



**UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS**  
**FACULTAD DE INGENIERIAS Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS**

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN  
EDIFICIO”**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER**  
**PAUL FROYLAN ATENCIO LAYME**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE**  
**INGENIERO CIVIL**

**TACNA – PERÚ**  
**DICIEMBRE, 2016**

*No hay palabras que puedan resumir el  
agradecimiento que tengo a mis padres Isidro y Hilda.  
A quienes dedico este trabajo, ya que fueron ellos quienes  
me apoyaron incondicionalmente e infaliblemente  
en todas las etapas de mi vida.*

## **AGRADECIMIENTOS**

*Agradezco principalmente a mis padres y hermano por su amor, paciencia, comprensión y apoyo. De igual modo, agradezco a mi asesor el Ing. Oscar David, Flores Chucuya por su orientación, aliento y ejemplo de profesionalismo. A todas las personas que de alguna u otra forma colaboraron en la realización de este estudio. Para los Docentes de la UAP-FILIAL TACNA, que influyeron con sus lecciones y sabidurías en formarme como una persona de bien y preparada para los retos que pone la vida.*

## RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de un edificio de cinco niveles de concreto armado en el Distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa de la ciudad de Tacna.

El edificio se proyecta sobre un terreno rectangular de 120 m<sup>2</sup>, con un área techada de 110 m<sup>2</sup>, distribuido de modo que todos los pisos cuentan con 1 departamentos de aproximadamente 110 m<sup>2</sup>. El acceso se encuentra en la zona lateral del edificio del primer piso, los cuales conducen a la escalera que une los cinco niveles. El terreno sobre el cual se encuentra el edificio es una grava arenosa.

Para el diseño se tomara en cuenta las consideraciones arquitectónicas, económicas recomendadas para el tipo y uso de la edificación. Se propició generar una distribución que garantice una rigidez adecuada en ambas direcciones con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales y evitar problemas de torsión.

Definido lo anterior, se procedió a pre-dimensionar los elementos estructurales principales (losa aligerada, columnas, vigas y zapatas aisladas de concreto armado), siguiendo los criterios y recomendaciones de las referencias bibliográficas a la que hace mención en el presente plan de tesis.

Al respecto se procederá a realizar el metrado de cargas verticales para el análisis sísmico, cumpliendo con lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE, teniendo en consideración sus respectivas modificaciones.

Posterior al análisis y verificación del cumplimiento de los requisitos y comprobación sísmica global del edificio, se diseñara los elementos estructurales según la norma E.060 de Concreto Armado.

## SUMMARY

This thesis aims at the analysis and structural design of a building of five levels of reinforced concrete in the Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa District of the city of Tacna.

The building is projected onto a rectangular area of 120 m<sup>2</sup>, with a covered area of 110 m<sup>2</sup>, distributed so that all floors have 1 properties of approximately 110 m<sup>2</sup>. Access is in the lateral area of the building on the first floor, which lead to the staircase linking the five levels. The land on which the building is located is a sandy gravel.

For the design took into account the architectural, economic considerations recommended for the type and use of the building. He led generate a distribution to ensure adequate stiffness in both directions in order to control lateral movements and avoid problems of torque.

It defined above, proceeded to pre-size the main structural elements (lightened slabs, columns, beams and footings of reinforced concrete), following the criteria and recommendations of the references to which mentions in this thesis plan.

The matter will proceed to make the metrado vertical loads for seismic analysis, complying with the provisions of the National Building Regulations (RNE, taking into consideration their amendments.

After the analysis and verification of compliance with the overall requirements and seismic testing of the building, the structural elements will be designed according to standard E.060 Reinforced Concrete.

## SINTESIS

En la presente tesis de investigación se busca demostrar que los esfuerzos internos obtenidos a partir de modelaciones que consideran la Interacción Suelo-Estructura, son menores a los que se obtienen de modelaciones que consideran la base empotrada, tomando como punto de partida el modelo dinámico publicado por D.D. Barkan – O.A. Savinov . Esta demostración se llevó a cabo con el uso de la herramienta Etabs, a base de un análisis comparativo. Para obtener una muestra significativa se tomaron en cuenta la fuerza cortante y el desplazamiento laterales, de la modelación de la edificación bajo diferentes condiciones.

Las zonas sísmicas consideradas en las modelaciones fue la zona 4 (Tacna), así mismo se realizó los respectivos diseño de los elementos estructurales de la edificación, y por último los tipos de análisis sísmicos que se tomaron en cuenta fueron el análisis estático y dinámico.

Con el fin de validar de manera más sólida la hipótesis, se decidió tomar como población a toda la edificación. La recaudación de los datos que se usaron para la validación de la hipótesis del presente trabajo se realizó a partir de las modelaciones realizadas con el software ETABS V.2013.

## INDICE

AGRADECIMIENTOS.....	ii
RESUMEN.....	iii
SUMMARY.....	iv
SINTESIS.....	v
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I.....	2
PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO.....	2
1.1    DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	2
1.2    DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.2.1    Delimitación Espacial.....	3
1.2.2    Delimitación Temporal.....	3
1.3    FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.3.1    Problema Principal.....	3
1.3.2    Problemas Específicos.....	3
1.4    OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	4
1.4.1    Objetivo General.....	4
1.4.2    Objetivo Específicos.....	4
1.5    HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN.....	4
1.5.1    Hipótesis Principal.....	4
1.5.2    Hipótesis Secundario.....	4
1.6    VARIABLE DE INVESTIGACIÓN.....	5
1.6.1    Operacionalización de Variables.....	5
1.7    DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	5
1.7.1    Tipo de la Investigación.....	5
1.7.2    Diseño de Investigación.....	5

1.8	POBLACIÓN Y MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN.....	6
1.8.1	Población .....	6
1.8.2	Muestra.....	6
1.9	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS .....	6
1.9.1	Técnicas.....	6
1.9.2	Instrumento.....	6
1.10	JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN .....	7
1.10.1	Justificación .....	7
1.10.2	Importancia .....	7
CAPÍTULO II.....		8
MARCO TEÓRICO .....		8
2.1	ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN .....	8
2.2	BASES TEÓRICAS .....	9
2.2.1	Sistema Estructural de concreto armado .....	9
2.2.2	Métodos de diseño.....	9
2.2.2.1	Requisitos generales de resistencia.....	12
2.2.2.2	Reducción de resistencia .....	12
2.2.3	El concreto .....	13
2.2.3.1	Resistencia a la Compresión .....	13
2.2.3.2	Módulo de Poisson del Concreto .....	13
2.2.4	El acero.....	14
2.2.5	Nociones preliminares.....	15
2.2.5.1	Recubrimiento mínimo de acero .....	15
2.2.5.2	Espaciamiento mínimo entre varillas .....	15
2.2.6	Flexión pura .....	16

2.2.6.1	Comportamiento de una viga de concreto armado sometida a flexión.....	17
2.2.6.2	Tipos de falla de los elementos sometidos a flexión .....	18
2.2.6.3	Análisis de una sección rectangular con comportamiento dúctil .....	19
2.2.6.4	Determinación de la cuantía balanceada o cuantía básica .....	20
2.2.6.5	Diseño de una sección rectangular con refuerzo en tensión.....	21
2.2.7	Esfuerzo Cortante .....	21
2.2.7.1	Resistencia del concreto al cortante .....	22
2.2.7.2	Consideraciones para el diseño de elementos sometidos a fuerza cortante .....	23
2.2.7.2.1	Resistencia del concreto .....	24
2.2.8	Losa aligerada .....	26
2.2.9	Columna.....	27
2.2.9.1	Acuerdo a la esbeltez de la columna .....	28
2.2.9.2	Columnas cortas sometidas a flexo-compresión.....	28
2.2.9.3	Refuerzo máximo y mínimo en columnas .....	30
2.2.9.4	Columna con estribos .....	30
2.2.10	Cimentación .....	31
2.2.10.1	Zapata aislada .....	31
2.2.10.2	Presión neta del suelo y dimensionamiento .....	32
2.2.11	Consideraciones diseño sismorresistente E-030 .....	33
2.2.11.1	Zonificación.....	33
2.2.11.2	Reducción de fuerzas sísmicas .....	33
2.2.11.3	Desplazamientos laterales relativos.....	34
2.2.12	Interacción Suelo – Estructura .....	35
2.2.12.1	Modelo Dinámico D.D. – Barkan – O.A. Savinov .....	35
2.2.13	Uso de software .....	39

2.2.13.1	Referencia Histórica.....	40
2.2.13.2	Descripción del Software utilizado ETABS V.2013. ....	41
2.3	DEFINICIÓN DE TERMINOS BÁSICOS .....	41
CAPITULO III.....		45
PRESENTACION DE RESULTADOS .....		45
3.1	CONFIABILIDAD Y VALIDACIÓN DE RESULTADOS.....	45
3.1.1	Estudio de Mecánica de suelos .....	45
3.1.1.1	Perfil estratigráfico del suelo.....	46
3.1.1.2	Ensayos de laboratorio .....	47
3.1.1.3	Calculo de Capacidad Portante del Suelo.....	47
3.1.1.4	Calculo de Asentamiento .....	49
3.1.2	Estructuración y Predimensionamiento.....	50
3.1.2.1	Estructuración .....	51
3.1.2.2	Predimensionamiento .....	52
3.1.2.2.1	Predimensionamiento de la losa aligerada.....	52
3.1.2.2.2	Predimensionamiento de vigas .....	52
3.1.2.2.3	Predimensionamiento de las columnas.....	53
3.1.3	Análisis Estructural Bajo Cargas De Gravedad.....	54
3.1.3.1	Análisis de la Losa Aligerada .....	54
3.1.3.2	Análisis de vigas, columnas.....	58
3.1.3.3	Modelo analítico .....	58
3.1.3.4	Resultados:.....	60
3.1.4	Interacción Sísmica Suelo Estructura .....	63
3.1.4.1	Cálculo de coeficientes de rigidez del suelo .....	63
3.1.4.2	Masas de la zapata.....	64

3.1.5	Análisis Sísmico.....	65
3.1.5.1	Peso del edificio:.....	67
3.1.5.2	Configuración estructural:.....	68
3.1.6	Excentricidad Accidental.....	73
3.1.7	Analisis Estático:.....	74
3.1.8	Análisis dinámico:.....	75
3.1.8.1	Modos y Periodos Resultantes.....	77
3.1.8.2	Control de Desplazamientos Laterales.....	78
3.1.8.3	Junta de Separación Sísmica.....	80
3.1.9	Diseño de Concreto Armado.....	82
3.1.9.1	Diseño de Losa Aligerada.....	82
3.1.9.2	Diseño de Viga.....	89
3.1.9.3	Diseño de Columna.....	96
3.1.9.4	Diseño de Placa.....	105
3.1.9.5	Diseño Cimentación.....	110
3.1.9.6	Diseño de Escalera.....	122
CAPÍTULO IV.....		128
PROCESO DE CONTRASTE DE HIPÓTESIS.....		128
4.1	PRUEBA DE HIPÓTESIS GENERAL.....	128
4.2	PRUEBA DE HIPÓTESIS ESPECÍFICAS.....	130
CAPÍTULO V.....		133
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....		133
CONCLUSIONES.....		137
RECOMENDACIONES.....		140
BIBLIOGRAFÍA.....		142

ANEXOS..... 144

MATRIZ DE CONSISTENCIA

INSTRUMENTO

PLANOS

ESTUDIO DE SUELOS

## ÍNDICE DE CUADROS

<b>Tabla 1:</b> Varilla corrugada .....	14
<b>Tabla 2:</b> Características de varilla .....	14
<b>Tabla 3:</b> Recubrimiento mínimo.....	15
<b>Tabla 4 :</b> Cuantía básica para concretos de diferentes calidades .....	20
<b>Tabla 5:</b> Peso de losas aligeradas por unidad de área .....	26
<b>Tabla 6 :</b> Reducción de fuerzas sísmicas .....	34
<b>Tabla 7 :</b> Desplazamientos laterales permitido.....	34
<b>Tabla 8:</b> Coeficiente de rigidez .....	37
<b>Tabla 9:</b> Calculo capacidad portante .....	48
<b>Tabla 10:</b> Calculo de asentamiento .....	50
<b>Tabla 11:</b> Predimensionamiento de la columna.....	53
<b>Tabla 12:</b> Peso unitario .....	54
<b>Tabla 13:</b> Coeficiente de rigidez.....	63
<b>Tabla 14:</b> Peso del edificio .....	67
<b>Tabla 15:</b> Irregularidad de Rigidez - piso blando .....	68
<b>Tabla 16:</b> Irregularidad de piso débil .....	69
<b>Tabla 17:</b> Irregularidad extrema de rigidez .....	69
<b>Tabla 18:</b> Irregularidad Extrema d resistencia .....	70
<b>Tabla 19:</b> Irregularidad de masa.....	70
<b>Tabla 20:</b> Irregularidad torsional.....	72
<b>Tabla 21:</b> Irregularidad torsional extrema .....	73
<b>Tabla 22:</b> Excentricidad accidental.....	74
<b>Tabla 23:</b> Cortante basal .....	74
<b>Tabla 24:</b> Valores de la curva de espectro .....	76
<b>Tabla 25:</b> Periodos de vibración .....	77
<b>Tabla 26:</b> Deriva sin (ISE) XX.....	78
<b>Tabla 27:</b> Deriva sin (ISE) YY.....	79
<b>Tabla 28:</b> Deriva XX .....	79
<b>Tabla 29:</b> Deriva YY .....	80
<b>Tabla 30:</b> Cortante mínima .....	81

<b>Tabla 31:</b> Ajuste de la cortante mínima .....	81
<b>Tabla 32:</b> Metrado de carga de la losa aligerada0.1 .....	83
<b>Tabla 33:</b> Cálculo de refuerzo negativo .....	85
<b>Tabla 34:</b> Calculo de refuerzo positivo .....	85
<b>Tabla 35:</b> Coeficientes para el refuerzo longitudinal negativo .....	90
<b>Tabla 36:</b> Calculo de refuerzo negativo .....	91
<b>Tabla 37:</b> Coeficientes para el refuerzo longitudinal positivo.....	91
<b>Tabla 38:</b> Calculo de refuerzo positivo .....	92
<b>Tabla 39:</b> Combinación de cargas .....	97
<b>Tabla 40:</b> Combinación de cargas para diseño de muro estructural .....	107
<b>Tabla 41:</b> Cortante máxima para diseño de muro .....	109
<b>Tabla 42:</b> Cargas de diseño para la zapata aislada .....	111
<b>Tabla 43:</b> Resultados de las distorsiones estudiados.....	129
<b>Tabla 44:</b> Resultados de la cortante mínima de la estructura.....	129
<b>Tabla 45:</b> Cortante basal sin interacción suelo estructura .....	130
<b>Tabla 46:</b> Cortante basal con interacción suelo estructura.....	131
<b>Tabla 47:</b> Distorsión sin interacción suelo estructura .....	131
<b>Tabla 48:</b> Distorsión con interacción suelo estructura .....	132

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> : Cargas verticales .....	11
<b>Figura 2</b> : Cargas horizontales .....	11
<b>Figura 3</b> : Espaciamiento mínimo entre varillas .....	16
<b>Figura 4</b> : Viga simplemente apoyado a carga concentrada .....	17
<b>Figura 5</b> : Distribución de esfuerzos en el concreto en compresión de la viga.....	18
<b>Figura 6</b> : Esfuerzos en una sección rectangular con refuerzo en tensión sometida a flexión .....	19
<b>Figura 7</b> : Peralte efectivo de una viga.....	21
<b>Figura 8</b> :Diagrama de fuerza cortantes para diseño .....	23
<b>Figura 9</b> : Sección crítica para el diseño por corte .....	24
<b>Figura 10</b> : Característica de una losa aligerada.....	26
<b>Figura 11</b> : Variación de la distribución de deformación .....	29
<b>Figura 12</b> : Sección rectangular analizada .....	29
<b>Figura 13</b> : Recubrimiento de concreto en la columna .....	30
<b>Figura 14</b> : Zapata aislada .....	31
<b>Figura 15</b> : Parámetros empleados para la determinación de capacidad .....	32
<b>Figura 16</b> : Zonas sísmicas.....	33
<b>Figura 17</b> : Modelo dinámico de suelo estructura .....	36
<b>Figura 18</b> : Perfil estratigráfico .....	46
<b>Figura 19</b> : Corte típico de aligerado.....	55
<b>Figura 20</b> : Área tributaria de la losa aligerada .....	56
<b>Figura 21</b> : Diagrama de losa aligerada .....	57
<b>Figura 22</b> : Modelo del edificio en 3D.....	59
<b>Figura 23</b> : Diafragma de momentos flectores Eje 2 (T.m).....	61
<b>Figura 24</b> : Diagrama de fuerzas cortante eje 2 (T) .....	62
<b>Figura 25</b> : Coeficiente de rigidez en etabs.....	64
<b>Figura 26</b> : Asignación de masa en cada zapata .....	65
<b>Figura 27</b> : Desplazamiento en un extremo .....	72
<b>Figura 28</b> : Espectro de respuesta.....	75
<b>Figura 29</b> : Losa aligerada .....	82
<b>Figura 30</b> : Momento flector de la losa aligerada .....	84

<b>Figura 31:</b> Diagrama cortante de la losa aligerada .....	86
<b>Figura 32:</b> Plano de colocación de acero de refuerzo .....	88
<b>Figura 33:</b> Envolvente de momento en el eje 2-2 primer nivel .....	90
<b>Figura 34:</b> envolvente de diagrama cortante en el eje 2-2 primer nivel.....	92
<b>Figura 35:</b> Viga detallada con acero de refuerzo .....	95
<b>Figura 36:</b> Plano en planta para diseño de columna.....	96
<b>Figura 37:</b> Diagrama de interacción X-X.....	98
<b>Figura 38:</b> Diagrama de interacción Y-Y .....	99
<b>Figura 39:</b> Fuerza cortante obtenida del etabs.....	100
<b>Figura 40:</b> Columna detallada con acero de refuerzo .....	104
<b>Figura 41:</b> Plano en planta para el diseño de muro .....	105
<b>Figura 42:</b> Diagrama de interacción X-X.....	107
<b>Figura 43:</b> Diagrama de interacción Y-Y .....	108
<b>Figura 44:</b> Muro detallado con acero de refuerzo .....	110
<b>Figura 45:</b> Dimensionamiento de la zapata aislada .....	113
<b>Figura 47:</b> Presiones para el diseño de la zapata.....	116
<b>Figura 48:</b> Verificación de la cortante de la zapata .....	116
<b>Figura 49:</b> Verificación por funcionamiento de la zapata .....	117
<b>Figura 50:</b> Perímetro del punzonamiento de la zapata .....	118
<b>Figura 51:</b> Presiones para el diseño longitudinal .....	119
<b>Figura 52:</b> Colocación del refuerzo longitudinal .....	121
<b>Figura 53:</b> Colocación del transversal.....	121
<b>Figura 56:</b> Colocación del acero de refuerzo .....	127

## INTRODUCCIÓN

El mercado de construcciones durante años ha sido atendido principalmente por el sector informal (autoconstrucción), lo que ha producido edificios de baja calidad estructural. Existe, en tanto un severo déficit de edificaciones de calidad y accesibles a sectores mayoritarios de la población, partiendo de la premisa que toda estructura debe cumplir con las exigencias de las normas de Diseño Sismo resistente E-030 y de Diseño Estructural vigentes.

En la presente investigación está orientada a resolver uno de los problemas actuales de la mecánica Estructural, específicamente, el problema de la metodología de cálculo de edificaciones con zapatas aisladas, considerando la flexibilidad de la base de la cimentación.

Dicho sistema constructivo suelo-estructura se usa con mucha frecuencia en la práctica y se considera un campo abierto en la investigación sísmica, representando el presente trabajo un aporte importante en la actualización de los métodos de cálculo de edificaciones con zapatas aisladas, donde el Dr. Genner Villareal presenta el modelo dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov.

El capítulo I corresponde al planteamiento metodológico, es decir, el problema, objetivos y la metodología de investigación empleada.

El capítulo II describe el marco teórico, la definición e importancia del sistema empleado en la presente tesis.

El capítulo III se desarrolla el análisis y diseño estructural, abarcando los conceptos básicos, requisitos, estructuración, evaluación de cada elemento estructural, criterios, modelo matemático y empleando el programa ETABS.

Se presentan las conclusiones y recomendaciones como resultado del análisis efectuado al edificio.

## **CAPÍTULO I**

### **PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO**

#### **1.1 DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA**

La ciudad de Tacna por su ubicación geográfica, al encontrarse en el cinturón de fuego, constituye una ciudad con alto riesgo sísmico, y ello lo demuestra los diferentes movimientos sísmicos ocurridos a lo largo de nuestra historia. Estos movimientos sísmicos de mediana a gran escala, causaron graves daños en las infraestructuras de la ciudad de Tacna en el terremoto de junio del 2001, que en algunos casos se llegó a la condición de colapso total.

Se tiene entonces la necesidad de diseñar y construir edificios más resistentes a las sollicitaciones sísmicas (edificios sismo-resistentes), esto se lograra siempre y cuando se cumplan con la norma vigente en nuestro país tales como el RNE (D.S 006, 2015) y ACI (American Concrete Institute).

En la actualidad se observa la construcción informal de edificaciones que no cuentan con la asesoría de un profesional, así como el incumplimiento de las normas existentes y las buenas prácticas constructivas ya existentes.

## **1.2 DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.2.1 Delimitación Espacial**

Se tomó como modelo un edificio: ubicado en la Urbanización Santa María MZ. D Lote 13 en el distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa y provincia de Tacna, departamento de Tacna.

### **1.2.2 Delimitación Temporal**

El análisis se efectuará tomando como base de estudio, el periodo comprendido entre los meses de febrero hasta finales del mes de abril del 2016.

## **1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

### **1.3.1 Problema Principal**

¿El Sistema Estructural de concreto armado presenta un mejor comportamiento estructural ante una amenaza sísmica en la construcción de un edificio en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa – Tacna?

### **1.3.2 Problemas Específicos**

- a) ¿Cómo es la aplicación del análisis estático y análisis dinámico aplicando la interacción suelo-estructura en el edificio?
- b) ¿Cómo es el diseño de los elementos estructurales aplicando la interacción suelo-estructura cumpliendo con el Reglamento Nacional de Edificaciones de un edificio?

## **1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.4.1 Objetivo General**

Analizar el comportamiento estructural del edificio frente a una amenaza sísmica en la construcción en el distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa -Tacna.

### **1.4.2 Objetivo Específicos**

- a) Realizar el análisis estático y análisis dinámico aplicando la interacción suelo estructura en el edificio con zapatas aisladas.
- b) Diseñar los elementos estructurales aplicando la interacción suelo estructura cumpliendo con el Reglamento Nacional de Edificaciones en un edificio.

## **1.5 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.5.1 Hipótesis Principal**

El diseño del sistema estructural de un edificio en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa- Tacna, es sismo resistente.

### **1.5.2 Hipótesis Secundario**

- a) El análisis estático y análisis dinámico aplicando la interacción suelo estructura en el edificio con zapatas aisladas, es efectiva.
- b) El diseño de los elementos estructurales aplicando la interacción suelo estructura cumple con el Reglamento Nacional de Edificaciones.

## 1.6 VARIABLE DE INVESTIGACIÓN

### 1.6.1 Operacionalización de Variables

**VARIABLE:** Sistema estructural del edificio.

Variable	Dimensiones/tipos	Indicadores
<b>V. Independiente</b> -Sistema estructural del edificio -Software (etabs)	a) Tipo del sistema estructural	-Desplazamiento lateral según la norma E-030
<b>V. Dependiente</b> -Elementos estructurales según:(Reglamento nacional de edificaciones)	b) Características de los elementos estructurales	-Reglamento Nacional de Edificaciones
	c) Trabajo en gabinete de la estructura	-Software

## 1.7 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

### 1.7.1 Tipo de la Investigación

Para el presente estudio se empleará el Método Descriptivo; es decir, describir y analizar sistemáticamente el comportamiento estructural de la edificación con respecto a las variaciones o las condiciones de la situación.

### 1.7.2 Diseño de Investigación

De acuerdo a los propósitos de la investigación y a la naturaleza de la investigación, se empleará la forma Descriptiva-Explicativa.

**DESCRIPTIVO:** Se atribuye a las teorías de la recopilación de diseño para el sistema estructural.

**EXPLICATIVO:** Dara un sustento del porque el uso del sistema estructural.

## **1.8 POBLACIÓN Y MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.8.1 Población**

La población está constituido por sistemas estructurales como: aporticado, sistemas mixtos, empleados en la construcción de edificios.

### **1.8.2 Muestra**

La muestra de la investigación está constituido por un edificio multifamiliar, con un área techada de 110 m<sup>2</sup> por nivel. El edificio será diseñado y analizado por un sistema estructural.

## **1.9 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

### **1.9.1 Técnicas**

- Análisis de contenido.

Esta se aplicará a toda la documentación, referente a las variables en estudio.

### **1.9.2 Instrumento**

- Fichas de investigación y guía de análisis de contenido

Esta ficha y guía estará orientados a recabar información como libros, tesis y normas (RNE, ACI) para la investigación.

## **1.10 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.10.1 Justificación**

El proyecto de tesis se justifica académicamente porque se realizara un Modelamiento y diseño de la estructura de un Edificio de cinco niveles aplicando el software ETABS Versión 2013, de acuerdo con las exigencias de las normas de Diseño Sismo resistente y de Diseño Estructural vigentes usando las normas (Reglamento Nacional de Edificaciones) educadamente.

Esta propuesta del análisis y diseño del sistema estructural, se tomara como referencia para cumplir con la norma E-030. Además su justificación se enfatiza al tema de mejorar el comportamiento de la estructura aplicando la interacción sísmica suelo estructura al edificio de cinco niveles con zapatas aisladas.

### **1.10.2 Importancia**

El presente análisis y diseño estructural pretende cumplir con las normas que establecen el Reglamento Nacional de Edificaciones y la ACI, tales como E-020, E-030, E-050 y E-060.

Con la aplicación de la interacción suelo – estructura varían los periodos de vibración en el edificio así como el aumento de los desplazamientos de la estructura ante sollicitaciones sísmicas. Bajo este contexto, el enfoque que se ha dado en la presente tesis es el de proponer un sistema estructural adecuado y efectivo.

El trabajo de investigación es un aporte a la Ingeniería Sísmica, Diseño de Edificaciones y Análisis Estructural. Puesto que permite conocer con la consideración de la interacción suelo estructura, se acerca más a la realidad del comportamiento de la estructura ante un evento sísmico considerables. La importancia del uso del software etabs V. 2013, nos permite la asignación de los coeficientes de rigidez del suelo a cada una de las zapatas, como se demuestra en el capítulo III.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN**

Choque Contreras, (2010), con el trabajo de investigación “Proyecto de estructuras de un edificio en surco con un sótano y cuatro pisos”, se concluye que al realizar el análisis sísmico del modelo mediante el uso del programa ETABS, los periodos fundamentales fueron los siguientes:  $T_x=0.3803\text{seg}$  y  $T_y=0.1061\text{ seg}$ . Con estos resultados se interpreta que la estructura es más rígida en la dirección YY debido a la alta densidad de muros de corte en dicha dirección y en XX es menos rígida ya que la densidad de muros es menor.

Huari Wilson, (2010) con el trabajo de investigación “Estructuras de un edificio de departamentos de diez pisos, ubicado en una esquina de Miraflores, dentro de un conjunto conformado por tres edificios”, se concluye que La utilización de programas de diseño estructural como el Etabs o el Sap 2000 para el cálculo de las estructuras mejora el diseño en concreto armado al darle mayor precisión y no sobredimensionando ni sobre reforzando los elementos resistentes. El uso de estos programas de diseño también nos permite reflejar de manera más real los efectos de los sismos sobre la estructura. Sin embargo, se debe verificar en todo momento la veracidad de los resultados ya que la incorrecta utilización del programa podría tener consecuencias graves en el diseño.

Existen numerosas investigaciones, sobre el Sistema Aporticado en nuestro medio, siendo las más importantes: “diseño de estructuras de concreto armado” de los ingenieros Teodoro E. Harmsen, Gianfranco Ottazzi Pasino, Antonio Blanco Blasco, Ángel San Bartolomé, etc.

## **2.2 BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1 Sistema Estructural de concreto armado**

#### **Definición del Sistema**

El sistema estructural según el D.S 006, (2015) “Los sistemas estructurales se clasificaran según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente predominante en cada dirección (...) (p. 382)”

El sistema aporticado en la actualidad está siendo muy utilizado en el Perú, debido a la facilidad que la industrialización ha traído para este sistema, mediante el uso de encofrados metálicos estructurales y el uso de concreto premezclado, haciendo más rígido y ágil en el proceso constructivo de las obras. La importancia estructural de este sistema radica en el uso de columnas, muros de concreto, lo cual nos asegura que no se produzcan cambios bruscos de las propiedades resistentes y principalmente de las rigideces.

### **2.2.2 Métodos de diseño**

En la actualidad existen, básicamente, dos métodos de diseño en concreto armado: diseño elástico o por cargas de servicio y diseño a la rotura o por resistencia última. El primero fue utilizado con mucha fuerza hasta mediados del siglo y el segundo ha adquirido impulso en los últimos cuarenta años. El diseño elástico parte de la hipótesis que es posible predecir la distribución de esfuerzos en el refuerzo y el concreto, al ser sometidos a cargas de servicio. Asume un comportamiento elástico de ambos materiales. El diseño consiste en conseguir que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles que son una fracción de la resistencia del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. En la actualidad, pruebas de laboratorio han permitido comprobar que el complejo comportamiento del concreto con el paso del tiempo conlleva a una constante

redistribución de esfuerzos entre éste y el acero. En el diseño elástico sólo se considera una de éstas distribuciones. Con el tiempo, las condiciones no consideradas pueden ocasionar la falla.

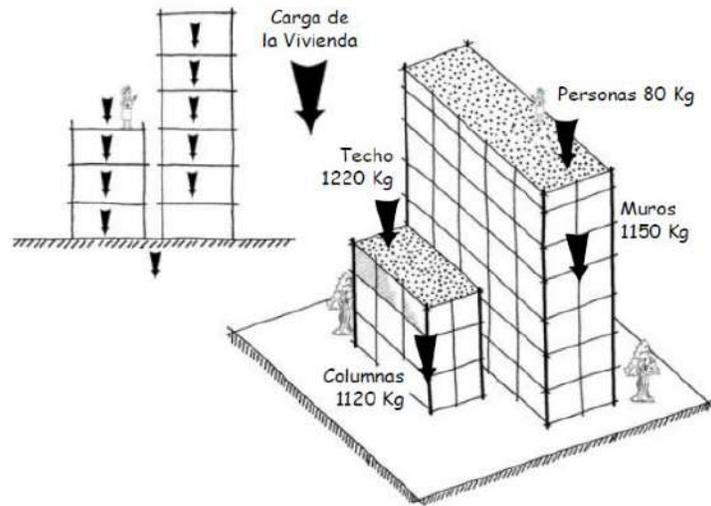
Por otro lado el Ingeniero E. Harmsen (2005), indica que el diseño de estructuras, es importante considerar el tipo de falla, dúctil o frágil, que presenta un elemento bajo determinadas solicitaciones y, en la medida de lo posible, orientar la falla según sea conveniente. El método elástico no considera este punto. El método elástico tampoco determina la carga que ocasiona la rotura de la pieza y por ello, su factor de seguridad no es conocido (p. 3).

1. El diseño por rotura permite controlar el modo de falla de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.
2. Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.
3. Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.
4. El método de diseño a la rotura permite evaluar la ductilidad de la estructura.
5. Este procedimiento permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.

**a) Cargas actuantes**

• **Cargas verticales**

- Peso propio de la vivienda o carga muerta (muros, techos, escaleras, acabados, etc.)
- Sobrecargas o cargas vivas (muebles, personas, etc.)

