

**Universidad Católica de Santa María**  
**Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del**  
**Ambiente**  
**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**



**OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN  
APLICANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE  
AREQUIPA Y SU IMPACTO EN LOS COSTOS DE LA EDIFICACIÓN**

Tesis presentada por los  
Bachilleres:

**Ccama Cruz Ronald**

**López Flores Yuniór Gustavo**

Para optar el Título Profesional de

**Ingeniero Civil**

Asesor:

**Mg. Ing. Rosas Espinoza Jorge**

**Arequipa- Perú**

**2022**

## DICTAMEN APROBATORIO

UCSM-ERP

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA**

**INGENIERIA CIVIL**

**TITULACIÓN CON TESIS**

**DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR**

Arequipa, 20 de Diciembre del 2021

**Dictamen: 002226-C-EPIC-2021**

Visto el borrador del expediente 002226, presentado por:

2013600451 - LOPEZ FLORES YUNIOR GUSTAVO

2013700321 - CCAMA CRUZ RONALD

Titulado:

**OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN APLICANDO LA  
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA CIUDAD DE AREQUIPA Y SU IMPACTO EN LOS  
COSTOS DE LA EDIFICACIÓN.**

Nuestro dictamen es:

**APROBADO**

1887 - GUILLEN MALAGA MILAGROS SOCORRO  
DICTAMINADOR



1938 - FEBRES ROSADO OLGER JAVIER  
DICTAMINADOR



2778 - UGARTE CALDERON ENRIQUE ALFONSO  
DICTAMINADOR



## AGRADECIMIENTOS

Mi agradecimiento está dirigido a Dios, mi familia, y compañeros participantes de la investigación y a todos mis profesores que me guiaron y me dieron todo el apoyo para poder realizarla.

Bach. Ronald Ccama Cruz

A Dios, a mis padres y familia. De igual forma a mis profesores y compañeros de mi etapa universitaria.

Bach. Yunior Gustavo López Flores

## RESUMEN

La ciudad de Arequipa se ubica en una zona altamente sísmica, por ende, es necesario conocer el verdadero comportamiento de la estructura ante estos fenómenos naturales. El siguiente trabajo tiene como objetivo optimizar el diseño estructural de una edificación aplicando la interacción suelo-estructura, y a su vez ver el impacto en los costos de la construcción. La aplicación de un análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura (ISE), modifica el comportamiento sísmico de las estructuras producto de la flexibilidad del suelo. En el presente proyecto se realizó un análisis sísmico lineal y el diseño estructural de una edificación, a partir de diferentes modelos estructurales para el análisis. Un modelo consideró la ISE, mientras que en otro se efectuó el cálculo con la base rígida. Se realizó la comparación de los resultados del análisis de ambos modelos estructurales, a fin de examinar los principales parámetros como los períodos, modos de vibración, desplazamientos relativos máximos y los esfuerzos internos de los elementos estructurales. Teniendo como resultado, una variación del cortante basal, un alargamiento del período con una variación en promedio de 18.2% respecto al período de base fija. Así mismo, también se obtuvo un incremento en los desplazamientos laterales, los cuales, principalmente se dan a causa de la rotación en la base de la estructura, lo que genera desplazamientos adicionales. Respecto a la variación esfuerzos, se debió principalmente a una redistribución, por el incremento de desplazamientos y deformaciones del modelo con ISE, y no como se suponía inicialmente, debido a la variación de la fuerza cortante de diseño por el alargamiento del período. Por último, se realizó el análisis de costos del modelo con ISE, del cual se obtuvo una disminución de 13.7% respecto al modelo convencional, luego de que se efectuó el metrado sólo de los elementos verticales y la cimentación (acero de refuerzo y concreto).

**Palabras clave:** Interacción Suelo-Estructura, Comportamiento sísmico, Diseño estructural

## ABSTRACT

Arequipa city is located in a highly seismic zone, therefore, it is necessary to know the true behavior of the structure due to these natural phenomena. The following work aims to optimize the structural design of a building by applying the soil-structure interaction, and also see the impact on construction costs. The application of an analysis considering the Soil-Structure Interaction (SSI) modifies the seismic behavior of the structures as a result of the flexibility of the soil. In this project, a linear seismic analysis and the structural design of a building were carried out, based on different structural models for the analysis. A model considered the SSI, while another the calculation was carried out with the rigid base. The results of the analysis of both structural models were compared, in order to examine the main parameters such as periods, vibration modes, maximum relative displacements and the internal forces of the structural elements. Resulting in a variation of the basal shear, a lengthening of the period with an average variation of 18.2% respect to the fixed base period. Likewise, an increase in lateral displacements was also obtained, which are mainly due to the rotation at the base of the structure, which generates additional displacements. Regarding the stress variation, it was mainly because of a redistribution, due to the increase in displacements and deformations of the model with SSI, and not as initially assumed, due to the variation of the design shear force owing to the lengthening of the period. Finally, the cost analysis of the model was carried out with ISE, from which a decrease of 13.7% was obtained compared to the conventional model, after measuring only the vertical elements and the foundation (reinforcing steel and concrete).

**Key words:** Soil Structure Interaction, Seismic Behavior, Structural Design

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad cada vez que se realiza un análisis sísmico de una edificación en la ciudad de Arequipa, ésta se considera que se encuentra perfectamente empotrada en el suelo, excluyendo así los efectos que la estructura pueda tener con el suelo, ya sean los asentamientos, desplazamientos o rotaciones, éstos a la vez puede dar una idea un poco equivocada del verdadero comportamiento de la estructura ante efectos sísmicos. También se considera que este tipo de análisis, presenta un grado más de dificultad y la vez un mayor tiempo en su ejecución, repercutiendo así en un incremento de los costos, pero como beneficio se podrá obtener un cálculo más exacto y brindar un mayor grado de seguridad a las personas que harán uso de estas edificaciones.

Es por eso que con el presente trabajo se busca optimizar el diseño estructural de una edificación aplicando la interacción Suelo-Estructura y a la vez ver el impacto en los costos de construcción de la edificación.

Para el capítulo I: Se realizó un análisis de la investigación para luego redactar la problemática, alcance, delimitaciones, objetivos, metodología, variables y la respectiva hipótesis del trabajo de investigación.

Para el capítulo II: Se realizó la redacción del marco teórico de todo lo referente a la ISE, así como los métodos para la evaluación de dichos efectos.

Para el capítulo III: Se describe el proyecto y se establece los parámetros que se tomaran en cuenta para su posterior análisis y diseño.

Para el capítulo IV: Se realizó la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales del proyecto que se está analizando (columnas, placas, vigas, losas, escaleras), teniendo en cuenta las recomendaciones y normativas vigentes.

Para el capítulo V: Se realizó el análisis dinámico modal espectral sin considerar los efectos de la ISE, esto con ayuda del software ETABS. Luego se verifica las irregularidades presentes en el proyecto para finalmente obtener resultados del análisis (fuerza cortante, periodos, modos de vibración, centro de masas y rigidez)

Para el capítulo VI: Se realiza el análisis dinámico modal espectral considerando los efectos de la ISE. Luego se obtuvo datos del análisis para su posterior comparación con los datos obtenidos del modelo con base empotrada

Para el capítulo VII: Se realiza el diseño estructural de los principales elementos estructurales (vigas, losas, columnas, placas, cimentaciones, escaleras y tabiques), siguiendo todas las consideraciones estipuladas en nuestra Norma de Concreto Armado.

Para el capítulo VIII: Se hace la comparación de diseños de los principales elementos estructurales (placas, columnas y cimentación), para observar la variación de acero de refuerzo entre ambos modelos, para realizar el metrado y obtener la variación de costos.



## INDICE

DICTAMEN APROBATORIO .....	i
AGRADECIMIENTOS.....	ii
RESUMEN.....	iii
ABSTRACT .....	iv
INTRODUCCIÓN.....	v
INDICE .....	vii
INDICE DE FIGURAS .....	xiii
INDICE DE TABLAS.....	xvii
INDICE DE ECUACIONES.....	xxi
CAPÍTULO I.....	1
1. GENERALIDADES.....	1
1.1 Planteamiento del Problema .....	1
1.2 Justificación de la Investigación .....	1
1.2.1 Justificación Social .....	2
1.2.2 Justificación Tecnológica .....	2
1.2.3 Justificación Económica.....	2
1.2.4 Justificación Político/Institucional .....	2
1.2.5 Justificación Ambiental .....	3
1.2.6 Justificación Ética.....	3
1.3 Alcance .....	3
1.4 Limitantes .....	4
1.5 Hipótesis .....	4
1.5.1 Objetivos.....	4
1.6 Análisis De Variables .....	5
1.6.1 Independiente.....	5

1.6.2	Dependiente .....	5
1.7	Metodología .....	6
CAPÍTULO II.....		7
2.	MARCO TEORICO .....	7
2.1	Introducción .....	7
2.2	Influencia De La Interacción Suelo-Estructura.....	8
2.3	Métodos para evaluar los efectos de la Interacción .....	10
2.3.1	Método Directo.....	10
2.3.2	Método de la Subestructura .....	10
CAPÍTULO III .....		16
3.	ASPECTOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO .....	16
3.1	Características de la Edificación.....	16
3.2	Descripción de la Arquitectura .....	16
3.3	Normativa .....	18
3.4	Consideraciones para el diseño en concreto armado .....	18
3.5	Propiedades Mecánicas de los materiales .....	19
3.5.1	Concreto .....	19
3.5.2	Acero de Refuerzo .....	19
3.5.3	Suelo .....	19
3.6	Cargas .....	20
CAPÍTULO IV .....		21
4.	ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO .....	21
4.1	Introducción .....	21
4.2	Estructuración .....	22
4.2.1	Losa de techo .....	22
4.2.2	Vigas.....	22

4.2.3	Columnas .....	22
4.2.4	Muros de concreto armado .....	23
4.2.5	Escaleras .....	23
4.3	Predimensionamiento.....	23
4.3.1	Losa aligerada.....	23
4.3.2	Vigas .....	24
4.3.3	Columnas .....	25
4.3.4	Muros de concreto armado .....	26
CAPÍTULO V .....		28
5.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	28
5.1	Análisis Dinámico Modal Espectral .....	28
5.1.1	Definición del Espectro .....	28
5.2	Análisis de Irregularidades Estructurales.....	33
5.2.1	Irregularidades en altura .....	33
5.2.2	Irregularidades en planta .....	35
5.3	Peso Sísmico .....	36
5.4	Modelo Estructural sin Considerar Efectos de ISE.....	36
5.5	Resultados del Análisis Convencional.....	37
5.5.1	Centro de masa y de rigidez .....	37
5.5.2	Verificación de Irregularidad Torsional y de Piso Blando .....	38
5.5.3	Períodos y modos de vibración.....	39
5.5.4	Verificación de los requisitos de rigidez .....	41
5.5.5	Fuerza cortante mínima .....	43
5.5.6	Junta sísmica.....	44
CAPÍTULO VI.....		46

6.	ANÁLISIS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	46
6.1	Introducción .....	46
6.2	Cálculo de Rigideces del Suelo .....	48
6.3	Resultados Considerando los Efectos de Interacción Suelo-Estructura .....	53
	CAPÍTULO VII.....	58
7.	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	58
7.1	Introducción .....	58
7.1.1	Resistencia Requerida.....	58
7.1.2	Resistencia de Diseño .....	58
7.2	Diseño de Losas .....	59
7.2.1	Diseño de losas aligeradas .....	59
7.3	Diseño de Vigas .....	66
7.3.1	Diseño por flexión .....	66
7.3.2	Diseño por cortante.....	69
7.4	Diseño de Columnas .....	78
7.4.1	Fuerzas internas .....	78
7.4.2	Diseño por flexo-compresión .....	80
7.4.3	Diseño por cortante.....	82
7.5	Diseño de Muros de Corte .....	86
7.5.1	Fuerzas internas .....	86
7.5.2	Diseño por flexo-compresión .....	88
7.5.3	Verificación de requerimiento de elementos de borde .....	88
7.5.4	Cálculo de acero en los núcleos.....	89
7.5.5	Cálculo de acero vertical del alma.....	90
7.5.6	Diagrama de interacción .....	90

7.5.7	Comprobación de elementos de borde .....	93
7.5.8	Diseño por cortante.....	95
7.5.9	Cálculo del refuerzo transversal de los elementos de borde.....	97
7.5.10	Corte por fricción.....	97
7.6	Diseño de Cimentaciones.....	99
7.6.1	Características del suelo de fundación.....	99
7.6.2	Diseño de una zapata conectada .....	99
7.6.3	Diseño de la viga de cimentación .....	107
7.6.4	Diseño de una zapata combinada.....	109
7.6.5	Diseño de cimentación del edificio .....	112
7.7	Diseño de Escaleras .....	114
7.7.1	Metrado de cargas.....	114
7.7.2	Análisis estructural .....	115
7.7.3	Diseño por flexión .....	117
7.7.4	Diseño por corte .....	117
7.8	Diseño de Tabiques de Albañilería .....	118
7.8.1	Cálculo de las fuerzas de diseño.....	119
7.8.2	Cálculo de la fuerza horizontal.....	119
7.8.3	Cálculo del momento flector generado por el sismo .....	120
7.8.4	Diseño por flexión de los elementos de arriostre .....	121
7.8.5	Diseño por corte de los elementos de arriostre.....	122
CAPÍTULO VIII .....		123
8.	COMPARACIÓN DEL DISEÑO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	123
8.1	Comparación de la cimentación.....	123
8.1.1	Zapata Conectada .....	123
8.1.2	Zapata combinada.....	125

8.2	Comparación de columnas .....	127
8.2.1	Diseño por flexo comprensión.....	127
8.2.2	Diseño por corte .....	128
8.3	Comparación de Placas .....	129
8.3.1	Diseño por flexo comprensión.....	129
8.3.2	Diseño por corte (capacidad).....	130
8.4	Análisis de Costos.....	131
CONCLUSIONES.....		135
RECOMENDACIONES .....		137
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....		138
ANEXOS.....		140
ANEXO I: MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA LA CONSIDERACIÓN DE LA ISE EN EL ANÁLISIS DE EDIFICACIONES .....		140
ANEXO II: PLANOS DE ARQUITECTURA .....		140
ANEXO III: PLANOS DE ESTRUCTURAS.....		140
ANEXO IV: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....		140

## INDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: a) Representación de la aceleración del campo libre ( $u$ ), y b) Modificación de la aceleración a ( $u^*$ ) por la presencia de la edificación. ....	8
Figura N° 2: Descomposición del fenómeno de interacción. ....	9
Figura N° 3. a) Modelo de método de la subestructura. b) Modelo del método directo c) Modelo sin efectos de la ISE. ....	11
Figura N° 4. Sistema de un solo grado de libertad. a) Estructura de base empotrada y b) Estructura de base flexible. ....	12
Figura N° 5. Influencia de ISE inercial en la respuesta sísmica. ....	15
Figura N° 6: Corte vista elevación. ....	17
Figura N° 7. Planta típica del 2do al 6to nivel. ....	17
Figura N° 8 Área tributaria de la columna C1 para su predimensionamiento. ....	25
Figura N° 9. Aceleraciones calculadas a partir de los factores de la NDSR. ....	30
Figura N° 10. Componentes del Factor de Reducción. ....	30
Figura N° 11. Espectro elástico de pseudo-aceleraciones. ....	32
Figura N° 12 Irregularidad de Piso Blando. ....	33
Figura N° 13. Modelo estructural 3D para el análisis sin considerar ISE-Etabs. ....	37
Figura N° 14 Solución simplificada para carga vertical, independiente de la frecuencia. ...	47
Figura N° 15. Disminución de amplitud de onda por amortiguamiento del suelo. ....	48
Figura N° 16 a) Geometría de la cimentación rectangular usada en los modelos de impedancia, b) y c) modificadores dinámicos para las funciones de impedancia. ....	52
Figura N° 17, Modelo estructural 3D para el análisis considerando efectos de ISE. ....	53
Figura N° 18. Comparación de derivas de entrepiso. Dirección X. ....	54
Figura N° 19 Comparación de derivas de entrepiso. Dirección Y. ....	55
Figura N° 20. Comparación de formas modales. Dirección Y. ....	55
Figura N° 21 . Comparación de formas modales. Dirección X. ....	56
Figura N° 22 Variación de frecuencias para los modos principales. ....	57

Figura N° 23 Ubicación de la losa aligerada unidireccional. ....	59
Figura N° 24 Modelo idealizado de la vigueta y sus coeficientes.....	61
Figura N° 25 Momentos y cortantes obtenidos del análisis de la vigueta.....	62
Figura N° 26 Cortes típicos de aceros de refuerzo longitudinal en vigas. ....	64
Figura N° 27. Diseño final de aligerados $h=20$ m.....	65
Figura N° 28: Diagrama de Momentos Flectores Viga V9 (tonf.m).....	68
Figura N° 29 Diagrama de envolvente de fuerzas cortantes de la viga V-9(.25x.40) (tonf). .....	71
Figura N° 30 Secciones en los extremos del tramo I de la viga V-9 (.30x.40). ....	72
Figura N° 31 Esfuerzos cortantes de la viga V-9 tramo I. Diseño por capacidad –Caso I..	73
Figura N° 32 Esfuerzos cortantes de la viga V-9 tramo I. Diseño por capacidad –Caso II.	73
Figura N° 33 Diagrama de fuerzas cortantes según Norma E.060 Cap21 (tonf). ....	74
Figura N° 34. Diseño final viga V-9(.25x.40).....	77
Figura N° 35 Ejes locales de la columna.....	78
Figura N° 36 Diagrama de interacción P- M22.....	81
Figura N° 37 Diagrama de interacción P-M33.....	82
Figura N° 38 Obtención del momento nominal a partir del diagrama de interacción.....	83
Figura N° 39 Refuerzo longitudinal y transversal de la columna. ....	86
Figura N° 40 Ejes locales de la placa-5.....	86
Figura N° 41 Elementos de borde confinados en la placa. ....	89
Figura N° 42 Diagrama de interacción P-M22 de la placa-5. ....	91
Figura N° 43 Diagrama de interacción P-M33 de la placa-5. ....	92
Figura N° 44 Diagrama de esfuerzos de la placa-5. ....	93
Figura N° 45 Refuerzo longitudinal y transversal de la placa-5. ....	98
Figura N° 46 Esquemas de referencia para diseño de zapata conectada. ....	100
Figura N° 47 Modelo idealizado de análisis para zapatas conectadas. ....	101

Figura N° 48 Verificación de presiones en Software SAFE. Combinación de servicio "D+L". .....	103
Figura N° 49 Sección crítica para el diseño por punzonamiento. ....	104
Figura N° 50 Sección crítica para el diseño por corte. ....	105
Figura N° 51 Sección crítica para el diseño por flexión.....	106
Figura N° 52 Diseño final de zapatas conectadas. ....	107
Figura N° 53 DMF (Mu) de viga de cimentación (tonf/m2). ....	107
Figura N° 54 DFC (Vu) de viga de cimentación (tonf). ....	107
Figura N° 55 Diseño final de viga de cimentación.....	108
Figura N° 56 Modelo simplificado de la zapata combinada en diseño. ....	109
Figura N° 57. Esfuerzos obtenidos de la zapata combinada. Servicio D+L.....	111
Figura N° 58 Esfuerzos aplicados CM+CV (servicio 1) al suelo por la cimentación. ....	112
Figura N° 59 Esfuerzos aplicados CM+CV+SX (servicio 2) al suelo por la cimentación. .....	112
Figura N° 60 Esfuerzos aplicados CM+CV+SY (servicio 4) al suelo por la cimentación. .....	113
Figura N° 61 Esfuerzos aplicados CM+CV-SX (servicio 3) al suelo por la cimentación.	113
Figura N° 62 Esfuerzos aplicados CM+CV-SY (servicio 5) al suelo por la cimentación.	113
Figura N° 63 Esquema de cimentación en SAFE.....	114
Figura N° 64 Modelo estructural de escalera en programa ETABS (tonf/m). ....	115
Figura N° 65 DMF de tramo típico de escalera (tonf-m). ....	116
Figura N° 66 DFC de tramo típico de escalera (tonf). ....	116
Figura N° 67 Diseño final de tramo típico de escalera.....	118
Figura N° 68 Esquema típico de tabique de albañilería. ....	118
Figura N° 69 Esquema de refuerzo de columnetas de tabique.....	122
Figura N° 70. Verificación de presiones. Modelo ISE. Combinación D+L.....	124

Figura N° 71. Verificación de presiones zapata combinada. Estado D+L-0.8SX. Modelo ISE.  
..... 126

Figura N° 72 Diagrama de interacción con combinaciones de carga empotrado y con ISE de  
la columna. .... 127

Figura N° 73 Diagrama de interacción con combinaciones de carga empotrado y con ISE de  
la Placa-5. .... 129



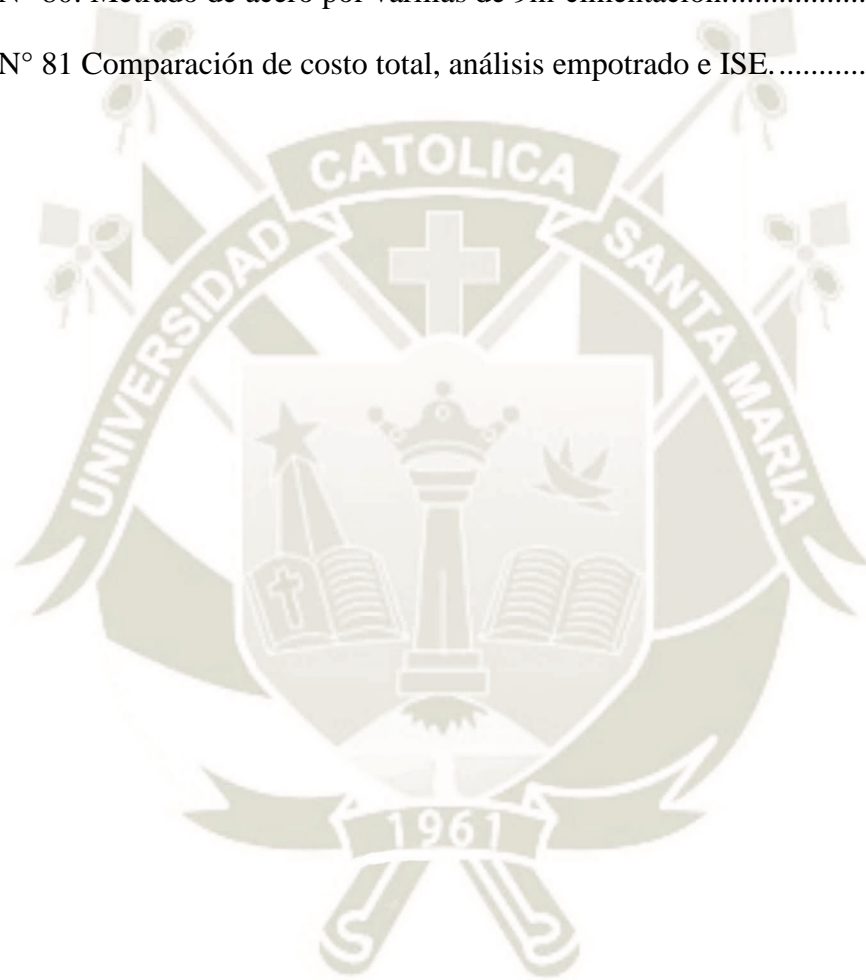
## INDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Combinaciones de carga para el diseño.....	18
Tabla N° 2. Coeficientes de Reducción de Resistencia.....	19
Tabla N° 3. Pesos específicos de materiales y cargas de elementos. ....	20
Tabla N° 4. Sobrecargas consideradas para el análisis y diseño (E.020, 2006).....	20
Tabla N° 5 Peraltes de losas aligeradas conforme a su luz libre.....	23
Tabla N° 6. Peraltes de vigas sismorresistentes recomendados.....	24
Tabla N° 7. Resumen del predimensionamiento de columnas.....	26
Tabla N° 8. Cálculo del cortante basal estático para predimensionamiento de placas.....	27
Tabla N° 9. Resumen de los parámetros sísmicos para definición del espectro de diseño...	32
Tabla N° 10. Centros de masa y rigidez. Modelo Empotrado.....	37
Tabla N° 11. Verificación de Irregularidad de Rigidez- Piso Blando.....	38
Tabla N° 12. Verificación de Irregularidad Torsional en Y.....	39
Tabla N° 13. Verificación de Irregularidad Torsional en X.....	39
Tabla N° 14. Períodos y masa participativa- Traslación Y. ....	40
Tabla N° 15. Períodos y masa participativa- Traslación X. ....	40
Tabla N° 16. Períodos y masa participativa- Rotación.....	40
Tabla N° 17. Verificación deriva máxima inelástica. Dirección X.....	42
Tabla N° 18. Verificación deriva máxima inelástica. Dirección Y.....	42
Tabla N° 19. Peso sísmico de la edificación proporcionado por ETABS.....	43
Tabla N° 20. Fuerzas sísmicas por nivel, del análisis dinámico (tonf). ....	44
Tabla N° 21. Factores de reducción de velocidad de onda de corte y módulo de corte.....	50
Tabla N° 22. Variación del período para los principales modos de vibración.....	56
Tabla N° 23 Metrado de cargas de losa aligerada unidireccional de 20cm.....	60
Tabla N° 24 Aceros mínimos y balanceados de una losa aligerada (Ottazzi 2011).....	63
Tabla N° 25 Diseño por flexión de viga típica del aligerado.....	63

Tabla N° 26 Diseño por cortante de vigueta Típica del aligerado. ....	65
Tabla N° 27 Cuantías mínimas de refuerzo por temperatura. ....	66
Tabla N° 28. Diseño por flexión V-9. ....	68
Tabla N° 29. Diseño por flexión V-9 .....	68
Tabla N° 30. Cálculo de $V_u$ según Capítulo 21 Norma E.060.....	75
Tabla N° 31 Diseño por fuerza cortante de la Viga V-8. ....	75
Tabla N° 32 Cálculo de espaciamientos de refuerzo transversal según Norma E.060 Cap.21. .....	76
Tabla N° 33 Fuerzas internas de la columna por piso. ....	79
Tabla N° 34 Combinaciones de cargas de la columna en la base. ....	80
Tabla N° 35 Puntos notables del diagrama de interacción P-M 22 de la columna. ....	81
Tabla N° 36 Puntos notables del diagrama de interacción P-M33 de la columna. ....	81
Tabla N° 37 Combinación de cargas de las cortantes amplificando las solicitaciones sísmicas en 2.5. ....	83
Tabla N° 38 Diseño por cortante en la dirección 2-2 de la columna.....	84
Tabla N° 39 Diseño por cortante en la dirección 3-3 de la columna.....	84
Tabla N° 40 Fuerzas internas por piso de la placa-5.....	87
Tabla N° 41 Combinaciones de cargas de la placa-5 en la base. ....	88
Tabla N° 42 Propiedades geométricas de la sección transversal de la placa-5. ....	88
Tabla N° 43 Puntos notables del diagrama de interacción P-M 22 de la placa-5. ....	91
Tabla N° 44 Puntos notables del diagrama de interacción P-M 33 de la placa-5. ....	92
Tabla N° 45 Coordenadas de los refuerzos longitudinales.....	93
Tabla N° 46 Esfuerzos internos del refuerzo transversal de la placa-5 con un valor $C=64\text{cm}$ . .....	94
Tabla N° 47 Valor $\alpha$ para el cálculo de resistencia a cortante.....	95
Tabla N° 48 Solicitaciones últimas utilizadas para el diseño por cortante.....	96
Tabla N° 49 Cargas en la base de la columna de zapata exterior.....	100

Tabla N° 50 Cargas en la base de la columna de zapata interior. ....	100
Tabla N° 51 Verificación de presiones transmitidas al suelo (tonf/m <sup>2</sup> ). ....	103
Tabla N° 52 Esfuerzos últimos de zapatas conectadas (tonf/m <sup>2</sup> ). ....	103
Tabla N° 53 Diseño por punzonamiento de zapatas conectadas. ....	104
Tabla N° 54 Diseño por cortante de zapatas conectadas. ....	105
Tabla N° 55 Diseño por flexión de zapatas conectadas. ....	106
Tabla N° 56 Diseño por cortante de viga de cimentación. ....	108
Tabla N° 57 Diseño por flexión de viga de cimentación.....	108
Tabla N° 58. Cargas resultantes del análisis dinámico, de la placa P1. ....	110
Tabla N° 59 Cargas resultantes del análisis dinámico, de la columna C1. ....	110
Tabla N° 60. Verificación de esfuerzos de la zapata combinada (tonf/m <sup>2</sup> ). ....	111
Tabla N° 61 Metrado de carga de escalera típica (tonf/m). ....	115
Tabla N° 62 Diseño por flexión de tramo típico de escalera. ....	117
Tabla N° 63 Tabla de valores C1. ....	119
Tabla N° 64 Datos principales del tabique. ....	119
Tabla N° 65 Tabla de coeficientes de momentos “m”. ....	120
Tabla N° 66 Obtención del valor “m”. ....	121
Tabla N° 67 Diseño por flexión columnetas de tabique. ....	121
Tabla N° 68 Diseño por corte de columnetas de tabique. ....	122
Tabla N° 69. Verificación de presiones transmitidas al suelo. Del modelo ISE. Zapata conectada (tonf/m <sup>2</sup> ). ....	124
Tabla N° 70 Cargas resultantes del análisis. Modelo ISE. Placa P1. ....	125
Tabla N° 71 Cargas resultantes del análisis. Modelo ISE. Columna C1. ....	125
Tabla N° 72 Verificación de presiones transmitidas al suelo. Del modelo ISE. Zapata combinada tonf/m <sup>2</sup> . ....	126
Tabla N° 73 Comparación de esfuerzos (momentos) de la columna, empotrado-ISE. ....	127
Tabla N° 74 Comparación de esfuerzos (corte) de la columna. ....	128

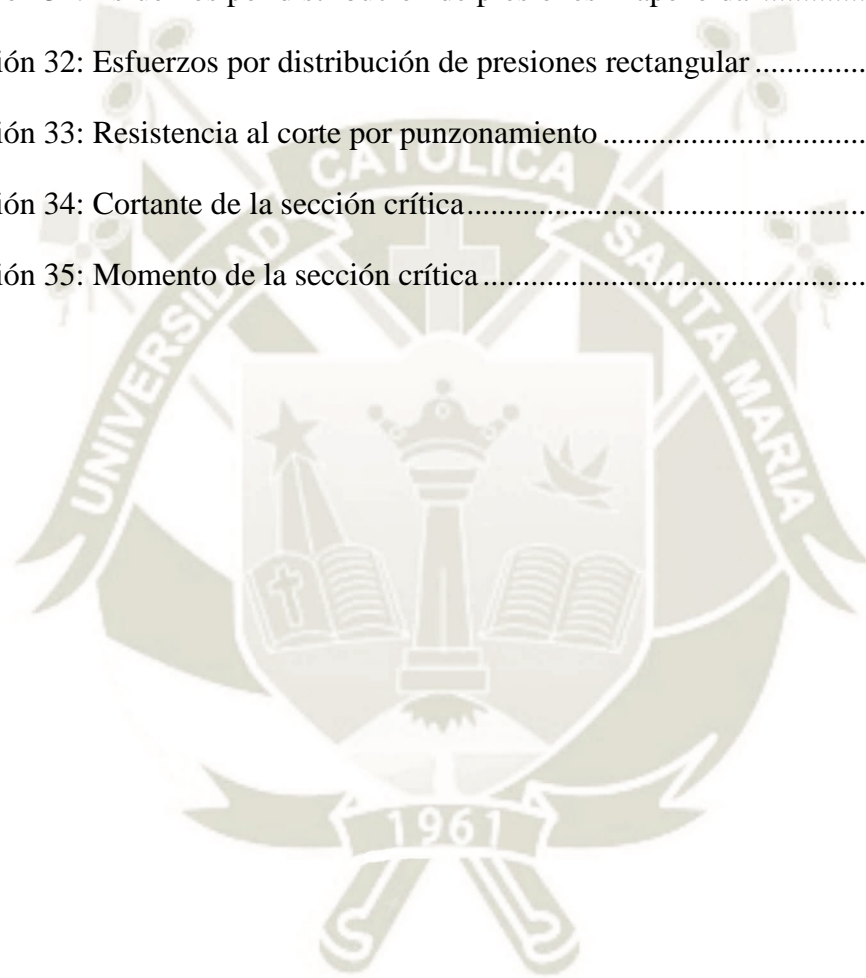
Tabla N° 75 Diseño por cortante Vu-33 de la columna con ISE.....	128
Tabla N° 76 Comparación de esfuerzos (momentos), de la Placa-5. ....	129
Tabla N° 77 Comparación de esfuerzos (corte), de la placa-5. ....	130
Tabla N° 78 Comparación de diseño por corte (capacidad) de placa-5. ....	130
Tabla N° 79 Metrado de acero por varillas de 9m-elementos verticales.....	134
Tabla N° 80: Metrado de acero por varillas de 9m-cimentación.....	134
Tabla N° 81 Comparación de costo total, análisis empotrado e ISE.....	134



## INDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1: Período de la edificación. ....	12
Ecuación 2: Período de la edificación. ....	13
Ecuación 3: Deflexión total. ....	13
Ecuación 4: Período de base flexible.....	13
Ecuación 5: Alargamiento del período. ....	13
Ecuación 6: Velocidad de onda de corte .....	14
Ecuación 7: Amortiguamiento de base flexible.....	14
Ecuación 8: Cortante Estático.....	27
Ecuación 9: Aceleración pseudo-espectral. ....	31
Ecuación 10: Definición del factor de amplificación sísmica. ....	31
Ecuación 11: Rigidez de entrepiso. ....	38
Ecuación 12: Cortante Estático.....	43
Ecuación 13: Rigidez dinámica. ....	49
Ecuación 14: Frecuencia Adimensional. ....	49
Ecuación 15: Módulo de corte.....	50
Ecuación 16: Profundidad del bloque de presiones.....	62
Ecuación 17: Área de acero Requerido .....	62
Ecuación 18: Momento de agrietamiento.....	63
Ecuación 19: Capacidad a corte de la viga T.....	64
Ecuación 20: Profundidad del bloque de presiones.....	67
Ecuación 21: Área de acero Requerido .....	67
Ecuación 22: Profundidad del bloque de presiones.....	67
Ecuación 23: Capacidad a flexión de la sección.....	67
Ecuación 24: Capacidad a cortante viga rectangular.....	69
Ecuación 25: Resistencia al corte de la columna.....	84

Ecuación 26: Profundidad del eje neutro.....	93
Ecuación 27: Resistencia al corte del muro.....	95
Ecuación 28: Resistencia máxima al corte del muro.....	96
Ecuación 29: Resistencia por corte y fricción. ....	98
Ecuación 30: Reacciones de la viga idealizada.....	101
Ecuación 31: Esfuerzos por distribución de presiones Trapezoidal.....	102
Ecuación 32: Esfuerzos por distribución de presiones rectangular.....	102
Ecuación 33: Resistencia al corte por punzonamiento.....	104
Ecuación 34: Cortante de la sección crítica.....	105
Ecuación 35: Momento de la sección crítica.....	106



## CAPÍTULO I

### 1. GENERALIDADES

#### 1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Actualmente en la ciudad de Arequipa se realiza el análisis y diseño de edificaciones de manera convencional, donde se asume que la base se encuentra empotrada en el suelo de fundación, restringiendo los seis grados de libertad en el nodo de la cimentación y la superestructura. La Normativa Peruana no presenta información suficiente acerca de las consideraciones para realizar un análisis de ISE. En el Artículo 30 “Análisis dinámico Tiempo-Historia” de la Norma E.030, (2018), se describe los aspectos importantes del modelo para el análisis, y en uno de sus numerales se plantea como una alternativa, considerar la flexibilidad del suelo si fuese pertinente.

En el comportamiento sísmico de estructuras, los parámetros como; el período natural, las participaciones de masa en los modos de vibración y el amortiguamiento son determinantes. Considerar la flexibilidad del suelo de fundación modifica estos factores. Por lo que, influirá en los resultados del análisis y el posterior diseño de la edificación. Debido a una redistribución de los esfuerzos internos en los elementos estructurales, el incremento de los desplazamientos máximos y en algunos casos una disminución del cortante basal.

Entonces la ISE es un análisis importante que se debe realizar para comprender el comportamiento real de la estructura y cómo afecta en el diseño. Sin embargo, este tipo de análisis dependerá a su vez de factores muy importantes como el tipo de cimentación, el tipo suelo, el sistema estructural, geometría de la estructura, etc. Por ello que ahora se realiza gran cantidad de investigaciones, variando esas características, y obteniendo comparaciones entre modelos que suponen el empotramiento en la base y los que consideran la interacción suelo-estructura.

#### 1.2 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

En la actualidad tanto por condiciones normativas y por conocimiento obtenido en formación de pregrado, el análisis tradicional aplicado en edificaciones es considerando el suelo completamente rígido. Aplicar la ISE en un modelo para el análisis, tanto por cargas de gravedad y de sismo, modificará el comportamiento de toda la superestructura, que tendrá posterior efecto en las fuerzas de diseño y la cimentación.

### **1.2.1 Justificación Social**

Teniendo en cuenta que Arequipa se encuentra en una zona altamente sísmica, de acuerdo a la zonificación en la Norma Peruana, zonas 3 y 4, es necesario conocer el comportamiento dinámico del conjunto Suelo-Estructura, y con mayor razón si se tiene un suelo de fundación blando. Mediante la aplicación de un análisis de ISE se pretende optimizar el diseño de los elementos estructurales, y a su vez se obtendrá un comportamiento más cercano a la realidad, en beneficio de las edificaciones ubicadas en la ciudad con un suelo de fundación intermedio.

Ya que, se podría estar ignorando aspectos importantes como los desplazamientos adicionales por la rotación de la cimentación, lo que puede generar daños por la colisión entre edificaciones.

### **1.2.2 Justificación Tecnológica**

La Normativa Peruana plantea toda una metodología de análisis de forma sencilla y entendible para la aplicación a edificaciones. De manera que, no sea excesivamente demandante de tiempo, de capacidad computacional y costo. Además, de evitar errores en el proceso de análisis y diseño, en caso fuese un procedimiento complejo.

El uso de un método simplificado para la consideración de la flexibilidad del suelo permitirá variar de forma mínima dichos factores de tiempo, capacidad computacional y costo. Logrando conocer sus ventajas y desventajas para añadir así una nueva metodología para el modelamiento sísmico, que proporcione un comportamiento más real de la estructura.

### **1.2.3 Justificación Económica**

La aplicación de este análisis no convencional podría otorgar beneficios económicos en la ejecución del proyecto, por la disminución de la cantidad de acero de refuerzo y volumen de concreto a usar en el diseño, respecto al análisis tradicional. Sin embargo, por el incremento de tiempo para desarrollar el análisis ISE, podría aumentar el costo en la etapa de elaboración del proyecto.

### **1.2.4 Justificación Político/Institucional**

Se logrará una contribución a las consideraciones para aplicar un análisis de ISE que posiblemente sean necesarias para complementar la Norma peruana. Además, el aporte de conocimiento a través del desarrollo de esta investigación servirá de guía para actuar bien en la sociedad, lo cual constituye una política institucional de la universidad.

### **1.2.5 Justificación Ambiental**

El derecho internacional ambiental refiere dos principios uno donde los estados tienen derechos soberanos sobre los recursos naturales y el otro que los estados deben proteger dichos recursos. (López Zamarripa, 2017)

El presente estudio no contraviene el derecho internacional ambiental, ya que su desarrollo no causará daño al medio ambiente. Al ser una investigación donde se evalúa los efectos que provoca la consideración de un análisis ISE, en el comportamiento y diseño de la edificación. Éste será con una finalidad analítica, descriptiva y no experimental, que involucre aspectos o recursos ambientales.

### **1.2.6 Justificación Ética**

El principio ético fundamental en el presente estudio, es el de beneficencia ya que contribuirá a la mejora de procedimientos para el análisis y diseño de edificaciones, en tal sentido es un aporte para la sociedad.

Además, cada uno de los procedimientos y metodologías a desarrollar en el trabajo de investigación estarán sujetos a la verdad y honestidad, por lo que se deben agotar los recursos necesarios para garantizar la fidelidad de los datos y de la información

## **1.3 ALCANCE**

Esta investigación comprende la realización de un análisis sísmico lineal modal espectral, tanto para el modelo convencional como para el modelo considerando la flexibilidad del suelo.

Se tiene como objetivo realizar un análisis comparativo entre ambos modelos, y un estudio descriptivo a fin de validar las diferencias entre ambos sistemas, tales como; alargamiento del período, cambios en los porcentajes de masa participativa de los modos de vibración, incremento de desplazamientos y variación del cortante de diseño.

A consecuencia de la variación de dicho cortante, las sollicitaciones en los principales elementos estructurales también se verán afectadas. Por lo cual, se hará una comparativa entre los resultados del diseño entre ambos sistemas. Entre los cuales podrá existir una diferencia, producto de optimizaciones realizadas en el proceso de diseño del modelo con ISE. Finalmente, se verá el resultado de cómo podría ser posible realizar la optimización del diseño de una edificación aplicando la ISE y cuál es su impacto en los costos de edificación.

## 1.4 LIMITANTES

En el país no se ha desarrollado una guía para la aplicación práctica de un análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura en edificaciones.

Por otro lado, el estudio realizado es de un caso específico (superestructura y cimentación con sus propias características), por lo que algunos resultados de la investigación no pueden ser generalizados.

Adicionalmente otra limitante de la investigación, es el no haberse realizado algún tipo de ensayo dinámico para la obtención del módulo de corte del suelo o las velocidades de ondas de corte, siendo ésta la principal propiedad del suelo usada para el cálculo de los coeficientes de rigideces.

## 1.5 HIPÓTESIS

Es posible optimizar el diseño estructural de una edificación aplicando la Interacción Suelo-Estructura en la ciudad de Arequipa y determinar su impacto en los costos, debido al cambio en el comportamiento sísmico de la superestructura y su posterior diseño.

### 1.5.1 Objetivos

#### a. Objetivo General:

- Optimizar el diseño estructural de una edificación aplicando la Interacción Suelo-Estructura en la ciudad de Arequipa y determinar su impacto en los costos.

#### b. Objetivos Específicos

1. Realizar la estructuración, predimensionamiento, definición del espectro de diseño y el posterior análisis sísmico lineal para el modelo convencional.
2. Incorporar al modelo convencional la Interacción Suelo-Estructura, a través de los coeficientes de rigidez, y efectuar una comparación de períodos y desplazamientos entre ambos modelos.
3. Definir el cortante de diseño para ambos modelos, y verificar su posible disminución en el modelo ISE.
4. Efectuar el diseño integral de la estructura con base rígida, y la del modelo con ISE, para realizar su posterior comparación entre ambos diseños.
5. Efectuar un análisis de costos de los diseños resultantes de los elementos estructurales de cada modelo.

## 1.6 ANÁLISIS DE VARIABLES

### 1.6.1 Independiente

<b>Variable:</b>	Análisis de Interacción Suelo-Estructura
<b>Definición:</b>	El análisis no convencional donde se considera la flexibilidad del suelo a través de los coeficientes de rigidez de cada zapata.
<b>Dimensiones:</b>	Coefficientes de Rigidez, Coeficientes de Amortiguamiento
<b>Indicadores:</b>	tonf/m, tonf.m, tonf.s/m, tonf.s.m
<b>Técnicas:</b>	Funciones de Impedancia
<b>Instrumentos:</b>	Software Etabs

### 1.6.2 Dependiente

<b>Variable:</b>	Comportamiento sísmico y diseño estructural
<b>Definición:</b>	Características fundamentales resultantes de un análisis por cargas de gravedad y de sismo
<b>Dimensiones:</b>	Alargamiento del período, desplazamientos, amortiguamiento de la edificación.
<b>Indicadores:</b>	s, cm.
<b>Técnicas:</b>	Análisis dinámico modal espectral
<b>Instrumentos:</b>	Software Etabs, Safe

## 1.7 METODOLOGÍA

Para desarrollar el proyecto se seguirá la siguiente secuencia. Lo primero a realizar será el estudio del tema, conocer las investigaciones tanto internacionales, como en el país y poder dominar todos los conceptos que involucra conocer este campo de la ingeniería civil, que abarca dos ramas como son: la geotecnia y las estructuras. Con el estudio se definirá el modelo más adecuado para considerar el análisis de ISE.

Luego se definirá la edificación en la ciudad de Arequipa, conocer su ubicación, obtener los planos de arquitectura y el estudio de mecánica de suelos. Con los planos se podrá empezar a realizar el análisis, iniciando con la estructuración y predimensionamiento.

Posteriormente se podrá modelar la edificación y realizar el análisis dinámico modal espectral convencional, con ayuda de un software (Etabs) y haciendo uso de las Normas Técnicas Peruanas E.020, E.030.

Una vez obtenidos los resultados del análisis sísmico, y siguiendo los procedimientos para edificaciones sismorresistentes, se podrá realizar las verificaciones de desplazamientos relativos, fuerza cortante mínima, etc. Así como, obtener las fuerzas máximas, fuerzas internas de los elementos estructurales, período de la estructura y masas participativas. Estos últimos parámetros serán necesarios para realizar un análisis comparativo entre el modelo convencional y el modelo ISE.

Una vez que se obtenga las fuerzas del análisis en base a la Normativa Peruana, y adicionando la Norma E.060 y principalmente el Capítulo 21. Se realizará el diseño de los principales elementos estructurales para las cargas últimas de diseño. Adicionalmente, se dimensionará y diseñará la cimentación de la edificación de acuerdo a la Norma E.050.

Concluido el diseño del modelo convencional, se realizará el mismo procedimiento para el modelo con el análisis de ISE. Como se mencionó, se hará un análisis comparativo de los resultados de ambos modelos. Donde básicamente, se asume que se tendrá diferencias en cuantías de acero las cuales podrían afectar también los costos.

Finalmente se elaborarán los planos estructurales aplicables en obra, del diseño que se haya realizado.

## CAPÍTULO II

### 2. MARCO TEORICO

#### 2.1 INTRODUCCIÓN

El ignorar la ISE, tradicionalmente ha sido considerado como una opción conservadora. Ya que, en un análisis lineal el incremento del amortiguamiento y una elongación del período de la estructura resultará en una menor respuesta en el espectro de aceleraciones. Sin embargo, para el caso del aumento del período, en suelos blandos donde se tiene un espectro de respuesta alargado y si además se tuviera una edificación bastante rígida el incremento de éste resultaría en una mayor aceleración como respuesta. Así mismo, en algunos estudios se ha determinado que los efectos de la ISE pueden incrementar también la demanda de ductilidad. Es así que, un incremento en el período natural fundamental de la estructura no necesariamente conducirá a una menor respuesta. (Mylonakis & Gazetas, 2000)

Así como se tiene factores que deben ser evaluados para saber si la omisión de un análisis con ISE conducirá un diseño inseguro o por lo contrario como usualmente se pensaba sería un análisis conservador. Hay factores positivos como la disipación de energía que también deben ser considerados. Actualmente se usan disipadores y amortiguadores para reducir la respuesta sísmica de estructuras, un disipador natural es la interacción, su fundación y el medio del suelo de soporte. (Crouse & McGuire, 2001)

El tema de la ISE puede ser considerado como un tema complicado, ya que no es posible encontrar una guía de aplicación práctica y completa para edificaciones. De la revisión bibliográfica se tiene artículos que presentan ecuaciones en varias dimensiones y aritmética compleja que dificulta el entendimiento de sus principios. (NIST GCR 12-917-21, 2012). Así mismo, existen códigos y normas que contienen información limitada, como por ejemplo la NSR-10 de Colombia que presenta un capítulo de acerca de ISE y su anexo de recomendaciones, u otros como la NTP. E.030, que no contiene mayor información. La aplicación práctica de la ISE fue impulsada con la publicación de la guía FEMA 440 que proveía de los procedimientos para considerar los efectos de ISE en análisis estáticos no lineales (NIST GCR 12-917-21, 2012). Entonces, el presente capítulo tiene como objetivo desarrollar en forma teórica los principales componentes de la ISE de una manera sencilla y concisa para poder entender dicho fenómeno. Y también, ver los métodos que pueden ser aplicados para representar sus efectos.

## 2.2 INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

En la rama de la geotecnia el estudio de la ISE empezó con el estudio de cimentaciones de máquinas, ya que éstas producen vibraciones y era necesario conocer el comportamiento dinámico del suelo. Entonces para el caso de edificaciones, la principal fuente de vibraciones son los sismos. Las aceleraciones producidas las consideramos como el movimiento de entrada que afecta a todo el sistema tanto el suelo, la cimentación y la estructura. Entonces el análisis con ISE considerará todo el conjunto y evaluará su respuesta frente a dichos movimientos. Es necesario definir el movimiento que se genera en la superficie del suelo justo en la interfaz, a lo que se le denomina movimiento de campo libre.

Existen diferentes investigaciones acerca de la caracterización del movimiento sísmico en la superficie del terreno, de esta forma fue posible conocer el movimiento de campo libre, con ayuda de conceptos como la profundidad del foco, las ondas de propagación, distancia al epicentro, etc. Sin embargo, la presencia de la estructura modifica dicho movimiento. (Soriano, 1989)

Podemos definir como el movimiento de campo libre, al movimiento que corresponde al suelo sin la presencia de la estructura-cimentación. Por lo tanto, si ésta estuviera presente, la respuesta sísmica será diferente. Estos cambios serán debidos, primero a que la cimentación no podrá seguir los movimientos que se dan en campo libre, por el contraste de rigideces, a esto se le conoce como la interacción cinemática. Por otro lado, la influencia de las fuerzas inducidas por el peso de la estructura sobre el suelo, a lo que se denomina interacción inercial. Y finalmente, los efectos de las condiciones geológicas y la topografía en las frecuencias de un sismo (efectos locales o de sitio). (Kramer, 1996)

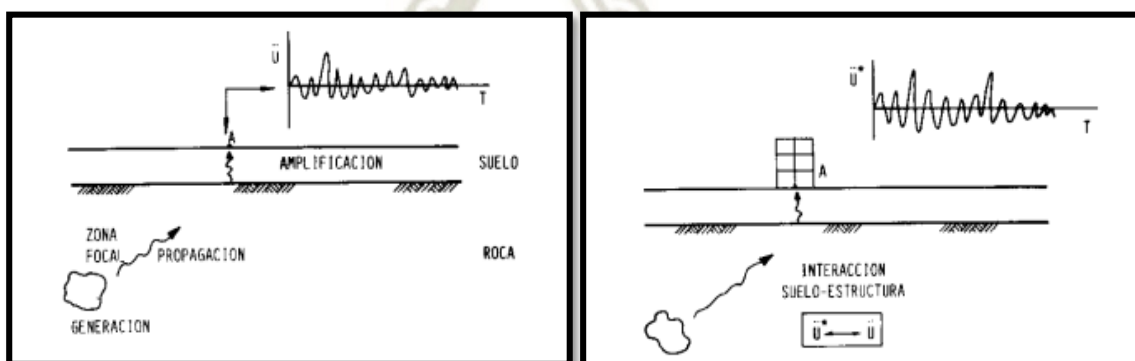


Figura N° 1: a) Representación de la aceleración del campo libre ( $u$ ), y b) Modificación de la aceleración  $a$  ( $u^*$ ) por la presencia de la edificación.

Fuente: Soriano, (1989).

Entonces básicamente la influencia de la estructura y su cimentación en el movimiento del terreno es la Interacción Suelo-Estructura. Es así que se define dos formas de interacción que son la interacción inercial y la interacción cinemática que dan como resultado la interacción completa.

El primero está relacionado a la rigidez y el amortiguamiento de la cimentación, esto debido a que la inercia generada por las vibraciones en una estructura da lugar a un cortante, momento y torsión en la base. A su vez estas fuerzas provocan desplazamientos y rotaciones en la interfaz suelo-cimentación. Lo que se traduce en un incremento en el período de la edificación. Adicionalmente, estos desplazamientos generan disipación de energía mediante amortiguamiento de radiación y amortiguamiento histérico del suelo. (NIST GCR 12-917-21, 2012).

Por otra parte, para el caso de la interacción cinemática, se tiene las variaciones del movimiento del suelo de campo libre y el movimiento de entrada de la cimentación, los cuales se dan debido a la presencia de la cimentación. Las causas de estos efectos que produce la presencia de la subestructura pueden ser identificados como:

- La dispersión de ondas.
- La rigidez de la cimentación, refiriéndose a la variación del movimiento del terreno por la presencia de la estructura.
- La profundidad de la cimentación, la amplitud del movimiento decrece con la profundidad.

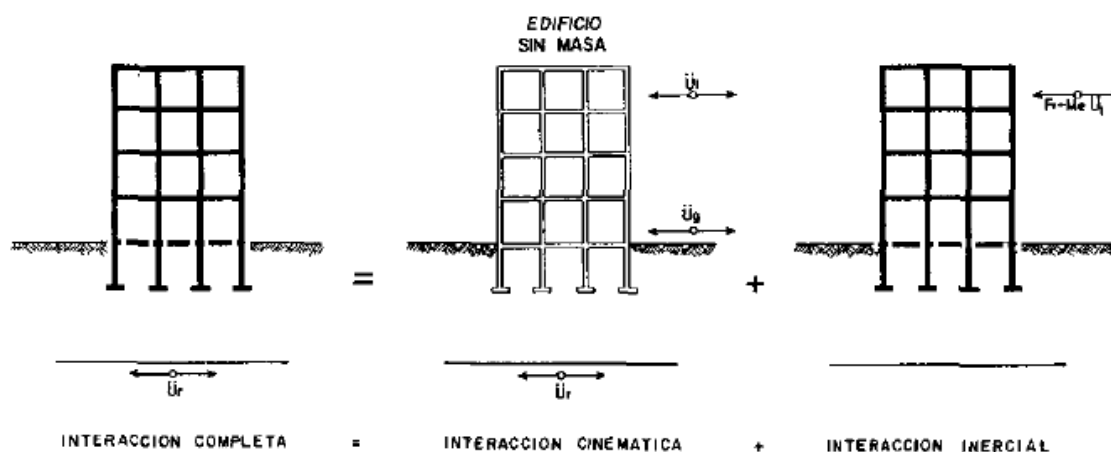


Figura N° 2: Descomposición del fenómeno de interacción.

Fuente: Soriano, (1989)

A su vez, surgen algunos problemas como, por ejemplo:

- Las limitaciones de los estudios de microzonificación sísmica, que radica principalmente en que sus resultados corresponden a análisis de respuesta de sitio en campo libre y por lo tanto no tienen en cuenta el efecto de otro tipo de fenómenos, como la modificación de la señal sísmica debida interacción suelo-estructura (Soriano, 1989)
- La respuesta estructural está definida por el contraste que existe entre la rigidez del sistema suelo-cimentación y la rigidez de la estructura, por lo que, en estructuras rígidas (como es el caso de estructuras a base de muros de mampostería o concreto, o de marcos de concreto robustos) el efecto de ISE será más pronunciado (Fernández S., 2013).

De los efectos perjudiciales de la consideración de ISE, cabe resaltar estudios como el realizado en la sección Fukae de la autopista Hanshin durante el terremoto de Kobe en 1995 donde dentro de otros factores uno era el rol de ISE el motivo del colapso de dicha estructura. (Gazetas & Mylokani, Soil-Structure Interaction Effects on Elastic and Inelastic Structures, 2001).

## **2.3 MÉTODOS PARA EVALUAR LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN**

### **2.3.1 Método Directo**

Mediante este método se realiza un modelo incluyendo el suelo y la superestructura como un sistema completo. El modelado del suelo es representado como un medio continuo, por ejemplo, elementos finitos. Será necesario definir sus propiedades dinámicas del suelo, y si se incorpora los efectos de interacción cinemática requiere especificaciones complejas del movimiento de entrada. En consecuencia, desde el punto de vista computacional es difícil su modelamiento y muy poco aplicado en la práctica.

### **2.3.2 Método de la Subestructura**

Se realiza el modelado del problema de la ISE en diferentes partes para luego realizar una superposición de los sistemas y obtener la solución completa, para lo cual se asume un comportamiento lineal del suelo y la estructura. El suelo es representado por resortes y amortiguadores, cuyos valores son obtenidos mediante ecuaciones que representen la rigidez

dinámica del suelo, éstas son conocidas como funciones de impedancia. Los pasos para considerar este método son:

- a) Especificación del movimiento de entrada de la cimentación: Es el movimiento en la losa-base que considera la rigidez y geometría de la cimentación. Los efectos de la inercia son considerados aparte por lo tanto se supondrá que la masa es nula. Éste movimiento es diferente al del campo libre, dicha variación es expresada mediante una fórmula de transferencia que representa sólo los efectos de la interacción cinemática. El primer paso requiere conocer el movimiento del suelo sin la presencia de la estructura y la cimentación, por ejemplo, que se conozca el movimiento de entrada del terremoto en la superficie. Posteriormente, es necesario un análisis de propagación de ondas para estimar el movimiento de entrada de la cimentación. Las propiedades lineales equivalentes del suelo (módulo de corte, el amortiguamiento) pueden ser parte del análisis. (NIST GCR 12-917-21, 2012)
- b) La rigidez y el amortiguamiento de la interacción suelo-cimentación son obtenidos usando las funciones de impedancia. Ya sea para cimentaciones rígidas o para cimentaciones flexibles.
- c) La superestructura se encuentra modelada encima de la cimentación y este sistema es sometido a las componentes traslacionales y rotacionales del movimiento de entrada de la cimentación.

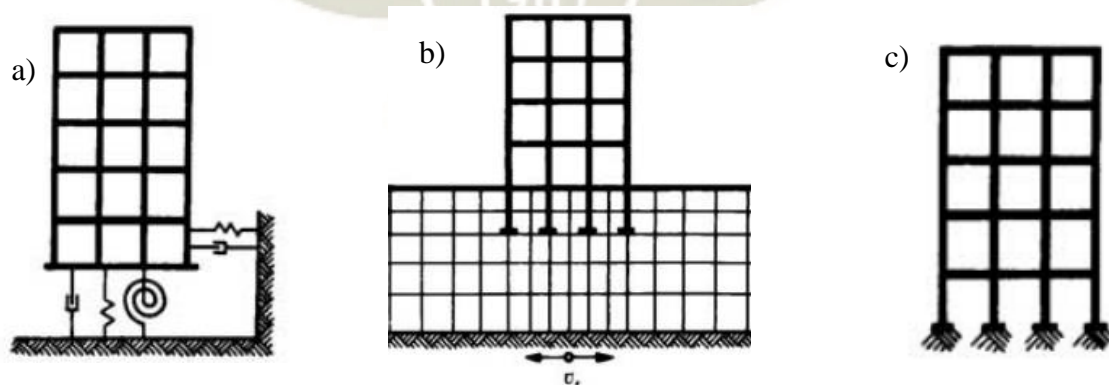


Figura N° 3. a) Modelo de método de la subestructura. b) Modelo del método directo c) Modelo sin efectos de la ISE.

Fuente: Jiménez, (1980).

### 2.3.2.1 Interacción inercial

El objetivo es desarrollar los efectos que produce la interacción inercial, que son los desplazamientos y rotaciones provocadas por las fuerzas de inercia como el cortante basal y el momento. Estos desplazamientos y rotaciones pueden ser fuente de disipación de energía y flexibilidad. Se considerará un sistema de un solo grado de libertad para poder conocer su comportamiento.

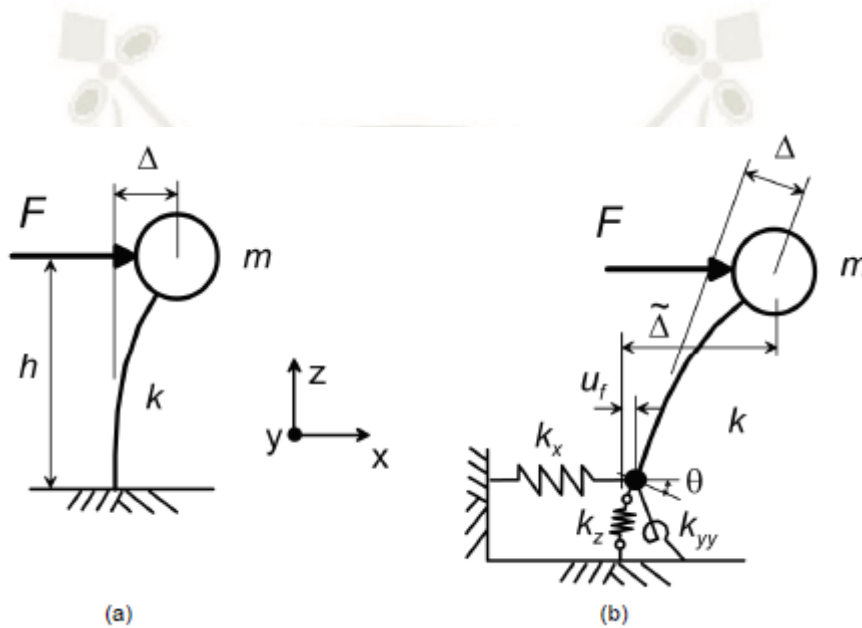


Figura N° 4. Sistema de un solo grado de libertad. a) Estructura de base empotrada y b) Estructura de base flexible.  
Fuente: NIST GCR 12-917-21, (2012).

Se tiene dos modelos uno de base empotrada (base rígida y cementación rígida) y otro de base flexible. Dichos sistemas están sometidos a una fuerza horizontal, que genera diferentes desplazamientos. Con la ley de Hooke y las fórmulas de dinámica estructural para el caso de la base empotrada se tiene:

$$F = k \cdot \Delta ; \omega = \sqrt{\frac{k}{m}} ; T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Ecuación 1: Período de la edificación.

$$T^2 = (2\pi)^2 \frac{m \cdot \Delta}{F}$$

Ecuación 2: Período de la edificación.

Para la base flexible se tiene que la fuerza horizontal  $F$  deforma el resorte horizontal ( $k_x$ ) un desplazamiento ( $u_f$ ), a la vez el resorte rotacional ( $k_{yy}$ ) gira un ángulo  $\theta$  y genera un desplazamiento de ( $\theta \cdot h$ ), y finalmente el desplazamiento  $\Delta$ , obtenido de la rigidez del sistema ( $F/k$ ). Entonces la deflexión total  $\tilde{\Delta}$  será:

$$\tilde{\Delta} = \frac{F}{k} + u_f + \theta \cdot h$$

$$\tilde{\Delta} = \frac{F}{k} + \frac{F}{k_x} + \frac{F \cdot h}{k_{yy}} \cdot h$$

Ecuación 3: Deflexión total.

Reemplazando (3) en (2) para hallar el período de la base flexible:

$$\tilde{T}^2 = (2\pi)^2 \cdot m \cdot \left( \frac{1}{k} + \frac{1}{k_x} + \frac{h^2}{k_{yy}} \right)$$

Ecuación 4: Período de base flexible.

Y también podemos hallar la ecuación de alargamiento del período:

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_{yy}}}$$

Ecuación 5: Alargamiento del período.

Esta ecuación también puede ser usada en un sistema de múltiples grados de libertad, y se toma la altura para el centro de masa de la primera forma modal. Conocido como la altura efectiva. Y que es aproximadamente los 2/3 de la altura total.

En trabajos previos de Veletsos y Nair (1975) y Bielak (1975), como se menciona en NIST GCR 12-917-21, (2012), se ha demostrado los parámetros adimensionales que intervienen en la ecuación del alargamiento del período son:

$$\frac{h}{V_s T}, \frac{h}{B}, \frac{B}{L}, \frac{m}{\rho_s 4BLh} \text{ y } \nu$$

Donde  $\rho_s$  es la densidad del suelo,  $\nu$  es el coeficiente de Poisson de suelo.  $h/T$  cuantifica la rigidez de la superestructura y  $h/(V_s.T)$  representa la relación de rigidez de estructura-suelo. El término de  $h/T$  tiene unidades de velocidad y será mayor para sistemas más rígidos tales como muros de concreto armado. Y menor para sistemas flexibles. La velocidad de onda de corte  $V_s$  está relacionada con el módulo de corte con la siguiente ecuación:

$$V_s = \sqrt{G/\rho_s}$$

Ecuación 6: Velocidad de onda de corte

La relación de rigidez estructura-suelo es considerado el parámetro más importante que controla los efectos inerciales de la ISE. Ya que, el alargamiento del período crece notoriamente con dicho parámetro.

$B$  y  $L$  son los parámetros que definen la geometría de la cimentación. Las relaciones altura de la estructura y ancho de la cimentación ( $h/B$ ) y ancho y longitud de la cimentación ( $B/L$ ) son parámetros que describen la geometría del sistema suelo-estructura.

El coeficiente de masa  $m/\rho_s 4BLh$ , es la relación entre la masa de la estructura y la masa del suelo. Este coeficiente es comúnmente considerado con un valor de 0.15. (Veletsos & Meek, 1974). El coeficiente de Poisson afecta la rigidez y el amortiguamiento característico de la cimentación.

Por otro lado, aparte del alargamiento del período, se tendrá el amortiguamiento asociado a la interacción suelo-cimentación ( $\beta_f$ ). Que se encuentra compuesto por dos partes: La contribución de la histéresis del suelo, es decir amortiguamiento histerético, y la radiación de energía hacia fuera del sistema. Éste último se da en forma de ondas de tensión y es conocido como el amortiguamiento de radiación. El amortiguamiento de la cimentación contribuye directamente al amortiguamiento del sistema de base flexible ( $\beta_0$ ): (NIST GCR 12-917-21, 2012)

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{1}{\left(\frac{T}{T}\right)^n} \cdot \beta_i$$

Ecuación 7:  
Amortiguamiento de base flexible

De la ecuación presentada  $\beta_i$  es el amortiguamiento asociado a la estructura, que es comúnmente considerado como 0.05 en concreto armado. El factor 'n' varía de acuerdo al

tipo de amortiguamiento. Diferentes autores han realizado modelos analíticos para el amortiguamiento de la cimentación.

Los procedimientos de análisis para el alargamiento del período y el amortiguamiento, han sido validados con edificios que han sido instrumentados. Estos estudios demuestran que el parámetro más importante es la relación de rigidez estructura-suelo ( $h/(VsT)$ ) y que los efectos de interacción inercial pueden ser omitidos si  $h/(VsT) < 0.1$ , es decir para estructuras flexibles como aportricadas. Los efectos de la interacción inercial en el cortante basal, para el caso de un análisis sísmico espectral, son representados en la Figura N° 5.

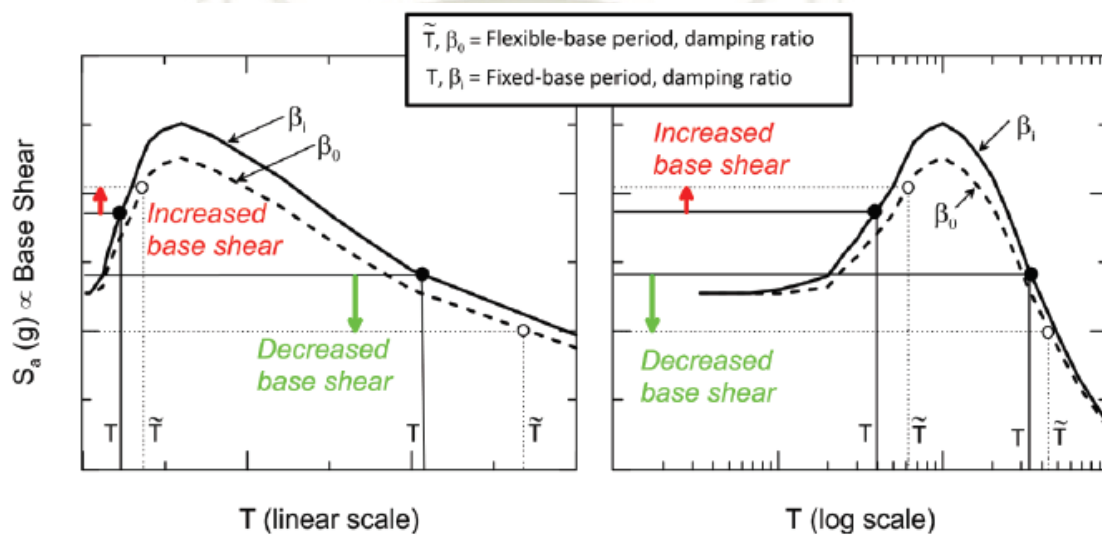


Figura N° 5. Influencia de ISE inercial en la respuesta sísmica.  
Fuente: NIST GCR 12-917-21, (2012).

Donde claramente se puede observar que para estructuras con períodos muy cortos lo efectos de la interacción inercial incrementan la respuesta de la aceleración. Por otro lado, para estructuras de períodos largos se tiene una disminución del cortante basal debido al alargamiento del período. En ambos casos el amortiguamiento de la base flexible reduce los valores del espectro de pseudo-aceleraciones.

## CAPÍTULO III

### 3. ASPECTOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO

#### 3.1 CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN

Se proyecta un edificio de concreto armado de 6 niveles, sin sótanos, para uso multifamiliar. Su ubicación es en el distrito de Selva Alegre, provincia de Arequipa. Las dimensiones del terreno son de 9.56 metros por el frente y de 25.10 metros por los lados donde colinda con terrenos vecinos por la parte posterior y un lateral, es decir es un edificio de esquina. Se tiene un área total del terreno de 239.13 m<sup>2</sup>.

#### 3.2 DESCRIPCIÓN DE LA ARQUITECTURA

El área construida por nivel es de 193.1 m<sup>2</sup>, por lo tanto, para todo el proyecto se tiene un área de construcción de 1158.6 m<sup>2</sup>. De acuerdo a la distribución arquitectónica se tiene que el proyecto cuenta con un total de 10 departamentos, dos por cada nivel a excepción del primero, y además de la azotea. El primer nivel está destinado para la ubicación de los 06 estacionamientos, que tienen ingreso por un lado del edificio, aprovechando que éste está ubicado en una esquina. También se ubican dos ambientes para comercio que tienen ingreso por el frente. Asimismo, se tiene un único ingreso principal para todos los demás pisos en la parte de los estacionamientos. Los departamentos del segundo al sexto piso tienen una distribución arquitectónica típica. Se tiene una altura de entrepiso de 2.60 metros. Por el frente, para el ingreso principal, el primer nivel se encuentra a 0.30 m del nivel del terreno.



Figura N° 6: Corte vista elevación.  
Fuente: Planos elaborados por la empresa “A3 Estudio”, (2019)

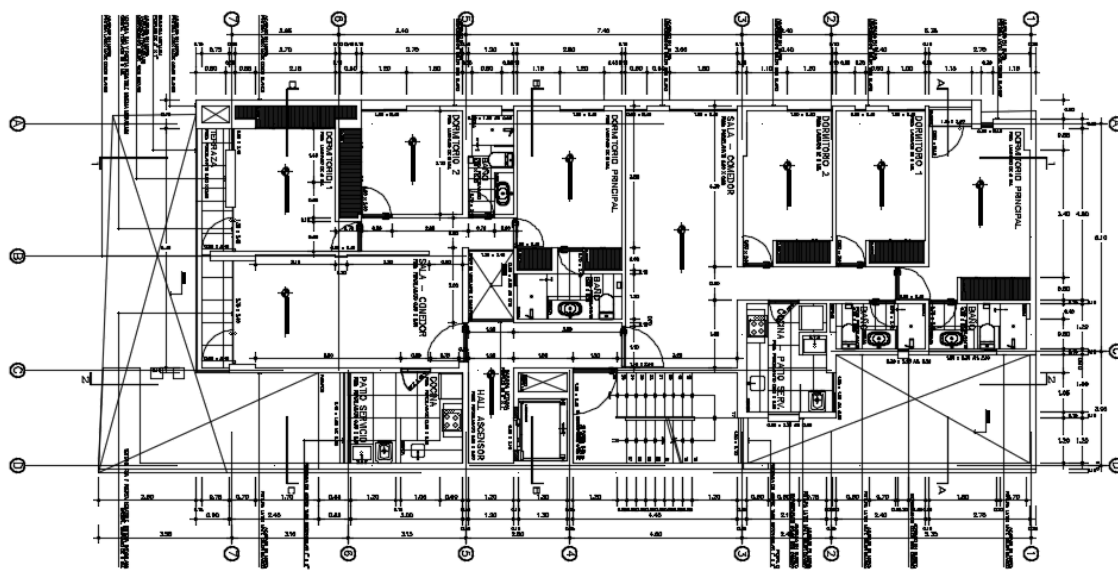


Figura N° 7. Planta típica del 2do al 6to nivel.  
Fuente: Planos elaborados por la empresa “A3 Estudio”, (2019)

### 3.3 NORMATIVA

El procedimiento de análisis y diseño se hará de acuerdo a la normativa peruana vigente, para ello se tiene las siguientes normas conforme al Reglamento Nacional de Edificaciones.

- Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (NDSR) – 2018
- Norma E.060 “Diseño en Concreto Armado” – 2009-2019
- Norma E.020 “Cargas” – 2006
- Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones”- 2018

### 3.4 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Conforme a la norma E.060 el diseño de los elementos en concreto armado se realiza aplicando la filosofía de Diseño por Resistencia. Donde, se tiene que cumplir la siguiente expresión.

$$\text{Resistencia} \geq \text{Efecto de las cargas}$$

Es decir, los elementos estructurales serán diseñados para soportar determinados esfuerzos los cuales pueden ser de corte, flexión, carga axial, torsión, etc. Dicha capacidad será la Resistencia de Diseño ( $\phi R_n$ ), la cual tendrá que ser mayor o igual que los esfuerzos producidos por las cargas amplificadas en las combinaciones de carga que se establecen en esta norma, dicha demanda será la Resistencia Requerida ( $R_u$ ). (Ottazzi, 2011)

Las combinaciones de carga que se usarán para obtener la resistencia requerida ( $R_u$ ) serán las que establece el reglamento.

