VÁLIDO
	7	35	VÁLIDO
	8	37	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	34	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.2
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.03
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.7
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.16
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212.6 Kg/cm ²

ENSAYO N° 31			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 2: V-30X60CM(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	33	VÁLIDO
	2	36	VÁLIDO
	3	35	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	34	VÁLIDO
	6	36	VÁLIDO
	7	35	VÁLIDO
	8	37	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	32	VÁLIDO

ENSAYO N° 32			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 3: V-30X50CM(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	34	VÁLIDO
	2	33	VÁLIDO
	3	35	VÁLIDO
	4	36	VÁLIDO
	5	35	VÁLIDO
	6	33	VÁLIDO
	7	35	VÁLIDO
	8	36	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	34	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.7
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.49
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212.6 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.6
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.07
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210.8 Kg/cm ²



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 33			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 4: V-30X60CM(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	34	VÁLIDO
	2	33	VÁLIDO
	3	35	VÁLIDO
	4	36	VÁLIDO
	5	35	VÁLIDO
	6	35	VÁLIDO
	7	34	VÁLIDO
	8	36	VÁLIDO
	9	34	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

ENSAYO N° 34			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 5: V-30X50CM(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	34	VÁLIDO
	2	35	VÁLIDO
	3	34	VÁLIDO
	4	37	VÁLIDO
	5	35	VÁLIDO
	6	33	VÁLIDO
	7	36	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	34	VÁLIDO
	10	34	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.7
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	0.95
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212.6 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.6
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.17
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210.8 Kg/cm ²

ENSAYO N° 35			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 6: V-30X60CM(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	35	VÁLIDO
	2	33	VÁLIDO
	3	36	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	34	VÁLIDO
	6	36	VÁLIDO
	7	34	VÁLIDO
	8	35	VÁLIDO
	9	34	VÁLIDO
	10	37	VÁLIDO

ENSAYO N° 36			
ESTRUCTURA	PÓRTICO A: V-30X50CM(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	30	VÁLIDO
	2	30	VÁLIDO
	3	29	VÁLIDO
	4	30	VÁLIDO
	5	30	VÁLIDO
	6	29	VÁLIDO
	7	31	VÁLIDO
	8	32	VÁLIDO
	9	31	VÁLIDO
	10	30	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.8
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.23
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	214.4 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.2
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	0.92
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212 Kg/cm ²



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 37			
ESTRUCTURA	PÓRTICO B: V-25X40CM(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	36	VÁLIDO
	2	34	VÁLIDO
	3	35	VÁLIDO
	4	35	VÁLIDO
	5	34	VÁLIDO
	6	34	VÁLIDO
	7	35	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	34	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

ENSAYO N° 38			
ESTRUCTURA	PÓRTICO C: V-30X50CM(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	30	VÁLIDO
	2	32	VÁLIDO
	3	29	VÁLIDO
	4	31	VÁLIDO
	5	30	VÁLIDO
	6	30	VÁLIDO
	7	32	VÁLIDO
	8	31	VÁLIDO
	9	28	VÁLIDO
	10	29	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.6
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	0.69
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210.8 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.2
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.31
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212 Kg/cm ²

ENSAYO N° 39			
ESTRUCTURA	LOSA ALIGERADA e=17CM(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	34	VÁLIDO
	2	35	VÁLIDO
	3	33	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	35	VÁLIDO
	6	36	VÁLIDO
	7	36	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

ENSAYO N° 40			
ESTRUCTURA	ESCALERA t=15CM(NIVEL 5)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	37	VÁLIDO
	2	36	VÁLIDO
	3	34	VÁLIDO
	4	35	VÁLIDO
	5	35	VÁLIDO
	6	34	VÁLIDO
	7	35	VÁLIDO
	8	33	VÁLIDO
	9	34	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.7
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	0.94
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212.6 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.8
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.13
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	214.4 Kg/cm ²



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 41			
ESTRUCTURA	COLUMNA C1-(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	32	VÁLIDO
	2	31	VÁLIDO
	3	30	VÁLIDO
	4	28	VÁLIDO
	5	29	VÁLIDO
	6	30	VÁLIDO
	7	30	VÁLIDO
	8	30	VÁLIDO
	9	31	VÁLIDO
	10	30	VÁLIDO