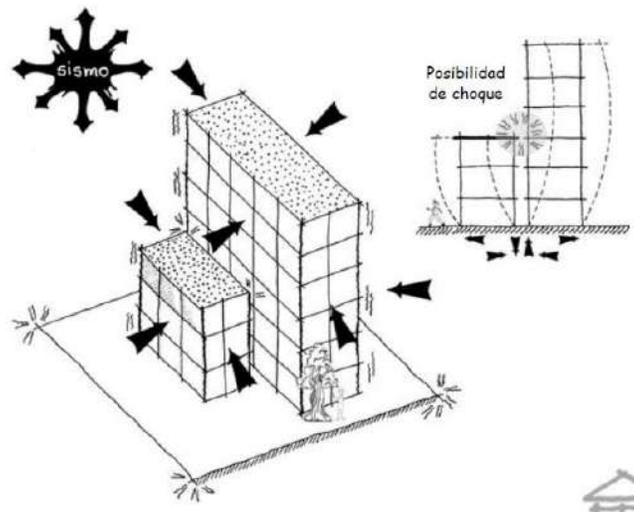


**Figura 1 :** Cargas verticales

**Fuente:** (Bazan, Duenas, & Noriega, 2005)

- **Cargas horizontales**

- Son las cargas producidas por los movimientos sísmicos.



**Figura 2:** Cargas horizontales

**Fuente:** (Bazan, Duenas, & Noriega, 2005)

### 2.2.2.1 Requisitos generales de resistencia

La metodología de diseño propuesta por la Norma E.060, se basa en suponer que las solicitaciones a las que estarán sometidos los elementos sean mayores a las requeridas, es decir amplificadas por ciertos factores para obtener las combinaciones últimas de cargas. La Norma E.060, capítulo 9.2, define las siguientes **resistencias requeridas (Ru)** para los diferentes tipos de carga:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad [1]$$

$$U = 1.25(CM + CV \pm CVi) \quad [2]$$

$$U = 0.9CM \pm 1.25CVi \quad [3]$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad [4]$$

$$U = 0.9CM \pm CS \quad [5]$$

### 2.2.2.2 Reducción de resistencia

A continuación se presentan los factores  $\phi$  de reducción de resistencias para diversas solicitaciones.

- Secciones controladas por tracción  $\phi = 0.9$
- Secciones controladas por compresión:
  - a) Elementos con refuerzo en espiral  $\phi = 0.70$
  - b) Otros elementos  $\phi = 0.65$
- Fuerza cortante o torsión  $\phi = 0.75$

## 2.2.3 El concreto

### 2.2.3.1 Resistencia a la Compresión

El valor de  $f_c$  (resistencia a la compresión) se utiliza generalmente como indicador de la calidad del concreto. Es claro que pueden existir otros indicadores más importantes dependiendo de las sollicitaciones y de la función del elemento estructural o estructura. La resistencia a la compresión se determina a partir de ensayos de laboratorio en probetas cargadas axialmente.

El módulo de elasticidad del concreto depende de muchas variables, para concretos de peso normal, el ACI y la Norma peruana permiten estimar  $E_c$  mediante:

$$E_c = 15100 * \sqrt{f_c} \quad [6]$$

### 2.2.3.2 Módulo de Poisson del Concreto

Ottazzi Pasino, (2012), indico que “por debajo del esfuerzo crítico (75% a 80% de  $f_c$ ) el Módulo de Poisson -  $\mu$  - varía entre 0.11 y 0.21. Normalmente está en el rango de 0.15 a 0.20 y permanece aproximadamente constante bajo cargas sostenidas” (p. 24).

En la práctica se suele adoptar  $\mu = 0.15$ , con lo cual el Módulo de Rigidez al Esfuerzo Cortante es:

$$G_c = E_c / 2(1 + \mu) \quad [7]$$

$$G_c = E_c / 2.3 \quad [8]$$

## 2.2.4 El acero

Las varillas corrugadas son de sección circular y, como su nombre lo indica, presentan corrugaciones en su superficie para favorecer la adherencia con el concreto. Estas corrugaciones deben satisfacer requisitos mínimos para ser tomadas en cuenta en el diseño. Existen tres calidades distintas de acero corrugado: grado 40, grado 60 y grado 75 aunque en nuestro medio sólo se usa el segundo.

**Tabla 1:** Varilla corrugada

	<b>Fy (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fs (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
Grado 40	2800	4900
Grado 60	4200	6300
Grado 75	5300	7000

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

Dónde:  $f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero.

$f_s$ : Resistencia mínima a la tracción a la rotura.

Las varillas se denominan por números y sus características geométricas se presentan en la Tabla.

**Tabla 2:** Características de varilla

<b>#</b>	<b>d (in)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>P (cm)</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>
2	1/4	0.64	2	0.32
3	3/8	0.95	3	0.71
4	1/2	1.27	4	1.29
5	5/8	1.59	5	2
6	3/4	1.91	6	2.84
7	7/8	2.22	7	3.87
8	1	2.54	8	5.1

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

## 2.2.5 Nociones preliminares

### 2.2.5.1 Recubrimiento mínimo de acero

Según el ACI 318, (2008) el recubrimiento del refuerzo debe ser controlado, para para proteger el refuerzo contra la corrosión, el fuego, la abrasión, etc. Como se muestra en la siguiente tabla.

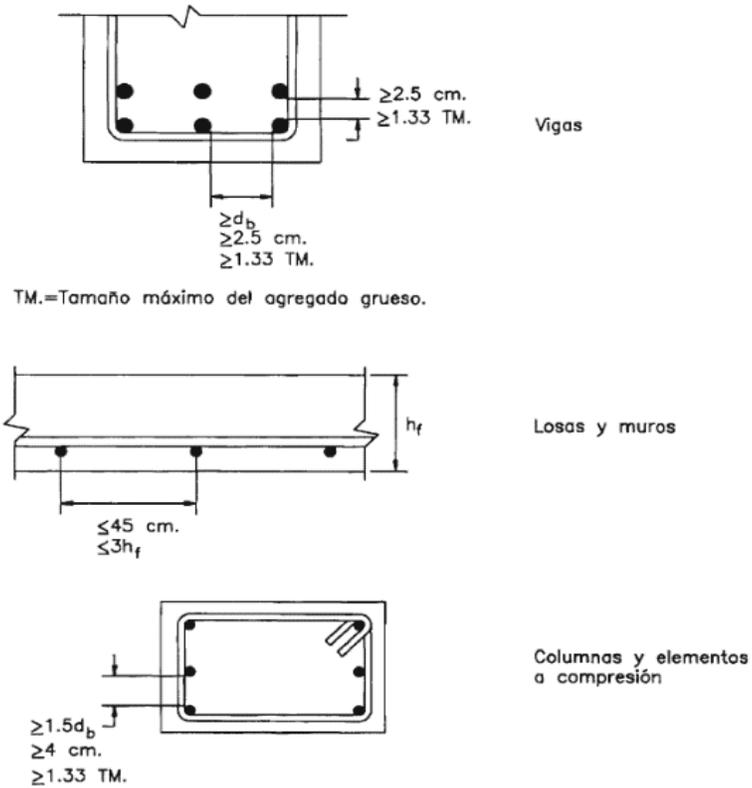
**Tabla 3:** Recubrimiento mínimo

<b>Concreto vaciado</b>	<b>Recubrimiento (cm)</b>
Columna	4
Viga	4
Losa alig.	2.5
Zapata	7.5
Muro	2.5

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

### 2.2.5.2 Espaciamiento mínimo entre varillas

Según el ACI 318, (2008), sugiere los espaciamientos mínimos indicados en la siguiente figura.



**Figura 3:** Espaciamiento mínimo entre varillas

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

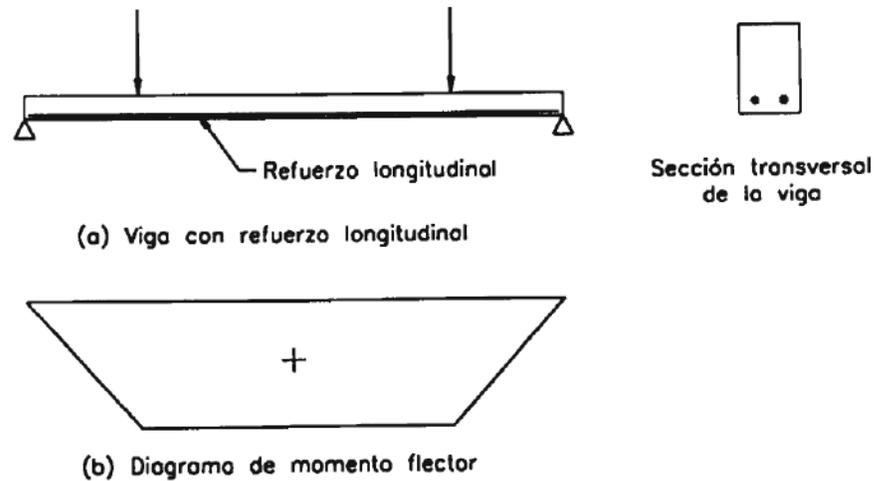
## 2.2.6 Flexión pura

Las vigas son elementos estructurales que transmiten cargas externas transversales que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud.

Se desarrollarán los principios básicos del comportamiento de los elementos de concreto armado sometidos a flexión. Es imprescindible comprender claramente este fenómeno para luego deducir las expresiones a usar tanto en el análisis como en el diseño. El análisis implica fundamentalmente la determinación del momento resistente de una sección completamente definida. El diseño es el proceso contrario: dimensionar una sección capaz de resistir el momento aplicado. Si bien es ciertos ambos usan los mismos criterios, los procedimientos a seguir son diferentes y serán expuestos por separado (E. Harmsen, 2005, p. 79).

### 2.2.6.1 Comportamiento de una viga de concreto armado sometida a flexión

Las vigas son elementos estructurales que transmiten cargas externas transversales que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en una longitud, como se muestra en la siguiente figura.

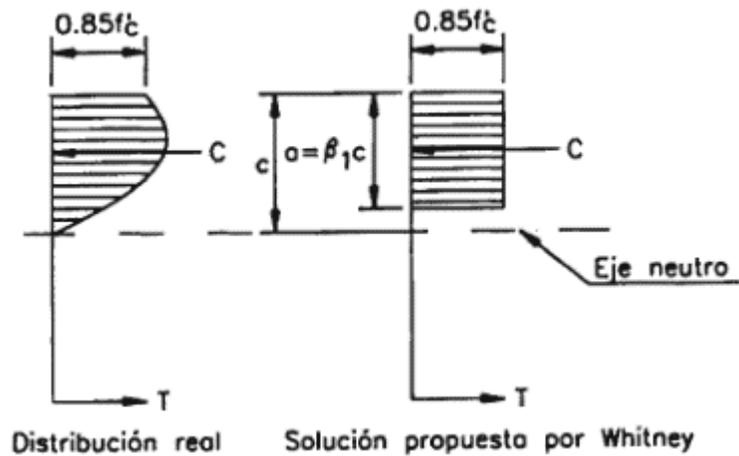


**Figura 4:** Viga simplemente apoyada a carga concentrada

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

La distribución rectangular de esfuerzos, propuesta por Whitney, cuyas características se muestran en la figura 2.

Según E. Harmsen, (2005), El valor de  $\beta$  es 0.85 si la resistencia del concreto es menor que 280 kg/cm<sup>2</sup>. Si este no es el caso,  $\beta$  disminuirá en 0.05 por cada incremento de 70 kg/cm<sup>2</sup> en la resistencia del concreto. En ningún caso  $\beta$ , será menor que 0.65, pues los ensayos han demostrado que para concretos de alta resistencia una reducción excesiva de  $\beta$ , conlleva a diseños poco conservadores. La resultante de la distribución rectangular de esfuerzos propuesta por Whitney coincide con la resultante de la distribución no lineal de esfuerzos  $p$ . (83).



**Figura 5 :** Distribución de esfuerzos en el concreto en compresión de la viga

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

### 2.2.6.2 Tipos de falla de los elementos sometidos a flexión

Según E. Harmsen, (2005), “Los elementos sometidos a flexión casi siempre fallan por compresión del concreto, sin embargo el concreto puede fallar antes o después que el acero fluya. (p. 83)”

1. Falla por tensión: El acero fluye y el elemento exhibe una falla dúctil. Se aprecian grandes deflexiones y rajaduras antes del colapso lo cual alerta a los usuarios acerca del peligro inminente. Estas secciones son llamadas también sub-reforzadas.
2. Falla por compresión: El acero no tiene oportunidad de fluir y el concreto falla repentinamente. Estas secciones son llamadas sobre-reforzadas. La resistencia de una sección sobre-reforzada es mayor que la de otra sub-reforzada de dimensiones similares.
3. Falla balanceada: Se produce cuando el concreto alcanza la deformación unitaria Última de 0.003 simultáneamente al inicio de la fluencia del acero.

### 2.2.6.3 Análisis de una sección rectangular con comportamiento dúctil

Partiendo de la distribución de esfuerzos mostrada en la figura 5.7 se establece la condición de equilibrio:

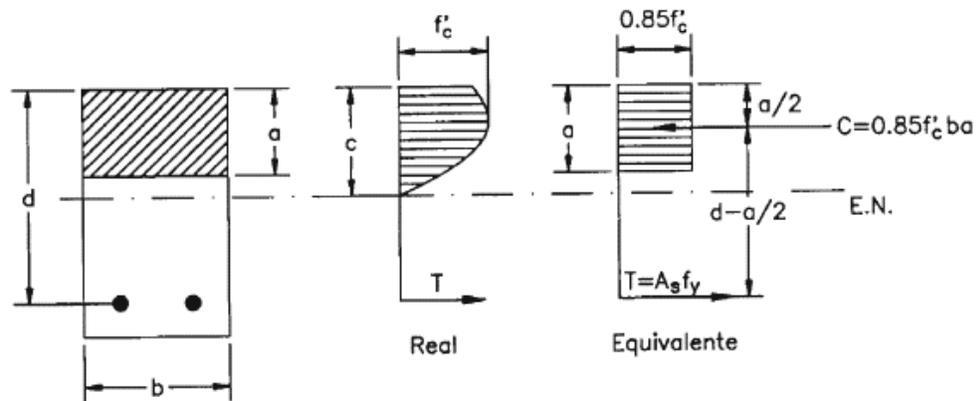
$$C = T$$

$$0.85f_c * ba = A_s * Fy \quad [9]$$

Dónde: b: Ancho de la sección del concreto

a: Altura del bloque rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto

As: Área de refuerzo en tensión de la sección



**Figura 6 :** Esfuerzos en una sección rectangular con refuerzo en tensión sometida a flexión

**Fuente:** (E. Harsen, 2005)

$$a = A_s * \frac{Fy}{0.85} * f_c * b \quad [10]$$

$$w = \rho * fy / fc \quad [11]$$

Cuantía de acero en tensión definida a través de la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad [12]$$

$$a = \rho \cdot d \cdot \frac{f_y}{0.85 f_c} = w \cdot \frac{d}{0.85} \quad [13]$$

Momento resistente:

$$Mn = c \left( d - \frac{a}{2} \right) = T \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad [14]$$

$$Mn = 0.85 * f_c * ba \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad [15]$$

#### 2.2.6.4 Determinación de la cuantía balanceada o cuantía básica

En la práctica, una sección con este refuerzo es antieconómica, por lo que normalmente se procura usar cuantías menores a 05pb. En la Tabla 5.1 se muestran los valores de pb, 0.75 y 0.5pb para diferentes calidades de concreto.

**Tabla 4 :** Cuantía básica para concretos de diferentes calidades

Fy (kg/cm <sup>2</sup> )	210	280	350	420
β1	0.85	0.85	0.80	0.75
pb	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
0.75pb	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
0.5pb	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

### 2.2.6.5 Diseño de una sección rectangular con refuerzo en tensión

Peralte efectivo de la sección en función de su peralte total. Por ejemplo, para una viga con una capa de refuerzo, se efectúa un análisis como el mostrado en la figura.

Para vigas con una capa de refuerzo.....  $d=h-6$  cm

Para vigas con dos capas de refuerzo.....  $d=h-9$  cm

Para losas.....  $d=h-3$  cm

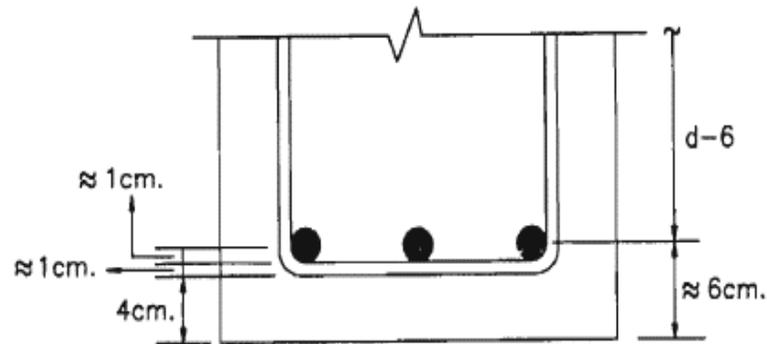


Figura 7 : Peralte efectivo de una viga

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

Se evalúa el momento nominal ( $M_u$ ), con las fuerzas exteriores amplificadas, haciendo uso de las combinaciones presentadas anteriormente.

$$M_u \leq \phi M_n \quad [15]$$

### 2.2.7 Esfuerzo Cortante

El concreto armado, antes de presentar alguna grieta, se comporta como un material homogéneo. Aunque esta etapa es muy corta, es conveniente analizarla con detalle ya que permite comprender el mecanismo de formación de grietas y el fenómeno de tracción diagonal.

### 2.2.7.1 Resistencia del concreto al cortante

Se ha hecho una gran cantidad de trabajo de investigación sobre el tema del cortante y de la tensión diagonal en las vigas no homogéneas de concreto reforzado y se han desarrollado muchas teorías. A pesar de todo este trabajo y de todas las teorías resultantes, nadie ha podido proporcionar una explicación convincente del mecanismo de falla involucrado. Como consecuencia, los procedimientos de diseño se basan primordialmente en los datos de pruebas

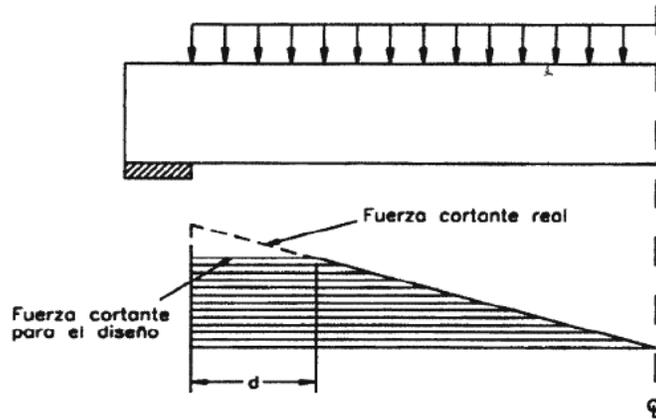
1. Los elementos que se diseñen de acuerdo al apéndice A del ACI, la resistencia nominal al corte en una sección cualquiera, será la suma de las resistencias aportadas por el concreto y por el refuerzo:

$$V_n = V_c + V_s \quad [16]$$

La fuerza cortante máxima  $V_u$  en una viga no debe exceder la capacidad de esfuerzo cortante de diseño  $V_s$  de la sección transversal de la viga.

$$V_u \leq \phi V_s \quad [17]$$

2. Toda las cargas aplicadas en la parte superior de la viga y no hay cargas concentradas entre la cara del apoyo y una sección ubicada a  $d$  de ella, entonces las secciones situadas en éste tramo se diseñarán para un cortante último igual al correspondiente a la sección ubicada a  $d$  del apoyo. Esta sección se denomina sección crítica y es la que se encuentra sometida al mayor cortante de diseño del elemento.

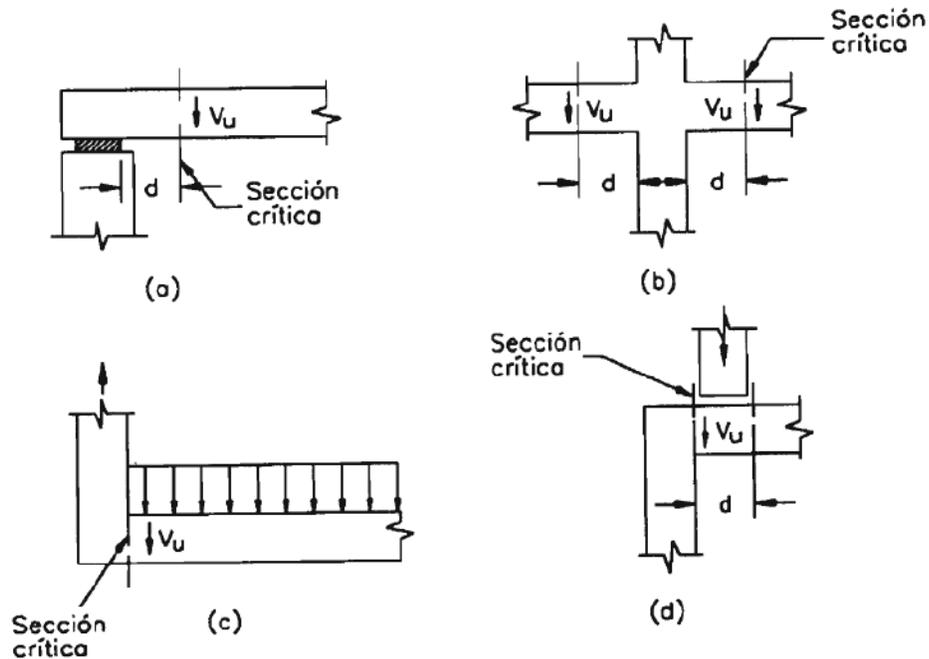


**Figura 8** :Diagrama de fuerza cortantes para diseño

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

### 2.2.7.2 Consideraciones para el diseño de elementos sometidos a fuerza cortante

La fuerza transversal o cortante en cualquier sección de un miembro estructural puede deducirse por consideraciones de equilibrio. La intensidad de fuerzas se muestra convenientemente mediante un “diagrama de fuerza cortante.” Cuando la reacción en el apoyo es de tracción, la sección crítica se ubica en la cara del apoyo. En la figura, se muestran algunos casos en los cuales la sección crítica se ubica a  $d$  del apoyo y otros en los que está a la cara.



**Figura 9:** Sección crítica para el diseño por corte

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

### 2.2.7.2.1 Resistencia del concreto

La resistencia del concreto a la fuerza de corte, se considera igual a la carga que produce la primera grieta por tracción diagonal, se le denomina  $V_c$  y generalmente tiene mayor capacidad de carga antes de la falla.

“Se ha hecho una gran cantidad de trabajo de investigación sobre el tema del cortante y de la tensión diagonal en las vigas no homogéneas de concreto reforzado y se han desarrollado muchas teorías. A pesar de todo este trabajo y de todas las teorías resultantes, nadie ha podido proporcionar una explicación convincente del mecanismo de falla involucrado. Como consecuencia, los procedimientos de diseño se basan primordialmente en los datos de pruebas.” (McCormac & Brown, 2008, p. 221)

Las normas peruanas y el ACI recomiendan la expresión simplificada:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * bw * d \quad [18]$$

Asimismo se determina:

$$V_n = Vu/\phi \quad [19]$$

Donde  $\phi = 0.85$  para fuerza cortante

La resistencia nominal  $V_n$  de trabajo a la fuerza cortante con refuerzo transversal, se considera que está compuesto por la contribución del concreto y del acero de refuerzo.

$$V_n = V_{cn} + V_s \quad [20]$$

Dónde:  $V_{cn}$  es la fuerza de corte nominal que absorbe el concreto

$V_s$  es la fuerza de corte nominal que absorbe el refuerzo

$$V_s = V_n - V_{cn} \quad [21]$$

Si el refuerzo transversal es perpendicular al eje del elemento

$$V_s = A_v * f_y * d/s \quad [22]$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal, según las normas peruanas y el ACI:

$$S \leq 60 \text{ cm} , S \leq d/2$$

$$V_s \leq 1.1 * \sqrt{f_c} * bw * d \quad [23]$$

En caso se exceda estos límites:

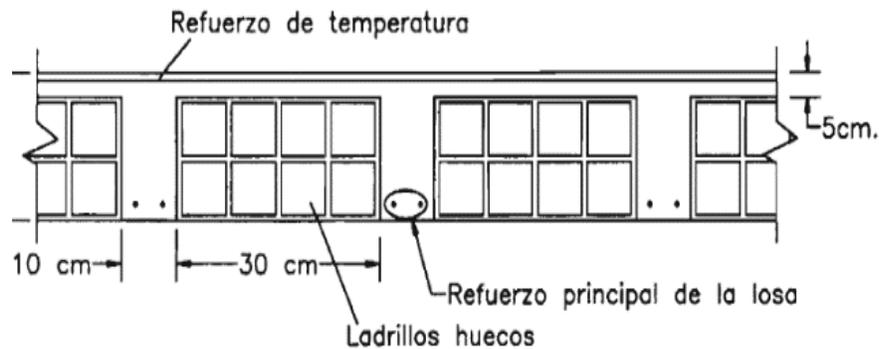
$$s \leq 30 \text{ cm} , S \leq d/4 \quad [24]$$

Para garantizar una falla dúctil, en caso sea producida por la fuerza cortante, las normas del ACI recomiendan que:

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f_c} * bw * d \quad [25]$$

### 2.2.8 Losa aligerada

Las losas aligeradas son más ligeras, lo que les permite ser más eficientes para cubrir luces grandes. Son elaboradas haciendo uso de encofrados. Si se prefiere una losa cuya superficie inferior sea uniforme se rellena los espacios vacíos con ladrillos huecos o materiales análogos. Son de uso muy común en edificaciones tanto grandes como pequeñas, pero sobretodo en estas últimas por el ahorro de concreto que se consigue, como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 10:** Característica de una losa aligerada

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

**Tabla 5:** Peso de losas aligeradas por unidad de área

Altura de la losa	Bloques de mortero	Ladrillos de arcilla
17 cm (12+5)	300 kg/m <sup>2</sup>	250 kg/m <sup>2</sup>
20 cm (15+5)	350 kg/m <sup>2</sup>	280 kg/m <sup>2</sup>
25 cm (20+5)	400 kg/m <sup>2</sup>	320 kg/m <sup>2</sup>
30 cm (25+5)	450 kg/m <sup>2</sup>	370 kg/m <sup>2</sup>

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

## 2.2.9 Columna

Las columnas se definen como elementos que sostienen principalmente cargas a compresión. En general, las columnas también soportan momentos flectores con respecto a uno o a los dos ejes de la sección transversal y esta acción de flexión puede producir fuerzas de tensión sobre un aparte de sección transversal. Aun estos casos, se hacen referencia a las columnas como elementos a compresión puesto que la fuerza de compresión domina su comportamiento. Según el tipo de refuerzo transversal las columnas se pueden clasificar en columnas con estribos o con refuerzo en espiral. Según la importancia de las deformaciones en el análisis y diseño, las columnas pueden ser cortas o largas. Las columnas cortas son aquellas que presentan deflexiones laterales que no afectan su resistencia.

Según McCormac & Brown, (2008), las columnas de concreto pueden clasificarse en las tres siguientes categorías (p. 251):

1. **Pedestales o bloques cortos a compresión.** Si la altura de un miembro vertical a compresión es menor que tres veces su dimensión lateral más pequeña, puede considerarse como un pedestal. El ACI (2.2 y 10.14) establece que un pedestal puede diseñarse con concreto simple o sin refuerzo, con un esfuerzo máximo de diseño a compresión igual a  $0.85\phi f_c$ , donde  $\phi$  es 0.65. Si la carga total aplicada al miembro es mayor que  $0.85\phi f_c A_g$  será necesario ya sea incrementar el área de la sección transversal del pedestal o bien diseñarlo como una columna de concreto reforzado.
2. **Columnas cortas de concreto reforzado.** Si una columna de concreto reforzado falla debido a la falla inicial del material, se clasifica como columna corta. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales de que está construida. Consideramos que una columna corta es un miembro más bien robusto con poca flexibilidad.
3. **Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado.** A medida que las columnas se hacen más esbeltas, las deformaciones por flexión también aumentarán, así como los momentos secundarios resultantes. Si estos momentos son de tal magnitud que reducen significativamente la capacidad de carga axial de la columna, ésta se denomina larga o esbelta.

### 2.2.9.1 Acuerdo a la esbeltez de la columna

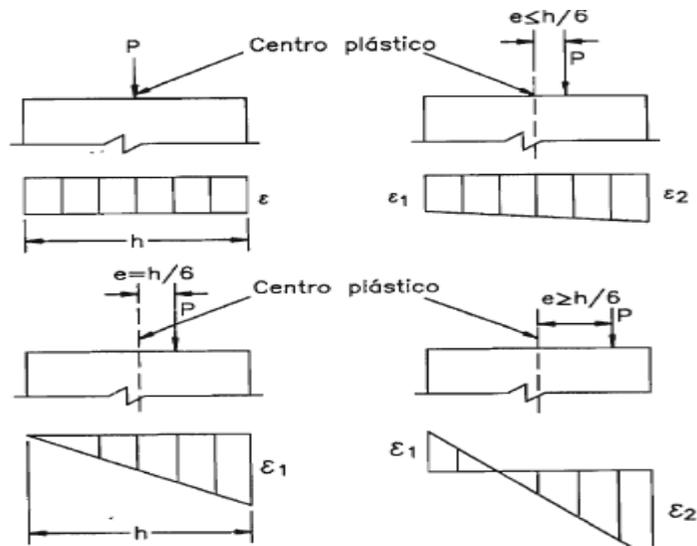
De acuerdo a la esbeltez de la columna o a la importancia que tengan los efectos de segundo orden en la resistencia de la columna.

- **Columnas cortas:** en las cuales los efectos de esbeltez son despreciables.
- **Columnas largas o esbeltas:** en las cuales es necesario considerar los efectos de la esbeltez en el diseño.

La mayoría de las columnas que utilizamos en nuestro medio pueden clasificarse como “robustas” y por lo tanto los efectos de la esbeltez suelen ser despreciables. Esto significa que las dimensiones de la sección transversal que empleamos suelen ser “generosas” dado que vivimos en un país sísmico y aún no utilizamos concretos de muy alta resistencia.

### 2.2.9.2 Columnas cortas sometidas a flexo-compresión

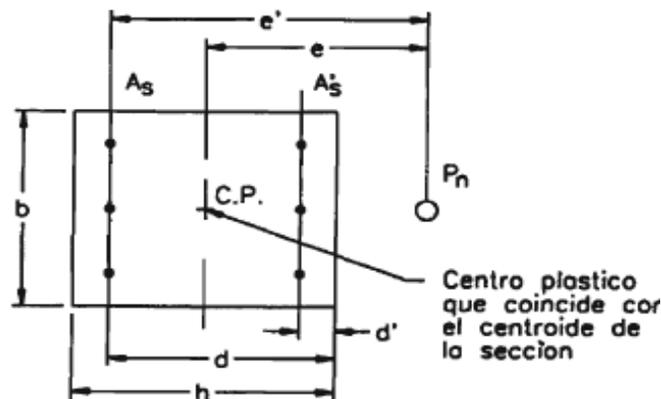
Una columna sometida a flexo-compresión puede considerarse como el resultado de la acción de una carga axial excéntrica o como el resultado de la acción de una carga axial y un momento flector. Ambas condiciones de carga son equivalentes y serán empleadas indistintamente para el análisis de columnas cortas sometidas a flexo-compresión.