Tabla N° 1: Combinaciones de carga para el diseño.

	<b>Combinación</b>
<b>Cargas muerta y viva</b>	1.4CM + 1.7CV
<b>Sismo</b>	1.25(CM + CV) ± S
	0.9CM ± S

Fuente: Norma E.060, (2009).

Además, para el cálculo de la resistencia de diseño  $\phi R_n$  se usarán los siguientes factores de reducción de acuerdo al elemento y el tipo esfuerzo al cual se esté diseñando.

Tabla N° 2. Coeficientes de Reducción de Resistencia.

Solicitud	Factor $\phi$ de reducción(E.060)
Flexión	0.90
Tracción y Tracción + Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexocompresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

Fuente: Ottazzi, (2011).

### 3.5 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

#### 3.5.1 Concreto

Las propiedades mecánicas del concreto para considerar en el análisis y el diseño de la edificación son la siguientes.

- Resistencia a la compresión del concreto:  $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.15$
- Módulo de elasticidad:  $E_c = 15000\sqrt{f'c} = 2173706.51 \text{ tonf/m}^2$

#### 3.5.2 Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo será de Grado 60 y de acuerdo a la norma ASTM A615 por lo que tiene las siguientes propiedades.

- Esfuerzo de Fluencia:  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad:  $E_s = 2000000 \text{ kgf/cm}^2$

#### 3.5.3 Suelo

Es necesario la realización de un estudio de mecánica de suelos o informe técnico, según corresponda, para todo proyecto de edificación. Del cual se obtiene información esencial para el diseño de la cimentación o también para consideraciones que se deben tener para llevar a cabo el proyecto. Como por ejemplo la presencia de nivel freático, etc. Para este caso se tiene la siguiente información.

- Capacidad portante:  $q = 2.35 \text{ kgf/cm}^2$
- Profundidad de desplante: 2.5 m

- Densidad del suelo:  $\rho = 1667 \text{ kg/cm}^3$
- Clasificación SUCS: GM-Grava Limosa
- Suelo Tipo S2 (<suelo intermedio), de acuerdo a la norma E.030
- Recomendación de cimentación: zapatas aisladas y corridas, con vigas de cimentación.

### 3.6 CARGAS

Las cargas a utilizar en el análisis y diseño de la edificación por su mayor incidencia, son la carga muerta la carga viva y la carga de sismo. Para el cálculo de la carga muerta será la proveniente del peso propio de los elementos estructurales, por lo que, es necesario conocer los pesos específicos de los materiales. Las cargas vivas dependerán del uso de la edificación o en determinados ambientes y éstas son obtenidas de norma E.020. Es así que para este proyecto se tiene las cargas y pesos específicos de la tabla N° 3. Además, se realizó un metrado de la tabiquería del piso típico del edificio de manera que logremos obtener un peso por unidad de área de tabiquería. Así, simplificamos el modelado para sólo asignar directamente la dicha carga en área.

Tabla N° 3. Pesos específicos de materiales y cargas de elementos.

<b>Carga muerta</b>			
Peso específico del concreto	$\gamma_c$	2400	$\text{kgf/m}^3$
Piso terminado	pt	100	$\text{kgf/m}^2$
Tabiques de ladrillo	Tab		
Unidades sólidas		1900	$\text{kgf/m}^3$
Unidades huecas		1450	$\text{kgf/m}^3$
Peso tabiquería (metrado)		225	$\text{kgf/m}^2$
Losa aligerada unidireccional h=20		300	$\text{kgf/m}^2$

Fuente: Elaboración Propia, (2021).

Tabla N° 4. Sobrecargas consideradas para el análisis y diseño (E.020, 2006).

<b>Carga viva</b>			
Sobrecarga uso vivienda	s/c	200	$\text{kgf/m}^2$
Sobrecarga azotea		100	$\text{kgf/m}^2$

Fuente: Elaboración Propia, (2021).

## CAPÍTULO IV

### 4. ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

#### 4.1 INTRODUCCIÓN

En el proceso de Estructuración y Pre-dimensionamiento de los elementos resistentes que conforman el sistema estructural de cualquier edificación, la etapa más importante es la configuración de la misma y cómo dichos elementos estarán distribuidos. En la configuración estructural influirán ambos profesionales tanto el Arquitecto como el Ingeniero. Por lo tanto, será un trabajo en conjunto que permita satisfacer las necesidades tanto estructurales como arquitectónicas y el resultado sea un proyecto funcional, resistente, durable, y estético. (Bazán & Meli, 2002)

En países sísmicos las principales fuerzas a las cuales está sometida una edificación, son las causadas por dicho fenómeno natural. Y donde cumplir con las recomendaciones propuestas en diferentes libros de diseño sismo resistente, es fundamental para un comportamiento adecuado. Además, se ha llegado a considerar, que una adecuada configuración estructural es tan importante, o tal vez más, que las fuerzas de diseño. (Arnold & Reitherman, 1987)

Según Blanco, (1997) se toma como referencia los siguientes principios de estructuración:

- Simplicidad y Simetría
- Resistencia y Ductilidad
- Hiperestaticidad y Monolitismo
- Uniformidad y Continuidad
- Rigidez Lateral
- Diafragma Rígido

Existen algunos otros aspectos que también deben ser tomados en cuenta como, por ejemplo, la presencia y ubicación de elementos no estructurales que puedan modificar la distribución de rigidez y de masa, generando diferentes daños y problemas. Una omisión de dichos elementos en el análisis puede causar el colapso de la edificación.

Con respecto a la norma de diseño Sismorresistente E.030, (2018), nos provee de límites que velan por la regularidad de la estructura y que, en su defecto, se toman factores de reducción de la ductilidad y sobrerresistencia de la edificación. Es decir, se aceptan ciertas irregularidades de acuerdo a la importancia de la edificación y el peligro sísmico.

## 4.2 ESTRUCTURACIÓN

La estructuración consistirá en ubicar los elementos estructurales de manera que concedan una adecuada rigidez y resistencia a la estructura, sin afectar la distribución arquitectónica proporcionada. Además, tratando de seguir los principios mencionados anteriormente.

### 4.2.1 Losa de techo

Elemento estructural horizontal que cumple las siguientes funciones principales, la primera, de transmitir las cargas de gravedad hacia las vigas que se apoyan en las columnas o muros, los cuales transfieren la carga al terreno a través de la cimentación. La segunda función, es la de conformar el diagrama rígido de la edificación, lo que permite asumir que la losa es lo suficientemente rígida que no admite deformaciones en su plano. En consecuencia, la estructura, frente a fuerzas horizontales, se moverá como una unidad uniformizando las deformaciones.

De la arquitectura presentada, se plantea el uso de losas macizas para el hall de llegada de las escaleras, y losas aligeradas unidireccionales para los demás paños.

### 4.2.2 Vigas

Como se mencionó previamente son los elementos encargados de recibir las cargas de gravedad soportadas por las losas, y transmitir las a las columnas o muros. Además, son importantes para que en conjunto con los demás elementos resistan las demandas sísmicas. Se optará por el uso de vigas peraltadas en ambas direcciones de manera que se formen ciertos pórticos. También se usará vigas chatas para que formen elementos de borde o refuercen los paños de losa donde sea necesario.

### 4.2.3 Columnas

Estos elementos estructurales son orientados de manera vertical generalmente. Se encargarán de transmitir las cargas de gravedad a la cimentación. También, resistirán esfuerzos provocados por los sismos. Sin embargo, se tendrá también muros de concreto que aliviaran sus solicitaciones. Por lo cual posteriormente se verificará que cargas provocan mayores esfuerzos en las columnas planteadas. Es recomendable que las columnas no tengan un espesor menor de 25 centímetros.

#### 4.2.4 Muros de concreto armado

Son elementos alargados aproximadamente con una relación de 1:4. De manera que proporcionan una gran rigidez y resistencia en la dirección en que se encuentren orientados. En consecuencia, éstos serán los que tomen la mayor parte de la fuerza cortante por sismo. Es recomendable cuidar su ubicación en planta, y así no se generen torsiones debido a excentricidades entre el centro de rigidez y el centro de masa.

#### 4.2.5 Escaleras

Las escaleras son elementos esenciales en la edificación, tanto por su utilidad como el cuidado que se debe tener en su diseño y ubicación. De acuerdo a la arquitectura planteada, se proyecta escaleras de dos tramos que deberán apoyarse transversalmente.

### 4.3 PREDIMENSIONAMIENTO

Posterior a la definición de los elementos que serán usados para conformar el sistema estructural de la edificación, se realizará su predimensionamiento. Basado principalmente en criterios y recomendaciones dadas en base a la experiencia de ingenieros, obtenida de anteriores diseños. Y que además tienen en cuenta el peligro sísmico de nuestro país.

#### 4.3.1 Losa aligerada

En el proyecto se hará uso de losas aligeradas unidireccionales, para el predimensionamiento el espesor de la losa variará de acuerdo a luz libre entre apoyos. Es recomendable que esté orientada en la dirección más corta del paño. Usualmente se propone la siguiente relación.

$$h = \frac{ln}{24}$$

Donde “ln” es la luz libre entre vigas. También se puede usar la siguiente tabla de valores recomendados.

Tabla N° 5 Peraltes de losas aligeradas conforme a su luz libre.

Espesor (m)	Luz recomendada (m)
0.17	$Ln < 4$
0.20	$4 < ln < 5.5$
0.25	$5 < ln < 6.5$
0.30	$6.5 < ln < 7.5$

Fuente: Blanco, (1997).

Del proyecto la luz de mayor dimensión es de 3.30 m a lo que correspondería un espesor de losa de 14.16 cm. Sin embargo, se considera un espesor de losa de 20 cm.

La losa maciza del paño de la escalera es pequeña, sin embargo, se usará un espesor de 20 cm.

#### 4.3.2 Vigas

El predimensionamiento de vigas peraltadas que soporten esfuerzos sísmicos, se realiza con las siguientes expresiones:

$$h = \frac{ln}{10} \text{ o } h = \frac{ln}{12}$$

También se puede hacer uso de la siguiente tabla de dimensiones en base a su luz libre:

Tabla N° 6. Peraltes de vigas sismorresistentes recomendados.

Luz Libre (m)	Dimensiones (cm)
$L \leq 5.5$	25x50, 30x50
$L \leq 6.5$	25x60, 30x60, 40x60
$L \leq 7.5$	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
$L \leq 8.5$	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
$L \leq 9.5$	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

Fuente: Blanco, (1997).

Como se observa el ancho mínimo es de 25cm siempre y cuando la viga forme parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas. De la arquitectura se tiene que en la dirección Y-Y la luz máxima es de 4.7 metros a lo que se puede considerar una viga de dimensiones de 25x40 metros. En la dirección X-X la luz es de 3.3 metros por lo que se considera vigas de 25x35 metros.

Adicionalmente se está estableciendo vigas de borde en los ductos y pozos de iluminación y vigas chatas en los paños que se tenga tabiques paralelos a la dirección del aligerado.

### 4.3.3 Columnas

Se puede asumir que las columnas estarán sometidas principalmente a esfuerzos axiales ya que, la presencia de las placas aliviará sus solicitaciones que produzcan esfuerzos de flexión. Por lo tanto, los esfuerzos por carga axial serán un adecuado criterio de dimensionamiento. Conforme a Blanco, (1997), se podrán usar las siguientes ecuaciones de acuerdo a la ubicación de la columna:

$$\text{Area columna centrada} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'c}$$

$$\text{Area columna exterior o esquinera} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f'c}$$

Se realizará el cálculo de la carga de servicio en función a su área tributaria de la columna y considerando una carga de 1.00 ton/m<sup>2</sup> por nivel. Por ejemplo, se realizará el predimensionamiento de la columna en la intersección de los ejes B-7 (C-1). Esta columna ha sido proyectada en la intersección de las vigas y contiene la mayor área tributaria, sin embargo, por condiciones arquitectónicas no tiene la posibilidad de tener grandes dimensiones. Por lo tanto, podemos ubicar otra columna en el mismo eje, que fue considerada previamente por arquitectura, y aumentar las dimensiones de las columnas en los extremos para reducir sus solicitaciones tanto de gravedad como sísmicas. Figura N° 8

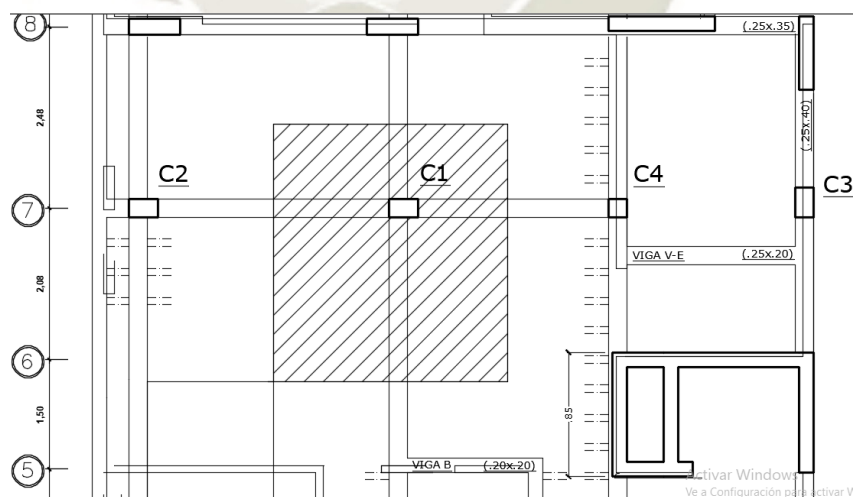


Figura N° 8 Área tributaria de la columna C1 para su predimensionamiento.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla N° 7. Resumen del predimensionamiento de columnas.

Columna	Ubicación	Area tributaria (cm <sup>2</sup> )	Npisos	Factor de carga (kgf/cm <sup>2</sup> )	Area requerida (cm <sup>2</sup> )	Dimen-siones (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	Veri-ficación
C1	exterior	99000	6	0.1	808.16	25x40	1000	OK
C2	centrada	134400	6	0.1	853.33	25x40	1000	OK

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Como se observa en la tabla N°7 se ha colocado el predimensionamiento de dos columnas, una exterior y una centrada, que por condiciones de arquitectura no han podido tener mayores dimensiones y que a su vez son las que tienen mayor área tributaria frente a carga axial. Las demás columnas han sido dimensionadas de manera que proporcionen rigidez de acuerdo a la dirección a la que se encuentre orientada, a pesar que no se requiera dicha dimensión por cargas de gravedad. Por lo que se consideró un sólo tipo de columna de dimensiones de 25x70 cm.

Adicionalmente, las columnas exteriores deben tener un adecuado peralte para garantizar el anclaje de los aceros provenientes de las vigas.

#### 4.3.4 Muros de concreto armado

Se hará uso de muros de concreto armado también conocido en nuestro país como placas, para lograr reducir las demandas sísmicas que tendrán los pórticos de concreto armado, ya pre-dimensionados anteriormente. Éstos, nos proporcionarán la suficiente rigidez lateral para evitar desplazamientos que puedan dañar la edificación.

No es sencillo pre-dimensionar estos elementos, ya que su diseño depende del comportamiento sísmico de la edificación. Sin embargo, una forma aproximada de conocer la densidad de muros necesaria es comparando el cortante basal estático con la fórmula de resistencia al corte. Es así que se puede hacer uso de la siguiente expresión:

$$Ac. req. = \frac{0.80 \times V_{est}}{(0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} + 0.85 \times \rho \times f_y)}$$

Se hará el cálculo del área de corte para un 80% del cortante. El valor de resistencia a compresión del concreto  $f'c$  es de 210 kgf/cm<sup>2</sup>. Y se le añade el aporte del acero con un valor de  $\rho$  de 0.0025.

El peso de la edificación será calculado de igual forma asumiendo un valor de 1ton/m<sup>2</sup> de peso por nivel.

$$P = (\text{Factor de carga} * \text{Area construida}) * \#N$$

- Área construida:  $A_c = 193.1 \text{ m}^2$
- N° de pisos: 6
- Peso de la edificación:  $P = 1158.6 \text{ tonf}$

Posteriormente se realizará el cálculo del cortante estático como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla N° 8. Cálculo del cortante basal estático para predimensionamiento de placas.

Descripción	Valor
Factor zona (Z)	0.35
Factor Uso (U)	1
Factor de Suelo (s)	1.15
Factor de amplificación sísmica (C)	2.5
Coefficiente de reducción (R)	6

Fuente: Elaboración propia, (2021).

$$V_{est} = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Ecuación 8: Cortante Estático

- Cortante estático:  $V_{est} = 194.3 \text{ tonf}$

Por lo tanto, el área de muros de concreto armado será de aproximadamente 10000 cm<sup>2</sup>. Entonces, para ambas direcciones, si se considera un espesor de 20 cm, correspondería una longitud alrededor de 5.00 metros.

## CAPÍTULO V

### 5. ANÁLISIS SÍSMICO

Luego de que se haya realizado un adecuado predimensionamiento de los elementos estructurales y definidas las cargas de servicio, se puede efectuar el análisis de la edificación debido a las fuerzas sísmicas, aplicando los criterios y requerimientos que se encuentran en la NDSR E.030.

#### 5.1 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

Se realizará mediante el método elástico dinámico modal y con el uso de un programa computacional (ETABS). Éste análisis permite conocer las diferentes formas en que oscila el edificio, conocidos como modos de vibración. La norma establece que se considere tres modos de vibración por piso de manera que por lo menos se llegue a obtener el 90% de masa participativa en total.

En el programa se puede definir los criterios de combinación para los resultados de cada modo, que como se recomienda en la norma, se utiliza la combinación cuadrática completa (CQC). Así mismo, se define el valor de amortiguamiento constante para nuestra edificación en este caso y generalmente es de 0.05 para todos los modos de vibración.

Por otro lado, de manera que se logre considerar un eventual cambio en la ubicación del centro de masa, lugar donde se aplica la acción sísmica, la norma establece considerar la excentricidad accidental. Una cantidad definida como el 5% de la longitud del diafragma perpendicular a la dirección de análisis. La consideración de este criterio influye directamente en la irregularidad torsional de la edificación. Ya que, una vez conocidos la ubicación del centro de masa (CM) y centro de rigidez (CR), luego del análisis, se podrá evaluar la excentricidad accidental, la cual incrementará la distancia entre ambos puntos generando mayores efectos de torsión.

##### 5.1.1 Definición del Espectro

Para poder definir el sismo de diseño mediante un espectro de respuesta de aceleraciones, la NDSR proporciona ciertos parámetros que son definidos a continuación y de acuerdo al presente proyecto. Éste representará las aceleraciones máximas de las estructuras para diferentes períodos.

#### 5.1.1.1 Parámetro de zona (Z):

Depende de la ubicación de la estructura, el territorio nacional se encuentra dividido en cuatro zonas de mayor a menor peligro sísmico. Este parámetro representa la aceleración máxima del suelo para un sismo de 475 años de período de retorno y una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. El proyecto se encuentra ubicado en la ciudad Arequipa, distrito de Selva Alegre, es decir pertenece a la zona 3, a lo que le corresponde un factor de 0.35.

#### 5.1.1.2 Parámetro de sitio (S):

De igual forma depende de la ubicación de proyecto, sin embargo, de forma específica sobre las características del suelo de fundación. Se puede clasificar el suelo en 5 perfiles S0, S1, S2, S3, S4, definidos por la norma de acuerdo a ensayos de campo o laboratorio.

De acuerdo a la información del proyecto se tiene que el perfil de suelo es S2, y como se sabe está ubicado en la zona 3, así le corresponde un factor de suelo de 1.15.

Entonces con el parámetro “Z” y el perfil del suelo es posible definir ya el espectro elástico, ya que, se obtiene los factores del período de la plataforma ( $T_p$ ) y el período largo ( $T_l$ ), 0.6 y 0.2 respectivamente, que definen los tramos del espectro, y además el producto de Z y S que será la aceleración máxima en la superficie. (Muñoz, 2020)

#### 5.1.1.3 Factor de amplificación sísmica (C)

Este factor se puede interpretar como una medida de cuanto más se acelerará nuestra edificación respecto al suelo. Resultado de ello se tiene las fórmulas que dependen del período de la estructura y del período del terreno que definen cada punto del espectro. Es factible, definir el producto de ZSC como la aceleración máxima de la estructura. (Muñoz, 2020)

#### 5.1.1.4 Factor de Uso (U):

Este factor a diferencia de los demás es poco más fácil de interpretar ya que tiene como fin amplificar las demandas sísmicas de acuerdo a la importancia de la edificación. Que se definen en la norma como temporales, comunes, importantes, esenciales. Para un edificio de vivienda corresponde un valor de 1.

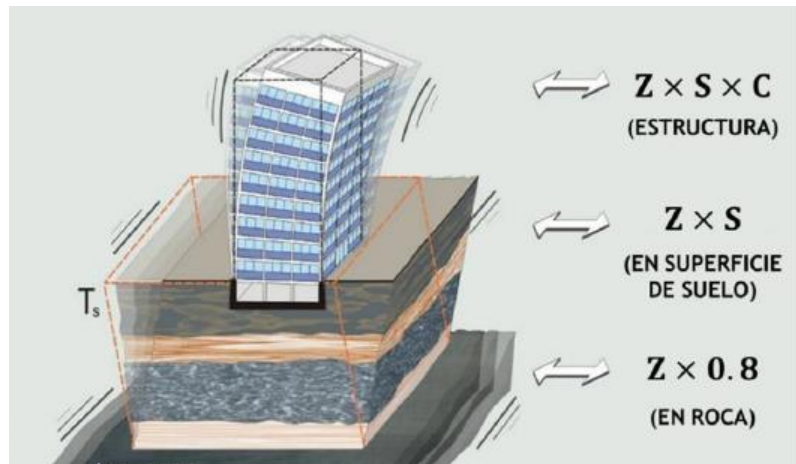


Figura N° 9. Aceleraciones calculadas a partir de los factores de la NDSR.  
Fuente: Muñoz, (2020).

### 5.1.1.5 Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas sísmicas (R0)

Su valor depende del sistema estructural predominante que tengamos en nuestro proyecto. Este factor se puede interpretar como la representación de la ductilidad ( $R_{\mu}$ ) y sobrerresistencia ( $R_{\Omega}$ ), que tendrá el edificio cuando entre en un comportamiento inelástico Figura N° 10 . Ya que no será posible, ni factible diseñar la edificación con la fuerza que tengamos en el espectro elástico. Una vez definido el coeficiente de Reducción obtenemos nuestro espectro inelástico o de diseño.

Entonces para un sistema de muros estructurales de concreto armado se tiene un valor de 6.

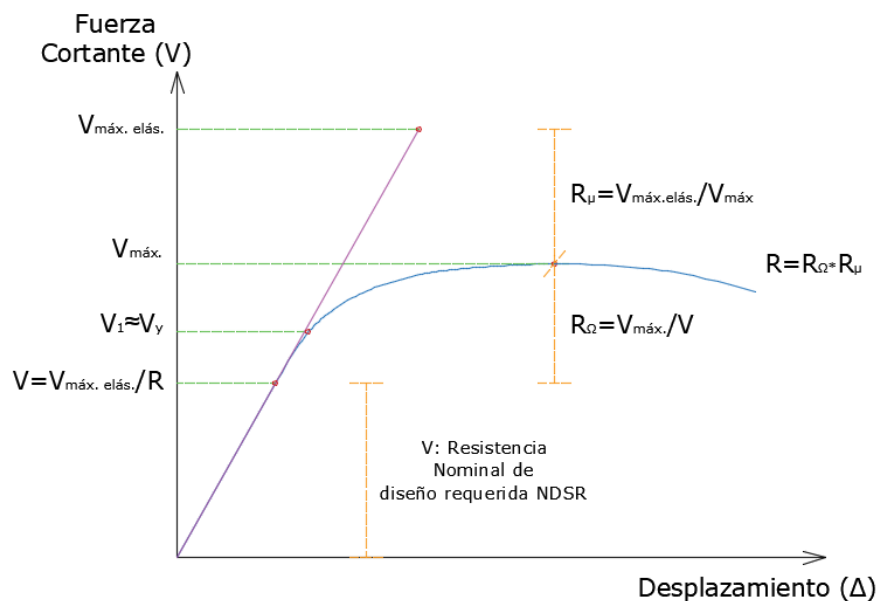


Figura N° 10. Componentes del Factor de Reducción.

Fuente: Muñoz, (2020).

Como se observa en la Figura N° 10, El valor “V” es el cortante sísmico de diseño dado por la norma, que representa para la parte de diseño propiamente, la “Resistencia Nominal” de diseño requerida. Además, “V” es el valor hasta el cual la estructura se comporta elásticamente. Sin embargo, es debido a la sobrerresistencia de los materiales, a los factores de reducción de resistencia y a los factores de amplificación de las cargas de servicio, que este valor soportara aún más, llegando recién al cortante de inicio del daño estructural “V1”, “Vy”.

Por lo tanto, de los procedimientos de diseño a rotura, el cortante que iniciará el daño estructural y en consecuencia inicio del comportamiento inelástico será mayor que el cortante de diseño proporcionado por la NDSR. (Muñoz, 2020).

De esta forma es que la norma permite realizar un análisis en rango elástico, pero teniendo en cuenta el comportamiento inelástico, a través del factor R, que permitirá diseñar los elementos frente al sismo de diseño establecido.

#### 5.1.1.6 Coeficiente Reducción de las Fuerzas sísmicas (R)

Este coeficiente se obtiene de multiplicar el valor de R0 por los factores de irregularidades. Ya que, inicialmente no se ha definido ninguna irregularidad, el coeficiente de reducción no queda afectado por ningún factor, así R tendrá un valor de 6 para ambas direcciones del análisis.

$$R = R_0 * I_p * I_a$$

Se podrá resumir los parámetros y fórmulas para la obtención del espectro elástico e inelástico de diseño, los cuales estarán en función de la gravedad (g). Para el caso de la primera fórmula es conocida como la expresión que define el espectro de pseudo-aceleraciones.

$$S_a = \left( \frac{Z * U * S * g}{R} \right) * C$$

Ecuación 9: Aceleración pseudo-espectral.

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

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

Ecuación 10: Definición del factor de amplificación sísmica.

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

Tabla N° 9. Resumen de los parámetros sísmicos para definición del espectro de diseño.

Parámetro sísmico	Valor
Factor zona (Z)	0.35
Factor Uso (U)	1
Factor de Suelo (s)	1.15
Tp	0.6
Tl	2
Coefficiente de reducción en x (Rx)	6
Coefficiente de reducción en y (Ry)	6

Fuente: Elaboración propia, (2021).

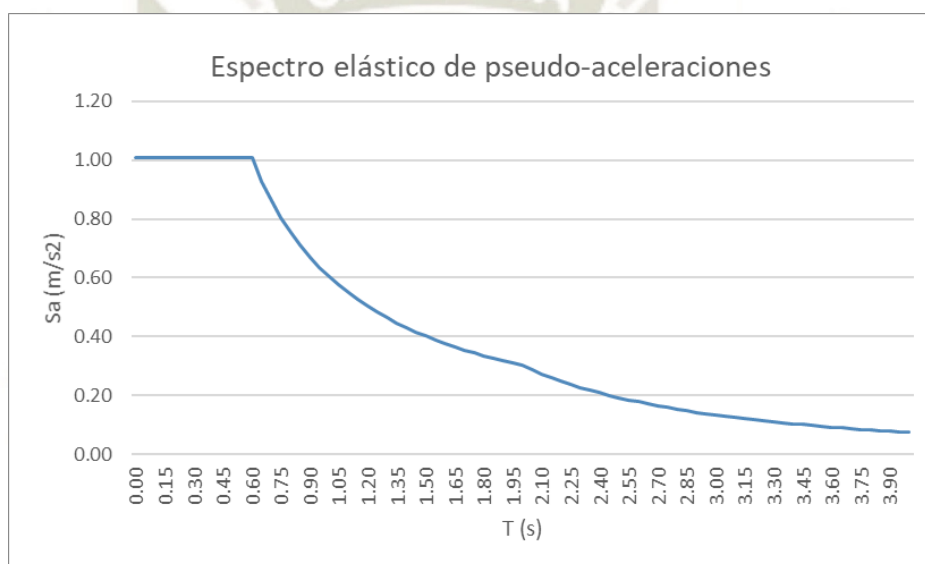


Figura N° 11. Espectro elástico de pseudo-aceleraciones.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

## 5.2 ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES

### 5.2.1 Irregularidades en altura

#### 5.2.1.1 Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

Se produce esta irregularidad cuando la rigidez de un entrepiso es mucho menor que la de los demás entrepisos. Es necesario realizar primero el análisis, y así obtener los cortantes y desplazamientos de entrepiso. De manera que, si se cumple que la rigidez de un entrepiso es menor que el 70% que la rigidez del entrepiso superior o que sea menor que el 80% del promedio de rigidez de los 3 niveles adyacentes superiores. Corresponderá un factor de 0.75. La norma sugiere que se calculen las rigideces como resultado de dividir la cortante de entrepiso entre el desplazamiento relativo del centro de masa.

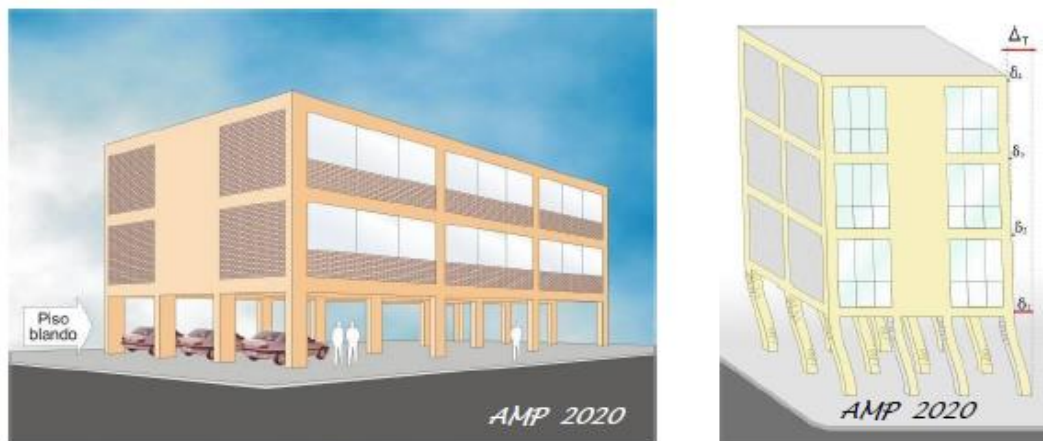


Figura N° 12 Irregularidad de Piso Blando.

Fuente: Muñoz, (2020).

$$\text{Si: } K_i < 0.8 \left( \frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right) \wedge K_i < 0.7K_{i+1}; \text{ Irregular}$$

#### 5.2.1.2 Irregularidad de Resistencia– Piso Débil

Esta irregularidad se da cuando la resistencia de un entrepiso es menor al 80% de la resistencia del entrepiso superior. Esta resistencia de entrepiso puede ser estimada como el total de resistencia de los elementos que toman cortante sísmico (ASCE7-16). Así mismo, en nuestra norma se especifica que es la resistencia del entrepiso frente a fuerzas cortantes. Se puede realizar una evaluación, en función a la cantidad

de elementos estructurales resistentes que tengamos en cada nivel, por lo tanto, existirá irregularidad si en el piso adyacente no habría continuidad de dichos elementos, o un cambio en su dimensión. De manera que, se asume que dicho cambio afectará en la resistencia a cortante agregándole los factores de diseño y acero de refuerzo por corte. Por lo tanto, para esta edificación no se presenta dicha irregularidad.

$$\text{Si: } Vn_i \leq 0.8Vn_{i+1}; \text{ Irregular}$$

### 5.2.1.3 Irregularidad extrema de Rigidez y Resistencia

Según las restricciones establecidas en la norma, en la tabla N°10, para el caso de esta edificación, de categoría C y zona sísmica 3, no está permitido irregularidades extremas. Entonces en caso se tuviera la irregularidad de Rigidez, se debe calcular la de Extrema Rigidez y verificar que no se presente.

$$K_i < 0.7 \left( \frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right) \wedge K_i < 0.6K_{i+1}$$
$$Vn_i \leq 0.65Vn_{i+1}$$

### 5.2.1.4 Irregularidad de masa o peso

Para esta irregularidad la norma específica, el peso estimado de acuerdo al artículo 26, no deberá exceder en 1.5 veces el peso de un piso adyacente. En el presente proyecto no se tiene esta irregularidad.

### 5.2.1.5 Irregularidad de geometría vertical

No se presenta irregularidad de geometría vertical, ya que los elementos estructurales son continuos en todos los niveles, excepto la azotea. Dicha irregularidad se da cuando una dimensión en planta del elemento es mayor a 1.3 veces la misma dimensión en el piso adyacente.

### 5.2.1.6 Discontinuidad de los Sistemas Resistentes

Se presenta esta irregularidad cuando un elemento estructural resistente tiene algún tipo de inclinación o un desalineamiento, con un desplazamiento que sea mayor al 25% de la dimensión del elemento. En nuestro caso todos los elementos son verticales y continuos.

## 5.2.2 Irregularidades en planta

### 5.2.2.7 Irregularidad Torsional

Así como, en Piso Blando, se tiene que realizar el análisis para conocer los desplazamientos relativos de los entresijos de la edificación considerando la excentricidad accidental. Y de forma sencilla se verifica que el máximo desplazamiento de un extremo sea menor que 1.3 veces el promedio de los desplazamientos relativos de los otros extremos, para no considerar esta irregularidad. Caso contrario el factor de reducción de ductilidad será de 0.75.

$$\text{Si: } \Delta_{\text{máx.}} > 1.3\Delta_{\text{prom.}} \vee \Delta_{\text{máx.}} > 0.5\Delta_{\text{permisible}}; \text{ Irregular}$$

### 5.2.2.8 Esquinas Entrantes

Para esta irregularidad es necesario que para ambas direcciones principales se tenga una abertura que sea mayor al 20% de la longitud total en planta. El factor correspondiente es de 0.9.

Es posible verificar antes de realizar el análisis, en este caso sí presenta esta irregularidad ya que para la dirección X la longitud de la esquina entrante respecto a la longitud total es de 0.26, mientras que para la dirección Y esta relación es de 0.24. Entonces se verifica que está cumpliéndose en ambas direcciones dicha condición.

$$\text{Si: } L_{\text{entrante}} > 20\%L_{\text{total}}; \text{ Irregular}$$

### 5.2.2.9 Discontinuidad del diafragma

Este proyecto no presenta esta irregularidad ya que no se tiene aberturas mayores al 50% del área del diafragma

### 5.2.2.10 Sistemas no paralelos

Se dará esta irregularidad cuando el ángulo que formen entre los ejes de pórticos o muros sea mayor  $30^\circ$ , en cualquier dirección del análisis. A este edificio no le corresponderá dicha irregularidad.

Entonces del análisis previo de irregularidades se ha obtenido el factor de 0.9 para la reducción del factor "R0", por lo que, el valor de "R" para el primer análisis sísmico será de 5.4. También, es importante mencionar que el factor de irregularidad es único para ambas direcciones. Es decir, se puede analizar la irregularidad por dirección, pero se obtendrá un sólo factor, siendo este el menor valor que se obtenga, para ambas direcciones.

### 5.3 PESO SÍSMICO

De acuerdo a la norma E.030 el peso considerado para el cálculo de la fuerza de inercia provocada por el movimiento sísmico será el peso propio de la edificación es decir la carga muerta más un porcentaje adicional de la carga viva que depende de la importancia de la edificación. en este caso para una edificación de categoría “C”, consideramos un 25% de la carga viva.

En el programa computacional esto se considera mediante la definición de la fuente de masa, para lo cual es necesario crear inicialmente casos de carga. Por ejemplo, en el caso de “carga muerta”, se le asigna un factor de 1, para que considere el peso propio de los elementos estructurales modelados. Mientras que, las cargas por área que se asignen a las losas serán parte de este caso de carga. De igual forma será para las cargas vivas que se asignen, a las losas.

### 5.4 MODELO ESTRUCTURAL SIN CONSIDERAR EFECTOS DE ISE

Entonces como se ha ido mencionando, es a través de un modelo tridimensional, que se trata conocer el comportamiento de la estructura. Tanto frente a cargas sísmicas, como a cargas de servicio. Que, además, considera la respuesta a dos componentes horizontales ortogonales en representación del sismo. Aquí radica la importancia de en su mayoría tener estructuras que sean regulares, de modo que los resultados del programa nos den certeza que son aproximados comportamiento real. Esto último, de acuerdo al grado de peligro sísmico.

Todos los conceptos teóricos y prácticos para el análisis, y el diseño que se han explicado previamente deben tenerse en cuenta adecuadamente en el software.

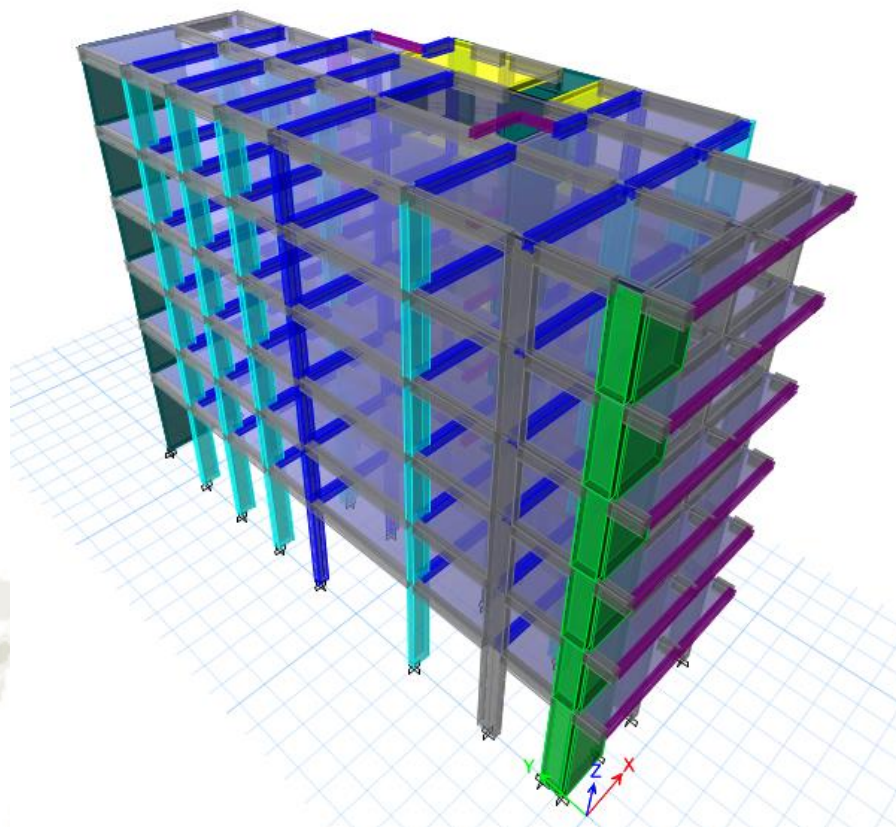


Figura N° 13. Modelo estructural 3D para el análisis sin considerar ISE-Etabs.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

## 5.5 RESULTADOS DEL ANÁLISIS CONVENCIONAL

### 5.5.1 Centro de masa y de rigidez

Un resultado de una adecuada estructuración es que las excentricidades en ambas direcciones no difieran demasiado, en el programa se incluye la excentricidad accidental la cual es el 5% de la longitud en su respectiva dirección y en el sentido más desfavorable. En la siguiente tabla se muestran las excentricidades con la excentricidad accidental.

Tabla N° 10. Centros de masa y rigidez. Modelo Empotrado.

Piso	Centro de masa (m)		Centro de rigidez (m)		Excentricidad (m)	
	$X_{CM}$	$Y_{CM}$	$X_{CR}$	$Y_{CR}$	$e_x$	$e_y$
6	4.161	10.883	6.032	12.291	-1.871	-1.407
5	4.170	10.878	6.038	12.365	-1.868	-1.487
4	4.170	10.878	6.053	12.479	-1.883	-1.601
3	4.170	10.878	6.081	12.609	-1.911	-1.731
2	4.170	10.878	6.125	12.743	-1.955	-1.865
1	4.205	10.883	6.272	12.648	-2.067	-1.766

Fuente: Elaboración propia, (2021).

De la tabla se obtiene una excentricidad promedio en “X” de 1.92 metros y en Y de 1.64 metros.

## 5.5.2 Verificación de Irregularidad Torsional y de Piso Blando

### 5.5.2.1 Verificación de la irregularidad de Piso Blando.

Para comprobar esta irregularidad se toma la rigidez de cada entrepiso, para lograr comparar con las restricciones de la norma. Para ello se necesita la fuerza cortante de entrepiso y el desplazamiento relativo de entrepiso en el centro de masa, evaluados para la carga lateral de sismo.

$$K_i = \frac{V_i}{\Delta r_i}$$

Ecuación 11: Rigidez de entrepiso.

Tabla N° 11. Verificación de Irregularidad de Rigidez- Piso Blando.

Piso	Kxi (tnf/mm)	Kyi (tnf/mm)	kxi/kx+1	kxi/kxiprom	kyi/ky+1	kxi/kxiprom
6	16.34	17.00	-	-	-	-
5	31.49	31.24	1.928	-	1.837	-
4	41.39	38.30	1.315	-	1.226	-
3	50.33	43.58	1.216	1.693	1.138	1.511
2	62.56	49.63	1.243	1.523	1.139	1.316
1	82.65	58.27	1.321	1.607	1.174	1.329

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Como se observa en la tabla, la edificación no presenta dicha irregularidad. La rigidez de entrepiso va en forma se podría decir uniforme y descendente. Por lo que, tendría que darse un cambio brusco en su estructura para que exista ese contraste de rigideces en entrepisos. Por ello que, por lo general esta irregularidad se presenta en los siguientes casos comunes:

- Tabiques no aislados del sistema estructural en los pisos superiores, mientras que en el primer nivel se tiene espacios libres por arquitectura o uso. Figura N° 12
- Entrepisos altos
- Dobles Alturas

### 5.5.2.2 Verificación de irregularidad torsional

Ahora luego de haber realizado el análisis del modelo, se puede verificar la irregularidad torsional tomando como referencia 4 extremos de la edificación en cada para cada entrepiso, y comparar el desplazamiento relativo máximo de cada nivel con el desplazamiento relativo promedio, verificando que dicha relación sea menor a 1.3. como se muestra en la Tabla N° 12

Tabla N° 12. Verificación de Irregularidad Torsional en Y.

Dirección Y					
Nivel	Deriva	$\Delta/2$	$\Delta_{\text{máx.}}$	$\Delta_{\text{prom}}$	$\frac{\Delta_{\text{máx.}}}{\Delta_{\text{prom}}}$
6	0.004031	0.0035	0.0037	0.0031	1.2
5	0.004785	0.0035	0.0045	0.0038	1.2
4	0.005509	0.0035	0.0052	0.0046	1.1
3	0.005897	0.0035	0.0057	0.0050	1.1
2	0.005714	0.0035	0.0056	0.0050	1.1
1	0.003138	0.0035	-	-	-

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla N° 13. Verificación de Irregularidad Torsional en X.

Dirección X					
Nivel	Deriva	$\Delta/2$	$\Delta_{\text{máx.}}$	$\Delta_{\text{prom}}$	$\frac{\Delta_{\text{máx.}}}{\Delta_{\text{prom}}}$
6	0.00418	0.0035	0.004181	0.0033	1.30
5	0.00469	0.0035	0.004686	0.0037	1.30
4	0.00508	0.0035	0.005085	0.0039	1.30
3	0.00515	0.0035	0.005147	0.0039	1.30
2	0.00472	0.0035	0.004717	0.0035	1.30
1	0.00240	0.0035	-	-	-

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Entonces como se observa en las tablas de Verificación de Irregularidad Torsional, la edificación no presenta dicha irregularidad para ninguna de las dos direcciones de análisis (X, Y).

### 5.5.3 Períodos y modos de vibración

Del análisis dinámico modal espectral, se obtiene los diferentes modos de vibrar de la estructura, su período y masa participativa correspondiente. El período depende de la masa y la rigidez de la estructura. De la ecuación del movimiento y con operaciones matriciales se obtiene las frecuencias angulares de cada modo, siendo la frecuencia el

inverso del período, con este último se entra al espectro de diseño y se extrae las pseudo-aceleraciones. Las cuales son una por cada modo y dependen de los grados de libertad en los que se concentra la masa. Posteriormente, podemos hallar la contribución de cada modo, y el producto de esta matriz con la matriz de pseudo-aceleraciones obtendremos las fuerzas estáticas equivalentes, para cada modo. Por consiguiente, como se mencionó al inicio del capítulo, la norma nos permite realizar la combinación de estos resultados mediante el método CQC. De igual forma, se realiza para los giros y desplazamientos, los hallados con la matriz de rigidez y la de fuerzas para cada modo.

Entonces, este es el proceso en resumen que realiza el programa para proporcionar los resultados finales, de fuerzas para cada elemento y desplazamientos de la edificación. Los resultados de los períodos en las direcciones principales y la masa participativa, es de por lo menos el 90% como se muestran en las siguientes tablas.

Tabla N° 14. Períodos y masa participativa- Traslación Y.

<b>Modos traslación en Y</b>			
<b>Modo</b>	<b>Período</b>	<b>Masa Part.</b>	<b>Masa Part. Acum.</b>
<b>1</b>	0.496	71%	71%
<b>4</b>	0.137	12%	93%
<b>7</b>	0.063	4%	98%

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla N° 15. Períodos y masa participativa- Traslación X.

<b>Modos traslación en X</b>			
<b>Modo</b>	<b>Período</b>	<b>Masa Part.</b>	<b>Masa Part. Acum.</b>
<b>2</b>	0.411	64%	67%
<b>5</b>	0.104	12%	90%
<b>8</b>	0.046	3%	97%

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla N° 16. Períodos y masa participativa- Rotación.

<b>Modos Rotacionales</b>			
<b>Modo</b>	<b>Período</b>	<b>Masa Part. Acum. X</b>	<b>Masa Part. Acum. Y</b>
<b>3</b>	0.324	77%	82%
<b>6</b>	0.079	94%	94%
<b>9</b>	0.037	97%	99%

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Entonces, de los resultados se puede inferir que la dirección más flexible es en Y. Además, no se tiene masa participativa importante en ambas direcciones para alguno de los modos, lo que quiere decir, que no se presentan efectos de torsión grandes.

#### 5.5.4 Verificación de los requisitos de rigidez

Como se mencionó previamente, cuando se definió el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, este factor tiene implícito los valores de ductilidad y sobre resistencia. Es así que, si por ejemplo para este caso, se tiene un valor de  $R=6$ , y también se sabe que generalmente el valor de sobrerresistencia es generalmente de 2. Entonces el valor de ductilidad para este sistema es de 3 ya que se multiplican ambos factores para obtener el factor de reducción básico ( $R_0$ ).

Las derivas de entrepiso son representación del daño en la edificación y su control es una forma de incorporar rigidez a la estructura. Este último enfoque, se podría decir que es relativamente nuevo, ya que anteriormente sólo se diseñaba por ductilidad y resistencia.

La NDSR lo realiza a través de limitar los desplazamientos laterales generados por las acciones sísmicas. Estos límites dependen de material de la edificación y son respecto al desplazamiento máximo relativo de entrepiso (Drift). Para concreto armado se tiene como límite un valor de 0.007.

De esta manera, lo que pretende la NDSR es limitar el daño en las edificaciones. El sismo de diseño, fue reducido por el factor  $R$ , asumiendo que la estructura logrará disipar la energía a través de los desplazamientos y rotulas plásticas que se genere, por la incursión en el rango inelástico. Sin embargo, este daño que se permite en la estructura debe ser limitado a fin de evitar su colapso.

Por lo tanto, como se realiza un análisis lineal elástico los desplazamientos obtenidos del programa de análisis, son en consecuencia elásticos. Para ello se les multiplica por un valor de  $0.75R$  o  $0.85R$  para estructuras regulares e irregulares respectivamente, para obtener los desplazamientos inelásticos. La verificación de Rigidez se encuentra resumida en las siguientes tablas.

Tabla N° 17. Verificación deriva máxima inelástica. Dirección X.

Dirección X				
Piso	Deriva máx. elástica	0.85 R	Deriva máx. inelástica	$\Delta_{m\acute{a}x.inel.} < 0.0$
6	0.0009	4.59	0.0043	Ok
5	0.0011	4.59	0.0049	Ok
4	0.0011	4.59	0.0053	Ok
3	0.0012	4.59	0.0053	Ok
2	0.0011	4.59	0.0049	Ok
1	0.0005	4.59	0.0024	Ok

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla N° 18. Verificación deriva máxima inelástica. Dirección Y.

Dirección y				
Piso	Deriva máx. elástica	0.85 R	Deriva máx. inelástica	$\Delta_{m\acute{a}x.inel.} < 0.0$
6	0.0008	4.59	0.0037	Ok
5	0.0010	4.59	0.0045	Ok
4	0.0011	4.59	0.0052	Ok
3	0.0012	4.59	0.0057	Ok
2	0.0012	4.59	0.0056	Ok
1	0.0007	4.59	0.0031	Ok

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Entonces, como se muestra en Tabla N° 17, Tabla N° 18, se cumple con los requisitos de rigidez proporcionados por la norma. El máximo desplazamiento relativo de entrepiso se encuentra en la dirección Y.

### 5.5.5 Fuerza cortante mínima

La NDSR establece que la fuerza cortante en el primer nivel obtenida del análisis modal espectral sea por lo menos el 90% para el caso de estructuras irregulares y el 80% para regulares, del cortante estático. En este sentido se debe hacer algunas verificaciones que se muestran a continuación para el presente caso.

Tabla N° 19. Peso sísmico de la edificación proporcionado por ETABS.

Nivel	Masa tonf.s2/m	Peso (tonf)
6	11.94	117.08
5	17.68	173.44
4	17.68	173.44
3	17.68	173.44
2	17.68	173.44
1	18.75	183.89
<b>Total</b>	101.40	994.73

Fuente: Elaboración propia, (2021).

- Chequeo por  $CM+.25CV$   

$$Cm + .25Cv = 1051.05 + .25(184.23)$$

$$= 1097.11 \text{ tonf ok.}$$
- Chequeo por  $m^2$ : Los edificios de vivienda y oficina tienen un peso de 1 tn/m<sup>2</sup> aproximadamente.

$$\frac{\text{Peso}}{m^2} = \frac{1097.11}{190 * 6} = 0.96 \frac{\text{tonf}}{m^2} \text{ ok.}$$

Ahora, se ha obtenido también del análisis los períodos de los primeros modos de vibración que son los valores de; 0.496 para la dirección “Y” y de 0.411 para la dirección “X”. Además, con los parámetros sísmicos definidos previamente se obtiene el valor del cortante estático mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSC}{R} * Ps$$

Ecuación 12: Cortante Estático.

También, queda definido que el valor del coeficiente de amplificación sísmica es de 2.5 ya que el período de la estructura se encuentra en la plataforma del espectro. Obteniendo así el siguiente coeficiente del peso. Éste, es necesario para realizar el análisis estático en el programa computacional.

$$V = \frac{0.35 * 1 * 1.15 * 2.5}{5.4} * \text{Peso sismico}$$

$$V = 0.186 * P$$

Obteniendo así, un cortante estático de 197.28 tonf, para ambas direcciones.

La fuerza cortante dinámica obtenida del análisis computacional es de 135.34 tonf para la dirección “x” y de 146.62 tonf para la dirección “y”. Como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla N° 20. Fuerzas sísmicas por nivel, del análisis dinámico (tonf).

Piso	Dirección x		Dirección y	
	Fuerza cortante entrepiso (tonf)	Cortante acumulado (tonf)	Fuerza cortante entrepiso (tonf)	Cortante acumulado (tonf)
6	31.10	31.10	31.26	31.26
5	35.34	66.44	37.02	68.28
4	27.01	93.45	29.70	97.98
3	20.16	113.61	23.00	120.98
2	13.80	127.41	16.19	137.17
1	7.93	135.34	9.45	146.62

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Entonces, si se realiza la verificación, se obtiene los siguientes coeficientes de amplificación de cortante.

$$90\%V_{estx \text{ e } y} = .90 * 197.28 = 177.55 \text{ tonf}$$

$$\text{Coef.}_{amp \ x} = \frac{177.55}{135.34} = 1.312$$

$$\text{Coef.}_{amp \ y} = \frac{177.55}{146.62} = 1.211$$

### 5.5.6 Junta sísmica

Nuestra NDSR establece una distancia mínima de separación entre edificios (s), con la finalidad de evitar el daño de estas edificaciones durante un evento sísmico por el contacto de las mismas. Según la norma, si se conoce los máximos desplazamientos entre ambos edificios esta distancia será los 2/3 de la suma de los dichos desplazamientos, y mayor que 0.006 h, siendo h la altura del nivel natural del terreno hasta el nivel donde se quiere hallar el valor de s. A su vez dicho valor debe ser mayor que 3.0 centímetros.

Sin embargo, en este proyecto se tiene sólo la información de este único edificio, por lo que el valor de  $s$  medido al nivel de la azotea será:

$$s = 0.006 * (17.2 \text{ m})$$

$$s = 10.32 \text{ cm}$$

Si calculamos sólo la separación hasta el límite de propiedad ( $s_1$ ), donde, de acuerdo a la norma:

$$s_1 \geq \frac{2}{3} \Delta_{\text{máx.inel.}} \wedge \geq \frac{s}{2}$$

$$s_1 \geq \frac{2}{3} * 7.70 \text{ cm} \geq \frac{10.32}{2}$$

$$s_1 \geq 5.13 \geq 5.16 \text{ cm}$$

Por consiguiente, estableceremos un valor de “ $s_1$ ” de 5.5 centímetros (2”), para ambas direcciones.

## CAPÍTULO VI

### 6. ANÁLISIS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

#### 6.1 INTRODUCCIÓN

Del marco teórico elaborado se puede decir que, la respuesta sísmica de la estructura depende de sus características propias, el suelo adyacente y su cimentación. El problema de la ISE consiste en encontrar las relaciones que ligan estos factores (Jimenez, 1980). Por ello, se ha normalizado el uso del empotramiento en la base del modelo para el análisis, pero dicha idealización tendría una adecuada aproximación si se tratara de un suelo rígido como por ejemplo roca.

Entonces, de los métodos para la representación de los efectos de la ISE, se hará uso del método de la subestructura, que como se mencionó, consiste simplemente en modelar la edificación en dos sistemas; la superestructura y el suelo-cimentación. Éstos se entrelazan a través de funciones de fuerza-deformación, conocidas como funciones de impedancia. La impedancia se refiere a la rigidez y amortiguamiento de la interfaz suelo-cimentación, y es posible modelarla en forma exacta haciendo uso de resortes y amortiguadores. Los coeficientes calculados son dependientes de la frecuencia, por lo que se trabaja en el dominio de la frecuencia. (Cruz & Miranda , 2017)

A lo largo del tiempo se han desarrollado diferentes métodos simplificados para la solución de problemas en diferentes áreas de la ingeniería, como, por ejemplo:

- La capacidad de carga del suelo (Prandtl, Terzagui, Meyerhoff), el desarrollo de los mecanismos de falla del suelo. O también el uso del teorema de Meyerhoff, que nos simplifica la obtención de los esfuerzos en la cimentación, con una distribución uniforme de presiones.
- Estabilidad de taludes, el método de Fellenius, que nos permite calcular el factor de seguridad (FS), que define la estabilidad del talud.
- La solución de una estructura hiperestática, a través del método de distribución de momentos (Hardy Cross).

Estos métodos simplificados se caracterizan por; ser provenientes de teoría básica en forma total o parcial, y se requieren sólo cálculos manuales con ayuda mínima de herramientas

como Excel o Mathcad. Además, éstos permiten realizar verificaciones a resultados de los métodos numéricos computacionales los cuales actualmente se aplican en su mayoría.

En gran parte de las investigaciones la solución de estos problemas de Interacción suelo estructura, es en relación a las cimentaciones de máquinas, con cargas producidas por sus vibraciones, sin embargo, también puede ser aplicado para todo tipo de problema de ISE, y que estas cargas también pueden ser transmitidas por temblores u oleaje marino, etc.

El sistema se idealiza como una masa rígida, que descansa sobre un semi-espacio elástico, que representa el suelo. Para caracterizar este semi-espacio solo es necesario conocer las siguientes propiedades como; el módulo de corte  $G$ , el módulo de Poisson, y la densidad del suelo ( $\rho$ ). Donde, el sistema equivalente será el suelo representado por un resorte y amortiguador. Y dejando de lado la masa de la cimentación circular, considerando su rigidez, se encontró la solución del problema. (Dobry, 2014)

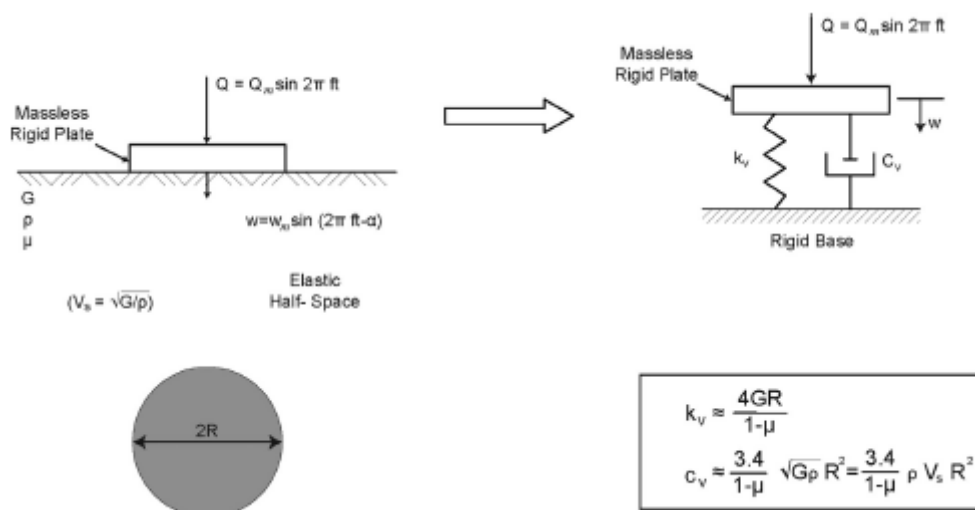


Figura N° 14 Solución simplificada para carga vertical, independiente de la frecuencia.

Fuente: Dobry, (2014).

Estos sistemas simplificados seguirán siendo importantes, ya que generalmente para realizar un análisis numérico más exacto o se requiere de programas y demanda computacional, o se requiere de mayor tiempo.

Por otro lado, respecto al amortiguamiento de la estructura y la asunción de que éste se verá modificado por efectos de la ISE. Se ha demostrado que, la fracción de amortiguamiento para la estructura es gobernada por el suelo, ya que éste no puede ser calculado a partir de las propiedades mecánicas de la estructura y pareciera no ser dependiente del material. Siendo la fracción de amortiguamiento viscoso la agrupación de todas las fuentes de

disipación de energía que no es posible incluirlas de forma explícita en el modelo estructural. (Cruz & Miranda , 2017).

Entonces se comprobó en el estudio que los resultados de la modelación de una cierta cantidad de estructuras con diferentes alturas, períodos, y radios de cimentación. Se aproximan de forma casi exacta a los resultados empíricos, obtenidos de la instrumentación de edificios, por lo cual se le atribuye al suelo y a la ISE, como el principal contribuyente sobre la fracción de amortiguamiento. Concluyendo que, para el amortiguamiento del primer modo, éste estará principalmente en función de la altura, decreciendo conforme ésta incrementa, mientras que para los modos superiores tendrá un crecimiento lineal respecto al incremento de frecuencias modales.

Además, se identifican como fuentes de amortiguamiento; el amortiguamiento por radiación y el amortiguamiento histérico.

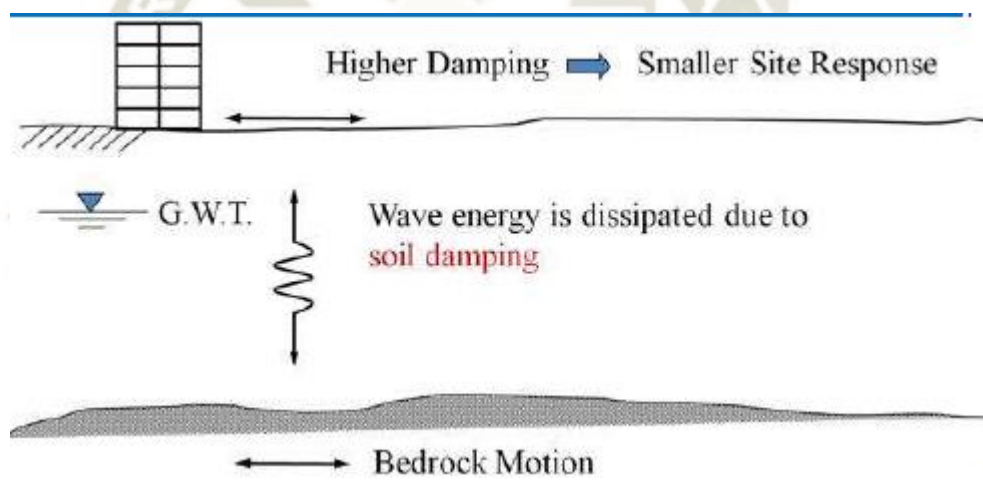


Figura N° 15. Disminución de amplitud de onda por amortiguamiento del suelo.

Fuente: Suarez, (2017).

## 6.2 CÁLCULO DE RIGIDECES DEL SUELO

Las soluciones de estas funciones de impedancia para cimentaciones rígidas rectangulares o circulares apoyadas sobre un semi-espacio elástico homogéneo, describen las rigideces traslacionales y amortiguamientos para los ejes x, y, z y los rotacionales alrededor de esos ejes, denotados como  $k_x$ ,  $k_y$ ,  $k_z$ . Figura N° 16. En la siguiente ecuación la rigidez será denotada como  $k_j$ , ésta será producto de la rigidez estática,  $K_j$ , por los modificadores de rigidez. (NIST GCR 12-917-21, 2012)

$$k_j = K_j * \alpha_j * \eta_j$$

Ecuación 13:  
Rigidez dinámica.

Siendo,

- $\alpha_j$ : Modificador de rigidez dinámica
- $\eta_j$ : Modificador de rigidez por empotramiento

Estos modificadores de rigidez están relacionados a la frecuencia adimensional  $a_0$ , la cual se define como:

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s}$$

Ecuación 14: Frecuencia  
Adimensional.

Como se observó en la Figura N° 14, será necesario caracterizar al suelo para la obtención de los coeficientes de rigidez. Para ello, la densidad del suelo,  $\rho$ , es una propiedad bastante sencilla de obtener mediante ensayos de laboratorio, además que no varía mucho entre diferentes suelos. El módulo de corte,  $G$ , que vendría a ser una propiedad dinámica. Por lo tanto, para conocer el comportamiento dinámico del suelo, se requiere de una sollicitación de mismo tipo, que consiste en una carga de corte cíclica. La razón de esta carga es para asemejarse a las sollicitaciones sísmicas que como se sabe las principales ondas que viajan a través del suelo portando la mayor energía, son las ondas de corte S. (Jimenez, 1980). Algunos de los ensayos de campo que pueden realizarse son:

- Ensayo de refracción sísmica, que permite medir la velocidad de propagación de ondas mediante un registrador de señales, las cuales son captadas mediante geófonos, debidas a un golpe o detonación inicial.
- Ensayo de columna de resonancia, donde una muestra cilíndrica es sometida a un esfuerzo de torsión cíclica y varía la frecuencia hasta obtener la resonancia de la muestra.
- Ensayo triaxial cíclico.

El valor de  $G$  será la relación entre la amplitud de la tensión de corte (esfuerzo), y la deformación a cortante. Del registro de velocidades de las ondas de corte se puede obtener el módulo de rigidez dinámica a través de la siguiente expresión. (Suarez, 2017).

$$G_{\max} \wedge G_0 = \rho * v_s^2$$

Ecuación 15:  
Módulo de corte

También se puede estimar el valor de  $G_0$  mediante otras propiedades ya que se han realizado gran cantidad de correlaciones en base a esta propiedad. El valor de  $G$  varía de acuerdo a la deformación unitaria, para pequeñas deformaciones se obtiene el valor máximo de módulo de corte ( $G_0$ ). En consecuencia, el ASCE (2010); FEMA (2009) proporciona una tabla de valores para la reducción del módulo de corte, junto con el tipo de suelo y la aceleración del espectro de respuesta que corresponde al período corto.

Tabla N° 21. Factores de reducción de velocidad de onda de corte y módulo de corte.

Site Class	Reduction Factor ( $V_s$ )			Reduction Factor ( $G/G_0$ )		
	$S_{DS}/2.5^{(1)}$			$S_{DS}/2.5^{(1)}$		
	$\leq 0.1$	0.4	$\geq 0.8$	$\leq 0.1$	0.4	$\geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	0.97	0.95	1.00	0.95	0.90
C	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.60
D	0.95	0.71	0.32	0.90	0.50	0.10
E	0.77	0.22	(2)	0.60	0.05	(2)
F	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)

Fuente: NIST GCR 12-917-21, (2012).

Sólo no correspondería realizar este ajuste si se tuviera el caso de un diseño de cimentación de máquina bien ejecutado que garantice pequeñas deformaciones en el suelo. De lo contrario, por ejemplo, para el caso de las deformaciones provocadas por los sismos, es necesario cambiar los valores de  $G_0$  y  $V_0$ .

Aplicando lo desarrollado previamente a este proyecto, y ya que no se ha realizado ningún ensayo para lo obtención de las velocidades de corte, y por ende el módulo de corte. Se puede optar por dos opciones; definir el módulo de corte en base a la Tabla 12.1 “Módulos de corte y velocidades de onda de corte para pequeñas deformaciones” Basado en Hunt (1984) y Kavazanjian (1998), donde correlaciona estos valores con diferentes tipos de suelo y densidades de masa. La otra opción sería conforme a la definición del suelo dada por el EMS y de acuerdo a la norma, asumir un valor de  $V_s$ , y utilizando la relación elástica obtener  $G_0$ .

Teniendo en cuenta la clasificación de suelos de ASCE 7-10 (Tabla 20.3.1), el tipo de suelo que aproximadamente es similar al de la norma de la peruana es el suelo de clase D, el valor de velocidad de onda de corte asumido es:

$$V_s = 365.7 \text{ m/s}$$

El valor de la aceleración para período corto del espectro de diseño es de 0.186g, sin embargo, sin considerar el factor de reducción R de 5.4 será de 1.0g. Por lo tanto:

$$\frac{S_{DS}}{2.5} = 0.40$$

De modo que, el factor de reducción de velocidad de onda de corte es 0.71 y para el módulo de corte es de 0.5. Se obtiene:

$$G_0 = 1667.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * (259.69 \text{ m/s})^2$$

$$G_0 = 11245401.28 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 112454 \text{ kPa}$$

$$G = 56227.0 \text{ kPa}$$

Por último, el módulo de Poisson que como en todo material mide la relación entre las deformaciones horizontales y verticales. Siendo para el caso de suelo, difícil de realizar su medición, por lo que se estima su valor mediante cálculos de ingeniería. Usualmente se tiene valores entre 0.2 a 0.5.

Finalmente, con estas propiedades definidas se encuentra los coeficientes de rigidez y amortiguamiento haciendo uso de las fórmulas de impedancia, que para este caso serán las proporcionadas por los autores Gazetas, Foundation Vibrations, (1991) y Mylonakis 2006), que se encuentran desarrolladas en el ANEXO I.

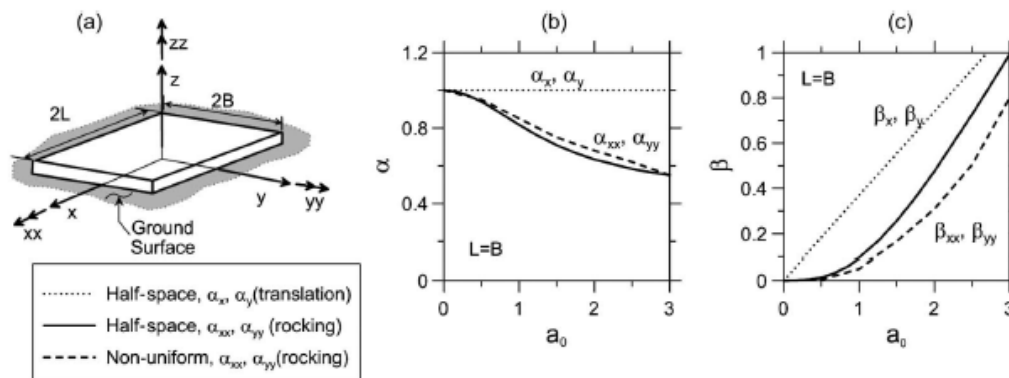


Figura N° 16 a) Geometría de la cimentación rectangular usada en los modelos de impedancia, b) y c) modificadores dinámicos para las funciones de impedancia.

Fuente: Stewart, Nigbor, & Salih, (2010).

Como se observa en la Figura N° 16, los modificadores de rigidez dinámica son aproximadamente uno para valores de frecuencia adimensional pequeños. Además, para fines prácticos en edificaciones se trabaja generalmente con los modos principales de vibración los cuales tienen bajas frecuencias. En consecuencia, los valores de los modificadores serán cercanos a uno y podrían ser ignorados. Sin embargo, esto no es del todo acertado para el caso para las rigideces rotacionales. (Stewart, Nigbor, & Salih, 2010).

Bajo las mismas condiciones de caracterización del terreno, no existirá amortiguamiento de radiación para cuando en el sistema se den frecuencias muy bajas. Esto debido a un teorema de propagación de ondas, donde para bajas frecuencias no existen ondas superficiales, por lo que no hay manera en que la energía pueda ser liberada. Entonces, repitiendo el mismo motivo del que para edificaciones consideramos los principales modos de vibración donde se tiene bajas frecuencias, no tomaremos en cuenta los valores de amortiguamiento para este caso, de calcular los coeficientes de amortiguamiento para cada grado de libertad y asignarlos al modelo.

Sin embargo, cabe mencionar que también existen otras formas de considerar dicho amortiguamiento, como por ejemplo; haciendo uso de la investigación de (Cruz & Miranda, 2017), para calcular un amortiguamiento efectivo y asignarlo en los modos de vibración. Otra opción sería hacer uso de las fórmulas proporcionadas por el FEMA 356 y FEMA 440, para calcular un factor de escalamiento para el espectro de diseño. (García, 2018).

### 6.3 RESULTADOS CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Entonces para el presente proyecto se está considerando los efectos de flexibilidad del suelo mediante la liberación de los apoyos empotrados en la base y colocando en su lugar articulaciones tipo resorte que nos proporciona el programa computacional Figura N° 17. Estas fuerzas de los resortes son producto de los desplazamientos con la matriz de rigidez conformada por los coeficientes de rigidez de  $6 \times 6$  de cada resorte.

Se crearon para cada tipo de zapata, un tipo de resorte para asignarle sus coeficientes de rigidez que le corresponda.

Para el caso de los muros se asignó también una viga que proporcione uniformidad de deformaciones a lo largo de éstos. Inicialmente, cuando no se consideró la viga, se observó que se obtenía una redistribución de fuerzas cortantes de una forma extraña, gran parte de la fuerza cortante de los muros de la caja de ascensor, pasaba a ser tomada por las columnas y a sobrecargar otros muros cercanos. Al ser estos resultados poco probables en la vida real, se tomó sino como un problema de modelamiento.

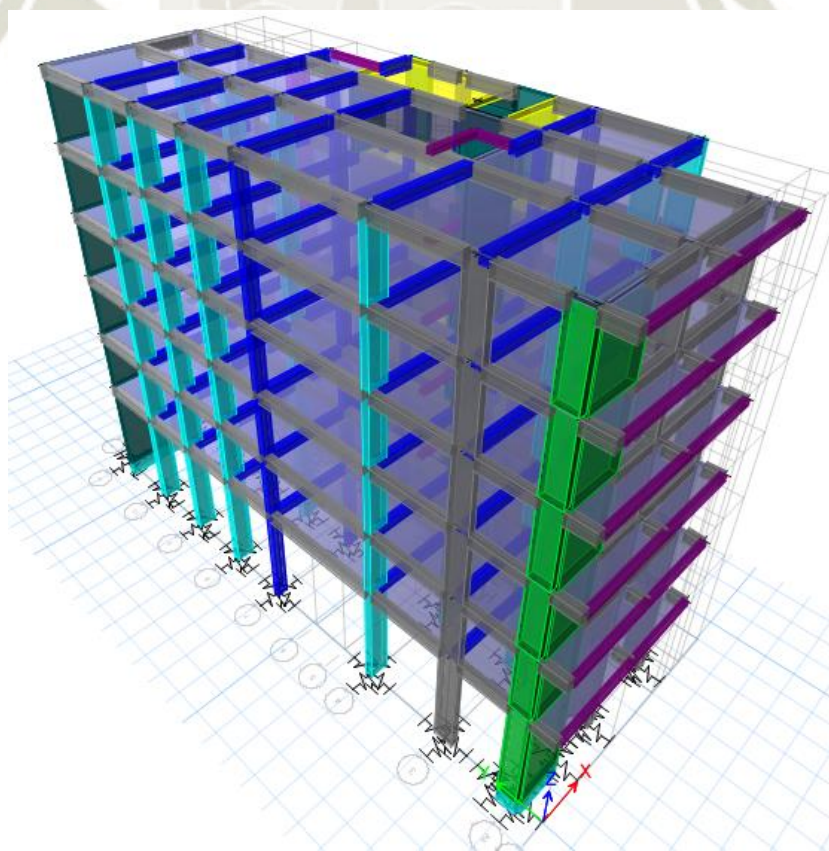


Figura N° 17, Modelo estructural 3D para el análisis considerando efectos de ISE.  
Fuente: Elaboración propia, (2021).