ENSAYO N° 42			
ESTRUCTURA	COLUMNA C2-(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	27	VÁLIDO
	2	28	VÁLIDO
	3	31	VÁLIDO
	4	31	VÁLIDO
	5	29	VÁLIDO
	6	29	VÁLIDO
	7	32	VÁLIDO
	8	33	VÁLIDO
	9	30	VÁLIDO
	10	30	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.1
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.10
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	211 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.82
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210 Kg/cm ²

ENSAYO N° 43			
ESTRUCTURA	COLUMNA C3-(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	29	VÁLIDO
	2	32	VÁLIDO
	3	33	VÁLIDO
	4	30	VÁLIDO
	5	30	VÁLIDO
	6	27	VÁLIDO
	7	28	VÁLIDO
	8	31	VÁLIDO
	9	31	VÁLIDO
	10	30	VÁLIDO

ENSAYO N° 44			
ESTRUCTURA	COLUMNA C4-(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	29	VÁLIDO
	2	32	VÁLIDO
	3	32	VÁLIDO
	4	30	VÁLIDO
	5	30	VÁLIDO
	6	30	VÁLIDO
	7	28	VÁLIDO
	8	31	VÁLIDO
	9	31	VÁLIDO
	10	30	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.1
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.79
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	211 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.3
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.25
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	213 Kg/cm ²



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 45			
ESTRUCTURA	PLACA-MC1-(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	31	VÁLIDO
	2	31	VÁLIDO
	3	28	VÁLIDO
	4	28	VÁLIDO
	5	33	VÁLIDO
	6	29	VÁLIDO
	7	30	VÁLIDO
	8	28	VÁLIDO
	9	29	VÁLIDO
	10	33	VÁLIDO

ENSAYO N° 46			
ESTRUCTURA	PLACA-MC2-(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	28	VÁLIDO
	2	30	VÁLIDO
	3	31	VÁLIDO
	4	30	VÁLIDO
	5	30	VÁLIDO
	6	29	VÁLIDO
	7	29	VÁLIDO
	8	31	VÁLIDO
	9	32	VÁLIDO
	10	32	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.94
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.2
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.31
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212 Kg/cm ²

ENSAYO N° 47			
ESTRUCTURA	PLACA-MC3-(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	28	VÁLIDO
	2	30	VÁLIDO
	3	31	VÁLIDO
	4	29	VÁLIDO
	5	29	VÁLIDO
	6	29	VÁLIDO
	7	32	VÁLIDO
	8	29	VÁLIDO
	9	32	VÁLIDO
	10	32	VÁLIDO

ENSAYO N° 48			
ESTRUCTURA	PLACA-MC4-(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	30	VÁLIDO
	2	31	VÁLIDO
	3	31	VÁLIDO
	4	29	VÁLIDO
	5	28	VÁLIDO
	6	29	VÁLIDO
	7	29	VÁLIDO
	8	32	VÁLIDO
	9	32	VÁLIDO
	10	31	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.1
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.52
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	211 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.2
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.39
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212 Kg/cm ²

GUERSAN INGENIEROS S.R.L.

Davis Frank Velásquez Hilario
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 195303



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 49			
ESTRUCTURA	PLACA-MC5-(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	29	VÁLIDO
	2	29	VÁLIDO
	3	31	VÁLIDO
	4	31	VÁLIDO
	5	31	VÁLIDO
	6	30	VÁLIDO
	7	30	VÁLIDO
	8	30	VÁLIDO
	9	29	VÁLIDO
	10	30	VÁLIDO

ENSAYO N° 50			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 1: V-30X50CM(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	36	VÁLIDO
	2	36	VÁLIDO
	3	37	VÁLIDO
	4	35	VÁLIDO
	5	34	VÁLIDO
	6	34	VÁLIDO
	7	34	VÁLIDO
	8	33	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	33	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	0.81
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.7
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.33
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212.6 Kg/cm ²

ENSAYO N° 51			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 2: V-30X60CM(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	33	VÁLIDO
	2	33	VÁLIDO
	3	34	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	34	VÁLIDO
	6	35	VÁLIDO
	7	36	VÁLIDO
	8	36	VÁLIDO
	9	37	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