**Figura 11:** Variación de la distribución de deformación

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

Las hipótesis asumidas para el análisis de concreto sometido a flexión pura, son válidas también para el análisis de elementos sometidos a flexo-compresión. Puesto que cada columna puede presentar tres tipos de falla distintos, cada una cuenta con tres juegos de ecuaciones que definen su resistencia, ya sea en términos de carga axial y momento resistente, o en términos de carga axial resistente para una determinada excentricidad. El procedimiento para determinar estas ecuaciones es sencillo



**Figura 12:** Sección rectangular analizada

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

$$Pn = 0.85fc * ba + As * fs - As * fs$$

$$Mn = 0.85fc * ba * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + As * fs * \left(\frac{h}{2} - d\right) + As * fs * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

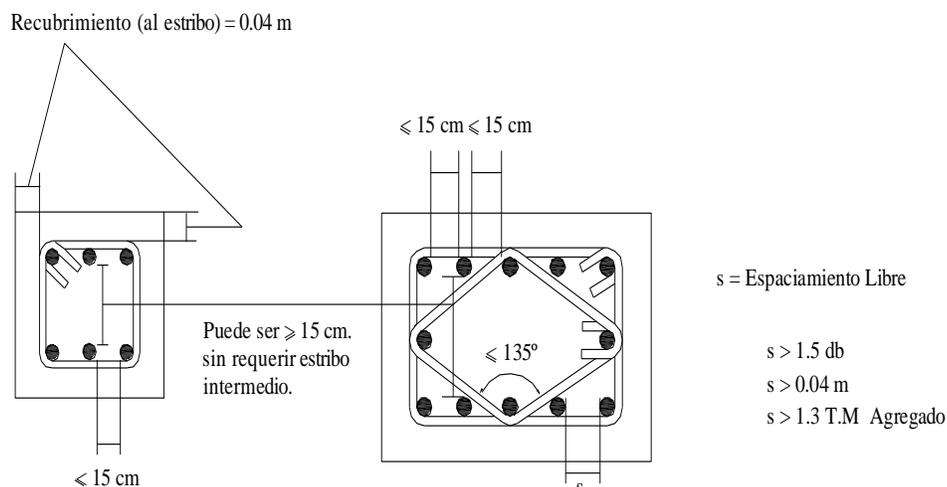
### 2.2.9.3 Refuerzo máximo y mínimo en columnas

La Norma Peruana exige las siguientes cuantías de refuerzo mínimas y máximas en columnas:

$$\rho = \frac{Ast}{Ag} \quad \rho \geq 1\% \quad \rho \leq 6\%$$

### 2.2.9.4 Columna con estribos

Todas las varillas del refuerzo longitudinal deberán apoyarse en estribos. Si el refuerzo longitudinal está compuesto por varillas menores que la # 10 (1 1/4"), los estribos serán de denominación #3 (3/8") o mayor. Por el contrario, si el acero longitudinal es de diámetro mayor, los estribos serán #4 (1/2") o mayores.



**Figura 13:** Recubrimiento de concreto en la columna

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

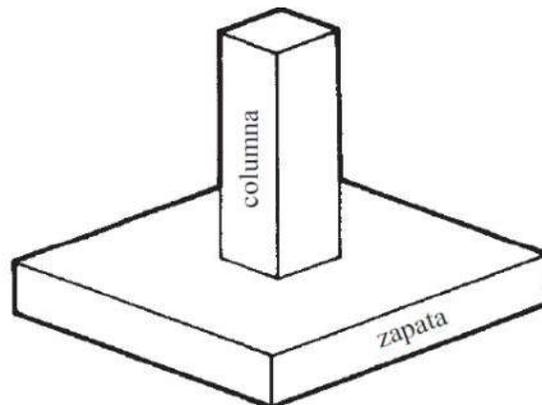
## 2.2.10 Cimentación

Las zapatas son miembros estructurales que se usan para soportar columnas, muros y transmitir sus cargas al suelo subyacente. El concreto reforzado es un material muy adecuado para las zapatas y se usa así en edificios de concreto reforzado, de acero estructural, en puentes, torres y otras estructuras. La presión permisible en un suelo debajo de una zapata es normalmente de unas cuantas toneladas por pie cuadrado. Los esfuerzos de compresión en los muros y las columnas de una estructura ordinaria pueden llegar a ser de cientos de toneladas por pie cuadrado. Por consiguiente, es necesario repartir estas cargas sobre la suficiente área de suelo como para que éste soporte las cargas en forma segura.

No sólo es deseable transferir las cargas de la superestructura al suelo subyacente en forma tal que no se generen asentamientos excesivos o dispares y rotaciones, sino que también es necesario proporcionar la suficiente resistencia al deslizamiento y volteo.

### 2.2.10.1 Zapata aislada

Una zapata aislada o zapata para una sola columna como se muestra en la figura se usa para soportar la carga de una sola columna. Éstas son las zapatas más comúnmente usadas, en particular cuando las cargas son relativamente ligeras y las columnas no están muy cercanas entre sí.



b) zapata aislada o zapata para una sola columna

**Figura 14:** Zapata aislada

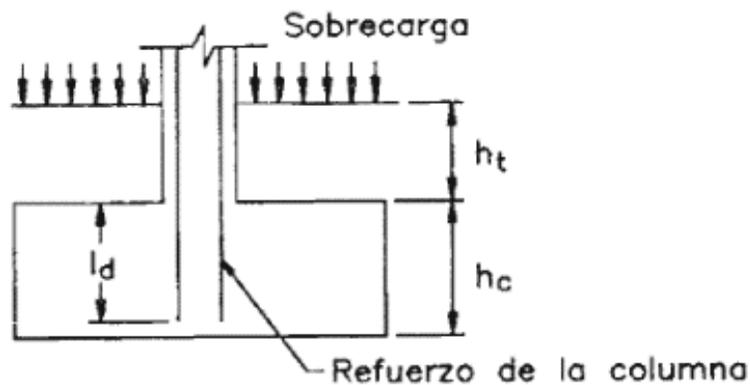
**Fuente:** (McCormac & Brown, 2008)

### 2.2.10.2 Presión neta del suelo y dimensionamiento

El dimensionamiento de la zapata aislada se efectúa a base de solo a las cargas de gravedad, las presiones permisibles del suelo que se usan para diseñar la cimentación para una estructura particular, se obtienen usando los servicios de un ingeniero especializado en geotecnia. Éste determinará los valores de seguridad con base en los principios de la mecánica de suelos, en los resultados de las pruebas de los sondeos, en pruebas de carga y en otras investigaciones experimentales. Otros asuntos pueden entrar en la determinación de las presiones permisibles del suelo, como la sensibilidad del marco del edificio para acomodar la deflexión de las zapatas. También, el agrietamiento de la superestructura que resulta del asentamiento de las zapatas sería mucho más importante en un centro de artes escénicas que en un almacén.

$$q_{sn} = q_s - \frac{s}{c} - Y_t * h_t - Y_c * h_c - Y_s * h_s - Y_r * h_r$$

$A = \text{Carga sin amplificar} / q_u$



**Figura 15:** Parámetros empleados para la determinación de capacidad

**Fuente:** (E. Harmsen, 2005)

## 2.2.11 Consideraciones diseño sismorresistente E-030

### 2.2.11.1 Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura.



**Figura 16:** Zonas sísmicas

**Fuente:** (D.S 006, 2015)

### 2.2.11.2 Reducción de fuerzas sísmicas

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración.

**Tabla 6 :** Reducción de fuerzas sísmicas

Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	<b>3</b>
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	<b>7</b>

**Fuente:** (D.S 006, 2015)

$$R = R_o * I_a * I_p$$

[26]

### 2.2.11.3 Desplazamientos laterales relativos

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

**Tabla 7 :** Desplazamientos laterales permitido

<b>LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO</b>	
<b>Material Predominante</b>	<b>( <math>\Delta_i / h_{ei}</math> )</b>
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

**Fuente:** (D.S 006, 2015)

## **2.2.12 Interacción Suelo – Estructura**

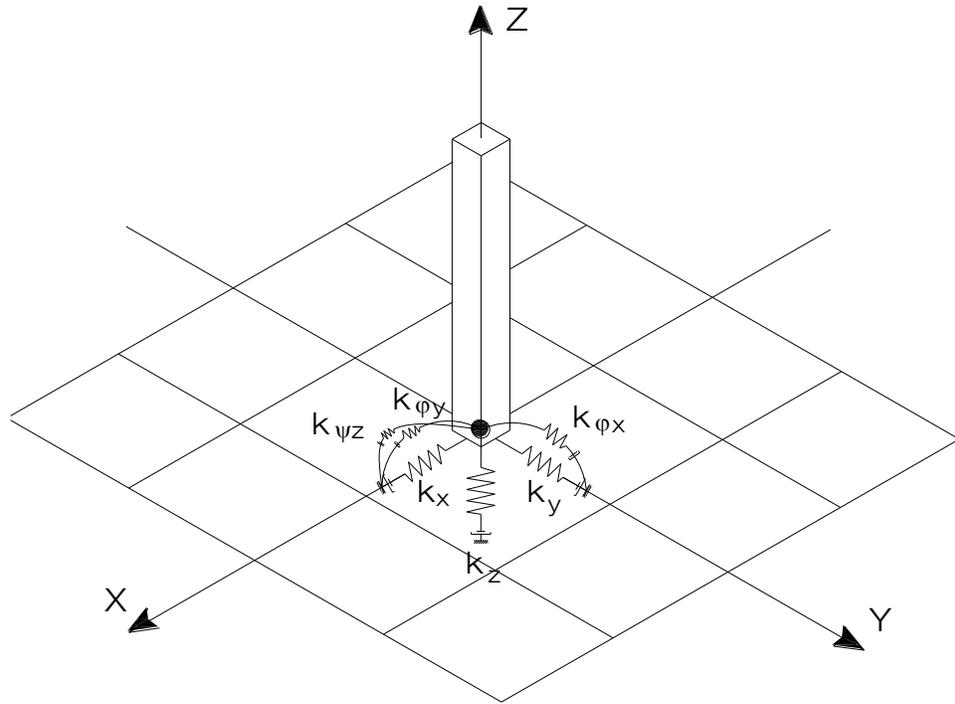
Existen modelos dinámicos aceptados que, a través de coeficientes de rigidez, van a expresar cómo es que realmente interactúa el suelo con la estructura.

Villarreal Castro, (2009) concluye que la respuesta sísmica de la estructura está íntimamente ligada a la forma con los movimientos sísmicos del terremoto afectan la estructura a través de su cimentación. Las características dinámicas del suelo subyacente. La rigidez y disposición de la cimentación y el tipo del sistema estructural de la edificación interactúa entre sí para caracterizar los efectos sísmicos sobre ella. El hecho de que no se tome en cuenta la rigidez de la cimentación y las características dinámicas del suelo subyacente en el análisis sísmico de la edificación puede conducir a variaciones apreciables entre la respuesta sísmica estimada y la respuesta real de la estructura. Por las razones anotadas es conveniente incluir los efectos de la interacción suelo – estructura en el análisis sísmico de la edificación. (p.23).

### **2.2.12.1 Modelo Dinámico D.D. – Barkan – O.A. Savinov**

Es un modelo teórico-experimental, que está basado en la forma con la que interactúa la cimentación con la base de fundación en forma de un proceso establecido de vibraciones forzadas.

Villarreal Castro, (2009) indicó que el “resultado de muchas investigaciones experimentales para determinar los coeficientes de rigidez de las cimentaciones, el científico ruso D.D. Barkan en el año 1948 propuso utilizar las siguientes expresiones” (p. 29):



**Figura 17:** Modelo dinámico de suelo estructura

**Fuente:** (Villarreal Castro, 2009)

**Tabla 8:** Coeficiente de rigidez

$$\begin{aligned} K_x &= C_x \times A & K_{\varphi.x} &= C_{\varphi.x} \times I_x \\ K_y &= C_y \times A & K_{\varphi.y} &= C_{\varphi.y} \times I_y \\ K_z &= C_z \times A \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_o &= \frac{1-\mu}{1-0.5\mu} \cdot C_o \\ C_x &= D_o \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \\ C_y &= D_o \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \\ C_z &= C_o \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \\ C_{\varphi x} &= C_o \left[ 1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \\ C_{\varphi y} &= C_o \left[ 1 + \frac{2(3a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \sqrt{\frac{\rho}{\rho_o}} \end{aligned}$$

**Fuente:** (Villarreal Castro, 2009)

Donde:

Co, Do = Coeficientes determinados a través de experimentos

a,b = Dimensiones de la cimentación en el plano

$\Delta$  = Coeficiente empírico, asumido para cálculos prácticos igual a  $\Delta=1m^{-1}$

Cálculo de Co			
Perfil	Base de fundación	Suelo	Co (kg/cm <sup>3</sup> )
S1	Roca o suelo muy rígido	Arcilla y arena arcillosa dura ( $I_L < 0$ )	3.0
		Arena compacta ( $I_L < 0$ )	2.2
		Cascajo, grava, canto rodado, arena densa.	2.6
S2	Suelo intermedio	Arcilla y arena arcillosa plástica ( $0.25 < I_L \leq 0.5$ )	2.0
		Arena plástica ( $0 < I_L \leq 0.5$ )	1.6
		Arena polvorosa medio densa y densa ( $e \leq 0.80$ )	1.4
		Arena de grano fino, mediano y grueso independiente de su densidad y humedad	1.8
S3	Suelo flexible o con estratos de gran espesor	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ( $0.5 < I_L \leq 0.75$ )	0.8
		Arena Plástica ( $0.5 < I_L \leq 1$ )	1.0
		Arena pólvoras, saturada, porosa ( $e > 0.80$ )	1.2
S4	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ( $I_L > 0.75$ )	0.6
		Arena movediza ( $I_L > 1$ )	0.6

### **2.2.13 Uso de software**

Al usar un programa de cómputo se reduce el tiempo de creación del modelo y se pueden realizar modificaciones muy rápidamente. Sin embargo, la veracidad de los resultados está en función de un modelo que se aproxime al comportamiento de la estructura real (Taboada Garcia & Izcue Uceda, 2009).

Cualquier proyecto de estructuras, antes de ser analizado y diseñado debe ser previamente modelado. En la etapa de creación del modelo (modelaje), se representa la estructura real por medio de una construcción simplificada de los elementos que la conforman. Es muy importante que se entienda el comportamiento de éstos a fin de evitar que se utilicen más elementos de los que se necesitan mediante refinamientos innecesarios que retrasan el análisis.

En general, los programas de análisis de estructuras permiten realizar el modelaje de una estructura, el procesamiento numérico de los datos y el análisis de los resultados por medio de las etapas de pre procesamiento, procesamiento y post procesamiento, respectivamente.

Actualmente, el modelaje de una estructura por medio de estos programas no es complicado, pues en su etapa de pre procesamiento se cuenta con diversas herramientas que facilitan el dibujo y la visualización del modelo.

Posteriormente a la fase de modelaje, se deben determinar y analizar los esfuerzos y deformaciones en la estructura. Para ello se utilizan técnicas de análisis matricial de estructuras (AME) y análisis por el método de elementos finitos (MEF), que involucran una gran cantidad de cálculos numéricos, de modo que es imprescindible utilizar algún programa de cómputo.

### 2.2.13.1 Referencia Histórica

Antes del desarrollo de los programas de análisis estructural, los ingenieros analizaban los edificios como un conjunto de pórticos planos empleando métodos aproximados como el del portal, voladizo o muto, utilizando para las operaciones numéricas reglas de cálculo o calculadoras de mano.

En 1970, el Dr. Edward L. Wilson, lanzó en EE.UU el primer programa completo de análisis estructural<sup>1</sup>, llamado SAP, el cual representaba para su época el estado del arte de los procedimientos numéricos para la ingeniería estructural. En esa época, el programa era utilizado en computadoras de gran tamaño, por lo que estuvo restringido a las organizaciones gubernamentales y a las grandes compañías (Taboada Garcia & Izcue Uceda, 2009).

Los programas elaborados a inicios de los 70s tenían una serie de limitaciones, como: una capacidad muy reducida de análisis, un complicado proceso de ingreso de datos (que se realizaba a través de tarjetas perforadas) y una trabajosa lectura de los resultados, los cuales se obtenían en papel impreso. Estas desventajas iniciales, que demandaban un gran cuidado en el ingreso de los datos y en la lectura de los resultados, se fueron reduciendo con los años debido al aumento en la memoria y velocidad de las nuevas computadoras, la implementación de nuevos métodos numéricos, la invención de nuevos algoritmos, lenguajes de programación y sistemas operativos con entornos gráficos más avanzados.

Actualmente, el programa ETABS es una herramienta de gran uso por la facilidad y eficaz para los análisis y diseño de estructuras permiten realizar rápidamente la creación del modelo a través del dibujo de un conjunto de objetos que poseen propiedades (dimensión, material, sección transversal, etc.) y que representan a los elementos de la estructura. Éstos cuentan también con herramientas de edición, como cortar, copiar y pegar; opciones para obtener la geometría global de la estructura a través de plantillas o mediante la importación de archivos de dibujo de CAD. Asimismo, cuenta con opciones de visualización del modelo (3d, planta, elevación), opciones de visualización de resultados (en pantalla o archivos de texto), los cuales pueden ser exportados a diversas aplicaciones de Windows (Excel, Word, Access).

En estos programas, el modelaje, el procesamiento numérico de los datos y la visualización de los resultados, se realiza en entornos de trabajo perfectamente definidos, que corresponden a las etapas de pre procesamiento, procesamiento y post procesamiento, respectivamente.

#### **2.2.13.2 Descripción del Software utilizado ETABS V.2013.**

El software ETABS es una herramienta bastante utilizada en el mundo de la ingeniería estructural, ya que permite realizar un análisis estructural eficiente, a través del ingreso de características propias de la edificación, tales como longitudes, alturas, material, secciones, entre otras. Es posible realizar, de manera sencilla, el análisis de estructuras complejas que, años atrás, tomarían un largo proceso de estudio.

A diferencia de otros programas de cómputo, el ETABS es capaz de analizar desde estructuras simples como pórticos y armaduras hasta estructuras complejas como tanques elevados o centrales nucleares.

### **2.3 DEFINICIÓN DE TERMINOS BÁSICOS**

**Estructura:** Se llama así a un conjunto de elementos resistentes que colaboran entre sí para soportar fuerzas o cargas manteniendo en todo momento su equilibrio, es decir todas las fuerzas que actúan sobre la estructura se compensan mutuamente.

**Concreto armado:** El concreto armado lleva ese nombre porque lleva acero de refuerzo, siendo el que hace resistente al concreto armado cuando éste es sometido a esfuerzos de tracción.

**Fuerza:** En toda una causa física capaz de modificar el estado de reposo o de movimiento de un cuerpo. Al aplicar una fuerza a un cuerpo se produce otra fuerza igual y de sentido contrario llamada reacción.

**Cargas muertas:** Son las que se deben al peso propio de la edificación, incluyendo la estructura resistente a los elementos no estructurales como tabiques y acabados.

**Cargas vivas:** Son las cargas de personas, muebles, equipos, etc. Su magnitud es determinada considerando los estados de la carga más desfavorable, de acuerdo al uso de la edificación.

**Corte:** Si el cuerpo es sometido a dos fuerzas paralelas próximas y de sentido contrario, se obtienen esfuerzos de corte.

**Flexión:** Si la acción de las fuerzas tiende a curvar el cuerpo, se produce flexión. Un cuerpo flexionado tendrá tracción en una zona y comprimida en la otra.

**Fuerza axial:** Esta componente mide una acción de tirar (o de empujar) tirar representa una fuerza de extensión o tracción que tiende a alargar el sólido, mientras que empuja representa una fuerza de compresión que tiende a acortarlo.

**Fuerza cortante:** Son componentes de la resistencia total al deslizamiento de la porción de sólido a un lado de la sección de exploración respecto a la otra porción. La fuerza cortante total se suele representar por  $V$ .

**Momento flector:** Esta componente mide la resistencia del cuerpo a curvarse o flexar respecto a los ejes  $Y$  o  $Z$ , y se suelen expresar, simplemente, por  $M_y$  y  $M_z$  respectivamente.

**Rigidez:** Un mismo elemento estructural se comporta de modo diferente según sea la dirección de las fuerzas que tratan de deformarlo.

Cuando el elemento se coloca con la dimensión mayor de la sección transversal en la dirección de las fuerzas aplicadas, su rigidez aumenta, pudiendo soportar más carga con menos deformación.

**Columna:** Elemento de concreto armado diseñado y construido con el propósito de transmitir cargas horizontales y verticales a la cimentación. La columna puede funcionar simultáneamente como arriostre o como confinamiento.

**Viga:** Elemento de concreto armado armado y diseñado y construido con el propósito de transmitir cargas horizontales y verticales a la columna.

**Losas en una dirección:** Se llaman losas en una dirección por que trabajan únicamente en la dirección perpendicular a los apoyos. Los apoyos pueden ser las vigas principales de un marco, vigas secundarias que se apoyan a su vez en vigas principales o en muros, o muros de mampostería que soportan la losa directamente.

**Placa:** Muro portante de concreto armado, diseñado de acuerdo a las especificaciones de la norma técnica de edificaciones E-060 concreto armado.

**Tabique:** Muro no portante de carga vertical, utilizado para subdividir ambientes o como cierre perimetral.

**Zapata aislada:** Una zapata aislada soporta una columna que generalmente es concéntrica a ella, en la mayoría de las veces es una losa cuadrada o rectangular de espesor constante pero no otras ocasiones podrán tener escapes o ser escalonada.

**Adherencia y anclaje:** La capacidad del refuerzo en el concreto para desarrollar la resistencia en tensión de una sección, depende de la compatibilidad de ambos materiales para actuar unidos al resistir las cargas externas. Una varilla, por ejemplo, se debe deformar en la misma medida que el concreto que la rodea, con el objeto de evitar la separación de los dos materiales cuando están sujetos a la acción de las cargas. El módulo de la elasticidad, la ductilidad y la resistencia de fluencia o de la ruptura refuerzo, también deben ser considerablemente más altas que las del concreto para que sea posible obtener un incremento significativo en la resistencia de la sección de concreto reforzado.

**Longitud básica de desarrollo:** La longitud de anclaje recibe también nombre de “Longitud de desarrollo”, es decir, la longitud de una barra requerida para desarrollar por adherencia un determinado esfuerzo en el acero, ambos términos suelen emplearse indistintamente.

Obviamente, mientras mayor sea la longitud de desarrollo, mayor será la fuerza T necesaria para extraer la barra y mayor será el esfuerzo  $f_s$  que puede alcanzarse en el extremo cargado.

**Sismo severo:** Es aquel proporcionado por la NTE E030 diseño sismorresistente, empleado un coeficiente de reducción de la sollicitación sísmica R.

**Sismo moderado:** Es aquel que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el sismo severo.

**La teoría elástica:** es ideal para calcular los esfuerzos y deformaciones que se presentan en una estructura de concreto bajo las cargas de servicio. Sin embargo esta teoría es incapaz de predecir la resistencia última de la estructura con el fin de determinar la intensidad de las cargas que provocan la ruptura y así poder asignar coeficientes de seguridad, ya que la hipótesis de proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones es completamente errónea en la vecindad de la falla de la estructura.

**La teoría plástica** es un método para calcular y diseñar secciones de concreto reforzado fundado en las experiencias y teorías correspondientes al estado de ruptura de las teorías consideradas.

## **CAPITULO III**

### **PRESENTACION DE RESULTADOS**

#### **3.1 CONFIABILIDAD Y VALIDACIÓN DE RESULTADOS**

Para realizar la presentación, análisis e interpretación de los resultados de la investigación se han desarrollado herramientas necesarias, se realizó un modelo tridimensional en el programa ETABS, que fue utilizado para realizar el análisis por cargas de gravedad y de sismo. En dicho modelo se incorporó la interacción suelo estructura utilizando el Modelo Dinámico de D.D. Barkan O.A Savinov.

Se optó el sistema estructural mixto, integrado por columnas, vigas, muros de corte, losa aligerada como los principales elementos estructurales, debido a que en el plano arquitectónico se observa escases de muros, luces de mayor dimensiones como en la parte del estacionamiento, cabe resaltar en el sistema mixto solo absorbe la fuerza sísmica los principales elementos estructurales ya antes mencionadas.

##### **3.1.1 Estudio de Mecánica de suelos**

Se realizó el estudio de Mecánica de Suelos (Norma E-050), para la cimentación de la edificación, los trabajos de exploración del suelo y los ensayos de campo y laboratorio, efectuados en los materiales del lugar investigado tienen por objeto determinar las características físicas y mecánicas de los suelos subyacentes al área en estudio a fin de establecer las condiciones de estabilidad de la cimentación de la estructura indicada.

### 3.1.1.1 Perfil estratigráfico del suelo

Como resultado de la exploración de campo, de los Ensayos de Laboratorio e interpretación de los mismos, se ha elaborado el Perfil Estratigráfico predominante en la zona de estudio.(ver anexo)

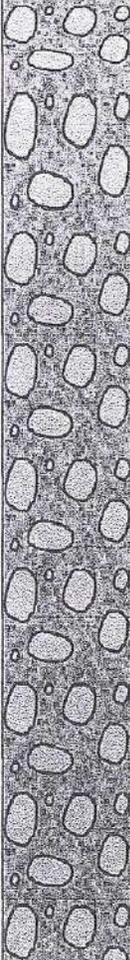
PERFORACION A CIELO ABIERTO	CLASIFICACION		SIMBOLOGIA	CLASIFICACION		CONSTANTES FISICAS			% PASA MALLA N° 200
	MUESTRA	DESCRIPCION		AASHTO	SUCS	L.L.	L.P.	I.P.	
0.0 cm									
20 cm		Arenas limosas semi compactas (tierra de chacra) color marron claro		A-2-4 (0)	SM	21.3	N.P.	N.P.	30.45
40 cm									
60 cm	M-02	Gravas bien graduadas con arena y poco o casi nada de finos, en estado semi compacto, presenta particulas de canto rodado y bolones mayores de 3".		A-1-b (0)	GW	N.P.	N.P.	N.P.	1.67
80 cm									
100 cm									
120 cm									
140 cm									
160 cm									
180 cm									
200 cm									
220 cm									
240 cm									
260 cm									
280 cm									
300 cm									

Figura 18: Perfil estratigráfico

Fuente: Estudio mecánica de suelos

### 3.1.1.2 Ensayos de laboratorio

En el Laboratorio de Mecánica de Suelos, se realizó la identificación y clasificación de las muestras representativas y se procedió a ejecutar con ellas, la determinación de las propiedades físicas y mecánicas mediante Ensayos efectuados bajo normas y especificaciones correspondientes, los resultados se muestra en el anexo. Los ensayos practicados son:

Análisis granulométrico	ASTM D 422
Clasificación de suelo	ASTM D 2487
Límite Líquido y Plástico	ASTM D 4318
Ensayo de densidad de campo	
Ensayo de densidades máximas y mínimas	

### 3.1.1.3 Calculo de Capacidad Portante del Suelo

Se determinó la capacidad admisible del terreno en base a la fórmula de Terzaghi y Peck, y los resultados de corte directo: Angulo de fricción =37.76 y cohesión = 0, para los resultados estudiado es grava arenosas bien graduadas con poco finos no plástico. (GW).

Aplicando la fórmula de Terzaghi

$$q_u = 0.4\delta BN\delta + 1.3CNc + \delta DfNq$$

Como se trata de un suelo friccional donde C=0 entonces tenemos:

$$Q_o = 0.4\delta BN\delta + \delta DfNq$$

$$Q_{on} = Q_o - \delta Df$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_{on}}{F.S.}$$

Donde:

- Qo : Capacidad portante ultima total.  
Qon : Capacidad portante ultima neta.  
Qadm : Capacidad portante admisible.  
 $\delta$  : Peso volumétrico del terreno  
B : Base de la cimentación  
N  $\delta$  y Nq : Factores de capacidad d carga

Para  $\phi=37.76$ , considerar el valor de N  $\delta=11.50$  y Nq=16.2

- Df : Profundidad de desplante  
F.S. : Factor de seguridad

Análisis de la zapata típica de 1.50m x 1.50m

Zapata cuadrada de 1.50m x 1.50m, a una profundidad de cimentación de 1.50m con  $\phi=37.76$  y C=0.

**Tabla 9:** Calculo capacidad portante

	<b>Descripción</b>	<b>Datos</b>
Df	Profundidad del cimiento	150 cm
B	Ancho del cimiento	150 cm
$\phi$	Angulo de fricción	31
C	Cohesión	0
$\gamma$	Peso unitario del suelo	1.895 g/cm3
Qo	Capacidad portante ultima total	6.31 Kg/cm2
Qon	Capacidad portante ultima neta	6.1 Kg/cm2
F.S.	Factor de seguridad	3
Qadm	Capacidad portante admisible	2.1 Kg/cm2

**Fuente:** Estudio mecánica de suelos

Se consideró esquemas preliminares para la disposición de metrado de carga para el cálculo de la presión de trabajo del terreno, de acuerdo al esquema las columnas que mayor carga recibe es la columna C-1 (35x50), que se encuentra en las intersecciones de los ejes 4 y B.

Total carga transmitida ( $P_o$ ):  $CM=29836.2 \text{ kg} + CV=5305.4 = 35141.6 \text{ kg}$

Por lo que la presión de trabajo del suelo es de:

$Q_{trabajo} = P_o/Az$

$Q_{trabajo} = 35141.6/(150 \times 150) = 1.56 \text{ Kg/cm}^2$

Se verifica:  $Q_{trabajo} < Q_{adm}$ , y se concluye que una cimentación planteada de esa manera produciría en el terreno esfuerzo inferiores a los que este soportaría.

#### 3.1.1.4 Cálculo de Asentamiento

En los análisis de cimentación, se distinguen dos clases de asentamientos, asentamientos totales y diferenciales de los cuales, estos últimos son los que podría comprometer la seguridad de la estructura.

La presión admisible por asentamiento, de los suelos granulares (para nuestro caso, gravas arenosas), generalmente depende de los asentamientos, debiendo en todo caso, verificarse el factor de seguridad por corte.

La presión admisible por asentamiento, es aquella que al ser aplicada por una cimentación de tamaño específico, produce un asentamiento tolerable por la estructura.

El límite de los asentamientos tolerables en que se deben esperar las primeras grietas en muro, según NAVFAC DM – 7, está dado por la distorsión angular, esto es:

$\alpha = \delta / L = 1/480$ , vale decir, 1cm, para luces de 4.8 m

El asentamiento, se ha calculado mediante la teoría elástica, que está dado por la fórmula:

$$\rho_i = q * I_f * B * \frac{1 - \mu^2}{ES}$$

Donde:

- $\rho_i$ : Asentamiento inicial
- q: presión de trabajo
- B: Ancho de la cimentación
- $\mu$ : Relación de poisson
- Es: Modulo de elasticidad
- If: Factor de influencia, depende de la forma y rigidez de la cimentación

**Tabla 10:** Calculo de asentamiento

	<b>Descripción</b>	<b>Datos</b>
q	presión del trabajo	15.6 tn/m <sup>2</sup>
B	ancho de la cimentación	1.5 m
$\mu$	relación de poisson	0.15
Es	módulo de elasticidad	10000 tn/m <sup>2</sup>
If	factor de influencia	95
$\rho_i$	asentamiento inicial	0.21 cm

**Fuente:** Asentamiento de la zapata en estudio

Como se puede observar, al asentamiento rápido a producirse es tolerable porque:

$$\rho_i < \alpha$$

### 3.1.2 Estructuración y Predimensionamiento

Dado que el edificio se ubica en una zona de alta sismicidad, se requiere que el sistema estructural del edificio esté orientado a conseguir un buen desempeño sísmico, por lo que se busca que la estructuración sea lo más simple posible. Por eso, se debe considerar criterios aceptados en la norma E.030 como: simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad, hiperestaticidad y monolitismo, uniformidad y continuidad, rigidez lateral, diafragma rígido, peso mínimo, selección y uso adecuado de los materiales de construcción, una buena práctica constructiva y una inspección estructural rigurosa.

Con los planos de arquitectura, se comienza a estructurar el proyecto. Además de seguir los criterios mencionados anteriormente, se busca alterar lo menos posible la arquitectura del edificio, por lo que se ubican las columnas respetando las áreas libres proyectadas en los planos de arquitectura.

### **3.1.2.1 Estructuración**

Cuanto más compleja sea la estructura más complejo será predecir su comportamiento ante solicitaciones sísmicas, por ello la distribución de elementos estructurales deberá ser lo más simple y simétrico posible para poder acercarnos más a una respuesta real de la edificación.

Las columnas y los muros de corte, son elementos principalmente sometidos a esfuerzos de compresión y simultáneamente a los de flexión y corte. Tenemos columnas ubicadas a lo largo del de los tres ejes (A, B y C), en los ejes (3, 6, A y C) muros de corte, las cuales trabajarán básicamente bajo solicitaciones de carga de gravedad y de sismo, éstas serán las encargadas de tomar un 100% de éstas solicitaciones.