De la verificación de rigidez para este modelo, es conocido que se obtendrá un incremento en los desplazamientos de la edificación por la incorporación de la flexibilidad del suelo. Sin embargo, se ha comprobado también en algunas investigaciones que estos desplazamientos adicionales son principalmente incrementados por la rotación de la cimentación. Es decir, si consideramos un movimiento de cuerpo rígido de la superestructura, las distorsiones de entrepiso de la edificación con ISE, podrían ser incluso menores que las distorsiones de entrepiso del modelo empotrado. Teniendo en cuenta además que estas distorsiones son consideradas como un parámetro de medición del daño de la estructura.

En este caso, como se observa en la Figura N° 18 y Figura N° 19, las derivas de entrepiso no superan el límite dado por la norma para ambos modelos. Sin embargo, si se tuviera un sistema más flexible podría aceptarse en caso los desplazamientos relativos sean mayores al límite propuesto. Ya que, como se observa en las gráficas estas derivas sólo varían fuertemente en el primer nivel debido a la rotación en la base, mientras que para los otros niveles se conserva la tendencia del modelo empotrado.

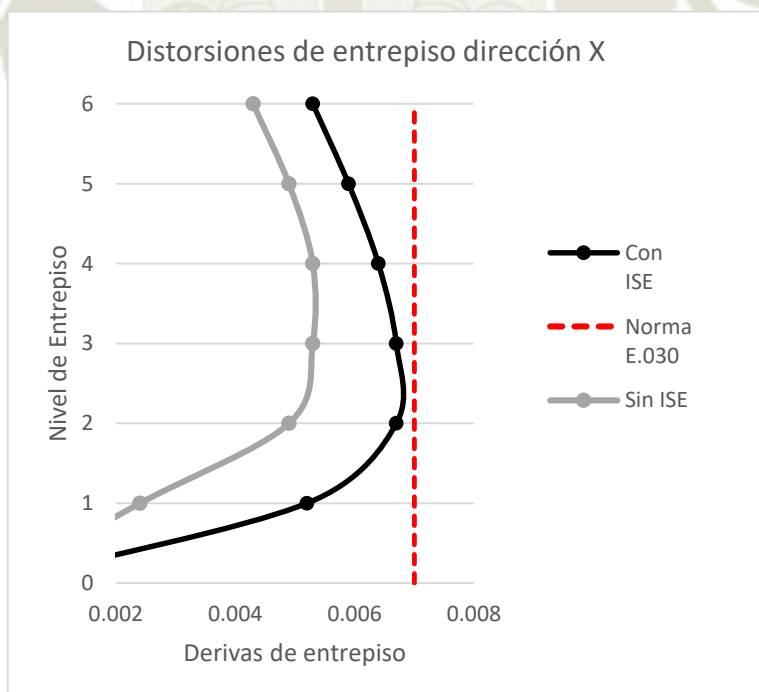


Figura N° 18. Comparación de derivas de entrepiso. Dirección X.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

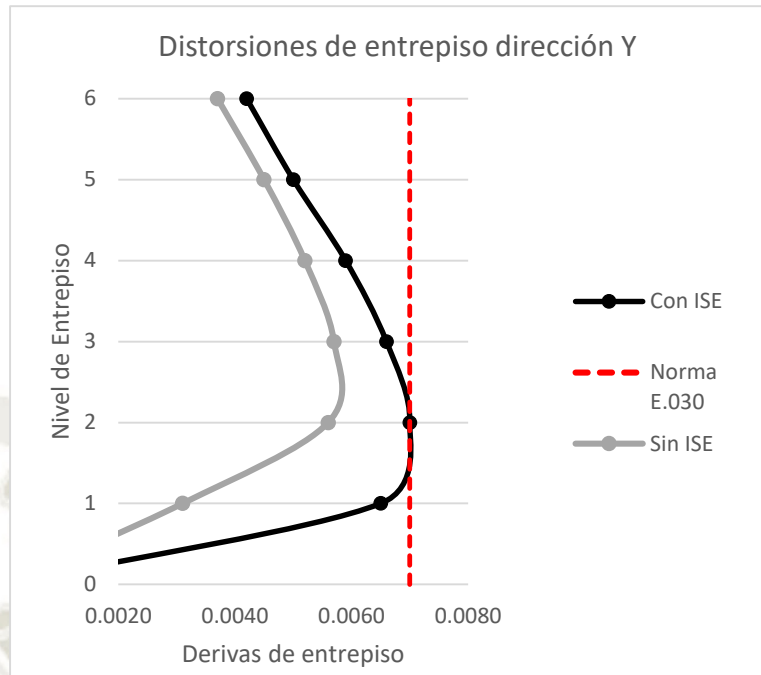


Figura N° 19 Comparación de derivas de entrecimso. Dirección Y.  
Fuente: Elaboración propia, (2021).

Respecto a los períodos y modos de vibración, al cambiar la matriz de rigidez de nuestra estructura habrá un cambio en sus formas modales y masas participativas. Figura N° 20, Figura N° 21. Mas no habrá una diferencia, en lo que respecta a las aceleraciones espectrales ya que el período alargado, aún se encuentra en la meseta del espectro por lo que se tendrá las mismas aceleraciones espectrales que del modelo convencional. Sin embargo, aun así, se obtiene una pequeña variación en el cortante basal, asumiendo debido al cambio de la rigidez lateral del sistema.

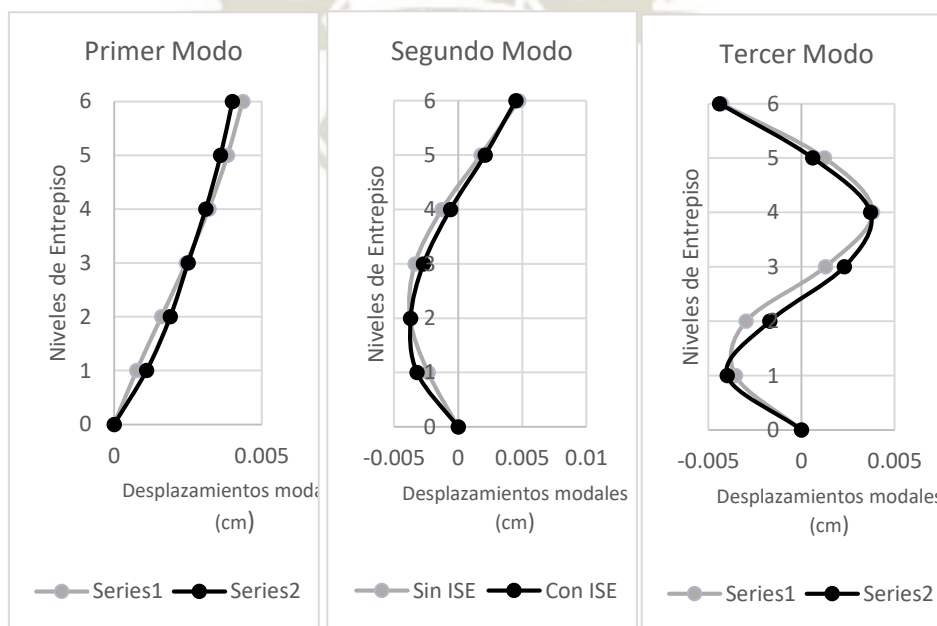


Figura N° 20. Comparación de formas modales. Dirección Y.  
Fuente: Elaboración propia, (2021).

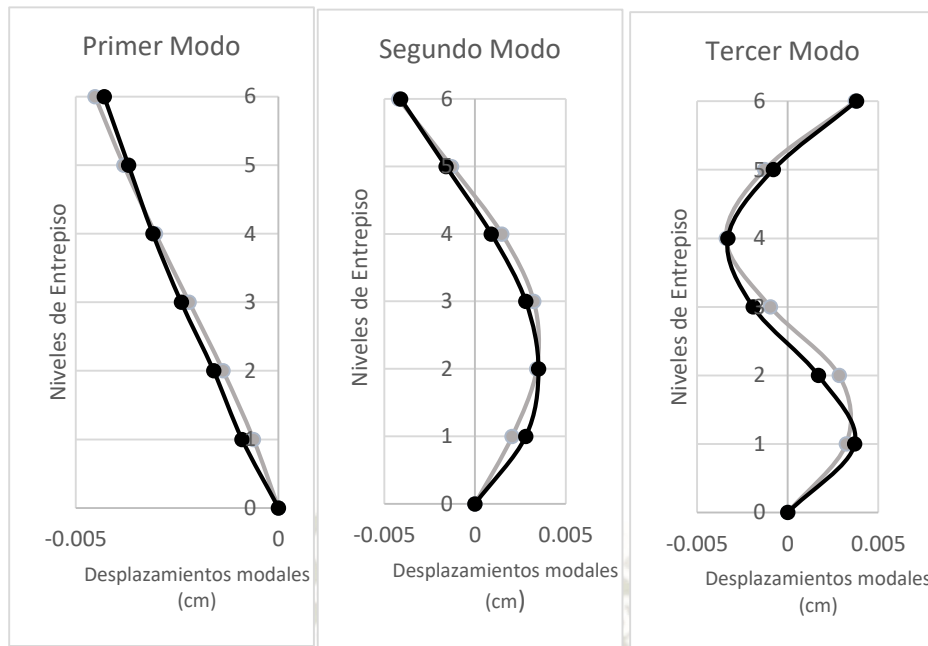


Figura N° 21 . Comparación de formas modales. Dirección X.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

El factor de alargamiento del periodo para los principales modos de vibración es el mostrado en la Tabla N° 22, siendo en porcentaje alrededor del 20% de variación respecto al período de base fija.

Tabla N° 22. Variación del período para los principales modos de vibración.

Modo	Período sin ISE (s)	Período con ISE (s)	Factor de alargamiento	Variación
1	0.496	0.579	1.167	16.73%
2	0.411	0.492	1.197	19.71%
3	0.324	0.383	1.182	18.21%

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Dicho cambio en el período para la base flexible, también puede apreciarse en Figura N° 22, donde se muestra la disminución de la frecuencia para los principales modos, para el caso de considerar la ISE. A su vez, notar que las frecuencias del sistema se encuentran alrededor de 10 y 16 rad/s.

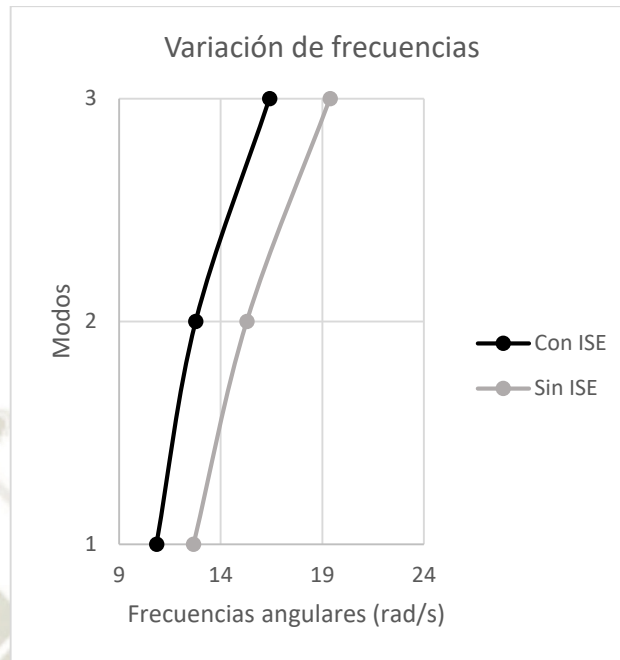


Figura N° 22 Variación de frecuencias para los modos principales.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

En cuanto a las fuerzas resultantes, como se mencionó existe una pequeña variación en el cortante basal del 7 y 5% para X e Y respectivamente. Así mismo también se dijo anteriormente que el modelo con ISE resultó en una redistribución de esfuerzos de ciertos elementos. Además, bajo aspectos normativos, específicamente refiriéndonos a la consideración de la fuerza cortante mínima para el diseño de los elementos estructurales, como no se obtuvo una mayor variación en el período flexible de la estructura (variable independiente), se tendrá como resultado la misma fuerza cortante de diseño para ambos modelos. Ya que, en el espectro de diseño podemos tomar como única variable al coeficiente de amplificación sísmica “C”, (Variable dependiente), y al ser ambos períodos menores que el período de la plataforma ( $T_p$ ) el valor de C será constante igual a 2.5.

## CAPÍTULO VII

### 7. DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 7.1 INTRODUCCIÓN

Actualmente se consideran tres métodos de diseño; Diseño por Resistencia, anteriormente conocido como diseño por Resistencia Última o de Rotura, el diseño por Capacidad y finalmente el Diseño Plástico, el método que se emplea es el Diseño por Resistencia, cuya filosofía se encuentra establecida en la Norma E.060, establece que se debe cumplir con la siguiente fórmula general:

$$\text{Resistencia} \geq \text{Efecto de las cargas}$$

Es decir, los elementos estructurales serán diseñados para soportar determinados esfuerzos los cuales pueden ser de corte, flexión, carga axial, torsión, etc. Dicha capacidad será la Resistencia de Diseño ( $\phi R_n$ ), la cual tendrá que ser mayor o igual que los esfuerzos producidos por las cargas amplificadas en las combinaciones de carga que se establecen en esta norma, dicha demanda será la Resistencia Requerida ( $R_u$ ).

##### 7.1.1 Resistencia Requerida

Las cargas de servicio deberán ser amplificadas por diferentes factores, con la finalidad de llevarlas a una condición extrema y así que durante la vida útil de la estructura estas cargas sean difícilmente superadas. Además, la norma E.060 establece las combinaciones de carga de la .

##### 7.1.2 Resistencia de Diseño

Para la resistencia de diseño se tendrá factores de reducción de resistencia, la resistencia de cada elemento estructural sin dicho factor es conocida como Resistencia Nominal. Las causas y su magnitud, por el cual se usan son; la variabilidad de resistencia del concreto respecto a laboratorio y su puesta en obra, según la importancia del elemento estructural y el tipo de falla de cada elemento, como es el caso del diseño por compresión de una columna donde el factor de reducción es mayor debido a la mayor probabilidad de falla frágil. (Ottazzi, 2011). Los factores son los considerados en la Tabla N° 2.

## 7.2 DISEÑO DE LOSAS

### 7.2.1 Diseño de losas aligeradas

Como ya se mencionó previamente en la estructuración, la edificación está conformada por losas aligeradas unidireccionales de 20 cm en todos los niveles, las disposiciones acerca de éstas, se encuentran en el artículo 8.11 de la Norma E.060. Son aligerados típicos conformados por viguetas de sección T, espaciadas 30 cm, espesor del ala  $h_f = 5\text{cm}$  y del alma  $b_w = 10\text{cm}$  y considerando su ancho efectivo  $b_f = 40\text{cm}$ .

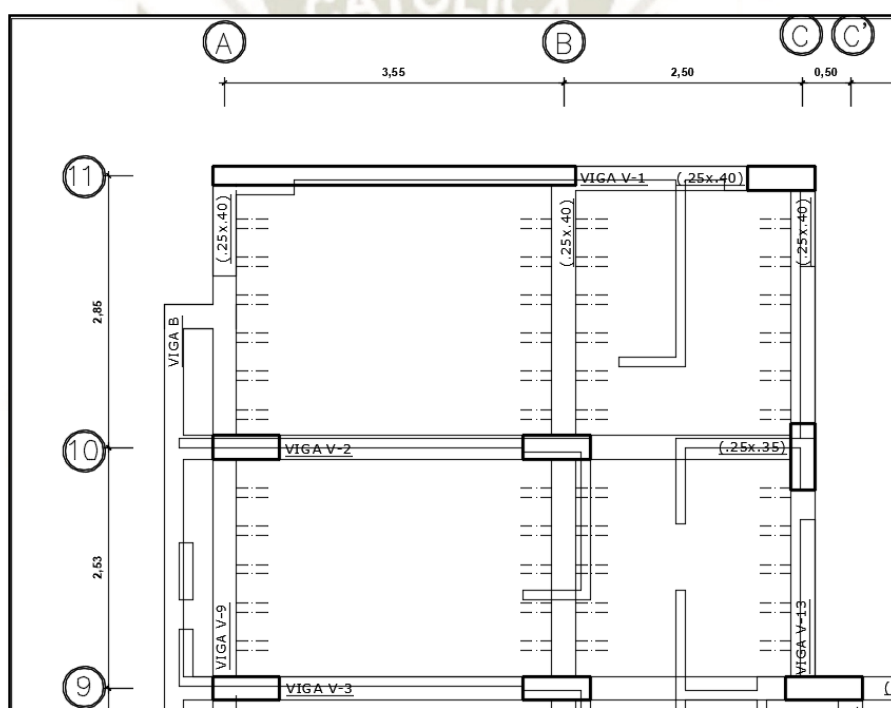


Figura N° 23 Ubicación de la losa aligerada unidireccional.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Debido a que se considera que las losas no resisten esfuerzos por sismo perpendiculares a su plano, en el diseño sólo se utilizara la siguiente combinación de carga;  $w_u = 1.4CM + 1.7CV$ , es decir sólo por carga muerta y viva.

#### 7.2.1.3 Metrado de cargas

Para el metrado de cargas el ancho tributario es de 0.4m lo que corresponde al ancho efectivo de cada vigueta, o también que hay 2.5 viguetas por metro. Las cargas consideradas generalmente son su peso propio, el piso terminado y la sobrecarga, sólo en algunos casos

se da la existencia de tabiques, lo que se transforma a una carga concentrada puntual o una carga distribuida, el primero cuando el tabique es perpendicular a las viguetas y el segundo cuando sea paralelo, para el cual se realiza generalmente el diseño de una viga chata.

Tabla N° 23 Metrado de cargas de losa aligerada unidireccional de 20cm.

<b>Carga muerta (CM)</b>	Peso propio aligerado (25cm)	350 kgf/m <sup>2</sup>
	Tabiquería	250 kgf/m <sup>2</sup>
	Piso terminado	100 kgf/m <sup>2</sup>
<b>Carga viva (CV)</b>	Sobrecarga	200 kgf/m <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia, (2021).

$$W_u = 1.4(350 + 100 + 250) + 1.7(200)$$

$$W_u = 1250 \text{ kgf/m}^2$$

$$W_{u_{\text{vigüeta}}} = \frac{1250}{2.5} = 500 \text{ kgf/m}$$

#### 7.2.1.4 Método de análisis

El método de análisis empleado será el que se describe el artículo 8.3.4 de la norma E.060, que emplea coeficientes para calcular los momentos positivos y negativos. También basándonos en el siguiente artículo de investigación “Importancia del método de coeficientes del ACI en el diseño de losas continuas de concreto armado” (Sánchez Lermo Ochoa 2016) donde demuestra la veracidad de dichos coeficientes, confirmando que además consideran la alternancia de cargas vivas. Sin embargo, se debe cumplir con las condiciones descritas:

- Existen dos o más tramos
- Las luces son aproximadamente iguales
- Las cargas son uniformemente distribuidas
- La carga viva en servicio no es mayor a tres veces la carga muerta en servicio

Según lo descrito en la norma, y los resultados del artículo de investigación, el momento positivo en un extremo discontinuo que es monolítico con el apoyo será  $(1/14) W_u l_n^2$ , el momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior, en una losa de sólo dos tramos será  $(1/9) W_u l_n^2$ , y el momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores de elementos construidos monolíticamente con sus apoyos, los cuales sean muros concreto y que tengan una relación de rigidez mayor a 8, el momento será el de empotramiento  $(1/12) W_u l_n^2$ . Los cortantes para la cara exterior del primer apoyo interior será  $1.15(0.5)W_u l_n$  y en los demás  $(0.5) W_u l_n$ .

Donde:

- $l_n$ : luz libre del tramo
- $w_u$ : Carga amplificada uniformemente distribuida por vigueta

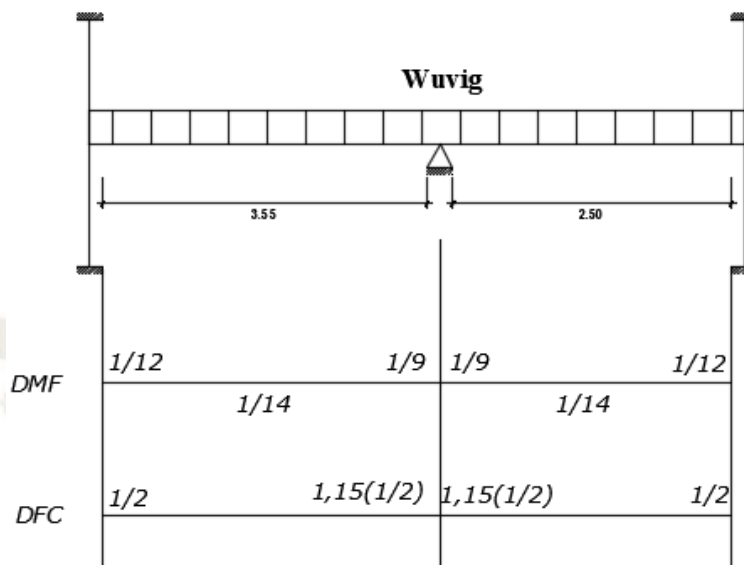


Figura N° 24 Modelo idealizado de la vigueta y sus coeficientes.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Para el primer tramo  $Wuln_1^2 = 6301.25 \text{ kgf. m}$ , para el segundo  $Wuln_2^2 = 3125 \text{ kgf. m}$ , y para el cálculo de momentos negativos en las caras de los apoyos interiores, se hará uso del promedio de las luces libres de los dos tramos  $Wuln_p^2 = 4575.31 \text{ kgf. m}$ .

Igualmente para el cálculo de los cortantes,  $Wuln_1 = 1755.0 \text{ kgf}$  para el primer tramo,  $Wuln_2 = 1250.0 \text{ kgf}$  para el segundo tramo y finalmente para los cortantes en las caras de los apoyos interiores  $Wuln_p = 1512.5 \text{ kgf}$ .

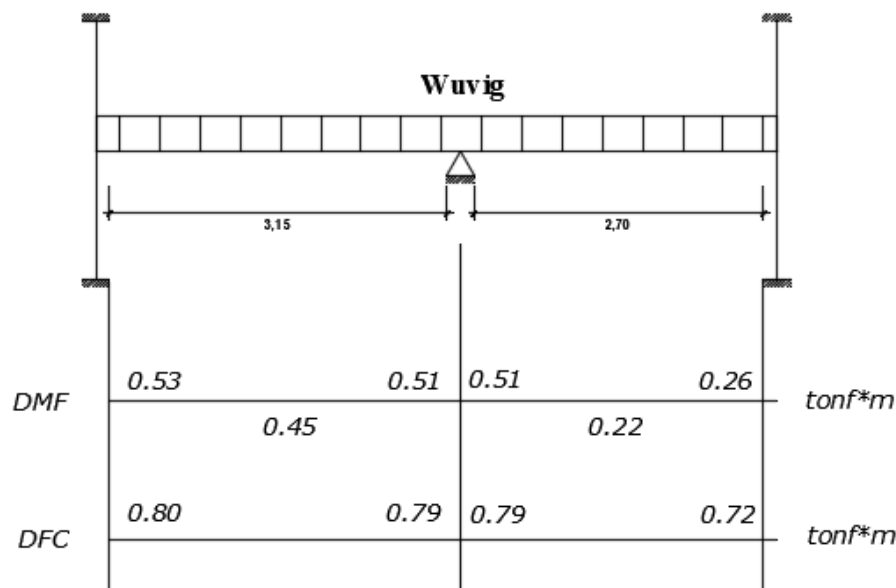


Figura N° 25 Momentos y cortantes obtenidos del análisis de la vigueta.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.2.1.5 Diseño por flexión

Se utiliza las mismas ecuaciones usadas en el diseño de vigas por flexión, ya que realiza el diseño de la vigueta de sección T como una viga rectangular, la cual tendrá igualmente un bloque de compresiones, acero positivo y negativo, generalmente para el momento positivo la profundidad del bloque de compresiones (a) es menor que el ala (hf).

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot bw}}$$

Ecuación 16: Profundidad del bloque de presiones

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

Ecuación 17: Área de acero Requerido

Donde:

- a: Profundidad del bloque equivalente de compresiones
- d: Peralte efectivo estimado  $d \approx h - 3$
- bw: Ancho de la sección que para momento positivo  $bw = 0.4m$ , y para un momento negativo  $bw = 0.1m$ .

También se define la cantidad de acero máximo y mínimo que requerirá la losa para su diseño, para ello la cantidad de acero máximo estará definido por el 75% del área de acero

balanceado, mientras que para el área de acero mínimo debe ser la cantidad que garantice que la resistencia de la sección fisurada sea mayor o igual a 1.2 veces el momento de agrietamiento. Estas condiciones se encuentran en la norma E.060 artículo 10.5. En la siguiente tabla ya se encuentra calculado las áreas de acero mínimo y el acero balanceado para una vigueta típica con una altura de 20 cm. Las fórmulas que se usan para el cálculo del momento de agrietamiento son:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y}$$

$$f_r = 2\sqrt{f'c}$$

Ecuación 18: Momento de agrietamiento

Tabla N° 24 Aceros mínimos y balanceados de una losa aligerada (Ottazzi 2011).

Peralte (h) m	Peralte efectivo (d)	I <sub>g</sub> cm <sup>4</sup>	M <sub>cr+</sub> (kgf.m)	M <sub>cr-</sub> (kgf.m)	A.mín+ cm <sup>2</sup>	A.mín- cm <sup>2</sup>	Asb+ (cm <sup>2</sup> )	Asb- (cm <sup>2</sup> )
0.2	0.17	11800	260	505	0.41	1.01	10	3.61

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Entonces el área de acero máximo positivo y negativo será igual a  $10(0.75) = 7.5 \text{ cm}^2$  y  $3.61(0.75) = 2.71 \text{ cm}^2$  respectivamente.

Obtenidos los momentos del análisis se realiza el procedimiento de diseño, con las formulas y condiciones descritas previamente, el cual se encuentra simplificado en la siguiente tabla.

Tabla N° 25 Diseño por flexión de vigueta Típica del aligerado.

Mu (tonf.m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As colocado (cm <sup>2</sup> )	Asmin (cm <sup>2</sup> )	Asmax (cm <sup>2</sup> )	Verificación	
-0.53	10	17	2.05	0.87	1Φ1/2"	1.29	1.01	2.71	OK
0.45	40	17	0.42	0.71	1Φ3/8"	0.71	0.41	7.50	OK
-0.51	10	17	1.98	0.84	1Φ1/2"	1.29	1.01	2.71	OK
-0.51	10	17	1.98	0.84	1Φ1/2"	1.29	1.01	2.71	OK
0.22	40	17	0.21	0.35	1Φ3/8"	0.71	0.41	7.50	OK
-0.26	40	17	0.24	0.41	1Φ1/2"	1.29	1.01	2.71	OK

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Para el corte del acero en losas podremos definir los bastones y balancines, los cuales serán el refuerzo negativo y positivo respectivamente. Según la norma E.060 del punto teórico de corte se tiene que aumentar una longitud de “d” o 12db la que sea mayor. Y también se debe verificar que los bastones tengan por lo menos una longitud mayor a su longitud de anclaje.

Una forma de generalizar las longitudes de corte es con las siguientes recomendaciones:

- Considerar 1/5 de la luz libre para los bastones de apoyos exteriores, y 1/4 para los apoyos interiores.
- Considerar 1/7 de la luz libre para los balancines de apoyos exteriores, y 1/6 para los apoyos interiores

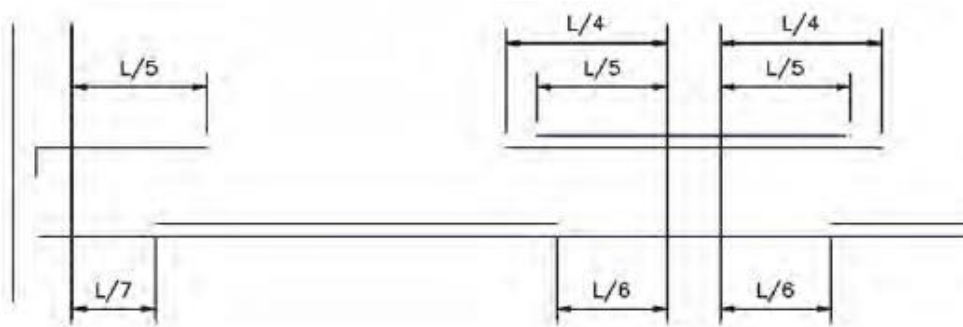


Figura N° 26 Cortes típicos de aceros de refuerzo longitudinal en vigas.  
Fuente: Blanco, (1997).

#### 7.2.1.6 Diseño por cortante

Para el diseño por cortante de las losas, las viguetas no tienen refuerzo transversal es decir el esfuerzo por cortante que soporten sólo estará dado por el concreto y para que se cumpla el diseño por Resistencia se debe cumplir la siguiente ecuación:

$$\phi V_c \geq V_u$$

La Fuerza cortante que soporta el concreto, para el diseño por corte en losas, está dado por la siguiente ecuación, estipulado en la Norma E.060:

$$V_c = 1.1 * (0.53\sqrt{f'_c} * b_w * d)$$

Ecuación 19:  
Capacidad a corte de  
la viga T

En caso no se cumpla que la resistencia del concreto sea mayor a la demanda, lo que usualmente se realiza para mejorar la capacidad son ensanches por corte, donde se retiran bloques de ladrillo y se rellena de concreto, es así que el espesor  $b_w$  aumentará a 25cm o 40cm en caso sea un ensanche alternado o corrido respectivamente.

Entonces según los esfuerzos cortantes obtenidos del análisis y con las ecuaciones descritas realizamos el procedimiento de diseño, simplificado siguiente tabla. El cortante de diseño se calcula a una distancia “d” de la cara del apoyo.

Tabla N° 26 Diseño por cortante de vigueta Típica del aligerado.

Vu (tonf)	b (cm)	d (cm)	$\phi Vc$ (tonf)	Ensanche por corte
0.80	10	17	1.22	No Requiere
0.79	10	17	1.22	No Requiere
0.76	10	17	1.22	No Requiere

Fuente: Elaboración propia, (2021).

En la Tabla N° 26 se puede observar la resistencia requerida  $Vu_{ad}$  de la cara es menor que la resistencia a corte del concreto  $\phi Vc$ , entonces en ningún caso se requiere ensanche por corte.

En la siguiente imagen se muestra el diseño final y los cortes del acero.

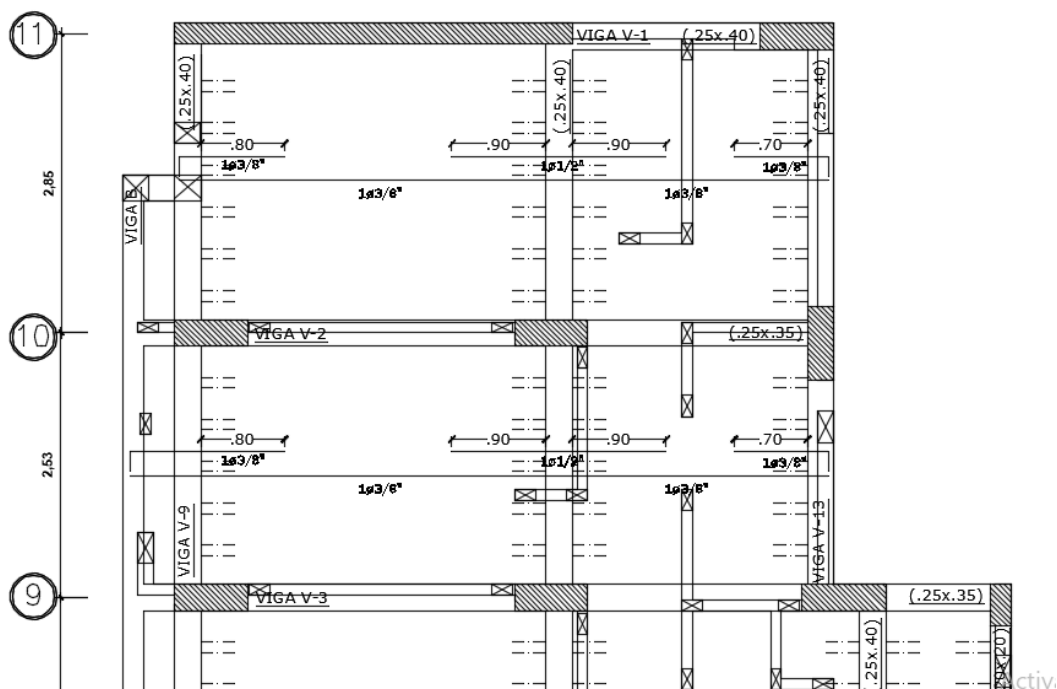


Figura N° 27. Diseño final de aligerados h=.20 m.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.2.1.7 Refuerzo por retracción o temperatura

En el artículo 9.7 de la norma E.060 establece que, en la losa superior de 5cm se debe colocar un refuerzo perpendicular a la armadura principal, sin excepciones y con un área de acero mínimo recomendada según el tipo de acero a colocar.

Tabla N° 27 Cuantías mínimas de refuerzo por temperatura.

Tipo de acero	Cuantía
Barras Lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 4200 \text{ kgf/cm}^2$	0.002
Barras corrugadas con $f_y > 4200 \text{ kgf/cm}^2$	0.0018

Fuente: Elaboración propia. E.060, (2009).

En este caso será el valor de 0.0018 con el que se calcula el área de acero mínimo:

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

$$A_{st} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_s 1/4''}{A_{st}} = \frac{0.32}{0.9} = 0.35 \text{ cm}$$

Entonces se coloca barras de fierro de ¼” @25cm.

### 7.3 DISEÑO DE VIGAS

El diseño de vigas se realiza para que soporten esfuerzos de flexión y cortante, dichos esfuerzos representados en los diagramas de envolvente de fuerzas cortantes y momentos flectores. Adicionalmente es necesario considerar los requisitos que se encuentran en el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la norma E.060.

#### 7.3.1 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se tendrá que cumplir con la siguiente expresión:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Con un factor de reducción de resistencia  $\phi = 0.9$ , multiplicado por el momento nominal ( $M_n$ ), obtenido de las características del elemento, se obtiene la resistencia del momento de diseño ( $\phi M_n$ ), el cual tendrá que ser mayor o igual al momento requerido ( $M_u$ ), obtenido del análisis estructural con las cargas amplificadas y de la envolvente de las combinaciones de carga.

Es importante mencionar que en el diseño de vigas se busca siempre la falla por tracción conocida también como falla dúctil o subreforzada, para poder garantizar dicha falla se

realiza la verificación de la siguiente ecuación durante el diseño, además de tomar en cuenta el acero mínimo de cada sección:

$$A_{s_{\max}} = 0.75A_{sb} \quad A_{s_{\min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Con las siguientes ecuaciones, obtenidas del diagrama de deformaciones y esfuerzos de una viga rectangular y además de simplificaciones, se puede calcular el área de acero necesaria para la sección.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_w}} \quad \text{Ecuación 20: Profundidad del bloque de presiones}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad \text{Ecuación 21: Área de acero Requerido}$$

Donde:

- a: Profundidad del bloque equivalente de compresiones
- d: Peralte efectivo estimado  $d \approx h - 0.06$  "1capa" o  $d \approx h - 0.08$  o  $0.09$  "2capas"
- $b_w$ : Ancho de la sección

Verificación del momento de diseño alcanzado realmente con el acero colocado, el cual será obtenido con las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85f'_c \cdot b_w} \quad \text{Ecuación 22: Profundidad del bloque de presiones}$$

$$\phi M_n = 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecuación 23: Capacidad a flexión de la sección}$$

Finalmente en caso la capacidad de la sección sea menor que la demanda y la resistencia requerida exceda el área de acero máximo ( $0.75A_{sb}$ ) de la norma, una posible solución es considerar colocar acero adicional en compresión lo que permitirá equilibrar el exceso de acero en tracción y nos podría permitir cumplir con la resistencia requerida.

Entonces se toma las características de la viga V-9 (.25x.40) del eje A de vista en planta y los momentos requeridos ( $M_u$ ) del diagrama de envolventes de momentos obtenido del

análisis, se realiza su diseño por flexión. Este eje junto al eje 1, son los pórticos más esforzados.

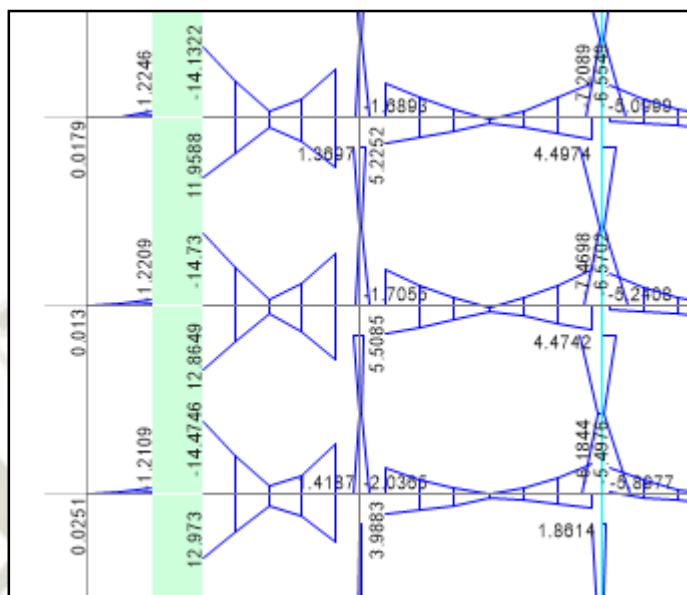


Figura N° 28: Diagrama de Momentos Flectores Viga V9 (tonf.m).

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla N° 28. Diseño por flexión V-9.

Tramo	Mu (tnf.m)	Asr (cm <sup>2</sup> )	Asmín (cm <sup>2</sup> )	Asmáx (cm <sup>2</sup> )	Ascolocado (cm <sup>2</sup> )	As(cm <sup>2</sup> )	
I	ext.	12.80	11.93	2.45	13.55	2Φ 5/8"+3Φ 3/4"	12.52
		-14.73	14.21	2.46	16.26	2Φ 5/8"+4Φ 3/4"	15.36
		10.70	9.6	2.45	13.55	2Φ 5/8"+2Φ 3/4"	9.68
		-10.70	9.6	"	"	2Φ 5/8"+2Φ 3/4"	9.68
	med.	4.10	3.35	"	"	2 Φ 5/8"	4
II	ext.	-7.25	6.17	"	"	2Φ 5/8"+2Φ 3/4"	9.68
		5.48	4.55	"	"	2Φ 5/8"+2Φ 3/4"	9.68
		-7.44	6.35	"	"	4Φ 5/8"	8
		4.60	3.78	"	"	2 Φ 5/8"	4
	med.	2.36	2.36	"	"	2 Φ 5/8"	4
III	ext.	-6.50	5.47	"	"	3 Φ 5/8"	6
		-5.30	4.39	"	"	3 Φ 5/8"	6
	med.	2.74		"	"	2 Φ 5/8"	4
IV	ext.	-5.50	4.57	"	"	3 Φ 5/8"	6
		2.97	2.39	"	"	2 Φ 5/8"	4
	med.	1.350		"	"	2 Φ 5/8"	4
V	ext.	-5.40	4.48	"	"	3 Φ 5/8"	6
		4.01	3.26	"	"	2 Φ 5/8"	4
	med.	1.45	3.87	"	"	2 Φ 5/8"	4
VI	ext.	-5.35	1.66	"	"	3 Φ 5/8"	6
		3.95	3.22	"	"	2 Φ 5/8"	4
	med.	1.50	1.19	"	"	2 Φ 5/8"	4
VII	ext.	-5.10	4.21	"	"	3 Φ 5/8"	6
		3.74	3.04	"	"	2 Φ 5/8"	4
	med.	2.65	2.12	"	"	2 Φ 5/8"	4

Fuente: Elaboración propia, (2021).

En la Tabla N° 28, se muestra el resumen del diseño para cada tramo de la viga y se comprueba además que el área de acero colocado sea mayor al requerido sin superar el área de acero máximo, garantizando así la ductilidad de la sección. Como se observa los primeros tramos de la viga son de grandes momentos al ser vigas relativamente cortas (pero que no entran dentro de la definición de viga de acople) y al conectar un muro de corte.

El armado de la viga se realizará colocando  $2\Phi 5/8''$  de corrido en la parte superior (momento negativo) e inferior (momento positivo). En el extremo izquierdo del tramo I van de corrido también  $2\Phi 3/4''$  y se realiza el corte de los  $2\Phi 3/4''$  adicionales. Para ello se calcula el momento resistente de los  $2\Phi 5/8'' + 2\Phi 3/4''$  el cual será el punto teórico de corte, para luego ubicar ese valor en el diagrama de momentos y desde ese punto prolongar una distancia de “d” o “12db” el que sea mayor. También recordar que tenemos que considerar las longitudes de desarrollo y empalmes de refuerzo según el Capítulo 7 de la norma E.60.

### 7.3.2 Diseño por cortante

Igualmente, para el diseño por cortante se debe cumplir con la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Con un factor de reducción de resistencia  $\phi$  es 0.85 multiplicado por el cortante nominal ( $V_n$ ), obtenido de la siguiente ecuación  $V_n = V_s + V_c$ , obtendremos la resistencia del cortante de diseño ( $\phi V_n$ ), el cual tendrá que ser mayor o igual al cortante requerido ( $V_u$ ), obtenido del análisis estructural con las cargas amplificadas. Como se puede observar el factor de reducción es mayor que en el diseño por flexión debido a que con el diseño por cortante se evita la falla por tracción diagonal la cual es frágil.

El cortante requerido es obtenido del diagrama de envolvente de fuerzas cortantes a una distancia “d” de la cara del elemento vertical. Para calcular la contribución del concreto en la resistencia al corte, se realiza con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad \text{Ecuación 24: Capacidad a cortante viga rectangular}$$

Y en caso se cumpla que  $\phi V_c \geq V_u$  solo será necesario colocar el acero mínimo de refuerzo para cortante, cuyo espaciamiento máximo se calcula con las siguientes ecuaciones.

$$S_{\max} = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b} \quad S_{\max} = \frac{A_v * f_y}{0.2 * \sqrt{f'_c} * b}$$

Dónde:  $A_v$ : Es el área de corte del acero, que dependerá del número de ramas que se coloquen con los estribos cerrados, generalmente son dos por lo que  $A_v = 2A_e$

Y si caso contrario el  $\phi V_c \leq V_u$  sí será necesario el acero de refuerzo por cortante, por lo tanto se debe calcular la resistencia al corte del acero ( $V_s$ ) con la siguiente ecuación:

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

Y verificar que  $V_s \leq V_{smax}$

$$V_{smax} = 2.1\sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Posteriormente se calcula los espaciamientos de los estribos con las siguientes formulas y la norma define límites para el espaciamiento de los estribos.

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

$$V_{slim} = 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

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

$$V_{slim} = 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Si:  $V_s < V_{slim}$   $\rightarrow$   $S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2}$  o 60cm

Si:  $V_s > V_{slim}$   $\rightarrow$   $S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{4}$  o 30cm

Sin embargo, como se mencionó anteriormente será necesario considerar los requisitos que se encuentran en el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la norma E.060, en caso la viga que se está diseñando cumpla una función sismorresistente. En donde están descritos otras condiciones para considerar el cortante requerido o fuerza cortante de diseño ( $V_u$ ) . Se debe escoger el menor valor que resulte, primero de realizar la suma del cortante obtenido de la amplificación de las cargas de gravedad por 1.25, con el cortante que se obtiene de los momentos nominales en cada extremo de la viga. Y compararlo con el cortante que se obtiene de amplificar por 2.5 los valores de los sismos en las combinaciones de carga. Y, por último, luego de escoger el menor valor, lo compararemos con el cortante de diseño obtenido a una distancia “d” y de éstos se escoge el mayor.

Adicionalmente se establece una zona de confinamiento en cada extremo, que es igual a dos veces el peralte de la viga, así como el primer estribo debe estar a una distancia que no sea



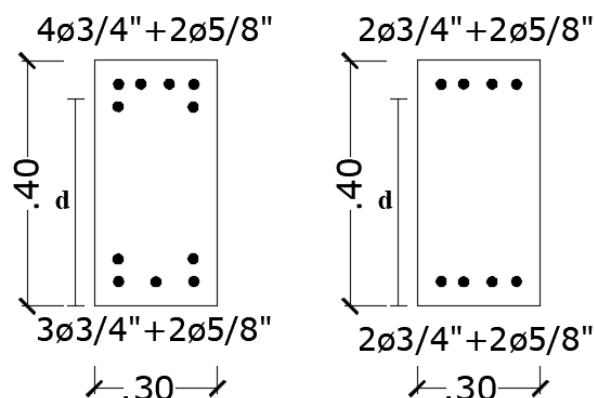


Figura N° 30 Secciones en los extremos del tramo I de la viga V-9 .(30x.40).

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Entonces del diseño por flexión se tiene los siguientes momentos nominales en cada extremo de la viga de un primer tramo. Y para calcular el cortante se aplica las siguientes expresiones:

$$V_{ui} = \frac{M_{n_{izq}} + M_{n_{der}}}{l_n} + \frac{w_u \cdot l_n}{2}$$

Caso 1

$$V_{ud} = \frac{M_{n_{izq}} + M_{n_{der}}}{l_n} + \frac{w_u \cdot l_n}{2}$$

Caso 2

Entonces con los siguientes datos:

- Peralte efectivo  $d = 34$  cm
- Carga muerta  $c_m = 1.32$  tonf/m
- Carga viva:  $c_v = 0.35$  tonf/m
- Carga ultima:  $c_u = 1.25(c_m + c_v) = 2.09$  tonf/m
- Luz libre:  $l_n = 2.08$  m

**Caso 1:**

$$M_{n_{izq}} = 18.05 \text{ tonf. m}$$

$$M_{n_{der}} = 12.28 \text{ tonf. m}$$

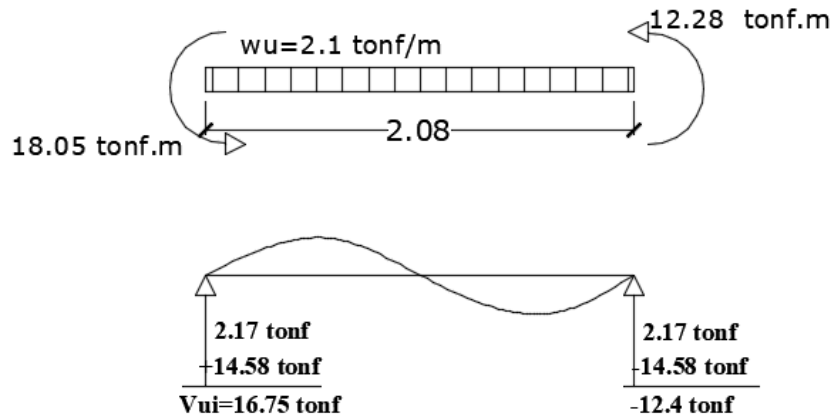


Figura N° 31 Esfuerzos cortantes de la viga V-9 tramo I. Diseño por capacidad –Caso I.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

**Caso 2:**

$$Mn_{izq} = 15.3 \text{ tonf.m}$$

$$Mn_{der} = 12.28 \text{ tonf.m}$$

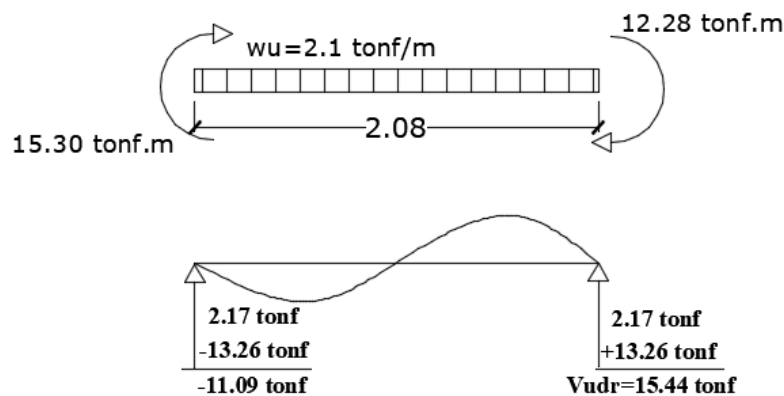


Figura N° 32 Esfuerzos cortantes de la viga V-9 tramo I. Diseño por capacidad –Caso II.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Se obtiene el siguiente diagrama de fuerzas cortantes:

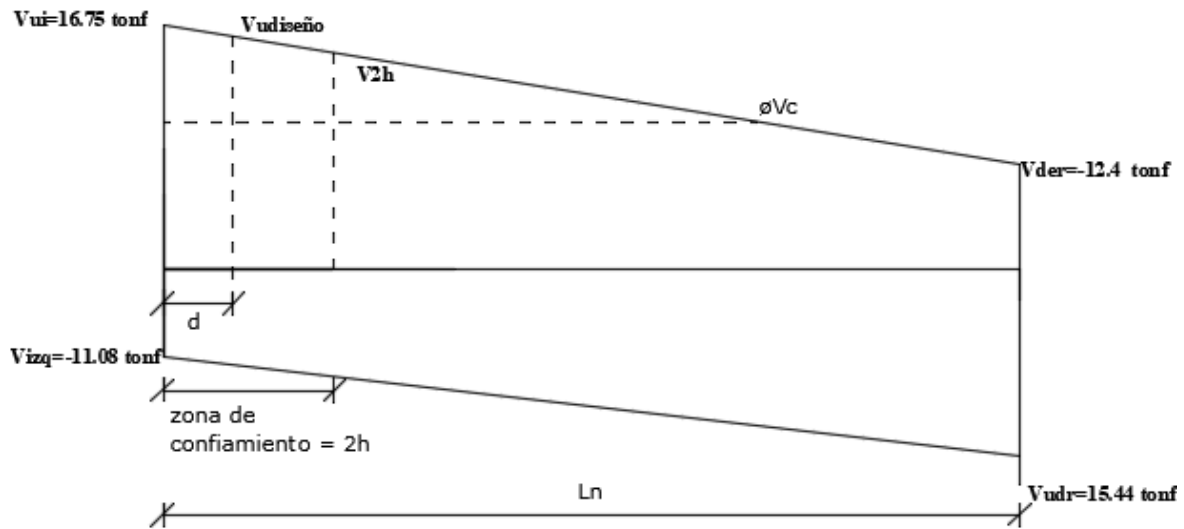


Figura N° 33 Diagrama de fuerzas cortantes según Norma E.060 Cap21 (tonf).

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Se escoge el mayor valor de cortante del diagrama el cual será  $V_{ui} = 16.75$  tonf y se calcula el cortante de diseño ( $V_{u'}$ ) a una distancia “d” de la cara del apoyo, se aplica relación de triángulos:

$$\frac{V_{u'} + V_1}{(L - d)} = \frac{(V_{ui} + V_1)}{L} \quad V_{u'} = \frac{(V_{ui} + V_1) * (L - d)}{L} - V_1$$

$$V_{u'} = 16.05 \text{ tonf}$$

Este valor lo es comparado con el valor de cortante obtenido de amplificar por 2.5 las cargas de sismo en las combinaciones:

$$V_{u_{amp.2.5}} = 35.02 \text{ tonf}$$

De los cuales escogemos el menor valor y se tiene el cortante de diseño ( $V_u$ ), el cual será:

$$V_u = 16.05 \text{ tonf}$$

Para poder automatizar el proceso de cálculo del cortante de diseño se elaboró una hoja de cálculo.

Tabla N° 30. Cálculo de Vu según Capítulo 21 Norma E.060.

	Tramo	I	II	III	IV	V	VI	VII
<b>Carga ultima wu</b>		2.098	2.098	2.098	2.098	2.098	2.098	2.098
<b>Luz Libre</b>		2.08	2.63	4.65	2.25	2.2	2.28	2.58
<b>Caso 1</b>								
<b>Mni (tonf.m)</b>		18.05	12.28	10.37	7.98	7.98	7.98	7.98
<b>Mnd (tonf.m)</b>		12.28	5.45	5.45	5.45	5.45	5.45	5.45
<b>Vuizq (tonf)</b>		16.76	9.5	8.28	8.33	8.33	8.33	8.33
<b>Vder (tonf)</b>		-12.4	-3.98	1.47	-3.61	-3.61	-3.61	-3.61
<b>Vu1 (tonf)</b>		16.05	8.78	7.56	7.62	7.62	7.62	7.62
<b>Caso 2</b>								
<b>Mni (tonf.m)</b>		15.3	12.28	5.45	5.45	5.45	5.45	5.45
<b>Mnd (tonf.m)</b>		12.28	10.37	7.97	7.98	7.98	7.98	5.45
<b>Vizq (tonf)</b>		-11.08	-5.85	1.99	-3.61	-3.61	-3.61	-2.48
<b>Vuder (tonf)</b>		15.44	11.37	7.76	8.33	8.33	8.33	7.2
<b>Vu2 (tonf)</b>		14.73	10.66	7.05	7.62	7.62	7.62	6.49
<b>2.5* Sismo Comb.</b>								
<b>Vu3 (tonf)</b>		35.02	12.35	7.11	10.36	11.61	11.5	8.8
<b>Vu diseño (tonf)</b>		16.05	10.66	7.11	7.62	7.62	7.62	7.62

Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.3.2.2 Diseño de la Viga V-9(.25x.40) con el cortante “Vu” obtenido

Aplicando las formulas descritas previamente se efectúa el procedimiento de diseño, que se encuentra como ejemplo y simplificado en la siguiente tabla.

Tabla N° 31 Diseño por fuerza cortante de la Viga V-8.

<b>Viga V-9 .25x.40 (eje A)</b>			
<b>Diseño por cortante</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Unidad</b>	<b>Tramo I</b>
Aporte del concreto	$V_c$	tonf	7.834
	$V_{uc} = \phi V_c$	tonf	6.659
Acero mínimo	$\phi V_c \geq V_u$		NO
Aporte del Acero	$V_s$	tonf	10.989
Cortante máximo del acero	$V_{smax}$	tonf	31.041
Comprobación	$V_s \leq V_{smax}$		Ok
Acero colocado			3/8"
Espaciamiento del refuerzo	<b>S</b>	cm	18.45
Limitado por:	<b>Vslím</b>		16.26
$V_s \leq V_{slím}$	$S_{max}$	cm	17
		cm	60

$V_s > V_{slim}$	$S_{max}$	cm	8.5
		cm	30
Por lo tanto:			
Espaciamiento sera:		cm	17.00

Fuente: Elaboración propia, (2021)

Sin embargo, de acuerdo a los requerimientos de la norma, que por lo general es mandatorio para cuando se trate de una viga sismorresistente, el espaciamiento calculado será:

Tabla N° 32 Cálculo de espaciamientos de refuerzo transversal según Norma E.060 Cap.21.

<b>Según norma E.060 capítulo 21</b>		
<b>Zona de confinamiento</b>	<b>Unidad</b>	<b>Tramo 1</b>
Longitud de confinamiento	cm	80
$S = d/4$ pero no menor a 15cm	cm	15
$S = 10\Phi_{\text{barra longitudinal}}$	cm	19.05
$S = 24\Phi_{\text{estribo}}$	cm	22.86
$S = 30$	cm	30
Espaciamiento zona de confi.	cm	15.00
<b>Fuera de la zona de confinamiento</b>		
Espaciamiento máximo	cm	17.00

Fuente: Elaboración propia, (2021)

Por lo tanto, para este tramo en diseño de la viga, se tiene la siguiente distribución de estribos de 3/8": 1@5 cm, 8@10cm, resto @15cm para ambos extremos. Se presenta la configuración final de los aceros longitudinales y transversales .

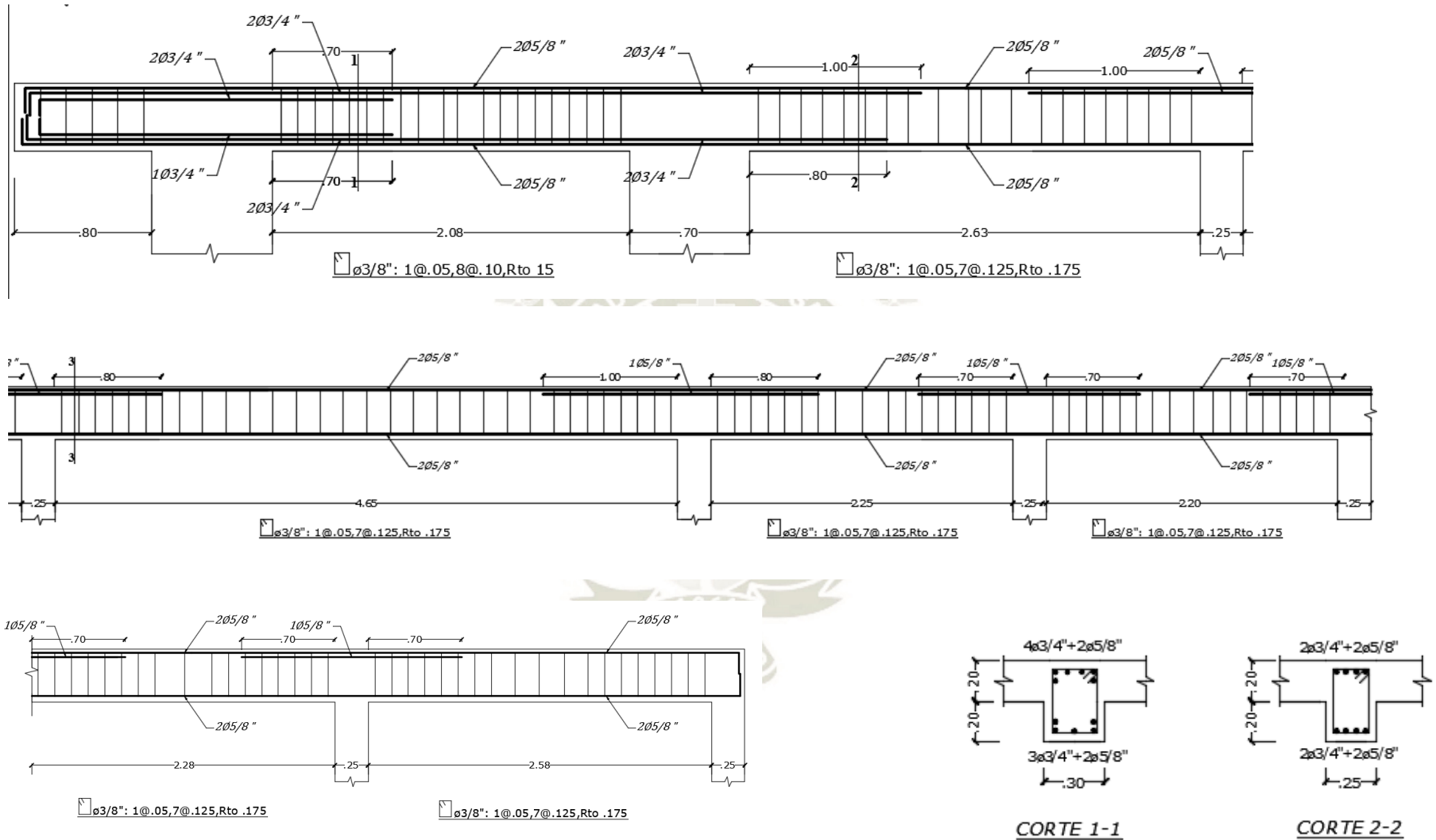


Figura N° 34. Diseño final viga V-9(.25x.40).  
Fuente: Elaboración propia, (2021).

## 7.4 DISEÑO DE COLUMNAS

Se define a la columna como un elemento vertical que es capaz principalmente de sostener cargas a compresión provenientes del análisis de cargas de gravedad, también son capaces de resistir fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis sísmico en ambas direcciones. Aun con estos casos se hace referencia a las columnas como elementos a compresión ya que estas fuerzas son las que predominan su comportamiento.

Para analizar en simultáneo la carga axial y el momento flector se realizó un diseño por flexo-compresión, el cual consiste en construir un diagrama de interacción, en el cual se verificarán cada una de las combinaciones de carga ( $P_u$ ,  $M_u$ ) que se presentan en la norma E-030.

Luego de esto se realizará el diseño por cortante el cual deberá cumplir los requerimientos del artículo número 21 de la norma E-060.

Como ejemplo se realizará el diseño de la columna C-1 de 25x70cm ubicado entre los ejes 2 y B.

### 7.4.1 Fuerzas internas

La obtención de fuerzas internas se logró gracias al programa ETABS v16 en el cual se asignaron todas las cargas mencionadas con anterioridad. Los ejes locales de la columna se consideraron como se muestra en la Figura N° 35.

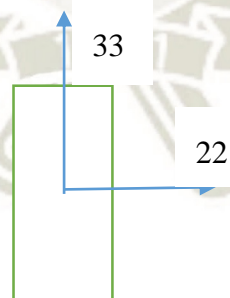


Figura N° 35 Ejes locales de la columna.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Las fuerzas internas de todos los niveles se detallan en la tabla siguiente.

Tabla N° 33 Fuerzas internas de la columna por piso.

		<b>P (tonf)</b>	<b>V22 (tonf)</b>	<b>V3 (tonf)</b>	<b>M22 (tonf-m)</b>	<b>M3 (tonf-m)</b>
<b>PISO 6</b>	<b>CM</b>	-5.0987	-0.2505	-0.2375	-0.2622	-0.2792
	<b>CV</b>	-0.6803	-0.0729	-0.075	-0.084	-0.0807
	<b>SX</b>	0.3407	2.0719	2.4256	2.3465	2.2803
	<b>SY</b>	0.645	1.0518	2.269	1.6724	1.153
<b>PISO 5</b>	<b>CM</b>	-12.2694	-0.1858	-0.2097	-0.2471	-0.2275
	<b>CV</b>	-2.3429	-0.055	-0.0628	-0.0751	-0.0674
	<b>SX</b>	0.6607	1.9511	1.8923	2.0929	2.3107
	<b>SY</b>	1.8549	1.0093	2.7645	2.3728	1.1922
<b>PISO 4</b>	<b>CM</b>	-19.5436	-0.1759	-0.1858	-0.2169	-0.2136
	<b>CV</b>	-4.0335	-0.0533	-0.057	-0.066	-0.0648
	<b>SX</b>	1.1692	2.2218	2.2592	2.4698	2.6444
	<b>SY</b>	3.8745	1.1895	3.907	3.9172	1.4123
<b>PISO 3</b>	<b>CM</b>	-26.9504	-0.1475	-0.1589	-0.1859	-0.181
	<b>CV</b>	-5.7601	-0.0456	-0.0488	-0.0561	-0.0559
	<b>SX</b>	1.9138	2.2477	2.1842	2.421	2.7148
	<b>SY</b>	6.6882	1.2467	4.3692	4.8461	1.5072
<b>PISO 2</b>	<b>CM</b>	-34.5506	-0.1169	-0.116	-0.1249	-0.15
	<b>CV</b>	-7.5406	-0.0385	-0.0366	-0.0381	-0.0498
	<b>SX</b>	2.8342	2.3217	2.5825	3.4342	3.0005
	<b>SY</b>	10.1394	1.3058	5.9171	8.4118	1.6963
<b>PISO 1</b>	<b>CM</b>	-43.063	-0.0185	-0.0197	0.0035	-0.0463
	<b>CV</b>	-9.3878	-0.0066	-0.0064	0.0027	-0.0153
	<b>SX</b>	3.6882	0.5198	0.9456	2.8836	1.2899
	<b>SY</b>	13.2991	0.2994	2.5032	8.7558	0.7509

Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.4.2 Diseño por flexo-compresión

Se utilizará las combinaciones de carga mencionadas en la norma E-030, en la tabla siguiente se observa los resultados de las fuerzas internas con cada una de las combinaciones, se tomó los valores del primer piso, ya que éstos son los que presentan mayores valores.

Tabla N° 34 Combinaciones de cargas de la columna en la base.

Combinación	Pu (tonf)	Mu 2-2 (tonf-m)	M 3-3 (tonf-m)
<b>1.4CM+1.7CV</b>	52.5474	-0.1898	-0.2549
<b>1.25(CM+CV)+SX</b>	7.0972	2.4135	1.9668
<b>1.25(CM+CV)-SX</b>	83.6939	-2.7328	-2.403
<b>1.25(CM+CV)+SY</b>	-0.4158	8.008	1.1856
<b>1.25(CM+CV)-SY</b>	91.207	-8.3273	-1.6218
<b>0.9CM+SX</b>	-10.7267	2.4914	2.0597
<b>0.9CM-SX</b>	65.87	-2.655	-2.31
<b>0.9CM+SY</b>	-18.2397	8.0859	1.2785
<b>0.9CM-SY</b>	73.383	-8.2495	-1.5288

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Ahora, se puede pre dimensionar la cantidad de acero de refuerzo que se colocará en la columna. La norma E-060 nos dá un margen de cuantía de acero entre el 0.01 y 0.06, pero tener en cuenta que a partir de 0.04 se podría presentar congestionamiento de acero en el núcleo. En este caso la columna C1 de 25x70 cm presenta un área de 1750 cm<sup>2</sup>, a lo que le corresponde un área de acero mínimo de 17.5 cm<sup>2</sup>, traducido en barras de acero correspondería 10ø5/8" dando un área de acero de 19.9 cm<sup>2</sup> el cual es mayor al área de acero mínimo.

Con el área de acero seleccionada se procede a realizar el diagrama de interacción el cual es construido con diferentes puntos notables (P vs M22, P vs M33) mediante iteraciones de la posición del eje neutro, obteniendo así un par de momento y axial resultante. Estos puntos están multiplicados por ciertos factores de reducción  $\phi$ , para obtener la resistencia última. Dentro de este diagrama es donde se deben de encontrar los puntos de combinaciones mencionados en la tabla anterior. Los factores de reducción son 0.9 para esfuerzos de tracción, es decir,  $P_u \leq 0$ , y de 0.7 para esfuerzos de compresión mayores que,  $P_u \geq 0.1f'c.A_g$ , mientras que para valores intermedios se interpola el valor de  $\phi$ .

Tabla N° 35 Puntos notables del diagrama de interacción P-M 22 de la columna.

	$\phi P$ (tonf)	$\phi M$ (tonf-m)	$\phi$	P (tonf)	M (tonf-m)		$\phi P$ (tonf)	$\phi M$ (tonf-m)	$\phi$	P (tonf)	M (tonf-m)
1	-75.22	0.00	0.7	-107.46	0.00	16	204.05	0.00	0.7	291.50	0.00
2	-24.88	15.79	0.7	-35.54	22.55	17	204.05	-1.42	0.7	291.50	-2.03
3	-7.45	20.61	0.7	-10.64	29.45	18	204.05	-7.42	0.7	291.50	-10.60
4	14.09	25.24	0.7	20.13	36.06	19	204.05	-13.06	0.7	291.50	-18.66
5	33.50	28.87	0.7	47.85	41.24	20	181.16	-17.78	0.7	258.80	-25.40
6	66.06	31.83	0.7	94.38	45.47	21	157.45	-21.50	0.7	224.92	-30.71
7	85.43	29.15	0.7	122.04	41.64	22	131.46	-24.42	0.7	187.80	-34.89
8	103.84	26.27	0.7	148.34	37.53	23	103.84	-26.27	0.7	148.34	-37.53
9	131.46	24.42	0.7	187.80	34.89	24	85.43	-29.15	0.7	122.04	-41.64
10	157.45	21.50	0.7	224.92	30.71	25	66.06	-31.83	0.7	94.38	-45.47
11	181.16	17.78	0.7	258.80	25.40	26	33.50	-28.87	0.7	47.85	-41.24
12	204.05	13.06	0.7	291.50	18.66	27	14.09	-25.24	0.7	20.13	-36.06
13	204.05	7.42	0.7	291.50	10.60	28	-7.45	-20.61	0.7	-10.64	-29.45
14	204.05	1.42	0.7	291.50	2.03	29	-24.88	-15.79	0.7	-35.54	-22.55
15	204.05	0.00	0.7	291.50	0.00	30	-75.22	0.00	0.7	-107.46	0.00

Fuente: Elaboración propia, (2021).

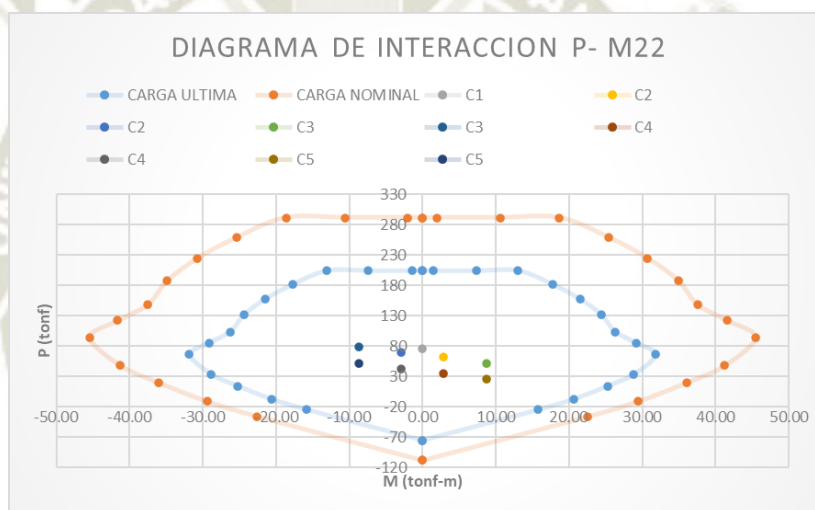


Figura N° 36 Diagrama de interacción P- M22.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla N° 36 Puntos notables del diagrama de interacción P-M33 de la columna.

	$\phi P$ (tonf)	$\phi M$ (tonf-m)	$\phi$	P (tonf)	M (tonf-m)		$\phi P$ (tonf)	$\phi M$ (tonf-m)	$\phi$	P (tonf)	M (tonf-m)
1	-75.22	0.00	0.7	-107.46	0.00	16	204.05	0.00	0.7	291.50	0.00
2	-43.14	3.48	0.7	-61.63	4.97	17	204.05	-0.59	0.7	291.50	-0.85
3	-1.32	7.17	0.7	-1.89	10.24	18	204.05	-4.94	0.7	291.50	-7.05
4	24.95	9.38	0.7	35.65	13.40	19	202.55	-5.09	0.7	289.36	-7.26
5	46.90	11.07	0.7	67.00	15.81	20	181.42	-6.78	0.7	259.17	-9.68
6	71.05	11.56	0.7	101.50	16.51	21	158.10	-8.25	0.7	225.86	-11.79
7	83.10	10.79	0.7	118.71	15.41	22	133.22	-9.46	0.7	190.31	-13.51
8	105.46	10.43	0.7	150.66	14.89	23	105.46	-10.43	0.7	150.66	-14.89
9	133.22	9.46	0.7	190.31	13.51	24	83.10	-10.79	0.7	118.71	-15.41
10	158.10	8.25	0.7	225.86	11.79	25	71.05	-11.56	0.7	101.50	-16.51
11	181.42	6.78	0.7	259.17	9.68	26	46.90	-11.07	0.7	67.00	-15.81
12	202.55	5.09	0.7	289.36	7.26	27	24.95	-9.38	0.7	35.65	-13.40
13	204.05	4.94	0.7	291.50	7.05	28	-1.32	-7.17	0.7	-1.89	-10.24
14	204.05	0.59	0.7	291.50	0.85	29	-43.14	-3.48	0.7	-61.63	-4.97
15	204.05	0.00	0.7	291.50	0.00	30	-75.22	0.00	0.7	-107.46	0.00

Fuente: Elaboración propia, (2021).

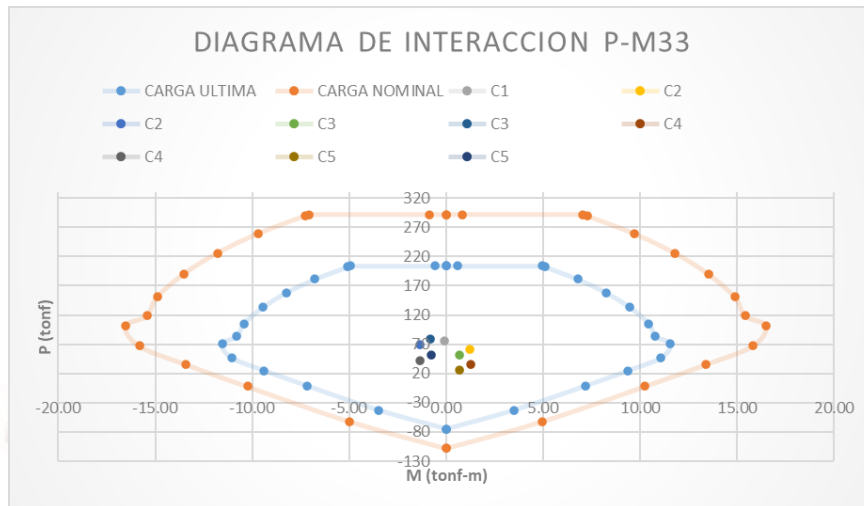


Figura N° 37 Diagrama de interacción P-M33.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

De los gráficos anteriores se comprueba que los valores  $P_u$  y  $M_u$  de las combinaciones de la Tabla N° 34 se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño en ambas direcciones, por lo tanto, los refuerzos colocados anteriormente ( $10\phi 5/8''$ ) son suficientes para la columna.