ENSAYO N° 52			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 3: V-30X50CM(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	34	VÁLIDO
	2	34	VÁLIDO
	3	35	VÁLIDO
	4	36	VÁLIDO
	5	35	VÁLIDO
	6	35	VÁLIDO
	7	33	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.7
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.33
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212.6 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	36.4
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	0.84
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210.8 Kg/cm ²



“NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA”

GI-EMS-

006-04-21

Fecha:

19/04/21

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 53			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 4: V-30X60CM(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	32	VÁLIDO
	2	34	VÁLIDO
	3	37	VÁLIDO
	4	36	VÁLIDO
	5	35	VÁLIDO
	6	35	VÁLIDO
	7	36	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	34	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

ENSAYO N° 54			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 5: V-30X50CM(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	36	VÁLIDO
	2	36	VÁLIDO
	3	34	VÁLIDO
	4	35	VÁLIDO
	5	35	VÁLIDO
	6	34	VÁLIDO
	7	33	VÁLIDO
	8	33	VÁLIDO
	9	34	VÁLIDO
	10	36	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.8
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.39
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	214.4 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.6
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.17
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210.8 Kg/cm ²

ENSAYO N° 55			
ESTRUCTURA	PÓRTICO 6: V-30X60CM(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	33	VÁLIDO
	2	33	VÁLIDO
	3	34	VÁLIDO
	4	36	VÁLIDO
	5	36	VÁLIDO
	6	37	VÁLIDO
	7	35	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

ENSAYO N° 56			
ESTRUCTURA	PÓRTICO A: V-30X50CM(NIVEL 11))		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	32	VÁLIDO
	2	28	VÁLIDO
	3	29	VÁLIDO
	4	29	VÁLIDO
	5	30	VÁLIDO
	6	31	VÁLIDO
	7	29	VÁLIDO
	8	29	VÁLIDO
	9	32	VÁLIDO
	10	33	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.7
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.25
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212.6 Kg/cm ²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.2
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.68
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212 Kg/cm ²

MÉTODO ESTÁNDAR DEL NÚMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO

(A.S.T.M. C 805M-13a)

SOLICITANTE:	BACH. DENIS FUSTAMANTE HUAMÁN
UBICACIÓN:	JR. CAMINO REAL Y AV. TACABAMBA S/N-SECTOR 1, PROVINCIA DE CHOTA, DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA
FECHA:	19 DE ABRIL DEL 2021.

ENSAYO N° 57			
ESTRUCTURA	PÓRTICO B: V-25X40CM(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	35	VÁLIDO
	2	33	VÁLIDO
	3	34	VÁLIDO
	4	36	VÁLIDO
	5	35	VÁLIDO
	6	35	VÁLIDO
	7	33	VÁLIDO
	8	36	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	34	VÁLIDO

ENSAYO N° 58			
ESTRUCTURA	PÓRTICO C: V-30X50CM(NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = 0^\circ$	1	29	VÁLIDO
	2	29	VÁLIDO
	3	32	VÁLIDO
	4	33	VÁLIDO
	5	28	VÁLIDO
	6	28	VÁLIDO
	7	28	VÁLIDO
	8	32	VÁLIDO
	9	30	VÁLIDO
	10	32	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.6
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.07
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	210.8 Kg/cm²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	30.1
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.96
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	211 Kg/cm²

ENSAYO N° 59			
ESTRUCTURA	LOSA ALIGERADA $e=17\text{CM}$ (NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	35	VÁLIDO
	2	37	VÁLIDO
	3	35	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	33	VÁLIDO
	6	35	VÁLIDO
	7	33	VÁLIDO
	8	34	VÁLIDO
	9	36	VÁLIDO
	10	35	VÁLIDO

ENSAYO N° 60			
ESTRUCTURA	ESCALERA $t=15\text{CM}$ (NIVEL 11)		
RESISTENCIA A COMPRESIÓN ESPECIFICADA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$			
ÁNGULO DE IMPACTO	N° REBOTE		ACEPTACIÓN
$\alpha = +90^\circ$	1	35	VÁLIDO
	2	33	VÁLIDO
	3	34	VÁLIDO
	4	34	VÁLIDO
	5	36	VÁLIDO
	6	35	VÁLIDO
	7	34	VÁLIDO
	8	35	VÁLIDO
	9	35	VÁLIDO
	10	37	VÁLIDO