Las vigas tienen las dimensiones de 0.25 x 0.40 m en la dirección Y, y en la dirección X 0.25 x 0.50 m. En las losas en voladizo se colocaron vigas chatas de borde de 0.20 x 0.20. También se vio la necesidad de colocar vigas en zonas donde se ubican los ejes (3 y 4) por discontinuidades del aligerado debido a la presencia de ductos de ventilación, también se colocaron vigas chatas por la existencia de ductos.

Las losas aligeradas de 0.20m de espesor armadas en la dirección más corta. En la azotea se optó por colocar losas aligerada de menor espesor ( $h=0.17m$ ) debido a las cargas actuantes son menores.

### 3.1.2.2 Predimensionamiento

El pre dimensionamiento consiste en determinar dimensiones tentativas a los elementos estructurales según recomendaciones basadas en la experiencia y práctica de la ingeniería, en la norma E.060 del RNE o en limitaciones arquitectónicas, las cuales se deben verificar al momento del diseño final.

#### 3.1.2.2.1 Predimensionamiento de la losa aligerada

Las losas tienen dos funciones principales desde el punto de vista estructural: la primera, ligada a las cargas de gravedad, que es la transmisión hacia las vigas de las cargas propias de la losa, el piso terminado, la sobrecarga y eventualmente tabiques u otros elementos apoyados en ellos; y la segunda, ligada a las cargas de sismo, que es la de trabajar como un diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura, logrando que las columnas en los que se apoya se desplacen igual en un cada nivel.

Para losas aligeradas pueden ser dimensionadas usando la siguiente relación:  $h \geq L_n/21$ , del primer al cuarto nivel es de 20 cm y el quinto nivel 17cm.

$$h = \frac{4.20}{21} = 0.20 \text{ m}$$

#### 3.1.2.2.2 Predimensionamiento de vigas

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/11 de la luz libre; se debe tener en cuenta que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso.

$$VP = \frac{5.20}{11} = 0.47 \approx 0.50 \text{ m}$$

$$VS = \frac{4.20}{11} = 0.38 \approx 0.40 \text{ m}$$

$$B = \frac{0.50}{2} = 0.25 \text{ m}$$

### 3.1.2.2.3 Predimensionamiento de las columnas

Las columnas se dimensionarán considerando ciertos criterios tomados del libro del Ing. Teodoro Harmsen.

Según el ingeniero Blanco Blasco, (1997), “Para edificios aporticados íntegramente, para los cuales el autor recomienda no exceder de 3 pisos ó 4 pisos, las columnas deberán dimensionarse mediante alguna estimación del momento del sismo, demostrando la experiencia que se requerirán columnas con un área de fluctuante entre 1000 y 2000 cm<sup>2</sup>, salvo que se tengan vigas con luces mayores a 7 mts. (p. 47)”

$$Ag = \frac{P}{0.45 * fc}$$

**Tabla 11:** Predimensionamiento de la columna

<b>Columna</b>	<b>Ancho (cm)</b>	<b>Base (cm)</b>
C1A interior	45	40
C1B interior	35	30
C2A lateral	35	40
C2B lateral	35	40
C3 frontal	35	50
C4A esquinera	35	50
C4B esquinera	35	40
C techo	30	30

**Fuente:** Cuadro de predimensionamiento de las columnas del edificio

Autoría propia

### 3.1.3 Análisis Estructural Bajo Cargas De Gravedad

#### 3.1.3.1 Análisis de la Losa Aligerada

Al momento de realizar el metrado de cargas de gravedad se consideró un área tributaria correspondiente a cada columna. En dicha área actúan las cargas transmitidas por las vigas, losas, tabiques, el piso terminado y la sobrecarga de diseño.

Antes de calcular las cargas actuantes en los elementos verticales procederemos a definir los pesos unitarios, la norma E.020, que serán utilizados para el metrado de carga muerta (CM); así como los índices por metro cuadrado que aparecen en el numeral 6.1 de la norma E.020, referente a la carga viva mínima repartida (CV).

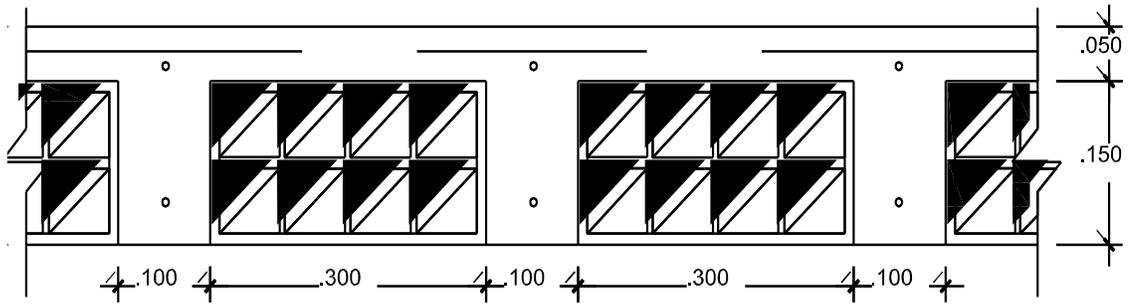
**Tabla 12:** Peso unitario

<b>CM</b>	
Peso del Concreto	2400 kg/m <sup>3</sup>
Peso del aligerado (20 cm)	300 kg/m <sup>2</sup>
Peso piso terminado	100 kg/m <sup>2</sup>
Peso tabiquería repartida	250 kg/m <sup>2</sup>
<b>CV</b>	
s/c vivienda	200 kg/m <sup>2</sup>
s/c escalera	200 kg/m <sup>2</sup>
s/c azotea	100 kg/m <sup>2</sup>

**Fuente:** Cuadro de cargas del edificio

Autoría propia

El aligerado para nuestro edificio tiene un espesor de 0.20m por lo que se usaron bloques de arcilla de dimensiones 30x30x15 cm, con viguetas vaciadas in situ cada 40cm, es por ello que el metrado de cargas en este tipo de aligerados en una sola dirección se realizará por franjas tributarias de 40 cm de ancho (ancho típico de vigueta).



**Figura 19:** Corte típico de aligerado

**Fuente:** Sección de losa aligerada del edificio

Autoría propia

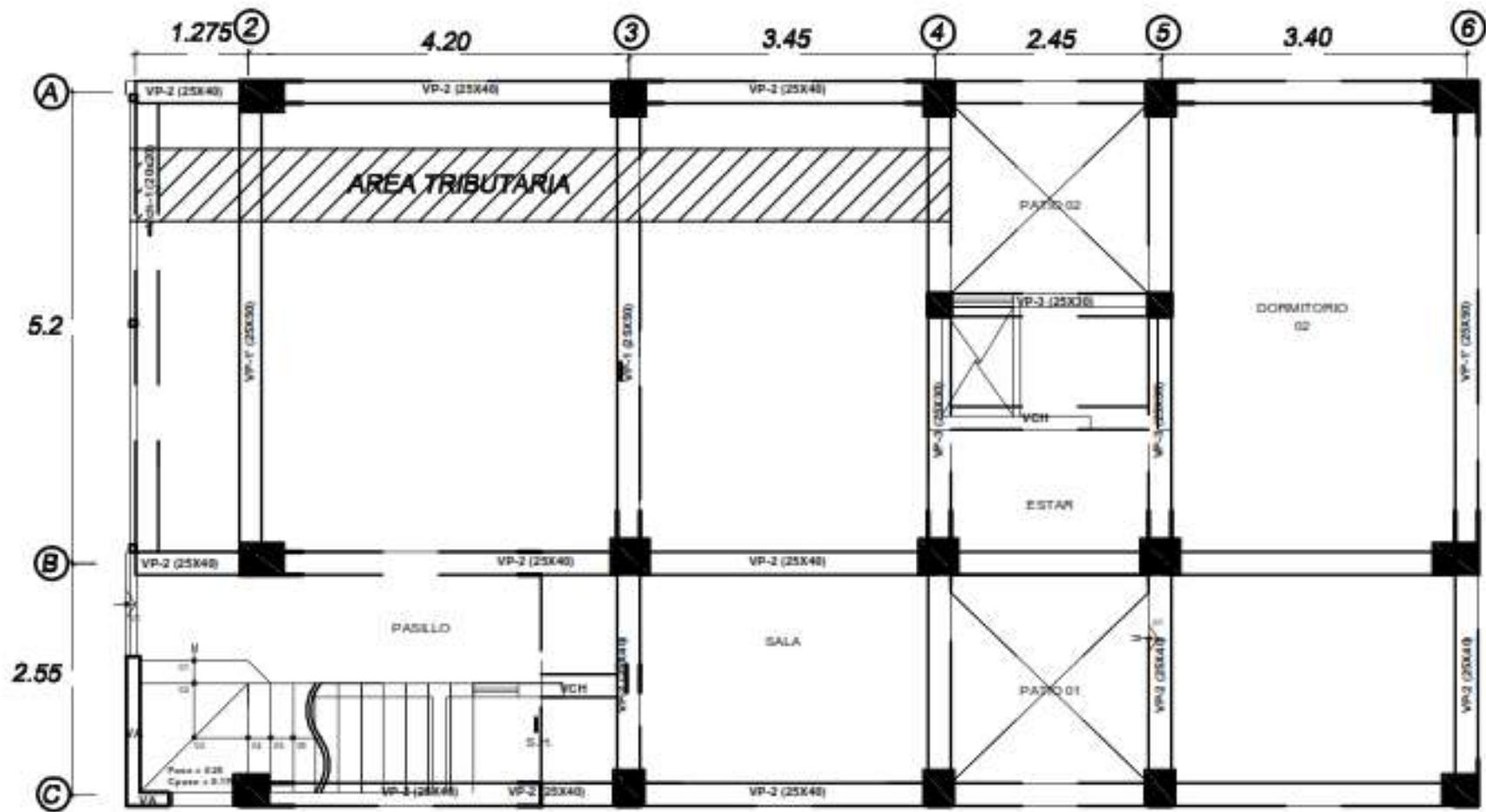


Figura 20: Área tributaria de la losa aligerada

*Fuente:* planta típica del edificio

Autoría propia

Carga muerta:

$$\text{Peso Propio} = 300 \cdot (0.40) = 120$$

$$\text{Piso Terminado + Tabiquería} = 350 \cdot (0.40) = 140$$

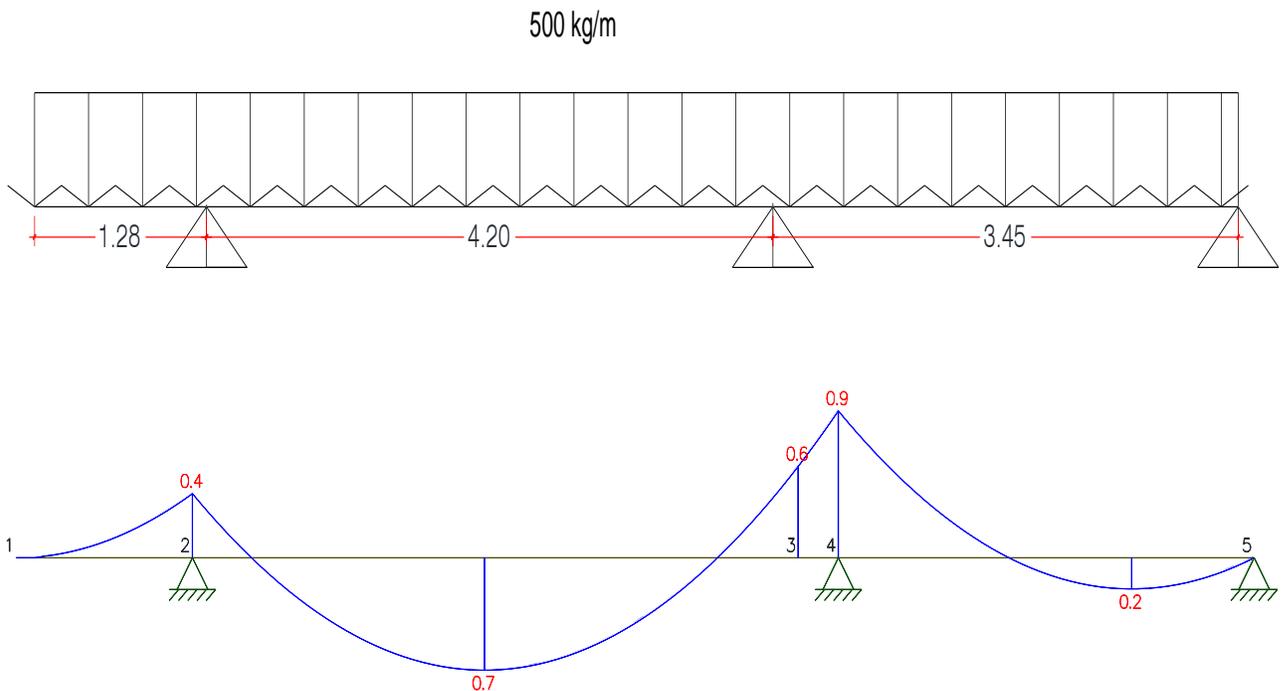
$$W_m = 120 + 140 = 260 \text{ kg/m}$$

Carga viva:

$$W_v = 200 \cdot (0.40) = 80 \text{ kg/m}$$

Ahora afectando los valores de  $W_m$  y  $W_v$  con los factores indicados en la Norma E-060 de Concreto Armado obtenemos la siguiente carga última sobre la viga modelada como una viga simplemente apoyada en tres puntos.

$$W_u = 260 \cdot (1.4) + 80 \cdot (1.7) = 500 \text{ kg/m}$$



**Figura 21:** Diagrama de losa aligerada

**Fuente:** Momento Flector de la losa aligerada del edificio

Autoría propia

### 3.1.3.2 Análisis de vigas, columnas

- **Procedimiento General de Análisis**

Se construye un modelo analítico del edificio en el programa ETABS, haciendo uso de elementos 1D, 2D, diafragmas rígidos.

Las cargas asignadas al modelo corresponden a la tabiquería, peso de losas y la sobrecarga. Las cargas deben ser aplicadas sobre las losas y ETABS automáticamente las distribuye a las vigas y columnas, según sus áreas tributarias.

La envolvente de momentos flectores y fuerzas cortantes de las vigas y columnas se obtienen directamente del modelo analítico.

Las cargas axiales de columnas se calculan multiplicando sus áreas tributarias por la sobrecarga (CV) y el peso por unidad de área del edificio (CM).

$$CV = 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM = \frac{\text{Peso Edificio}}{\text{Área Construida}}$$

### 3.1.3.3 Modelo analítico

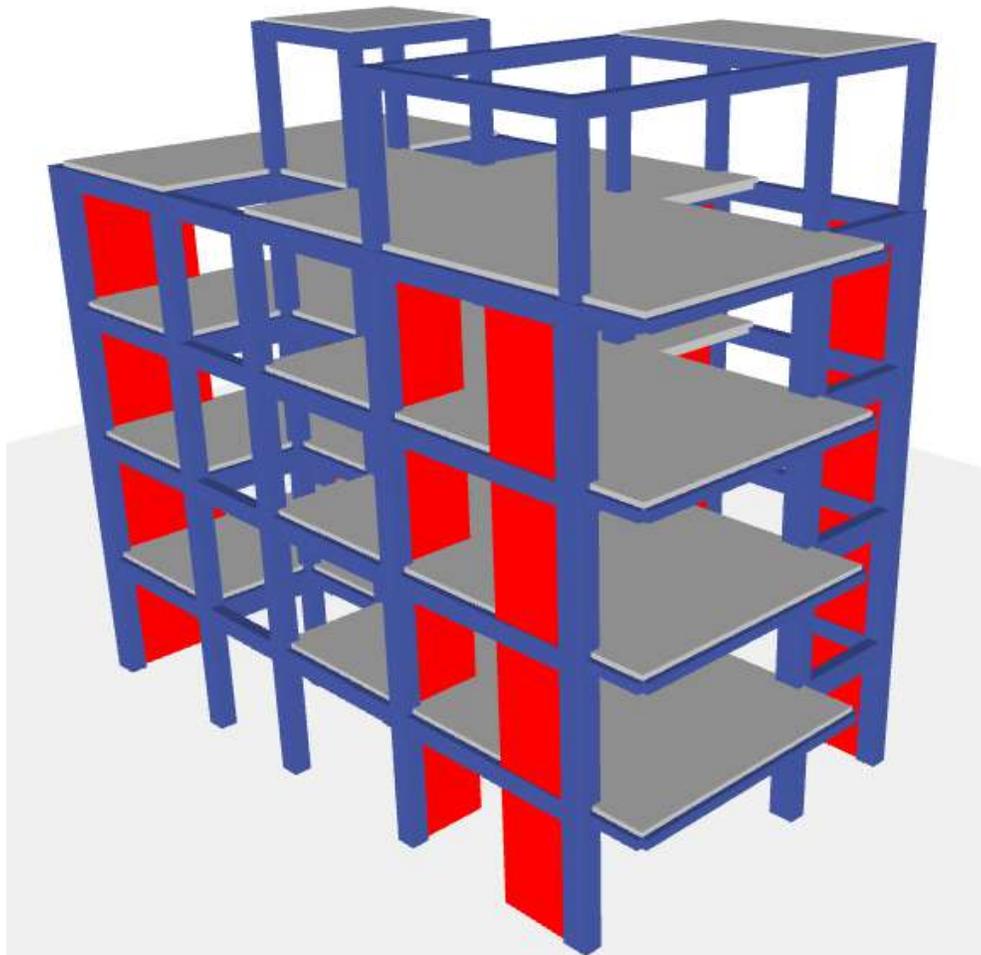
**Objetos de línea y área:** Con los objetos de línea se modelan las columnas (Orientación vertical) y las vigas (orientación horizontal), a los que se asigna una Sección transversal determinada. Para el modelo, se tiene en cuenta anular la rigidez a la torsión de las vigas.

Con los objetos de área, ya sea como una malla de elementos finitos o como un elemento de repartición de cargas, se modelan las losas (orientación horizontal) y placas (orientación vertical), a los que se asigna una sección transversal determinada.

**Diafragmas rígidos:** Las losas, al ser elementos mucho más rígidos en relación a otros, se les puede considerar indeformables ante cargas coplanares. Con los diafragmas rígidos se compatibilizan los desplazamientos horizontales de los elementos empotrados en él y se distribuyen las fuerzas horizontales a los elementos verticales según su rigidez.

**Asignación de cargas:** El peso de la tabiquería se asigna a las losas mediante elementos ficticios NONE que distribuyen la carga de forma automática a las vigas. La sobrecarga y peso propio de las losas son cargas por unidad de área que se asignan en cada paño.

Finalmente, se obtiene el modelo del edificio como se muestra en la figura 21:



**Figura 22:** Modelo del edificio en 3D

**Fuente:** Asignación de los elementos estructurales del edificio

Autoría propia

#### **3.1.3.4 Resultados:**

Se presentan el pórtico del eje 2, que es uno de los pórticos principales del edificio en el eje X. Las vigas que lo conforman son de 0.25x0.50 m y las columnas de 0.35x0.50 m. El pórtico tiene 5 niveles y va desde el primer nivel hasta la azotea del edificio.

Después del análisis obtenemos los esfuerzos internos en el pórtico para la combinación COMB1: 1.7CV + 1.4CM.

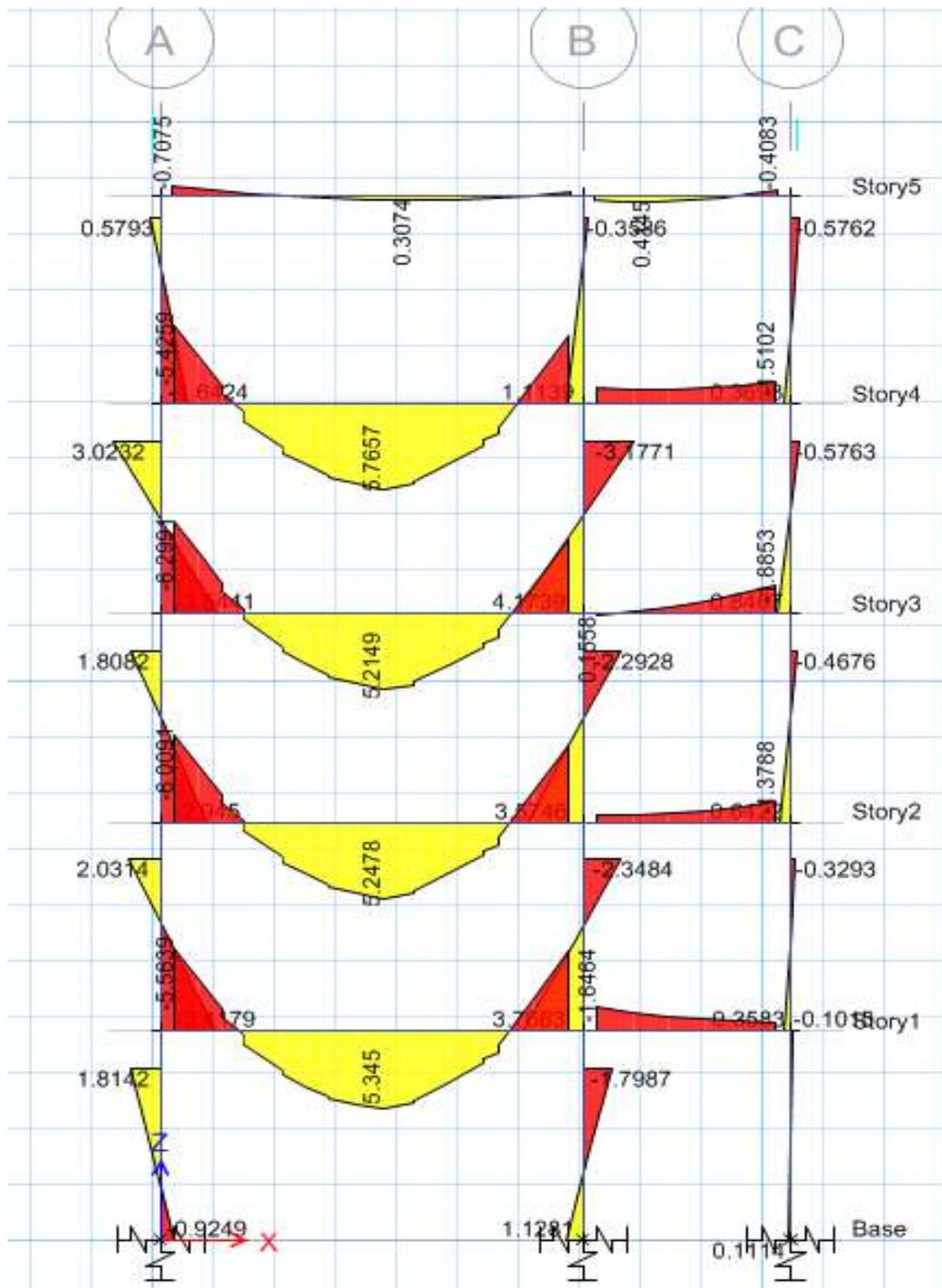


Figura 23: Diafragma de momentos flectores Eje 2 (T.m)

**Fuente:** Momento en el pórtico 2 elaborado con el software 2013 del edificio

Autoría propia

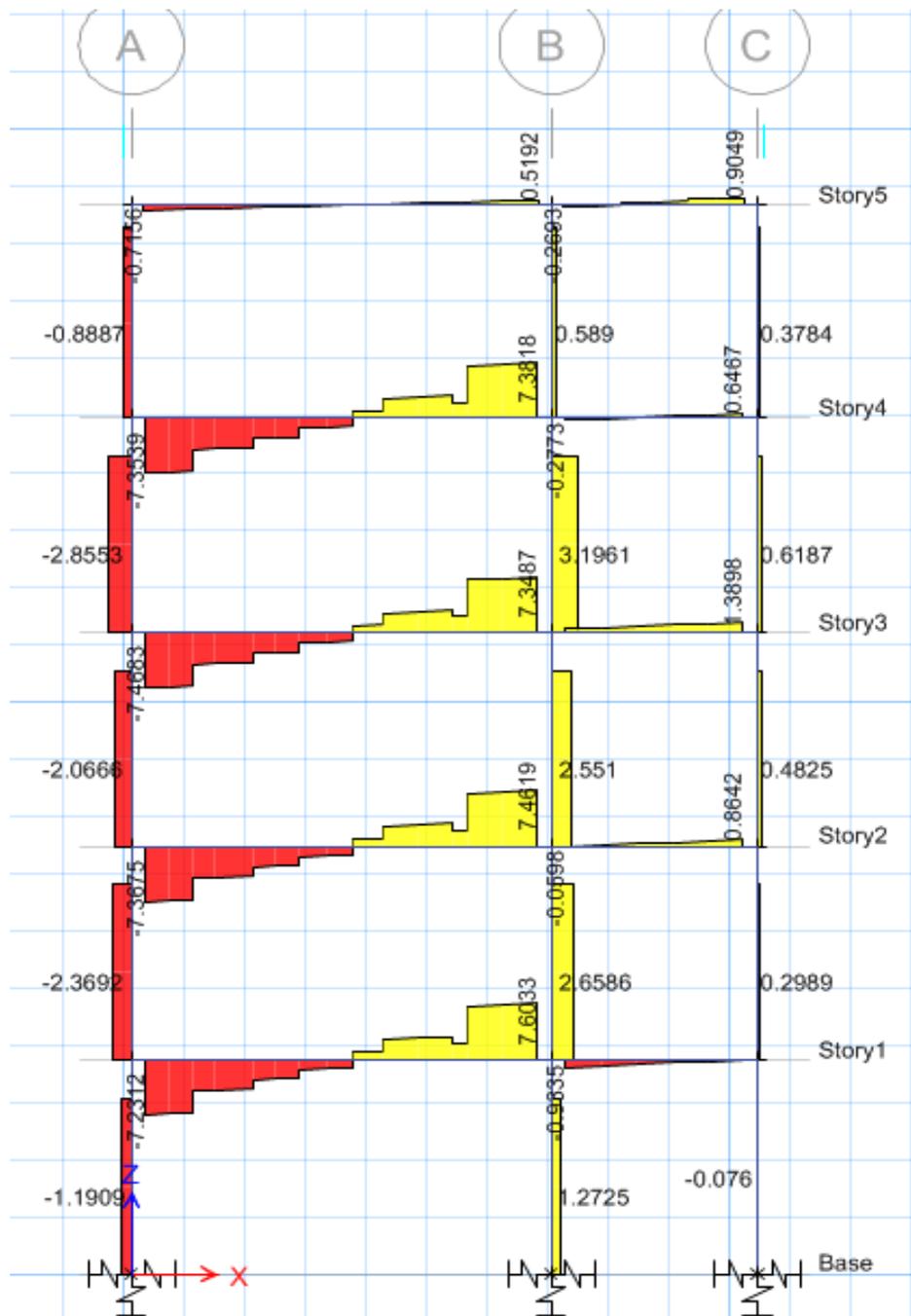


Figura 24: Diagrama de fuerzas cortante eje 2 (T)

Fuente: Momento en el pórtico 2 elaborado con el software 2013 del edificio

Autoría propia

### 3.1.4 Interacción Sísmica Suelo Estructura

A fin de obtener un comportamiento más cercano a la realidad, se ha incluido la Interacción Sísmica Suelo Estructura en el Análisis Estructural, para lo cual detallaremos los parámetros necesarios para el desarrollo de esta teoría.

#### 3.1.4.1 Cálculo de coeficientes de rigidez del suelo

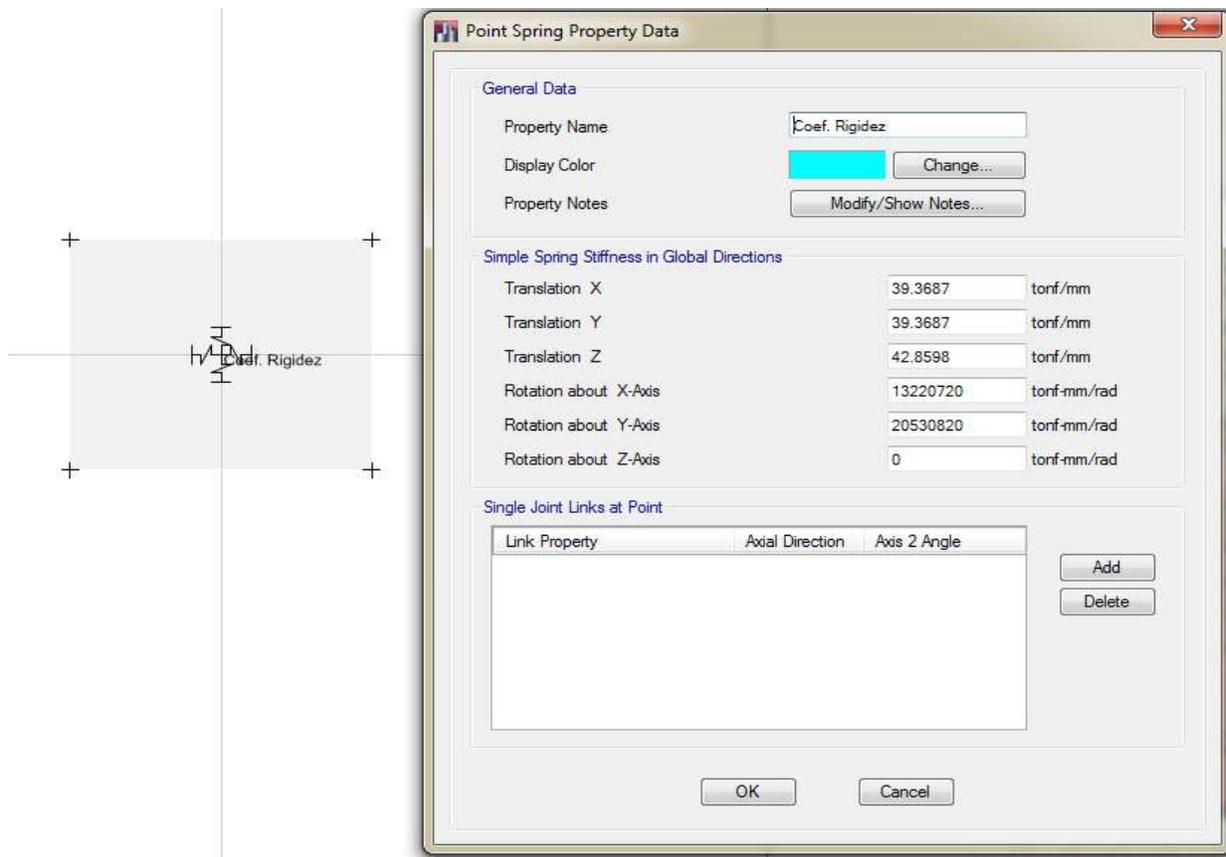
Se utilizó el Modelo Dinámico de D.D. Barkan O.A Savinov, el procedimiento de cálculo se muestra en el siguiente cuadro. Utilizando la tabla 8 coeficientes de rigidez. Y  $\rho = 2.0 \text{ kg/cm}^3$ .