### 7.4.3 Diseño por cortante

Según la norma E-060 en el capítulo 21 estipula que la fuerza cortante de diseño  $V_u$ , de elementos que resistan efectos sísmicos no debe ser menor que, el menor valor obtenido entre la cortante obtenida por el diseño por capacidad y la cortante obtenida al amplificar los valores del sismo en 2.5.

#### 7.4.3.3 Primera condición (por capacidad)

$$V_u = (M_{n_{sup}} + M_{n_{inf}})/H_n$$

El “ $M_n$ ” superior e inferior se obtiene del diagrama de interacción, al prolongar una línea horizontal que parte desde la carga  $P_u$  hasta chocar con la curva de interacción de  $M_n$ ,  $H_n$  es la altura libre de la columna a diseñar.

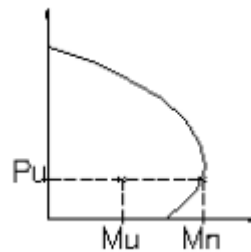


Figura N° 38 Obtención del momento nominal a partir del diagrama de interacción.

De la Figura N° 36 se obtuvieron  $Mn_{sup}$  y  $Mn_{inf}$  al prolongar el punto  $Pu=78.86\text{tonf}$ , que intercepta con la curva del momento nominal dando como resultado del primer diagrama  $Mn_{sup} = Mn_{inf}=43 \text{ tonf-m}$  y del segundo diagrama  $Mn_{sup} = Mn_{inf}=16 \text{ tonf-m}$

$$Vu_{22} = \frac{16 + 16}{2.6} = 12.31 \text{ tonf}$$

$$Vu_{33} = \frac{43 + 43}{2.6} = 33.08 \text{ tonf}$$

#### 7.4.3.4 Segunda condición (amplificar las solicitaciones sísmicas en 2.5)

Se amplificó para cada combinación de cargas y se obtuvieron los siguientes resultados

Tabla N° 37 Combinación de cargas de las cortantes amplificando las solicitaciones sísmicas en 2.5.

Combinación	Pu (tonf)	Vu 2-2 (tonf)	Vu 3-3 (tonf)
1.4CM+1.7CV	76.2475	-0.2291	-0.2247
1.25(CM+CV)+2.5.SX	61.8753	5.6101	6.2653
1.25(CM+CV)-2.5.SX	69.2517	-5.9986	-6.6469
1.25(CM+CV)+2.5.SY	52.2644	3.0704	14.602
1.25(CM+CV)-2.5.SY	78.8626	-3.4588	-14.9836
0.9CM+2.5.SX	35.0685	5.6992	6.3518
0.9CM-2.5.SX	42.4449	-5.9095	-6.5605
0.9CM+2.5.SY	25.4576	3.1594	14.6884
0.9CM-2.5.SY	52.0558	-3.3698	-14.8972

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Se observa que los resultados obtenidos amplificando por 2.5 las solicitaciones sísmicas son menores a los resultados obtenidos en el primer criterio. En conclusión, se usarán los valores de la tabla anterior para realizar el diseño por corte.

Para el cálculo de la resistencia al corte del concreto se utilizó la siguiente fórmula

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

Ecuación 25:  
Resistencia al corte  
de la columna

Donde:

$N_u$ =carga última

$A_g$ =área de la sección bruta de la columna

Tabla N° 38 Diseño por cortante en la dirección 2-2 de la columna.

Combinación	Pu (tonf)	Vu 2-2 (tonf)	$\phi V_c$ (tonf)	Observación
1.4CM+1.7CV	76.2475	-0.23	10.19	se necesita estribo mínimo
1.25(CM+CV)+SX	61.8753	5.61	9.73	se necesita estribo mínimo
1.25(CM+CV)-SX	69.2517	-6.00	9.96	se necesita estribo mínimo
1.25(CM+CV)+SY	52.2644	3.07	9.43	se necesita estribo mínimo
1.25(CM+CV)-SY	78.8626	-3.46	10.27	se necesita estribo mínimo
0.9CM+SX	35.0685	5.70	8.88	se necesita estribo mínimo
0.9CM-SX	42.4449	-5.91	9.11	se necesita estribo mínimo
0.9CM+SY	25.4576	3.16	8.58	se necesita estribo mínimo
0.9CM-SY	52.0558	-3.37	9.42	se necesita estribo mínimo

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla N° 39 Diseño por cortante en la dirección 3-3 de la columna.

Combinación	Pu (tonf)	Vu 3-3 (ton)	$\phi V_c$ (tonf)	Observación
1.4CM+1.7CV	76.2475	-0.22	13.27	se necesita estribo mínimo
1.25(CM+CV)+SX	61.8753	6.27	12.98	se necesita estribo mínimo
1.25(CM+CV)-SX	69.2517	-6.65	12.98	se necesita estribo mínimo
1.25(CM+CV)+SY	52.2644	14.60	13.38	calcular acero de refuerzo
1.25(CM+CV)-SY	78.8626	-14.98	13.38	calcular acero de refuerzo
0.9CM+SX	35.0685	6.35	11.87	se necesita estribo mínimo
0.9CM-SX	42.4449	-6.56	11.87	se necesita estribo mínimo
0.9CM+SY	25.4576	14.69	12.27	calcular acero de refuerzo
0.9CM-SY	52.0558	-14.90	12.27	calcular acero de refuerzo

Fuente: Elaboración propia, (2021).

De las tablas anteriores se observa que los cortantes  $V_{u2-2}$  son menores a los cortantes de resistencia del concreto  $\phi V_c$ , por consiguiente, las columnas sólo requieren una colocación de acero por corte mínimo.

En cambio, los cortantes  $V_{u3-3}$  en algunos casos sobrepasa el cortante  $\phi V_c$ , por ende, se necesita calcular el acero de refuerzo  $\phi V_s$ .

Se toma el caso más crítico y se calcula el  $\phi V_s$

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{S}$$

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

Se reemplaza los valores en la formulas

$$\phi V_s = 14.9 - 12.27 = 2.63 \text{ tonf}$$

$$S = \frac{0.85 * 1.42 * 4200 * 62}{2.63 * 1000} = 119.5 \text{ cm}$$

Como se observa, utilizamos estribos de 3/8" que nos brinda un espaciamiento de 119.5cm, pero debido a que el espaciamiento calculado excede el mínimo que brinda la norma E-0.60, se hace uso del refuerzo mínimo.

De la norma E-060, del capítulo 21 se observa que la longitud de confinamiento debe ser el mayor valor de las siguientes condiciones: la altura libre dividido entre 6, ( $\frac{h_n}{6} = \frac{240}{6} = 40 \text{ cm}$ ), el peralte de la columna que se está diseñando (70cm) y 50 cm. Tomando el mayor valor de las condiciones anteriores se obtiene como zona de confinamiento en ambos extremos de la columna en el primer nivel de 70 cm.

En esta zona de confinamiento se debe colocar estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento  $s_o$  que debe ser el menor de las siguientes condiciones: ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro que se encuentra en el alma de la columna ( $8d_b = 8 * 1.99 = 15.92 \text{ cm}$ ), la mitad de la sección transversal de la columna ( $\frac{b}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm}$ ) y 10 cm. Tomando el menor valor de entre las condiciones anteriores se toma como espaciamiento mínimo  $s_o = 10 \text{ cm}$  en la zona de confinamiento a cada extremo que empieza a cara de columna.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo entre estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 30cm; por consiguiente, se decidió utilizar estribos de  $\phi 3/8''$  siguiendo la siguiente distribución:  $7@0.10$ , resto  $@0.25$  a cada extremo de la columna.

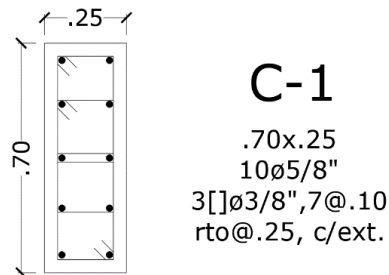


Figura N° 39 Refuerzo longitudinal y transversal de la columna.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

## 7.5 DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Los muros de corte o también llamados placas, son paredes de concreto armado que presentan una mayor dimensión en una de sus direcciones, lo cual le proporciona en dicha dirección una gran resistencia y rigidez lateral ante movimientos laterales que en nuestro caso podría ser causado por el sismo.

El diseño de muros de corte se realiza al igual que el de columnas, aplicando el diseño por flexo-compresión y el diseño para fuerza cortante.

Adicionalmente la norma E-060 indica que se realice un diseño por capacidad el cual se encuentra en el artículo 21

Como ejemplo se realizará el diseño de la placa Placa-5 que se encuentra en el eje 3 y entre los ejes B-C, de 0.20 m de espesor por 1.90 m de largo

### 7.5.1 Fuerzas internas

La obtención de fuerzas internas como el momento y fuerza cortante se obtuvieron gracias al programa ETABS v16, de acuerdo al eje de referencia que se ve en la figura.

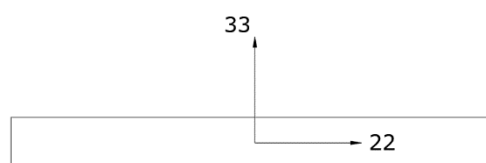


Figura N° 40 Ejes locales de la placa-5.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

En la tabla siguiente se muestran las fuerzas internas de la placa 5 en cada uno de los niveles, como se observa en esta placa los momentos M33 son los más importantes debido a que la placa toma los cortantes del sismo en la dirección V22, que vendría a ser en el sentido que presenta mayor rigidez.

Tabla N° 40 Fuerzas internas por piso de la placa-5.

		P (tonf)	V22 (tonf)	V33 (tonf)	M22 (tonf-m)	M33 (tonf-m)
<b>PISO 6</b>	<b>CM</b>	-10.0042	3.4499	-0.3109	-0.4157	3.7321
	<b>CV</b>	-1.4651	0.7546	-0.0652	-0.0982	0.9508
	<b>SX</b>	5.1906	9.9609	0.3555	0.4047	4.5659
	<b>SY</b>	1.6794	3.4441	0.6897	0.7619	4.2423
<b>PISO 5</b>	<b>CM</b>	-22.616	2.4918	-0.3333	-0.4291	2.9842
	<b>CV</b>	-4.2205	0.6972	-0.0888	-0.1121	0.8184
	<b>SX</b>	12.2356	11.5842	0.3915	0.4661	8.5965
	<b>SY</b>	3.8871	3.6475	0.8824	0.9947	3.8675
<b>PISO 4</b>	<b>CM</b>	-35.295	2.5951	-0.326	-0.4252	2.708
	<b>CV</b>	-7.0017	0.6811	-0.0826	-0.1081	0.7078
	<b>SX</b>	20.427	14.3622	0.4738	0.5771	15.7601
	<b>SY</b>	6.4492	4.6677	1.0998	1.308	5.0459
<b>PISO 3</b>	<b>CM</b>	-48.003	2.4583	-0.3069	-0.3901	2.2555
	<b>CV</b>	-9.7965	0.6552	-0.0786	-0.0997	0.5792
	<b>SX</b>	29.4128	16.1872	0.4823	0.5943	25.4761
	<b>SY</b>	9.3018	5.8113	1.1766	1.4547	9.1913
<b>PISO 2</b>	<b>CM</b>	-60.6736	2.4517	-0.3767	-0.53	1.9505
	<b>CV</b>	-12.5838	0.6533	-0.0964	-0.1354	0.4835
	<b>SX</b>	38.292	12.8059	0.5921	0.8358	27.7147
	<b>SY</b>	12.1917	4.4309	1.4791	2.1293	11.0789
<b>PISO 1</b>	<b>CM</b>	-74.6364	1.2344	-0.0898	-0.1217	0.3752
	<b>CV</b>	-15.3498	0.3286	-0.023	-0.0306	0.0411
	<b>SX</b>	45.9583	21.7252	0.1972	0.5568	91.701
	<b>SY</b>	14.8146	9.9435	0.5288	1.6345	44.6321

Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.5.2 Diseño por flexo-compresión

El diseño se realizó con las combinaciones de carga presentes en la norma E-030, se consideró las fuerzas del primer nivel ya que estas son las que presentan mayor carga.

Tabla N° 41 Combinaciones de cargas de la placa-5 en la base.

Combinación	Pu (tonf)	Mu 2-2 (tonf-m)	M 3-3 (tonf-m)
1.4CM+1.7CV	130.5857	-0.2223	0.595
1.25(CM+CV)+SX	66.5245	0.3664	92.2213
1.25(CM+CV)-SX	158.4412	-0.7471	-91.1807
1.25(CM+CV)+SY	97.6683	1.4442	45.1524
1.25(CM+CV)-SY	127.2974	-1.8248	-44.1118
0.9CM+SX	21.2145	0.4472	92.0387
0.9CM-SX	113.1311	-0.6663	-91.3634
0.9CM+SY	52.3582	1.525	44.9697
0.9CM-SY	81.9874	-1.744	-44.2944

Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.5.3 Verificación de requerimiento de elementos de borde

Al no poseer aun la distribución de los aceros en la placa se hará uso del punto 21.9.7.5 de la norma E-060, luego se hará la comprobación de los elementos de borde según el punto 21.9.7.4 donde se tendrá la distribución de aceros de la placa.

Según la norma E-060, un muro de corte requiere elementos de borde cuando el esfuerzo máximo en compresión de la fibra extrema producidas por las cargas últimas considerando el efecto del sismo (Pu y Mu) son mayores a  $0.2f'c$ , para comprobar esta condición, se calculó las propiedades geométricas de la placa P-5:

Tabla N° 42 Propiedades geométricas de la sección transversal de la placa-5.

A(m <sup>2</sup> )	Xc (m)	Yc (m)	Ix (m <sup>4</sup> )	Iy (m <sup>4</sup> )
0.38	0.95	0.10	0.00127	0.114

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Para los cálculos se tomó como datos  $P_u = 158.4 \text{ tonf}$ ,  $M_{u_{22}} = 1.82 \text{ tonf} - \text{m}$  y  $M_{u_{33}} = 92.2 \text{ tonf} - \text{m}$  y para el cálculo del esfuerzo de compresión máximo en la fibra extrema se utilizó la siguiente formula:

$$\sigma_{c \max} = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{u_{3-3}} * X_c}{I_y} = \frac{158.4 * 10^3}{3800} + \frac{92.2 * 10^5 * 95}{0.114 * 10^8} = 118.52 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{c \max} = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{u_{2-2}} * Y_c}{I_x} = \frac{158.4 * 10^3}{3800} + \frac{1.82 * 10^5 * 10}{0.00127 * 10^8} = 56. \text{ kgf/cm}^2$$

El esfuerzo máximo según norma es  $\sigma_{c \max} = 0.2f'_c = 42 \text{ kgf/cm}^2$ ; en ambas direcciones los esfuerzos calculados anteriormente son mayores a este resultado, por consiguiente, nuestra placa requiere elementos de borde.

Para dimensionar los elementos de borde se considera lo siguiente: el espesor debe ser igual al muro de corte y el peralte debe ser el 15% de la longitud de la placa. En este caso los elementos de borde tienen un espesor de 20 cm con un peralte de 30cm (mínimo 30cm según la norma E-060)



Figura N° 41 Elementos de borde confinados en la placa.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

#### 7.5.4 Cálculo de acero en los núcleos

Para el cálculo aproximado de los aceros de los elementos de borde, éstos deben tener una cuantía mínima de 0.01 y se hará la siguiente formula:

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\phi * F_y * 0.7L_n}$$

Para el sentido 22, el  $M_{ua_{33}} = 92.2 \text{ tonf} - \text{m}$  y el sentido 33, el  $M_{ua_{22}} = 1.82 \text{ tonf} - \text{m}$

$$A_{S22} = \frac{92.2 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.7 * 190} = 18.3\text{cm}^2$$

$$A_{S33} = \frac{1.82 * 10^5}{0.9 * 4200 * 0.7 * 20} = 3.4\text{cm}^2$$

El área de acero calculado en una dirección también aporta esfuerzos para la otra dirección, por ende, escogemos el mayor valor como área de acero requerido (18.3cm<sup>2</sup>); se distribuyó en los elementos de borde 12ø5/8" que dan un área de acero de 23.88 cm<sup>2</sup>, el cual es mayor al requerido.

### 7.5.5 Cálculo de acero vertical del alma

Si  $V_u = V_{ua} * R$ , es mayor que " $0.27 * \sqrt{f'_c} * A_{cw}$ " se usa  $\rho = 0.0025$  y si  $V_u$  es menor igual a " $0.27 * \sqrt{f'_c} * A_{cw}$ " se usa  $\rho = 0.0015$  de donde el área de acero vertical  $A_{sv} = \rho * 100 * t$  y  $A_{cw}$  es el área de concreto por cortante.

Tenemos  $V_{u22} = 23.68 * 5.4 = 127.87 \text{ tonf} > \frac{0.27 * \sqrt{210} * 15 * 375}{1000} = 22 \text{ tonf}$  por tanto se usa

$\rho = 0.0025$  con un área de acero  $A_{sv} = 0.0025 * 100 * 20 = 5 \text{ cm/metro}$

$$S(3/8") = \frac{A_{\text{barra}}}{A_{sv}} * N^{\circ} \text{ capas} = \frac{0.71}{5} * 2 = 28 \text{ cm como separacion minima}$$

Se usará ø3/8" separadas a cada 20 cm por un tema conservador y se distribuirá en dos capas ya que el grosor de la placa es de 20cm

### 7.5.6 Diagrama de interacción

Con los aceros verticales propuestos se procede a realizar el diagrama de interacción para luego comprobar que las combinaciones de cargas se encuentren dentro de ésta.

Tabla N° 43 Puntos notables del diagrama de interacción P-M 22 de la placa-5.

	$\phi P$ (tonf)	$\phi M$ (tonf-m)	$\phi$	P (tonf)	M (tonf-m)		$\phi P$ (tonf)	$\phi M$ (tonf-m)	$\phi$	P (tonf)	M (tonf-m)
1	-111.53	0.48	0.7	-159.33	0.69	16	397.62	0.00	0.7	568.03	0.00
2	-56.29	4.59	0.7	-80.41	6.56	17	397.62	-0.32	0.7	568.03	-0.46
3	-11.59	8.07	0.7	-16.56	11.53	18	397.62	-3.19	0.7	568.03	-4.56
4	45.38	11.29	0.7	64.83	16.13	19	397.62	-7.06	0.7	568.03	-10.09
5	89.61	13.72	0.7	128.01	19.60	20	363.33	-9.16	0.7	519.04	-13.09
6	132.01	13.93	0.7	188.59	19.90	21	318.14	-11.14	0.7	454.49	-15.91
7	162.97	13.69	0.7	232.81	19.56	22	268.15	-12.60	0.7	383.07	-18.00
8	221.46	13.53	0.7	316.37	19.33	23	213.05	-13.51	0.7	304.36	-19.30
9	275.01	12.72	0.7	392.87	18.17	24	158.50	-13.66	0.7	226.43	-19.51
10	323.15	11.30	0.7	461.64	16.14	25	128.62	-14.19	0.7	183.74	-20.27
11	366.25	9.35	0.7	523.21	13.36	26	78.44	-13.51	0.7	112.06	-19.30
12	397.62	7.42	0.7	568.03	10.60	27	29.93	-11.01	0.7	42.76	-15.73
13	397.62	3.44	0.7	568.03	4.91	28	-23.51	-7.85	0.7	-33.59	-11.21
14	397.62	0.55	0.7	568.03	0.79	29	-56.29	-5.42	0.7	-80.41	-7.74
15	397.62	0.00	0.7	568.03	0.00	30	-111.53	-0.48	0.7	-159.33	-0.69

Fuente: Elaboración propia, (2021).

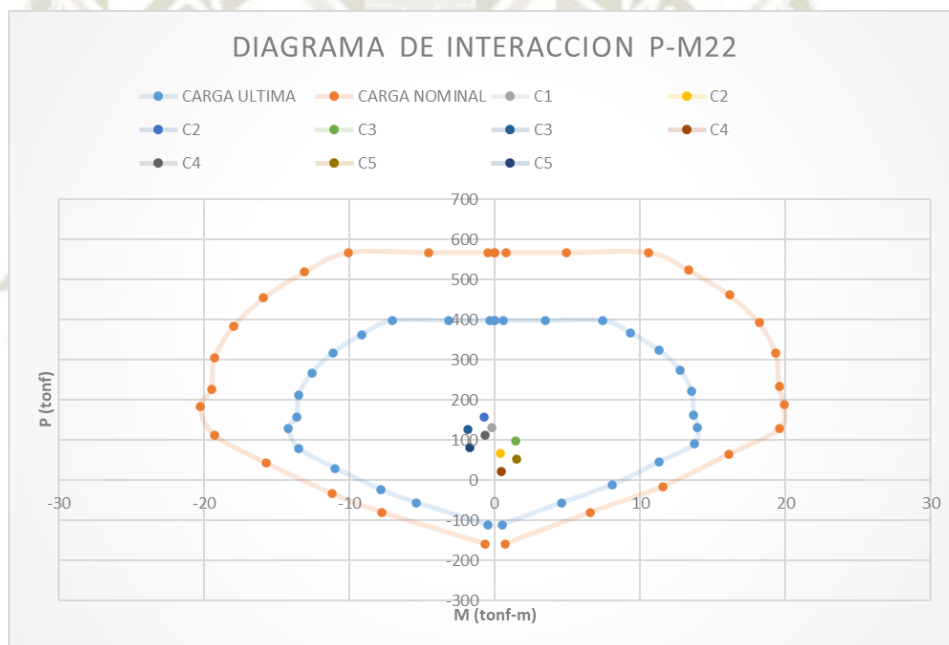


Figura N° 42 Diagrama de interacción P-M22 de la placa-5.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla N° 44 Puntos notables del diagrama de interacción P-M 33 de la placa-5.

	$\phi P$ (tonf)	$\phi M$ (tonf-m)	$\phi$	P (tonf)	M (tonf-m)		$\phi P$ (tonf)	$\phi M$ (tonf-m)	$\phi$	P (tonf)	M (tonf-m)
1	-111.53	0.48	0.7	-159.33	0.69	16	397.62	0.00	0.7	568.03	0.00
2	-21.19	76.72	0.7	-30.27	109.60	17	397.62	-5.96	0.7	568.03	-8.51
3	23.10	108.13	0.7	33.00	154.47	18	397.62	-38.14	0.7	568.03	-54.49
4	64.21	133.74	0.7	91.73	191.06	19	397.62	-73.36	0.7	568.03	-104.80
5	101.41	153.88	0.7	144.87	219.83	20	359.48	-96.19	0.7	513.54	-137.41
6	162.16	175.26	0.7	231.66	250.37	21	313.72	-117.17	0.7	448.17	-167.39
7	190.15	161.56	0.7	271.64	230.80	22	264.66	-133.35	0.7	378.09	-190.50
8	216.76	144.83	0.7	309.66	206.90	23	215.96	-144.68	0.7	308.51	-206.69
9	264.96	133.40	0.7	378.51	190.57	24	189.42	-161.25	0.7	270.60	-230.36
10	313.94	117.25	0.7	448.49	167.50	25	161.25	-174.84	0.7	230.36	-249.77
11	359.65	96.33	0.7	513.79	137.61	26	100.60	-153.69	0.7	143.71	-219.56
12	397.62	73.61	0.7	568.03	105.16	27	63.31	-133.56	0.7	90.44	-190.80
13	397.62	38.29	0.7	568.03	54.70	28	22.02	-107.94	0.7	31.46	-154.20
14	397.62	6.22	0.7	568.03	8.89	29	-21.43	-77.10	0.7	-30.61	-110.14
15	397.62	0.00	0.7	568.03	0.00	30	-111.53	-0.48	0.7	-159.33	-0.69

Fuente: Elaboración propia, (2021).

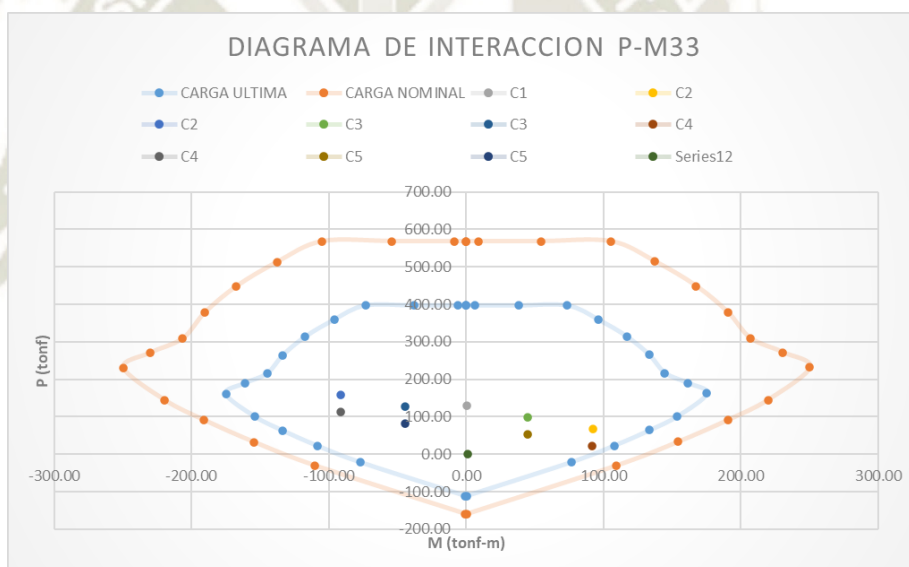


Figura N° 43 Diagrama de interacción P-M33 de la placa-5.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Como se observa en los gráficos, los puntos de las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama. Por consiguiente, se concluye que la colocación de aceros verticales en los elementos de borde y en el alma son correctos, cabe recordar que para obtener estos resultados se tuvo que iterar la distribución de los aceros de los elementos de borde.

### 7.5.7 Comprobación de elementos de borde

Según la norma E-060, se deberá colocar confinamiento a los elementos de borde cuando la profundidad del eje neutro supera la siguiente formula.

$$c \geq \frac{l_m}{600 \left( \frac{\delta u}{h_m} \right)}$$

Ecuación 26: Profundidad del eje neutro

Donde:

$l_m$ : longitud del muro en el plano horizontal

$\delta u$ : desplazamiento inelástico en el nivel mas alto del muro

$h_m$ : altura total del muro

$c$ : mayor profundidad del eje neutro

$\frac{\delta u}{h_m}$ : no debe tomarse menor que 0.005

Para el cálculo del eje neutro de la placa-5 se tiene que iterar, para así encontrar un equilibrio de fuerzas, con la distribución de aceros propuesta en la placa

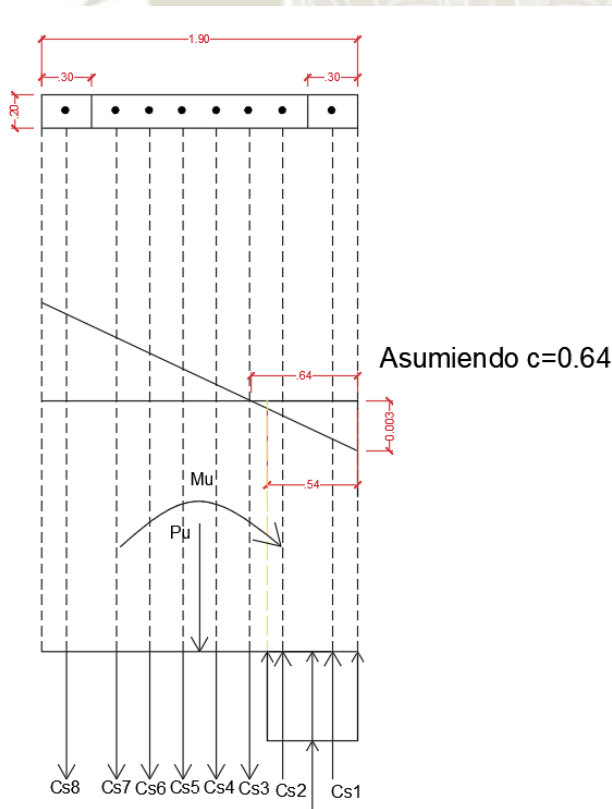


Tabla N° 45 Coordenadas de los refuerzos longitudinales.

Fila	x	L-x	As
1	15	175	12
2	45	145	1.42
3	65	125	1.42
4	85	105	1.42
5	105	85	1.42
6	125	65	1.42
7	145	45	1.42
8	175	15	12
Lt	190	cm	

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Figura N° 44 Diagrama de esfuerzos de la placa-5.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

$$P_u = 158.6 \text{ tonf} ; P_n = 176.2 \text{ tonf}$$

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon_{sn}}{c - x_n}$$

Tabla N° 46 Esfuerzos internos del refuerzo transversal de la placa-5 con un valor C=64cm.

c	64 cm		0.85f'c	178.5	
a	54.4	f <sub>sn</sub>	Cc	194.2	tonf
εs1	0.0023	4200	Cs1	50.4	tonf
εs2	0.0009	1781.25	Cs2	2.529	tonf
εs3	-0.00005	-93.75	Cs3	-0.133	tonf
εs4	-0.0010	-1968.8	Cs4	-2.796	tonf
εs5	-0.00192	-3843.8	Cs5	-5.458	tonf
εs6	-0.0029	-4200	Cs6	-5.964	tonf
εs7	-0.0038	-4200	Cs7	-5.964	tonf
εs8	-0.0052	-4200	Cs8	-50.4	tonf
			<b>Pn=</b>	<b>176.4 tonf</b>	

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Como se observa, al asumir un c=64cm, nos brinda un equilibrio de fuerzas, donde las P<sub>n</sub> son iguales, ahora pasaremos a igualar este resultado con la formula.

$$\frac{\delta u}{h_m} = \frac{5.47 \text{ cm}}{1720 \text{ cm}} = 0.0032 < 0.005, \text{ usamos } 0.005$$

$$64 \text{ cm} = c \geq \frac{190}{600 * 0.005} = 63.33 \text{ cm}$$

$$c = 64 \text{ cm} \geq 63.33 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la placa requiere elementos de confinamiento los cuales se calcula la distancia de confinamiento del mayor valor de entre estos dos criterios **c/2** (64cm/2= 32cm) y **c-0.1lm** (64cm-0.1\*190cm= 45cm), siendo la distancia de confinamiento resultante igual a 45cm.

Esta distribución debe extenderse desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre lm (1.9m) y Mu/4Vu (158.4 tonf.m/4\*23.68tonf=1.67m), dando como valor predominante una distancia de 1.9 m.

Por efecto de regularidad, se decidió conservar esta distribución de confinamiento en toda la altura del muro.

### 7.5.8 Diseño por cortante

Al igual que las columnas se debe cumplir el diseño por resistencia ( $\phi V_n \geq V_u$ )

#### 7.5.8.5 Diseño del acero horizontal por cortante

La resistencia que aporta el concreto se calcula mediante la siguiente formula:

$$\phi V_c = \phi * A_{cw} * \alpha * \sqrt{f'_c}, \quad \text{Ecuación 27: Resistencia al corte del muro}$$

$A_{cw}$  = sección de la placa que resiste la cortante,

$\alpha$  = depende de la relacion entre la altura del muro y la longitud del muro

Tabla N° 47 Valor  $\alpha$  para el cálculo de resistencia a cortante

$\alpha_c$	$\frac{h_m}{L_m}$
0,80	$\leq 1.50$
0,53	$\geq 2.0$

Fuente: Norma E.060 (2009).

Si el cortante  $V_u$  sobrepasa al cortante  $\phi V_n$ , se debe calcular el cortante que tomará el acero horizontal  $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$ , con este resultado se calcula la cuantía horizontal  $\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} * f_y} \geq 0.0025$ .

Para la placa P-5 en el sentido 2-2 se tiene:  $A_{cw} = 190 \times 20 = 3800 \text{ cm}^2$ , una altura total  $h_w = 17.2\text{m}$ , una longitud total de  $l_w = 1.8\text{m}$ , de aquí  $\frac{h_w}{l_w} = 9.55$ , para ambos sentidos se usa  $\alpha = 0.53$  según la tabla anterior.

Con estos datos:

$$\phi V_{c22} = 0.85 * 3800 * 0.53 * \sqrt{210} = 24.8\text{tonf}$$

$$\phi V_{c33} = 0.85 * 3800 * 0.53 * \sqrt{210} = 24.8\text{tonf}$$

En la tabla siguiente se muestra las fuerzas cortantes últimas de cada combinación en las dos direcciones:  $V_{u22}, V_{u33}$

Tabla N° 48 Solicitaciones últimas utilizadas para el diseño por cortante.

Combinación	Vu 22 (tonf)	Vu 33 (tonf)
1.4CM+1.7CV	2.2868	-0.1648
1.25(CM+CV)+SX	23.679	0.0562
1.25(CM+CV)-SX	-19.7714	-0.3382
1.25(CM+CV)+SY	11.8973	0.3878
1.25(CM+CV)-SY	-7.9897	-0.6698
0.9CM+SX	22.8362	0.1164
0.9CM-SX	-20.6142	-0.2781
0.9CM+SY	11.0545	0.448
0.9CM-SY	-8.8325	-0.6096

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Ahora, se comprueba si la sección es la adecuada para los cortantes últimos de las combinaciones. La resistencia nominal a cortante máxima es:

$$\phi V_{n \max} = \phi * 2.6 * \sqrt{f_c} * A_{cw}$$

Ecuación 28: Resistencia máxima al corte del muro

$$\phi V_{n \max 22} = 0.85 * 2.6 * \sqrt{210} * 3800 = 121.7 \text{ tonf}$$

$$\phi V_{n \max 33} = 0.85 * 2.6 * \sqrt{210} * 3800 = 121.7 \text{ tonf}$$

Se observa que en ninguna de las direcciones los cortantes Vu son mayores a las resistencias nominales a cortante máxima, por ende, la sección de la placa es adecuada en ambos sentidos.

De la tabla anterior se toma los mayores valores  $Vu_{22} = 23.68 \text{ tonf}$  y  $Vu_{33} = 0.68 \text{ tonf}$ , en ambos casos  $Vu < \phi V_c$ , eso quiere decir que el concreto absorbe todo el cortante y se colocara acero mínimo con una cuantía  $\rho_h = 0.0025$

$$\text{Para } 1\phi 3/8'' \text{ tenemos un espaciamiento } S(3/8'') = \frac{0.71}{0.0025 * 100 * 20} * 2 = 28 \text{ cm}$$

#### 7.5.8.6 Diseño por capacidad (E-060, art. 21)

La norma E-060 menciona que la cortante de diseño Vu debe ser igual a  $Vu = V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}}$ , el

$V_{ua}$  y  $M_{ua}$  son datos que se sacan del análisis y  $M_n$  es el momento nominal de la placa,

también se debe cumplir que  $\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R$ . Esta disposición podrá tomarse a la altura mayor medida desde la base del muro de las tres siguientes condiciones: la longitud del muro  $L_m$ ,  $\frac{M_u}{4 \cdot V_u}$ , o la altura de los dos primeros pisos.

En la placa P-6, los momentos y cortantes últimos son:  $M_{ua33} = 92.2 \text{ tonf} - m$ ,  $V_{ua22} = 23.68 \text{ tonf}$

El momento nominal  $M_n$  se obtiene del diagrama de interacción al trazar una recta horizontal de la carga axial  $P_u = 158.4 \text{ tonf}$  hasta intersectar la curva del momento nominal:  $M_{n33} = 248 \text{ tonf} - m$ .

Las fuerzas cortantes de diseño son:

$$V_{ud22} = V_{ua22} * \frac{M_{n33}}{M_{ua33}} = 23.68 * \frac{248}{92.2} = 63.69 \text{ ton}$$

Como en este caso  $V_{ud} > \phi V_c$ , se procede a calcular  $V_s$ :

$$V_{s22} = \frac{63.69}{0.85} - \frac{24.8}{0.85} = 45.75 \text{ ton}$$

Para  $V_{s22} = 45.75 \text{ tonf}$ , se calcula la cuantía horizontal como  $\rho_h = \frac{45.75 \cdot 10^3}{3800 \cdot 4200} = 0.0029 > 0.0025$ , al ser la cuantía mayor a la requerida por la norma usamos  $\rho_h = 0.0029$ , para  $1\phi 3/8''$  tenemos un espaciamiento  $S(3/8'') = \frac{0.71}{0.0029 \cdot 100 \cdot 20} * 2 = 24 \text{ cm}$

Se decidió colocar acero de refuerzo horizontal de  $1\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$ .

### 7.5.9 Cálculo del refuerzo transversal de los elementos de borde

Para los elementos de borde la norma E-060, indica que se deben usar estribos de  $\phi 3/8''$ , el cual su espaciamiento no debe ser menor a las siguientes condiciones: 10 veces el diámetro de la barra que se encuentra en el elemento de borde de menor dimensión ( $10 \times 1.99 = 19.9 \text{ cm}$ ), la menor dimensión de la sección de elemento de borde (20cm) y 25cm.

En la placa P-5 predomina la separación de estribos a cada 20cm, por consiguiente, se usó 2 estribos de  $\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$  en todos los niveles.

### 7.5.10 Corte por fricción

Por la presencia de juntas en la construcción de muros, se comprueba que el muro no falle por deslizamiento y en caso los aceros verticales no seas suficientes se colocaran dowels.

Para la comprobación de corte-fricción se usa la siguiente formula que se encuentra en la norma E-060:

$$V_u < \phi * \mu * [N_u + A_v * f_y]$$

Ecuación 29:  
Resistencia por corte y fricción.

Donde:

$V_u$  = cortante de diseño

$\phi$  = factor de reduccion por corte (0.85)

$\mu$  = factor de friccion (0.6 para concreto normal)

$A_v$  = acero vertical

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero

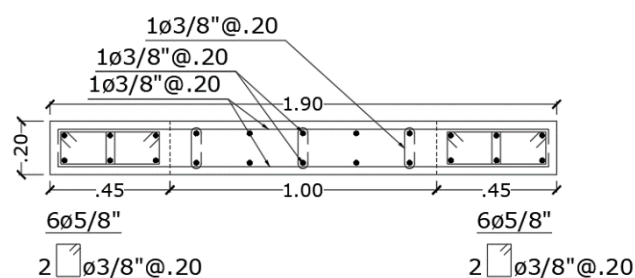
$N_u$  = carga axial muerta ( $0.9P_{uCM}$ )

$$63690 \text{ kgf} < 0.85 * 0.6 * [0.9 * 74670 \text{ kgf} + 30.98 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kgf/cm}^2]$$

$$63.69 \text{ tonf} < 100.63 \text{ tonf}$$

Como se observa el cortante  $V_u$  de diseño es menor al de la fórmula, por ende, la placa no requiere aceros adicionales.

En el siguiente gráfico se muestra el esquema de la placa P-5 con los aceros en los núcleos y los refuerzos tanto horizontal y vertical.



PRIMER @ SEXTO PISO

**PLACA - 5**

Figura N° 45 Refuerzo longitudinal y transversal de la placa-5.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

## 7.6 DISEÑO DE CIMENTACIONES

La cimentación es el conjunto de elementos estructurales cuya función es la de transmitir las cargas de las columnas y placas apoyadas en ésta hacia el suelo, distribuyéndolas de modo que no superen la presión admisible del suelo.

### 7.6.1 Características del suelo de fundación

El edificio se encuentra ubicado sobre un suelo medianamente rígido ( $S_2$ , suelos intermedios según la norma E-030), el EMS presenta un nivel de desplante recomendado  $D_f = 2.50$  m, con una capacidad portante de  $\sigma_t = 2.35$  kgf/cm<sup>2</sup> y un peso específico de  $\gamma = 1.667$  tonf/m<sup>3</sup>.

De acuerdo a la información mencionada antes y ya que el edificio colinda con otros terrenos se decidió el uso de zapatas conectadas, zapatas combinadas y cimientos corridos.

#### 7.6.1.7 Procedimiento de diseño:

El dimensionamiento de las zapatas se realizó con las cargas de gravedad en servicio y con las cargas de sismo, para luego comprobar que los esfuerzos actuantes sean menores que el esfuerzo admisible del suelo.

El diseño de la cimentación se realizó de acuerdo a la norma E-060 tomando en cuenta el diseño por flexión, cortante y punzonamiento.

Para el diseño en conjunto de toda la cimentación se hará uso del software SAFE, y como ejemplo manual se realizará el diseño de una zapata conectada para luego compararla con los resultados del software.

### 7.6.2 Diseño de una zapata conectada

Como nuestro proyecto colinda con otras edificaciones se propuso la colocación de zapatas con columnas excéntricas, conectadas mediante una viga de cimentación, la cual absorberá el momento generado por dicha excentricidad.

Como ejemplo se hará el diseño de las zapatas ubicadas en el eje 5, entre los ejes A y B.

Tabla N° 49 Cargas en la base de la columna de zapata exterior.

CARGAS DE SERVICIO	P (tonf)	Mx (tonf-m)	My (tonf-m)
CM	32.28	0.17	0.09
CV	6.96	0.05	0.02
SX	7.63	0.36	0.93
SY	8.22	1.24	0.33

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla N° 50 Cargas en la base de la columna de zapata interior.

CARGAS DE SERVICIO	P (tonf)	Mx (tonf-m)	My (tonf-m)
CM	45.7	0.26	0.10
CV	10.85	0.07	0.03
SX	5.58	0.31	1.13
SY	6.65	1.08	0.44

Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.6.2.8 Dimensionamiento

En el siguiente grafico se muestra el sistema de referencias de ambas zapatas con el cual se realizó el diseño.

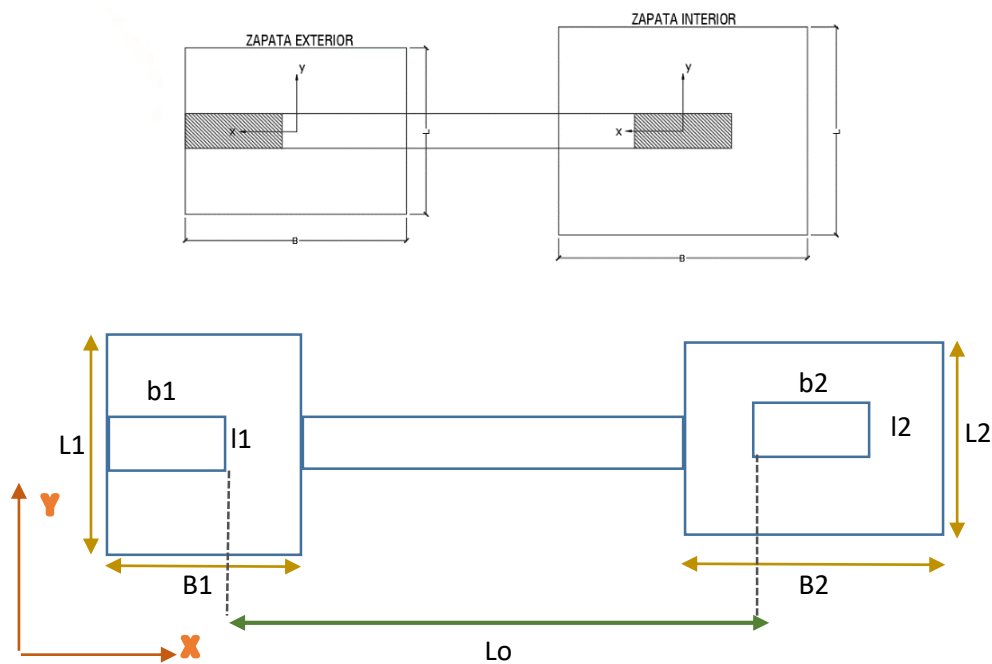


Figura N° 46 Esquemas de referencia para diseño de zapata conectada.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Para hallar el esfuerzo de cada zapata se realiza un modelo idealizado de la zapata conectada.

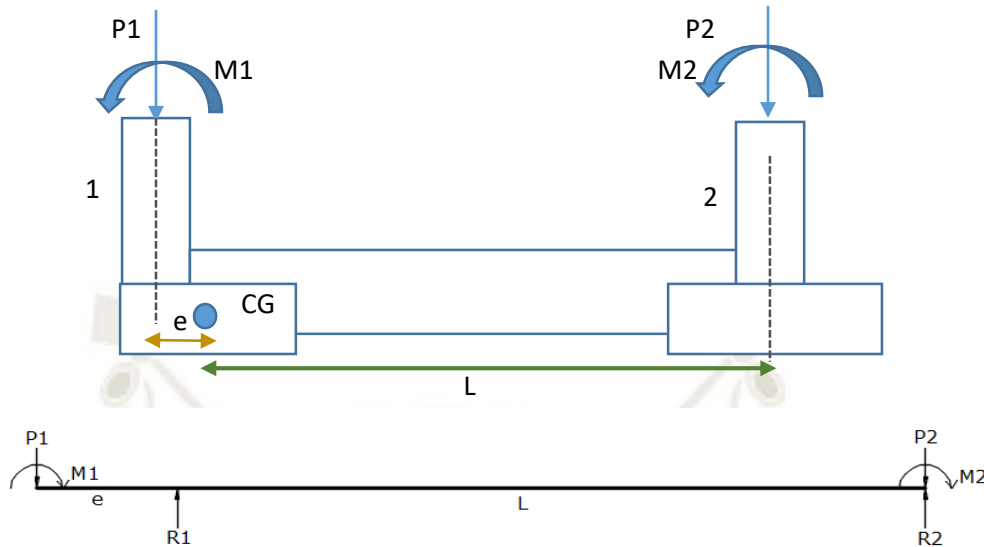


Figura N° 47 Modelo idealizado de análisis para zapatas conectadas.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Se proceden a calcular las reacciones R1 y R2 de cada zapata solo considerando las cargas de gravedad, y a partir de estos datos se calcula el área mínima requerida.

$$A_{req} = \frac{R * \%R}{\sigma_t}$$

El %R es el peso aproximado de la zapata que puede ser el 5% o 10%. Por sumatoria de fuerzas y momentos para el equilibrio del modelo idealizado obtenemos las siguientes expresiones para el cálculo de las reacciones, considerando o sin considerar los momentos.

$$R1 = P1 + \left(P1 * \frac{e}{L}\right); R1 = P1 + \left(P1 * \frac{e}{L}\right) - \frac{M1 + M2}{L}$$

$$R2 = P2 - \left(P1 * \frac{e}{L}\right); R2 = P2 - \left(P1 * \frac{e}{L}\right) + \frac{M1 + M2}{L}$$

Ecuación  
30: Reacciones de  
la viga idealizada

Para lograr obtener el valor de la excentricidad podríamos empezar por un pre dimensionamiento de la zapata 1 “Z1”, asumiendo un 20% de factor de amplificación para ello.

$$A = \frac{(P_{cm} + P_{cv}) * 1.2}{\sigma}$$

$$A = \frac{(32.28 + 6.96) * 1.2}{2.35}$$

$$A = 2.00 \text{ m}^2$$

Tomando en cuenta que, entre mayor sea el lado “B1” (Figura N° 46), mayor será la excentricidad, se debe procurar que “L1” sea mayor. Por lo tanto, se asumió las siguientes dimensiones: L1 = 1.70 m, B1 = 1.2 m, A = 2.04 m<sup>2</sup>.

Entonces una vez obtenidas las dimensiones de la zapata “Z1”, podremos calcular la excentricidad como se muestra a continuación:

$$e = \left( \frac{B1 - b1}{2} \right) = \left( \frac{1.2 - 0.4}{2} \right) = 0.4 \text{ m}$$

#### 7.6.2.9 Verificación de esfuerzos

Se procede a verificar que las dimensiones de las zapatas sean adecuadas para no sobrepasar el esfuerzo admisible del suelo, estos esfuerzos se presentan en las esquinas de las zapatas debido a que contamos con momentos en ambos sentidos.

Para determinar los esfuerzos producidos se utiliza la siguiente ecuación de esfuerzos trapezoidales.

$$0 < \sigma_1 = \frac{P}{A} \pm \frac{6(M_x)}{BL^2} \pm \frac{6(M_y)}{LB^2} < \sigma_{adm}$$

Ecuación 31: Esfuerzos por distribución de presiones Trapezoidal

O también podría hacerse uso de la ecuación de Meyerhoff:

$$q = \frac{P}{2 \cdot B \cdot \left( \frac{L}{2} - e \right)}$$

Ecuación 32: Esfuerzos por distribución de presiones rectangular

Si estos esfuerzos superan al esfuerzo admisible del suelo se procederá a aumentar las dimensiones de la zapata, para los estados de carga cuando se presenta el sismo la norma E-060 nos permite aumentar el esfuerzo admisible en un 30% (3.1 kgf/cm<sup>2</sup>), también se podrá reducir las acciones sísmicas en un 80% de los valores que provienen del análisis.

En la Tabla N° 51, se muestra las presiones máximas y mínimas para los estados de: carga de gravedad, gravedad más sismo en dirección X y gravedad más sismo en dirección Y.

Tabla N° 51 Verificación de presiones transmitidas al suelo (tonf/m2).

	CM+CV	CM+CV+SX	CM+CV+SY
ZAPATA EXTERIOR "Z1"	22.83	26.86	27.21
ZAPATA INTERIOR "Z2"	20.07	22.07	22.60

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Se observa en la zapata interior y exterior las presiones por carga no sobrepasan el  $\sigma_{adm} = 23.5 \text{ tonf/m}^2$  y las presiones de carga más sismo son menores a  $1.3 * \sigma_{adm} = 31 \text{ tonf/m}^2$ . A manera de comprobación se puede realizar una comparación con las presiones obtenidas con el software SAFE.

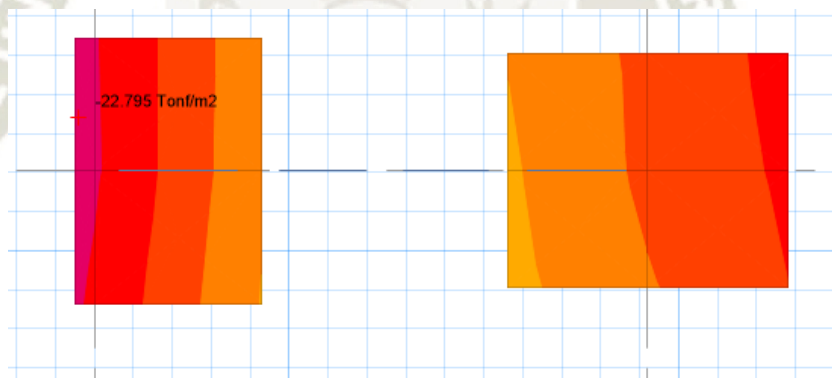


Figura N° 48 Verificación de presiones en Software SAFE. Combinación de servicio "D+L".

Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.6.2.10 Esfuerzos últimos

Tabla N° 52 Esfuerzos últimos de zapatas conectadas (tonf/m2).

	Z. EXTERIOR	Z. INTERIOR
1.4CM+1.7CV	33.21	32.14
1.25(CM+CV)+SX	33.94	30.29
1.25(CM+CV)+SY	33.38	30.17
Comb. Critica	33.94	32.14

Fuente: Elaboración propia. (2021).

Se escoge el mayor de los esfuerzos para realizar el diseño.

### 7.6.2.11 Diseño por punzonamiento

Se calculan los valores " $V_u$ ", " $\phi V_c$ " en la sección crítica ubicada a una distancia  $d/2$  de cara de columna.

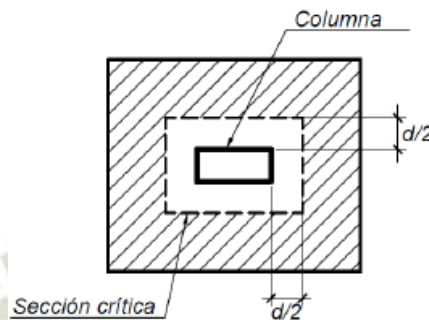


Figura N° 49 Sección crítica para el diseño por punzonamiento.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 + \frac{1.1}{Bd} \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_u = \sigma_u * (A_{total} - A_o)$$

$$\phi V_c = \phi * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Ecuación 33:  
Resistencia al corte  
por punzonamiento

Donde:  $A_o$  es área de la sección crítica y  $b_o$  es el perímetro de la sección crítica. Y de los resultados de todas las ecuaciones se escoge el menor valor.

Tabla N° 53 Diseño por punzonamiento de zapatas conectadas.

	Z. EXTERIOR	Z. INTERIOR
Peralte h(m)	0.60	0.60
d (m)	0.50	0.50
Volado (m)	0.8	0.7
$A_o$ (m <sup>2</sup> )	0.406	0.553
$b_o$ (m)	1.9	2.35
$\phi V_c$ (tonf)	111.6	138.1
$V_u$ (tonf)	55.45	69.02
	ok	ok

Fuente: Elaboración propia, (2021).

En ambas zapatas se ve que  $V_u < \phi V_c$ , por ende, se concluye que por punzonamiento el peralte de 60 cm en ambas zapatas es adecuado.

### 7.6.2.12 Diseño por cortante

La cortante ultima “ $V_u$ ” se calcula a una distancia “ $d$ ” de la cara de columna, como los volados son iguales en ambas zapatas solo bastara hacer el diseño en uno de los lados.

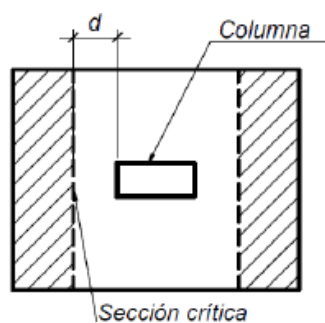


Figura N° 50 Sección crítica para el diseño por corte.

$$V_u = \sigma_u * B * (l - d)$$

Ecuación 34: Cortante de la sección crítica

Tabla N° 54 Diseño por cortante de zapatas conectadas.

	Z. EXTERIOR	Z. INTERIOR
<b>Peralte h(m)</b>	0.60	0.60
<b>d (m)</b>	0.50	0.50
<b>Volado (m)</b>	0.80	0.55
<b><math>b_w</math> (m)</b>	1.00	1.00
<b><math>\phi V_c</math> (tonf)</b>	29.38	29.38
<b><math>V_u</math> (tonf)</b>	11.88	8.04
	ok	ok

Fuente: Elaboración propia, (2021).

En ambas zapatas como  $V_u < \phi V_c$ , se concluye que por corte el peralte de 70cm en ambas zapatas es adecuado.

### 7.6.2.13 Diseño por flexión

El diseño por flexión se realiza a partir de las secciones que empiezan a cara de columna en las dos direcciones y se considera como vigas en voladizo.

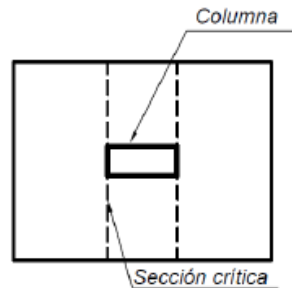


Figura N° 51 Sección crítica para el diseño por flexión.

$$M_u = \frac{\sigma_u * B * l^2}{2}$$

Ecuación 35: Momento de la sección crítica

El área de acero mínimo requerido según la norma E-060 es para un  $\rho = 0.0018$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

En ambas zapatas se diseña el acero por flexión para B=1m de longitud.

Tabla N° 55 Diseño por flexión de zapatas conectadas.

	<b>Z. EXTERIOR</b>	<b>Z. INTERIOR</b>
<b>Peralte h(m)</b>	0.60	0.60
<b>d (m)</b>	0.50	0.50
<b>Volado (m)</b>	0.8	0.70
<b>b<sub>w</sub> (m)</b>	1.00	1.00
<b>Mu (tonf-m)</b>	10.86	7.87
<b>As min (cm<sup>2</sup>)</b>	10.8	10.80
<b>As diseño (cm<sup>2</sup>)</b>	6.49	4.68
<b>acero instalado</b>	ø 3/4 @ .25m	ø 3/4 @ .25 m

Fuente: Elaboración propia, (2021).

En ambos casos sólo se requiere el acero mínimo, por ende, se coloca acero de  $\phi 3/4 @ 0.25m$  en ambas direcciones para ambas zapatas en la parte inferior.

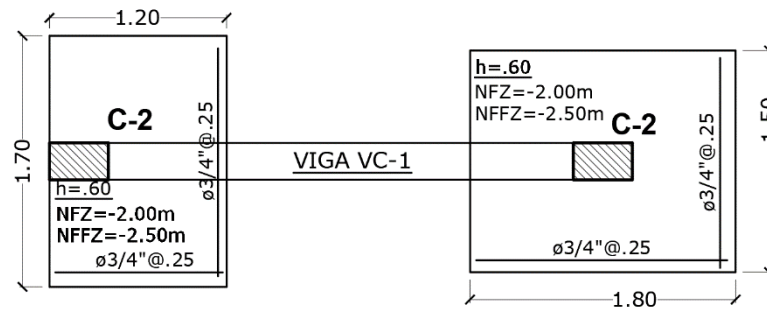


Figura N° 52 Diseño final de zapatas conectadas.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.6.3 Diseño de la viga de cimentación

Para el diseño de viga de cimentación se resuelve el modelo simplificado que anteriormente se planteó y se agrega el momento generado por la columna, a continuación, se muestra los diagramas de fuerza cortante y momento flector de la viga.

Para la viga se optó por una sección con base de 25 cm y un peralte de 60cm el cual es el mismo peralte de las zapatas.

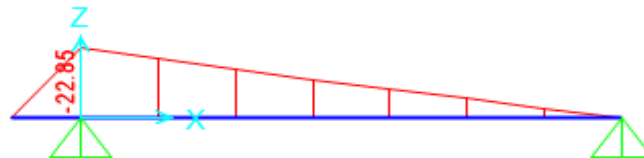


Figura N° 53 DMF ( $M_u$ ) de viga de cimentación (tonf/m<sup>2</sup>).

Fuente: Elaboración propia, (2021).

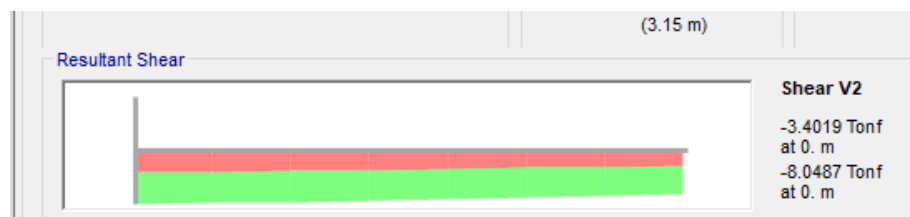


Figura N° 54 DFC ( $V_u$ ) de viga de cimentación (tonf).

Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.6.3.14 Diseño por cortante

Se diseña como si de una viga normal se tratase

Tabla N° 56 Diseño por cortante de viga de cimentación.

bw (cm)	25
d (cm)	51
$\phi V_c$ (tonf)	9.79
$V_u$ (tonf)	8.32

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Como  $V_u < \phi V_c$ , se requiere área de acero mínimo por corte, el espaciamiento mínimo es  $\frac{d}{2} = \frac{60}{2} = 30\text{cm}$ , sin embargo, se realizará el confinamiento de la viga como el de una viga sismorresistente, por lo que se decidió colocar estribos de  $\phi 3/8''$ ,  $1@.10$ ,  $7@.15$ ,  $\text{rsto}@0.25\text{cm}$  en cada extremo.

### 7.6.3.15 Diseño por flexión

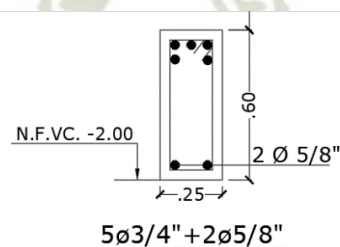
También se realiza como el diseño de una viga normal considerando un  $d=52\text{cm}$

Tabla N° 57 Diseño por flexión de viga de cimentación.

Mu (tonf.m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As colocado (cm <sup>2</sup> )	Amín (cm <sup>2</sup> )	Asmáx (cm <sup>2</sup> )
22.85	25	51	12.75	13.55	$5\phi 3/4''$   14.20	3.08	20.32

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Como se ve en la tabla se colocó en la parte superior de la viga aceros de corrido de  $5\phi 3/4''$  y en la parte inferior como acero mínimo  $2\phi 5/8''$  también de corrido.



$1 \square 1\phi 3/8''$ :  $1@.10$ ,  $8@.15$ ,  $\text{Rto}@.25$

**VIGA VC-1**  
**(.25x.60)**

Figura N° 55 Diseño final de viga de cimentación.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.6.4 Diseño de una zapata combinada

El uso de una zapata combinada se encuentra ligado principalmente a una superposición entre dos zapatas aisladas por lo que, para evitar una afectación en la transmisión de esfuerzos al suelo, estas pueden formar un sólo elemento. Por otro lado, se considera ésta como una solución bastante costosa y por lo tanto poco probable en su uso.

Sin embargo, en el presenta caso, es necesario el empleo de esta solución ya que debido a la configuración estructural se tiene un elemento importante (la placa P-1) al límite de propiedad. En consecuencia, debido a los grandes esfuerzos que soporta dicho muro y que son transmitidos al suelo requiere de dimensiones de cimentación bastante generosas, pero debido a su ubicación estas no pueden ser como se requiere. Por ende, es necesario combinar sus esfuerzos con otro elemento para equilibrar las presiones generadas en el suelo. Además, como se verá más adelante también será necesario hacer uso de vigas de conexión en el otro sentido, para evitar grandes esfuerzos.

Para empezar con el análisis y posterior diseño de la cimentación requerimos de las fuerzas resultantes de los elementos verticales. Para identificar los esfuerzos, dimensiones y denotaciones en la zapata combinada se tiene el siguiente modelo simplificado para la zapata de ejemplo para los elementos la placa P1 y la columna C1.

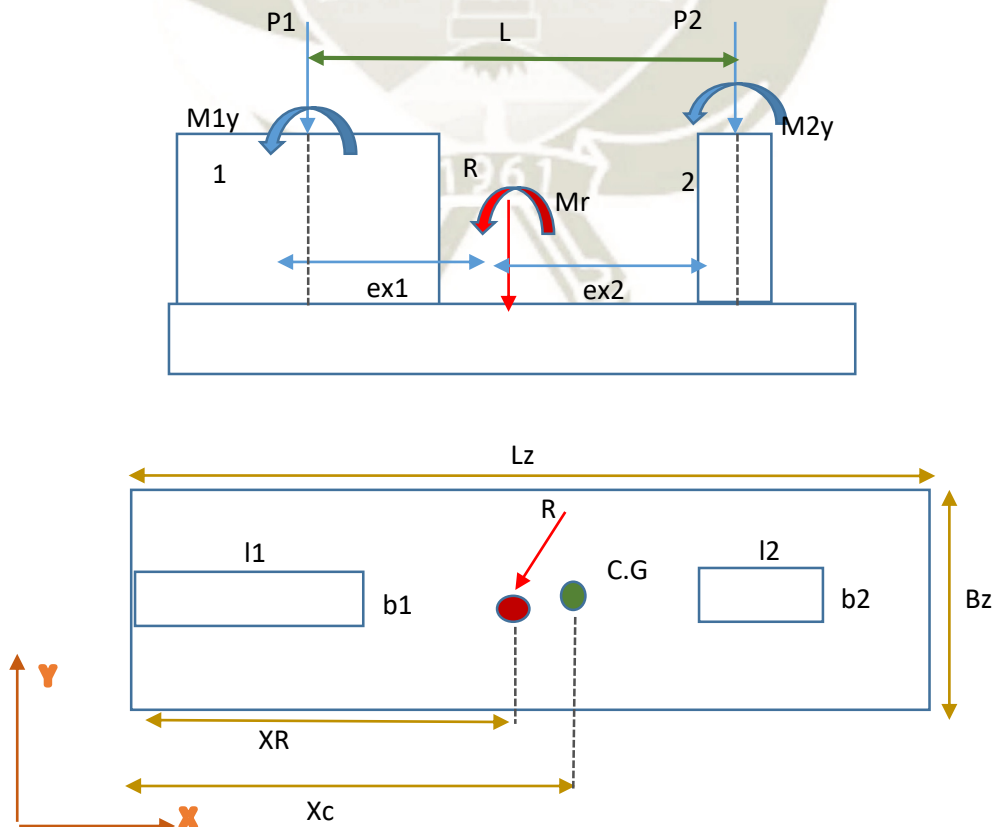


Figura N° 56 Modelo simplificado de la zapata combinada en diseño.

Las cargas obtenidas del análisis del edificio ubicadas en la base de la superestructura son las siguientes:

Tabla N° 58. Cargas resultantes del análisis dinámico, de la placa P1.

CARGAS DE SERVICIO	P (tonf)	Mx (tonf-m)	My (tonf-m)
CM	58.75	0.20	4.60
CV	7.41	0.02	1.40
SX	28.65	-	311.23
SY	14.07	3.16	-

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla N° 59 Cargas resultantes del análisis dinámico, de la columna C1.

CARGAS DE SERVICIO	P (tonf)	Mx (tonf-m)	My (tonf-m)
CM	15.57	0.00	0.1
CV	1.76	0.00	0.0
SX	31.5	-	5.23
SY	32.85	3.00	-

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Se realizará el predimensionamiento de la zapata generando un esfuerzo resultante y obteniendo su ubicación denominando a esta distancia “XR”, como se observa en la figura del modelo idealizado. Realizado dicho procedimiento se obtiene que,  $X_R = 2.74$  m.

Por lo tanto, aproximadamente la zapata combinada será igual a:

$$L_z \approx 2X_R \approx 5.50 \text{ m}$$

Con ello y con una asunción del ancho Bz de 1.0 metro podemos proceder con la verificación de esfuerzos en la zapata.

#### 7.6.4.16 Verificación de esfuerzos

Entonces, para realizar dicha verificación era necesario obtener inicialmente unas dimensiones aproximadas de la zapata para calcular el centroide geométrico de la misma. Y posteriormente hallar las excentricidades geométricas que existan (ex1, ex2, etc), respecto a dicho centroide como se observa en la Figura N° 56.

Luego de haber realizado un proceso iterativo para obtener las dimensiones finales de la zapata que garantice que los esfuerzos no sobrepasen el esfuerzo admisible. Se tiene los siguientes resultados.

Dimensiones de la zapata:  $L_z = 7.80 \text{ m}$ ;  $B_z = 1.50 \text{ m}$

Tabla N° 60. Verificación de esfuerzos de la zapata combinada (tonf/m<sup>2</sup>).

	CM+CV	CM+CV+SX	CM+CV+SY
Esfuerzos en X	13.09	30.87	15.18
Esfuerzos en Y	26.40	54.69	48.19

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Como se puede observar la tabla previa, los esfuerzos de la zapata combinada cumplen para la dirección “X” es decir los esfuerzos son menores que el admisible de 2.35 para muerta y viva y de 3.05 kgf/cm<sup>2</sup>. Sin embargo, para la dirección Y, estas presiones no cumplen para ninguna condición de servicio, esto debido a la excentricidad geométrica presente también en esa dirección y la condición del límite de propiedad.

En consecuencia, será necesario a su vez conectar esta zapata combinada que nos proporcione estabilidad en dicha dirección. Esto será realizado en el diseño en conjunto de la cimentación del edificio con la ayuda del software. Donde se podrá ver más adelante las condiciones para garantizar que no se sobrepasen los esfuerzos máximos admisibles.

A manera de comprobación se verifica el esfuerzo para la primera condición de servicio D+L:

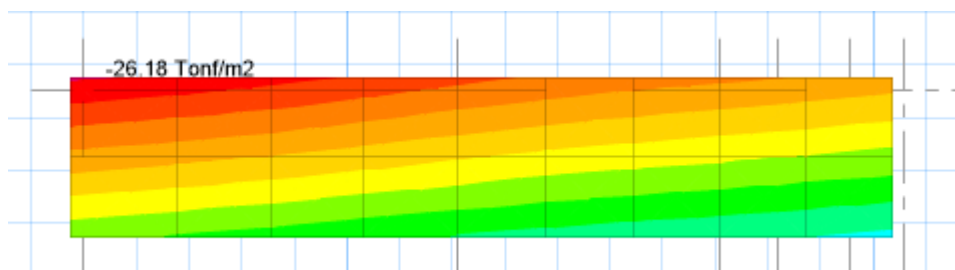


Figura N° 57. Esfuerzos obtenidos de la zapata combinada. Servicio D+L.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Por la ubicación de la placa resulta complicado crear un modelo idealizado para realizar el cálculo de los momentos y cortantes de la zapata combinada. Ya que los esfuerzos generados en la zapata serán afectados tanto por la ubicación del muro en el sentido longitudinal, así como la presencia de las vigas en el sentido transversal. En consecuencia, se ha optado por realizar el diseño con ayuda del software SAFE, ya que previamente se comprobó su cálculo bastante aproximado y correcto a un cálculo manual.

### 7.6.5 Diseño de cimentación del edificio

Como se mencionó antes nuestro proyecto cuenta con viviendas colindantes, es por eso que se utilizó zapatas conectadas y zapatas combinadas.

Para verificar que el esfuerzo admisible de suelo no sea menor que los esfuerzos actuantes, se decidió hacer uso del software SAFE, para poder analizar la cimentación en su conjunto y obtener los resultados correspondientes.

Ahora pasaremos a verificar los esfuerzos admisibles de toda la cimentación para cada uno de los estados de carga. En las gráficas siguientes se verificará en una escala de colores que la presión ejercida en el suelo, no superará el esfuerzo admisible del suelo de 23.5 tonf/m<sup>2</sup> para cargas de servicio por gravedad y 31 tonf/m<sup>2</sup> para cargas de servicio con presencia de sismos.

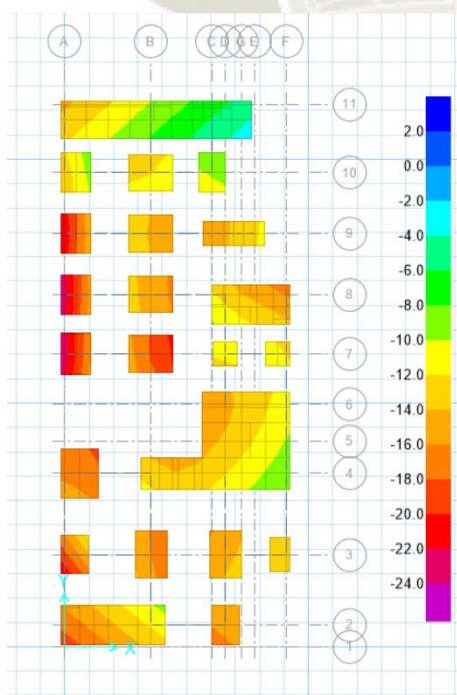


Figura N° 58 Esfuerzos aplicados CM+CV (servicio 1) al suelo por la cimentación.

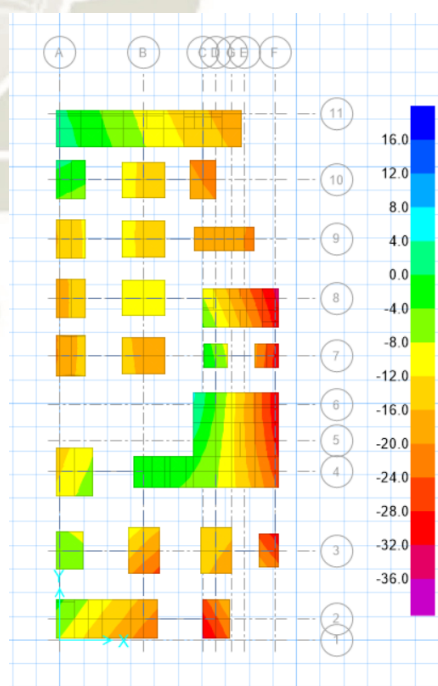


Figura N° 59 Esfuerzos aplicados CM+CV+SX (servicio 2) al suelo por la cimentación.

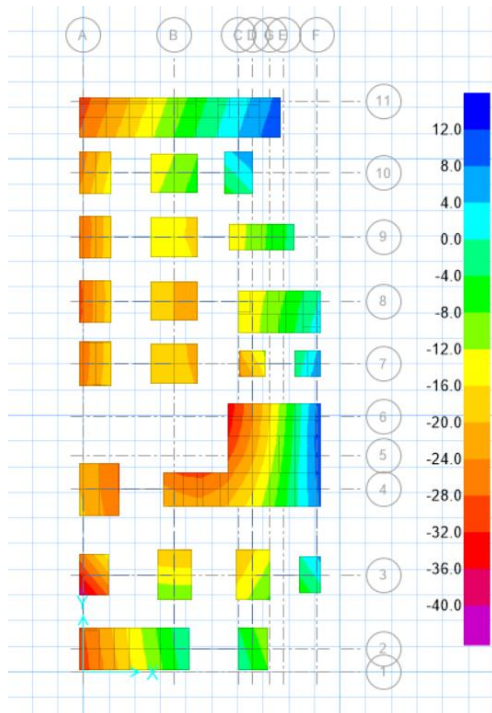


Figura N° 61 Esfuerzos aplicados  
CM+CV-SX (servicio 3) al suelo por la  
cimentación.

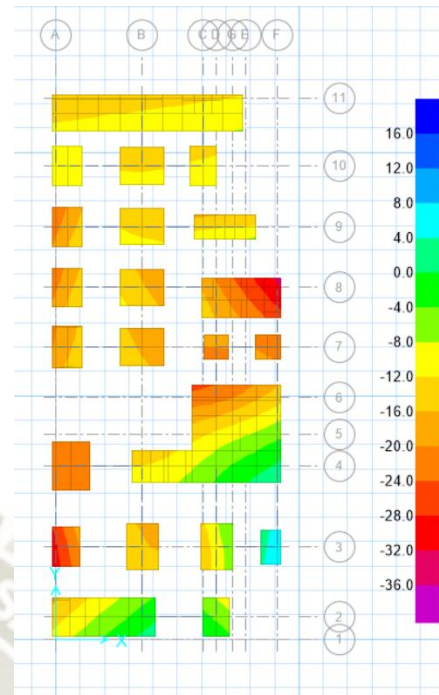


Figura N° 60 Esfuerzos aplicados  
CM+CV+SY (servicio 4) al suelo por la  
cimentación.