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.7
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.25
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	212.6 Kg/cm²

DATOS DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA	
PROMEDIO:	34.8
DESVIACIÓN ESTÁNDAR :	1.13
DATO DEL N° REBOTE - RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO, DEL CUADRO DEL ESCLERÓMETRO	214.4 Kg/cm²

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

- Para la ejecución del presente trabajo se utilizó ensayos de auscultación no destructivos, llamado Método Estándar del Número de rebote en concreto endurecido, realizado de acuerdo a la Norma A.S.T.M. C 805M-13a.
- El ensayo realizado con el equipo llamado Martillo de Schmidt ó Esclerómetro, evalúa la dureza superficial del concreto por medio de la medición del rebote de un émbolo cargado con un resorte, después de haber golpeado una superficie plana de la estructura, la dureza superficial además de ser útil para revisar la uniformidad del concreto, es una indicación de la resistencia a compresión.
- Se realizaron 60 ensayos de Esclerometría, dentro del área de influencia de la edificación ubicado en la provincia de Chota para la realización del proyecto de tesis titulada: “NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE 11 PISOS EN LA PROVINCIA DE CHOTA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD-DEMANDA” - PROVINCIA DE CHOTA - DEPARTAMENTO DE CAJAMARCA”, las estructuras donde se realizaron los mencionados ensayos, con su respectivo resultado, se detallan a continuación:

ESTRUCTURA	RESISTENCIA A COMPRESIÓN REQUERIDA Kg/cm ²	RESISTENCIA A COMPRESIÓN OBTENIDA Kg/cm ²
COLUMNAS C1, C2, C3	280	VER ENSAYOS
COLUMNA C4	210	VER ENSAYOS
PLACAS	210	VER ENSAYOS
VIGAS	210	VER ENSAYOS
LOSA ALIGERADA	210	VER ENSAYOS
ESCALERA	210	VER ENSAYOS

GUERSAN INGENIEROS S.R.L.

Davis Frank Velásquez Hilario
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 195303

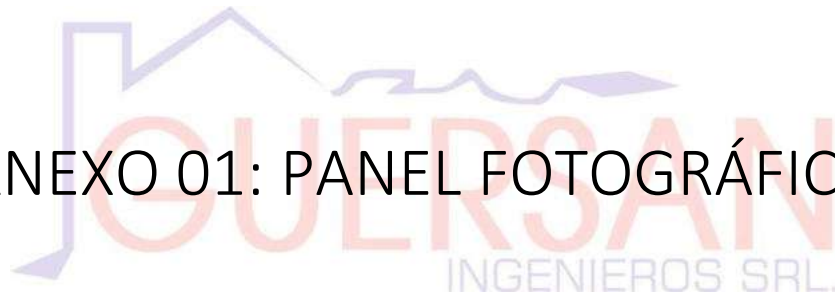
- En ninguno de los ensayos realizados se obtuvo una resistencia inferior a la de diseño; es decir todas las estructuras evaluadas son adecuadas, basándonos en la resistencia a la compresión simple.
- Antes de tomar como válidos los resultados se tiene que saber, que éstos pueden estar afectados por la rugosidad de la superficie, el tamaño, forma y rigidez de la superficie, tamaño máximo del agregado grueso, la edad y condición de humedad del elemento y la carbonatación de la superficie del concreto.
- Se recomienda que, en caso de existir algunas dudas en las pruebas realizadas de auscultación no destructiva con Esclerómetro, se deberá realizar ensayos destructivos como extracción con diamantina de núcleos de concreto endurecido, de acuerdo a la Norma A.S.T.M. C 42.



GUERSAN INGENIEROS S.R.L.

Davis Frank Velásquez Hilario
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 195303

ANEXO 01: PANEL FOTOGRÁFICO



GUERSAN INGENIEROS S.R.L.


Davis Frank Velásquez Hilario
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 195303



Foto N° 01: Vista de la edificación en Av. Tacabamba.