**Tabla 13:** Coeficiente de rigidez

Modelo Dinámico	Kx (T/m)	Ky (T/m)	Kz (T/m)	K $\phi$ x (T.m)	K $\phi$ y (T.m)	K $\phi$ z (T.m)
Barkan	39368.7	39368.7	42859.8	13220.72	20530.82	0

**Fuente:** Coeficiente de rigidez de las zapatas del edificio

Autoría propia



**Figura 25:** Coeficiente de rigidez en etabs

**Fuente:** Asignación de coeficiente de rigidez para cada zapata según D.D. Barkan O.A Savinov del edificio

Autoría propia

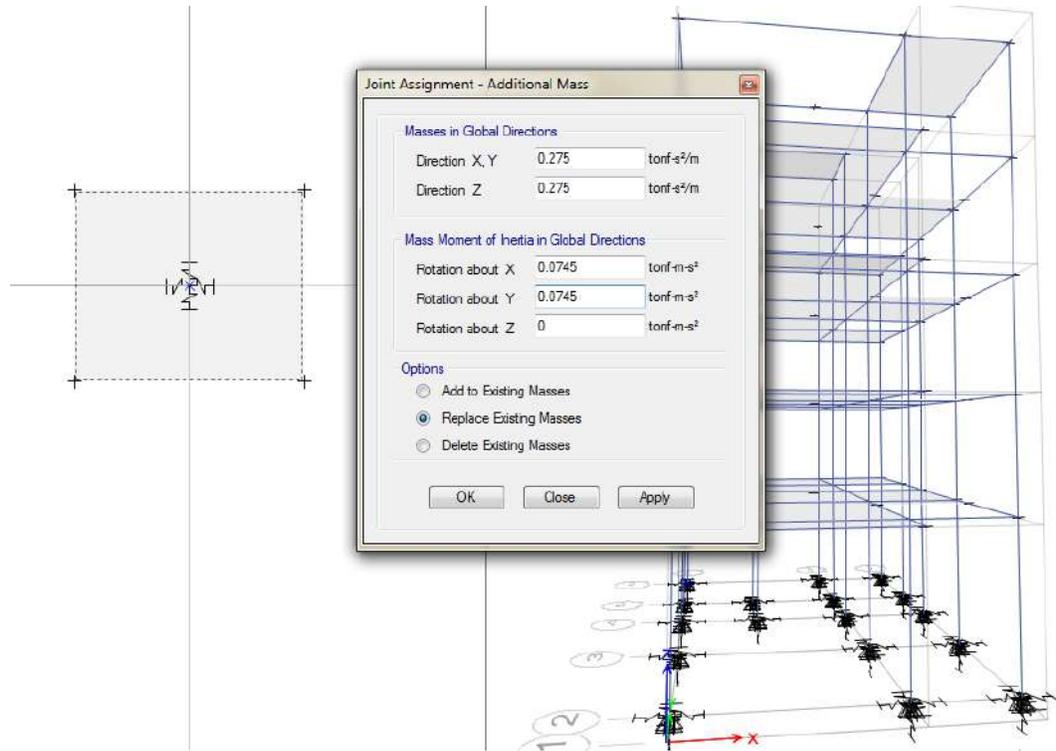
### 3.1.4.2 Masas de la zapata

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{P_{\text{zapata}}}{g}$$

$$M_t = M_x = M_y = M_z = \frac{2.4 * 1.5 * 1.5 * 0.5}{9.81} = 0.275 \text{ T. s}^2/\text{m}$$

$$M_{\varphi x} = 0.275 * \left(\frac{0.5}{2}\right)^2 + 0.275 * \frac{(1.5^2 + 0.5^2)}{12} = 0.0745$$

$$M_{\phi y} = 0.275 * \left(\frac{0.5}{2}\right)^2 + 0.275 * \frac{1.5^2 + 0.5^2}{12} = 0.0745$$



**Figura 26:** Asignación de masa en cada zapata

**Fuente:** Asignación de coeficiente de masa cada zapata según D.D. Barkan O.A Savinov del edificio

### 3.1.5 Análisis Sísmico

En el presente ítem se realiza el análisis sísmico del edificio, según las especificaciones de la norma E.030, que busca de cumplir con dos objetivos fundamentales en el comportamiento estructural: 1) ante sismos frecuentes, se acepta que el edificio sufra daños menores pero debe mantenerse totalmente operativo; 2) ante sismos raros, debe evitarse el colapso de los elementos estructural y no estructurales para salvaguardar la vida de sus ocupantes.

○ **Condiciones generales para el análisis:**

A continuación se definen los parámetros de sitio y características estructurales mencionados en la norma E.030 Diseño Sismoresistente.

1. Factor (Z): La edificación por estar ubicado en ciudad de Tacna, pertenece a la zona sísmica 4 y le corresponde un valor de  $Z=0.45$
2. Coeficiente de Uso (U): La estructura por estar destinada a vivienda y estar contemplada como una edificación de uso común, le corresponde un valor de  $U=1$ .
3. Parámetros del suelo (S)= La estructura estará cimentada sobre una grava típica de la ciudad de Tacna distrito de C. Gregorio Albarracín Lanchipa. Para este tipo de suelo la norma E.030 especifica:  
Tipo de suelo: S2  
Factor de amplificación del suelo (S): 1.05  
Periodo del suelo ( $T_p$ ): 0.6s, ( $T_L$ ): 2.0s
4. Coeficiente de Reducción (R): La estructura está conformada en ambas direcciones principalmente por sistema dual, por lo tanto le corresponde un valor de  $R_o=7$  como factor de reducción. Si se tratase de una edificación irregular el valor de R se vería afectado por el factor de ( $I_a$ ) y ( $I_p$ ).  $R=0.75*0.75*7=3.94$
5. Factor de Amplificación Sísmica (C): Representa la amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo. Entonces el valor de C en ambas direcciones de acuerdo a la siguiente expresión será:

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

$$T = 0.3111, \quad T_p = 0.6$$

$$C = 2.5$$

El periodo fundamental T se obtiene directamente de ETABS:

$$T = 0.3350$$

### 3.1.5.1 Peso del edificio:

La Norma indica que el peso de la estructura deberá ser calculado añadiendo un porcentaje de la carga viva a la carga muerta. Este porcentaje variará dependiendo de la categoría en la que se encuentre el edificio. Nuestra edificación, al ser destinada para vivienda, se encuentra en la categoría C (edificaciones comunes), por lo tanto el porcentaje a añadir será del 25% de la carga viva.

AZOTEA	100% CM + 25% CV
PISO TÍPICO	100% CM + 25% CV

**Tabla 14:** Peso del edificio

Piso	Masa (kg)	Peso (kg)
Piso 5	14364.05	140911.3
Piso 4	103168.9	1012087
Piso 3	116474.5	1142615
Piso 2	116474.5	1142615
Piso 1	116474.5	1142615

**Fuente:** Peso del edificio calculado con el etabs

Autoría propia

### 3.1.5.2 Configuración estructural:

De acuerdo al capítulo 03 de la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente: “las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica”. De acuerdo a lo descrito anteriormente debemos analizar la estructura y determinar si califica como regular o irregular, para ello debemos evaluar la edificación tanto en altura como en planta.

#### A) Irregularidades estructurales en altura

##### ➤ Irregularidad de rigidez – Piso blando

Existe irregularidad de rigidez, en la direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior en los pisos 3 y 4, como se muestra en la siguiente tabla.  $I_a=0.75$

Tabla 15: Irregularidad de Rigidez - piso blando

Piso	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Elástica	Deriva Inelástica ( $\Delta$ )	$a = \Delta_i/h_i$	$b = 1.4(\Delta_{i+1}/h_{i+1})$	$a \leq b$
Nivel 5	14	12.3	0.00082	0.004	0.00029	0.00000	-
Nivel 4	11.2	10	0.00093	0.005	0.00040	0.00040	No cumple
Nivel 3	8.4	7.4	0.00107	0.006	0.00071	0.00060	No cumple
Nivel 2	5.6	4.4	0.00104	0.005	0.00089	0.00100	cumple
Nivel 1	2.8	1.5	0.00054	0.003	0.00107	0.00130	cumple

**Fuente:** Rigidez del edificio

Autoría propia

##### ➤ Irregularidades de resistencia – Piso débil

Existe irregularidad de resistencia en los niveles 2 y 3, en la direccione de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.  $I_a=0.75$

**Tabla 16:** Irregularidad de piso débil

Piso	Altura (m)	V Dir x (tonf)	X=V*0.8	Xi<Vi-1
Nivel 5	14	6.3767	5.1	cumple
Nivel 4	11.2	36.6401	29.31	cumple
Nivel 3	8.4	31.0242	24.82	no cumple
Nivel 2	5.6	20.6828	16.55	no cumple
Nivel 1	2.8	10.3414	8.27	cumple

105.0652

**Fuente:** Desarrollo del edificio

Autoría propia

➤ **Irregularidad extrema de rigidez**

No existe irregularidad extrema en la rigidez, en la dirección de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es menor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior.

**Tabla 17:** Irregularidad extrema de rigidez

Piso	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Elástica	Deriva Inelástica ( $\Delta$ )	$(\Delta)*1.6$	D. Inel. $\Delta_i < ((\Delta)*1.6)_{i+1}$
Nivel 5	14	12.3	0.00082	0.004	0.0069	cumple
Nivel 4	11.2	10	0.00093	0.005	0.0078	cumple
Nivel 3	8.4	7.4	0.00107	0.006	0.009	cumple
Nivel 2	5.6	4.4	0.00104	0.005	0.0087	cumple
Nivel 1	2.8	1.5	0.00054	0.003	0.0045	cumple

**Fuente:** Desarrollo de deriva con el etabs del edificio

Autoría propia

➤ **Irregularidad Extrema de Resistencia**

No existe irregularidad extrema de resistencia, en la dirección de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es superior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

**Tabla 18:** Irregularidad Extrema d resistencia

Piso	Altura (m)	V Dir x (tonf)	X=V*0.6	Xi<Vi-1
Nivel 5	14	6.3767	4.14	Cumple
Nivel 4	11.2	36.6401	23.82	Cumple
Nivel 3	8.4	31.0242	20.17	Cumple
Nivel 2	5.6	20.6828	10.44	Cumple
Nivel 1	2.8	10.3414	6.72	cumple
		105.0652		

**Fuente:** Desarrollo de la fuerza cortante con el etabs

Autoría propia

➤ **Irregularidad de Masa o Peso**

No se tiene irregularidad de masa, no es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente.

**Tabla 19:** Irregularidad de masa

PISO	MASA (Kg)
PISO 5	14364.05
PISO 4	103168.9
PISO 3	116474.5
PISO 2	116474.5
PISO 1	116474.5

**Fuente:** Calculo de masa del edificio

Autoría propia

➤ **Irregularidad Geométrica Vertical**

Las dimensiones de las estructuras resistentes a cargas laterales en todas las plantas son similares (sin considerar azoteas ni sótanos), por lo tanto no existe este tipo de irregularidad.

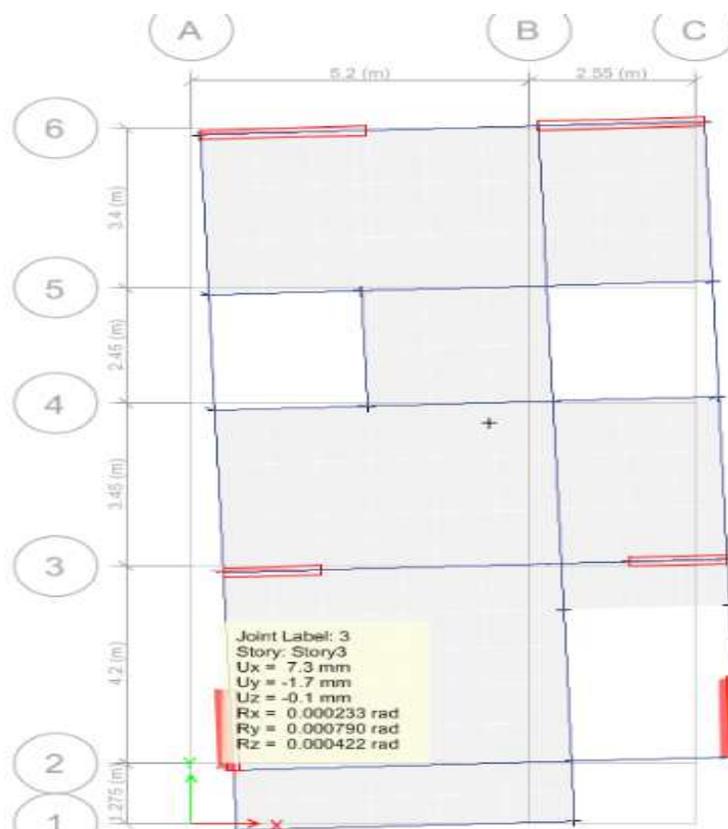
➤ **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes**

No existe tal discontinuidad, pues los elementos verticales se encuentran en la misma ubicación en todos los pisos.

**B) Irregularidades estructurales en planta**

➤ **Irregularidad torsional**

Existe irregularidad torsional en la dirección de análisis, en el nivel 5 que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{ep}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{cm}$ ).  $I_p=0.75$ .



**Figura 27:** Desplazamiento en un extremo

**Fuente:** Desplazamiento calculo con el etabs del

Autoría propia

**Tabla 20:** Irregularidad torsional

Piso	Altura (m)	Desp. Entrepiso (mm)	Derivas Elástica Entrepiso	Deriva Entrepiso ( $\Delta e$ )	Diafrag.	Desp. masa (mm)	Deriva Elástica Masa	Deriva Masa ( $\Delta cm$ )	$a=\Delta e/hi$	$b=1.2(\Delta cm/hi)$	$a>b$
Nivel 5	2.8	12.3	0.00082	0.004	D5	9.6	0.00129	0.007	0.0014	0.0030	No cumple
Nivel 4	2.8	10	0.00093	0.005	D4	6	0.00064	0.003	0.0018	0.0013	cumple
Nivel 3	2.8	7.3	0.00107	0.006	D3	4.2	0.00064	0.003	0.0021	0.0013	cumple
Nivel 2	2.8	4.3	0.00104	0.005	D2	2.4	0.00057	0.003	0.0018	0.0013	cumple
Nivel 1	2.8	1.5	0.00054	0.003	D1	0.8	0.00029	0.002	0.0011	0.0009	cumple

**Fuente:** Deriva de entrepiso calculado con el etabs del

Autoría propia

➤ **Irregularidad Torsional Extrema**

No existe irregularidad torsional en la dirección de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{ep}$ ), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{cm}$ ).

**Tabla 21:** Irregularidad torsional extrema

Piso	Altura (m)	Desp. Entrepiso (mm)	Derivas Elástica Entrepiso	Deriva Entrepiso ( $\Delta_e$ )	Diafrag.	Desp. masa (mm)	Deriva Elástica Masa	Deriva Masa ( $\Delta_{cm}$ )	$a=\Delta_e/h_i$	$b=1.5(\Delta_{cm}/h_i)$	a>b
Nivel 5	2.8	12.3	0.00082	0.004	D5	9.6	0.00129	0.007	0.0014	0.0014	cumple
Nivel 4	2.8	10	0.00093	0.005	D4	6	0.00064	0.003	0.0018	0.0016	cumple
Nivel 3	2.8	7.3	0.00107	0.006	D3	4.2	0.00064	0.003	0.0021	0.0016	cumple
Nivel 2	2.8	4.3	0.00104	0.005	D2	2.4	0.00057	0.003	0.0018	0.0016	cumple
Nivel 1	2.8	1.5	0.00054	0.003	D1	0.8	0.00029	0.002	0.0011	0.0010	cumple

**Fuente:** Deriva de entrepiso calculado con el etabs del edificio

Autoría propia

➤ **Discontinuidad de Diafragma**

La estructura en estudio diafragmas tiene tres aberturas y que no supera el 50 % del área bruta del diafragma.

### 3.1.6 Excentricidad Accidental

La Norma E.030 indica que se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual al 5% de la dimensión total del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis, en nuestro edificio tenemos:

**Tabla 22:** Excentricidad accidental

Dirección	X-X	Y-Y
Dimensión de la Edificación (m)	7.75	14.775
5% (L)	0.39	0.74

**Fuente:** Excentricidad del edificio de  
Autoría propia

### 3.1.7 Analisis Estático:

La fuerza cortante basal (V) correspondiente a cada dirección de análisis según la norma E.030, viene definido por:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

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

Donde los valores de Z, U, C, S, P y R fueron determinados anteriormente, reemplazando estos valores en la fórmula propuesta, se tiene:

**Tabla 23:** Cortante basal

DIRECCION	TIPO	C	K	PESO SISMICO (Tn)	V sin (ISE)	V con (ISE)
SIS XX +	Seismic	0.225	1	466.9565	104.352	105.0652
SIS YY +	Seismic	0.225	1	466.9565	104.3652	105.0652

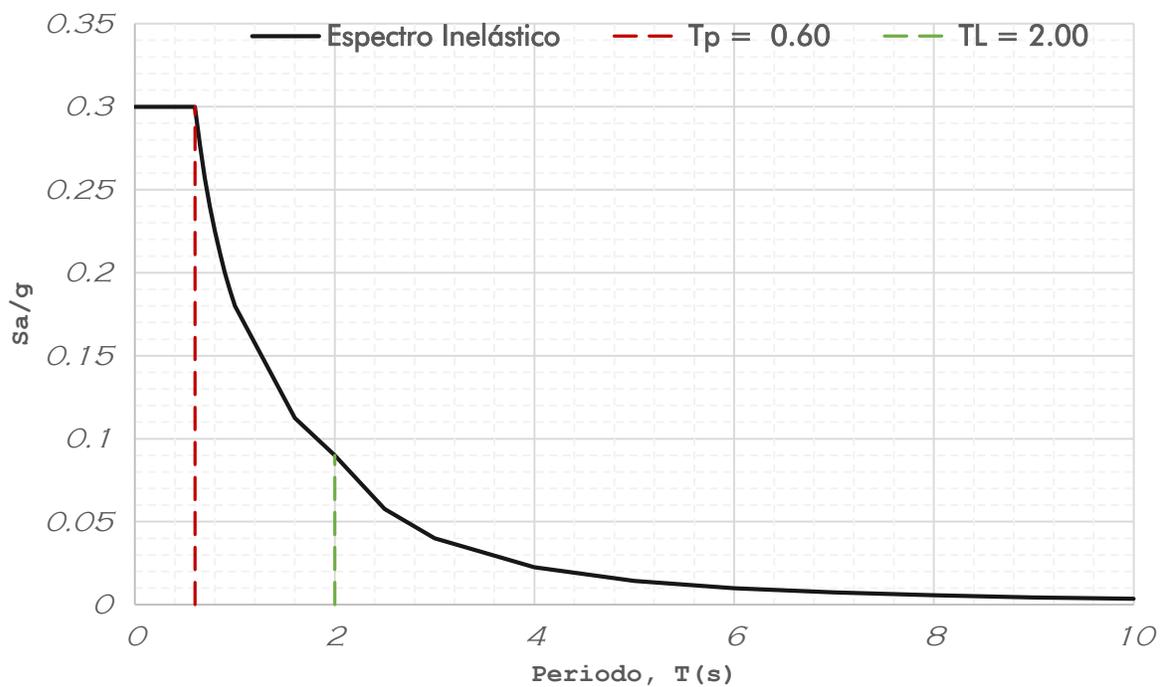
**Fuente:** Fuerza cortante calculado con el etabs del edificio  
Autoría propia

### 3.1.8 Análisis dinámico:

El análisis dinámico se efectuó en base a lo estipulado por la norma E.030, numeral 18.2 (b), utilizando para cada dirección de análisis un espectro de pseudo aceleraciones definido por:

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

Con los parámetros definidos anteriormente se tiene el siguiente espectro de aceleraciones en función de la aceleración de la gravedad (g).



**Figura 28:** Espectro de respuesta

**Fuente:** Curva espectral del edificio

Autoría propia

**Tabla 24:** Valores de la curva de espectro

<i>T</i>	<i>C</i>	<i>ZUCS/R</i>
0	2.5	0.3
0.02	2.5	0.3
0.04	2.5	0.3
0.06	2.5	0.3
0.08	2.5	0.3
0.1	2.5	0.3
0.12	2.5	0.3
0.14	2.5	0.3
0.16	2.5	0.3
0.18	2.5	0.3
0.2	2.5	0.3
0.25	2.5	0.3
0.3	2.5	0.3
0.35	2.5	0.3
0.4	2.5	0.3
0.45	2.5	0.3
0.5	2.5	0.3
0.55	2.5	0.3
0.6	2.5	0.3
0.65	2.307692	0.27692308
0.7	2.142857	0.25714286
0.75	2	0.24
0.8	1.875	0.225
0.85	1.764706	0.21176471
0.9	1.666667	0.2
0.95	1.578947	0.18947368
1	1.5	0.18
1.6	0.9375	0.1125
2	0.75	0.09
2.5	0.48	0.0576
3	0.333333	0.04
4	0.1875	0.0225
5	0.12	0.0144
6	0.083333	0.01
7	0.061224	0.00734694
8	0.046875	0.005625
9	0.037037	0.00444444
10	0.03	0.0036

**Fuente:** valores del espectro del edificio

Autoría propia

### 3.1.8.1 Modos y Periodos Resultantes

El edificio cuenta con cinco niveles, por eso al tener tres grados de libertad nos arrojará en número total de modos igual a quince. ETABS determina los periodos y formas de vibración del edificio, calculando la masa estructural a partir de las cargas actuantes. En el cuadro se muestra la información de cada uno de los modos de vibración del edificio y su porcentaje de participación en cada dirección de análisis:

**Tabla 25:** Periodos de vibración

MODO	PERIODO	UX	UY
1	0.335	1.16	73.61
2	0.31	47.53	1.82
3	0.154	25.5	0.01
4	0.112	0.07	4.45
5	0.109	3.32	0.78
6	0.093	0.99	0.21
7	0.078	0.07	11.9
8	0.072	8.03	0.15
9	0.037	0.04	5.49
10	0.035	5.89	0
11	0.035	4.18	0.06
12	0.025	0	1.5
13	0.024	0.66	0.01
14	0.022	0.02	0
15	0.022	0.08	0

**Fuente:** Calculo del periodo del edificio

Autoría propia

En la tabla se muestra los diferentes periodos para cada modo de vibración así como el porcentaje participativo de masa. El periodo fundamental de la estructura en la dirección XX queda definido por el modo 2 y en la dirección YY por el modo 1.

### 3.1.8.2 Control de Desplazamientos Laterales

La Norma establece que el cálculo de los desplazamientos laterales se hará multiplicando por 0.75 veces el valor de R los resultados de los desplazamientos obtenidos en el análisis debido a que estos resultados son del tipo elástico y por ello es necesario hacer este tipo de limitación.

La Norma también establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que para estructuras de concreto armado es igual a 0.007. En las siguientes tablas se presentarán los resultados correspondientes a los desplazamientos y derivas (dirección X y Y) para este modelo, tanto sin ISE como con ISE. Así tenemos:

#### A) Desplazamiento sin interacción suelo estructura

**Tabla 26:** Deriva sin (ISE) XX

Piso	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Elástica	Deriva Inelástica
Nivel 5	14	12	0.00079	0.004
Nivel 4	11.2	9.8	0.00100	0.005
Nivel 3	8.4	7	0.00096	0.005
Nivel 2	5.6	4.3	0.00100	0.005
Nivel 1	2.8	1.5	0.00054	0.003

**Fuente:** Deriva de entrepiso del edificio

Autoría propia

**Tabla 27:** Deriva sin (ISE) YY

<b>Piso</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Desp. (mm)</b>	<b>Derivas Elastica</b>	<b>Deriva Inelastica</b>
<b>Nivel 5</b>	14	12	0.00079	0.004
<b>Nivel 4</b>	11.2	9.8	0.00100	0.005
<b>Nivel 3</b>	8.4	7	0.00104	0.005
<b>Nivel 2</b>	5.6	4.1	0.00096	0.005
<b>Nivel 1</b>	2.8	1.4	0.00050	0.003

**Fuente:** Deriva de entrepiso del edificio

Autoría propia

## B) Desplazamiento con interacción suelo estructura

**Tabla 28:** Deriva XX

<b>Piso</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Desp. (mm)</b>	<b>Derivas Elástica</b>	<b>Deriva Inelástica</b>	<b>Deriva Max</b>
<b>Nivel 5</b>	14	12.3	0.00082	0.004	0.007
<b>Nivel 4</b>	11.2	10	0.00093	0.005	0.007
<b>Nivel 3</b>	8.4	7.4	0.00107	0.006	0.007
<b>Nivel 2</b>	5.6	4.4	0.00104	0.005	0.007
<b>Nivel 1</b>	2.8	1.5	0.00054	0.003	0.007

**Fuente:** Deriva de entrepiso del edificio

Autoría propia

**Tabla 29:** Deriva YY

Piso	Altura (m)	Desp. (mm)	Derivas Elástica	Deriva Inelástica	Deriva Max
Nivel 5	14	12.5	0.0008	0.004	0.007
Nivel 4	11.2	10.2	0.001	0.005	0.007
Nivel 3	8.4	7.5	0.0011	0.006	0.007
Nivel 2	5.6	4.4	0.001	0.005	0.007
Nivel 1	2.8	1.5	0.0005	0.003	0.007

**Fuente:** Deriva de entrepiso del edificio

Autoría propia

### 3.1.8.3 Junta de Separación Sísmica

Se realiza con la finalidad de evitar el contacto de la estructura con edificaciones vecinas durante un sismo. Debe de haber una distancia mínima “s”, la cual debe ser igual al mayor de los siguientes valores:

- $2/3$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes
- $s = 0.006 h \geq 0.03 \text{ m}$   
 $s = 0.006*(14) = 0.084 \text{ m}$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará “s”, es decir el nivel de la azotea (14.00 m).

### Fuerza Cortante Mínima en la Base

Al ser un edificio irregular, la cortante dinámica no será menor que el 90% del cortante estático; en caso lo sea, se aplica un factor de escala (f):

**Tabla 30:** Cortante mínima

<b>DIRECCIÓN</b>	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
ANÁLISIS DINÁMICO	69.075	85.675
ANÁLISIS ESTÁTICO	105.065	105.065
90% DE V estático	94.559	94.559
FACTOR DE ESCALA	1.369	1.104

**Fuente:** Cortante basal mínima del edificio

Autoría propia

Como vemos en la dirección X-X se utilizará un factor de escala de 1.369 mientras que en la dirección Y-Y se usará un factor de 1.104.

**Tabla 31:** Ajuste de la cortante mínima

<b>DIRECCIÓN</b>	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
ANÁLISIS DINÁMICO	94.559	94.559
ANÁLISIS ESTÁTICO	105.065	105.065
90% DE V estático	94.559	94.559
FACTOR DE ESCALA	1	1

**Fuente:** Cortante basal mínima del edificio

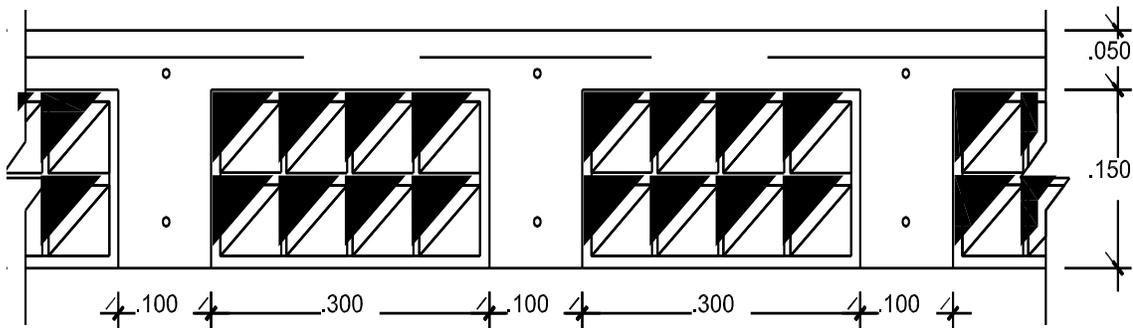
Autoría propia

### 3.1.9 Diseño de Concreto Armado

#### 3.1.9.1 Diseño de Losa Aligerada

El uso de losas aligeradas es muy común en nuestro país, siendo estas una variante de las losas nervadas, con la diferencia que los espacios entre viguetas de concreto son completados con bloques de arcilla o ladrillos de techo. El diseño de losas aligeradas se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad (muertas y vivas) que actúan sobre ellas, las que originan a su vez esfuerzos de flexión y corte.

Este diseño se hace por vigueta, con un ancho inferior de 0.10m, ancho superior de 0.40m y altura total de  $h=0.20\text{m}$ , por ello en las zonas de momentos negativos la vigueta se comportará como una viga rectangular de 0.10cm de ancho y en la zona de momentos positivos se comportará como una viga rectangular de 0.40m de ancho.



**Figura 29:** Losa aligerada

**Fuente:** sección de la losa aligerada del edificio

Autoría propia

**Tabla 32:** Metrado de carga de la losa aligerada 0.1

		<b>carga tn/m<sup>2</sup></b>	<b>ancho (m)</b>	
CM	P.P. alig.	0.3	0.4	0.12 tn
	P.Piso term.	0.35	0.4	0.14 tn
				<b>0.26 tn</b>
CV	S/C viv.	0.2	0.4	0.08 tn
				<b>0.08 tn</b>
$W_u = 1.4*(0.26) + (1.7*(0.08)) =$				0.50 tn

**Fuente:** Carga de la losa aligerada del edificio

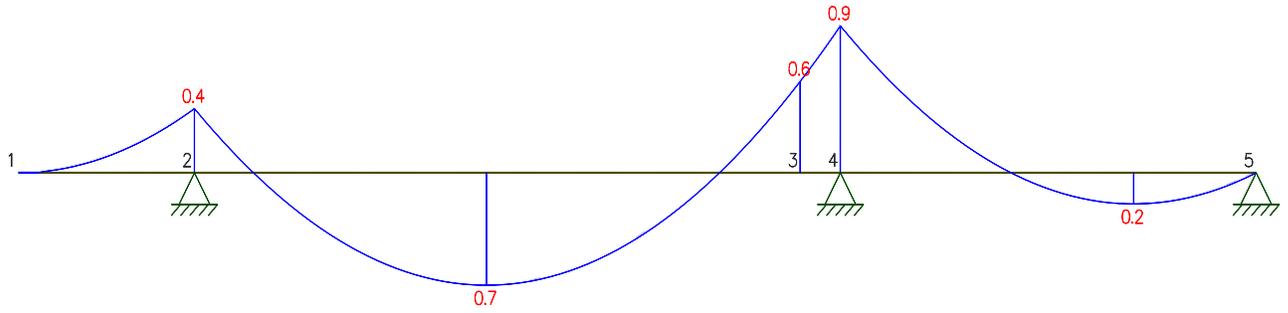
Autoría propia

#### **A. Refuerzo por contracción y temperatura**

En la losa superior, de 5cm de espesor el refuerzo mínimo para evitar que tenga problemas de contracción y temperatura es:  $\rho = 0.25\%$ , numeral 9.7.2 de la norma E.060  
As  $0.0025 * b * t = 0.0025 * 100 * 5 = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m}$   $\phi 1/4'' @ 0.25$  (Ascol =  $1.28 \text{ cm}^2$ )

#### **B. Cálculo del refuerzo requerido por flexión:**

A continuación se muestra los diagramas de momento flector DMF de la combinación (U=1.4CM+1.7CV), de acuerdo al metrado anterior y con la alternancia de la carga viva, para obtener los máximos momentos.



**Figura 30:** Momento flector de la losa aligerada

**Fuente:** Diagrama de la losa aligerada del edificio

Autoría propia

Datos del aligerado

Base pos. (+b)	40	cm
Base neg. (-b)	10	cm
Altura (h)	20	cm
Recubrimiento (d')	3	cm
Peralte efect. (d)	17	cm

**Tabla 33:** Cálculo de refuerzo negativo

<b>Apoyo</b>	<b>Volado</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>Mu Kg.m</b>	0	400	900	0
<b>a</b>	As min	1.53	3.69	As min
<b>As (cm<sup>2</sup>) calculado</b>	0.57	0.65	1.51	0.57
<b>Varillas</b>	1 @3/8	1 @3/8	2 @ 3/8	1 @3/8
<b>As (cm<sup>2</sup>) colocado</b>	0.71	0.71	1.42	0.71
<b>Verificación min</b>	ok	ok	ok	ok

**Fuente:** Acero de refuerzo de la losa aligerada del edificio

Autoría propia

**Tabla 34:** Calculo de refuerzo positivo

<b>Apoyo</b>	<b>2,3</b>	<b>3,4</b>
<b>Mu Kg.m</b>	700	200
<b>a</b>	0.65	0.18
<b>As (cm<sup>2</sup>) calculado</b>	1.32	0.34
<b>varillas</b>	1 @1/2	1 @3/8
<b>As (cm<sup>2</sup>) colocado</b>	1.29	0.71
<b>Verificación min</b>	ok	ok

Autoría propia

**Fuente:** Acero de refuerzo de la losa aligerada del edificio

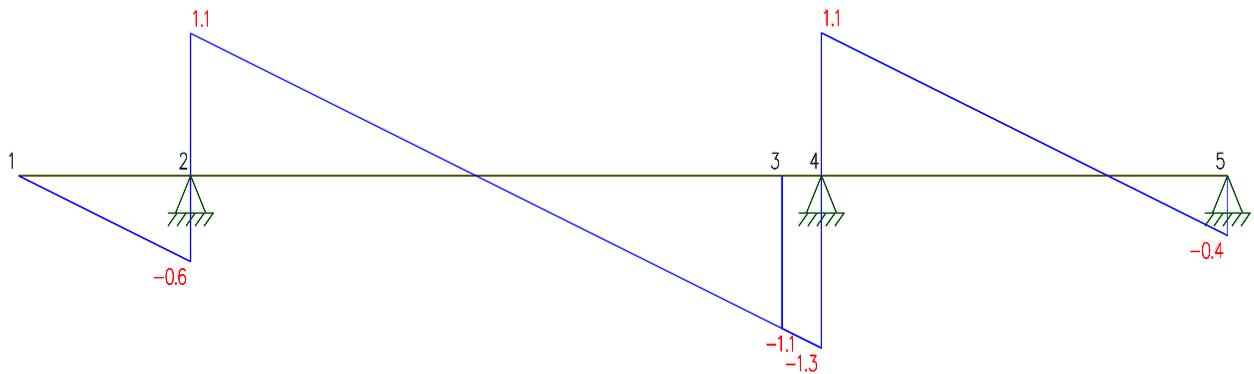
### **C. Diseño Por Cortante**

Las viguetas se diseñaron de tal forma que la sección de concreto resista toda la fuerza cortante última  $V_u$  que se obtiene del diagrama de fuerzas cortantes, es decir.

$$\phi V_c \geq V_u$$

La resistencia del concreto ( $\phi V_c$ ) viene dada por la siguiente expresión; en el caso de aligerados se permite un 10% de incremento en la resistencia, numeral 8.11.8 de la Norma E.060.