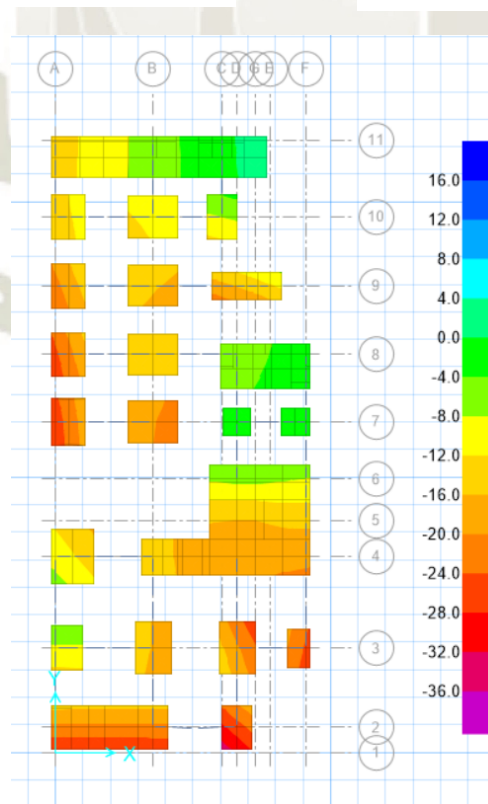


Figura N° 62 Esfuerzos aplicados  
CM+CV-SY (servicio 5) al suelo por la  
cimentación.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Como se observan en las gráficas, todas las presiones son menores que las presiones admisibles del suelo para todos los estados de carga, para lograr esto se tuvo que iterar las dimensiones y distribución de las zapatas y conectarlas mediante vigas y así poder lograr una distribución de esfuerzos uniforme y cumplir con los esfuerzos admisibles del suelo

En el siguiente diagrama se observará la distribución de las zapatas y las conexiones con vigas de cimentación.

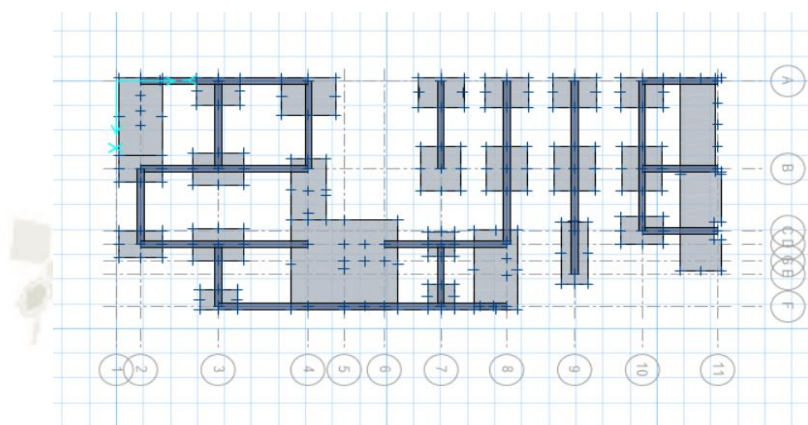


Figura N° 63 Esquema de cimentación en SAFE.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

## 7.7 DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras son losas macizas inclinadas que van apoyados sobre columnas, placas, muros de albañilería, losas macizas o vigas, y sirven para unir dos ambientes a diferentes desniveles.

La escalera está compuesta por pasos, contrapasos y la garganta el cual es del espesor de la losa. Según nuestro proyecto la escalera presenta pasos de 25cm y contrapasos de 17 cm. Además, esta escalera cuenta con dos tramos una inclinada la cual tiene una luz de 2.3m para el cual se eligió un espesor de garganta de 15cm y una horizontal el cual es el descanso. El ancho de la escalera para todos los niveles es de 1.2m

### 7.7.1 Metrado de cargas

Se consideró dos tipos de carga: la carga muerta el cual es el peso propio de la estructura y el piso terminado, la carga viva según la norma E-020 es de 400kgf/m<sup>2</sup>.

Para el cálculo del peso propio del tramo inclinado se usó la siguiente ecuación:

$$PP = 2.4 * \left( \frac{C_p}{2} + g * \sqrt{1 + \left( \frac{C_p}{P} \right)^2} \right)$$

Donde "C<sub>p</sub>" es la altura del contrapaso "g" es el espesor de la garganta y "p" es el ancho del paso.

Tramo horizontal: PP<sub>h</sub> = 2.4 \* 0.15 \* 1.2 = 0.432 tonf/m

Tramo inclinado: PP<sub>i</sub> = 2.4 \*  $\left( \frac{0.17}{2} + 0.15 * \sqrt{1 + \left( \frac{0.17}{0.25} \right)^2} \right) * 1.2 = 0.736$  tonf/m

Tabla N° 61 Metrado de carga de escalera típica (tonf/m).

		TRAMO RECTO	TRAMO INCLINADO
CM	peso propio	0.432	0.736
	piso terminado	0.12	0.12
CV	sobrecarga	0.48	0.48
CU	1.4CM+1.7CV	1.59	2.01

Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.7.2 Análisis estructural

La escalera se modela como una viga simplemente apoyada, considerando una base de 1.2m y un peralte de 0.15m

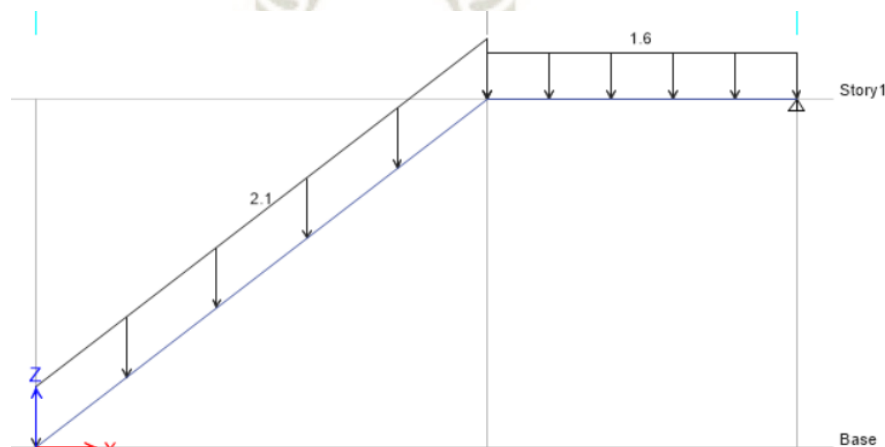


Figura N° 64 Modelo estructural de escalera en programa ETABS (tonf/m).

Fuente: Elaboración propia, (2021).

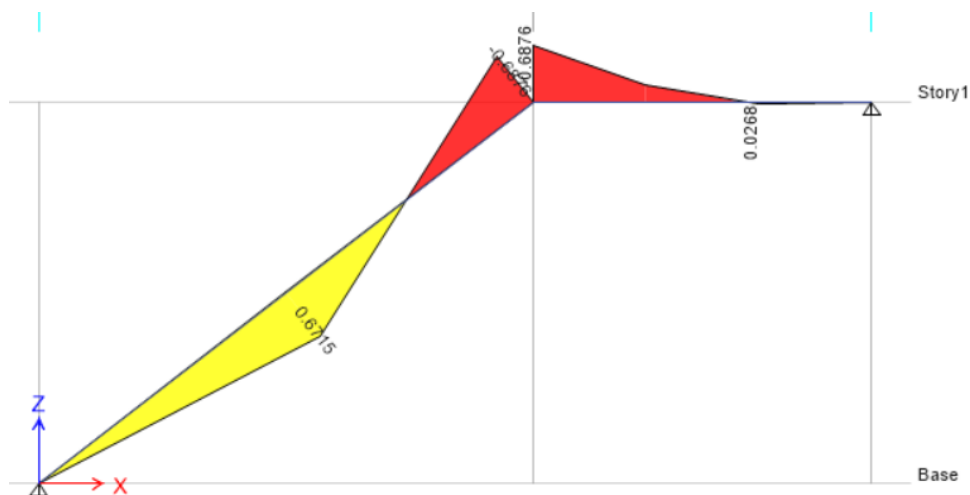


Figura N° 65 DMF de tramo típico de escalera (tonf-m).  
Fuente: Elaboración propia, (2021).

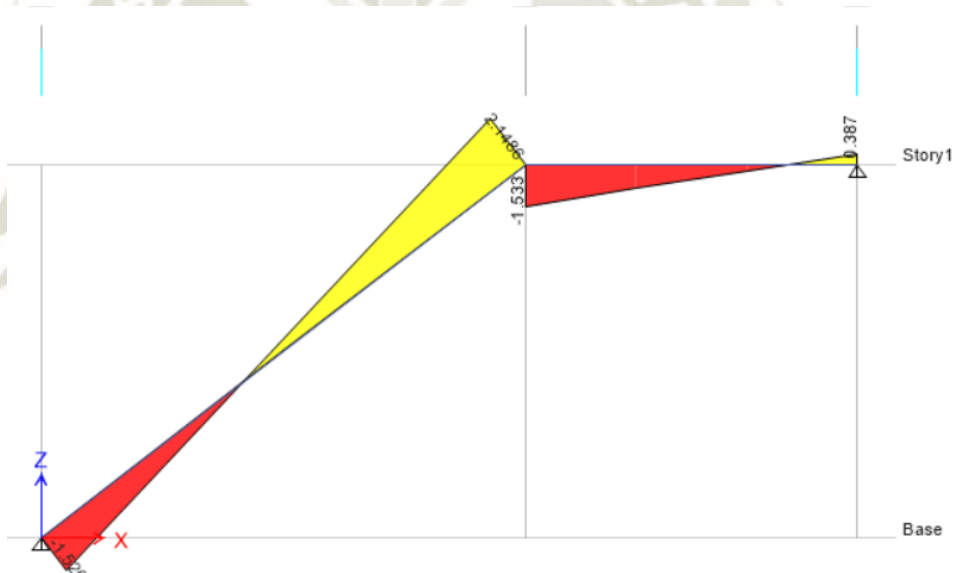


Figura N° 66 DFC de tramo típico de escalera (tonf).  
Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.7.3 Diseño por flexión

Se calcula el área de acero requerido por flexión

Tabla N° 62 Diseño por flexión de tramo típico de escalera.

DISEÑO POR FLEXION	
<b>Mu (tonf-m)</b>	0.70
<b>Ku</b>	4.05
<b>p</b>	0.0011
<b>P min</b>	0.0018
<b>As min (cm)</b>	2.7
<b>S (3/8) (m)</b>	0.263

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Como se ve la cuantía calculada es menor a la cuantía mínima, y para el refuerzo transversal se utilizará el acero mínimo por ende se decidió colocar en ambos sentidos acero de  $\varnothing 3/8''$  @0.25m como refuerzo transversal y longitudinal

### 7.7.4 Diseño por corte

Calculamos el aporte del concreto a la resistencia al cortante:

$$\varnothing V_c = \varnothing * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$\varnothing V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 120 * 12 = 9.40 \text{ tonf}$$

De nuestro análisis el cortante último es  $V_u = 2.15$  tonf, se cumple  $\varnothing V_c > V_u$ , por lo tanto, se concluye que el espesor de la garganta de 15cm cumple con el diseño por cortante:

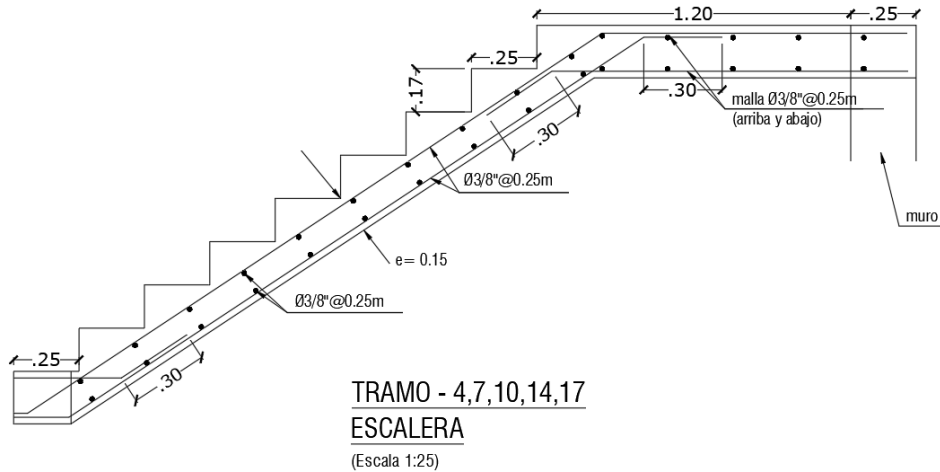


Figura N° 67 Diseño final de tramo típico de escalera.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

## 7.8 DISEÑO DE TABIQUES DE ALBAÑILERÍA

Los tabiques son elementos conformados por ladrillos de arcilla y dos columnas de arriostre, el cual tiene la función de dividir ambientes.

Éstos se diseñan en función a las fuerzas perpendiculares a su plano. En la edificación la mayoría de las divisiones son de albañilería simple. Como modo de ejemplo se realizará el diseño del tabique que se encuentra en el eje 1 del quinto nivel. Se consideró las dimensiones de la columneta de  $b=20\text{cm}$  y  $h=15\text{cm}$

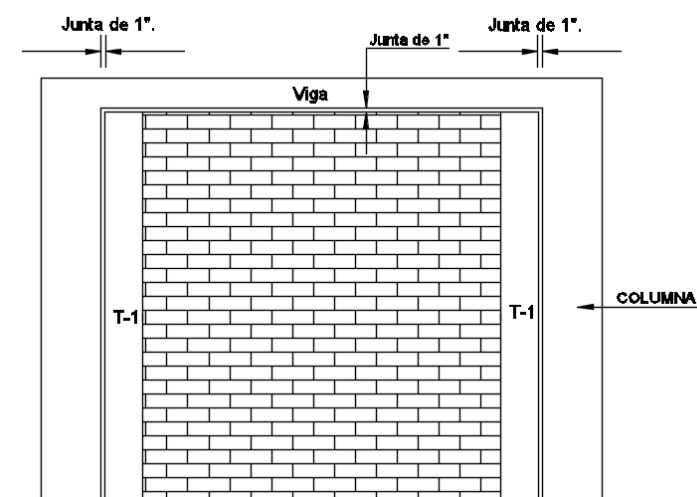


Figura N° 68 Esquema típico de tabique de albañilería.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

### 7.8.1 Cálculo de las fuerzas de diseño

Para el caso de tabiques se hace el cálculo de las fuerzas que el sismo provoca al tabique, para que estas luego sean transmitidas a sus elementos de arriostre y se haga el posterior diseño por flexión y cortante.

### 7.8.2 Cálculo de la fuerza horizontal

Para el cálculo de las fuerzas perpendiculares del tabique, la norma E-030 brinda la siguiente ecuación

$$F = \frac{F_i}{P_i} * C_1 * P_e$$

Donde  $F_i$  es la fuerza lateral del nivel donde se apoya el tabique,  $P_i$  es el peso de dicho nivel,  $P_e$  es el peso del tabique y  $C_1$  se saca de la siguiente tabla

Tabla N° 63 Tabla de valores  $C_1$ .

Tabla N° 12 VALORES DE $C_1$	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rígidamente al piso.	1,5

Fuente: NTP E-030, (2018).

Tabla N° 64 Datos principales del tabique.

DATOS DEL MURO		
Peso específico del muro	$\gamma_m$	1800 kgf/m <sup>3</sup>
Longitud del muro	$L_m$	3.7 m
Espesor	$t_m$	0.13 m
Altura	$h_m$	2.4 m
Peso del muro	$P_e$	2077.92 kgf
Fuerza lateral del nivel	$F_i$	55 tonf
Peso del nivel	$P_i$	212 tonf

Fuente: Elaboración propia, (2021).

$$F = \frac{55}{212} * 2 * 2077.92 = 1078.2 \text{ kgf}$$

Esta fuerza del muro debe ser mayor a la fuerza mínima,  $F_{\min} = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot P_e}{2}$  donde  $Z=0.35$ ,  
 $U=1$ ,  $s=1.15$

$$F_{\min} = \frac{0.35 * 1 * 1.15 * 2077.92}{2} = 418.2 \text{ kgf}$$

Como  $F > F_{\min}$ , se toma como fuerza de diseño  $F = 1078.2 \text{ kgf}$

### 7.8.3 Cálculo del momento flector generado por el sismo

La norma E-070 estipula que el paño de albañilería se comporta como una losa simplemente apoyada en sus arriostres la cual sujeta fuerzas sísmicas uniformemente distribuidas.

La magnitud de esta carga para un metro cuadrado de muro se calcula con la siguiente ecuación:

$$w = 0.8 * Z * U * C_1 * \gamma * e$$

$$w = 0.8 * 0.35 * 1 * 2 * 1800 * 0.15 = 151.2 \text{ kgf/m}^2$$

Luego se procede a calcular el momento flector distribuido por unidad de longitud del tabique con la siguiente ecuación:

$$M_s = m * W * a^2$$

Donde “a” es la longitud del muro y “m” es el coeficiente de momento indicado en la siguiente tabla.

Tabla N° 65 Tabla de coeficientes de momentos “m”.

TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS «m» y DIMENSION CRITICA «a»	
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS a = Menor dimensión	
b/a =	1,0   1,2   1,4   1,6   1,8   2,0   3,0   ∞
m =	0,0479   0,0627   0,0755   0,0862   0,0948   0,1017   0,118   0,125
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS a = Longitud del borde libre	
b/a =	0,5   0,6   0,7   0,8   0,9   1,0   1,5   2,0   ∞
m =	0,060   0,074   0,087   0,097   0,106   0,112   0,128   0,132   0,133
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES a = Altura del muro m = 0,125	
CASO 4. MURO EN VOLADIZO a = Altura del muro m = 0,5	

Fuente: NTP E-030, (2018).

Se procede a calcular el valor de “m” de acuerdo a las condiciones de confinamiento, en este caso el tabique presenta tres bordes arriostrados (la losa y dos elementos verticales)

Tabla N° 66 Obtención del valor “m”.

CONDICIONES DE CONFINAMIENTO		
numero de arriostres	3	<b>caso 2</b>
Long. Borde libre	a	3.7
Altura	b	2.4
	b/a	0.65
	m	0.0805

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Luego el momento por unidad de longitud del tabique:

$$M_s = 0.0805 * 151.2 * 3.7^2 = 166.6 \text{ kgf} - \text{m/m}$$

#### 7.8.4 Diseño por flexión de los elementos de arriostre

Se diseña como una viga en voladizo, el momento para una de las columnetas es  $M_u =$

$$\frac{166.6 * 3.7}{2} = 308. \text{ kgf} - \text{m}$$

Tabla N° 67 Diseño por flexión columnetas de tabique.

DISEÑO POR FLEXION	
<b>Mu</b>	308.2 kgf-m
<b>Bc</b>	20 cm
<b>Hc</b>	15 cm
<b>Dc</b>	12 cm
<b>Ku</b>	10.7
<b>P</b>	0.003
<b>As</b>	0.9 cm <sup>2</sup>
<b>Acero colocado</b>	2ø3/8”

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Se decidió colocar en cada una de las columnetas 4ø3/8”

### 7.8.5 Diseño por corte de los elementos de arriostre

Al tener una fuerza de diseño generada por el sismo, de este resultado extraemos el cortante “Vu” para una de las columnetas, luego realizamos el diseño por cortante como si fuera una viga en voladizo,  $V_u < \phi V_c$

$$V_u = \frac{1078.2}{2} = 539.1 \text{ kgf}$$

Tabla N° 68 Diseño por corte de columnetas de tabique.

DISEÑO POR CORTE	
Vu	539.08 kgf
bc	20 cm
hc	15 cm
dc	12 cm
$\phi V_c$	1566.81 kgf

Fuente: Elaboración propia, (2021)

Como se ve cumple que  $V_u < \phi V_c$ , por ende, las columnetas requieren acero mínimo por corte, se colocó la siguiente distribución: estribos de 6mm, 1@0.05, 4@0.10, rto.@0.25cm a cada extremo.

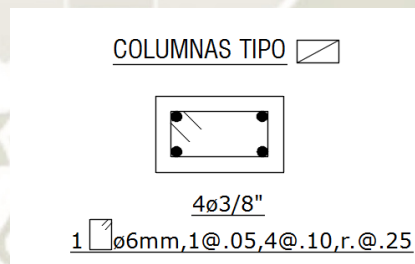


Figura N° 69 Esquema de refuerzo de columnetas de tabique

Fuente: Elaboración propia, (2021)

## CAPÍTULO VIII

### 8. COMPARACIÓN DEL DISEÑO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Es este capítulo se hará la comparación de los resultados obtenidos del diseño de cada modelo. Es decir, el procedimiento y todas las consideraciones mostradas en el capítulo anterior, con el modelo convencional, han sido desarrolladas también para el modelo con base flexible. La comparación será realizada en base a los elementos seleccionados como ejemplos de diseño, tanto en la cimentación como en los elementos verticales.

El cambio en las cuantías de acero es notorio principalmente en algunos elementos verticales, mientras que para el caso de las vigas no existe mayor variación de esfuerzos que requieran un refuerzo adicional para estos elementos. Adicionalmente, como se mencionó en el capítulo 6, en los resultados de esfuerzos, al final por la aplicación de los efectos de ISE, sólo existen pequeños cambios, además de la redistribución de esfuerzos. Ya que, en sí se está obteniendo la misma fuerza cortante de diseño.

#### 8.1 COMPARACIÓN DE LA CIMENTACIÓN

La variación de los esfuerzos (axiales, momentos), resultará en un cambio para el diseño de la cimentación. Para ello, tomaremos como ejemplo los elementos que fueron diseñados en el modelo empotrado. Sin embargo, también se ha realizado el diseño en conjunto de la cimentación con apoyo del software para obtener las variaciones por ejemplo en las cuantías de los aceros de las zapatas y de las vigas de cimentación.

##### 8.1.1 Zapata Conectada

Para el diseño de la zapata conectada del modelo de ISE los cambios en las demandas de las columnas no afectaron significativamente el diseño de la cimentación. Sin embargo, a continuación, se presenta la tabla de esfuerzos provocados en la cimentación con viga conectada del modelo ISE:

Tabla N° 69. Verificación de presiones transmitidas al suelo. Del modelo ISE. Zapata conectada (tonf/m<sup>2</sup>).

	CM+CV	CM+CV+SX	CM+CV+SY
ZAPATA EXTERIOR "Z1"	23.12	28.76	30.64
ZAPATA INTERIOR "Z2"	18.8	21.03	20.63

Fuente: Elaboración propia, (2021)

Se observa en la zapata interior y exterior las presiones se encuentran aún por debajo de los esfuerzos admisibles, de  $\sigma_{adm} = 23.5 \text{ tonf/m}^2$  para el primer estado de carga y de  $1.3 * \sigma_{adm} = 31 \text{ tonf/m}^2$  para las combinaciones con sismo.

Al igual que en el modelo empotrado, a manera de comprobación se puede realizar una comparación con las presiones obtenidas con el software SAFE.

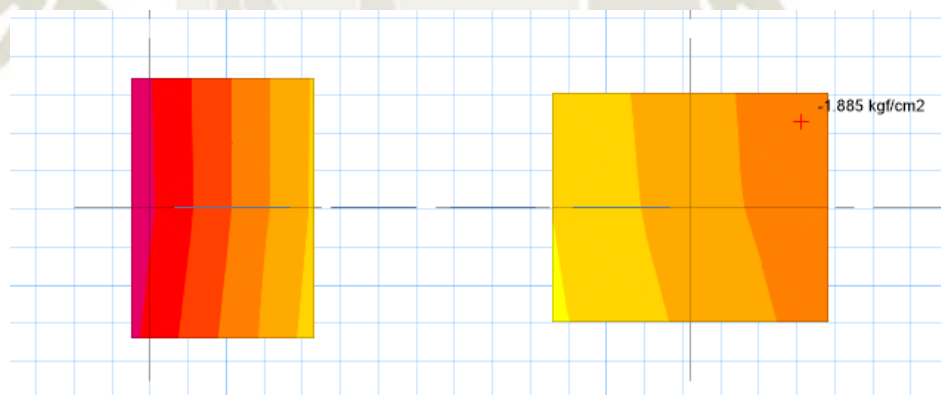


Figura N° 70. Verificación de presiones. Modelo ISE. Combinación D+L.

Fuente: Elaboración propia, (2021)

De igual forma para la viga de conexión no se considera mayor variación en sus esfuerzos y se conserva su distribución de aceros como la del modelo empotrado.

Sin embargo, para las demás cimentaciones conectadas, que han sido analizadas y diseñadas con ayuda del software, sí se observa variaciones considerables en sus cuantías de acero tanto para las zapatas y las vigas. Esto debido a que, en otras cimentaciones los elementos verticales que soportan sí reciben esfuerzos grandes y que varían entre ambos modelos.

Como por ejemplo las vigas que conectan la zapata del ascensor estarán sometidas a los momentos generados por estos muros y en este caso, la disminución de estas demandas en el modelo ISE se traduce en una reducción en las cuantías de la cimentación.

### 8.1.2 Zapata combinada

Para el caso de la zapata combinada que se tiene como ejemplo de diseño, se tuvo los siguientes esfuerzos del modelo ISE.

Tabla N° 70 Cargas resultantes del análisis. Modelo ISE. Placa P1.

CARGAS DE SERVICIO	P (tonf)	Mx (tonf-m)	My (tonf-m)
CM	66.00	0.30	4.80
CV	9.3	0.09	1.8
SX	25.33	-	266.90
SY	27.75	3.16	-

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla N° 71 Cargas resultantes del análisis. Modelo ISE. Columna C1.

CARGAS DE SERVICIO	P (tonf)	Mx (tonf-m)	My (tonf-m)
CM	15.10	0.00	0.1
CV	1.79	0.00	0.0
SX	27.89	-	8.95
SY	28.61	2.80	-

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Como se observa en las tablas la mayor diferencia de esfuerzo, entre ambos modelos es el del momento provocado por el sismo en X, justamente el eje de trabajo de la placa. Donde se tiene una variación de aproximadamente el 15% respecto al momento del modelo empotrado el cual era de 311.23 tonf.m.

#### 8.1.2.17 Verificación de presiones

Al igual que el diseño del modelo convencional, podríamos realizar un predimensionamiento de la zapata combinada para posteriormente calcular los esfuerzos en el suelo para los diferentes estados de carga.

Sin embargo, se inició con las dimensiones de la zapata combinada obtenida en el modelo empotrado ( $L_z = 7.80 \text{ m}$ ,  $B_z = 1.50 \text{ m}$ ). Donde, se observó que las presiones sobre todo las provocadas por el sismo, podrían ser optimizadas las dimensiones de la zapata para llegar al límite del esfuerzo admisible.

Por lo tanto, luego de haber realizado algunas iteraciones se obtuvo una disminución en las dimensiones del elemento. Siendo  $L_z = 7.00 \text{ m}$ ,  $B_z = 1.50 \text{ m}$  y obteniendo así los siguientes esfuerzos sobre el suelo:

Tabla N° 72 Verificación de presiones transmitidas al suelo. Del modelo ISE. Zapata combinada tonf/m<sup>2</sup>.

	CM+CV	CM+CV+SX	CM+CV+SY
Esfuerzos en X	14.75	30.97	18.13
Esfuerzos en Y	33.96	66.82	73.11

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Como se observa, similar al modelo empotrado, las presiones para la dirección “X” cumplen con los esfuerzos admisibles, y para la dirección “Y” se realizó lo ya mencionado en el Capítulo 7.

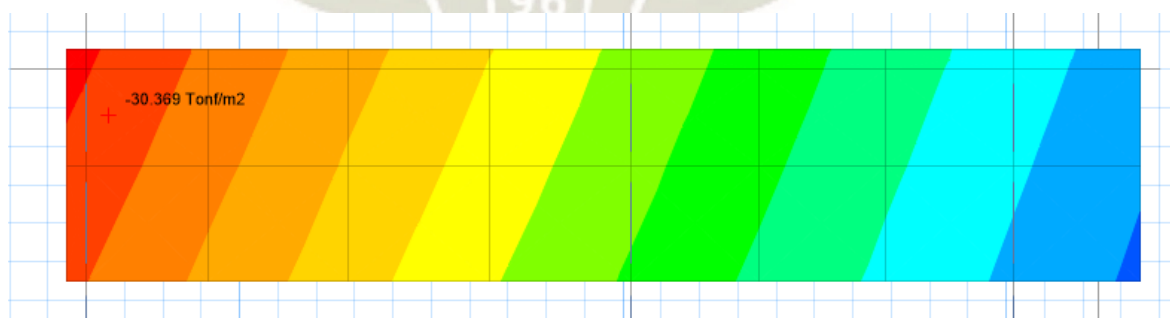


Figura N° 71. Verificación de presiones zapata combinada. Estado D+L-0.8SX. Modelo ISE.

Fuente: Elaboración propia, (2021).

## 8.2 COMPARACIÓN DE COLUMNAS

### 8.2.1 Diseño por flexo compresión

En la tabla siguiente se observa los esfuerzos de la columna tanto para el análisis empotrado, como con el análisis con ISE, correspondiente a la columna C-1 entre los ejes 2-B.

Tabla N° 73 Comparación de esfuerzos (momentos) de la columna, empotrado-ISE.

Combinación	EMPOTRADO			ISE		
	Pu (tonf)	Mu 2-2 (tonf-m)	M 3-3 (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu 2-2 (tonf-m)	M 3-3 (tonf-m)
1.4CM+1.7CV	76.24	0.00	-0.09	70.11	-0.38	-0.26
1.25(CM+CV)+SX	61.87	2.89	1.21	57.76	5.48	2.50
1.25(CM+CV)-SX	69.25	-2.87	-1.36	62.90	-6.16	-2.94
1.25(CM+CV)+SY	52.26	8.76	0.67	51.92	15.57	1.40
1.25(CM+CV)-SY	78.86	-8.74	-0.82	68.71	-16.25	-1.85
0.9CM+SX	35.06	2.88	1.24	33.23	5.61	2.59
0.9CM-SX	42.44	-2.88	-1.33	38.37	-6.03	-2.85
0.9CM+SY	25.45	8.75	0.70	27.39	15.70	1.50
0.9CM-SY	52.05	-8.75	-0.79	44.21	-16.12	-1.75

Fuente: Elaboración propia, (2021)

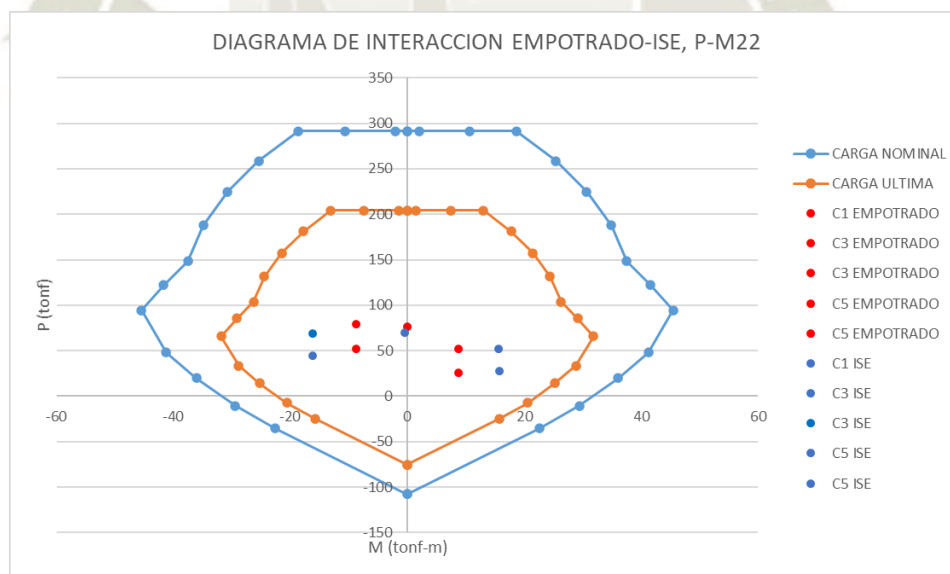


Figura N° 72 Diagrama de interacción con combinaciones de carga empotrado y con ISE de la columna.

Fuente: Elaboración propia, (2021)

Como se observa hay un incremento de esfuerzos por parte del análisis con ISE. Sin embargo, si se conserva las dimensiones de la columna y las cuantías de aceros (esto por la cuantía mínima que exige la norma E-060), se tiene que esta variación de esfuerzos no

requiere de mayor refuerzo longitudinal a lo antes propuesto. Por lo tanto, el diseño inicial cubre esta variación de esfuerzos, como se muestra en la Figura N° 72. Cabe mencionar que esto es debido a los requerimientos normativos los cuales proporcionan cierta holgura en el resultado del diseño. Además, como se mencionó anteriormente las columnas fueron dimensionadas principalmente por requisitos de rigidez por lo cual no están sometidas a grandes esfuerzos de compresión, ni a fuertes cortantes por ser un sistema de muros estructurales.

### 8.2.2 Diseño por corte

En la siguiente tabla se observa los esfuerzos por corte en la columna tanto como para análisis empotrado como con ISE, con solicitaciones sísmicas amplificadas en 2.5.

Tabla N° 74 Comparación de esfuerzos (corte) de la columna.

Combinación	EMPOTRADO			ISE		
	Pu (tonf)	Vu 2-2 (tonf)	Vu 3-3 (tonf)	Pu (tonf)	Vu 2-2 (tonf)	Vu 3-3 (tonf)
<b>1.4CM+1.7CV</b>	76.2475	-0.2291	-0.2247	70.1178	-0.1217	-0.2606
<b>1.25(CM+CV)+SX</b>	61.8753	5.6101	6.2653	57.7621	2.8487	5.6156
<b>1.25(CM+CV)-SX</b>	69.2517	-5.9986	-6.6469	62.9017	-3.0568	-6.0649
<b>1.25(CM+CV)+SY</b>	52.2644	3.0704	14.602	51.9228	1.6282	14.489
<b>1.25(CM+CV)-SY</b>	78.8626	-3.4588	-14.9836	68.741	-1.8363	-14.9383
<b>0.9CM+SX</b>	35.0685	5.6992	6.3518	33.2311	2.8933	5.7052
<b>0.9CM-SX</b>	42.4449	-5.9095	-6.5605	38.3707	-3.0122	-5.9753
<b>0.9CM+SY</b>	25.4576	3.1594	14.6884	27.3918	1.6728	14.5786
<b>0.9CM-SY</b>	52.0558	-3.3698	-14.8972	44.21	-1.7917	-14.8487

Fuente: Elaboración propia, (2021)

Tabla N° 75 Diseño por cortante Vu-33 de la columna con ISE.

Combinación	Pu (tonf)	Vu 3-3 (tonf)	$\phi V_c$ (tonf)	Observación	$\phi v_s$ (tonf) Smáx=20cm	
<b>1.4CM+1.7CV</b>	70.1178	-0.2606	13.014	Estribaje mínimo	15.715	ok
<b>1.25(CM+CV)+SX</b>	57.7621	5.6156	12.504	Estribaje mínimo	15.715	ok
<b>1.25(CM+CV)-SX</b>	62.9017	-6.0649	12.71	Estribaje mínimo	15.715	ok
<b>1.25(CM+CV)+SY</b>	51.9228	14.489	12.263	calcular acero	15.715	ok
<b>1.25(CM+CV)-SY</b>	68.741	-14.9383	12.958	Estribaje mínimo	15.715	ok
<b>0.9CM+SX</b>	33.2311	5.7052	11.491	Estribaje mínimo	15.715	ok
<b>0.9CM-SX</b>	38.3707	-5.9753	11.703	Estribaje mínimo	15.715	ok
<b>0.9CM+SY</b>	27.3918	14.5786	11.250	calcular acero	15.715	ok
<b>0.9CM-SY</b>	44.21	-14.8487	11.944	Estribaje mínimo	15.715	ok

Fuente: Elaboración propia, (2021)

Se observa que los esfuerzos para ambos no presentan mayor variación, por lo tanto, el diseño por corte de la columna no cambia, y se tomó la distribución, por requerimientos del Capítulo 21 de la norma E-060.

### 8.3 COMPARACIÓN DE PLACAS

#### 8.3.1 Diseño por flexo comprensión

En la tabla siguiente se observa los esfuerzos de la Placa-5 tanto para el análisis empotrado, como con el análisis con ISE.

Tabla N° 76 Comparación de esfuerzos (momentos), de la Placa-5.

Combinación	EMPOTRADO			ISE		
	Pu (tonf)	Mu 2-2 (tonf-m)	M 3-3 (tonf-m)	Pu (tonf)	Mu 2-2 (tonf-m)	M 3-3 (tonf-m)
<b>1.4CM+1.7CV</b>	130.5857	-0.2223	0.595	121.4339	-0.3716	-6.3193
<b>1.25(CM+CV)+SX</b>	66.5245	0.3664	92.2213	59.5859	1.1428	99.1835
<b>1.25(CM+CV)-SX</b>	158.4412	-0.7471	-91.1807	149.6615	-1.7809	-110.003
<b>1.25(CM+CV)+SY</b>	97.6683	1.4442	45.1524	88.3898	3.544	49.505
<b>1.25(CM+CV)-SY</b>	127.2974	-1.8248	-44.1118	120.8577	-4.1821	-60.3245
<b>0.9CM+SX</b>	21.2145	0.4472	92.0387	17.5252	1.2751	101.4793
<b>0.9CM-SX</b>	113.1311	-0.6663	-91.3634	107.6008	-1.6486	-107.7073
<b>0.9CM+SY</b>	52.3582	1.525	44.9697	46.3291	3.6763	51.8008
<b>0.9CM-SY</b>	81.9874	-1.744	-44.2944	78.797	-4.0498	-58.0288

Fuente: Elaboración propia, (2021).

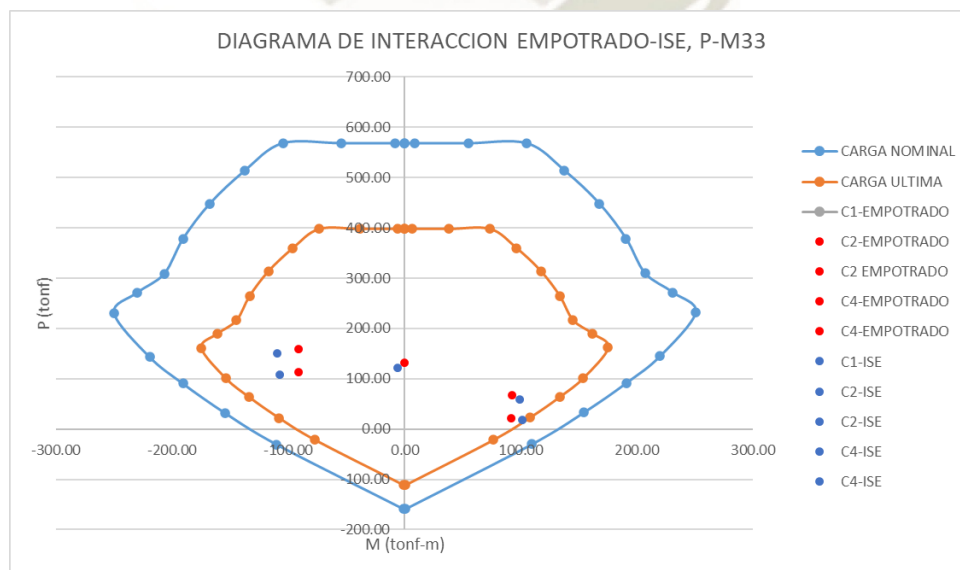


Figura N° 73 Diagrama de interacción con combinaciones de carga empotrado y con ISE de la Placa-5.

Fuente: Elaboración propia, (2021)

Como se observa en el diagrama de interacción hay una variación en los resultados de las combinaciones, ya que se tiene un incremento de esfuerzos por parte del análisis con ISE. Sin embargo, al igual que en columnas, si se conserva las dimensiones de la placa y su refuerzo, se tiene que esta variación de esfuerzos no requiere de mayor refuerzo que la cuantía colocada inicialmente.

### 8.3.2 Diseño por corte (capacidad)

En la siguiente tabla se observa los esfuerzos por corte en la placa-5 tanto como para análisis empotrado como con ISE.

Tabla N° 77 Comparación de esfuerzos (corte), de la placa-5.

Combinación	EMPOTRADO		ISE	
	Vu 22 (tonf)	Vu 33 (tonf)	Vu 22 (tonf)	Vu 33 (tonf)
<b>1.4CM+1.7CV</b>	2.2868	-0.1648	0.055	-0.258
<b>1.25(CM+CV)+SX</b>	23.679	0.0562	29.7546	0.4119
<b>1.25(CM+CV)-SX</b>	-19.7714	-0.3382	-29.6786	-0.8541
<b>1.25(CM+CV)+SY</b>	11.8973	0.3878	14.8639	1.373
<b>1.25(CM+CV)-SY</b>	-7.9897	-0.6698	-14.7878	-1.8152
<b>0.9CM+SX</b>	22.8362	0.1164	29.7066	0.505
<b>0.9CM-SX</b>	-20.6142	-0.2781	-29.7266	-0.7611
<b>0.9CM+SY</b>	11.0545	0.448	14.8158	1.4661
<b>0.9CM-SY</b>	-8.8325	-0.6096	-14.8359	-1.7222

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Tabla N° 78 Comparación de diseño por corte (capacidad) de placa-5.

	EMPOTRADO	ISE
<b>Mn</b>	248 tonf.m	240 tonf.m
<b>Mua</b>	92.5 tonf.m	107.7 tonf.m
<b>Vu</b>	63.67 tonf	66.3 tonf
<b>p</b>	0.00286	0.003
<b>s (calculado)</b>	24 cm	23 cm
<b>s (usado)</b>	20 cm	20 cm

Fuente: Elaboración propia, (2021).

Después de que se ha realizado el diseño por cortante (por capacidad) de la placa-5 se observa un pequeño incremento del cortante diseño Vu, por ende, un incremento de la cuantía. Sin embargo, aun así, el valor calculado de espaciamiento es mayor que el usado anteriormente.

#### 8.4 ANÁLISIS DE COSTOS

Posterior al diseño se realizó el análisis de precios unitarios comparativo para ambos modelos, para esto se tomó en cuenta lo siguiente:

Se procedió con el metrado de la edificación a nivel de casco rojo, es decir; columnas, placas, tabiques, cimentación, escaleras, losas, vigas de cimentación y vigas.

Desde el primer al sexto nivel, como se indicó, son los muros de corte los que presentan un cambio en sus esfuerzos y por lo tanto una variación en la colocación de aceros de refuerzo longitudinal. En cuanto a las vigas los cambios son mínimos o no se presentó variación. Las escaleras y las losas aligeradas tampoco presentan cambios, debido que estas fueron diseñadas como elementos simplemente apoyados y sólo soportan cargas de gravedad. Por otro lado, también se realizó el metrado de la cimentación ya que el cambio de esfuerzos en los elementos verticales provoca un cambio en los esfuerzos de la cimentación.

Luego del metrado, se observó que a pesar de la variación de esfuerzos que se presentan en las columnas, el diseño de éstos no varía en sus cuantías de acero colocadas. De esta forma se tiene que, sólo en los muros, específicamente en P-4 (ascensor) y P-6, se ha obtenido cambios en el acero colocado. Principalmente en los dos primeros niveles considerando esta altura como tramos críticos por sus esfuerzos.

En cuanto a la cimentación se observó un cambio de distribución de aceros en las zapatas donde se ubican las placas de la edificación y las vigas de conexión de toda la cimentación, y a la vez también se observó un cambio de áreas de zapatas en la placa P-1. En las zapatas donde se ubican la placa P-4 y P-6 se observa un cambio del espesor de la zapata por un tema de longitud de anclaje de los aceros longitudinales.

A continuación, se presentan los presupuestos detallados para ambos modelos, y los análisis de precios unitarios se encuentran en el Anexo V.

## *Presupuesto*

**Proyecto** CONSTRUCCION DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES (MODELO CONVENCIONAL)  
**Sub Presupuesto** **01 - ESTRUCTURAS**  
**Cliente** UCSM  
**Ubicación** AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

**Costo a :** **Abril - 2022**

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
<b>01</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>						25,553.24
01.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS	M3	246.70	24.72	6,098.42		
01.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	124.70	120.00	14,964.00		
01.03	RELLENO Y COMPACTADO MANUAL	M3	122.00	36.81	4,490.82		
<b>02</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>						18,676.20
02.01	CONCRETO 1:10 +30% P.G. PARA CIMIENTOS CORR	M3	35.00	202.50	7,087.50		
02.02	CONCRETO PARA SOBRECIMENTOS	M3	35.00	267.79	9,372.65		
02.03	SOBRECIMIENTO, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	47.00	47.15	2,216.05		
<b>03</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>						670,025.02
03.01	<b>ZAPATAS</b>					37,310.03	
03.01.01	SOLADO DE CONCRETO PARA ZAPATAS MEZCL	M3	39.25	24.86	975.76		
03.01.02	ZAPATAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	84.40	67.65	5,709.66		
03.01.03	ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60	KG	1,644.40	7.26	11,938.34		
03.01.04	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ZAPATAS	M3	48.40	386.08	18,686.27		
03.02	<b>VIGAS DE CIMENTACION</b>					16,236.31	
03.02.01	VIGAS DE CIMENT, ENCOFRADO Y DESENCOFR/	M2	38.40	59.36	2,279.42		
03.02.02	VIGAS DE CIMENT, ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	1,640.60	7.39	12,124.03		
03.02.03	VIGAS DE CIMENT, CONC 210 KG/CM2	M3	4.84	378.69	1,832.86		
03.03	<b>COLUMNAS</b>					131,445.70	
03.03.01	COLUMNAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	297.60	66.05	19,656.48		
03.03.02	COLUMNAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	12,946.40	7.39	95,673.90		
03.03.03	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=210 KG/CM2	M3	27.90	577.61	16,115.32		
03.04	<b>PLACAS</b>					172,247.25	
03.04.01	PLACAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	780.30	66.95	52,241.09		
03.04.02	PLACAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	11,540.20	7.39	85,282.08		
03.04.03	PLACAS, CONCRETO F'C=210 kg/cm2	M3	72.10	481.61	34,724.08		
03.05	<b>VIGAS</b>					137,598.57	
03.05.01	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	387.20	82.02	31,758.14		
03.05.02	VIGAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	11,036.80	7.16	79,023.49		
03.05.03	VIGAS, CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	61.60	435.34	26,816.94		
03.06	<b>LOSAS ALIGERADAS</b>					159,351.88	
03.06.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSAS ALIG	M2	810.00	71.52	57,931.20		
03.06.02	ACERO GRADO 60 EN LOSAS ALIGERADAS	KG	4,839.60	7.26	35,135.50		
03.06.03	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PAR	UND	5,661.00	4.29	24,285.69		
03.06.04	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C=210 KG/	M3	100.60	417.49	41,999.49		
03.07	<b>ESCALERAS</b>					15,835.28	
03.07.01	ESCALERAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	83.00	59.50	4,938.50		
03.07.02	ESCALERAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	470.60	7.39	3,477.73		
03.07.03	ESCALERAS, CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	15.80	469.56	7,419.05		
<b>04</b>	<b>MUROS Y TABIQUES</b>						20,177.59
04.01	MUROS DE LADRILLO KK ASENTADO EN APAREJO SI	M2	242.49	83.21	20,177.59		
<b>COSTO DIRECTO</b>							734,432.05

**Son : SETECIENTOS TREINTA Y CUATRO MIL CUATROCIENTOS TREINTA Y DOS CON 05/100 NUEVOS SOLES**

## Presupuesto

**Proyecto** CONSTRUCCION DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES (MODELO ISE)  
**Sub Presupuesto** 01 - ESTRUCTURAS  
**Cliente** UCSM  
**Ubicación** AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

**Costo a :** **Abril - 2022**

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
<b>01</b>	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>						25,553.24
01.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS	M3	246.70	24.72	6,098.42		
01.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	124.70	120.00	14,964.00		
01.03	RELLENO Y COMPACTADO MANUAL	M3	122.00	36.81	4,490.82		
<b>02</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>						18,676.20
02.01	CONCRETO 1:10 +30% P.G. PARA CIMIENTOS CORR	M3	35.00	202.50	7,087.50		
02.02	CONCRETO PARA SOBRECIMENTOS	M3	35.00	267.79	9,372.65		
02.03	SOBRECIMIENTO, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	47.00	47.15	2,216.05		
<b>03</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>						657,695.20
03.01	<b>ZAPATAS</b>					33,797.95	
03.01.01	SOLADO DE CONCRETO PARA ZAPATAS MEZCL	M3	39.25	24.86	975.76		
03.01.02	ZAPATAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	84.40	67.65	5,709.66		
03.01.03	ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60	KG	1,267.00	7.26	9,198.42		
03.01.04	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 PARA ZAPATAS	M3	46.40	386.08	17,914.11		
03.02	<b>VIGAS DE CIMENTACION</b>					14,541.05	
03.02.01	VIGAS DE CIMENT, ENCOFRADO Y DESENCOFR/	M2	38.40	59.36	2,279.42		
03.02.02	VIGAS DE CIMENT, ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	1,411.20	7.39	10,428.77		
03.02.03	VIGAS DE CIMENT, CONC 210 KG/CM2	M3	4.84	378.69	1,832.86		
03.03	<b>COLUMNAS</b>					131,445.70	
03.03.01	COLUMNAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	297.60	66.05	19,656.48		
03.03.02	COLUMNAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	12,946.40	7.39	95,673.90		
03.03.03	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=210 KG/CM2	M3	27.90	577.61	16,115.32		
03.04	<b>PLACAS</b>					165,124.77	
03.04.01	PLACAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	780.30	66.95	52,241.09		
03.04.02	PLACAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	10,576.40	7.39	78,159.60		
03.04.03	PLACAS, CONCRETO F'C=210 kg/cm2	M3	72.10	481.61	34,724.08		
03.05	<b>VIGAS</b>					137,598.57	
03.05.01	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	387.20	82.02	31,758.14		
03.05.02	VIGAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	11,036.80	7.16	79,023.49		
03.05.03	VIGAS, CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	61.60	435.34	26,816.94		
03.06	<b>LOSAS ALIGERADAS</b>					159,351.88	
03.06.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSAS ALIG	M2	810.00	71.52	57,931.20		
03.06.02	ACERO GRADO 60 EN LOSAS ALIGERADAS	KG	4,839.60	7.26	35,135.50		
03.06.03	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PAR	UND	5,661.00	4.29	24,285.69		
03.06.04	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C=210 KG/	M3	100.60	417.49	41,999.49		
03.07	<b>ESCALERAS</b>					15,835.28	
03.07.01	ESCALERAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	83.00	59.50	4,938.50		
03.07.02	ESCALERAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	KG	470.60	7.39	3,477.73		
03.07.03	ESCALERAS, CONCRETO F'C=210 KG/CM2	M3	15.80	469.56	7,419.05		
<b>04</b>	<b>MUROS Y TABIQUES</b>						20,427.22
04.01	MUROS DE LADRILLO KK ASENTADO EN APAREJO SI	M2	242.49	83.21	20,427.22		
<b>COSTO DIRECTO</b>							<b>722,351.86</b>

**Son :** SETECIENTOS VEINTIDOS MIL TRESCIENTOS CINCUENTA Y UNO CON 86/100 NUEVOS SOLES

Tabla N° 79 Metrado de acero por varillas de 9m-elementos verticales.

	3/8" (3)	1/2" (4)	5/8" (5)	3/4" (6)	1" (8)
EMPOTRADO	1856	78	349	38	40
ISE	1729	98	363	64	0

Fuente: Elaboración propia, (2021)

Tabla N° 80: Metrado de acero por varillas de 9m-cimentación.

	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
EMPOTRADO	95	0	10	104	147
ISE	89	0	20	141	48

Fuente: Elaboración propia, (2021)

Tabla N° 81 Comparación de costo total, análisis empotrado e ISE.

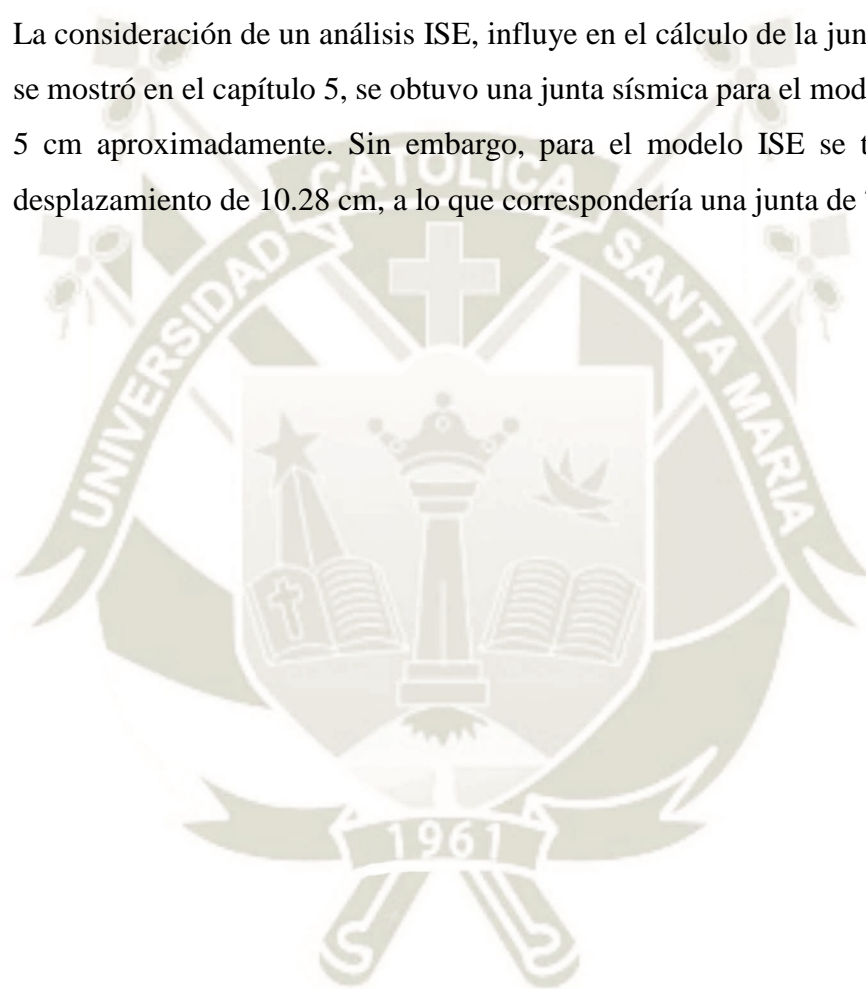
	COSTO TOTAL (S/.)
EMPOTRADO	S/734,432.05
ISE	S/722,351.86
DIFERENCIA	S/12,080.19
%	1.64%

Fuente: Elaboración propia, (2021).

## CONCLUSIONES

- 1 Se concluye que, ha sido posible optimizar el diseño de la edificación aplicando la ISE, viéndose reflejado principalmente en una disminución del acero de refuerzo en 3.6% (1570.60kg) respecto al modelo convencional. Obteniéndose así, una disminución de costos en la edificación del 1.64% (S/12,080.19), a nivel de casco rojo.
- 2 Del análisis con base rígida se obtuvieron los siguientes períodos fundamentales de la estructura de 0.496 s y 0.411 s en “Y” y “X” respectivamente. Además, las derivas de entrepiso se encuentran dentro de los límites de nuestra NDSR con valores de 0.0057 para la dirección “Y” y de 0.0053 para la dirección “X”.
- 3 Al realizar el análisis considerando la flexibilidad del suelo, éste sí repercutió en el comportamiento sísmico de la estructura, puesto que se obtuvo un alargamiento del período de 1.167 y 1.197 para “Y” y “X” respectivamente. Resultando en promedio una variación de 18.2% del período de base fija. Además, respecto a las distorsiones de entrepiso se presentó un incremento de 25% en “Y” y de 36.7% en “X”, sin embargo, éstas aún se encuentran dentro de los límites de la norma.
- 4 Se concluye que, no se obtuvo una variación en el cortante de diseño por medio del método de análisis lineal espectral, donde un incremento del período podría haber resultado en menores aceleraciones en el espectro de diseño. Así mismo, bajo el aspecto normativo, la fuerza cortante mínima también podría haber sido menor para un período mayor al período de la plataforma ( $T_p$ ). Sin embargo, como se obtuvo un período alargado de 0.579 s, el cual aún es menor que  $T_p=0.6s$ , el coeficiente de amplificación sísmica se conserva constante con valor de 2.5.
- 5 Respecto a las fuerzas internas de los principales elementos, de lo anterior se concluyó que para ambos modelos se realizó el diseño con la misma fuerza cortante basal. Sin embargo, por efectos de los cambios de rigidez y modos de vibración, sí se presentó una redistribución de esfuerzos en algunos elementos.
- 6 Del diseño integral de ambos modelos se concluye lo siguiente:
  - Respecto a la no variación en el diseño de las columnas, a pesar del incremento de esfuerzos en el modelo ISE, se concluye que es debido a los requerimientos normativos, los cuales proporcionan cierta holgura en el resultado del diseño.

- Los cambios significativos de esfuerzos se dieron sólo en las placas P-4 (ascensor) y P-6, en las cuales sí se tiene diferentes distribuciones de aceros colocados en sus diseños como se muestra en el plano E'1 anexo.
  - Respecto a la cimentación, se obtuvo una disminución de acero y concreto en el análisis con ISE, en relación al modelo convencional, siendo estos cambios principalmente en las zapatas de las placas P1, P-4 y P-6, así como las vigas de cimentación que entrelazan dichas zapatas, que cambiaron su diseño
- 7 La consideración de un análisis ISE, influye en el cálculo de la junta sísmica. Como se mostró en el capítulo 5, se obtuvo una junta sísmica para el modelo empotrado de 5 cm aproximadamente. Sin embargo, para el modelo ISE se tiene un máximo desplazamiento de 10.28 cm, a lo que correspondería una junta de 7 cm.



## RECOMENDACIONES

- Se debe tener en cuenta la importancia de considerar los esfuerzos que vayan a generarse en la cimentación por la ubicación de los principales elementos resistentes. Por ejemplo, como lo sucedido en este proyecto la ubicación de la placa P1, no resultó ser la más adecuada ya que era excéntrica en las dos direcciones, lo que generó complicaciones en el diseño de la cimentación.
- Para el cálculo de los coeficientes de rigidez del suelo es recomendable el uso de funciones de impedancia, como un cálculo simplificado para consideración de la flexibilidad del suelo.
- Se recomienda realizar un análisis aplicando la ISE, para efectuar el cálculo de la junta sísmica entre edificaciones, al ser un factor directamente afectado por dicho análisis.
- Se recomienda el uso del Software SAFE, para el análisis y diseño de la cimentación en su conjunto, ya que en la elaboración del proyecto los cálculos manuales realizados fueron bastante similares a los obtenidos del programa.
- Para la obtención de un adecuado comportamiento de las edificaciones frente a acciones sísmicas es conocido que debe ser dotada de resistencia, ductilidad y rigidez. Sin embargo, se ha demostrado que para solicitaciones sísmicas fuertes se recomienda que la estructura sea lo más regular posible. De manera que a través del modelo que se elabora para el análisis sea lo más cercano a la realidad y se pueda predecir su comportamiento.
- Es recomendable garantizar el comportamiento dúctil de la estructura en lugar de añadirle mayor resistencia a las cargas laterales dadas por el código normativo. Ya que cuando se dé el sismo de diseño o éste sea aún mayor, la resistencia de la estructura no incrementará una vez entre en el rango inelástico, sino dependerá de su capacidad de disipar energía, mediante sus desplazamientos y rotulas que se generen, para evitar su colapso.

**REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- Arnold, C., & Reitherman, R. (1987). *Configuración y Diseño Sísmico de Edificios*. México: Limusa.
- Bazán, E., & Meli, R. (2002). *Diseño Sísmico de Edificios*. México: Limusa. Noriega editores.
- Blanco, B. A. (1997). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Segunda Edición: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Crouse, C., & McGuire, J. (2001). Energy Dissipation in Soil-Structure Interaction. *Earthquake Spectra*, 235-259.
- Cruz, C., & Miranda, E. (2017). Evaluation of soil-structure interaction effects on the damping ratios of buildings subjected to earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 183-195.
- Dobry, R. (2014). Simplified methods in Soil Dynamics. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 246-268.
- E.020, N. (2006). *Norma E.020 de Cargas*. Lima: Sencico.
- E.030, N. (2018). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima: Resolución Ministerial 355-2018.
- E.060, N. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima: SENCICO.
- Garay, R. (2017). *Influencia de la Interacción Suelo Estructura en el Comportamiento Sísmico de un edificio de 7 Niveles del proyecto "Multifamiliar Balcones del Valle"*. Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca.
- García, R. (2018). *Calculo y Diseño de Edificio Multifamiliar de Concreto Armado Considerando la Interacción Dinámica Suelo-Estructura*. Arequipa: Universidad Católica de Santa María.
- Gazetas, G., & Mylonakis, G. (2001). *Soil-Structure Interaction Effects on Elastic and Inelastic Structures*. San Diego, California.
- Gazetas, G. (1991). *Foundation Vibrations*. New York: H.Y.Fang, ed.
- Jimenez, J. (1980). *Geotecnia y Cimientos III. Cimentaciones, Excavaciones y aplicaciones de la Geotecnia*. Madrid: Rueda.

- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. United States of America: Prentice-Hall, Inc.
- López Zamarripa, N. (2017). Principios Generales de Derecho Internacional del Medio Ambiente. *Amicus Curiae*.
- Monroy Díaz , L. A. (2019). *Diseño de un edificio de oficinas en Lince*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Muñoz, A. (2020). *Comentarios a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. LIMA-PERU: SENCICO.
- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 277-301.
- NIST GCR 12-917-21. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. U.S: U.S Department of Commerce.
- Ottazzi, G. (2011). *Apuntes del cursos de Concreto Armado I*. Lima: PUCP.
- Soriano, A. (1989). Interacción Suelo-Estructura. Modificación del movimiento. *Física de la Tierra*, 287-308.
- Stewart, P., Nigbor, R., & Salih, t. (2010). Dynamic Stiffness and Damping of a Shallow Foundation from Forced Vibration of a Field Test Structure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 344-353.
- Suarez, J. (2017). Capítulo 10: Propiedades dinámicas de los suelos. *Visión Geotécnica de la Amenaza Sísmica*, (pág. C.10). Bucamaranga.
- Veletsos, A. S., & Meek, J. W. (1974). Dynamic Behavior of Building-Foundation Systems. *Earthquake Engineering and Estructural Dynamics*, 121-138.
- Villarreal, G. (2009). *Interacción sísmica suelo Estructura en Edificaciones con Zapatas Aisladas*. Lima.

## ANEXOS

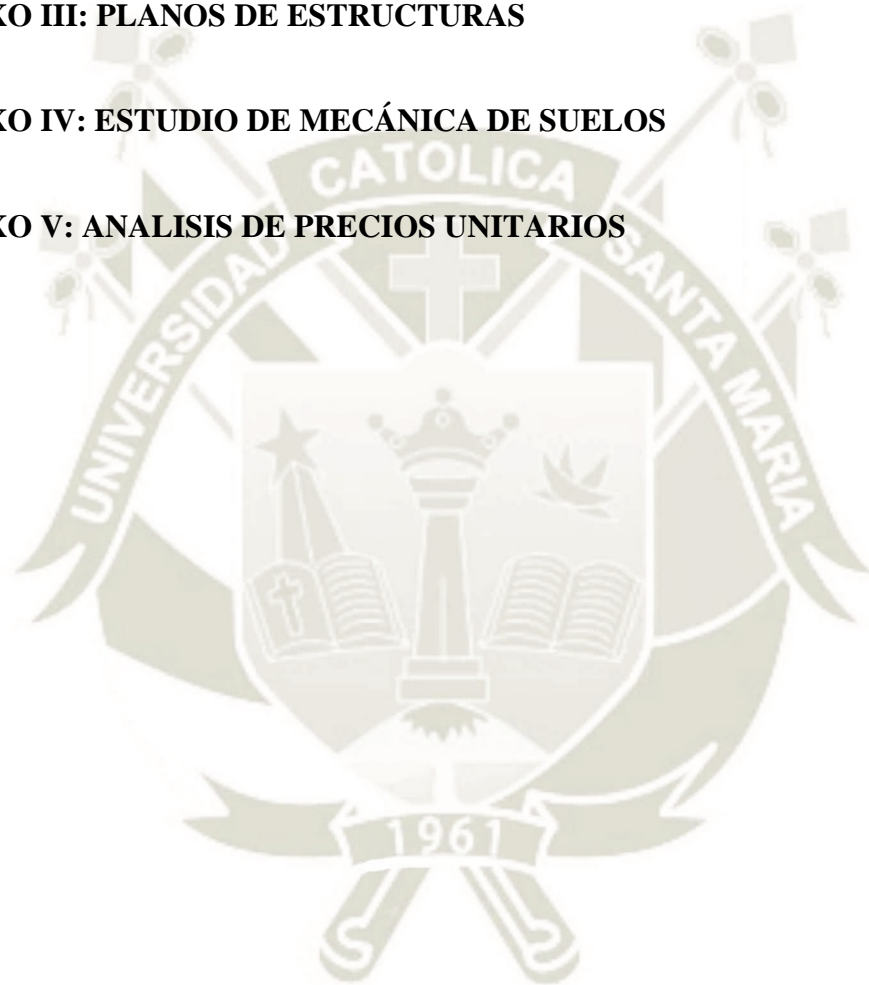
**ANEXO I: MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA LA CONSIDERACIÓN DE LA  
ISE EN EL ANÁLISIS DE EDIFICACIONES**

**ANEXO II: PLANOS DE ARQUITECTURA**

**ANEXO III: PLANOS DE ESTRUCTURAS**

**ANEXO IV: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS**

**ANEXO V: ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS**



## ANEXO I

### MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA LA CONSIDERACIÓN DE LA ISE EN EL ANÁLISIS DE EDIFICACIONES

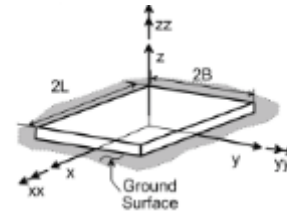
· **Parámetros del suelo:**

$$\rho := 1667.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad V_s := 259.69 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$G := 56227 \text{ kPa} \quad \nu := 0.30$$

· **Consideraciones:**

- Lo ejes serán orientados de manera que se cumpla:  $L > B$  (gráfico).
- $L$  y  $B$  son la mitad del largo y ancho de la cimentación.
- El suelo es un semi-espacio elástico homogéneo.
- Cimentación rígida sin masa.



· **Dimensiones y Propiedades geométricas de la**

$$L := 0.8 \text{ m} \quad B := 0.6 \text{ m} \quad \frac{L}{B} = 1.333 \quad A := (2L) \cdot (2B) \quad A = 1.92 \text{ m}^2$$

$$I_x := \frac{2L \cdot (2B)^3}{12} \quad I_x = 0.23 \text{ m}^4 \quad I_y := \frac{2B \cdot (2L)^3}{12} \quad I_y = 0.41 \text{ m}^4$$

$$J_t := I_x + I_y \quad J_t = 0.64 \text{ m}^4$$

### 1. Coeficientes de Rigidez Estática

· Si  $L > B$

$$K_{zsur} := \frac{2G \cdot L}{1 - \nu} \cdot \left[ 0.73 + 1.54 \cdot \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right] \quad K_{zsur} = [2.533 \cdot 10^5] \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{ysur} := \frac{2G \cdot L}{2 - \nu} \cdot \left[ 2 + 2.5 \cdot \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] \quad K_{ysur} = [2.094 \cdot 10^5] \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{xsur} := K_{ysur} - \frac{0.2}{0.75 - \nu} \cdot G \cdot L \cdot \left( 1 - \frac{B}{L} \right) \quad K_{xsur} = [2.044 \cdot 10^5] \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{zzsur} := G \cdot J_t^{0.75} \cdot \left[ 4 + 11 \cdot \left( 1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right] \quad K_{zzsur} = [1.609 \cdot 10^5] \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$K_{yysur} := \frac{G}{1 - \nu} \cdot (I_y^{0.75}) \cdot \left[ 3 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right] \quad K_{yysur} = [1.288 \cdot 10^5] \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$K_{zzsur} := \frac{G}{1-\nu} \cdot (Ix^{0.75}) \cdot \left(\frac{L}{B}\right)^{.25} \cdot \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L}\right)\right] \quad K_{zzsur} = [7.965 \cdot 10^4] \text{ kN} \cdot \text{m}$$

· Si L=B

$$K_z := \frac{4.54 G \cdot B}{1-\nu} \quad K_z = (2.188 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_y := \frac{9 G \cdot B}{2-\nu} \quad K_y = (1.786 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_x := K_y \quad K_x = (1.786 \cdot 10^5) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{xx} := \frac{3.6 G \cdot B^3}{1-\nu} \quad K_{xx} = (6.246 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$K_{yy} := K_{xx} \quad K_{yy} = (6.246 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$K_{zz} := 8.3 G \cdot B^3 \quad K_{zz} = (1.008 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

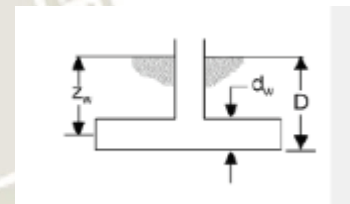
## 2. Factores de Corrección de Empotramiento

$$d_w := 0.6 \text{ m}$$

$$A_w := (2 \cdot B + 2 \cdot L) \cdot 2 \cdot d_w \quad A_w = 3.36 \text{ m}^2$$

$$D := 2.5 \text{ m} \quad \frac{D}{B} = 4.167$$

$$z_w := D - .5 \cdot d_w \quad z_w = 2.2 \text{ m}$$



$$\eta_z := \left[1 + \frac{D}{21 B} \cdot \left(1 + 1.3 \frac{B}{L}\right)\right] \cdot \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{4 B \cdot L}\right)^{\frac{2}{3}}\right] \quad \eta_z = 1.796$$

$$\eta_y := \left(1 + 0.15 \cdot \sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left[1 + 0.52 \cdot \left(\frac{z_w \cdot A_w}{B \cdot L^2}\right)^{0.4}\right] \quad \eta_y = [3.523]$$

$$\eta_x := \left(1 + 0.15 \cdot \sqrt{\frac{D}{B}}\right) \cdot \left[1 + 0.52 \cdot \left(\frac{z_w \cdot A_w}{B \cdot L^2}\right)^{0.4}\right] \quad \eta_x = [3.523]$$

$$\eta_{zz} := 1 + 1.4 \cdot \left(1 + \frac{B}{L}\right) \cdot \left(\frac{d_w}{B}\right)^{0.9} \quad \eta_{zz} = 3.45$$

$$\eta_{yy} := 1 + 0.92 \cdot \left(\frac{d_w}{B}\right)^{0.6} \cdot \left[ 1.5 + \left(\frac{d_w}{D}\right)^{1.9} \cdot \left(\frac{B}{L}\right)^{-0.6} \right] \quad \eta_{yy} = [2.453]$$

$$\eta_{xx} := 1 + 1.26 \cdot \frac{d_w}{B} \cdot \left[ 1 + \frac{d_w}{B} \left(\frac{d_w}{D}\right)^{-0.2} \cdot \left(\frac{B}{L}\right)^{0.5} \right] \quad \eta_{xx} = [3.712]$$

### 3. Coeficientes de Rigidez Modificados por Empotramiento

Si

$$K_{embx} := \eta_x \cdot K_{xsur} \quad K_{embx} = (7.203 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$K_{emby} := \eta_y \cdot K_{ysur} \quad K_{emby} = (7.379 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$K_{embz} := \eta_z \cdot K_{zsur} \quad K_{embz} = [4.55 \cdot 10^5] \frac{kN}{m}$$

$$K_{embxx} := \eta_{xx} \cdot K_{xsur} \quad K_{embxx} = (2.956 \cdot 10^5) kN \cdot m$$

$$K_{embyy} := \eta_{yy} \cdot K_{ysur} \quad K_{embyy} = (3.159 \cdot 10^5) kN \cdot m$$

$$K_{embzz} := \eta_{zz} \cdot K_{zsur} \quad K_{embzz} = [5.552 \cdot 10^5] kN \cdot m$$

Si

$$K_{embxs} := \eta_x \cdot K_x \quad K_{embxs} = [6.293 \cdot 10^5] \frac{kN}{m}$$

$$K_{embys} := \eta_y \cdot K_y \quad K_{embys} = [6.293 \cdot 10^5] \frac{kN}{m}$$

$$K_{embzs} := \eta_z \cdot K_z \quad K_{embzs} = (3.93 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$$

$$K_{embxss} := \eta_{xx} \cdot K_{xx} \quad K_{embxss} = [2.318 \cdot 10^5] kN \cdot m$$

$$K_{embysys} := \eta_{yy} \cdot K_{yy} \quad K_{embysys} = [2.318 \cdot 10^5] kN \cdot m$$

$$K_{embzss} := \eta_{zz} \cdot K_{zz} \quad K_{embzss} = (3.478 \cdot 10^5) kN \cdot m$$

#### 4. Factores de Corrección por Rigidez Dinámica

$$V_s = 259.69 \frac{m}{s} \quad T = 0.496 \text{ s} \quad \omega := \frac{2 \pi}{T} \quad \omega = 12.668 \frac{rad}{s}$$

$$f := \frac{1}{T} \quad f = 2.016 \frac{1}{s} \quad w := 2 \cdot \pi \cdot f$$

$$a_0 := \frac{\omega \cdot B}{V_s} \quad a_0 = 0.029$$

$$\alpha_z := 1 - \frac{\left[ \left( 0.4 + \frac{0.2}{L} \right) \cdot \frac{a_0^2}{B} \right]}{\left[ \frac{10}{1 + 3 \left( \frac{L}{B} - 1 \right)} \right] + a_0^2} \quad \alpha_z = [1]$$

$$\alpha_x := 1 \quad \alpha_y := 1$$

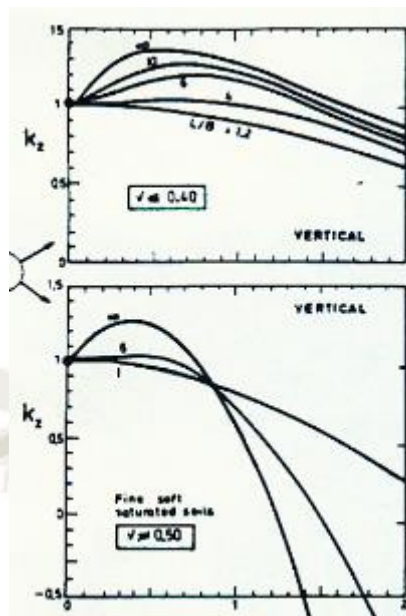
$$\alpha_{zz} := 1 - \frac{\left[ \left( 0.33 - 0.03 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2 \right]}{\left[ \frac{0.8}{1 + 0.33 \left( \frac{L}{B} - 1 \right)} \right] + a_0^2} \quad \alpha_{zz} = [1]$$

$$\alpha_{yy} := 1 - \frac{0.55 a_0^2}{\left[ \left( 0.6 + \frac{1.4}{\left( \frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2 \right]} \quad \alpha_{yy} = [1]$$

$$\alpha_{xx} := 1 - \frac{\left[ \left( 0.55 + 0.01 \cdot \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2 \right]}{\left[ \left( 2.4 - \frac{0.4}{\left( \frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2 \right]} \quad \alpha_{xx} = [1]$$

Del handbook (uso de gráficos, Foundation Vibrations 1991):

Así como en el uso de las formulas, en los gráficos se observa de igual forma que para valores de la frecuencia adimensional pequeños los valores de los coeficientes de rigidez dinámica serán muy cercanos a la unidad. ( $k_y, k_x$ )



Gráficos de la tabla 15.1, Valores de modificadores de rigidez dinámica en función de la frecuencia adimensional.