GUERSAN INGENIEROS S.R.L.
Franco
Davis Frank Velásquez Hilario
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 195303

Foto N° 02: Vista de la edificación en jr. camino real.



Foto N° 03: Ubicación del Ensayo estándar en columna rebote en concreto endurecido.



GUERSAN INGENIEROS S.R.L.
Franco
Davis Frank Velásquez Hilario
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 195303

Foto N° 04: Ubicación del Ensayo estándar en placa rebote en concreto endurecido.



Foto N° 05: Ubicación del Ensayo estándar en placa rebote en concreto endurecido.



GUERSAN INGENIEROS S.R.L.
Davis Frank Velásquez Hilario
Davis Frank Velásquez Hilario
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 195303

Foto N° 06: Ubicación del Ensayo estándar en viga pórtico 6, rebote en concreto endurecido.



Foto N° 07: Ubicación del Ensayo estándar en Losa $e = 17\text{cm}$ rebote en concreto endurecido.



GUERSAN INGENIEROS S.R.L.
Davis Frank Velásquez Hilario
Davis Frank Velásquez Hilario
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 195303

Foto N° 08: Ubicación del Ensayo estándar en Losa $e = 20\text{cm}$ rebote en concreto endurecido.



Foto N° 09: Ubicación del Ensayo estándar en escalera $t=15\text{cm}$ rebote en concreto endurecido.



GUERSAN INGENIEROS S.R.L.
Davis Frank Velásquez Hilario
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 195303

Foto N° 10: Ubicación del Ensayo estándar en Losa de mezanine rebote en concreto endurecido.

ANEXO 02: ABACO DE CORRELACIÓN NÚMERO DE REBOTE – RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE.

GUERSAN INGENIEROS S.R.L.

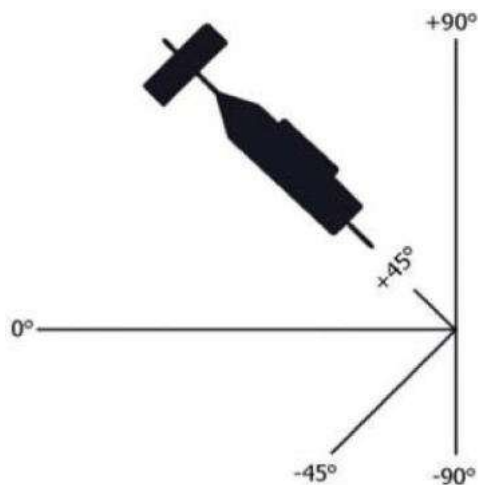

Davis Frank Velásquez Hilario
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 195303



ZHEJIANG TUGONG
INSTRUMENT CO., LTD.

MANUAL DEL USUARIO
ESCLEROMETRO

R	$\alpha - 90^\circ$	$\alpha - 45^\circ$	$\alpha - 0^\circ$	$\alpha + 45^\circ$	$\alpha + 90^\circ$
20	125	115			
21	135	125			
22	145	135	110		
23	160	145	120		
24	170	160	130		
25	180	170	140	100	
26	198	185	158	115	
27	210	200	165	130	105
28	220	210	180	140	120
29	238	220	190	150	138
30	250	238	210	170	145
31	260	250	220	180	160
32	280	265	238	190	170
33	290	280	250	210	190
34	310	290	260	220	200
35	320	310	280	238	218
36	340	320	290	250	230
37	350	340	310	265	245
38	370	350	320	280	260
39	380	370	340	300	280
40	400	380	350	310	295
41	410	400	370	330	310
42	425	415	380	345	325
43	440	430	400	360	340
44	460	450	420	380	360
45	470	460	430	395	375
46	490	480	450	410	390
47	500	495	465	430	410
48	520	510	480	445	430
49	540	525	500	460	445
50	550	540	515	480	460
51	570	560	530	500	480
52	580	570	550	515	500
53	600	590	565	530	520
54	Por encima 600	Por encima 600	580	550	530
55	Por encima 600	Por encima 600	600	570	550



GUERSAN INGENIEROS S.R.L.

 Davis Frank Velásquez Hilario
 INGENIERO CIVIL
 CIP. N° 195303