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b_w * d$$



**Figura 31:** Diagrama cortante de la losa aligerada

**Fuente:** Esfuerzo de la losa aligerada del edificio

Autoría propia

Verificación por corte

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 = 1220 \text{ kg}$$

El diseño por corte, para el caso de losas aligeradas, consiste en verificar si la sección de concreto es suficiente para resistir la fuerza cortante última en la sección crítica.

Para nuestro ejemplo el valor de  $V_u$  se obtiene del diagrama de fuerzas cortantes a "d" de la cara (en kg) como se ve a continuación:

$$\phi V_c \geq V_u \text{ Cumple}$$

### **E. Deflexiones**

Según la Norma E.060, tabla 9.1, será posible obviar el cálculo de deflexiones del elemento estructural, en este caso las losas aligeradas, cuando se cumpla la condición:

$$h \geq \frac{L}{21}$$

En este caso, la mayor longitud del aligerado que tenemos corresponde al paño mayor  $L=4.37$ , por lo que:

$$h \geq \frac{4.20}{21} = 0.20 \text{ m}$$

Con lo cual, no se verifica las deflexiones en la losa aligerada.

### **F. Corte Y Doblado De Refuerzo**

El acero de refuerzo se deberá cortar, con el fin de tener un diseño económico, en las zonas donde ya no sea necesario, obteniéndose de esta manera los denominados bastones. Estos tendrán una determinada dimensión de acuerdo a su longitud de anclaje.

Para el corte de varillas se siguió algunas recomendaciones prácticas del curso de Concreto Armado y se verificó que dichas longitudes se extiendan más allá del punto teórico de corte según la norma E.060 de Concreto Armado.

$L/5$  o  $L/4$  para momentos negativos.

$L/6$  o  $L/7$  para momentos positivos.

El diseño final del tramo de aligerado es como sigue:

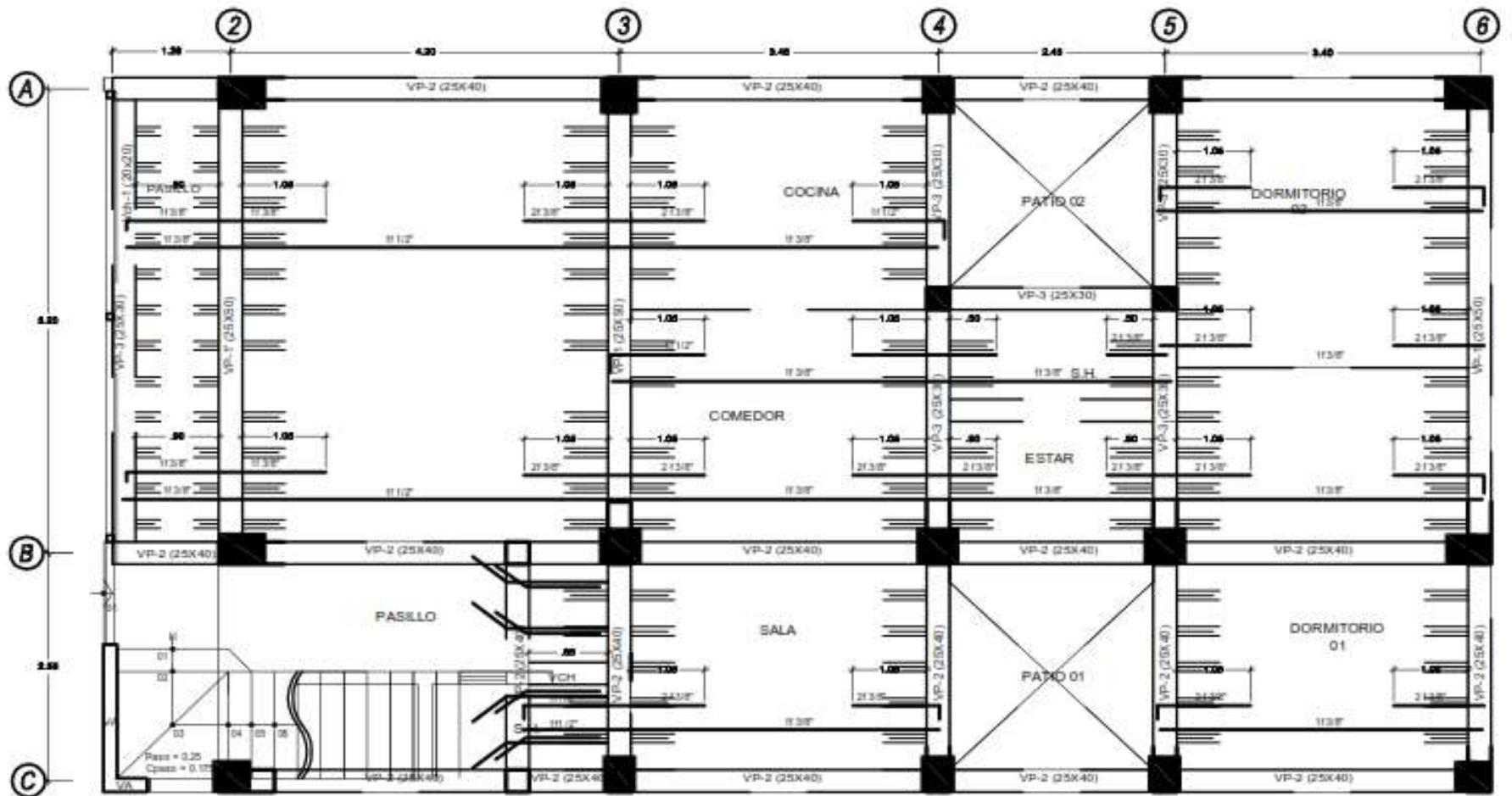


Figura 32: Plano de colocación de acero de refuerzo

*Fuente:* Losa aligerada del edificio

Autoría propia

### 3.1.9.2 Diseño de Viga

#### Diseño por Flexión

El diseño se realizará considerando la envolvente de las diferentes combinaciones de carga. La Norma E.060 Concreto Armado establece que para secciones rectangulares el área mínima se determinará usando la siguiente formula:

$$A_s \text{ min} = \frac{14.1 * b * d}{f_y}$$

El área de acero máximo se calcula:

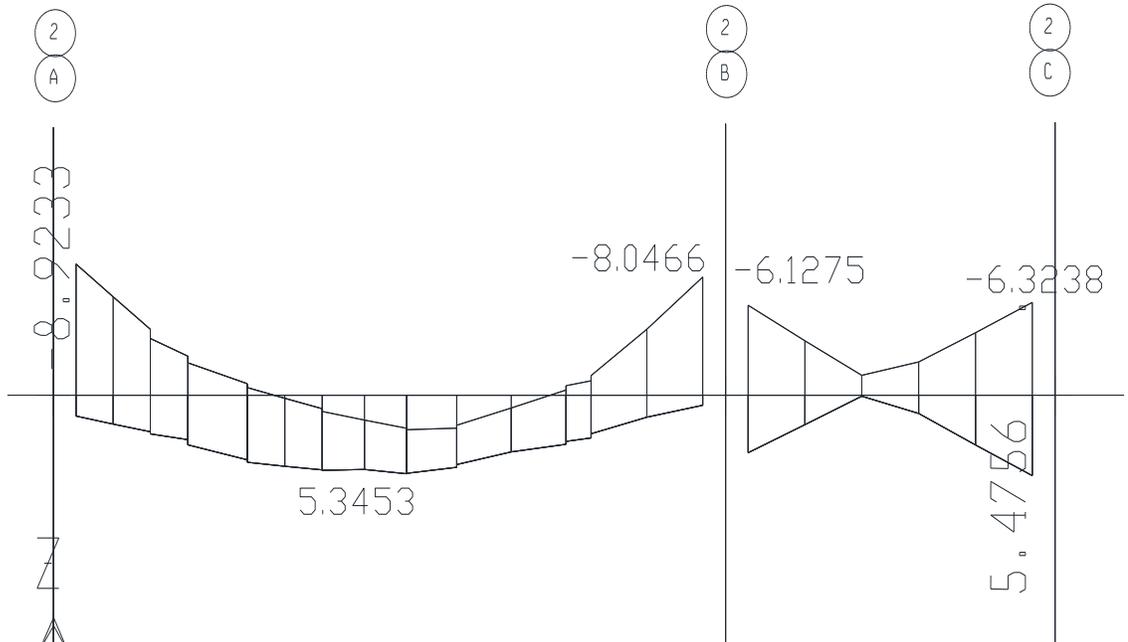
$$A_s \text{ max} = 0.75 * \rho_b * (b * d)$$

Es preciso señalar, según Norma E.060, las vigas con responsabilidad sísmica deben cumplir con las siguientes exigencias:

- Se deberá correr dos barras de acero tanto en la parte superior como inferior, las que deberán de ser por lo menos el acero mínimo de la sección.
- Se recomienda que el área de acero positivo deberá ser mayor o igual a un tercio del acero colocado para resistir momentos negativos.

#### A. Envolvente de Momento

A continuación se muestra le envolvente de momentos, obtenidas de las combinaciones anteriormente descritas.



**Figura 33:** Envolvente de momento en el eje 2-2 primer nivel

**Fuente:** Diagrama de envolvente de la viga del edificio

Autoría propia

**Tabla 35:** Coeficientes para el refuerzo longitudinal negativo

Apoyo	A	B	B	C
Mu Kg.m	8923.3	8046.6	6127.5	6323.8
d	44	44	44	44
K	0.0975	0.088	0.067	0.0691
q	0.1039	0.0931	0.0699	0.0722
$\rho$	0.0052	0.0047	0.0035	0.0036
simplemente reforzado	$\rho < 0.75\rho_b$	$\rho < 0.75\rho_b$	$\rho < 0.75\rho_b$	$\rho < 0.75\rho_b$

**Fuente:** Coeficiente de la envolvente, de momento de la viga

Autoría propia

**Tabla 36:** Calculo de refuerzo negativo

<b>Apoyo</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
As min (cm <sup>2</sup> )	3.69	3.69	3.69	3.69
As (cm <sup>2</sup> ) calculado	5.72	5.12	3.84	3.97
Varillas	3 @ 5/8	3 @ 5/8	3 @ 5/8	3 @ 5/8
As (cm <sup>2</sup> ) colocado	6	6	6	6
Verificación min	ok	ok	ok	ok

**Fuente:** Acero negativo de la viga

Autoría propia

**Tabla 37:** Coeficientes para el refuerzo longitudinal positivo

<b>Apoyo</b>	<b>A - B</b>	<b>B - C</b>
Mu Kg.m	5345.3	5475.6
d	44	44
K	0.0584	0.0599
q	0.0606	0.0621
$\rho$	0.003	0.0031
simplemente reforzado	$\rho < 0.75\rho_b$	$\rho < 0.75\rho_b$

**Fuente:** Coeficiente de la envolvente, de momento de la viga

Autoría propia

**Tabla 38:** Calculo de refuerzo positivo

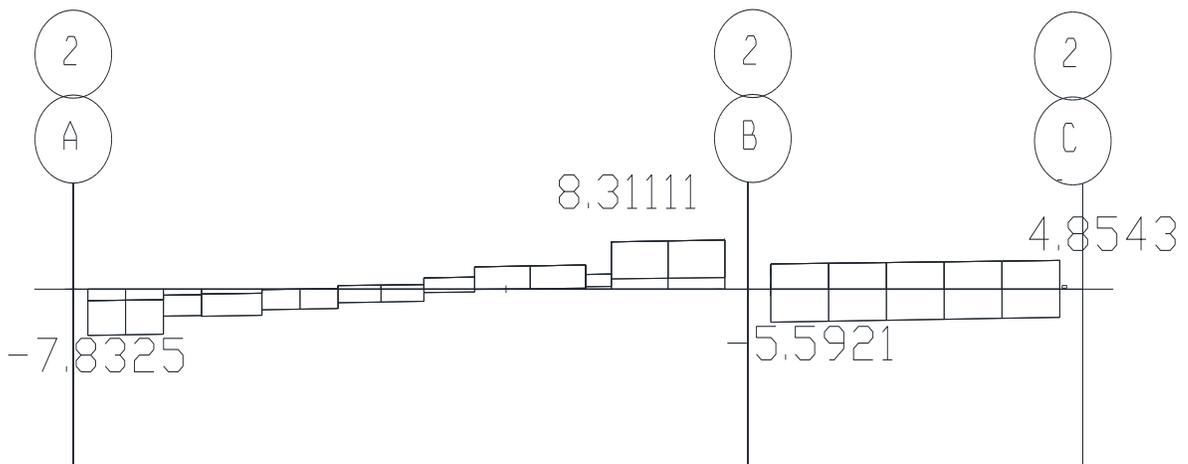
Apoyo	A - B	B - C
As min (cm <sup>2</sup> )	6	6
As (cm <sup>2</sup> ) calculado	3.33	3.42
varillas	3 @ 5/8	3 @ 5/8
As (cm <sup>2</sup> ) colocado	6	6
verificación min	ok	ok

**Fuente:** Acero positivo de la viga

Autoría propia

### B. Envoltente de Esfuerzo Cortante

A continuación se muestra le envoltente de fuerzas cortantes, obtenidas de las combinaciones anteriormente descritas.



**Figura 34:** envoltente de diagrama cortante en el eje 2-2 primer nivel

**Fuente:** Diagrama de envoltente de la viga del edificio

Autoría propia

### C. Diseño Por Cortante

La capacidad en corte de las vigas viene dada por la suma del aporte del concreto  $V_c$  más el aporte del refuerzo transversal  $V_s$  (estribos).

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$$

Se permite diseñar las secciones por corte, para la fuerza cortante  $V_u$  calculada a una distancia "d" medida desde la cara del apoyo, numeral 11.1.3.1 de la Norma E.060.

Diseñando para el máximo valor de  $V_u = 8.31111$  tn, se tiene:

El aporte del concreto  $V_c$ , para elementos sometidos a cortante y flexión, viene dado por:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b_w * d = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 44 = 8448.47 \text{ kg}$$

La resistencia que deberá proporcionar el refuerzo por corte  $V_s$ , viene dada por:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{8311.11}{0.85} - 8448.47 = 1329.31 \text{ kg}$$

La norma limita el espaciamiento máximo calculado (numeral 11.5.5.1 y 3 de la norma E.060) de tal modo que si:

$$V_s \leq 1.1 * \sqrt{f_c} * b_w * d, \text{ entonces } S \leq d/2$$

Entonces se tiene que:

$$V_s \leq 1.1 * \sqrt{210} * 25 * 44 = 17534.56, \text{ entonces } S \leq \frac{44}{2} = 22 \approx 20 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{1.40 * 4200 * 44}{20} = 12936 \text{ Kg}$$

$$V_u = 0.75 * (8448.47 + 12936) = 16038.35 \text{ Kg}$$

$$V_s = \frac{8311.11}{0.85} - 8448.47 = -138.22 \text{ Kg}$$

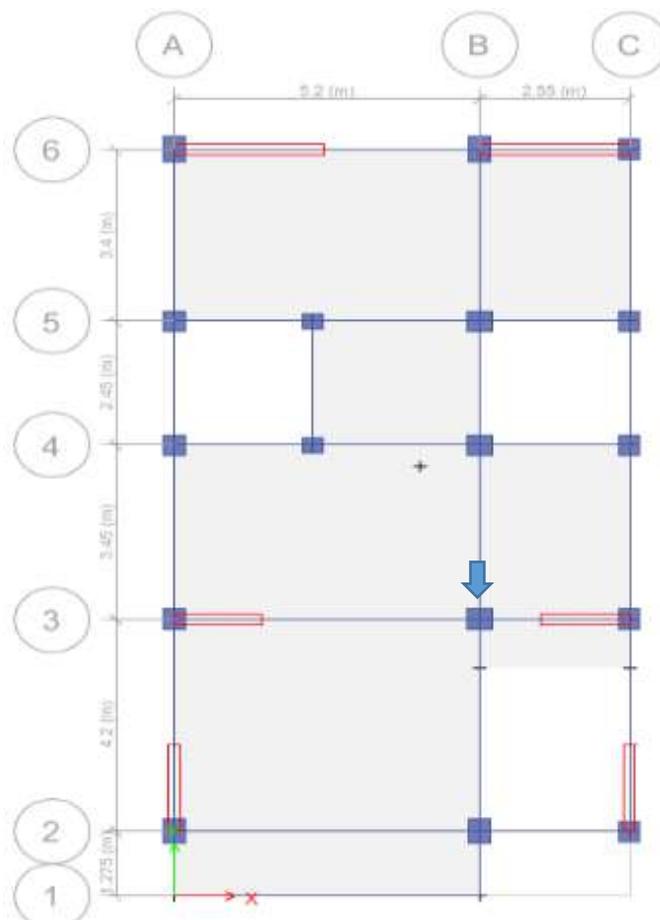
Por lo tanto usaremos estribos de diámetro 3/8" con una separación máxima de 20 cm entre ellos.

Luego, según la norma tendremos la siguiente disposición de estribos: 1@0.05m, 10@0.10m, resto@0.20m



### 3.1.9.3 Diseño de Columna

Las columnas están sometidas principalmente fuerzas axiales tanto de compresión como de tracción, el diseño de las mismas se hace considerando los efectos de corte, cargas axiales y momentos flectores, a estos últimos dos efectos combinados se le denomina flexo compresión y el diseño es similar al diseño por flexión. Una manera de diferenciar el comportamiento de una columna con una viga es calcular la carga axial que soporta, si  $P_u < 0.1 \cdot A_g \cdot f_c$  ( $A_g$ : área bruta de la sección) el elemento deberá diseñarse por flexión, caso contrario se diseñará por flexocompresión. A manera de ejemplo se diseñará la columna C-1 (0.45x0.40m) ubicado en eje 3-B del primer piso.



**Figura 36:** Plano en planta para diseño de columna

**Fuente:** Plano de primera planta del edificio

Autoría propia

## A. Diseño Por Flexo Compresión

El diseño se realiza para cada una de las combinaciones de carga y consiste en armar tentativamente una sección para graficar su diagrama de interacción, de tal forma que las combinaciones ( $M_u$ ;  $P_u$ ) queden dentro del diagrama.

Se considera inicialmente una cuantía de acero de refuerzo aproximada de 1% del área bruta de la sección, con dicha cuantía se distribuye el refuerzo vertical, considerando la dirección del momento actuante mayor y las secciones críticas.

Se verificó que todos los pares correspondientes a las combinaciones de carga ( $M_u, P_u$ ) se encuentren dentro del área encerrada por el diagrama de interacción de diseño, caso contrario se aumentan la cuantía de acero.

Para un refuerzo de  $8\phi 3/4"=22.8\text{cm}^2$  ( $\rho=1.3\%$ ) se obtiene los siguientes diagramas de interacción para ambas direcciones, conjuntamente con los resultados de la combinación de cargas ultimas

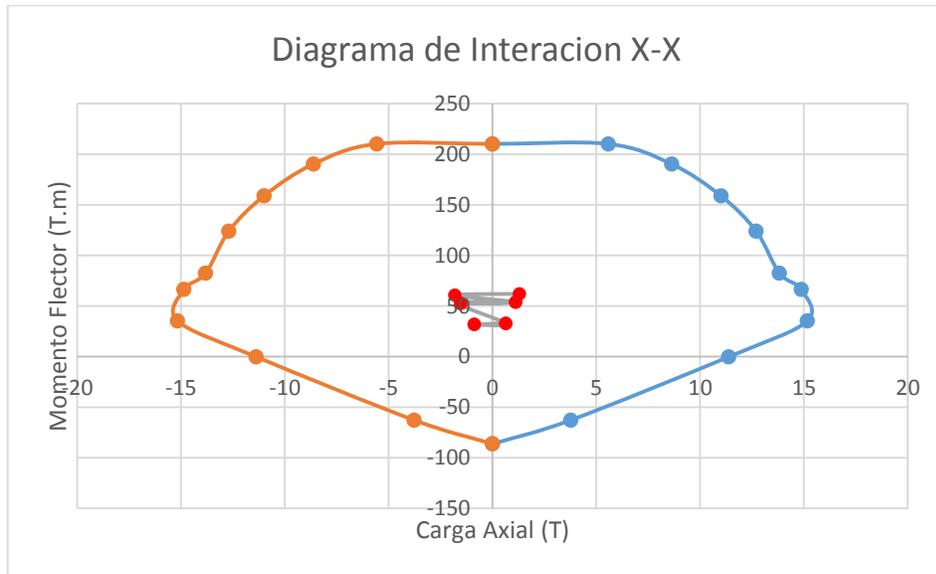
**Tabla 39:** Combinación de cargas

COMBINACIONES	C12		
	$P_u$ (Tn)	$M_{u3-3}$ (Tn.m)	$M_{u2-2}$ (Tn.m)
COMBO 1 MAX	62.1237	1.3023	0.312
COMBO 1 MIN	60.7713	-1.8073	-0.3349
COMBO 2 MAX	53.6845	1.1125	0.2635
COMBO 2 MIN	52.477	-1.5447	-0.2852
COMBO 3 MAX	53.6845	1.1125	0.2635
COMBO 3 MIN	52.477	-1.5447	-0.2852
COMBO 4 MAX	32.6618	0.6322	0.1389
COMBO 4 MIN	31.7924	-0.8807	-0.1592
COMBO 5 MAX	32.6618	0.6322	0.1389
COMBO 5 MIN	31.7924	-0.8807	-0.1592

**Fuente:** Combinaciones de carga de la col. C12 del edificio

Autoría propia

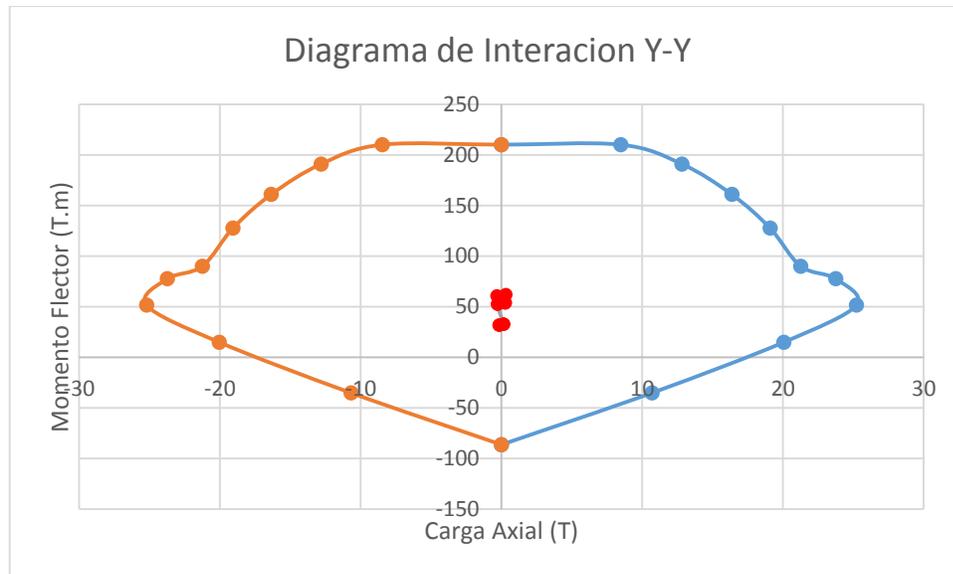
Se observa que las cargas aplicadas son básicamente fuerzas axiales, y que en ambos casos la sección presenta gran capacidad para admitir a las cargas últimas a pesar de contar sólo con la cuantía mínima. También se aprecia que el diagrama para momentos flectores con dirección en Y es más holgado.



**Figura 37:** Diagrama de interacción X-X

**Fuente:** Diagrama de interacción con las combinaciones de la columna c12

Autoría propia



**Figura 38:** Diagrama de interacción Y-Y

**Fuente:** Diagrama de interacción con las combinaciones de la columna c12

Autoría propia

## B. Diseño Por Cortante

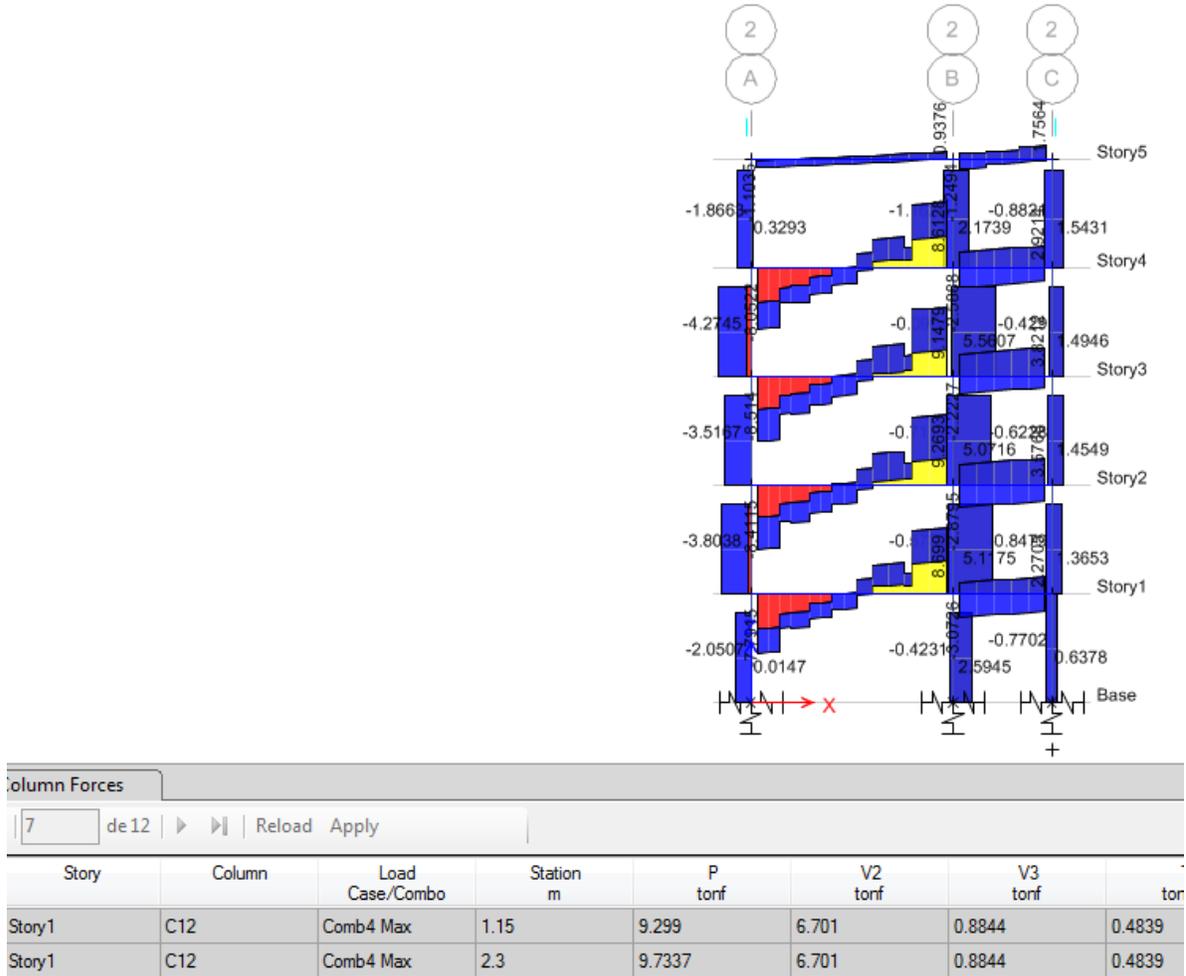
Siguiendo el mismo criterio de buscar la falla por flexión en lugar de una de corte de los elementos en flexocompresión, la norma E.060, numeral 21.4.3, indica que la fuerza cortante de diseño  $V_u$  de las columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b).

➤ La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en los extremos de la luz libre, asociados a la fuerza axial  $P_u$  que de cómo resultado el mayor momento nominal posible, mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{M_n \text{ sup} + M_n \text{ inf}}{h_n}$$

$$V_u = \frac{25.22 + 25.22}{2.40} = 21.01 \text{ Tn}$$

- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño del numeral 9.2.3, con un factor de amplificación para los valores de sismo igual a 2.5, se obtuvo los valores de 6.701 tn.



**Figura 39:** Fuerza cortante obtenida del etabs

**Fuente:** Fuerza cortante de la columna c12

Autoría propia

Por lo tanto tomamos el mayor valor calculado de (a) y (b), finalmente **Vu=21.01 tn**

La norma E.060, numeral 11.5.7.9, limita la contribución máxima de los estribos a la resistencia en corte de una sección mediante la siguiente expresión:

$$V_s \leq 0.66 * \sqrt{f_c} * b_w * d \qquad V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$\therefore Vu_{max} = \phi(Vc + Vs) \approx 2.6\phi * \sqrt{f_c} * bw * d$$

Si  $Vu$  excede de  $V_{umax}$ , será necesario incrementar la resistencia del concreto  $f_c$  o cambiar las dimensiones de la sección. Esta limitación es para evitar la falla del concreto comprimido antes que se inicie la fluencia de los estribos.

$$Vu_{max} = 0.85 * 2.6 * \sqrt{210} * 35 * 44 = 48.71 Tn$$

Finalmente:  $Vu < V_{umax}$ , por lo tanto no es necesario incrementar la resistencia o cambiar las dimensiones de la columna.

Para elementos sometidos a compresión axial ( $Nu$ ), la norma E.060, numeral 11.3.1.2, propone la siguiente expresión para estimar el aporte del concreto  $Vc$ :

$$Vc = 0.17 * \sqrt{f_c} * \left(1 + \frac{Nu}{14 * Ag}\right) * bw * d$$

$$Vc = 0.17 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{42614.1}{14 * 1750}\right) * 35 * 44 = 10.39 Tn$$

$Vu > \phi Vc$ , entonces se necesita refuerzo por corte.

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{21.01}{0.85} - 10.39 = 14.33 Tn$$

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} = \frac{0.71 * 4 * 4200 * 44}{14330} = 36 cm$$

Según los requerimientos de la Norma E.060, numeral 21.4.5, el refuerzo transversal cumplirá las siguientes condiciones:

- Estará constituido por estribos cerrados de confinamiento en ambos extremos del elemento de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro.

- La zona de confinamiento ( $L_o$ ) será medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz no deberá ser menor que el mayor valor de:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento.

$$L = \frac{190}{6} = 31.67 \text{ cm}$$

- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.

$$L = 50 \text{ cm}$$

- 50cm

El espaciamiento ( $s_o$ ) en la zona de confinamiento no deberá exceder el menor valor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro ( $db$  menor)  $\frac{3}{4}$ ".

$$8db \text{ menor} = 8 * 1.83 = 14.65 \text{ cm}$$

- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.