$\nu < 0.4$

$$\hat{k}_z := 1 - 0.09 \cdot \left(\frac{D}{B}\right)^{\frac{3}{4}} \cdot a_0^2 \quad \hat{k}_z = 1$$

$$\hat{k}_{ry} := 1 \quad \hat{k}_{rx} := 1 \quad \hat{k}_{rz} := 1$$

### 5. Coeficientes de Rigidez Dinámicos

$k_x := K_{embx} \cdot \alpha_x$	$k_x = (7.203 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$
$k_y := K_{emby} \cdot \alpha_y$	$k_y = (7.379 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$
$k_z := K_{embz} \cdot \alpha_z$	$k_z = (4.55 \cdot 10^5) \frac{kN}{m}$
$k_{xx} := K_{embxx} \cdot \alpha_{xx}$	$k_{xx} = [2.956 \cdot 10^5] kN \cdot m$
$k_{yy} := K_{embyy} \cdot \alpha_{yy}$	$k_{yy} = [3.158 \cdot 10^5] kN \cdot m$
$k_{zz} := K_{embzz} \cdot \alpha_{zz}$	$k_{zz} = (5.55 \cdot 10^5) kN \cdot m$

### 6. Coeficientes de Amortiguamiento por Radiación

$$V_{la} := \frac{3.4}{\pi \cdot (1 - \nu)} \cdot V_s \quad V_{la} = 401.501 \frac{m}{s}$$

$$c_z := 1.45 \quad c_y := 1$$

$$c_{rx} := 0 \quad c_{ry} := 0$$

$$c_{rz} := 0$$

Los valores de  $c_z$ ,  $c_y$ ,  $c_{ry}$ ,  $c_{rx}$ ,  $c_{rz}$  están en función de las dimensiones de la cimentación, la relación de poisson y la frecuencia adimensional. Para lo cual se tiene diferentes gráficos.

$$C_{zsur} := (\rho \cdot V_{la} \cdot A) \cdot c_z \quad C_{zsur} = (1.864 \cdot 10^6) \frac{kg}{s}$$

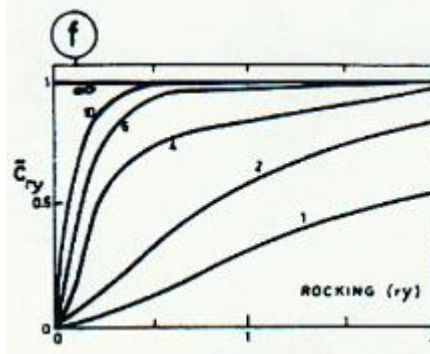
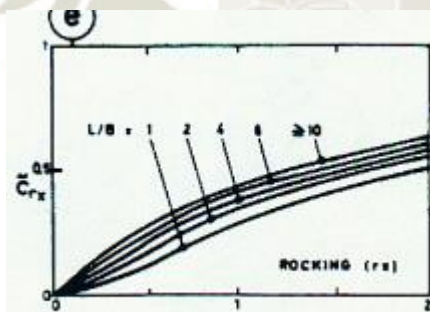
$$C_{ysur} := (\rho \cdot V_s \cdot A) \cdot c_y \quad C_{ysur} = (8.314 \cdot 10^5) \frac{kg}{s}$$

$$C_{xsur} := \rho \cdot V_s \cdot A \quad C_{xsur} = (8.314 \cdot 10^5) \frac{kg}{s}$$

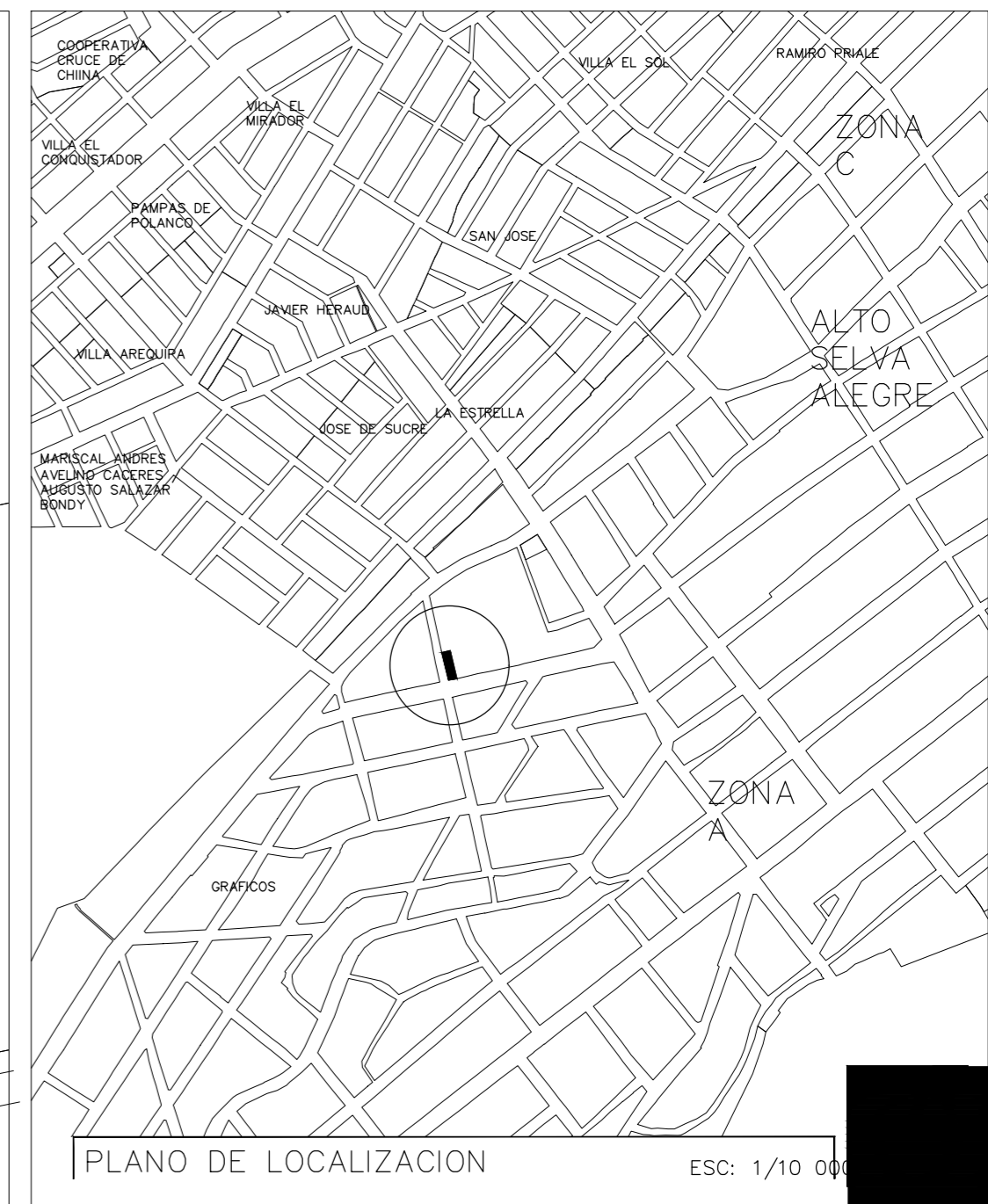
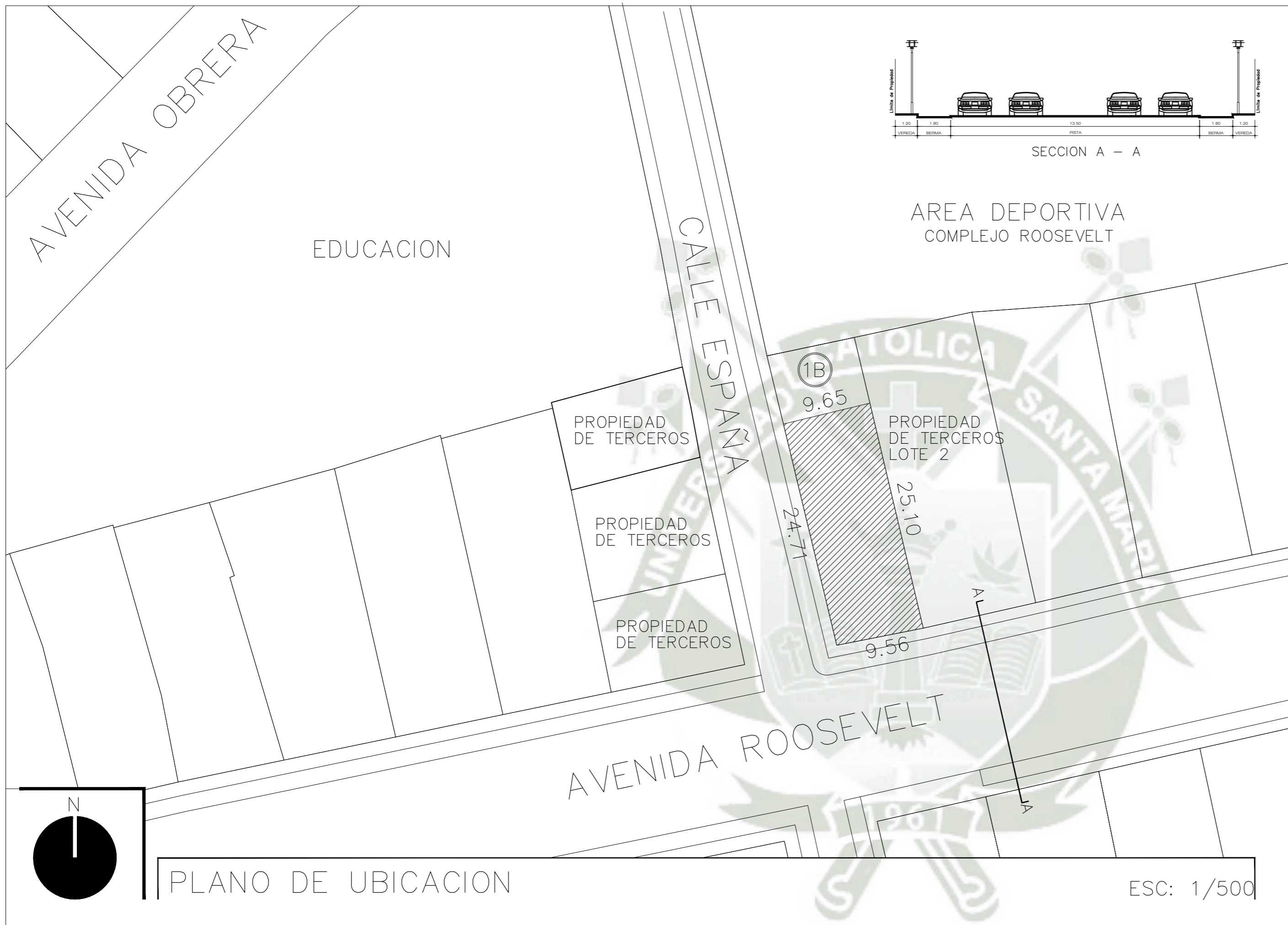
$$C_{xxsur} := (\rho \cdot V_s \cdot I_x) \cdot c_{rx} \quad C_{xxsur} = 0 \frac{kg \cdot m^2}{s}$$

$$C_{yydur} := (\rho \cdot V_s \cdot I_y) \cdot c_{ry} \quad C_{yydur} = 0 \frac{kg \cdot m^2}{s}$$

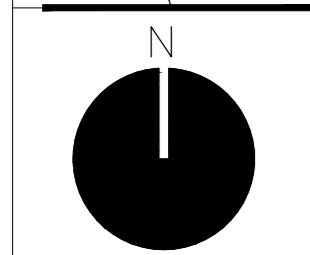
$$C_{zzsur} := (\rho \cdot V_s \cdot J_t) \cdot c_{rz} \quad C_{zzsur} = 0 \frac{kg \cdot m^2}{s}$$



Gráficos de la tabla 15.1, Valores de modificadores de amortiguamiento en función de la frecuencia adimensional.



Esc. 1/10,000  
 ZONIFICACIÓN:  
 AREA DE ESTRUCTURACIÓN URBANA:  
 ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN  
 DEPARTAMENTO AREQUIPA  
 PROVINCIA AREQUIPA  
 DISTRITO ALTO SELVA ALEGRE  
 AVENIDA ROOSEVELT  
 NUMERO 801  
 LOTE .  
 SUB-LOTE .



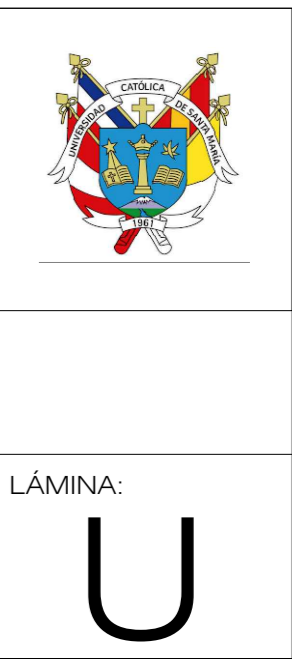
PLANO DE UBICACION

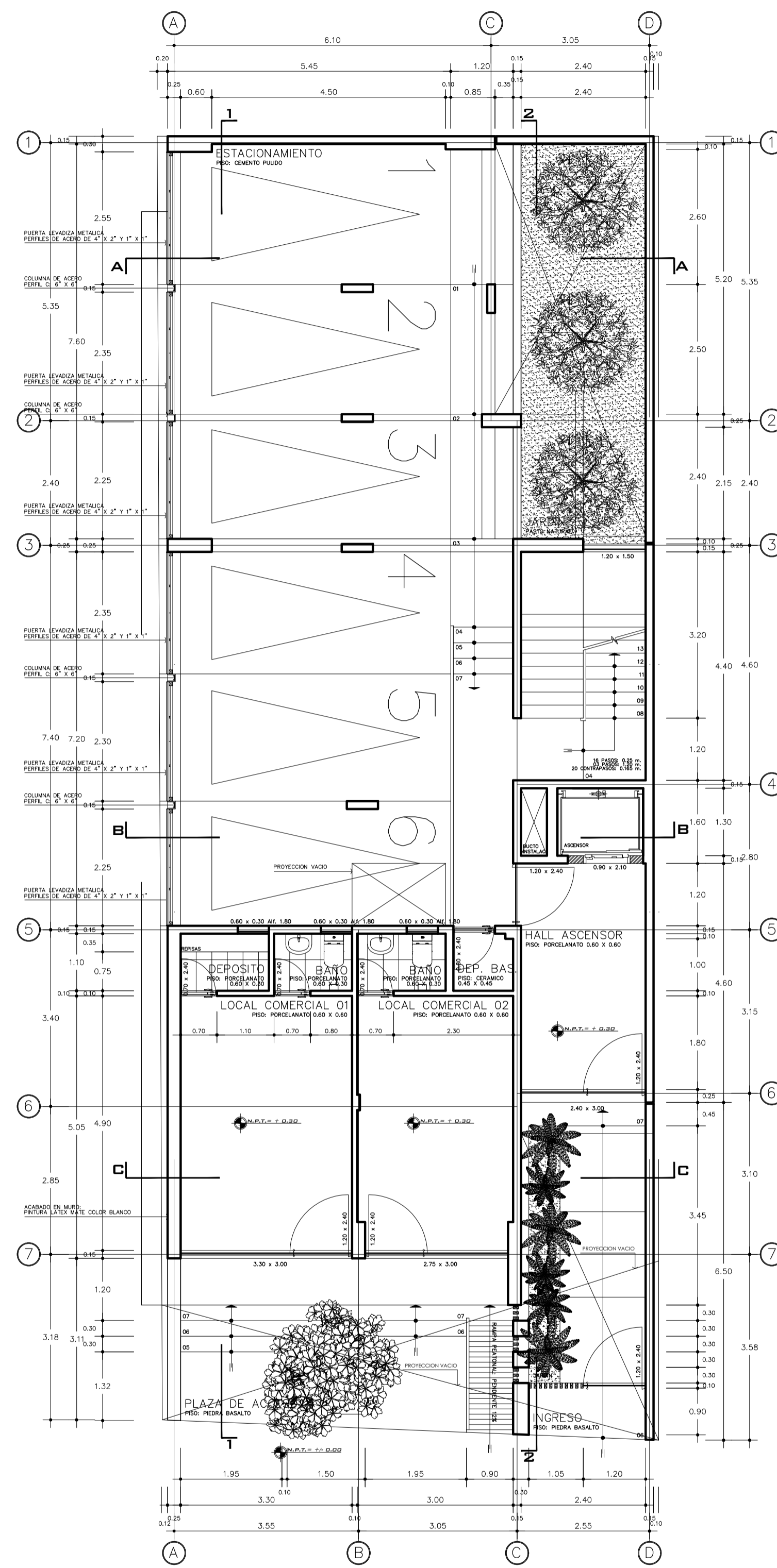
ESC: 1/500

CUADRO NORMATIVO		
PARAMETROS	NORMATIVO	PROYECTO
USOS		
DENSIDAD NETA		
COEF. DE EDIFICACION		
% AREA LIBRE		
ALTURA MAXIMA		
RETIRO MINIMO	Frontal	
	Lateral	
	Posterior	
ALINEAMIENTO DE FACHADA		
ESTACIONAMIENTO		

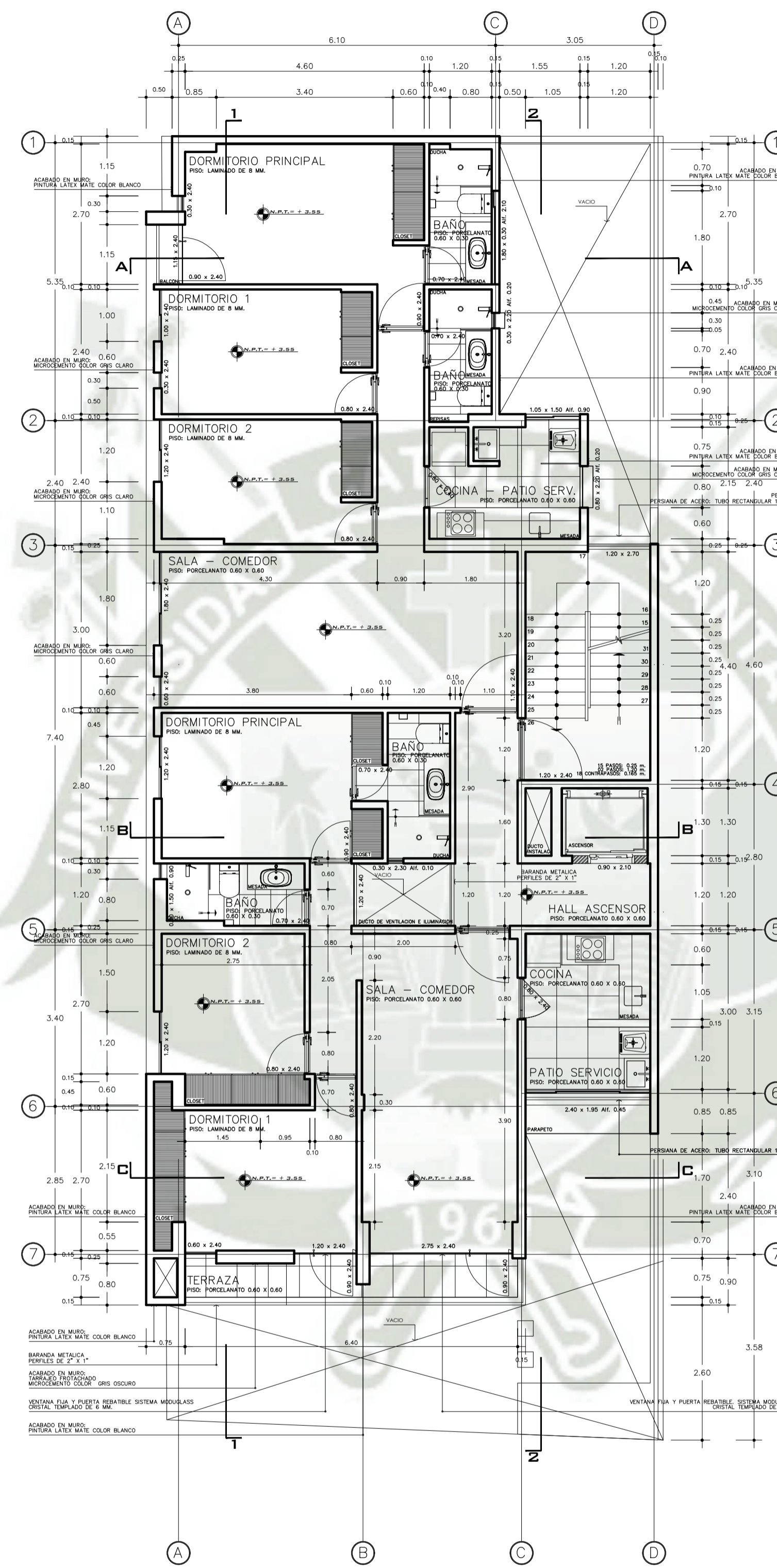
CUADRO DE AREAS					Parcial	TOTAL
Existente	Demolicion	Nueva	Amp./Rem			
ÁREA CONSTRUIDA TOTAL:						
ÁREA LIBRE:						
ÁREA TERRENO:						239.13 m <sup>2</sup>

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA**  
 TESIS PARA OPTAR EL GRADO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL  
 TESISISTAS:  
 - CCAMA CRUZ RONALD  
 - LÓPEZ FLORES YUNIOR GUSTAVO  
 PLANO:  
 LOCALIZACIÓN Y UBICACIÓN  
 ESCALA: Indicada  
 FECHA: AGOSTO-2021

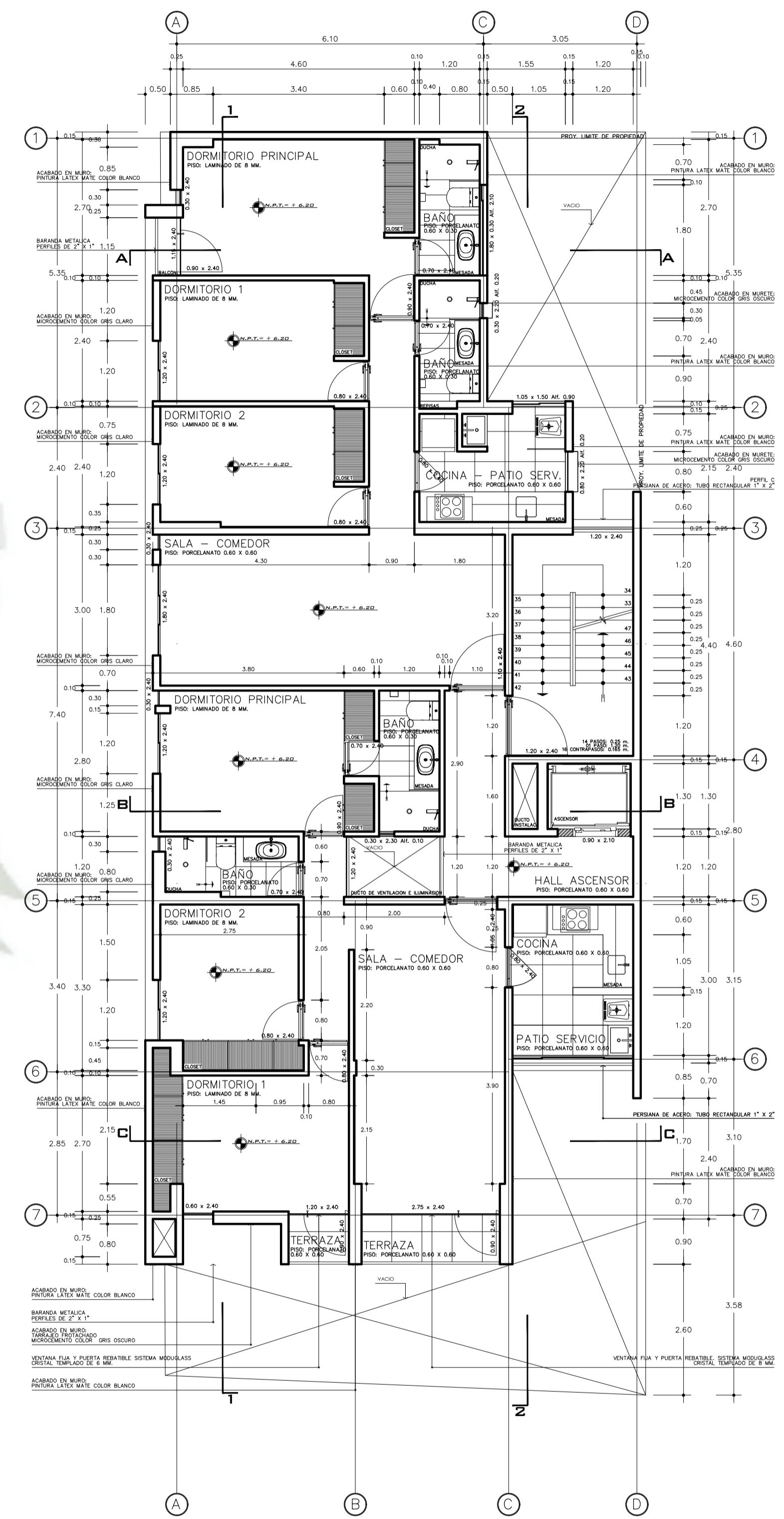




PRIMERA PLANTA  
ESC: 1/75

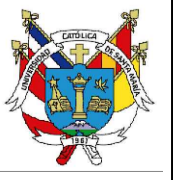


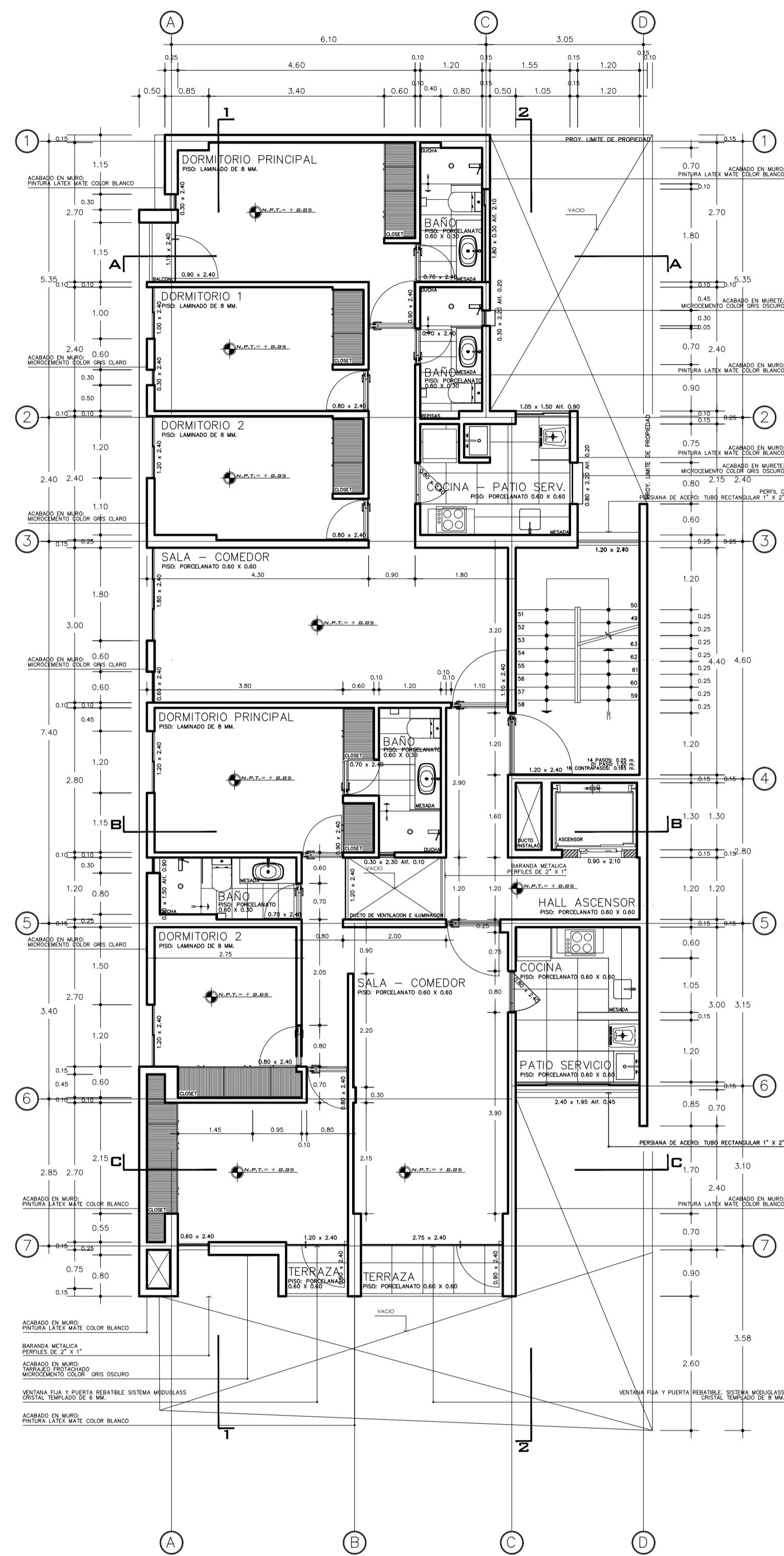
SEGUNDA PLANTA  
ESC: 1/75



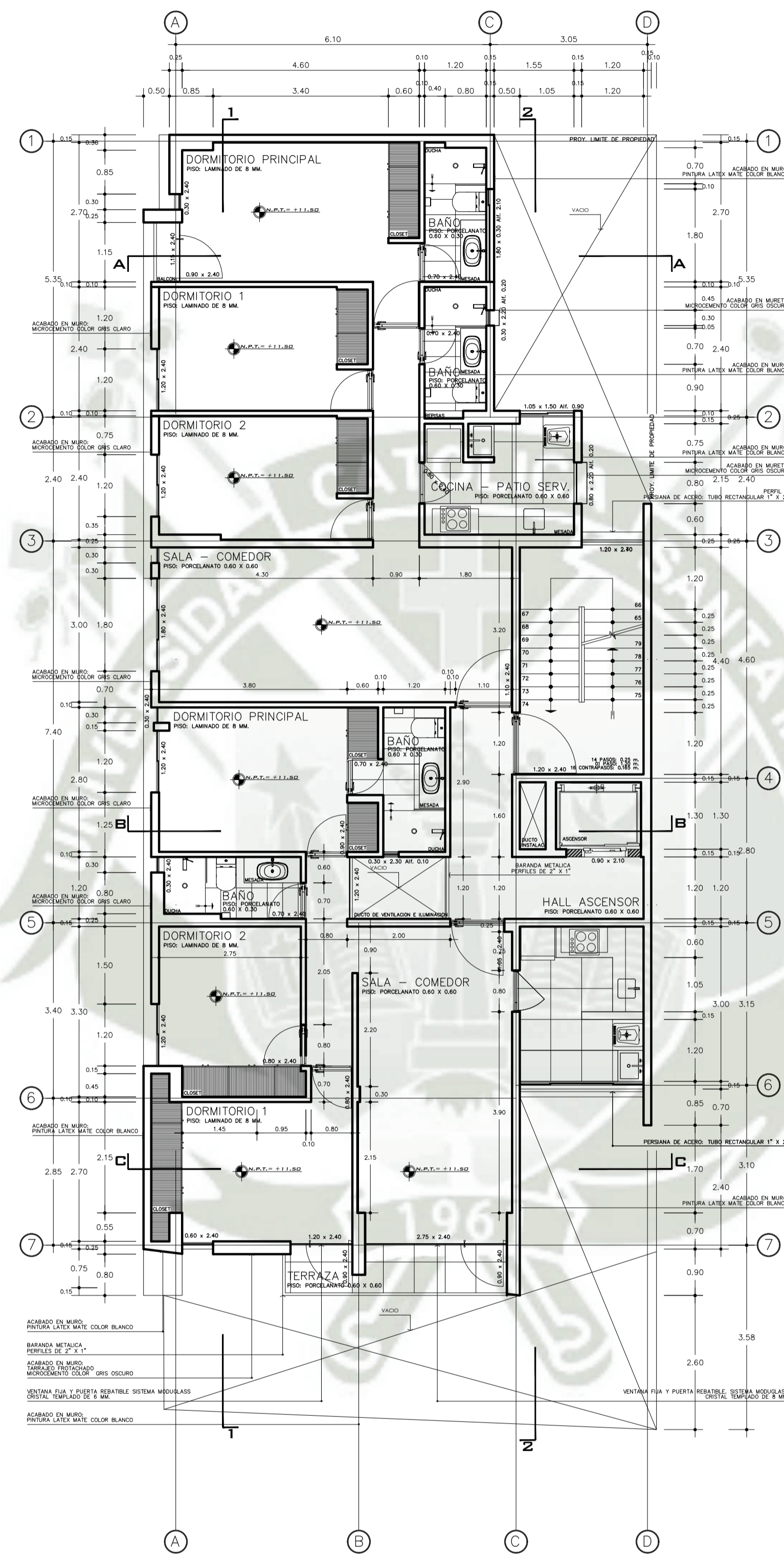
TERCERA PLANTA  
ESC: 1/75

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
TESISTAS:	- CCAMA CRUZ RONALD - LÓPEZ FLORES YUNIOR GUSTAVO
PLANO:	DISTRIBUCIÓN 1RA, 2DA Y 3RA PLANTA
UBICACIÓN:	SILVA ALEGRE - AREQUIPA - AREQUIPA
FECHA:	AGOSTO-2021
ESCALA:	1/75

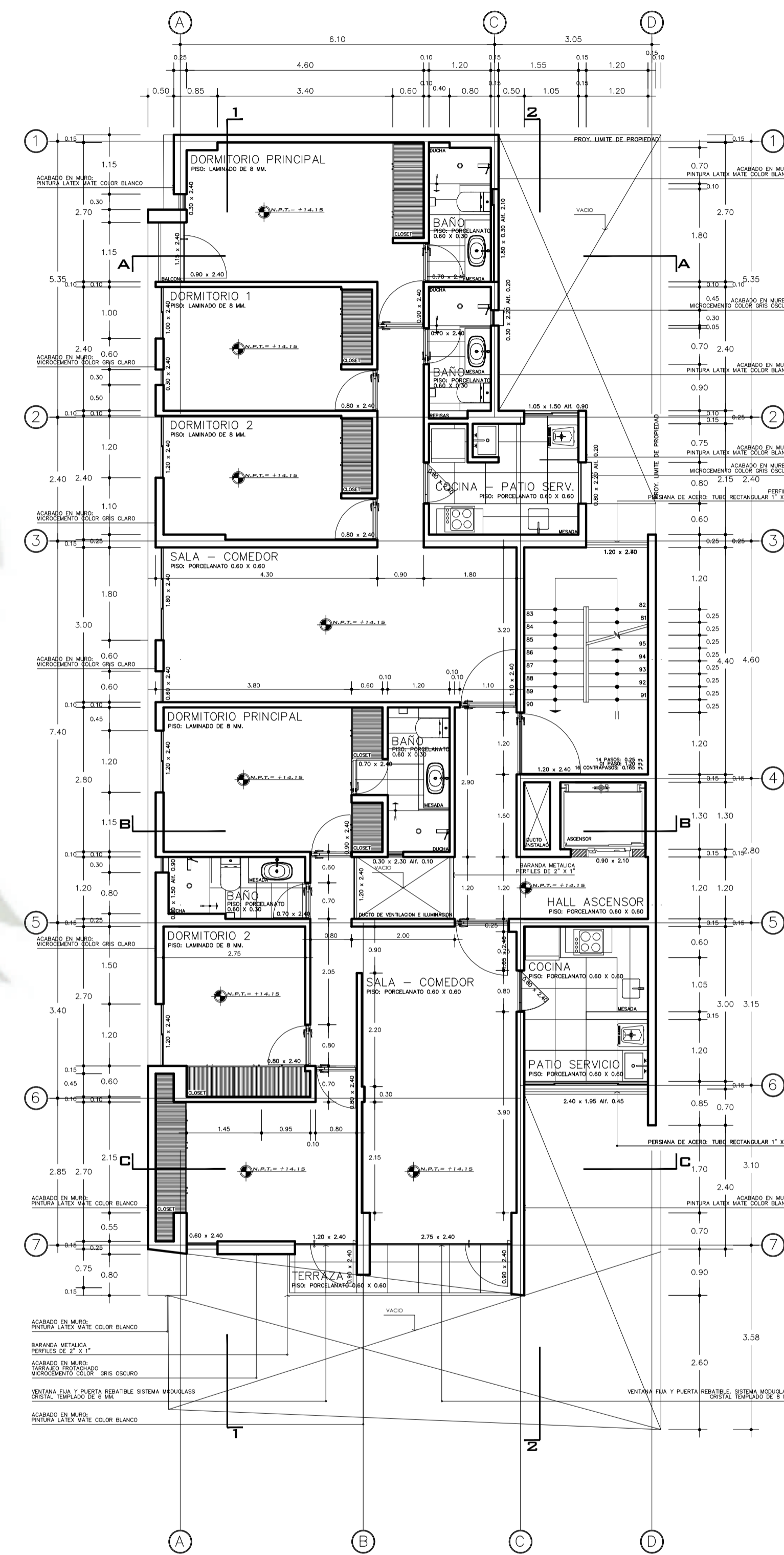




CUARTA PLANTA  
ESC: 1/75



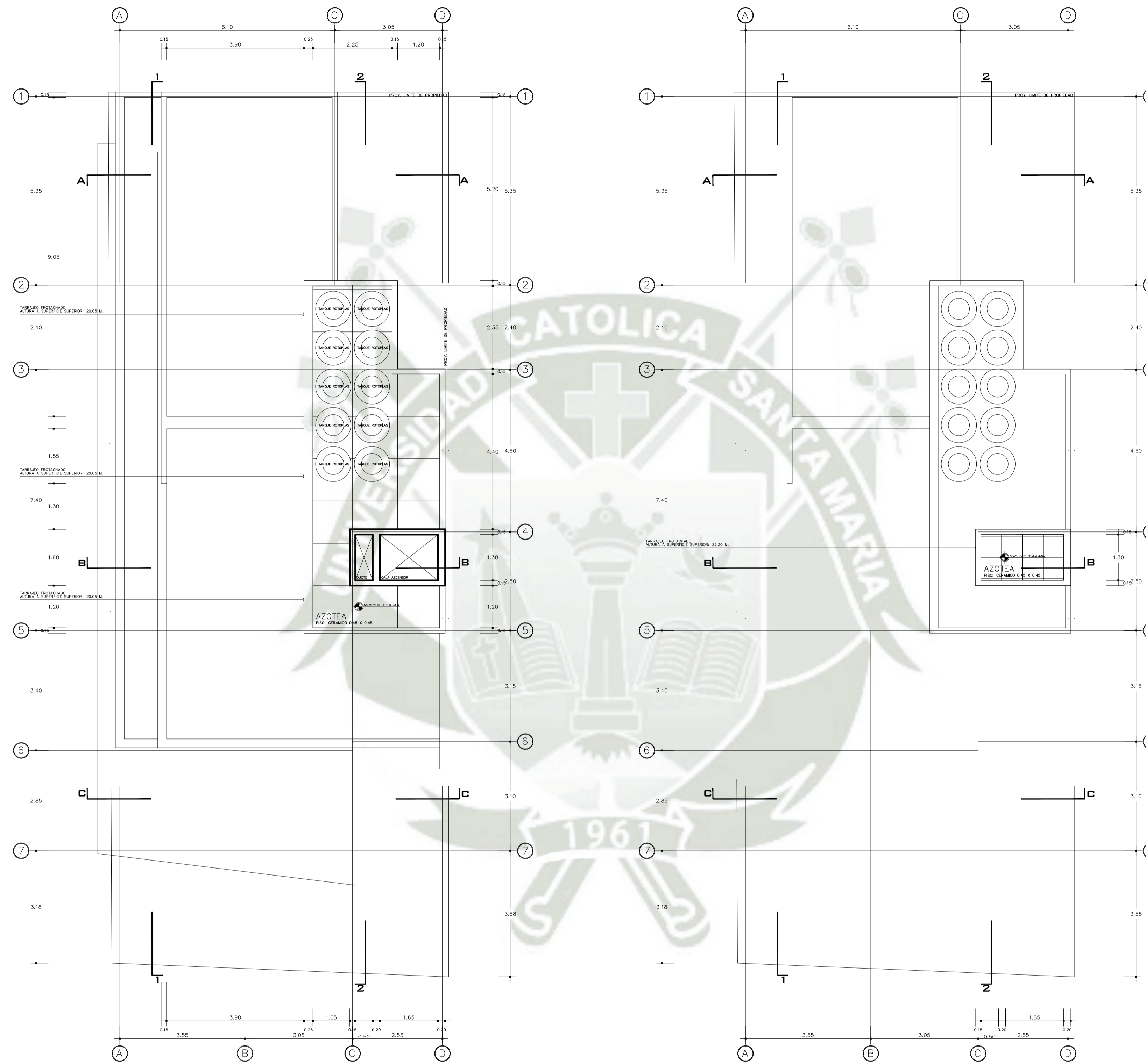
QUINTA PLANTA  
ESC: 1/75



SEXTA PLANTA  
ESC: 1/75

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
TESISTAS:	- CCAMA CRUZ RONALD - LÓPEZ FLORES YUNIOR GUSTAVO
PLANO:	DISTRIBUCIÓN 4TA, 5TA Y 6TA PLANTA
UBICACIÓN:	SILVA ALEGRE - ARIQUIPA
FECHA:	AGOSTO-2021
ESCALA:	1/75

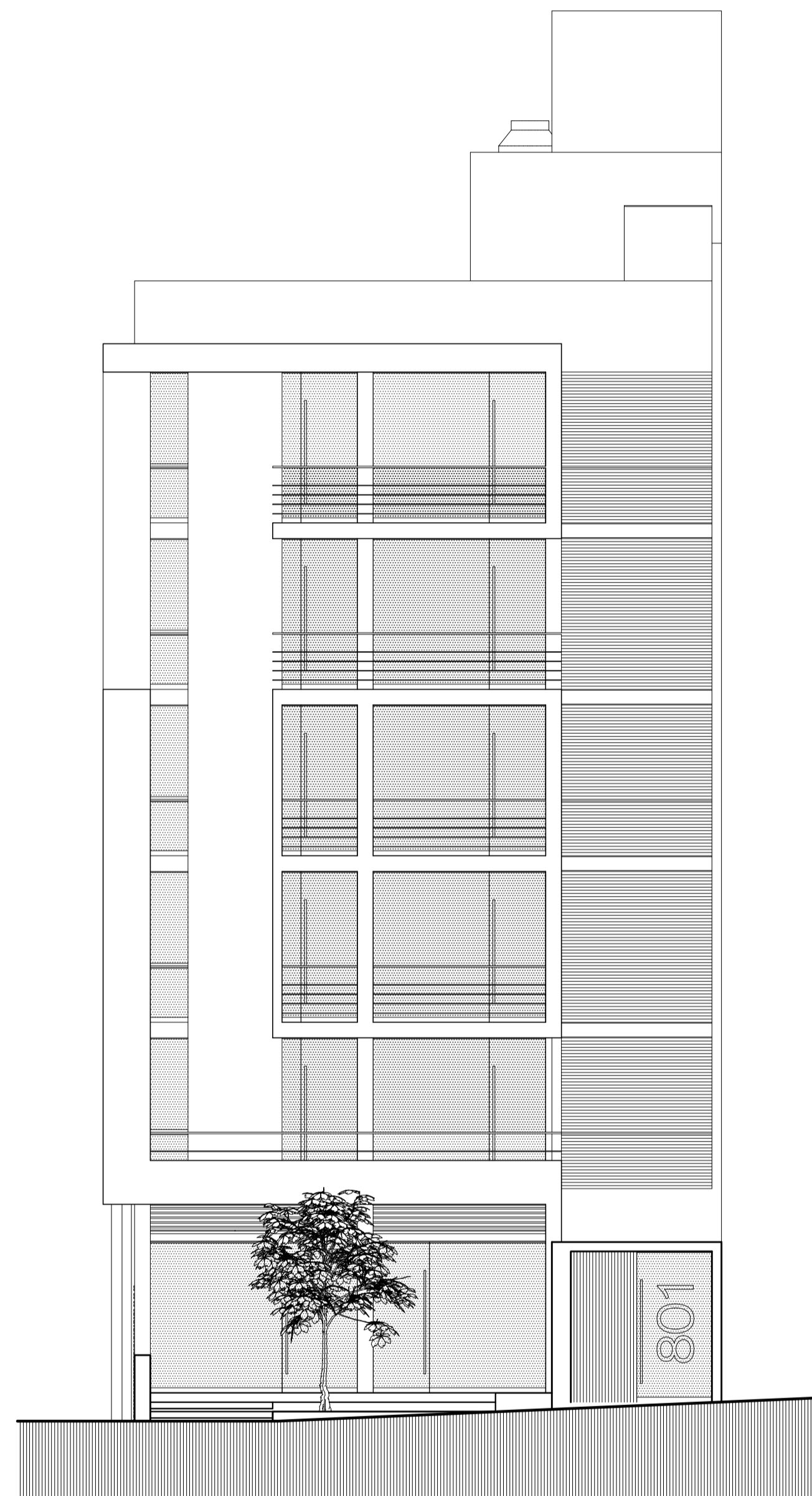




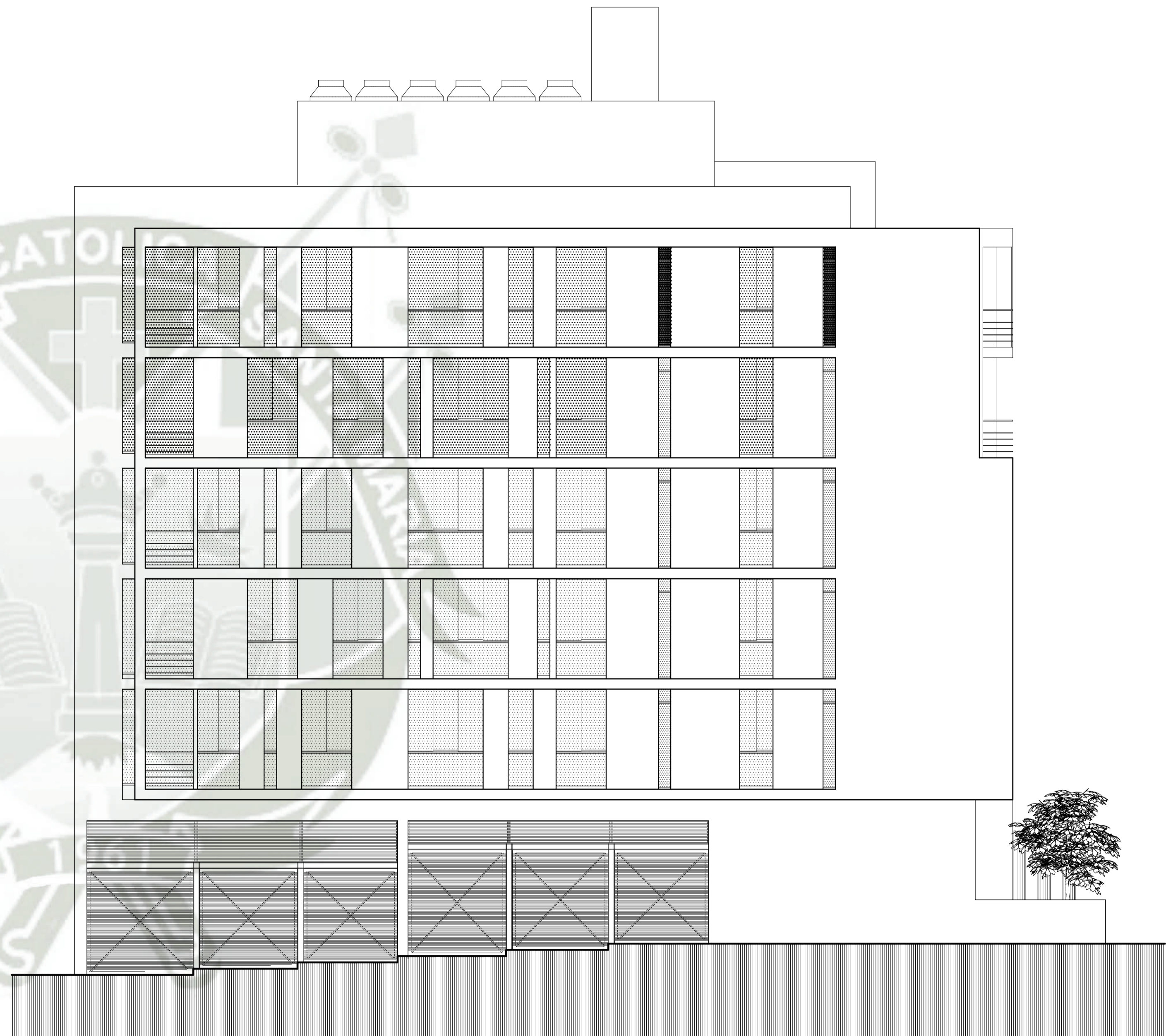
AZOTEA  
ESC: 1/75

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
TESISTAS:	- CCAMA CRUZ RONALD - LÓPEZ FLORES YUNIOR GUSTAVO
PLANO:	DISTRIBUCIÓN AZOTEA
UBICACIÓN:	SELVA ALEGRE - AREQUIPA - AREQUIPA
FECHA:	AGOSTO-2021
ESCALA:	1/75





ELEVACION FRONTAL  
ESC: 1/75



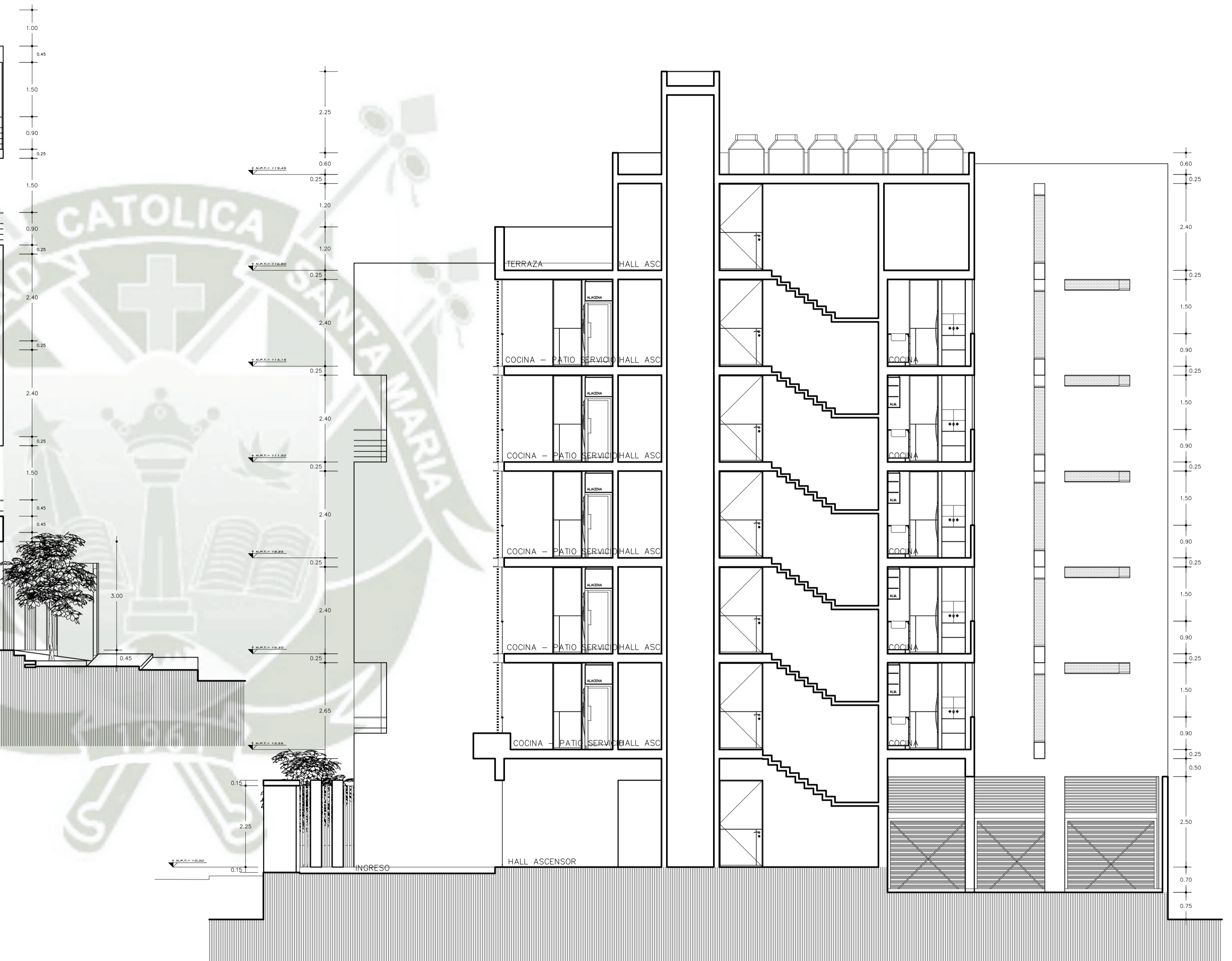
ELEVACION LATERAL  
ESC: 1/75

<b>UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA</b>	
TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
TESISTAS:	- CCAMA CRUZ RONALD - LÓPEZ FLORES YUNIOR GUSTAVO
PLANO:	ELEVACIÓN FRONTAL Y LATERAL
UBICACIÓN:	SELVA ALEGRE - AREQUIPA - AREQUIPA
FECHA:	AGOSTO-2021
ESCALA:	1/75




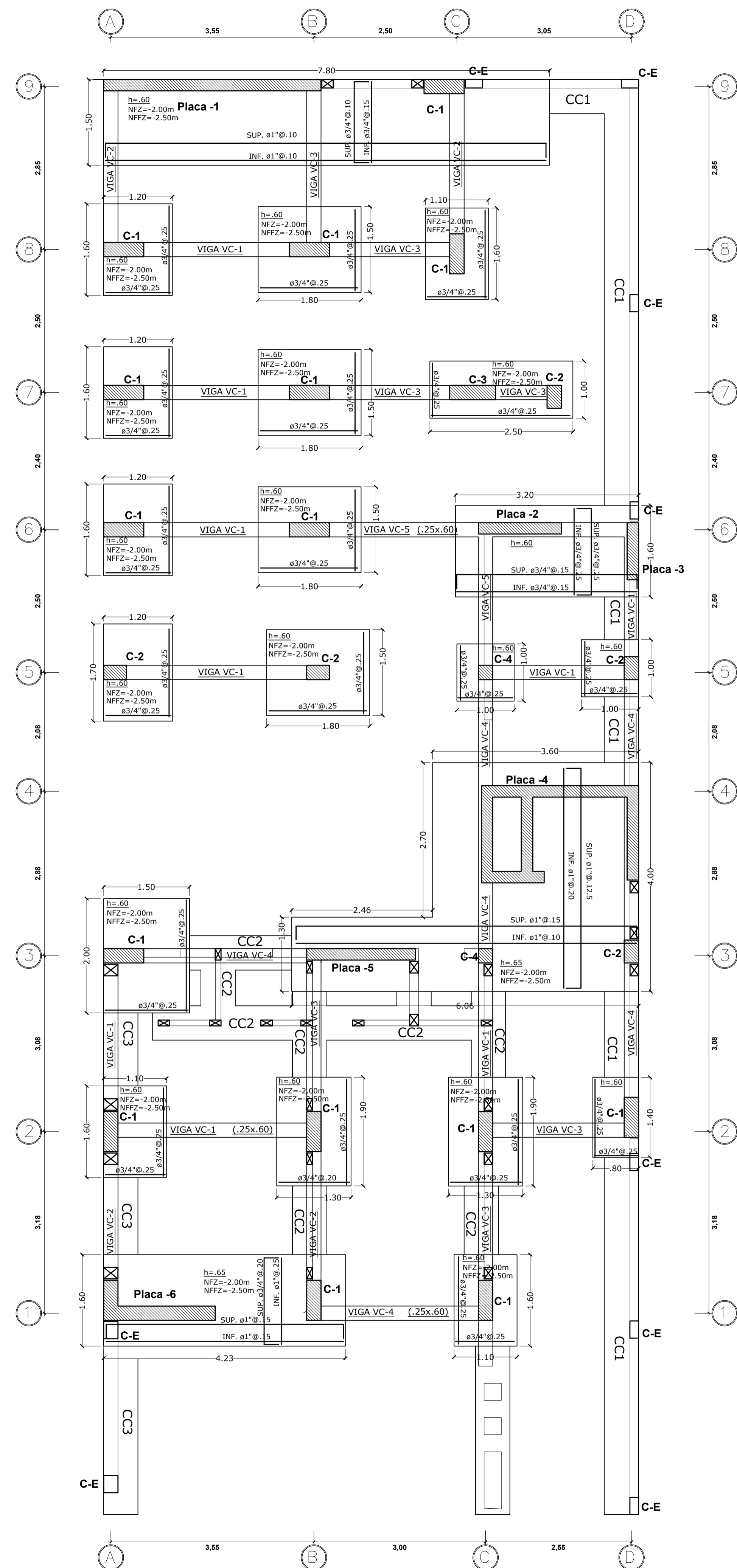


SECCION 1 - 1  
ESC: 1/75

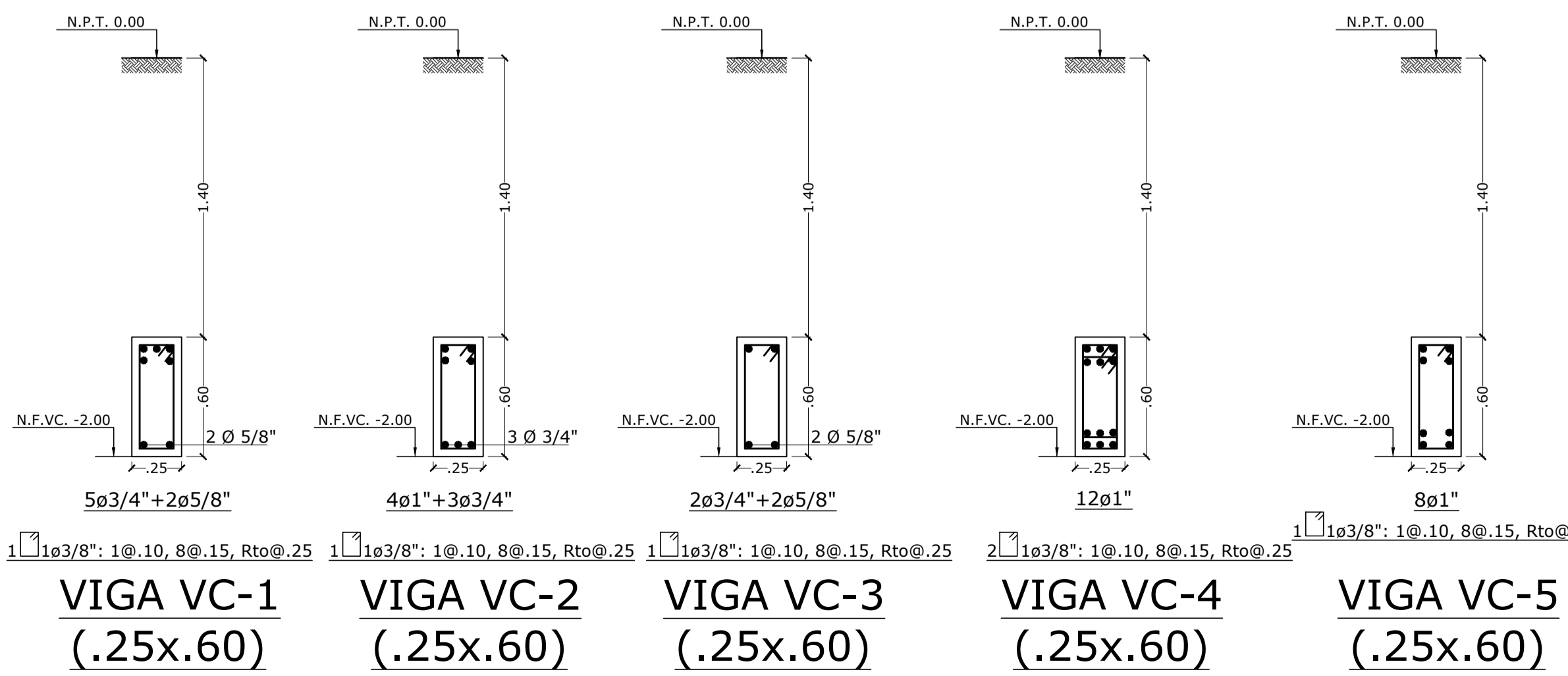
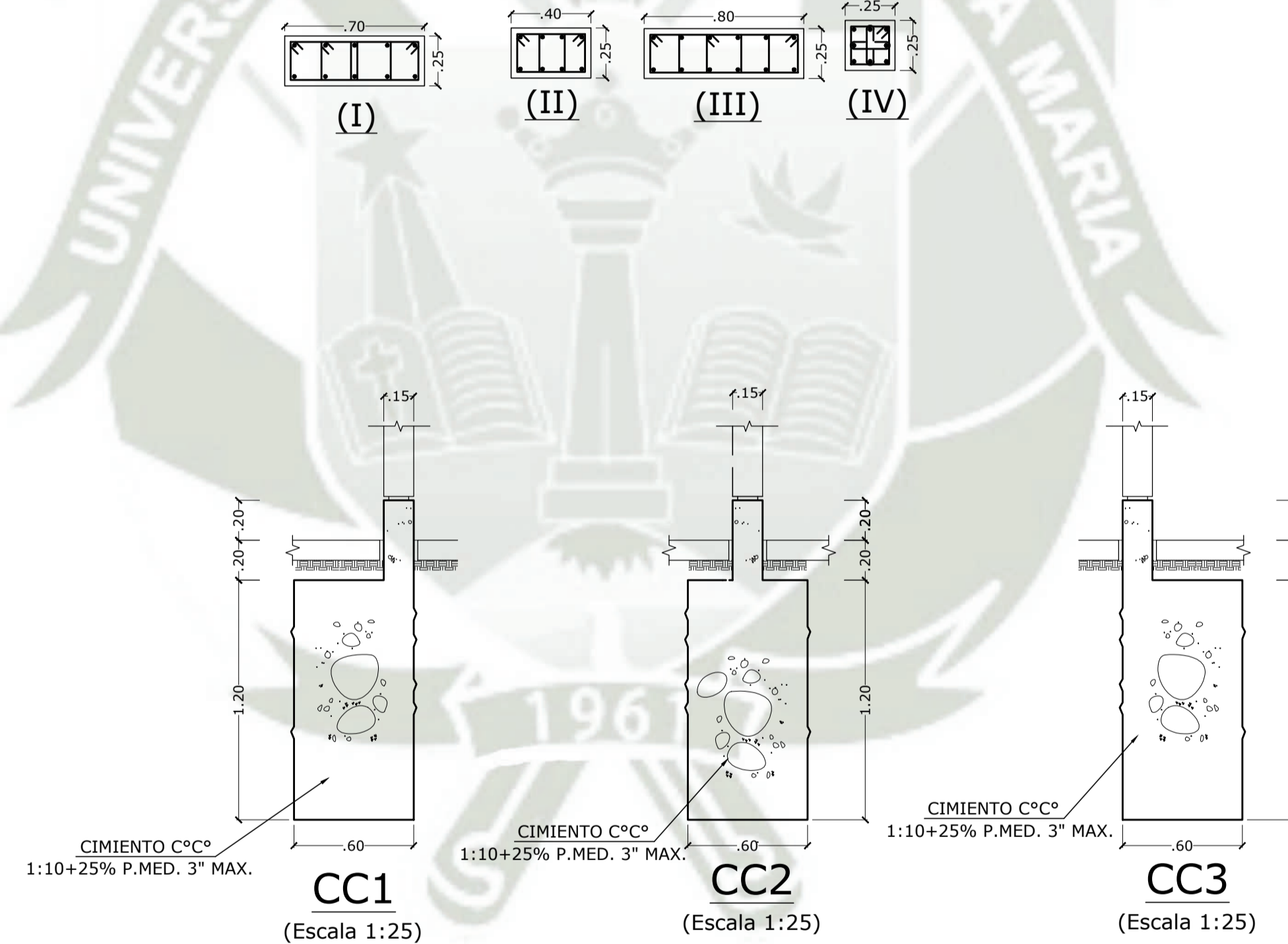
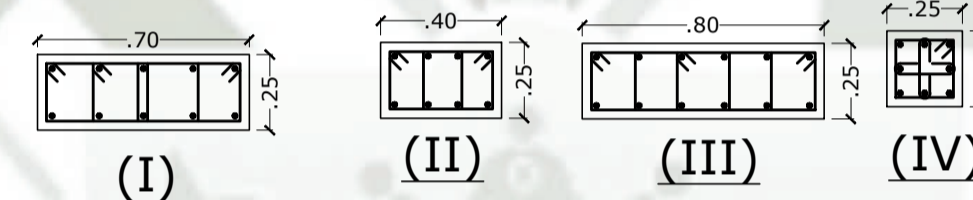


SECCION 2 - 2  
ESC: 1/75

<b>UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA</b>		
TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL		
TESISTAS:	- CCAMA CRUZ RONALD - LÓPEZ FLORES YUNIOR GUSTAVO	<b>A-5</b>
PLANO:	SECCIONES 1-1, 2-2	
UBICACIÓN:	SELVA ALEGRE - AREQUIPA - AREQUIPA	
FECHA:	AGOSTO-2021	
	ESCALA: 1/75	



CUADRO DE COLUMNAS					
NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4	CE
1°	.70x.25 10ø5/8" 3[ø3/8", 7@.10 rto@.25, c/ext. (I)	.40x.25 8ø5/8" 2[ø3/8", 7@.10 rto@.25, c/ext. (II)	.80x.25 12ø5/8" 3[ø3/8"8@.10 rto@.25, c/ext. (III)	.25x.25 8ø5/8" 1[ø3/8", 5@.10 rto@.25, c/ext. (IV)	.15x.30 4ø1/2" 1[ø3/8"1@.05 4@.10, rto@25 (V)
2°	.70x.25 10ø5/8" 3[ø3/8", 7@.10 rto@.25, c/ext. (I)	.40x.25 8ø5/8" 2[ø3/8", 7@.10 rto@.25, c/ext. (II)	.80x.25 12ø5/8" 3[ø3/8"8@.10 rto@.25, c/ext. (III)	.25x.25 8ø5/8" 1[ø3/8", 5@.10 rto@.25, c/ext. (IV)	
3°	.70x.25 10ø5/8" 3[ø3/8", 7@.10 rto@.25, c/ext. (I)	.40x.25 8ø5/8" 2[ø3/8", 7@.10 rto@.25, c/ext. (II)	.80x.25 12ø5/8" 3[ø3/8"8@.10 rto@.25, c/ext. (III)	.25x.25 8ø5/8" 1[ø3/8", 5@.10 rto@.25, c/ext. (IV)	
4°	.70x.25 10ø5/8" 3[ø3/8", 7@.10 rto@.25, c/ext. (I)	.40x.25 8ø5/8" 2[ø3/8", 7@.10 rto@.25, c/ext. (II)	.80x.25 12ø5/8" 3[ø3/8"8@.10 rto@.25, c/ext. (III)	.25x.25 8ø5/8" 1[ø3/8", 5@.10 rto@.25, c/ext. (IV)	
5°	.70x.25 10ø5/8" 3[ø3/8", 7@.10 rto@.25, c/ext. (I)	.40x.25 8ø5/8" 2[ø3/8", 7@.10 rto@.25, c/ext. (II)	.80x.25 12ø5/8" 3[ø3/8"8@.10 rto@.25, c/ext. (III)	.25x.25 8ø5/8" 1[ø3/8", 5@.10 rto@.25, c/ext. (IV)	
6°	.70x.25 10ø5/8" 3[ø3/8", 7@.10 rto@.25, c/ext. (I)	.40x.25 8ø5/8" 2[ø3/8", 7@.10 rto@.25, c/ext. (II)	.80x.25 12ø5/8" 3[ø3/8"8@.10 rto@.25, c/ext. (III)	.25x.25 8ø5/8" 1[ø3/8", 5@.10 rto@.25, c/ext. (IV)	



### INFORMACIÓN DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE

**Dirección:**  
 Período Fundamental:  $T_x = 0.411$  s  $T_y = 0.496$  s  
 Sistema Estructural: Muros Estructurales  $R_{Ox} = 6$   $R_{Oy} = 6$   
 - Irregularidad en planta  $I_p = 0.9$   
 - Irregularidad en altura  $I_a = 1.0$   
 Coeficiente de Reducción:  $R_x = 5.4$   $R_y = 5.4$   
 Fuerza cortante de diseño:  $V_x = 177.5$  tonf  $V_y = 177.5$  tonf  
 Desplazamiento máximo del último nivel:  $\Delta x = 7.43$  cm  $\Delta y = 7.70$  cm  
 Desplazamiento máximo relativo:  $\Delta r_x = 0.0053$   $\Delta r_y = 0.00569$

### Parámetros sísmicos:

Factor de zona (z): Zona 3,  $Z = 0.35$   
 Factor de sitio (s): Suelo Intermedio  $S_2 = 1.15$   
 Factor de uso (U): Edificación común  $U = 1.0$