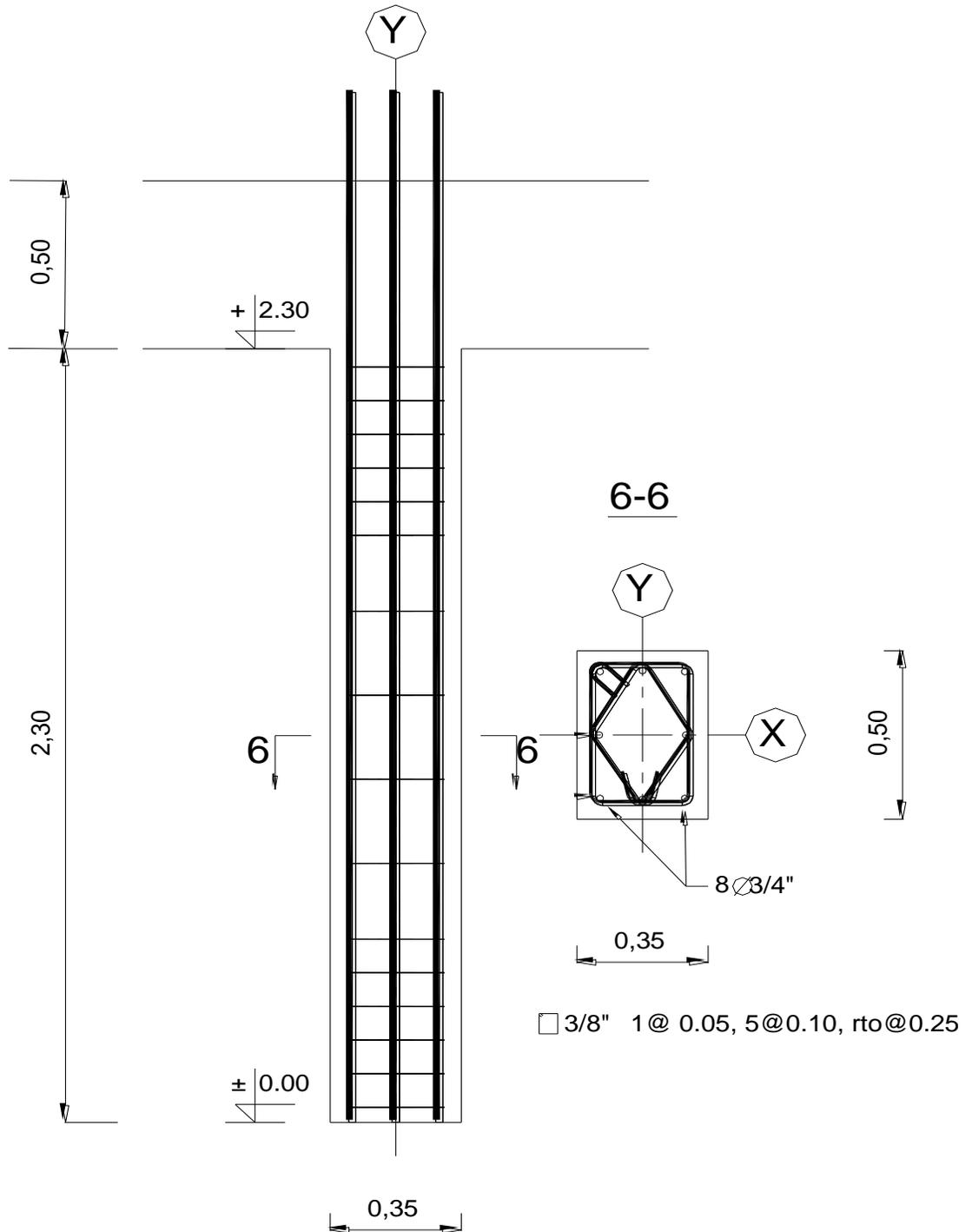
$$L = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

- 10cm

- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante y no deberá exceder el menor valor de:
  - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro (db menor)  $\frac{3}{4}$ ".
  - $L = 16 * 1.83 = 29.28 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$
  - 48 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento (db estribo).
  - $L = 48 * 0.95 = 45.6 \text{ cm}$
  - La menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.
  - $L = 35 \text{ cm}$
  - $30 \text{ cm}$
- El primer estribo se colocara a:  $S=5 \text{ cm}$ .

Finalmente la distribución de los estribos queda definida de la siguiente manera:

$\frac{3}{8}$ " 1@0.05m, 5@0.10m, rto@0.25m.



**Figura 40:** Columna detallada con acero de refuerzo

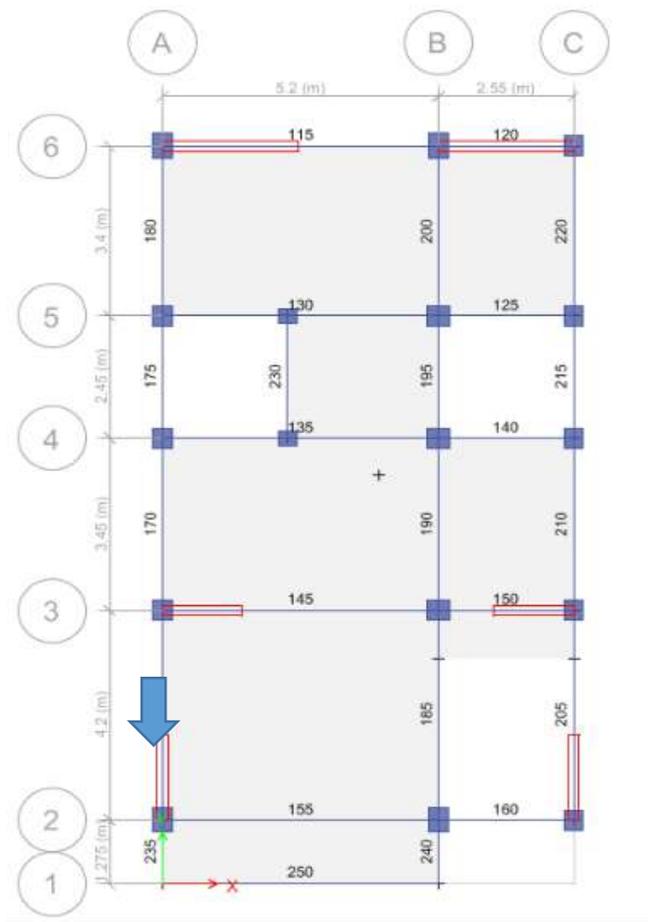
**Fuente:** Columna armada de la viga típica

Autoría propia

### 3.1.9.4 Diseño de Placa

Son aquellos elementos de la estructura que resisten cargas axiales y cargas laterales sísmicas. El procedimiento de diseño es similar al seguido para una columna con la particularidad que, debido a su gran rigidez lateral absorben grandes momentos y cortantes producidos por las fuerzas de sismo.

El diseño de placas o muros estructurales se basarán en las disposiciones especiales para elementos sismorresistentes del capítulo 21 de la Norma E.060, numeral 21.9, referente a Muros Estructurales de Concreto Reforzado. A manera de ejemplo se diseñó el muro 1 del eje 3-B,  $e=0.20\text{m}$ .



**Figura 41:** Plano en planta para el diseño de muro

**Fuente:** Plano del edificio

Autoría propia

### **Refuerzo distribuido vertical y horizontal mínimos**

La norma E.060, numeral 11.10.7, establece que cuando la cortante última  $V_u$  sea menor que  $0.085 * \sqrt{f_c} * A_{cw}$ , el refuerzo distribuido será de acuerdo con los siguientes mínimos:

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.0015

#### **A. Diseño Por Flexocompresión**

Se colocará el refuerzo vertical distribuido a lo largo de la longitud del muro.

Del análisis estructural, se tiene las siguientes combinaciones de cargas y momentos actuantes, se verificara que los pares de carga y momento flector último sean menores a los resistidos por la sección, es decir se encuentren dentro del diagrama de interacción.

Acero mínimo considerando un ancho de 1.00m.

$$A_s \text{ min} = 0.002 * t * h = 20 * 100 = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Extremos confinados:  $\rho_{col}=1.3\%$  (8 $\emptyset$ 3/4")

Refuerzo vertical distribuido: 2 $\emptyset$ 3/8"@0.20m

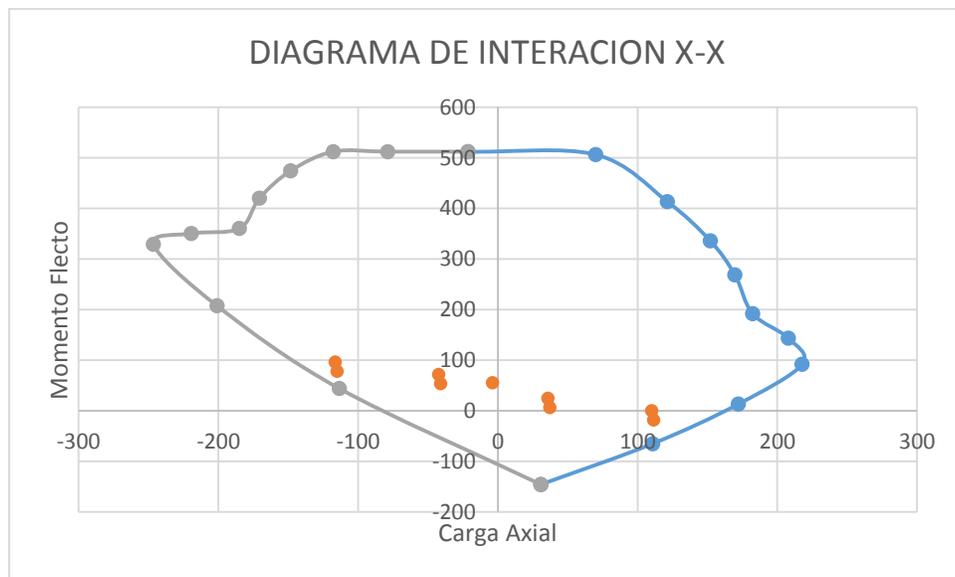
Para esta distribución de acero se obtiene el siguiente diagrama de interacción nominal y de diseño, conjuntamente con las combinaciones ultimas ( $P_u, M_u$ ), para cada dirección.

**Tabla 40:** Combinación de cargas para diseño de muro estructural

Piso	Pier	Load Case/Combo	T	M2	M3	P
			tonf-m	tonf-m	tonf-m	ton
Piso 1	P1	Comb1	-0.0824	0.2335	-3.7441	<b>55.7113</b>
Piso 1	P1	Comb2 Max	-0.5246	0.8682	-42.2953	<b>71.873</b>
Piso 1	P1	Comb2 Min	0.3825	-0.4691	35.88	<b>24.7174</b>
Piso 1	P1	Comb3 Max	-0.2223	0.3749	-116.4733	<b>96.3538</b>
Piso 1	P1	Comb3 Min	0.0801	0.0242	110.058	<b>0.2366</b>
Piso 1	P1	Comb4 Max	-0.4964	0.7825	-40.9424	<b>53.4881</b>
Piso 1	P1	Comb4 Min	0.4107	-0.5549	37.2329	<b>6.3326</b>
Piso 1	P1	Comb5 Max	-0.194	0.2891	-115.1205	<b>77.9689</b>
Piso 1	P1	Comb5 Min	0.1084	-0.0615	111.4109	<b>-18.1483</b>

**Fuente:** Combinaciones de carga de la col. C12 del edificio de cinco niveles

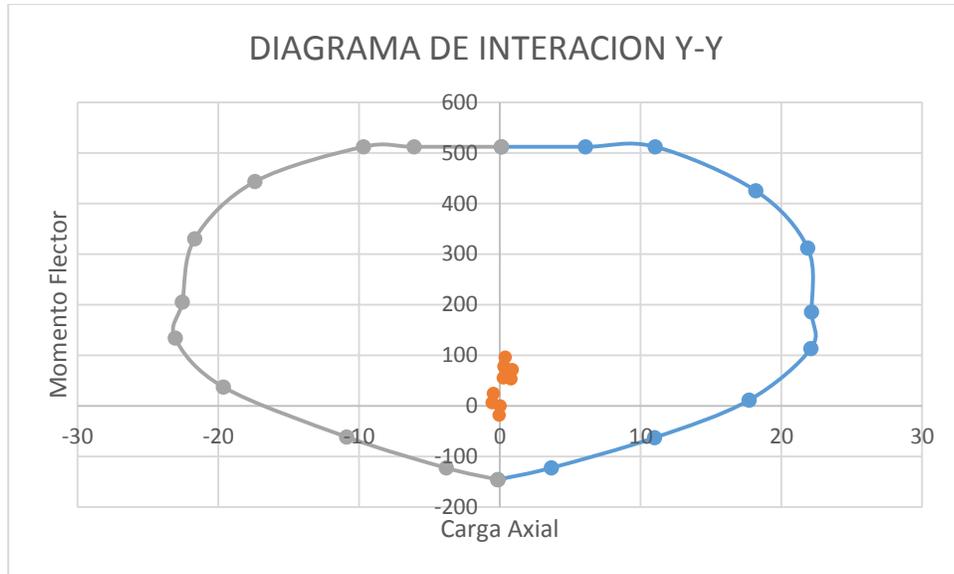
Autoría propia



**Figura 42:** Diagrama de interacción X-X

**Fuente:** Diagrama de interacción con las combinaciones de la placa M1

Autoría propia



**Figura 43:** Diagrama de interacción Y-Y

**Fuente:** Diagrama de interacción con las combinaciones de la placa M1

Autoría propia

En ambos diagramas observamos que todos los puntos se encuentran dentro de la curva y, a la vez, lo más pegado a ella; por lo tanto, ésta será la distribución de acero requerida para el diseño final.

### B. Diseño Por Cortante

$$Vu = \phi Vn$$

$$Vn = Vc + Vs$$

La contribución del concreto  $Vc$ , no deberá exceder de:

$$Vc \leq Acw(\alpha\sqrt{fc})$$

$$\alpha = 0.6 \text{ (hm/lm)}$$

$$Vn \leq 2.6 * \sqrt{fc} * Acw$$

Para el diseño por corte, del análisis se tiene  $Vu = 40.66 \text{ ton.m}$ , según Norma E.60

Concreto Armado, se debe cumplir que:

**Tabla 41:** Cortante máxima para diseño de muro

Story	Pier	Load Case/Combo	P	V2	M3
			tonf	tonf	tonf-m
Story1	P1	Comb1	-55.7113	-0.3143	-3.7441
Story1	P1	Comb3 Max	-96.3538	-40.664	-116.4733
Story1	P1	Comb3 Min	-0.2366	40.1342	110.058

**Fuente:** Cortante de la placa m1 para el diseño

Autoría propia

$$V_u = 40.664 \leq \phi V_n = 0.85 * 2.6 * \sqrt{210} * 20 * 0.8 * \frac{170}{1000} = 87.11 \text{ ton ok}$$

$$V_c = 20 * 0.8 * 170 * \frac{(0.6\sqrt{210})}{1000} = 23.65 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{40.66}{0.85} - 23.65 = 24.18 \text{ tn}$$

### C. Refuerzo Horizontal

Si  $V_u > \phi V_c$ , se deberá proveer refuerzo por corte. La resistencia del  $V_s$  se calculará mediante la siguiente expresión:

$$V_s = A_{cw} * \rho_h * f_y \approx \rho_h = \frac{V_s}{A_{cw}} * f_y$$

$$\rho_h \geq 0.0025$$

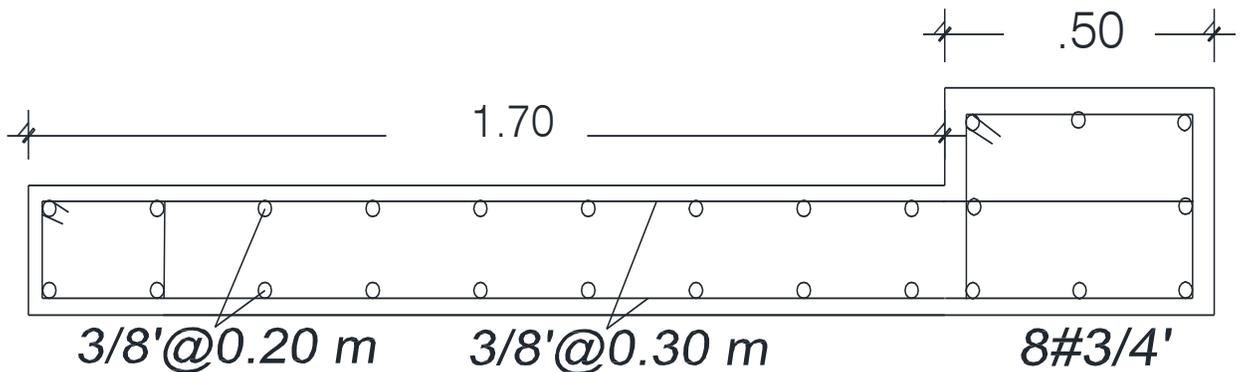
$$\rho_h = \frac{24.18 * 1000}{20 * 0.8 * 175 * 4200} = 0.00205$$

$$\therefore \rho_h = 0.0025$$

Considerando un refuerzo horizontal de  $2\phi 3/8''$ , el espaciamiento será, para 1m de ancho.

- Tres veces el espesor del muro (3t)
- 40cm

$$sh = \frac{2 * 0.71}{0.0025 * 100 * 20} = 0.29m \approx 30cm$$



**Figura 44:** Muro detallado con acero de refuerzo

**Fuente:** Muro detallado con acero de refuerzo

Autoría propia

### 3.1.9.5 Diseño Cimentación

Las zapatas se diseñaran para que transmitan al terreno una presión menor que la admisible. Para el cálculo de la presión ejercida sobre el terreno se trabaja con las cargas de gravedad y las cargas de sismo, ambas en servicio.

Estas son las propiedades del terreno sobre el cual se piensa cimentar se obtuvieron a través de un estudio de mecánica de suelos. En la presente tesis se tienen los siguientes datos:

- Presión admisible del terreno ( $\sigma_{adm}$ ):  $2.13 \text{ kg/cm}^2$
- Peso unitario del suelo ( $\gamma$ ):  $1895 \text{ kg/m}^3$
- Angulo de fricción del terreno ( $\Phi$ ):  $37.76^\circ$

- profundidad mínima de cimentación de 1.50 m
- S/C =200 kg/m<sup>2</sup>
- Peso unitario del concreto (γ): 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Peso unitario del concreto para solado (γ): 1800 kg/m<sup>3</sup>

### Diseño de Zapata Aislada

Se toma como ejemplo el diseño de la zapata de la columna C1(35x50cm), que se encuentra en la intersección de los ejes 4 y B.

**Tabla 42:** Cargas de diseño para la zapata aislada

CARGAS	P (kg)	My (kg-M)	Mx (kg-M)
CM	29836.2	188.4	101.7
CV	5305.4	40.5	55.6

**Fuente:** Cargas de diseño de la columna c1 calculado con el etabs

Autoría propia

### Dimensionamiento de la zapata

Las zapatas deberán diseñarse para que transmitan al terreno una presión menor a la admisible. Para el cálculo de la presión ejercida sobre el terreno se trabaja con las cargas de gravedad y las cargas de sismo, ambas en servicio.

Consideraciones normativas para el peralte de la zapata

$$Ld = 0.08 * db * \frac{fy}{\sqrt{fc}}$$

$$Ld = 0.004 * db * fy$$

Donde  $d_b$  es el diámetro de la barra mayor colocada en la columna  $\phi^{3/4} = 1.905 \text{ cm}$ .

$$L_d = 0.08 * 1.905 * \frac{4200}{\sqrt{210}} = 44.17 \text{ cm}$$

$$L_d = 0.004 * 1.905 * 4200 = 32.004 \text{ cm}$$

$\therefore$  se toma  $44.17 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$

Calculo de área de la zapata ( $A_z$ )

$$A_z = \frac{P_s}{q_{sn}}$$

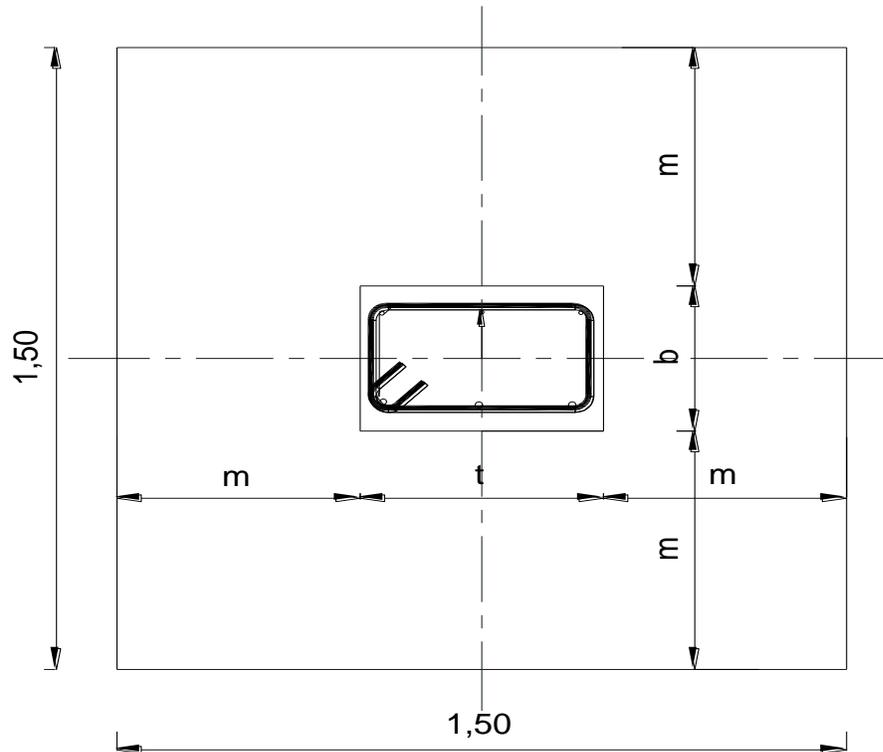
Donde  $P$  es la suma de cargas en servicio (cargas muertas y vivas).

$$q_{sn} = q_s - \frac{s}{c} - Y_t * h_t - Y_c * h_c - Y_s * h_s - Y_r * h_r$$

$$q_{sn} = 2.13 \text{ kg/cm}^2 - 200 \text{ kg/m}^2 - 1895 \text{ kg/m}^3 * 1 \text{ m} - 2400 \text{ kg/m}^3 * 0.5 \text{ m} \\ - 1895 \text{ kg/m}^3 * 0.10 - 1800 \text{ kg/m}^3 * 0.075 \text{ m}$$

$$q_{sn} = 1.7681 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_z = \frac{29836.2 + 5305.4}{1.7681} = 19900 \text{ cm}^2$$



**Figura 45:** Dimensionamiento de la zapata aislada

**Fuente:** Zapata cuadrada diseñado para la columna c1

Autoría propia

$$Az = (b + 2m) * (t + 2m)$$

$$19900 = (35 + 2 * m)(50 + 2 * m)$$

$$m = 48.71 \approx 49 \text{ cm}$$

$$L = 2 * 48.71 + 50 = 147.42 \approx 1.50 \text{ mts}$$

$$B = 2.48.71 + 35 = 132.42 \approx 1.50 \text{ mts}$$

Verificación de presiones ( $q \text{ máx.} < q_s$ )

$$Ps = P_{cm} + P_{cv} \quad Ps = 29.8362 \text{ ton} + 5.3054 \text{ ton} = 35.1416 \text{ ton}$$

$$M_s = M_{cm} + M_{cv} \quad M_s = 0.1884 \text{ ton.m} + 0.0405 \text{ ton.m}$$

$$= 0.2289 \text{ ton.m}$$

$$A_z \text{ real} = 1.5\text{m} * 1.5\text{m} = 2.25\text{m}^2$$

$$C = \frac{l}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$I = \frac{BL^3}{12} = 1.5 * \frac{1.50^3}{12} = 0.422 \text{ m}^4$$

$$q_{max} = \frac{P_s}{A_z r} + \frac{M_s C}{I} = \frac{35.1416}{2.25} + 0.2289 * \frac{0.75}{0.422} = 16.025 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{max} < q_s \quad 16.025 < 21.3 \text{ cumple}$$

Carga de diseño

$$P_u = 1.7 * P_{cv} + 1.4 * P_{cm} \quad P_u = 1.7 * 5.3054 + 1.4 * 29.8362$$

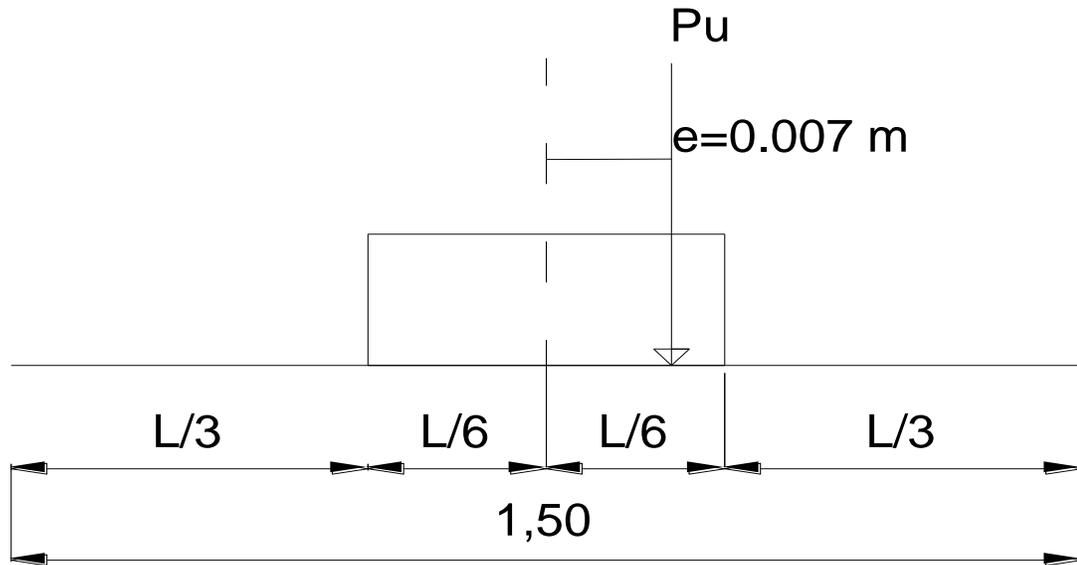
$$= 50.78989 \text{ tn}$$

$$M_u = 1.7 * M_{cv} + 1.4 * M_{cm} \quad M_u = 1.7 * 0.0405 + 1.4 * 0.1884$$

$$= 0.33261 \text{ tn.m}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad e = \frac{0.33261}{50.78989} = 0.007\text{m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1.5}{6} = 0.250 \text{ m}$$



**Figura 46:** Ubicación de carga de diseño

**Fuente:** Zapata cuadrada diseñado para la columna c1

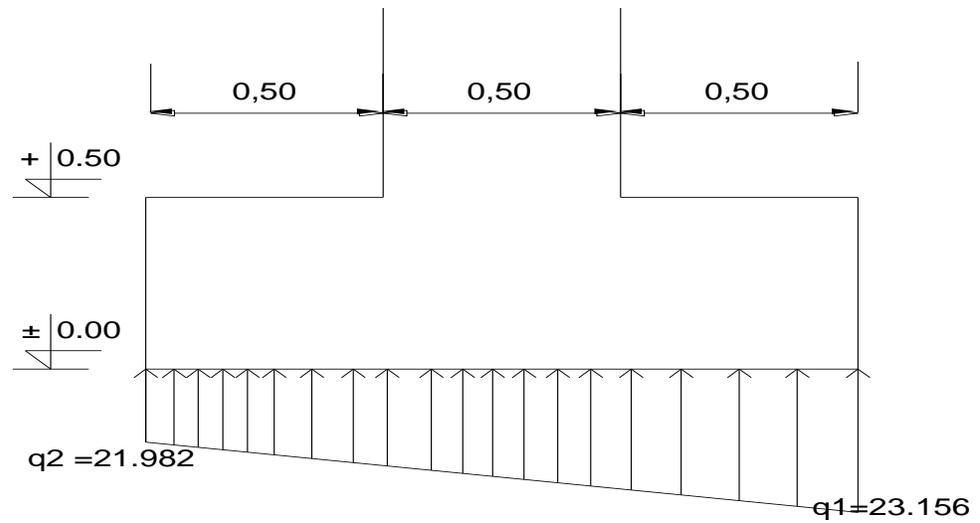
Autoría propia

Presiones para el diseño (método de resistencia última)

$$q_{1,2} = \frac{P_s}{A_{zr}} \pm \frac{M_s C}{I}$$

$$q_{1,2} = \frac{50.78986}{2.55} \pm 0.33261 * \frac{0.75}{0.422}$$

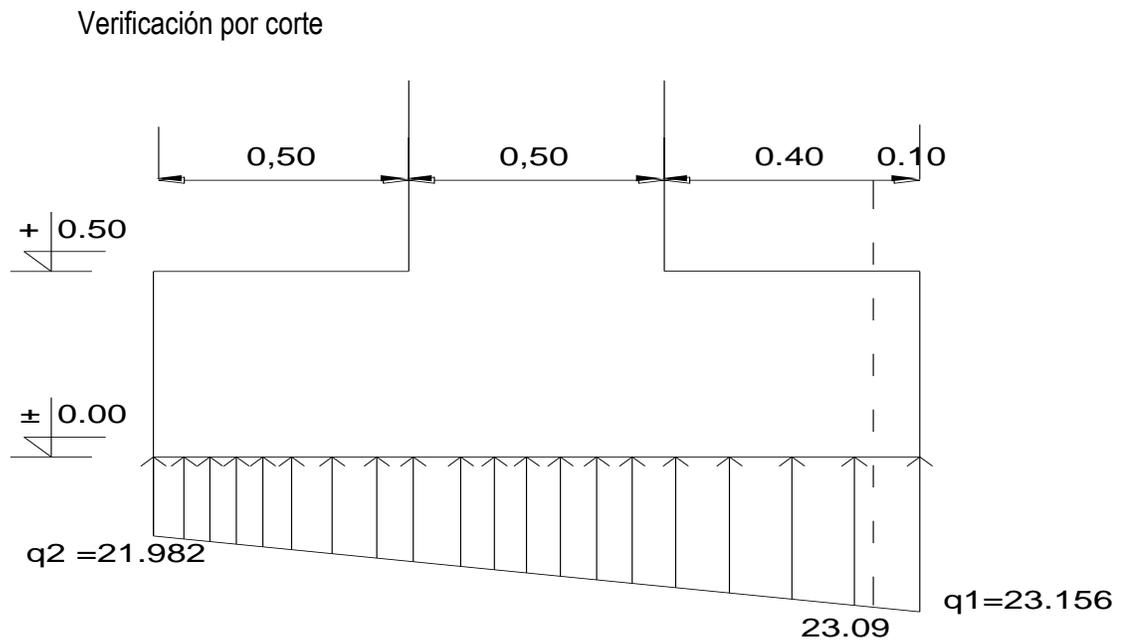
$$q_1 = 23.165 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad q_2 = 21.982 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