### ESPECIFICACIONES GENERALES

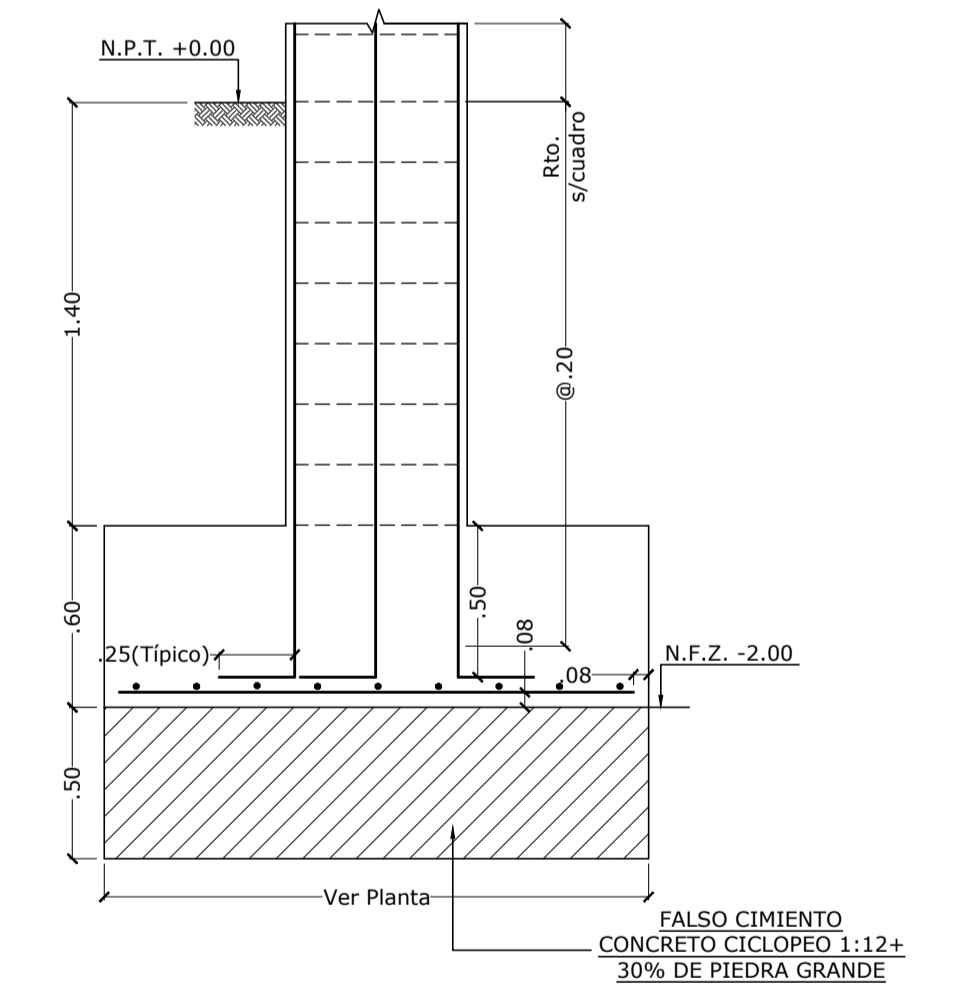
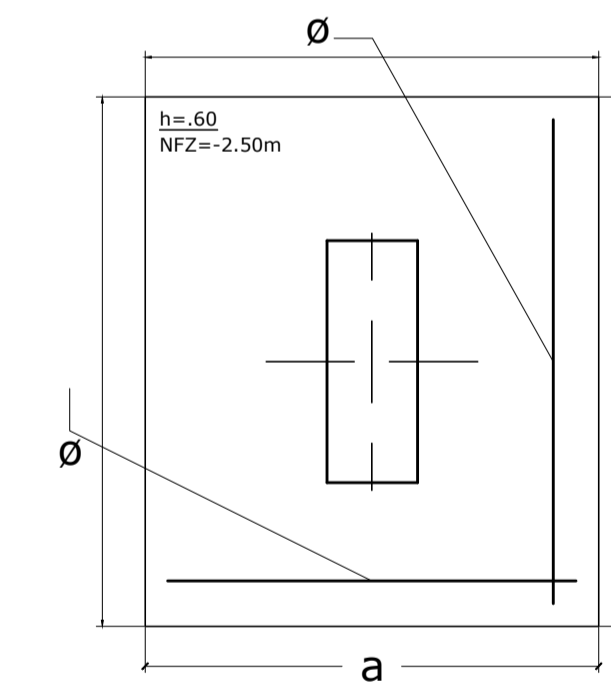
$f'_c = 210$  kg/cm<sup>2</sup> (Elementos de Concreto Armado)  
 $f'_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>  
 S/C= indicadas  
 $\sigma_t = 2.35$  kgf/cm<sup>2</sup> (Ver Estudio de Suelos)  
 $D_f = 2.50$  m (Ver Estudio de Suelos)

### Recubrimientos

Columnas - Vigas = 4.0 cm  
 Columnas en Muros de Albañilería = 2.5 cm  
 Aligerado- Losas - Vigas chatas = 2.0 cm  
 Zapatas = 8.0 cm

### Albañilería

$f'_m = 65$  kg/cm<sup>2</sup>  
 Unidad de albañilería: Sólido, Tipo IV Industrializado.  
 Tipo de mortero = 1:4 (Cemento:Arena)

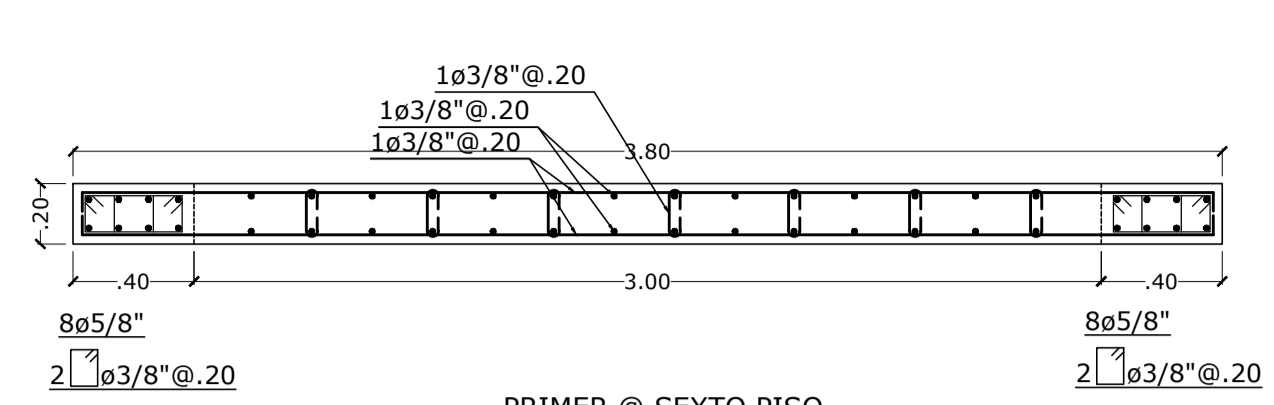


## UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

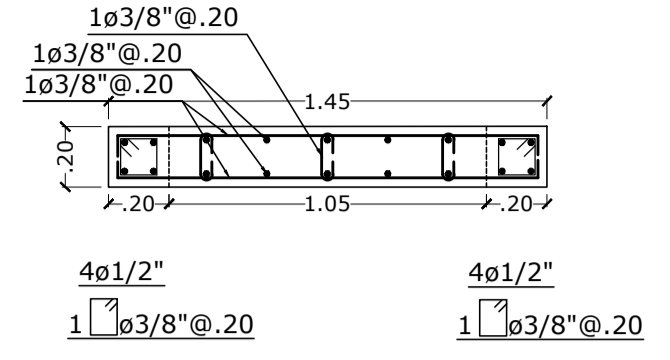
TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

TESISTAS:	- CCAMA CRUZ RONALD - LÓPEZ FLORES YUNIOR GUSTAVO
MODELO:	SISTEMA CONVENCIONAL
PLANO:	ESTRUCTURAS - CIMENTACIÓN
UBICACIÓN:	SELVA ALEGRE - AREQUIPA - AREQUIPA
FECHA:	AGOSTO-2021
ESCALA:	1/50

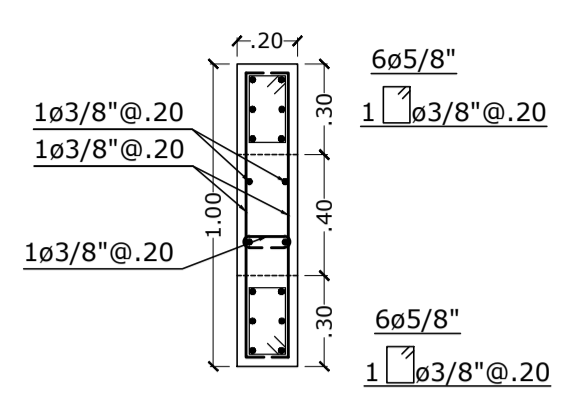




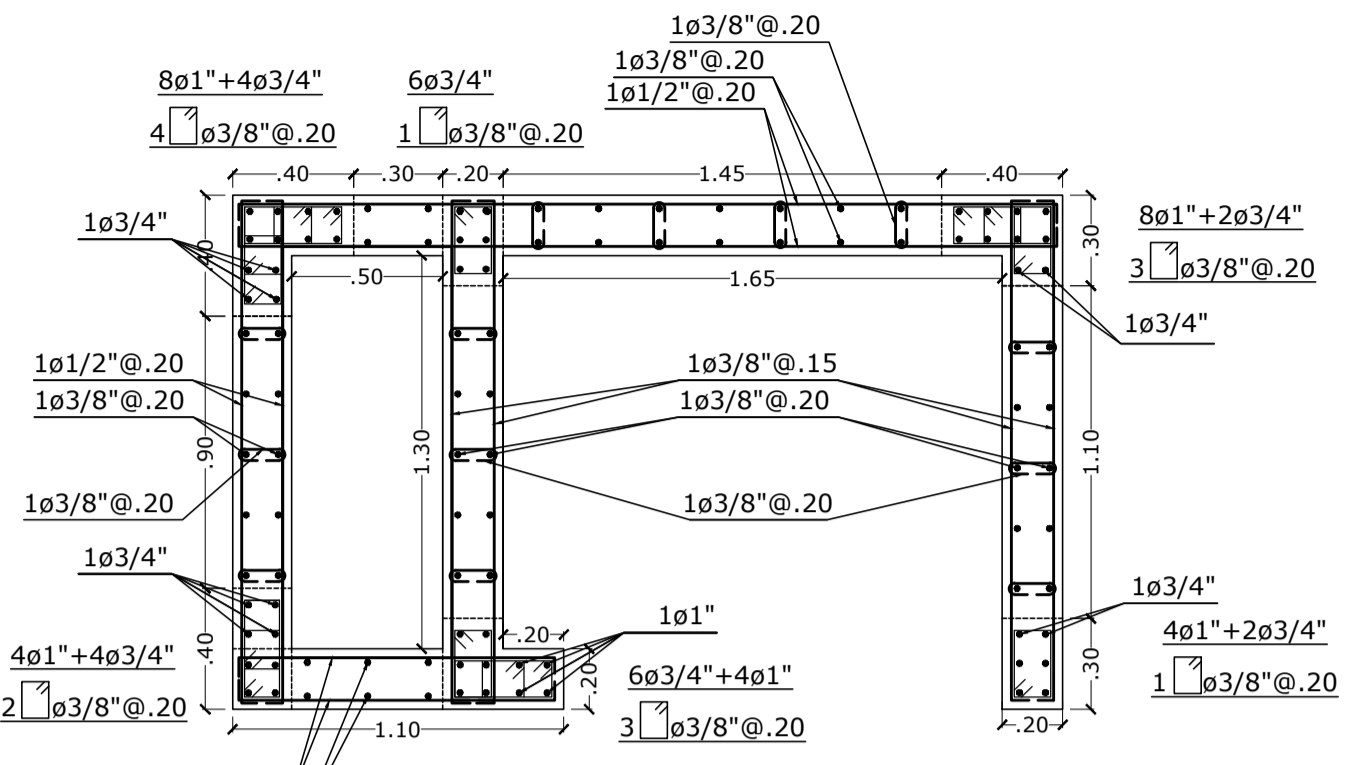
PRIMER @ SEXTO PISO  
**PLACA - 1**



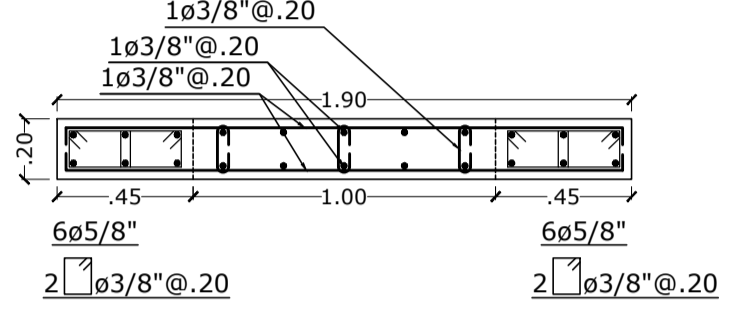
PRIMER @ SEXTO PISO  
**PLACA - 2**



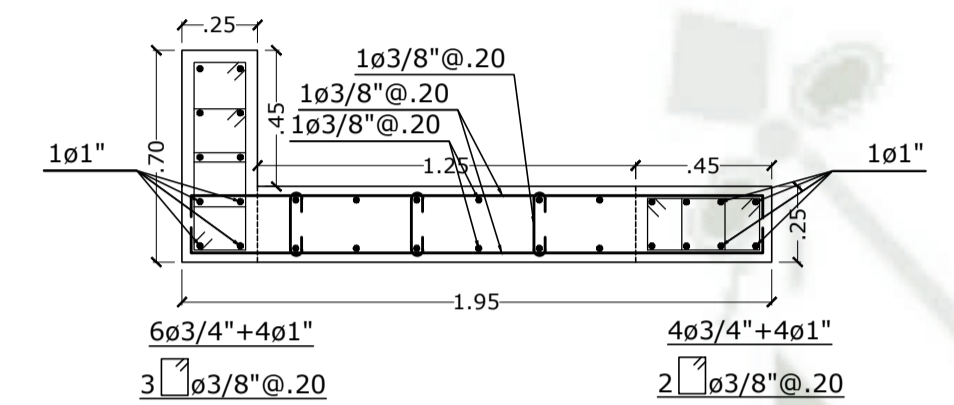
PRIMER @ SEXTO PISO  
**PLACA - 3**



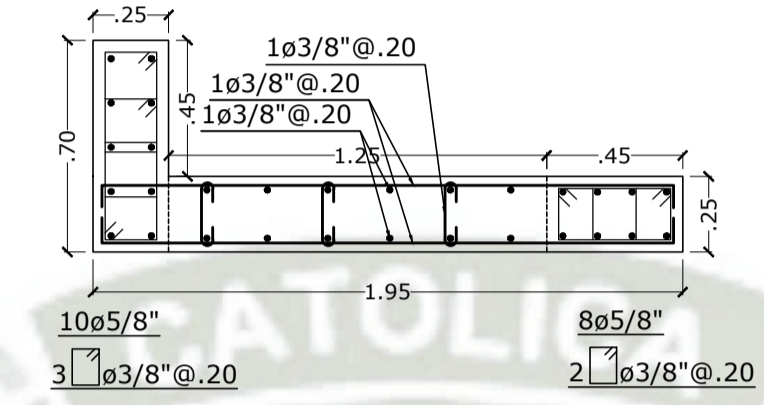
PRIMER @ SEGUNDO PISO  
**PLACA - 4**



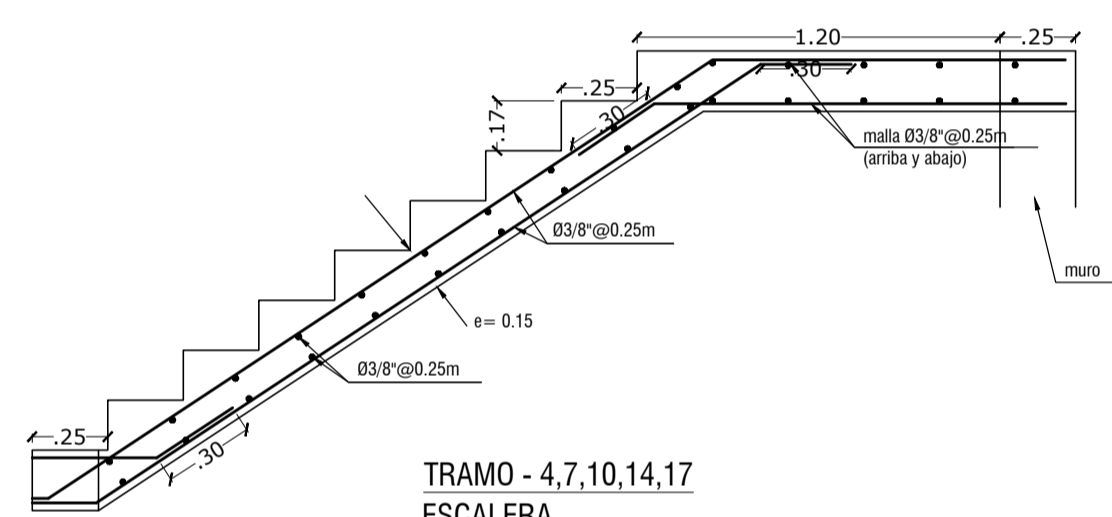
PRIMER @ SEXTO PISO  
**PLACA - 5**



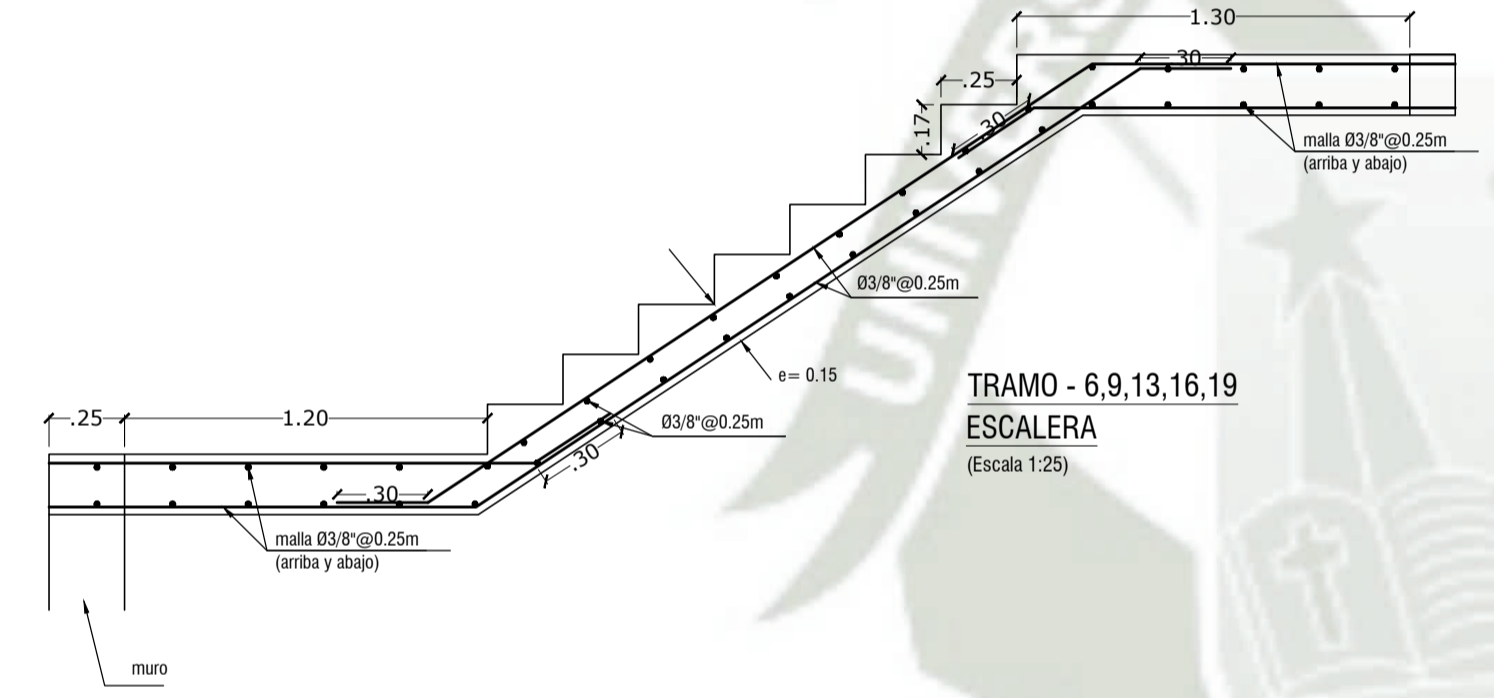
PRIMER @ SEGUNDO PISO  
**PLACA - 6**



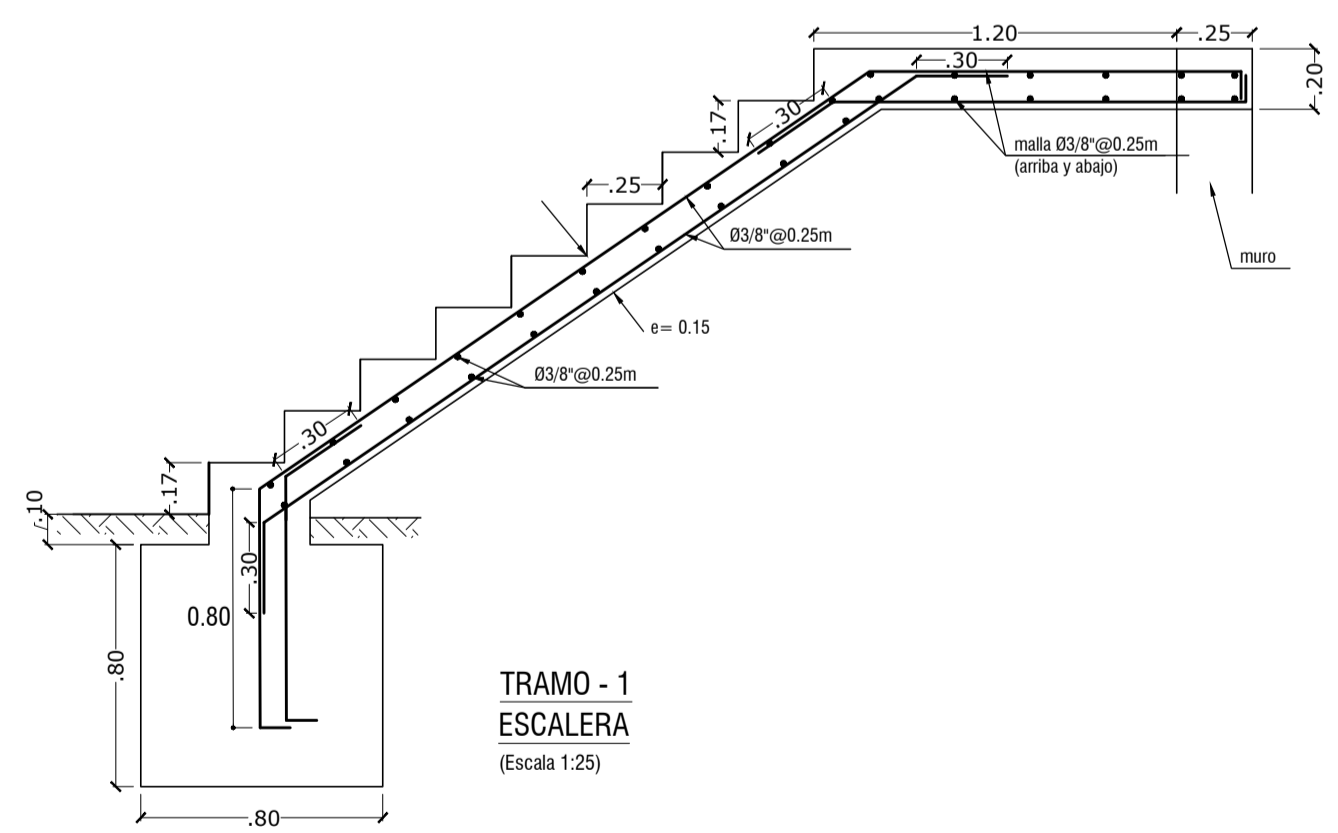
TERCER @ SEXTO PISO  
**PLACA - 6**



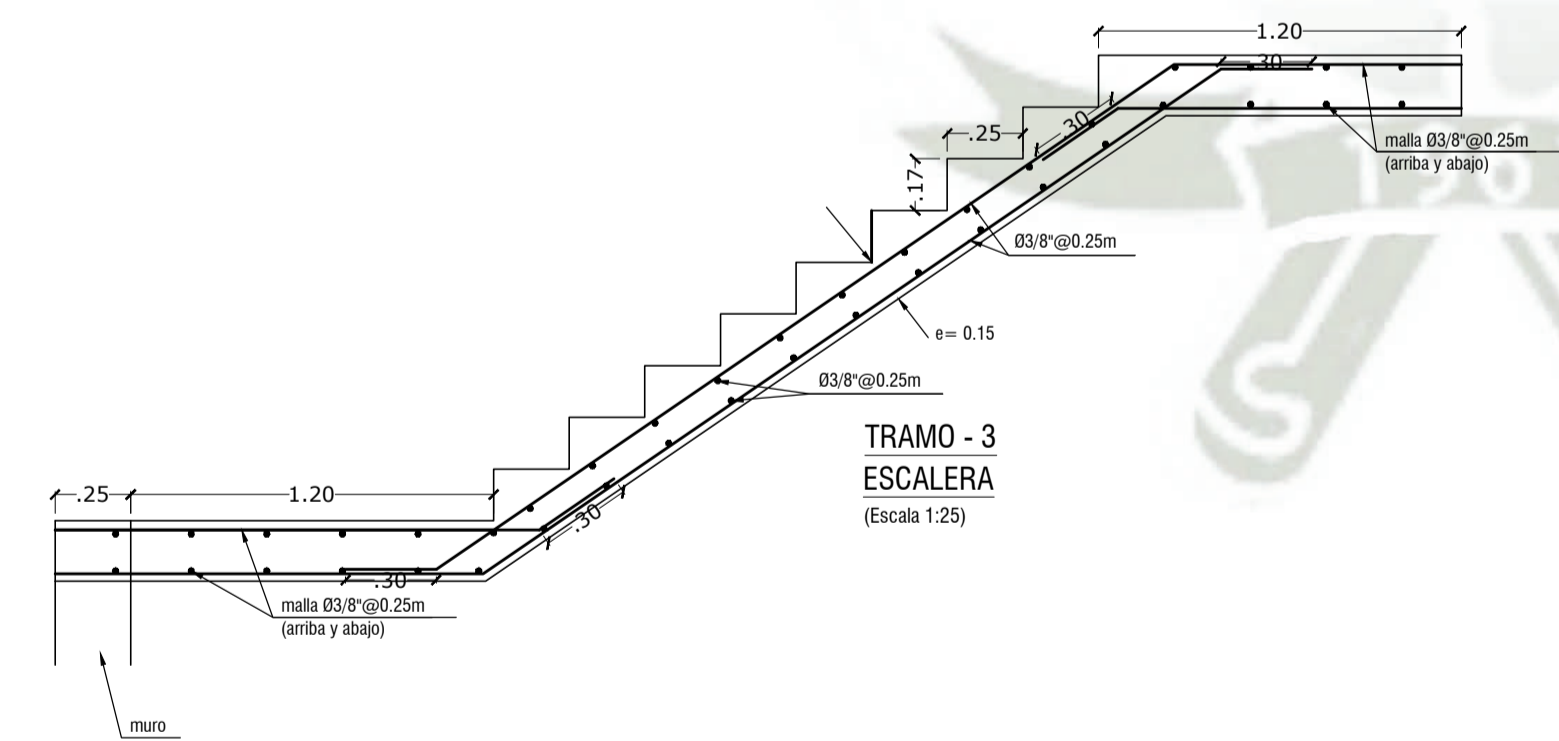
TRAMO - 4,7,10,14,17  
**ESCALERA**  
(Escala 1:25)



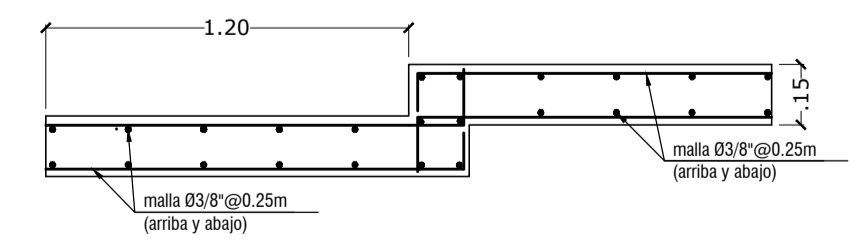
TRAMO - 6,9,13,16,19  
**ESCALERA**  
(Escala 1:25)



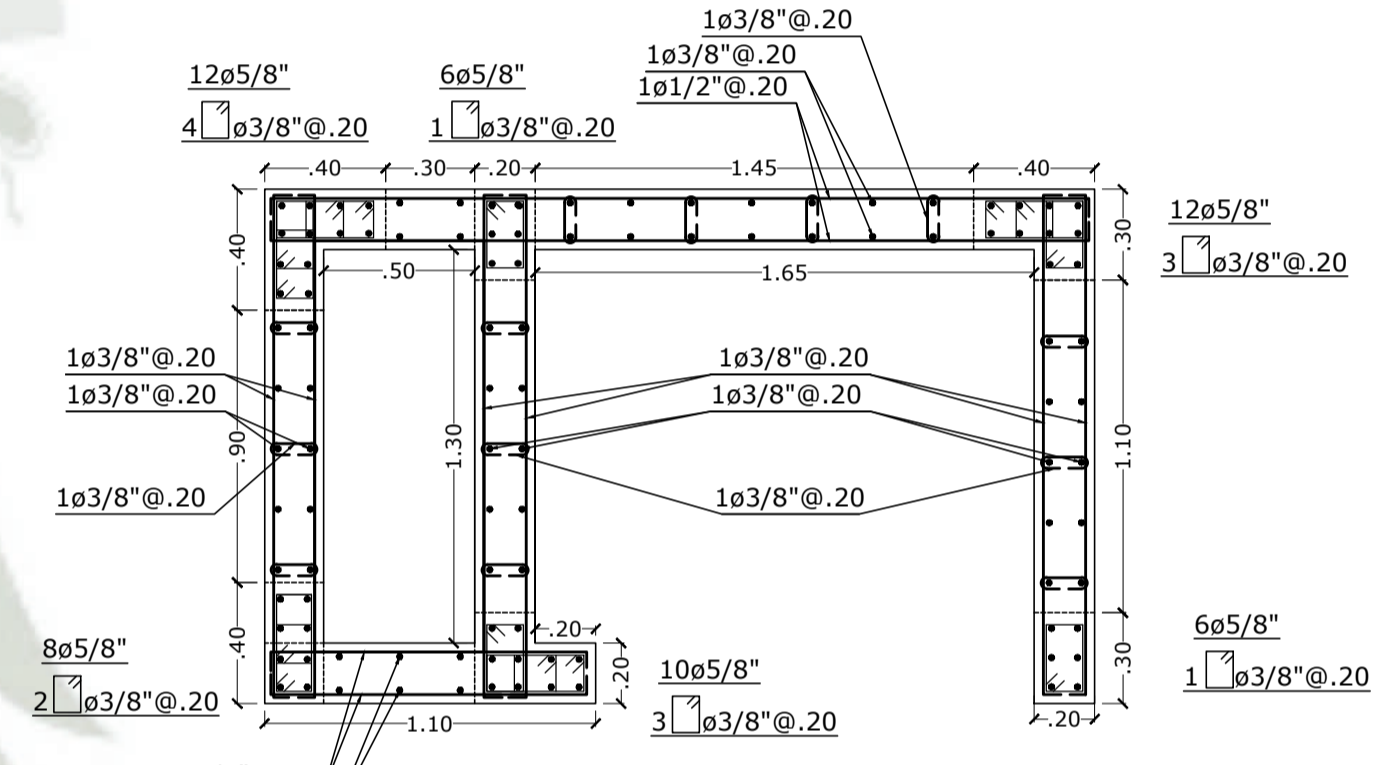
TRAMO - 1  
**ESCALERA**  
(Escala 1:25)



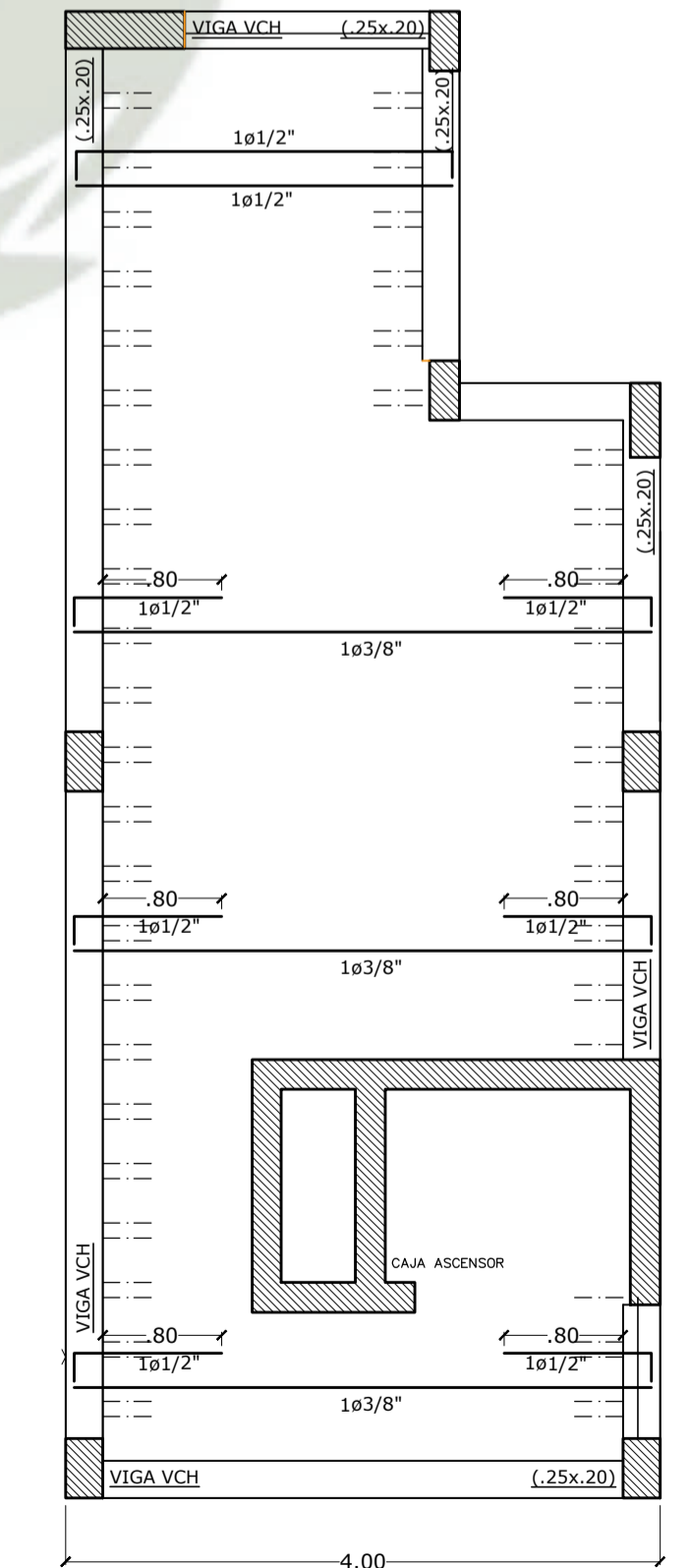
TRAMO - 3  
**ESCALERA**  
(Escala 1:25)



TRAMO - 2,5,8,12,15,18  
**ESCALERA**  
(Escala 1:25)

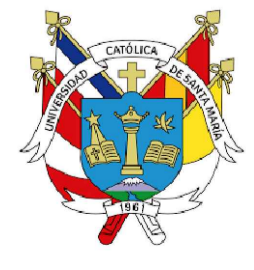


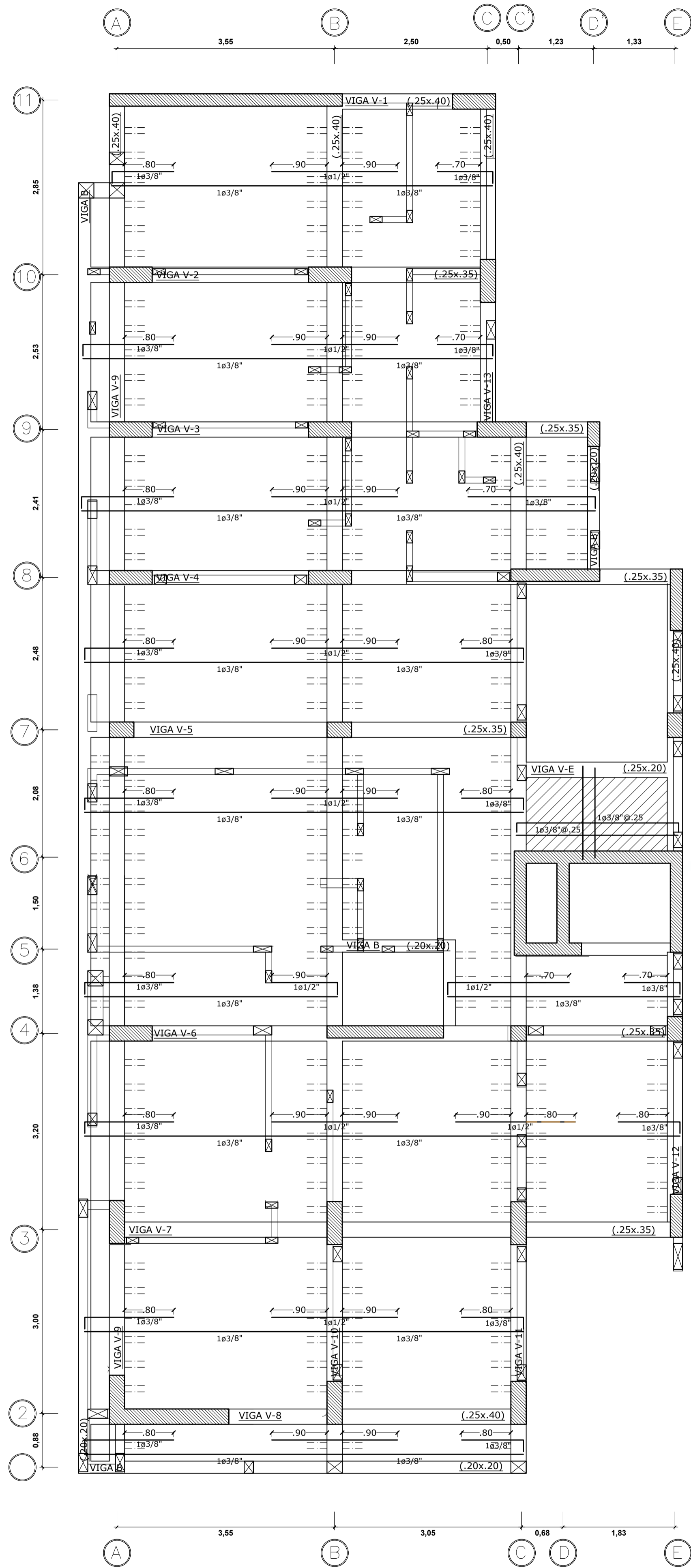
TERCER @ SEXTO PISO  
**PLACA - 4**



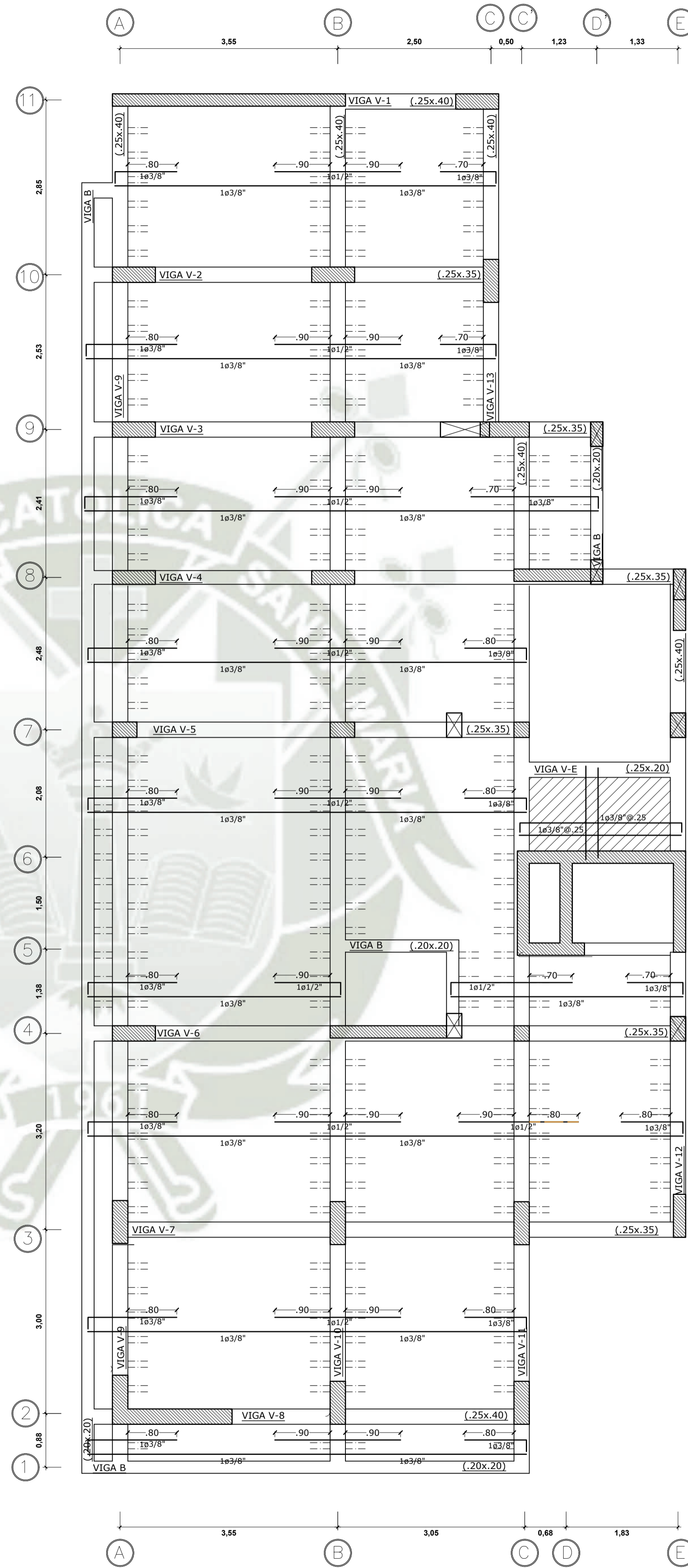
**DETALLE DE TECHO DE ESCALERA**

<b>UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA</b>	
TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
TESISTAS:	- CCAMA CRUZ RONALD - LÓPEZ FLORES YUNIOR GUSTAVO
MODELO:	SISTEMA CONVENCIONAL
PLANO:	ESTRUCTURAS - DETALLES DE ESCALERAS Y MUROS
UBICACIÓN:	SELVA ALEGRE - AREQUIPA - AREQUIPA
FECHA:	AGOSTO-2021
ESCALA:	1/50



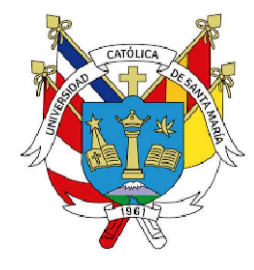


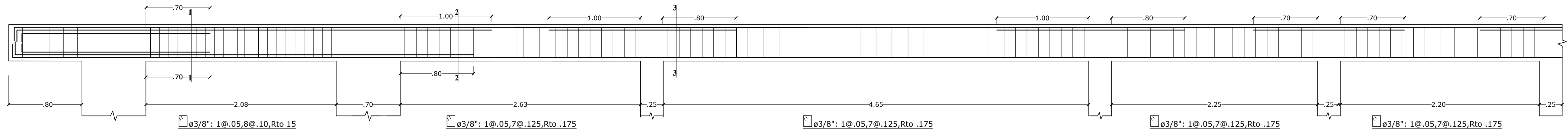
**ENCOFRADO PRIMER AL QUINTO NIVEL**  
s/c = 200 kgf/m<sup>2</sup>.



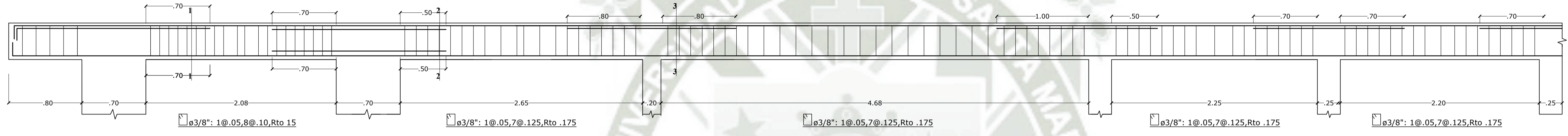
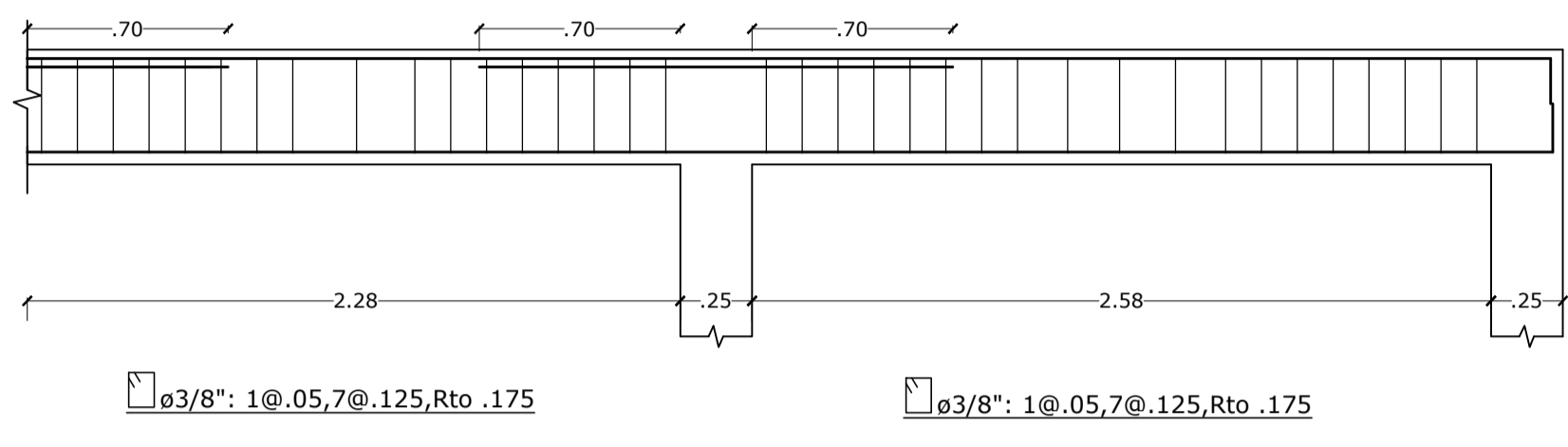
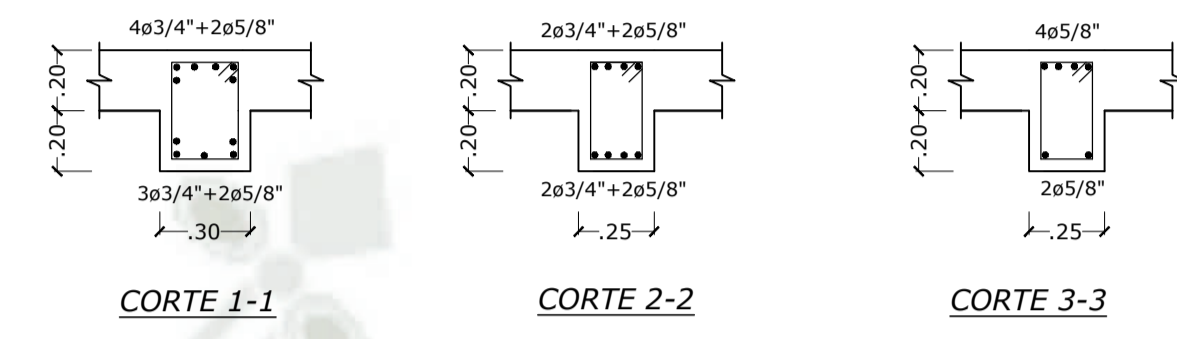
**ENCOFRADO SEXTO NIVEL**  
s/c = 200 kgf/m<sup>2</sup>.

<b>UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA</b>	
TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
TESISTAS:	- CCAMA CRUZ RONALD - LÓPEZ FLORES YUNIOR GUSTAVO
MODELO:	SISTEMA CONVENCIONAL
PLANO:	ESTRUCTURAS - ALIGERADOS
UBICACIÓN:	SELVA ALEGRE - AREQUIPA - AREQUIPA
FECHA:	AGOSTO-2021
ESCALA:	1/50
<b>E-3</b>	

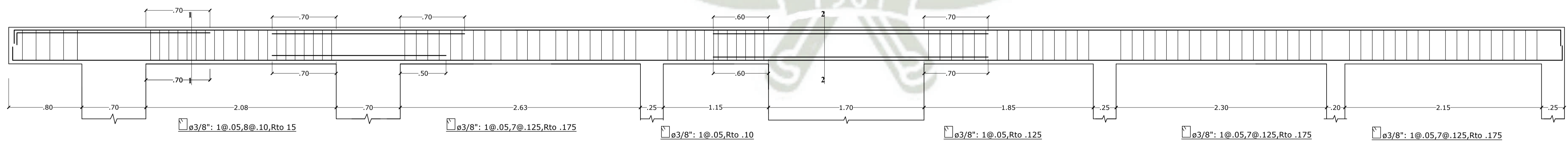
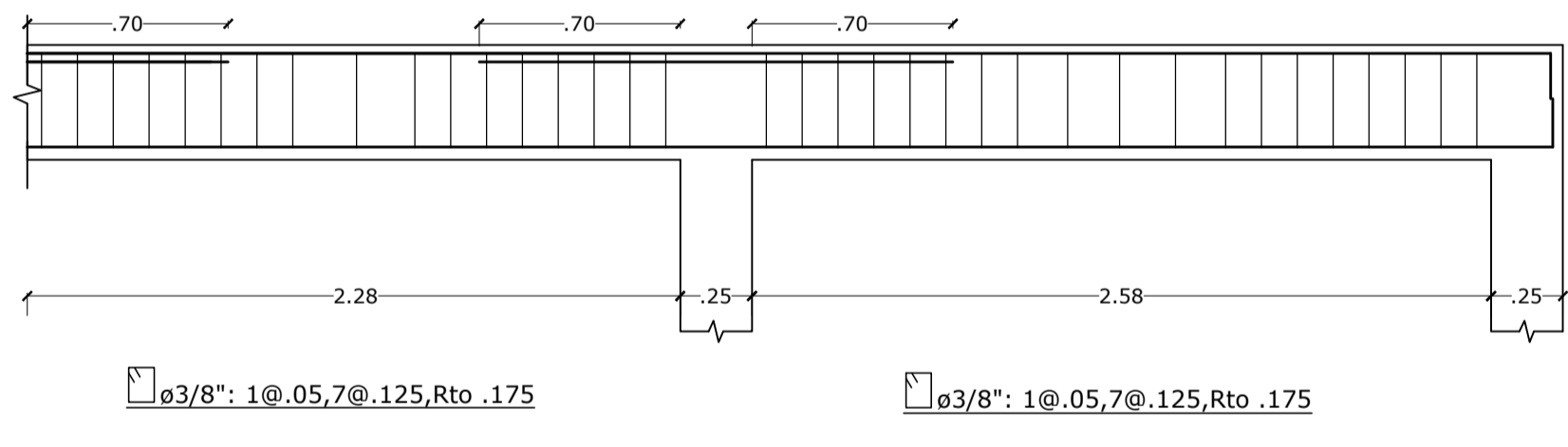
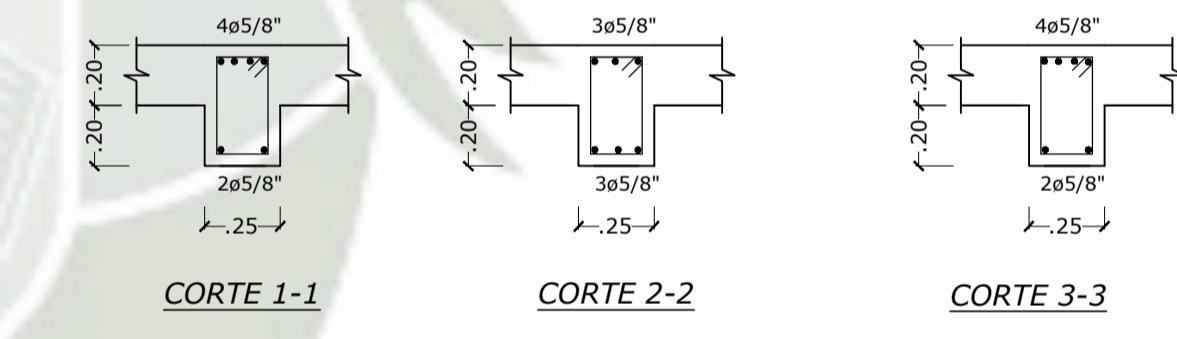




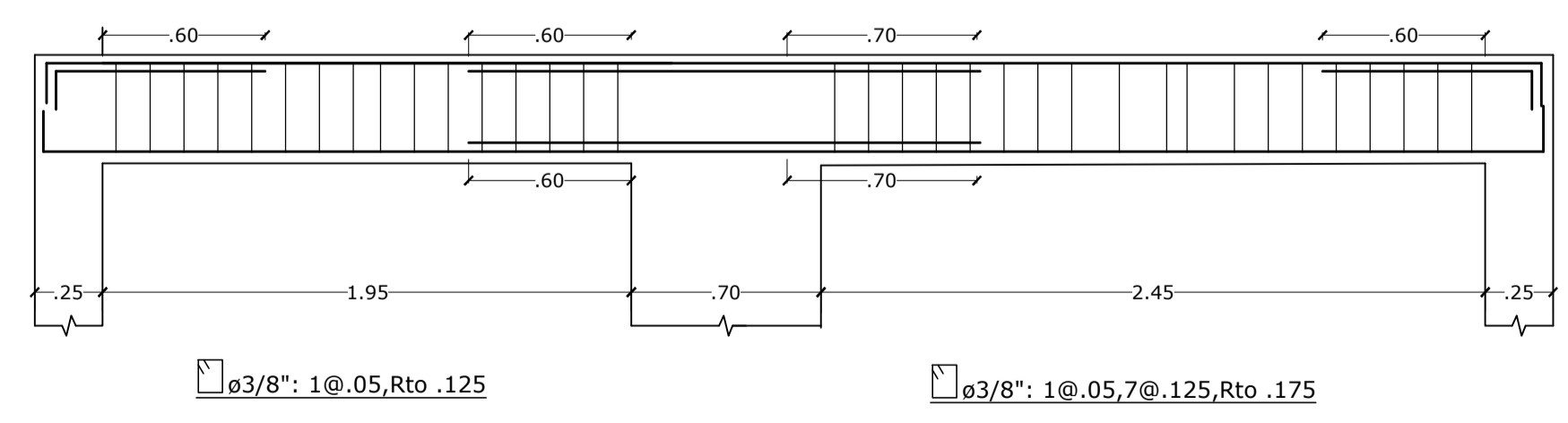
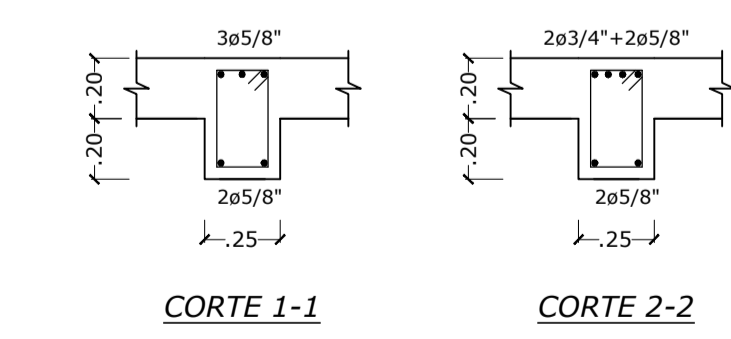
VIGA V-9 (.30-.25x.40)



VIGA V-10 (.25x.40)



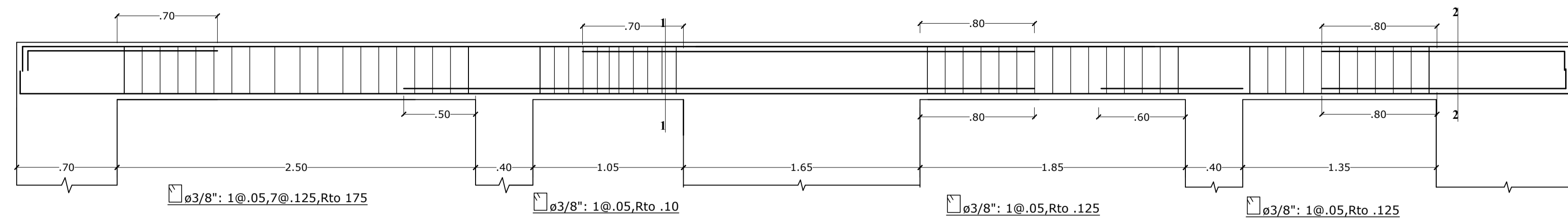
VIGA V-11 (.25x.40)



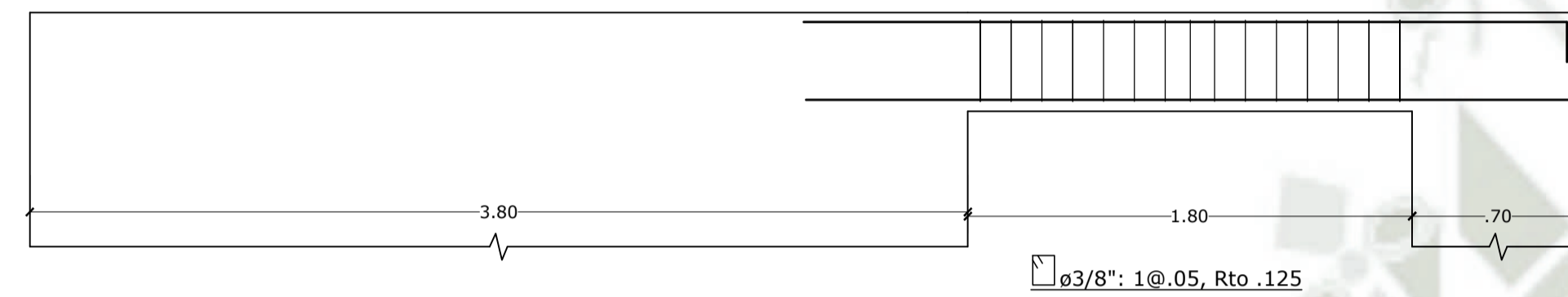
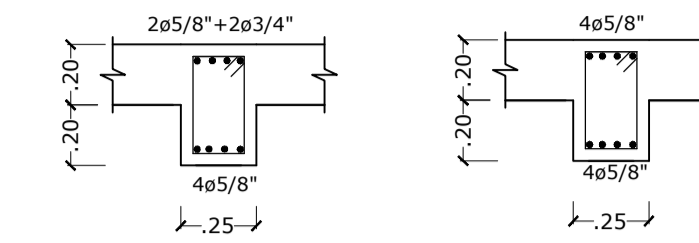
VIGA V-13 (.25x.40)

<b>UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA</b>	
TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
TESISTAS:	- CCAMA CRUZ RONALD - LÓPEZ FLORES YUNIOR GUSTAVO
MODELO:	SISTEMA CONVENCIONAL
PLANO:	ESTRUCTURAS - DETALLES DE VIGAS SISMORRESISTENTES
UBICACIÓN:	SELVA ALEGRE - AREQUIPA - AREQUIPA
FECHA:	AGOSTO-2021
ESCALA:	1/50

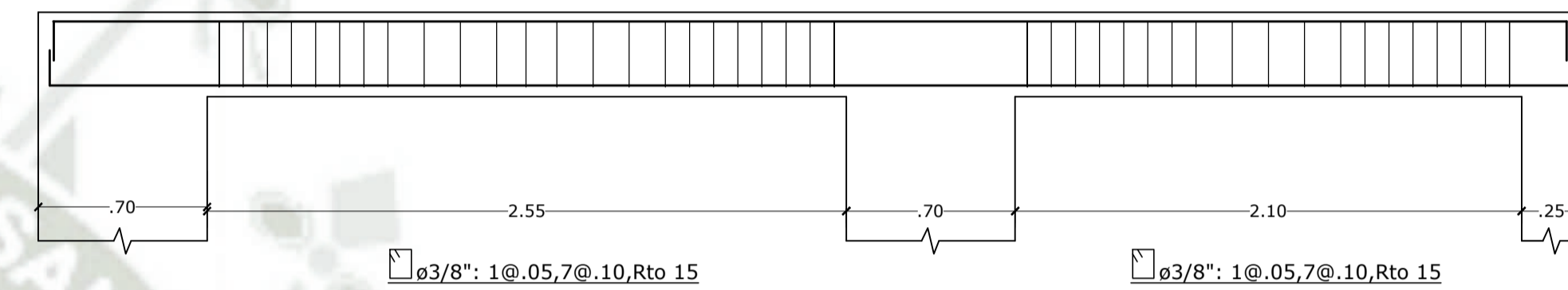




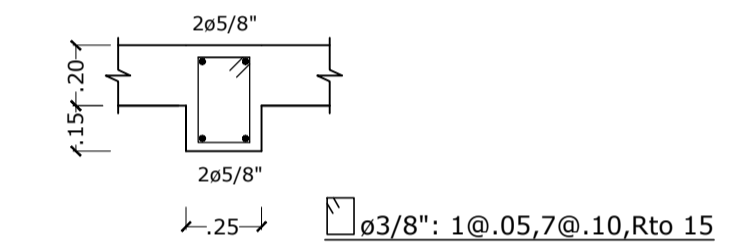
VIGA V-12 (.25x.40)



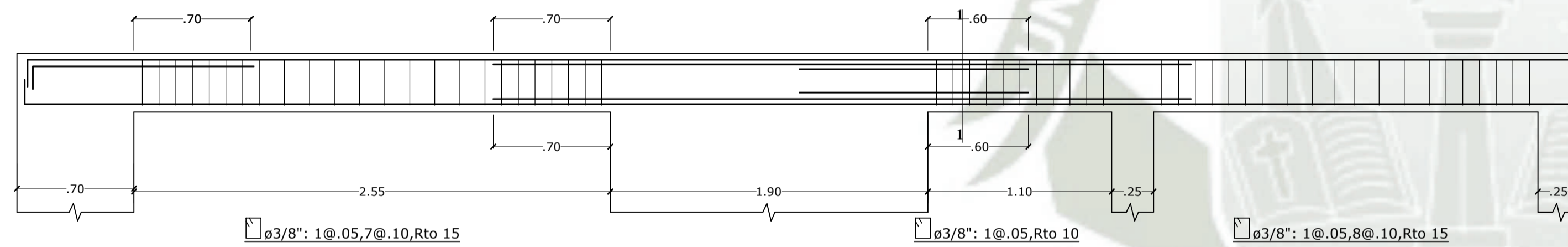
VIGA V-1 (.25x.40)



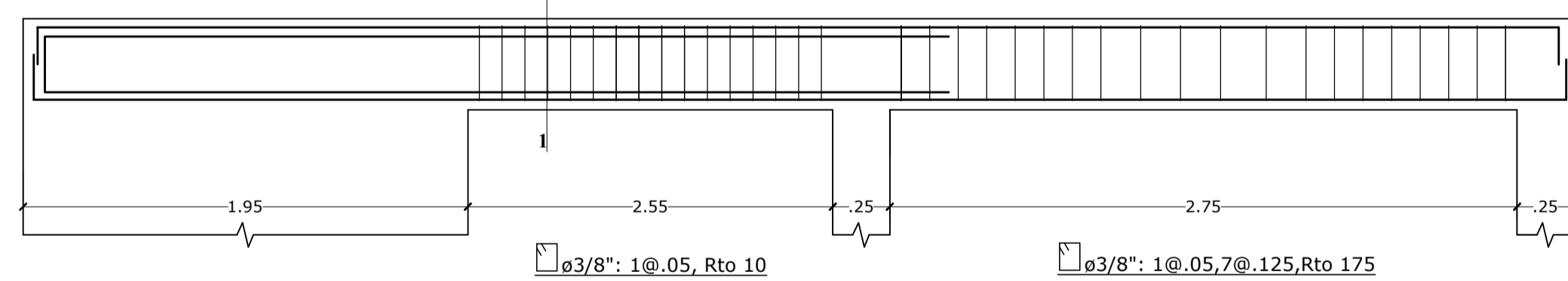
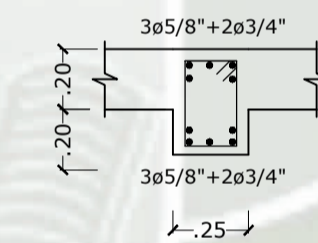
VIGA V-2 (.25x.35)



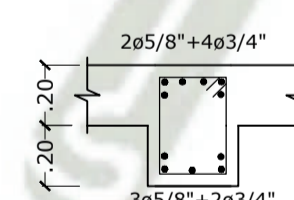
VIGA V-2,3,4,5,7 (.25x.35)



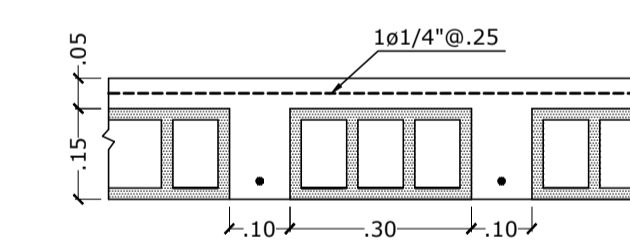
VIGA V-6 (.25x.35)



VIGA V-8 (.30-.25x.40)

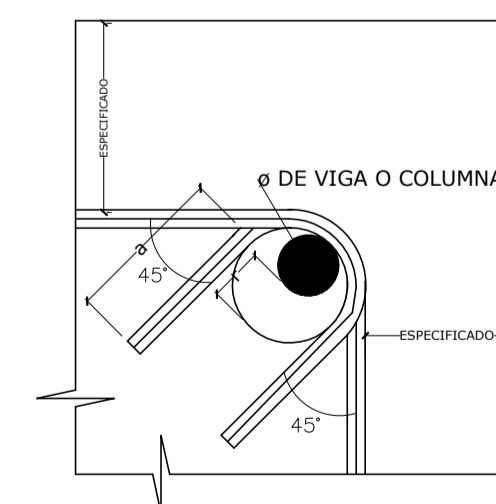


CORTE 1-1



DETALLE ALIGERADO

h = .20m  
ESC: 1/25

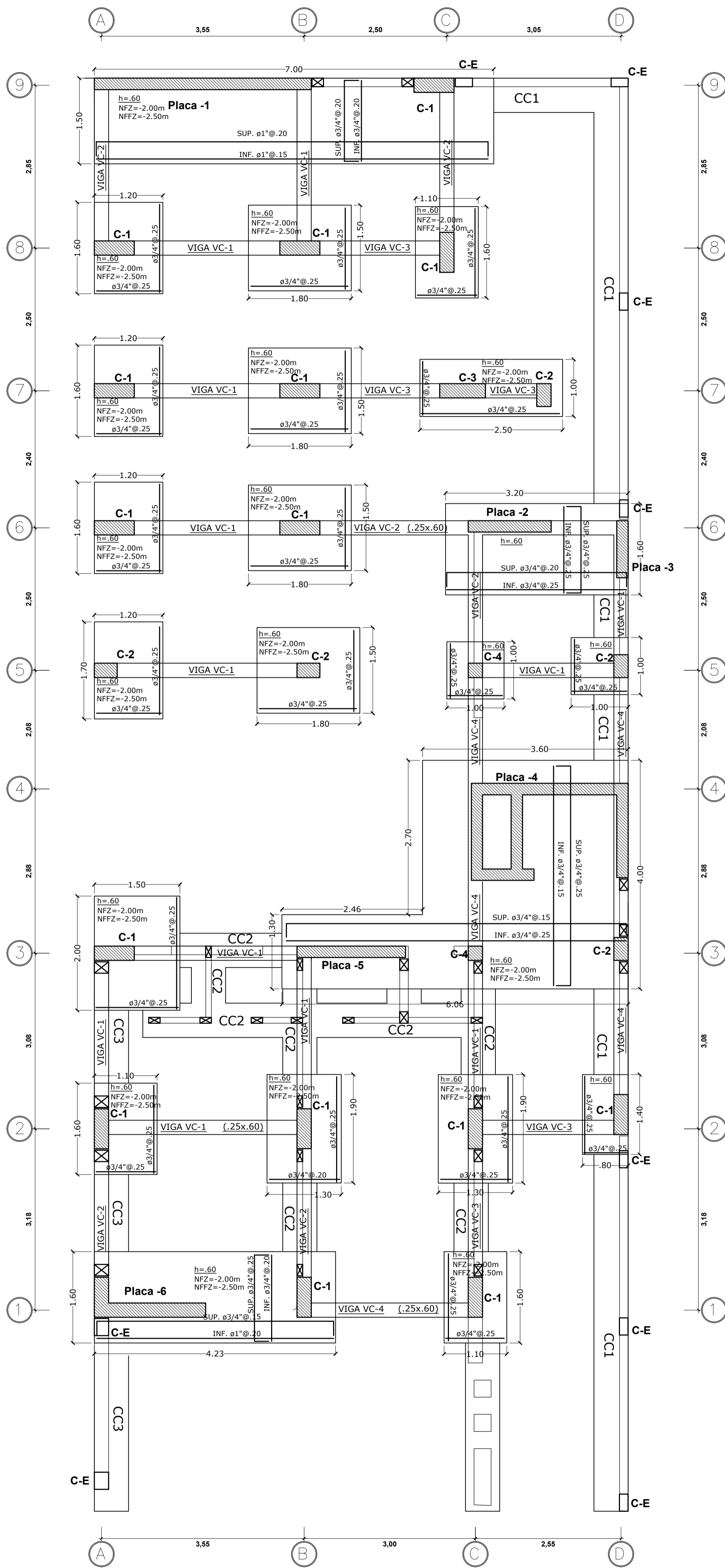


DETALLE DOBLADO ESTRIBOS EN COLUMNAS O VIGAS

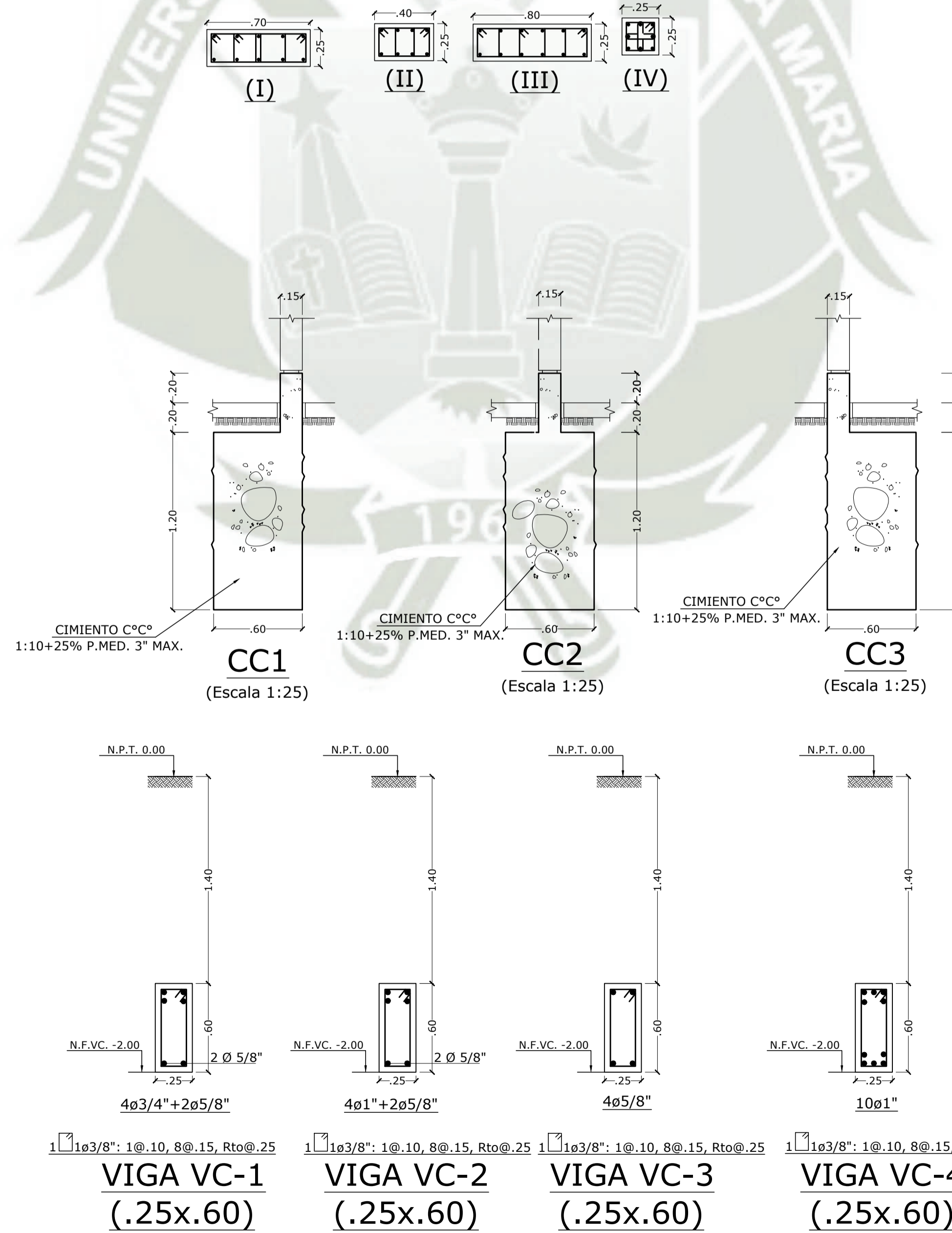
Ø	r	a
6mm	2cm	7.5cm
8mm	2.5cm	8cm
1/4"	2cm	7.5cm
3/8"	3cm	8cm

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA		
TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL		
TESISTAS:	- CCAMA CRUZ RONALD - LÓPEZ FLORES YUNIOR GUSTAVO	
MODELO:	SISTEMA CONVENCIONAL	
PLANO:	ESTRUCTURAS - DETALLES DE VIGAS SISMORRESISTENTES	
UBICACIÓN:	SELVA ALEGRE - AREQUIPA - AREQUIPA	
FECHA:	AGOSTO-2021	ESCALA: 1/50





CUADRO DE COLUMNAS					
NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4	CE
1°	.70x.25 10ø5/8" 3[]ø3/8",7@.10 rto@.25, c/ext. (I)	.40x.25 8ø5/8" 2[]ø3/8",7@.10 rto@.25, c/ext. (II)	.80x.25 12ø5/8" 3[]ø3/8"8@.10 rto@.25, c/ext. (III)	.25x.25 8ø5/8" 1[]ø3/8",5@.10 rto@.25, c/ext. (IV)	.15x.30 4ø1/2" 1[]ø3/8"1@.05 4@.10,rto@25 (V)
2°	.70x.25 10ø5/8" 3[]ø3/8",7@.10 rto@.25, c/ext. (I)	.40x.25 8ø5/8" 2[]ø3/8",7@.10 rto@.25, c/ext. (II)	.80x.25 12ø5/8" 3[]ø3/8"8@.10 rto@.25, c/ext. (III)	.25x.25 8ø5/8" 1[]ø3/8",5@.10 rto@.25, c/ext. (IV)	---
3°	.70x.25 10ø5/8" 3[]ø3/8",7@.10 rto@.25, c/ext. (I)	.40x.25 8ø5/8" 2[]ø3/8",7@.10 rto@.25, c/ext. (II)	.80x.25 12ø5/8" 3[]ø3/8"8@.10 rto@.25, c/ext. (III)	.25x.25 8ø5/8" 1[]ø3/8",5@.10 rto@.25, c/ext. (IV)	---
4°	.70x.25 10ø5/8" 3[]ø3/8",7@.10 rto@.25, c/ext. (I)	.40x.25 8ø5/8" 2[]ø3/8",7@.10 rto@.25, c/ext. (II)	.80x.25 12ø5/8" 3[]ø3/8"8@.10 rto@.25, c/ext. (III)	.25x.25 8ø5/8" 1[]ø3/8",5@.10 rto@.25, c/ext. (IV)	---
5°	.70x.25 10ø5/8" 3[]ø3/8",7@.10 rto@.25, c/ext. (I)	.40x.25 8ø5/8" 2[]ø3/8",7@.10 rto@.25, c/ext. (II)	.80x.25 12ø5/8" 3[]ø3/8"8@.10 rto@.25, c/ext. (III)	.25x.25 8ø5/8" 1[]ø3/8",5@.10 rto@.25, c/ext. (IV)	---
6°	.70x.25 10ø5/8" 3[]ø3/8",7@.10 rto@.25, c/ext. (I)	.40x.25 8ø5/8" 2[]ø3/8",7@.10 rto@.25, c/ext. (II)	.80x.25 12ø5/8" 3[]ø3/8"8@.10 rto@.25, c/ext. (III)	.25x.25 8ø5/8" 1[]ø3/8",5@.10 rto@.25, c/ext. (IV)	---



**INFORMACIÓN DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE CON ISE**

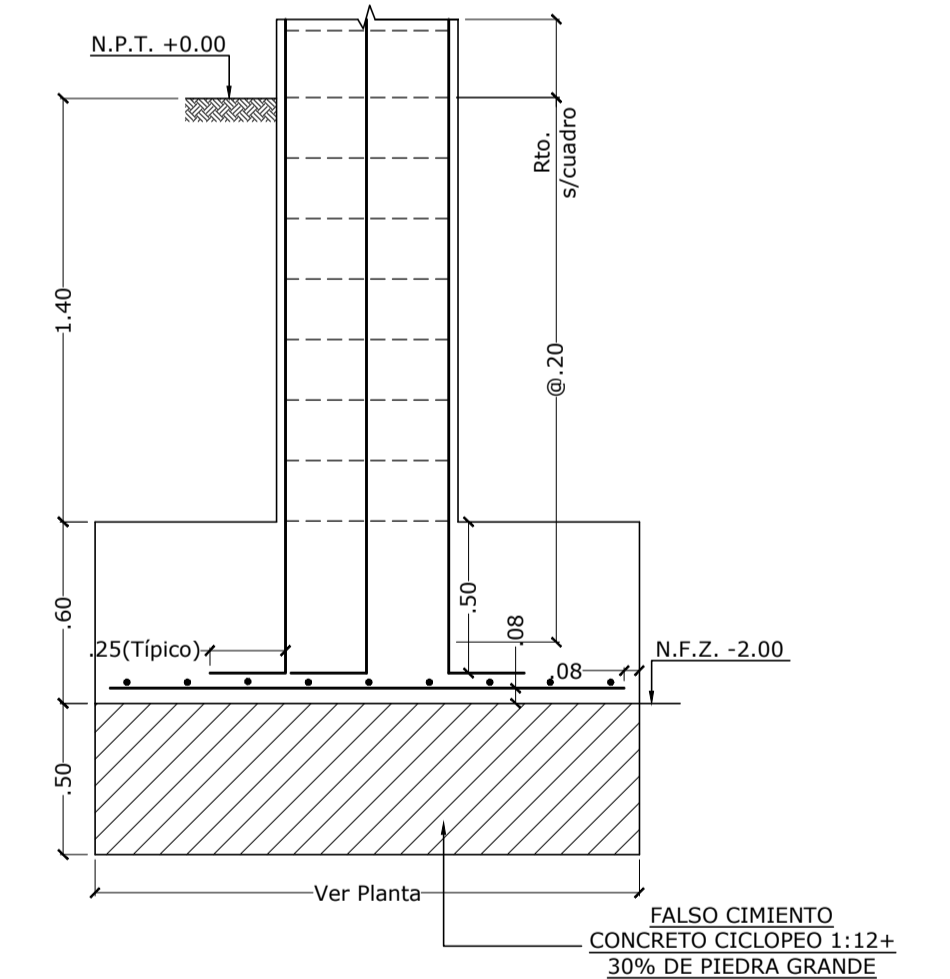
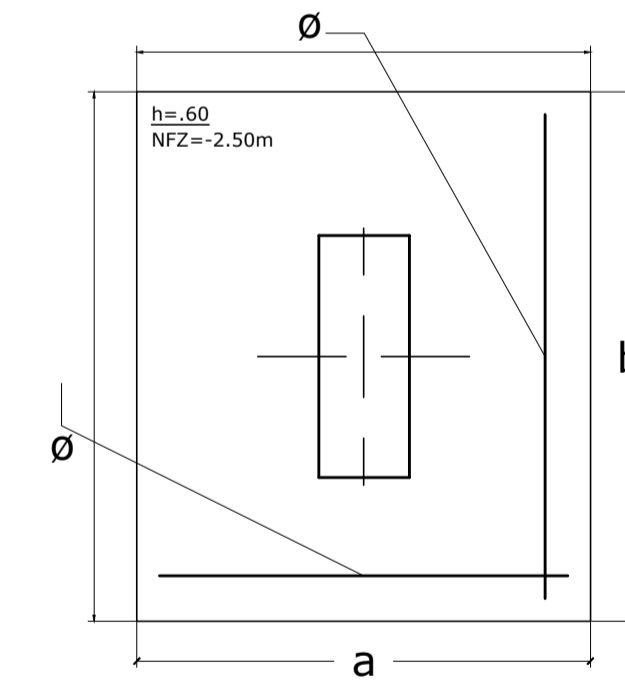
**DIRECCIÓN:**  
 Período Fundamental:  $T_x = 0.492 s$   $T_y = 0.579 s$   
 Sistema Estructural: Muros Estructurales  $RO_x = 6$   $RO_y = 6$   
 - Irregularidad en planta  $I_p = 0.9$   
 - Irregularidad en altura  $I_a = 1.0$   
 Coeficiente de Reducción:  $R_x = 5.4$   $R_y = 5.4$   
 Fuerza cortante de diseño:  $V_x = 177.5 tonf$   $V_y = 177.5 tonf$   
 Desplazamiento máximo del último nivel:  $\Delta x = 10.28 cm$   $\Delta y = 10.17 cm$   
 Desplazamiento máximo relativo:  $\Delta r_x = 0.0067$   $\Delta r_y = 0.0069$

**Parámetros sísmicos:**  
 Factor de zona (z): Zona 3,  $Z = 0.35$   
 Factor de sitio (s): Suelo Intermedio  $S_2 = 1.15$   
 Factor de uso (U): Edificación común  $U = 1.0$

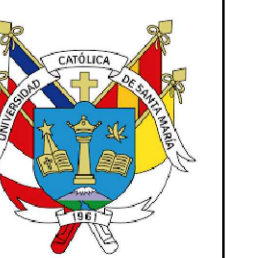
**ESPECIFICACIONES GENERALES**  
 $f'c = 210 kg/cm^2$  (Elementos de Concreto Armado)  
 $f'y = 4200 kg/cm^2$   
 S/C= indicadas  
 $\sigma_t = 2.35 kgf/cm^2$  (Ver Estudio de Suelos)  
 $D_f = 2.50m$  (Ver Estudio de Suelos)

**Recubrimientos**  
 Columnas - Vigas = 4.0cm  
 Columnas en Muros de Albañilería = 2.5cm  
 Aligerado- Losas - Vigas chatas = 2.0cm  
 Zapatas = 8.0cm

**Albañilería**  
 $f'm = 65 kg/cm^2$   
 Unidad de albañilería: Sólido, Tipo IV Industrializado.  
 Tipo de mortero = 1:4 (Cemento:Arena)



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
TESISTAS:	- CCAMA CRUZ RONALD - LÓPEZ FLORES YUNIOR GUSTAVO
MODELO:	SISTEMA CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
PLANO:	ESTRUCTURAS - DETALLES DE MUROS CON ISE CON VARIACIÓN EN SU REFUERZO.
UBICACIÓN:	SELVA ALEGRE - AREQUIPA
FECHA:	AGOSTO-2021
ESCALA:	1/50





**HERBER FERNANDO CALLA ARANDA**  
**INGENIERO CIVIL – C.I.P 48620**  
SEGUNDA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA SISMO RESISTENTE UNI-CISMID

---



# ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

**PROYECTO:**

**EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR  
DE 6 NIVELES**

**Solicita : Sami Engineering S.A.C.**

**Ubicación:**

**Av. Roosevelt N°801, Sub-Lote 1A, Gráficos  
Distrito Alto Selva Alegre  
Arequipa**

**FEBRERO DEL 2019**

## INFORME DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

### 1- MEMORIA DESCRIPTIVA

El presente estudio corresponde a las características que presenta el suelo de la zona donde se realizara *La Construcción del Edificio de Vivienda Multifamiliar de 6 niveles*, el cual se encuentra ubicado en la Av. Roosevelt N° 801, Sub Lote 1ª, Gráficos, Distrito de Alto Selva Alegre, Provincia y Departamento de Arequipa.

### 2- INFORMACION PREVIA

El proyecto contempla la construcción de una edificación de 6 niveles, cuya estructuración se trata de un sistema básicamente en albañilería confinada – aporticado con la presencia de muros de corte.

*El objetivo del presente estudio es determinar la capacidad portante admisible del suelo, de tal forma de poder realizar el análisis estructural y diseño de los diferentes elementos estructurales según lo establecido en la Norma Peruana.*

Conforme a las muestras extraídas in situ, con la finalidad de determinar las propiedades físicas y mecánicas; de acuerdo a los requisitos exigidos por la Norma Técnica E-50 Reglamentarios de los Análisis de Mecánica de Suelos.

### 3- ENSAYOS DE LABORATORIO

En el Laboratorio, se han realizado los ensayos: de Densidad Natural, Peso Volumétrico, análisis granulométrico, gravedad específica, densidad Máxima y Mínima, finalmente el ensayo de corte directo, con lo cual se obtiene los parámetros de resistencia, permitiendo mediante la aplicación de la Ecuaciones de *Terzaghi*, para determinar la capacidad de carga admisible para el suelo en mención. Así mismo se va aplicar las ecuaciones generales en base a los factores propuestos por *Meyerhof* ( 1963 ).

### 4- PERFIL DEL SUELO

Se ha realizado una calicata representativa, encontrándose en la parte superior, suelo de cultivo, arena limosa SM una profundidad de 1.30m a 1.50m, luego se presenta un estrato compuesto por grava limosa GRAVA LIMOSA, compacto cementado alcanzando una profundidad mas 3.00m, presentándose piedra mediana. En relación a este estrato se determina la capacidad portante admisible.

No se encuentra la presencia de nivel freático ni arcillas

**La capacidad portante admisible es en relación a la GM.**

### 5- CALCULO DE LA CARGA ADMISIBLE

La **Capacidad de Carga Admisible** ( $\sigma_1$ ) en una cimentación es aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo además, un margen de seguridad dado por el llamado coeficiente de seguridad adoptado.

La carga admisible no depende únicamente de las características físicas del terreno, sino de la profundidad de desplante, del tipo de fundación y dimensiones según el sistema estructural planteado y del coeficiente de seguridad que se adopte.

**5.1.- Según el Dr. Terzaghi plantea las siguientes ecuaciones, según el tipo de falla, para determinar la capacidad de carga límite (qd).**

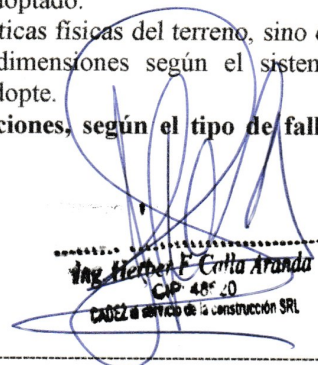
Datos :

$$c = 0$$

$$\gamma = (\text{Peso Volumétrico del Suelo})$$

$$Z = (\text{Profundidad de desplante de la cimentación})$$

$$B = (\text{Ancho de la zapata cuadrada})$$

  
Ing. Herber F. Calla Aranda  
CIP 48620  
CADEZ al servicio de la construcción SRL

Para  $\sigma$  = (Angulo de Rozamiento) tenemos los factores de capacidad de carga:  
 $N_c, N_q, N_w$   
 $N_c', N_q', N'w$

- a) *Para Zapatas Cuadradas y Corte General*  
 $q_u = 1.3 c \cdot N_c + \gamma \cdot Z \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_w$
- b) *Para Zapatas Cuadradas y Corte Local o Punzonamiento*  
 $q_u = 1.3 c' \cdot N_c' + \gamma \cdot Z \cdot N_q' + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'w$
- c) *Para Cimientos Corridos y Corte General*  
 $q_u = c \cdot N_c + \gamma \cdot Z \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_w$
- d) *Para Cimientos Corridos Corte Local o Punzonamiento*  
 $q_u = c' \cdot N_c' + \gamma \cdot Z \cdot N_q' + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N'w$

Con los datos anteriores podemos determinar la Capacidad de Carga Admisible ( $\sigma$ ) con un factor de seguridad de 3.

5.2.- Según el Meyerhof plantea las siguientes ecuación general , para determinar la capacidad de carga límite ( $q_u$ ).

$$q_u = c N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Donde:  
 $c$  = cohesión.  
 $q$  = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación .  
 $\gamma$  = peso específico del suelo.  
 $B$  = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular).  
 $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = factores de forma.  
 $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = factores de profundidad.  
 $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  = factores de inclinación de la carga.  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga.

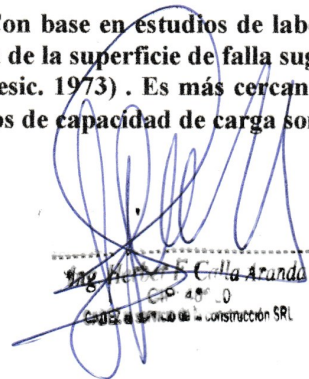
Los factores de forma, profundidad e inclinación de carga son factores empíricos basados en datos experimentales.

**FACTORES DE LA CAPACIDAD DE CARGA** .- Con base en estudios de laboratorio y campo sobre capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla sugerida por Terzaghi parece ahora ser correcta sin embargo ( Vesic. 1973) . Es más cercano a  $(45^\circ + \phi/2)$  que a  $\phi$  . Si se acepta el cambio los valores nuevos de capacidad de carga son:

$$N_q = \tan^2 (45 + \phi/2) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$



Herber Fernando Calla Aranda  
 C.I.P. 48620  
 Segundo Especialidad en Ingeniería Sismo Resistente SRI

### FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACION

Las relaciones para los factores de *forma, profundidad e inclinación* recomendadas para usar se muestran:

#### FORMA <sup>a</sup>

$$F_{cs} = 1 + (B.Nq)/(L.Nc) \quad \text{De Beer (1970)}$$

$$F_{qs} = 1 + (B/L) \cdot \tan \phi \quad \text{Hansen (1970)}$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 B/L$$

Donde L = longitud de la cimentación  
(L > B)

#### PROFUNDIDAD <sup>b</sup>

**Condición (a): ( $D_f/B \leq 1$ )** **Hansen (1970)**

$$F_{cd} = 1 + 0.4 D_f/B$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 D_f/B$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

**Condición (b): ( $D_f/B > 1$ )**

$$F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} (D_f/B)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} (D_f/B)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

#### INCLINACION

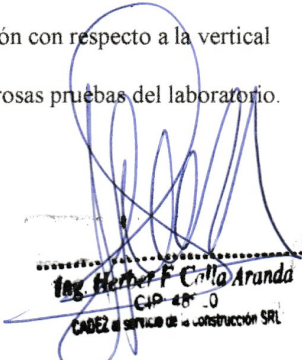
$$F_{ci} = F_{qi} = (1 - \beta^\circ/90^\circ)^2 \quad \text{Meyerghof (1963)}$$

$$F_{\gamma i} = (1 - \beta^\circ/\phi)^2 \quad \text{Hanna Meyerghof (1981)}$$

Donde  $\beta$  = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical

(a) Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas del laboratorio.

(b) El factor  $\tan^{-1} (D_f/B)$  está en radianes



Ing. Herber F. Calla Aranda  
C.I.P. 48620  
CADEZ al servicio de la construcción S.R.L.

**EFFECTO DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO.-**

Para tomar en cuenta la compresibilidad del suelo, **Vesic (1973)** propuso la siguiente modificación a la ecuación.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{cc} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qc} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma c} \quad (11)$$

**$F_{cc}$ ,  $F_{qc}$ ,  $F_{\gamma c}$  = Factores de compresibilidad del suelo.**

Para calcular estos factores se debe darse los siguientes pasos:

1. Calculo del índice de rigidez,  $I_r$ , del suelo a una profundidad aproximadamente  $B/2$  por debajo del fondo de la cimentación.

$$I_r = \frac{G}{C + q' \tan \phi}$$

Donde:

$G$  = Modulo cortante del suelo

$q'$  = Presión efectiva de sobrecarga de una profundidad de  $D_f + B/2$

$c$  = cohesión

2. El índice de rigidez critico,  $I_{r(cr)}$ , se expresa como:

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} \{ \exp [(3.30 - 0.45 (B/L)) \cot (45 - \phi/2)] \}$$

Las variaciones de  $I_{r(cr)}$  para  $B/L = 0$  y  $B/L = 1$  se muestran en la tabla 4.

3. Si  $I_r \geq I_{r(cr)}$ , entonces

$$F_{cc} = F_{qc} = F_{\gamma c} = 1$$

Sin embargo, si  $I_r \leq I_{r(cr)}$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp \{ (-4.4 + 0.6 B/L) \tan \phi + [(3.07 \sin \phi) (\log 2I_r) / (1 + \sin \phi)] \}$$

Para  $\phi = 0$ ,

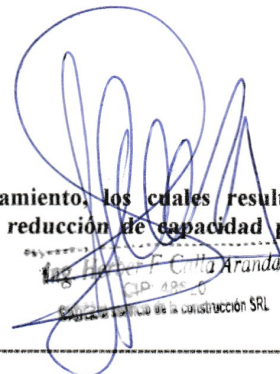
$$F_{cc} = 0.32 + 0.12 B/L + 0.06 \log I_r$$

Para  $\phi > 0$ ,

$$F_{cc} = F_{qc} - ((1 - F_{qc}) / (N_q \tan \phi))$$

**Observación:**

Se ha verificado la reducción de capacidad portante por asentamiento, los cuales resultan asentamientos menores de 2.5cm. Por lo tanto no se ha realizado reducción de capacidad por asentamiento.

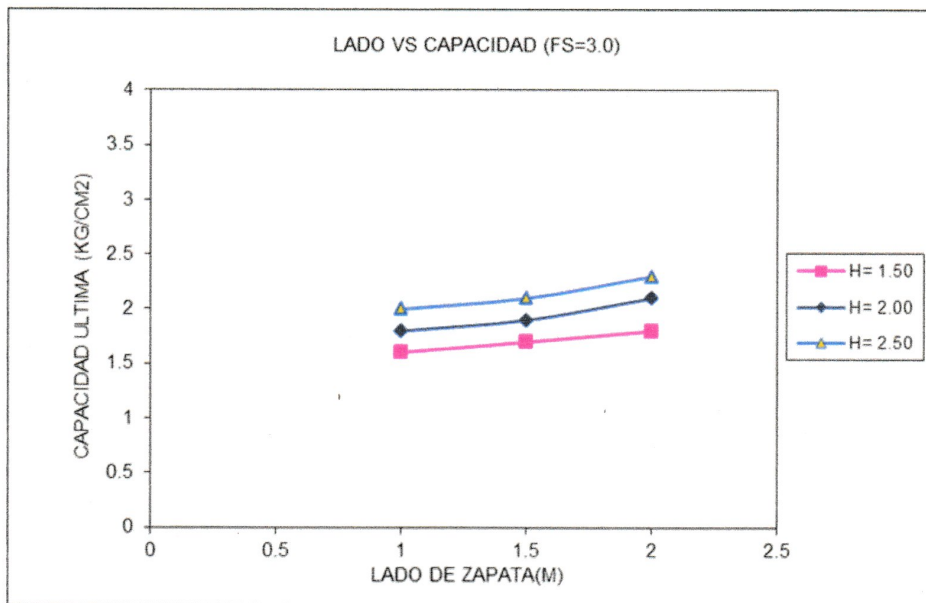
  
Herber Fernando Calla Aranda  
C.I.P. 48620  
Especialidad en Ingeniería de la Construcción SRL

**DE LOS RESULTADOS POR TERZAGHI. Según los resultados del laboratorio.**

**CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS CUADRADAS**

lado	CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm <sup>2</sup> ) H= 1.50	CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm <sup>2</sup> ) H= 2.00	CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm <sup>2</sup> ) H= 2.50
1	1.6	1.8	2
1.5	1.7	1.9	2.25
2	1.8	2.1	2.35

**TABLA 1 VARIACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE SEGÚN LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE Y LADO DE ZAPATA**



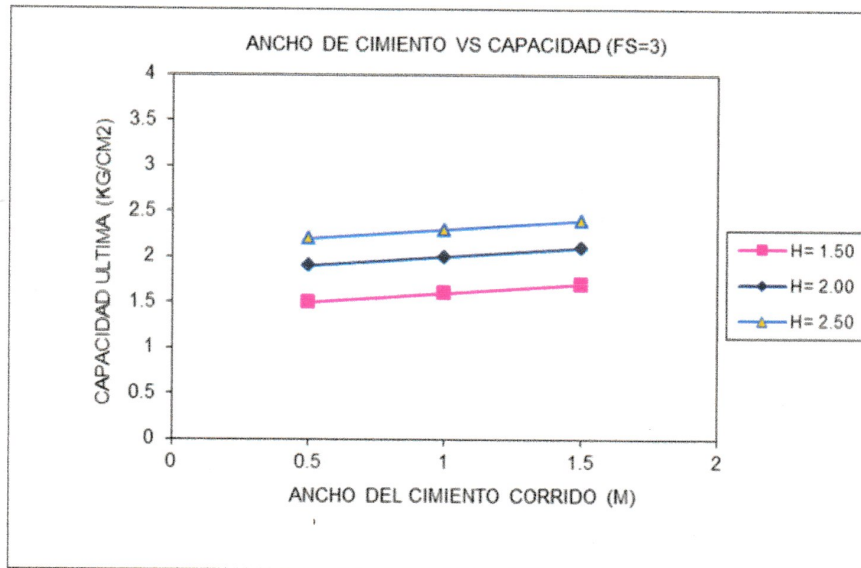
**FIGURA 1. GRAFICA DE VARIACION DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE SEGÚN LA PROFUNDIDAD Y LADO DE ZAPATA**

*Herber F. Calla Aranda*  
CIP: 48620  
CARGA ALBERTO DE LA CONSTRUCCION SRL

**CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS CORRIDAS**

ANCHO(m)	CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm2) H= 1.50	CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm2) H= 2.00	CAPACIDAD PORTANTE (kg/cm2) H= 2.50
0.5	1.5	1.9	2.2
1	1.6	2	2.3
1.5	1.7	2.1	2.45

**TABLA 2 VARIACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE SEGÚN LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE Y ANCHO DE ZAPATA CORRIDA**



**FIGURA 2. GRAFICA DE VARIACION DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE SEGÚN LA PROFUNDIDAD Y ANCHO DE LA ZAPATA CORRIDA**

ESTOS RESULTADOS SE VERIFICARON CON LAS FORMULAS PROPUESTAS POR MEYERHOF, CONSIDERANDO EL EFECTO DE COMPRESIBILIDAD DEL SUELO.

*(Handwritten signature)*  
**Ing. Herber F. Calla Aranda**  
 CIP 48620  
 Oficina Particular de la Construcción SRL

6- CALCULO DE LOS ASENTAMIENTOS.- Los asentamientos elásticos en los suelos se puede determinar mediante la siguiente relación ( Harr 1966).

$$\text{FORMULA : } S_i = \frac{qB (1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

SIMBOLOGIA : $S_i$	=	ASENTAMIENTO PROBABLE (cm)
$\mu$	=	RELACION DE POISSON ( - )
$E_s$	=	MODULO DE ELASTICIDAD (ton/m <sup>2</sup> )
$I_f$	=	FACTOR DE FORMA (cm/m)
$q$	=	PRESION DE TRABAJO (ton/m <sup>2</sup> )
$B$	=	ANCHO DE LA CIMENTACIÓN (m)

En edificaciones típicas se requiere que la distorsión angular no sea mayor de 1/300 , que corresponde a un asentamiento máximo de 1.5pug. Aproximadamente. LOS RESULTADOS DAN VALORES DE ASENTAMIENTO MUCHO MENORES.

VERIFICACION POR ASENTAMIENTOS

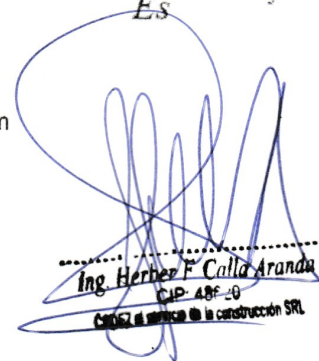
VERIFICACION POR ASENTAMIENTOS

SEGÚN EL DR. TERZAGHI

$q$	50	PRESION DE TRABAJO (TON /M2)
$B$	2	ANCHO DE LA CIMENTACION (M)
$u$	0.3	MODULO DE POISSON
$I_f$	120	FACTOR DE FORMA (CM/M)
$E_s$	10000	MODULO DE ELASTISIDAD (TN/M2)
$S_i$		ASENTAMIENTO EN CM

$$\text{FORMULA : } S_i = \frac{qB (1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

$S_i = 1.11 \text{ Cm}$

  
Ing. Herber F. Calla Aranda  
C.I.P. 48620  
Cálculo de estructuras de construcción S.R.L.

**Observaciones y Recomendaciones.**

- 1.- Las tabla 1-2 y figuras 1-2 muestra la variación de la capacidad de carga admisible para una zapata cuadrada aislada y zapata corrida respectivamente.
- 2.- Los cuadros y figuras muestran la variación de la capacidad de carga admisible el cual resulta dividiendo la capacidad de carga limite (qd) por el factor de seguridad.
- 3.- Las cargas aplicadas para definir el dimensionamiento de la cimentación se realiza con cargas sin amplificar puesto que la capacidad de carga admisible se ha determinado con un factor de seguridad de 3.

**Edificación de 6 NIVELES**

La capacidad portante admisible según el nivel natural del terreno es:

$$Df = 2.00m \text{ (mínimo)} \quad (\sigma_t) = 2.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$Df = 2.50m \quad (\sigma_t) = 2.35 \text{ kg/cm}^2$$

Se recomienda zapatas aisladas y zapatas corridas con vigas de cimentación.

**CERCO Y TABIQUES**

PARA MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA CIMIENTOS CORRIDOS:

$$Df = 1.50m \quad (\sigma_t) = 1.60 \text{ kg/cm}^2$$

- 4.- Para el diseño en concreto armado ver Norma E-060, diseño en rotura, considerando los factores de amplificación de carga según la Normas (E-020) y la Norma de Diseño Sismorresistente (E-030).
- 5.- Los parámetros de suelo tipo  $S_2$  **Suelos Intermedios, a este tipo le corresponde suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte entre 180m/s y 500m/s.** Para el análisis sismo  $Z = 0.35$  (distrito Alto Selva Alegre) con un valor  $S = 1.15$ , y un  $T_p = 0.6$  (s) ;  $T_L = 2$  (s).
- 6.- Según las muestra y excavación de calicata no se encuentra presencia de arcillas y no hay presencia de nivel freático. Así mismo las sales y sulfatos son despreciables, usar cemento tipo IP.
7. SE RECOMIENDA que todos los rellenos a realizar según el proyecto, se realice con material tipo base que debe cumplir los siguientes requerimientos granulométricos, los cuales deberán ser compactados al 95 % del P.M. Se deberá de eliminar suelo de cultivo y la arena limosa.

TAMIZ	GRADACIÓN QUE PASA EN PESO	
	GRADACIÓN TIPO "A"	GRADACIÓN TIPO "B"
50mm (2")	100%	100%
25mm (1")	0%	75 - 95%
9.5mm(3/8")	30 - 65 %	40 - 75 %
4.75mm(Nº4)	25 - 55 %	30 - 60 %
2mm(Nº10)	15 - 40 %	20 - 45 %
4.25um (Nº40)	8 - 20 %	15 - 30 %
75um(Nº200)	2 - 8 %	5 - 15%

*(Handwritten signature)*  
**Ing. Herber F. Calla Aranda**  
 C.I.P. 48620  
 C.O.E.Z. al servicio de la construcción S.R.L.



**UBICACIÓN DE CALICATA C-01**

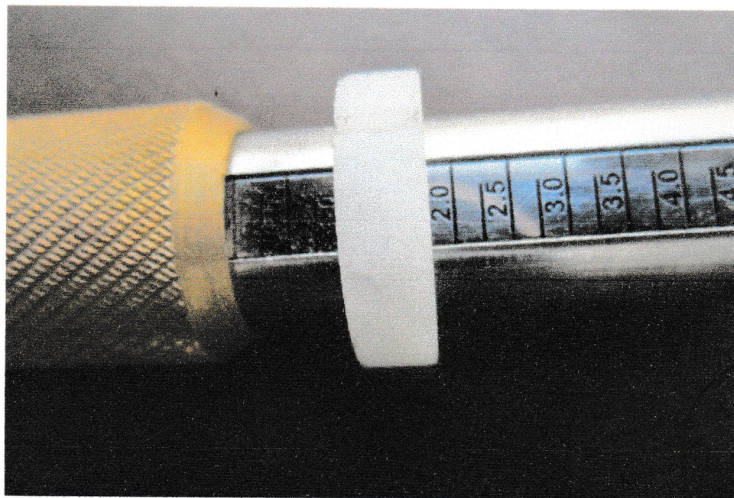


**UBICACIÓN DE CALICATA C-02**

*[Handwritten signature]*  
**Herber F. Calla Aranda**  
C.I.P. 48620  
Especialista en Ingeniería Sismo Resistente SRI



Densidad natural del orden de 1.82 gr/cm<sup>3</sup> (determinado con el cono de arena)



Verificación de la capacidad portante admisible con el penetrometro nos da valores promedio de 2kg/cm<sup>2</sup>  
**TOMA DE MUESTRAS**

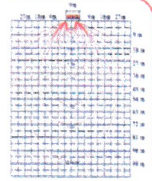
**CALICATA C-01  
REPRESENTATIVA**

*Herber P. Calla Aranda*  
C.I.P. 48620  
INGENIERO CIVIL EN LA CONSTRUCCION S.R.L.

**HERBER FERNANDO CALLA ARANDA**  
**INGENIERO CIVIL – C.I.P 48620**  
SEGUNDA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA SISMO RESISTENTE UNI-CISMID

---

## **RESULTADOS DEL LABORATORIO**



**DENSIDAD MÁXIMA Y MÍNIMA - NORMA ASTM D 2049**

**PROYECTO :** EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES

**SOLICITA :** Sami Engineering S.A.C.

**CALICATA:** C-01

**MUESTRA:** M-01 H= 2.5 M

**FECHA :** FEBRERO DEL 2019

**UBICACIÓN :** Av. Roosevelt N°801, Sub-Lote 1A, Gráficos  
DISTRITO ALTO SELVA ALEGRE - AREQUIPA

DENSIDAD MÍNIMA			
ENSAYO N°	1	2	3
PESO MOLDE (g)	4217.00	4217.00	4217.00
PESO MOLDE + SUELO (g)	5550.00	5554.00	5558.00
PESO SECO DE LA MUESTRA (g)	1333.00	1337.00	1341.00
VOLUMEN DE LA MUESTRA (cm <sup>3</sup> )	936.90	936.90	936.90
PESO ESPECIFICO ( g/cm <sup>3</sup> )	1.423	1.427	1.431

**DENSIDAD MÍNIMA** 1.427 gr/cm<sup>3</sup>

DENSIDAD MÁXIMA			
ENSAYO N°	1	2	3
PESO MOLDE (g)	4217.00	4217.00	4217.00
PESO MOLDE + SUELO (g)	6004.00	6003.00	6007.00
PESO SECO DE LA MUESTRA (g)	1787.00	1786.00	1790.00
VOLUMEN DE LA MUESTRA (cm <sup>3</sup> )	936.90	936.90	936.90
PESO ESPECIFICO ( g/cm <sup>3</sup> )	1.907	1.906	1.911

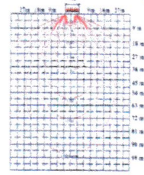
**DENSIDAD MÁXIMA** 1.908 gr/cm<sup>3</sup>

OBSERVACIONES: La muestra se tomaron en el lugar del proyecto.

*Ing. Herber F. Calla Aranda*  
CIP 4900  
CADEZ al servicio de la construcción SRL



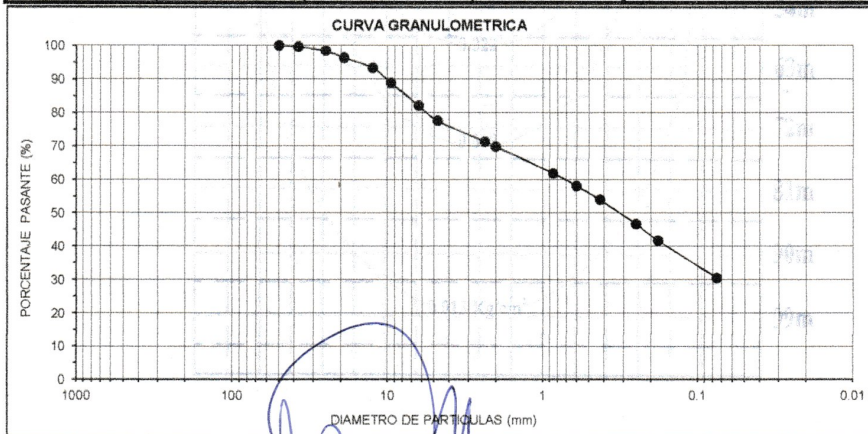
**ESTUDIO DE PROPIEDADES DE  
LOS MATERIALES - MECANICA DE SUELOS**  
Reforzamiento con fibra de carbono  
**HERBER FERNANDO CALLA ARANDA**  
INGENIERO CIVIL  
SEGUNDA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE UNI-CISMID




**ENSAYO GRANULOMÉTRICO MECÁNICO - NORMA ATM D 422**

SOLICITA : Sami Engineering S.A.C.  
 PROYECTO : EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES  
 MUESTRA : M-1 UBICACIÓN : Av. Roosevelt N°801, Sub-Lote 1A, Gráficos  
 CALICATA : C-1 H=1.20M FECHA : 10/02/2019 ALTO SELVA ALEGRE  
 AREQUIPA

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso retenido (g)	% Que pasa	Deciles - Coeficientes
3"	75.0			
2 1/2"	63.0			
2"	50.0		100.00	
1 1/2"	37.5	103.00	99.67	
1"	25.0	392.00	98.42	D <sub>10</sub> 0.015
3/4"	19.0	629.00	96.42	D <sub>30</sub> 0.074
1/2"	12.5	955.00	93.37	D <sub>50</sub> 0.316
3/8"	9.50	1401.00	88.91	D <sub>80</sub> 0.729
1/4"	6.30	2122.00	82.14	
N° 4	4.75	1431.00	77.58	C <sub>u</sub> 48.865
N° 8	2.36	40.30	71.33	C <sub>c</sub> 0.500
N° 10	2.00	9.90	69.79	
N° 20	0.850	51.10	61.86	CLASIFICACION SUCS
N° 30	0.600	24.40	58.08	
N° 40	0.425	26.60	53.95	SM
N° 60	0.250	46.40	46.75	
N° 80	0.180	32.60	41.69	
N° 200	0.075	72.10	30.51	ARENA LIMOSA
BANDEJA		196.60	0.00	



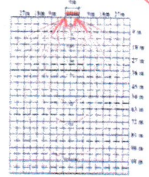
OBSERVACIONES: ninguna

  
 Ing. Herber F. Calla Aranda  
 CADEZ AL SERVICIO DE LA CONSTRUCCION S.R.L.



**ESTUDIO DE PROPIEDADES DE  
LOS MATERIALES - MECANICA DE SUELOS**  
Reforzamiento con fibra de carbono

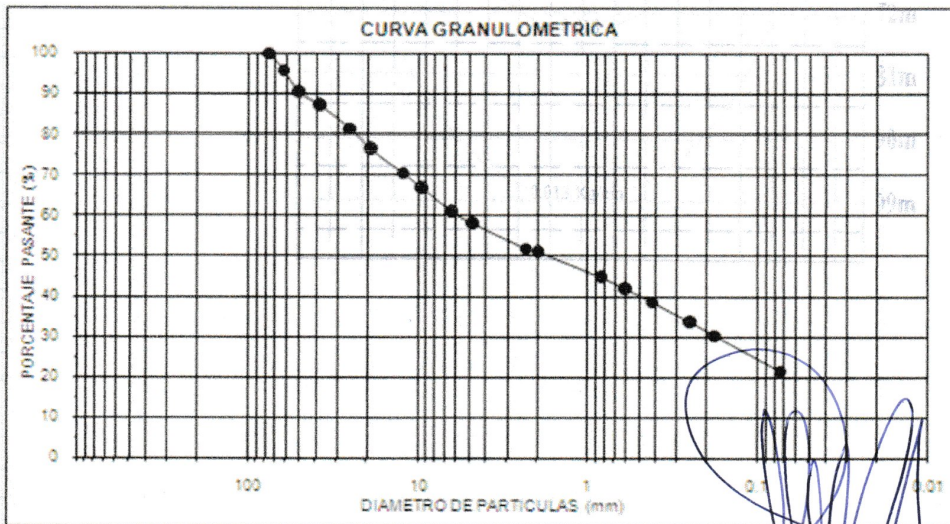
**HERBER FERNANDO CALLA ARANDA**  
INGENIERO CIVIL  
SEGUNDA ESPECIALIDAD EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE UNI-CISMID



**ENSAYO GRANULOMÉTRICO MECÁNICO - NORMA ATM D 422**

SOLICITA: Sami Engineering S.A.C.  
 PROYECTO: EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES  
 UBICACIÓN: Av. Roosevelt N°801, Sub-Lote 1A, Gráficos  
DISTRITO ALTO SELVA ALEGRE - AREQUIPA  
 MUESTRA: M-2  
 FECHA: FEBRERO DEL 2019

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso retenido (g)	% Que pasa	Deciles - Coeficientes
3"	75.0		100.00	
2 1/2"	63.0	1731.00	95.76	
2"	50.0	2288.00	90.15	
1 1/2"	37.5	1320.00	86.92	
1"	25.0	2288.00	81.31	D <sub>10</sub> 0.027
3/4"	19.0	2185.00	75.96	D <sub>30</sub> 0.177
1/2"	12.5	2265.00	70.41	D <sub>50</sub> 1.706
3/8"	9.50	1530.00	66.66	D <sub>60</sub> 5.861
1/4"	6.30	2374.00	60.84	
N° 4	4.75	1273.00	57.72	C <sub>u</sub> 219.786
N° 8	2.36	50.80	51.85	C <sub>c</sub> 0.200
N° 10	2.00	9.30	50.78	
N° 20	0.850	55.00	44.43	<b>CLASIFICACION SUCS</b>
N° 30	0.600	25.20	41.52	
N° 40	0.425	26.30	38.49	GM
N° 60	0.250	44.60	33.34	
N° 80	0.180	27.60	30.15	
N° 200	0.075	75.20	21.47	<b>GRAVA LIMOSA</b>
BANDEJA		186.00	0.00	



OBSERVACIÓN : LAS MUESTRAS SE OBTUVIERON EN EL PROYECTO.

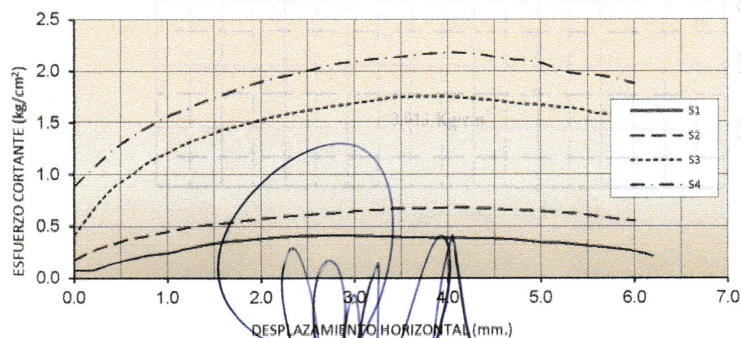
*Ing. Herber Fernando Calla Aranda*  
 C.I. 18600  
 CADEZ S.A. AL SERVICIO DE LA CONSTRUCCION SRL

SOLICITANTE	Sami Engineering S.A.C.
PROYECTO	EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES
UBICACIÓN	Av. Roosevelt N°801, Sub-Lote 1A, Gráficos DISTRITO ALTO SELVA ALEGRE - AREQUIPA
MUESTRA	GM
PROFUNDIDAD	H= 2.50M MUESTRA TIPICA A NIVEL DE DESPLANTE
NORMA REFERENCIAL	ASTM D 3080
FECHA DE ENSAYO	feb-19

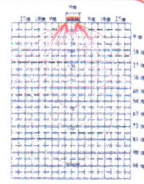
**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**

TANGENCIAL	S1	S2	S3	S4
Desplazamiento (mm)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
	0.63	1.26	2.53	3.79
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
0.40	0.14	0.32	0.86	1.23
0.80	0.22	0.41	1.12	1.47
1.20	0.29	0.48	1.30	1.63
1.60	0.35	0.53	1.43	1.77
2.00	0.38	0.57	1.53	1.90
2.40	0.40	0.60	1.60	1.98
2.80	0.41	0.63	1.66	2.07
3.20	0.40	0.66	1.71	2.12
3.60	0.39	0.67	1.75	2.15
4.00	0.39	0.68	1.75	2.18
4.40	0.38	0.67	1.72	2.15
4.80	0.36	0.65	1.68	2.11
5.20	0.34	0.63	1.65	2.01

**GRAFICO ESFUERZO vs DEFORMACION**

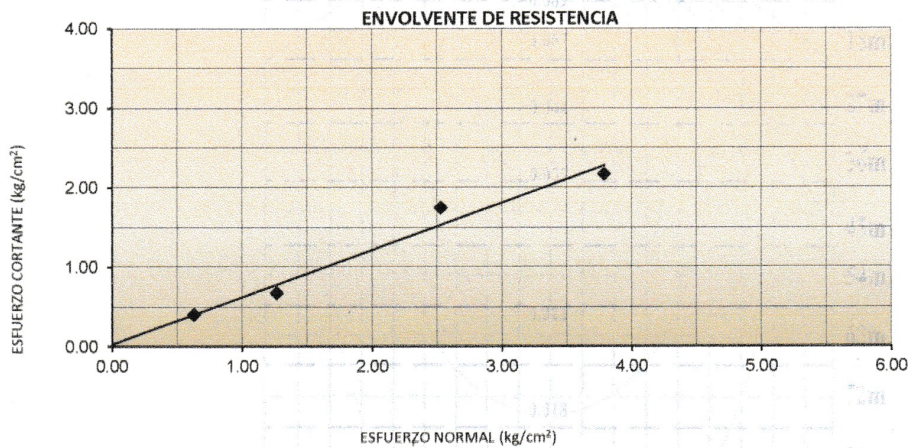


*Ing. Herber F. Calla Aranda*  
CIP: 48900  
CADEZ al servicio de la construcción SRL



SOLICITANTE	Sami Engineering S.A.C.
PROYECTO	EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES
UBICACIÓN	Av. Roosevelt N°801, Sub-Lote 1A, Gráficos DISTRITO ALTO SELVA ALEGRE - AREQUIPA
MUESTRA	GM
PROFUNDIDAD	H= 2.50M MUESTRA TIPICA A NIVEL DE DESPLANTE
NORMA REFERENCIAL	ASTM D 3080
FECHA DE ENSAYO	feb-19

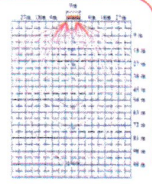
**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**



**PARAMETROS DETERMINADOS**

Contenido de Humedad de muestra ensayada	(%)	0.00
Ángulo de Rozamiento Interno Determinado	(°)	31.0
Cohesión efectiva	(kg/cm2)	0.00

*Herber F. Calla Aranda*  
CIP 43220  
CADEZ S.R.L.

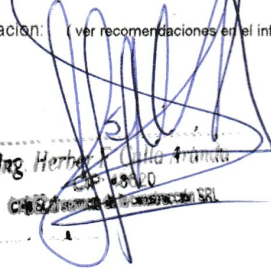


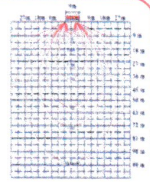
### COLUMNA ESTRATIGRÁFICA

**PROYECTO:** EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES  
**SOLICITA:** Sami Engineering S.A.C.  
**UBICACIÓN:** Av. Roosevelt N°801, Sub-Lote 1A, Gráficos  
 DISTRITO ALTO SELVA ALEGRE - AREQUIPA  
**CALICATA:** C-1  
 Arequipa, FEBRERO DEL 2019

PROFUNDIDAD METROS	SÍMBOLO	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN	
0.10	SM	SM	NIVEL DE NATURAL +0.00	
0.20			ARENA LIMOSA	
0.30			SUELO DE CULTIVO	
0.40			PRESENTA RAICES	
0.50	SM	SM	RELLENO CONTAMINADO	
0.60			<b>SUELO ESTADO NATURAL</b>	
0.70			SEMI-COMPACTO	
0.80	SM	SM	<b>SUELO DE CULTIVO</b>	
0.90				
1.00				
1.10				ESTRATO NO RECOMENDADO
1.20	SM	SM	COMO NIVEL DE DESPLANTE	
1.30				
1.40				
1.50				
1.60	GM	GM	GRAVA LIMOSA	
1.70				ESTABLE - COMPACTO
1.80	GM	GM	GRAVA LIMOSA	
1.90				ESTABLE - COMPACTO
2.00	GM	GM	GRAVA LIMOSA	
2.10				ESTABLE - COMPACTO
2.20	GM	GM	NIVEL DE DESPLANTE MINIMO	
2.30				
2.40	GM	GM	NIVEL DE DESPLANTE RECOMENDADO	
2.50				
2.60	GM	GM	ANGULO DECORTE 31°	
2.70				
2.80	GM	GM	Con presencia de piedra GRANDE	
3.00			No presenta nivel freático	
3.20	GM	GM	no presenta arcillas	
3.30				
3.40	GM	GM	PRESENTA PIEDRA MEDIANA	
3.50				

Observación: (ver recomendaciones en el informe).

  
 Ing. Herber Fernando Calla Aranda  
 INGENIERO CIVIL  
 C.A.B.



### COLUMNA ESTRATIGRÁFICA

PROYECTO: EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES

SOLICITA: Sami Engineering S.A.C.

UBICACIÓN: Av. Roosevelt N°801, Sub-Lote 1A, Gráficos  
DISTRITO ALTO SELVA ALEGRE - AREQUIPA

CALICATA: C-2

Arequipa, FEBRERO DEL 2019

PROFUNDIDAD METROS	SÍMBOLO	CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	DESCRIPCIÓN
0.10			NIVEL DE NATURAL +.00
0.20	SM		ARENA LIMOSA
0.30			SUELO DE CULTIVO
0.40			PRESENTA RAICES
0.50	SM		RELLENO CONTAMINADO
0.60			
0.70			<b>SUELO ESTADO NATURAL</b>
0.80	SM	SM	SEMI- COMPACTO
0.90			
1.00			
1.10	SM		ESTRATO NO RECOMENDADO
1.20			COMO NIVEL DE DESPLANTE
1.30			
1.40			
1.50	GM		
1.60			
1.70			
1.80			
1.90	GM		GRAVA LIMOSA ESTABLE - COMPACTO
2.00			
2.10	GM		NIVEL DE DESPLANTE MINIMO
2.20			
2.30			
2.40			
2.50	GM		NIVEL DE DESPLANTE RECOMENDADO
2.60			ANGULO DECORTE 31°
2.70			
2.80			Con presencia de piedra GRANDE
3.00	GM		No presenta nivel freático no presenta arcillas
3.20			
3.30			
3.40	GM		PRESENTA PIEDRA MEDIANA
3.50			

Observación: ( ver recomendaciones en el informe ) .

*Ing. Herber F. Calla Aranda*  
CIP- 48620  
CADEZ AL SERVICIO DE LA CONSTRUCCION SRL

# Análisis de Costos Unitarios

**Proyecto** CONSTRUCCION DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES (MODELO CONVENCIONAL)  
**Sub Presupuesto** **01 - ESTRUCTURAS**  
**Cliente** UCSM  
**Ubicación** AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

**Costo a : Abril - 2022**

Partida	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Rend:	
<b>01.01</b>		EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMIENTOS						4.0000	M3/DIA
		<b>Mano de Obra</b>							
	47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.2000	15.00	3.00		
	47 00009	PEON	HH	1.000	2.0000	10.50	21.00		
							24.00		
		<b>Equipo</b>							
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	24.00	0.72		
							0.72		
							24.72		<b>Costo Unitario por M3 :</b>
<b>01.02</b>		ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE						-	M3/DIA
		<b>Materiales</b>							
	26 05933	ELIMINACION DE MATERIAL EXEDENTE	M3		1.0000	120.00	120.00		
							120.00		
							120.00		<b>Costo Unitario por M3 :</b>
<b>01.03</b>		RELLENO Y COMPACTADO MANUAL						25.0000	M3/DIA
		<b>Mano de Obra</b>							
	47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.3200	12.00	3.84		
	47 00009	PEON	HH	3.000	0.9600	10.50	10.08		
							13.92		
		<b>Materiales</b>							
	04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.0700	35.00	2.45		
	05 00002	AGUA	M3		0.0490	1.00	0.05		
	05 07006	MATERIAL PROPIO	M3		0.3450	1.00	0.35		
							2.85		
		<b>Equipo</b>							
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		6.0000	13.92	0.84		
	48 04535	COMPACTADORA TIPO PLANCHA DE 5.5 HP	HM	1.000	0.3200	60.00	19.20		
							20.04		
							36.81		<b>Costo Unitario por M3 :</b>
<b>02.01</b>		CONCRETO 1:10 +30% P.G. PARA CIMIENTOS CORRIDOS						24.0000	M3/DIA
		<b>Mano de Obra</b>							
	47 00007	OPERARIO	HH	0.800	0.2667	12.00	3.20		
	47 00009	PEON	HH	9.600	3.2000	10.50	33.60		
	47 00107	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	0.800	0.2667	15.00	4.00		
							40.80		
		<b>Materiales</b>							
	05 00002	AGUA	M3		0.1050	1.00	0.11		
	05 00075	PIEDRA GRANDE (MAX 8")	M3		0.5040	58.00	29.23		
	21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		3.0500	23.50	71.68		
	38 00005	HORMIGON	M3		0.8720	50.00	43.60		
							144.62		
		<b>Equipo</b>							
	37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		1.0000	40.80	0.41		
	49 00043	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	HM	1.000	0.3333	50.00	16.67		
							17.08		
							202.50		<b>Costo Unitario por M3 :</b>

# Análisis de Costos Unitarios

**Proyecto** CONSTRUCCION DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES (MODELO CONVENCIONAL)  
**Sub Presupuesto** **01 - ESTRUCTURAS**  
**Cliente** UCSM  
**Ubicación** AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

**Costo a : Abril - 2022**

Partida	02.02	CONCRETO PARA SOBRECIMENTOS	Rend:	14.0000 M3/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0571	15.00	0.86
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	1.1429	12.00	13.71
47 00008	OFICIAL	HH	2.000	1.1429	12.00	13.71
47 00009	PEON	HH	8.000	4.5714	10.50	48.00
						76.28
<b>Materiales</b>						
05 00002	AGUA	M3		0.1370	1.00	0.14
05 00024	PIEDRA MEDIANA (MAX 4")	M3		0.4200	58.00	24.36
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		3.9000	23.50	91.65
38 00005	HORMIGON	M3		0.8900	50.00	44.50
						160.65
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	76.28	2.29
49 00269	MEZCLADORA DE CONC. (TAMBOR) 7 P3, 18 HP	HM	1.000	0.5714	50.00	28.57
						30.86
<b>Costo Unitario por M3 :</b>						<b>267.79</b>

Partida	02.03	SOBRECIMIENTO, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	Rend:	16.0000 M2/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0500	15.00	0.75
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.5000	12.00	6.00
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.5000	12.00	6.00
						12.75
<b>Materiales</b>						
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2600	5.60	1.46
02 00019	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		0.1300	5.60	0.73
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		3.3500	9.50	31.83
						34.02
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	12.75	0.38
						0.38
<b>Costo Unitario por M2 :</b>						<b>47.15</b>

Partida	03.01.01	SOLADO DE CONCRETO PARA ZAPATAS MEZCLA 1:12 (e=2")	Rend:	80.0000 M3/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0100	15.00	0.15
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	0.2000	12.00	2.40
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.1000	12.00	1.20
47 00009	PEON	HH	6.000	0.6000	10.50	6.30
						10.05
<b>Materiales</b>						
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		0.2300	23.50	5.41
38 00005	HORMIGON	M3		0.0800	50.00	4.00
39 00040	AGUA	M3		0.1000	1.00	0.10
						9.51
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	10.05	0.30
48 06044	MEZCLADORA DE CONCRETO	HM	1.000	0.1000	50.00	5.00
						5.30
<b>Costo Unitario por M3 :</b>						<b>24.86</b>

# Análisis de Costos Unitarios

**Proyecto** CONSTRUCCION DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES (MODELO CONVENCIONAL)  
**Sub Presupuesto** **01 - ESTRUCTURAS**  
**Cliente** UCSM  
**Ubicación** AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

**Costo a : Abril - 2022**

Partida	03.01.02	ZAPATAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	Rend:				8.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
<b>Mano de Obra</b>							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1000	15.00	1.50	
47 00007	OPERARIO	HH	0.700	0.7000	12.00	8.40	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	1.0000	12.00	12.00	
47 00009	PEON	HH	0.500	0.5000	10.50	5.25	
							<b>27.15</b>
<b>Materiales</b>							
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.1000	5.60	0.56	
02 00022	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.1500	5.60	0.84	
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.0300	9.50	38.29	
							<b>39.69</b>
<b>Equipo</b>							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	27.15	0.81	
							<b>0.81</b>
<b>Costo Unitario por M2 :</b>							<b>67.65</b>

Partida	03.01.03	ACERO PARA ZAPATAS GRADO 60	Rend:				250.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
<b>Mano de Obra</b>							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.300	0.0096	15.00	0.14	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	12.00	0.38	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	12.00	0.38	
							<b>0.90</b>
<b>Materiales</b>							
02 01401	ACERO DE REFUERZO FY=4200	KG		1.0700	5.60	5.99	
02 00123	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.0600	5.60	0.34	
							<b>6.33</b>
<b>Equipo</b>							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.90	0.03	
							<b>0.03</b>
<b>Costo Unitario por KG :</b>							<b>7.26</b>

Partida	03.01.04	CONCRETO F'c=210 KG/CM2 PARA ZAPATAS	Rend:				10.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
<b>Mano de Obra</b>							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	15.00	1.20	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	12.00	9.60	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8000	12.00	9.60	
47 00009	PEON	HH	5.000	4.0000	10.50	42.00	
							<b>62.40</b>
<b>Materiales</b>							
05 00039	ARENA GRUESA	M3		0.4200	32.00	13.44	
05 01408	PIEDRA CHANCADA DE 3/4"	M3		0.8500	58.00	49.30	
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		9.7400	23.50	228.89	
39 00040	AGUA	M3		0.1840	1.00	0.18	
							<b>291.81</b>
<b>Equipo</b>							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	62.40	1.87	
48 02320	MEZCLADORA DE CONC. (TAMBOR) 11 P3, 22 HP	HM	0.500	0.4000	50.00	20.00	
49 00032	VIBRADOR A GASOLINA 1 3/4", 4HP	HM	0.500	0.4000	25.00	10.00	
							<b>31.87</b>
<b>Costo Unitario por M3 :</b>							<b>386.08</b>

# Análisis de Costos Unitarios

**Proyecto** CONSTRUCCION DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES (MODELO CONVENCIONAL)  
**Sub Presupuesto** **01 - ESTRUCTURAS**  
**Cliente** UCSM  
**Ubicación** AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

**Costo a : Abril - 2022**

Partida	03.02.01	VIGAS DE CIMENT, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	Rend:	8.0000 M2/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1000	15.00	1.50
47 00007	OPERARIO	HH	0.700	0.7000	12.00	8.40
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	1.0000	12.00	12.00
47 00009	PEON	HH	0.500	0.5000	10.50	5.25
						<b>27.15</b>
<b>Materiales</b>						
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.3000	5.60	1.68
02 00022	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.1500	5.60	0.84
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		3.0400	9.50	28.88
						<b>31.40</b>
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	27.15	0.81
						<b>0.81</b>
<b>Costo Unitario por M2 :</b>						<b>59.36</b>

Partida	03.02.02	VIGAS DE CIMENT, ACERO fy=4200 kg/cm2	Rend:	200.0000 KG/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	15.00	0.06
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	12.00	0.48
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	12.00	0.48
						<b>1.02</b>
<b>Materiales</b>						
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	5.60	0.28
03 00094	ACERO	KG		1.0700	5.60	5.99
						<b>6.27</b>
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		10.0000	1.02	0.10
						<b>0.10</b>
<b>Costo Unitario por KG :</b>						<b>7.39</b>

Partida	03.02.03	VIGAS DE CIMENT, CONC 210 KG/CM2	Rend:	10.0000 M3/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	15.00	1.20
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	12.00	9.60
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8000	12.00	9.60
47 00009	PEON	HH	4.000	3.2000	10.50	33.60
						<b>54.00</b>
<b>Materiales</b>						
04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.4200	35.00	14.70
05 00002	AGUA	M3		0.1840	1.00	0.18
05 00030	PIEDRA ZARANDEADA DE 1/2" Y 3/4"	M3		0.8500	58.00	49.30
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		9.7400	23.50	228.89
						<b>293.07</b>
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	54.00	1.62
49 00031	MEZCLADORA DE CONC. (TAMBOR) 11 P3, 22 HP	HM	0.500	0.4000	50.00	20.00
49 00032	VIBRADOR A GASOLINA 1 3/4", 4HP	HM	0.500	0.4000	25.00	10.00
						<b>31.62</b>
<b>Costo Unitario por M3 :</b>						<b>378.69</b>

# Análisis de Costos Unitarios

**Proyecto** CONSTRUCCION DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES (MODELO CONVENCIONAL)  
**Sub Presupuesto** **01 - ESTRUCTURAS**  
**Cliente** UCSM  
**Ubicación** AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

**Costo a : Abril - 2022**

Partida	03.03.01	COLUMNAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	Rend:				11.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
<b>Mano de Obra</b>							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0727	15.00	1.09	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.7273	12.00	8.73	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.7273	12.00	8.73	
47 00009	PEON	HH	0.500	0.3636	10.50	3.82	
						<b>22.37</b>	
<b>Materiales</b>							
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.3000	5.60	1.68	
02 00019	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		0.1700	5.60	0.95	
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.2500	9.50	40.38	
						<b>43.01</b>	
<b>Equipo</b>							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	22.37	0.67	
						<b>0.67</b>	
<b>Costo Unitario por M2 :</b>						<b>66.05</b>	

Partida	03.03.02	COLUMNAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	Rend:				200.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
<b>Mano de Obra</b>							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	15.00	0.06	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	12.00	0.48	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	12.00	0.48	
						<b>1.02</b>	
<b>Materiales</b>							
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	5.60	0.28	
03 00094	ACERO	KG		1.0700	5.60	5.99	
						<b>6.27</b>	
<b>Equipo</b>							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		10.0000	1.02	0.10	
						<b>0.10</b>	
<b>Costo Unitario por KG :</b>						<b>7.39</b>	

Partida	03.03.03	CONCRETO EN COLUMNAS F'C=210 KG/CM2	Rend:				5.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
<b>Mano de Obra</b>							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1600	15.00	2.40	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	1.6000	12.00	19.20	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	1.6000	12.00	19.20	
47 00009	PEON	HH	5.000	8.0000	10.50	84.00	
						<b>124.80</b>	
<b>Materiales</b>							
04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.4200	35.00	14.70	
05 00002	AGUA	M3		0.1840	1.00	0.18	
05 00099	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.8500	58.00	49.30	
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		9.7400	23.50	228.89	
						<b>293.07</b>	
<b>Equipo</b>							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	124.80	3.74	
49 00031	MEZCLADORA DE CONC. (TAMBOR) 11 P3, 22 HP	HM	0.500	0.8000	50.00	40.00	
49 00339	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1 3/4"	HM	0.500	0.8000	25.00	20.00	
49 00340	WINCHE DE DOS BALDES (350KG)M.E. 3.6HP	HM	0.500	0.8000	120.00	96.00	
						<b>159.74</b>	
<b>Costo Unitario por M3 :</b>						<b>577.61</b>	

# Análisis de Costos Unitarios

**Proyecto** CONSTRUCCION DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES (MODELO CONVENCIONAL)  
**Sub Presupuesto** **01 - ESTRUCTURAS**  
**Cliente** UCSM  
**Ubicación** AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

**Costo a : Abril - 2022**

Partida	03.04.01	PLACAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	Rend:	10.0000 M2/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	15.00	1.20
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	12.00	9.60
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8000	12.00	9.60
47 00009	PEON	HH	0.500	0.4000	10.50	4.20
						<b>24.60</b>
<b>Materiales</b>						
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.1200	5.60	0.67
02 00022	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.2200	5.60	1.23
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.1800	9.50	39.71
						<b>41.61</b>
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	24.60	0.74
						<b>0.74</b>
<b>Costo Unitario por M2 :</b>						<b>66.95</b>

Partida	03.04.02	PLACAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	Rend:	200.0000 KG/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	15.00	0.06
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	12.00	0.48
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	12.00	0.48
						<b>1.02</b>
<b>Materiales</b>						
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	5.60	0.28
03 00094	ACERO	KG		1.0700	5.60	5.99
						<b>6.27</b>
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		10.0000	1.02	0.10
						<b>0.10</b>
<b>Costo Unitario por KG :</b>						<b>7.39</b>

Partida	03.04.03	PLACAS, CONCRETO F'c=210 kg/cm2	Rend:	5.0000 M3/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1600	15.00	2.40
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	1.6000	12.00	19.20
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	1.6000	12.00	19.20
47 00009	PEON	HH	5.000	8.0000	10.50	84.00
						<b>124.80</b>
<b>Materiales</b>						
04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.4200	35.00	14.70
05 00002	AGUA	M3		0.1840	1.00	0.18
05 00030	PIEDRA ZARANDEADA DE 1/2" Y 3/4"	M3		0.8500	58.00	49.30
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		9.7400	23.50	228.89
						<b>293.07</b>
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	124.80	3.74
49 00031	MEZCLADORA DE CONC. (TAMBOR) 11 P3, 22 HP	HM	0.500	0.8000	50.00	40.00
49 00032	VIBRADOR A GASOLINA 1 3/4", 4HP	HM	0.500	0.8000	25.00	20.00
						<b>63.74</b>
<b>Costo Unitario por M3 :</b>						<b>481.61</b>

# Análisis de Costos Unitarios

**Proyecto** CONSTRUCCION DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES (MODELO CONVENCIONAL)  
**Sub Presupuesto** **01 - ESTRUCTURAS**  
**Cliente** UCSM  
**Ubicación** AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

**Costo a : Abril - 2022**

Partida	03.05.01	VIGAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	Rend:	9.0000 M2/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0889	15.00	1.33
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8889	12.00	10.67
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8889	12.00	10.67
47 00009	PEON	HH	0.500	0.4444	10.50	4.67
						<b>27.34</b>
<b>Materiales</b>						
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	5.60	1.12
02 00019	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		0.2400	5.60	1.34
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		5.4100	9.50	51.40
						<b>53.86</b>
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	27.34	0.82
						<b>0.82</b>
<b>Costo Unitario por M2 :</b>						<b>82.02</b>

Partida	03.05.02	VIGAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	Rend:	240.0000 KG/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0033	15.00	0.05
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0333	12.00	0.40
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0333	12.00	0.40
						<b>0.85</b>
<b>Materiales</b>						
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	5.60	0.28
03 00094	ACERO	KG		1.0700	5.60	5.99
						<b>6.27</b>
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.85	0.04
						<b>0.04</b>
<b>Costo Unitario por KG :</b>						<b>7.16</b>

Partida	03.05.03	VIGAS, CONCRETO F'c=210 KG/CM2	Rend:	10.0000 M3/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0800	15.00	1.20
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.8000	12.00	9.60
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.8000	12.00	9.60
47 00009	PEON	HH	5.000	4.0000	10.50	42.00
						<b>62.40</b>
<b>Materiales</b>						
04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.4200	35.00	14.70
05 00002	AGUA	M3		0.1840	1.00	0.18
05 00030	PIEDRA ZARANDEADA DE 1/2" Y 3/4"	M3		0.8500	58.00	49.30
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		9.7400	23.50	228.89
						<b>293.07</b>
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	62.40	1.87
49 00031	MEZCLADORA DE CONC. (TAMBOR) 11 P3, 22 HP	HM	0.500	0.4000	50.00	20.00
49 00032	VIBRADOR A GASOLINA 1 3/4", 4HP	HM	0.500	0.4000	25.00	10.00
49 00927	WINCHE - 2 BALDES, 3,6 HP	HM	0.500	0.4000	120.00	48.00
						<b>79.87</b>
<b>Costo Unitario por M3 :</b>						<b>435.34</b>

# Análisis de Costos Unitarios

**Proyecto** CONSTRUCCION DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES (MODELO CONVENCIONAL)  
**Sub Presupuesto** **01 - ESTRUCTURAS**  
**Cliente** UCSM  
**Ubicación** AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

**Costo a : Abril - 2022**

Partida	03.06.01	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN LOSAS ALIGERADAS	Rend:	13.5000 M2/DIA			
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
<b>Mano de Obra</b>							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0593	15.00	0.89	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.5926	12.00	7.11	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.5926	12.00	7.11	
47 00009	PEON	HH	1.000	0.5926	10.50	6.22	
							<b>21.33</b>
<b>Materiales</b>							
02 00118	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0.1100	5.60	0.62	
45 00119	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	P2		5.1500	9.50	48.93	
							<b>49.55</b>
<b>Equipo</b>							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	21.33	0.64	
							<b>0.64</b>
<b>Costo Unitario por M2 :</b>							<b>71.52</b>

Partida	03.06.02	ACERO GRADO 60 EN LOSAS ALIGERADAS	Rend:	250.0000 KG/DIA			
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
<b>Mano de Obra</b>							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.300	0.0096	15.00	0.14	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	12.00	0.38	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0320	12.00	0.38	
							<b>0.90</b>
<b>Materiales</b>							
02 00123	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.0600	5.60	0.34	
03 00669	FIERRO CORR. 5/8" SIDERPERU G-60	KG		1.0700	5.60	5.99	
							<b>6.33</b>
<b>Equipo</b>							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.90	0.03	
							<b>0.03</b>
<b>Costo Unitario por KG :</b>							<b>7.26</b>

Partida	03.06.03	LADRILLO HUECO DE ARCILLA 15X30X30 CM PARA TECHO ALIGERADO	Rend:	1,600.0000 UND/DIA			
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
<b>Mano de Obra</b>							
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0050	12.00	0.06	
47 00009	PEON	HH	10.000	0.0500	10.50	0.53	
							<b>0.59</b>
<b>Materiales</b>							
17 00434	LADRILLO P/TECHO DE 15x30x30 CM 8 HCOS.	UND		1.0500	3.50	3.68	
							<b>3.68</b>
<b>Equipo</b>							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.59	0.02	
							<b>0.02</b>
<b>Costo Unitario por UND :</b>							<b>4.29</b>

# Análisis de Costos Unitarios

**Proyecto** CONSTRUCCION DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES (MODELO CONVENCIONAL)  
**Sub Presupuesto** **01 - ESTRUCTURAS**  
**Cliente** UCSM  
**Ubicación** AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

**Costo a : Abril - 2022**

Partida	03.06.04	CONCRETO EN LOSAS ALIGERADAS F'C=210 KG/CM2	Rend:				12.5000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
<b>Mano de Obra</b>							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.200	0.1280	15.00	1.92	
47 00007	OPERARIO	HH	1.500	0.9600	12.00	11.52	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.6400	12.00	7.68	
47 00009	PEON	HH	6.000	3.8400	10.50	40.32	
							<b>61.44</b>
<b>Materiales</b>							
05 00039	ARENA GRUESA	M3		0.4200	32.00	13.44	
05 00099	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.8500	58.00	49.30	
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		9.7400	23.50	228.89	
39 00040	AGUA	M3		0.1840	1.00	0.18	
							<b>291.81</b>
<b>Equipo</b>							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	61.44	1.84	
48 02320	MEZCLADORA DE CONC. (TAMBOR) 11 P3, 22 HP	HM	0.500	0.3200	50.00	16.00	
48 04891	WINCHE - 2 BALDES 3.6 HP	HM	0.500	0.3200	120.00	38.40	
49 00032	VIBRADOR A GASOLINA 1 3/4", 4HP	HM	0.500	0.3200	25.00	8.00	
							<b>64.24</b>
<b>Costo Unitario por M3 :</b>							<b>417.49</b>

Partida	03.07.01	ESCALERAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	Rend:				14.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
<b>Mano de Obra</b>							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0571	15.00	0.86	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.5714	12.00	6.86	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.5714	12.00	6.86	
47 00009	PEON	HH	0.500	0.2857	10.50	3.00	
							<b>17.58</b>
<b>Materiales</b>							
02 00018	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.0800	5.60	0.45	
02 00019	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		0.1000	5.60	0.56	
43 00020	MADERA TORNILLO	P2		4.2500	9.50	40.38	
							<b>41.39</b>
<b>Equipo</b>							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	17.58	0.53	
							<b>0.53</b>
<b>Costo Unitario por M2 :</b>							<b>59.50</b>

Partida	03.07.02	ESCALERAS, ACERO fy=4200 kg/cm2	Rend:				200.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
<b>Mano de Obra</b>							
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	15.00	0.06	
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	12.00	0.48	
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	0.0400	12.00	0.48	
							<b>1.02</b>
<b>Materiales</b>							
02 00093	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0500	5.60	0.28	
03 00094	ACERO	KG		1.0700	5.60	5.99	
							<b>6.27</b>
<b>Equipo</b>							
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		10.0000	1.02	0.10	
							<b>0.10</b>
<b>Costo Unitario por KG :</b>							<b>7.39</b>

# Análisis de Costos Unitarios

**Proyecto** CONSTRUCCION DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 NIVELES (MODELO CONVENCIONAL)  
**Sub Presupuesto** **01 - ESTRUCTURAS**  
**Cliente** UCSM  
**Ubicación** AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

**Costo a : Abril - 2022**

Partida	03.07.03	ESCALERAS, CONCRETO F'C=210 KG/CM2	Rend:	6.0000 M3/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1333	15.00	2.00
47 00007	OPERARIO	HH	2.000	2.6667	12.00	32.00
47 00008	OFICIAL	HH	1.000	1.3333	12.00	16.00
47 00009	PEON	HH	5.200	6.9333	10.50	72.80
						<b>122.80</b>
<b>Materiales</b>						
04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.4200	35.00	14.70
05 00002	AGUA	M3		0.1840	1.00	0.18
05 00030	PIEDRA ZARANDEADA DE 1/2" Y 3/4"	M3		0.8500	58.00	49.30
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		9.7400	23.50	228.89
						<b>293.07</b>
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	122.80	3.68
49 00031	MEZCLADORA DE CONC. (TAMBOR) 11 P3, 22 HP	HM	0.500	0.6667	50.00	33.34
49 00032	VIBRADOR A GASOLINA 1 3/4", 4HP	HM	0.500	0.6667	25.00	16.67
						<b>53.69</b>
<b>Costo Unitario por M3 :</b>						<b>469.56</b>

Partida	04.01	MUROS DE LADRILLO KK ASENTADO EN APAREJO SOGA	Rend:	7.5000 M2/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
<b>Mano de Obra</b>						
47 00006	CAPATAZ	HH	0.100	0.1067	15.00	1.60
47 00007	OPERARIO	HH	1.000	1.0667	12.00	12.80
47 00009	PEON	HH	0.500	0.5333	10.50	5.60
						<b>20.00</b>
<b>Materiales</b>						
04 00029	ARENA GRUESA	M3		0.0289	35.00	1.01
05 00002	AGUA	M3		0.0075	1.00	0.01
17 02042	LADRILLO KK 18 HCOS. 24x13x09 cm	UND		40.0000	1.30	52.00
21 00003	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5KG)	BOL		0.2452	23.50	5.76
43 02043	MADERA ANDAMIAJE	P2		0.4030	9.50	3.83
						<b>62.61</b>
<b>Equipo</b>						
37 00004	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	20.00	0.60
						<b>0.60</b>
<b>Costo Unitario por M2 :</b>						<b>83.21</b>