**Figura 47:** Presiones para el diseño de la zapata

**Fuente:** Zapata cuadrada diseñado para la columna c1

Autoría propia



**Figura 48:** Verificación de la cortante de la zapata

**Fuente:** Zapata cuadrada diseñado para la columna c1

Autoría propia

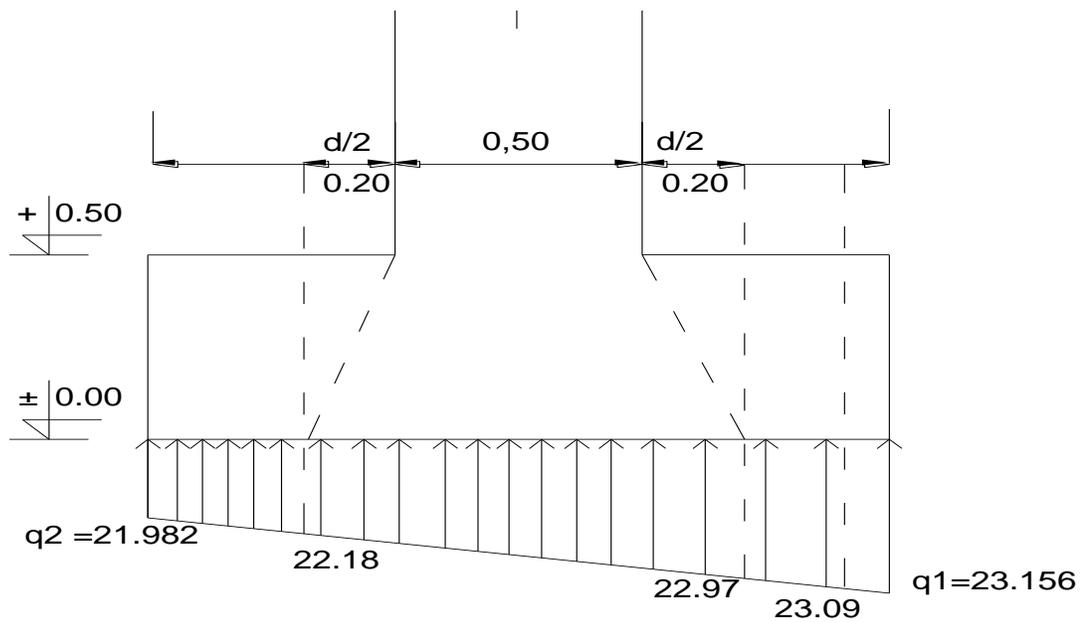
$$Vu \leq \phi Vc$$

$$Vu = + \left( (23.165 + 23.09) * \frac{0.1}{2} \right) * 1.5 = 31.6011 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = \phi 0.53 * \sqrt{210} * 1.50 * 5 = 296.23997 \text{ ton}$$

$$31.6011 \leq 296.2399 \text{ cumple}$$

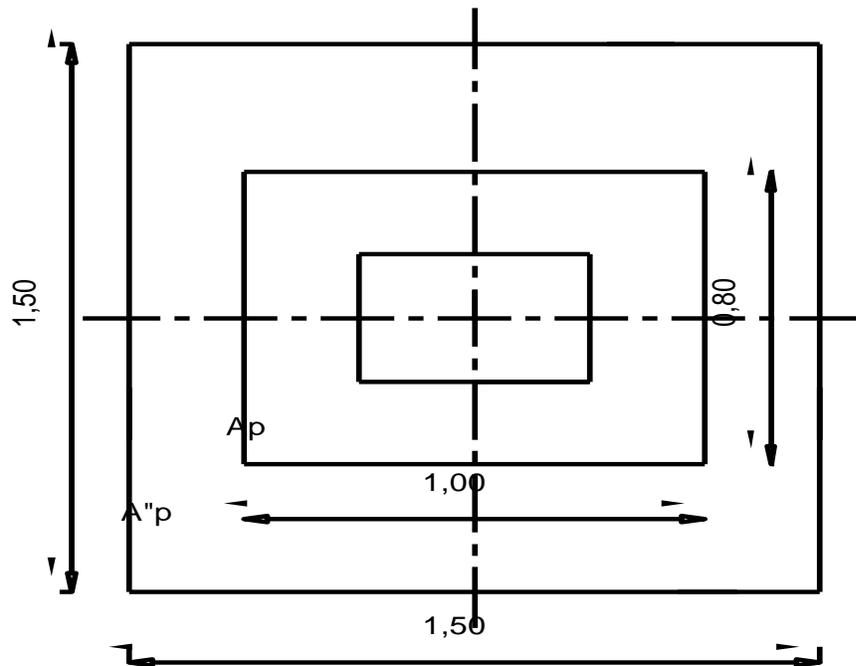
Verificación por punzonamiento



**Figura 49:** Verificación por funcionamiento de la zapata

**Fuente:** Zapata cuadrada diseñado para la columna c1

Autoría propia



**Figura 50:** Perímetro del punzonamiento de la zapata

**Fuente:** Zapata cuadrada diseñado para la columna c1

Autoría propia

Perímetro de Punzonamiento

$$b_{\phi} == 2 * 1 + 2 * 0.85 = 3.70 \text{ m}$$

Relación de lado de la columna

$$B_{\phi} = \frac{\text{lado mayor columna}}{\text{lado menor columna}} = \frac{0.50}{0.35} = 1.429$$

$$A''p = 2.25 - (1 * 0.85) = 140 \text{ cm}^2$$

$$Vu \leq \phi Vc$$

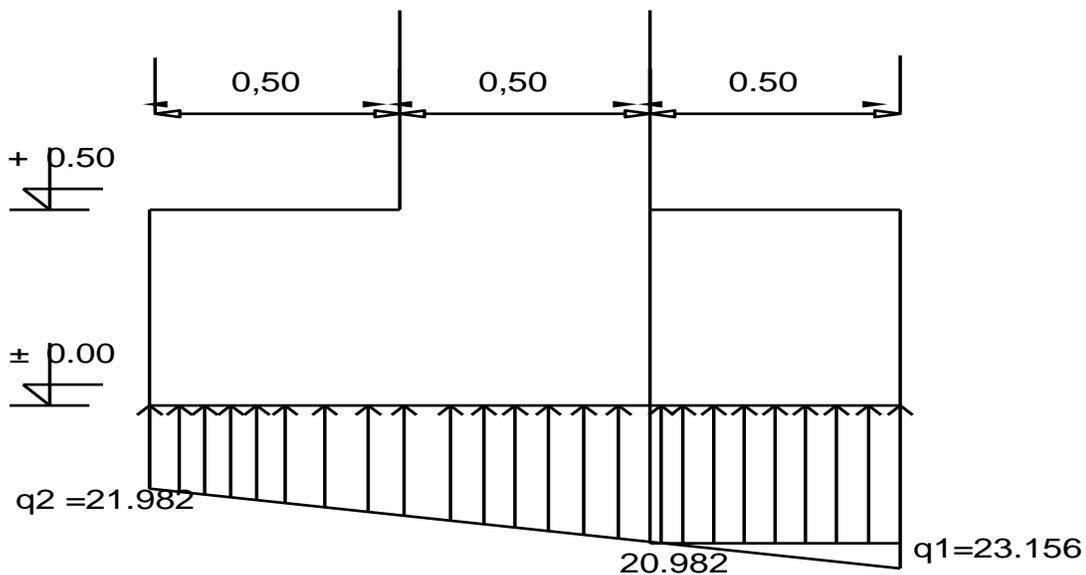
$$Vu = \left( (23.165 + 21.982) * 1.5 * \frac{1.5}{2} \right) - \frac{(22.97 + 22.18) * 1 * 0.85}{2} = 31.601 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi V_c = \phi * \left( 0.53 + \frac{1.10}{B_\phi} \right) * \text{sqr}(f_c) + b_\phi * d$$

$$\phi V = 0.85 * \left( 0.53 + \frac{1.1}{1.429} \right) * \sqrt{210} * 370 * 0.35 * 100 = 296239.97 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad 31.6011 \text{ ton} < 296.2396 \text{ cumple}$$

Diseño de refuerzo longitudinal



**Figura 51:** Presiones para el diseño longitudinal

**Fuente:** Zapata cuadrada diseñado para la columna c1

Autoría propia

$$M_u = \frac{0.50^2}{2} * 20.982 + 0.50 * \frac{2.1}{2} * \frac{2}{3} * 0.5 = 2.9 \text{ ton.m}$$

Datos:

$$M_u = 2.9 \text{ tn.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 42.5 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{Mu}{\phi * f_c * b * d^2} = 0.0085$$

$$q = \frac{1\sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18} = 0.0085$$

$$\rho = q * \frac{f_c}{f_y} = 0.0004$$

$$A_s = \rho * b * d = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} ; \quad 0.70 * \frac{\sqrt{210}}{4200} = 10.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\phi 5/8} = 2 \text{ cm}^2$$

Numero de varillas

$$A_{total} = 10.26 * 1.50 \text{ m} = 15.40 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{A_{total}}{A_{s\phi}} = \frac{15.40}{2} = 7.70 \approx 8 \text{ varillas}$$

$$\text{Espaciamiento } e = \frac{1.50 - 0.20}{8 - 1} = 0.19 \text{ m}$$

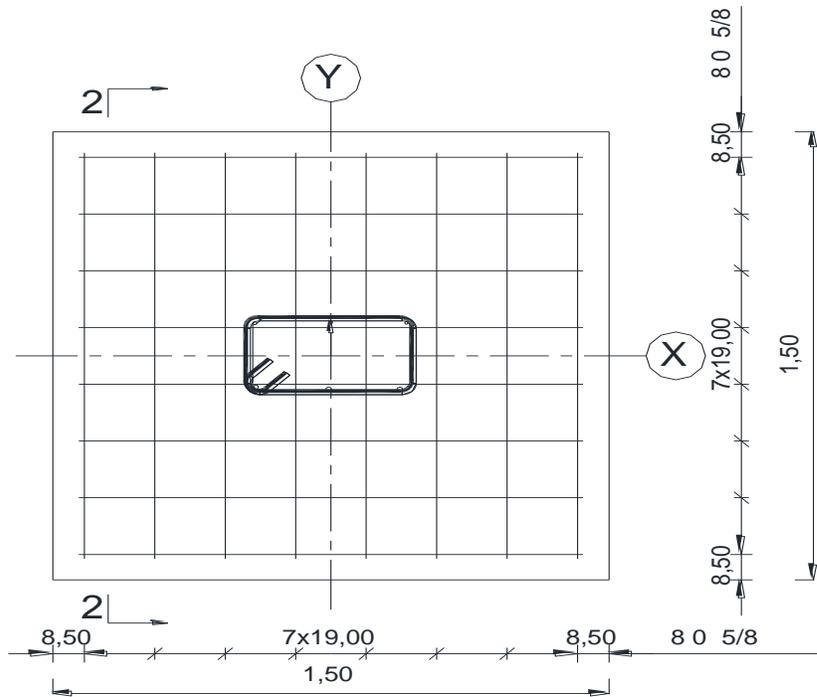
*A<sub>s</sub> longitudinal: 8φ5/8"@0.19mts*

Diseño de refuerzo transversal

$$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} ; \quad 0.70 * \frac{\sqrt{210}}{4200} = 10.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\phi 5/8} = 2 \text{ cm}^2$$

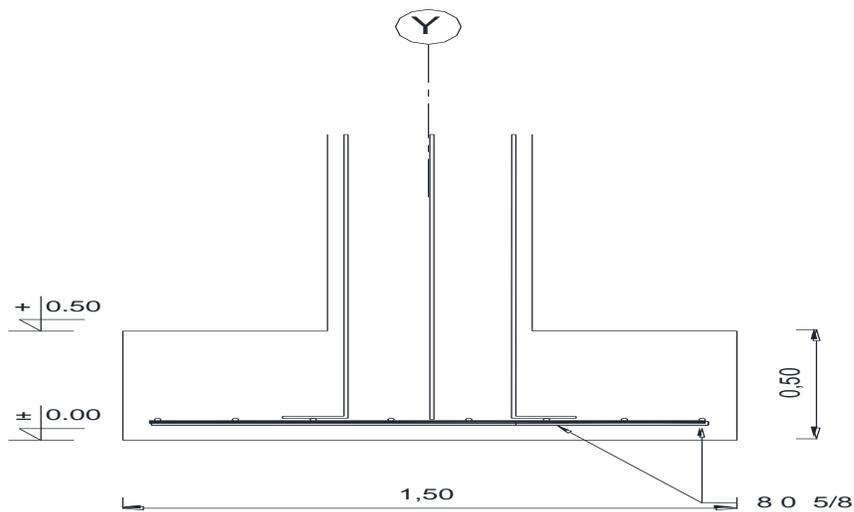
*A<sub>s</sub> transversal: 8φ5/8"@0.19mts*



**Figura 52:** Colocación del refuerzo longitudinal

**Fuente:** Zapata cuadrada diseñado para la columna c1

Autoría propia



**Figura 53:** Colocación del transversal

**Fuente:** Zapata cuadrada diseñado para la columna c1

Autoría propia

### 3.1.9.6 Diseño de Escalera

La escalera es un elemento estructural que conectan los diferentes pisos de una edificación y que trabajan generalmente como losas armadas en una dirección.

En nuestro caso se diseñara la escalera de primer nivel y tiene las siguientes características

$$P = 0.25 \text{ m}$$

$$CP = 0.175 \text{ m}$$

$$S/C = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ancho de la escalera} = 1.20 \text{ m}$$

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

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

#### Predimensionamiento

$t = 3(L_n)$	$t = 4(L_n)$	$t = \frac{L_n}{20}$	$t = \frac{L_n}{25}$
$t = 3(4.20)$	$t = 4(4.20)$	$t = \frac{420}{20}$	$t = \frac{420}{25}$
$t = 12.6 \text{ cm}$	$t = 16.80 \text{ cm}$	$t = 21 \text{ cm}$	$t = 16.8 \text{ cm}$

$$t_{prom} = \frac{12.6 + 16.80 + 21 + 16.8}{4} = 16.8 \approx 15 \text{ cm}$$

$$d = t - 3$$

$$d = 15 - 3$$

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{CP}{P}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.175}{0.25}\right)$$

## METRADO DE CARGA

Para los pasos

Carga Muerta

$$\begin{aligned} P.P._{escalera} &= 2400kg/m^3 \left( \frac{0.175m}{2} + \frac{0.15m}{\cos 34.99} \right) x (1.00m) \\ &= 649.43 kg/m \end{aligned}$$

$$Acabado = (100kg/m^2) x (1.00m) = 100 kg/m$$

$$\mathbf{W_D = 749.43 kg/m}$$

Carga Viva

$$S/C = (250kg/m^2) x (1.00m) = 250 kg/m$$

$$\mathbf{W_L = 250 kg/m}$$

Carga Ultima

$$W_{u1} = 1.4(749.43) + 1.7(250) = 1474.20 kg/m$$

$$\mathbf{W_{u1} = 1474.20 kg/m}$$

Para el descanso

Carga Muerta

$$P.P._{descanso} = 2400kg/m^3 (0.15m) x (1.00m) = 360 kg/m$$

$$Acabado = (100kg/m^2) x (1.00m) = 100 kg/m$$

$$\mathbf{W_D = 460 kg/m}$$

Carga Viva

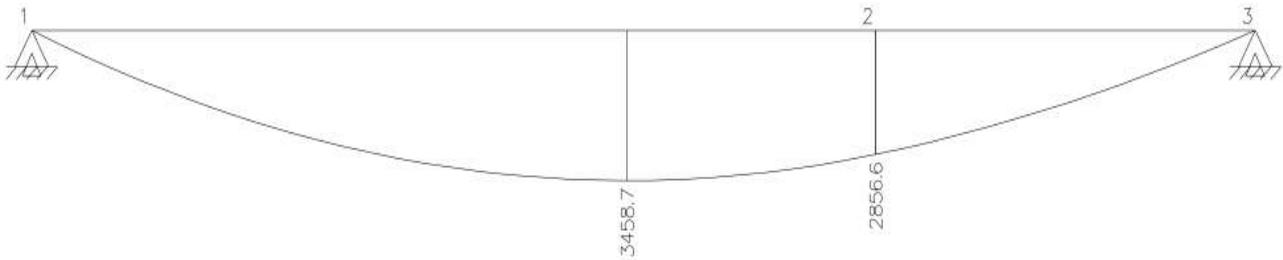
$$S/C = (250kg/m^2) x (1.00m) = 250 kg/m$$

$$\mathbf{W_L = 250 kg/m}$$

Carga Ultima

$$W_{u2} = 1.4(460) + 1.7(250) = 1069 \text{ kg/m}$$

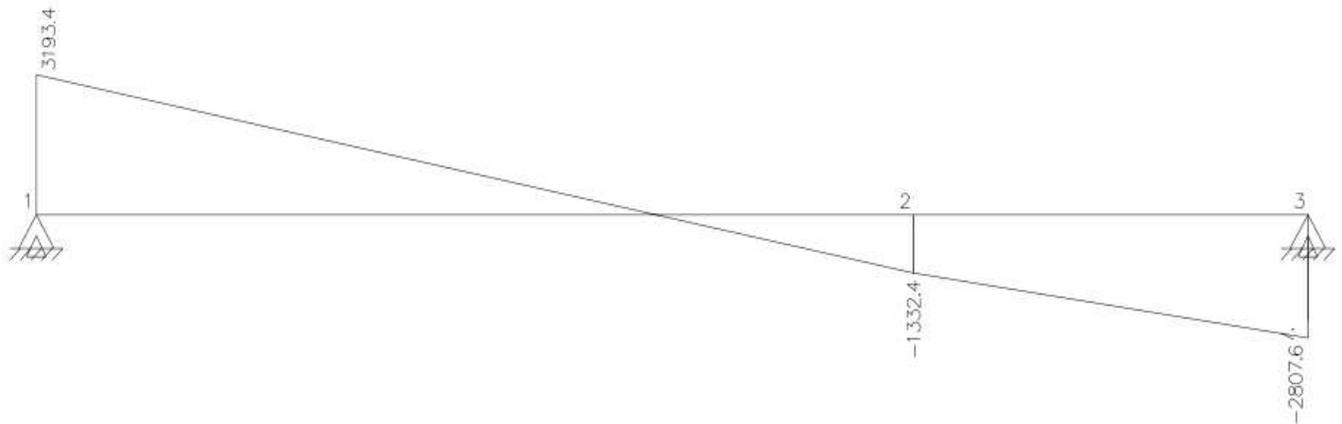
$$W_{u2} = 1069 \text{ kg/m}$$



**Figura 54:** Diagrama de momento flector de la escalera

**Fuente:** Diagrama de momento flector de la escalera de la primera planta

Autoría propia



**Figura 55:** Diagrama de fuerza cortante de la escalera

**Fuente:** Diagrama de fuerza cortante de la escalera de la primera planta

Autoría propia

## Diseño de Acero

Refuerzo principal

$$K = \frac{3458.7}{0.9(210)(1.00)(12^2)} = 0.127$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36(0.127)}}{1.18} = 0.1382$$

$$\rho = (0.1382) \frac{210}{4200} = 0.0069$$

$$A_s = (0.0069)(100)(12)$$

$$A_s = 8.28 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento $(S = \frac{A_s}{\rho} \times 100)$	Verificación
$S = \frac{1.29}{8.28} \times 100 = 15.57 \text{ cm}$	<ul style="list-style-type: none"><li>• <math>S_{max} = 3(t) = 3(15) = 45 \text{ cm}</math></li><li>• <math>S_{max} = 45 \text{ cm}</math></li></ul>
$S = 16 \text{ cm}$	Si Cumple

**1  $\phi$  1/2" @ 0.16 m**

Refuerzo de momento negativo

$$A_s^- = \frac{A_s}{2} = \frac{8.28}{2} = 4.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s^- = A_{s \text{ min}} = (0.0018)(b)(t) = 0.0018(100)(15) = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.14 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento ( $S = \frac{A_\phi}{A_s} \times 100$ )	Verificación
$S = \frac{0.71}{4.14} \times 100 = 17.15 \text{ cm}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>S_{max} = 3(t) = 3(15) = 45 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>S_{max} = 45 \text{ cm}</math></li> </ul>
$S = 17$	Si Cumple

**1  $\phi$  3/8" @ 0.17 m**

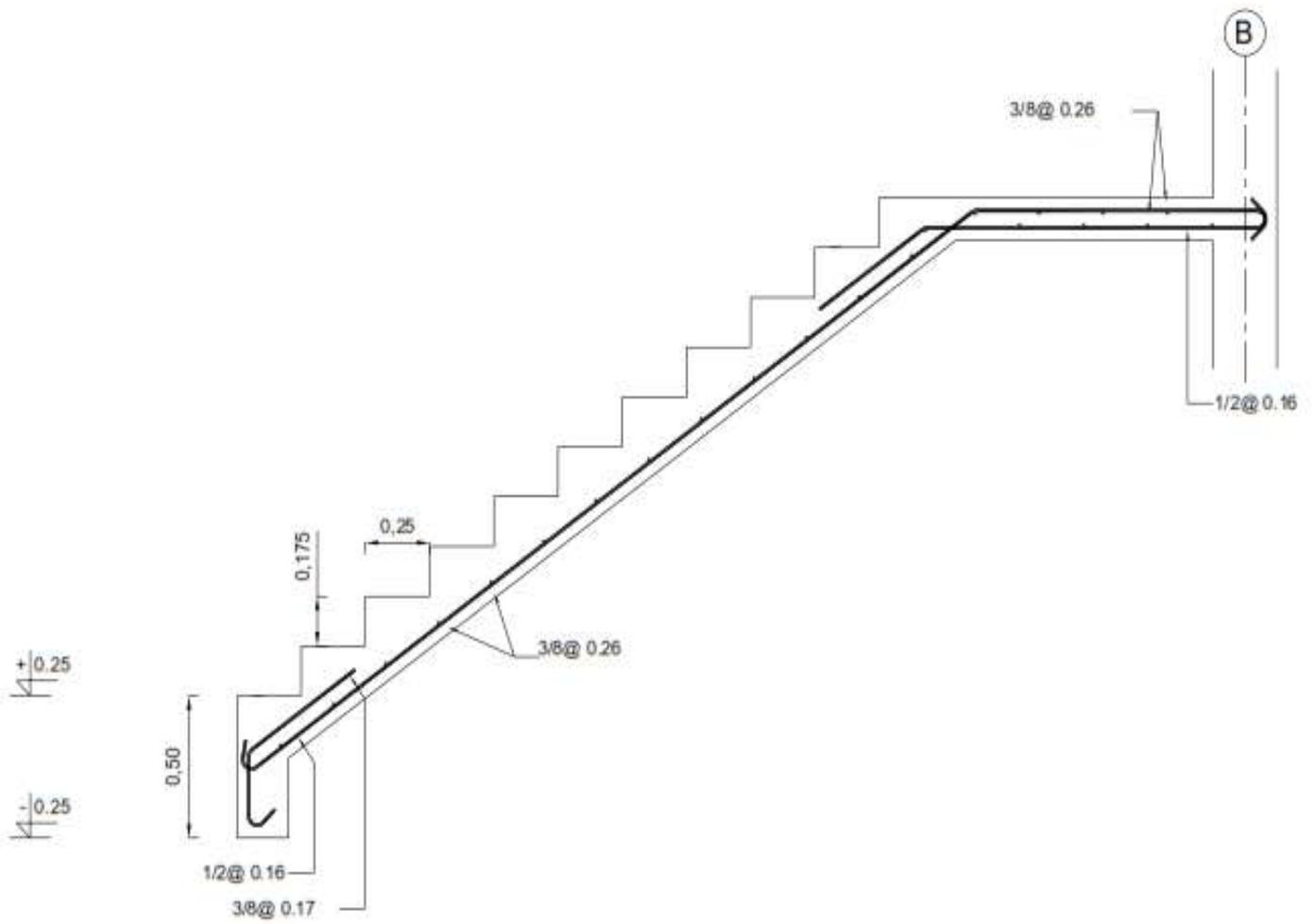
Refuerzo transversal por temperatura

$$A_{temp} = A_{s \text{ min}} = 0.0018(100)(15)$$

$$A_{temp} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento ( $S = \frac{A_\phi}{A_s} \times 100$ )	Verificación
$S = \frac{0.71}{2.70} \times 100 = 26.30 \text{ cm}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>S_{max} = 5(t) = 5(15) = 75 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>S_{max} = 45 \text{ cm}</math></li> </ul>
$S = 26 \text{ cm}$	Si Cumple

**1  $\phi$  3/8" @ 0.26 m**



**Figura 56:** Colocación del acero de refuerzo

**Fuente:** Escalera detallada con acero de refuerzo del primer nivel

Autoría propia

## **CAPÍTULO IV**

### **PROCESO DE CONTRASTE DE HIPÓTESIS**

#### **4.1 PRUEBA DE HIPÓTESIS GENERAL**

En este acápite va a comprobar la hipótesis principal: “El diseño del sistema estructural de un edificio de cinco niveles en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa- Tacna, es sismo resistente.” Cumple con la hipótesis general debido que la norma establece una distorsión máxima de 0.007, y en el edificio en estudio se obtiene una distorsión máxima de 0.006.

A continuación se presentará los desplazamientos, derivas correspondientes a cada modelo considerando la interacción suelo estructura (ISE). Es necesario mencionar como se especificó en el capítulo III, ítem 3.1.7.2, tabla 26 y 27 en las direcciones X-X y Y-Y respectivamente el control de desplazamientos laterales con interacción suelo estructura, la estructura será analizada a nivel de todo modelo en 3D con el software etabs V. 2013, la distorsión máxima obtenida es de 0.006 en las direcciones X-X y Y-Y como se muestra en la siguiente tabla.

**Tabla 43:** Resultados de las distorsiones estudiados

<b>Distorsión</b>			
Piso	Distorsión Max. norma E-030	Distorsión del edificio en estudio	
		X-X	Y-Y
Nivel 5	0.007	0.004	0.004
Nivel 4	0.007	0.005	0.005
Nivel 3	0.007	0.006	0.006
Nivel 2	0.007	0.005	0.005
Nivel 1	0.007	0.003	0.003

**Fuente:** Tabla comparativa de las distorsiones extraídas de las tablas 26 y 27

Autoría propia

La norma E-030 nos indica que la cortante mínima para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Fue necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todo los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos, como se realizó los respectivos cálculos en el capítulo III, ítem 3.1.7.3 y en la tabla 29 ajuste de la cortante mínima.

**Tabla 44:** Resultados de la cortante mínima de la estructura

<b>DIRECCIÓN</b>	<b>X-X</b>	<b>Y-Y</b>
ANÁLISIS DINÁMICO	94.559	94.559
ANÁLISIS ESTÁTICO	105.065	105.065
90% DE V estático	94.559	94.559
FACTOR DE ESCALA	1	1

**Fuente:** Cortante estático y dinámico del edificio extraída de la tabla 29

Autoría propia

Como la distorsión calculada es menor que la distorsión normada, el cortante dinámico es mayor que el 90% del cortante estático, entonces lo que implica que si es sismoresistente el edificio de cinco niveles en el Distrito de Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.

## 4.2 PRUEBA DE HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

En este acápite va a comprobar las hipótesis secundarias, se utilizó las tablas de cortante basal y las distorsiones mínimas.

a) “El análisis estático y análisis dinámico aplicando la interacción suelo estructura en el edificio con zapatas aisladas, es efectiva”.

El cortante en la base indica que la interacción suelo estructura es un análisis de eficiencia y efectividad. Como el análisis lo demuestra en el capítulo III, ítem 3.1.6 tabla 21. Se observa en las siguientes dos tablas hay un incremento de 0.7132 de la cortante en la base, por lo tanto, se acepta la hipótesis, en la que se afirma que cumple con las exigencias de la norma E-030 sismo resistente.

**Tabla 45:** Cortante basal sin interacción suelo estructura

DIRECCION	TIPO	C	K	PESO SISMICO (Tn)	V (Tn)
<b>SIS XX +</b>	Seismic	0.225	1	466.9565	104.352
<b>SIS YY +</b>	Seismic	0.225	1	466.9565	104.3652

**Fuente:** Cortante basal sin ISE del edificio de cinco niveles extraída de la tabla 21

Autoría propia

**Tabla 46:** Cortante basal con interacción suelo estructura

DIRECCION	TIPO	C	K	PESO SISMICO (Tn)	V (Tn)
SIS XX +	Seismic	0.225	1	466.9565	105.0652
SIS YY +	Seismic	0.225	1	466.9565	105.0652

**Fuente:** Cortante basal con ISE del edificio de cinco niveles extraída de la tabla 21

Autoría propia

b) “El diseño de los elementos estructurales aplicando la interacción suelo estructura cumple con el Reglamento Nacional de Edificaciones”.

En el análisis del edificio se puede apreciar un aumento esperado en las distorsiones de entre piso, del modelo que no considera la ISE como se desarrolló en el capítulo III ítem 3.1.7.2 y en las tablas 24 y 25 en las direcciones X y Y respectivamente. En éste, el máximo desplazamiento es de 0.005 en el eje X y 0.005 en el eje Y.

**Tabla 47:** Distorsión sin interacción suelo estructura

<b>Distorsión sin Interacción Suelo-Estructura</b>			
Piso	Distorsión Max. norma E-030	Distorsión del edificio en estudio	
		X-X	Y-Y
Nivel 5	0.007	0.004	0.004
Nivel 4	0.007	0.005	0.005
Nivel 3	0.007	0.005	0.005
Nivel 2	0.007	0.005	0.005
Nivel 1	0.007	0.003	0.003

**Fuente:** distorsión del entrepiso sin ISE extraída de la tabla 24 y 25

Autoría propia

En el análisis del edificio se puede apreciar un ligero aumento en el tercer nivel con respecto a la tabla 45, en los desplazamientos del modelo que si considera la ISE como se desarrolló en el capítulo III ítem 3.1.7.2 y en las tablas 26 y 27 en las direcciones X y Y respectivamente. En éste, el máximo desplazamiento es de 0.006 en el eje X y 0.006 en el eje Y.

**Tabla 48:** Distorsión con interacción suelo estructura

<b>Distorsión con Interacción Suelo-Estructura</b>			
Piso	Distorsión Max. norma E-030	Distorsión del edificio en estudio	
		X-X	Y-Y
Nivel 5	0.007	0.004	0.004
Nivel 4	0.007	0.005	0.005
Nivel 3	0.007	0.006	0.006
Nivel 2	0.007	0.005	0.005
Nivel 1	0.007	0.003	0.003

**Fuente:** distorsión del entrepiso con ISE extraída de la tabla 26 y 27

Autoría propia

La interpretación según el reglamento nacional de edificaciones, las distorsiones de entre piso va creciendo ligeramente, en el nivel tres, como se muestra en las dos tablas anteriores, lo que significa que los elementos estructurales aumentaron las dimensiones y se dio un mayor control de rigidez como se muestra en las figuras.

El diseño del sistema estructural cumple con el reglamento nacional de edificaciones. Para ello se ha analizado las distorsiones, los números de incidente registrado en cada modelo de estructura, con y sin, interacción suelo estructura (ISE).

## **CAPÍTULO V**

### **DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

Esta investigación nos ha permitido obtener un instrumento válido y confiable para interpretar el análisis y diseño de la estructura, como los desplazamientos, características de los elementos estructurales etc. Modelando con los coeficientes de rigidez de D. D. Barkan O. A. Savinov de la interacción suelo estructura en el programa etabs, que ligeramente se incrementa los desplazamiento. Este puede ser utilizado en investigaciones futuras, para evaluar los edificios sismoresistente. Así como para evaluar el efecto de intervenciones específicas con el fin de mejorar la calidad y rigidez de los edificios en la ciudad de Tacna.

La investigación realizada en nuestro País por Dr. Genner Villareal, detectó que un edificio con la interacción suelo estructura, tiene un mejor comportamiento ante un sismo. Porque tradicionalmente en trabajo de gabinete se asume que la estructura en estudio esta empotrado en el suelo, pero con la interacción suelo estructura eso actúa desde el fondo de la cimentación o base de la zapata.

Aunque el análisis del edificio de cinco niveles, al igual que en los estudios antes mencionados, podemos identificar que las distorsiones son de menor escalas como se muestra en el estudio de los desplazamiento.

En la estructura propuesta inicialmente, (edificio de 8 niveles) las distorsiones se incrementaron notablemente con la interacción suelo estructura. Pero con un análisis según el reglamento obtuvieron menor distorsión.

Se analizó la superestructura y el más importante de cada tipo de elemento, y se verificó su buen comportamiento estructural. Además, se sabe que están diseñados por resistencia a la rotura y ante efectos sísmicos.

Se analizó la superestructura para poder identificar la configuración estructural estudiada según los materiales usados y el sistema de estructuración sismoresistente predominante en la dirección del Eje "X" y el Eje "Y" del plano. Además se adaptó a la arquitectura propuesta, se identificó que elementos debe usar para conllevar a una estructuración rígida, regular, óptima y estable, es decir, sin alterar la arquitectura original.

Los aspectos que caben destacar en el estudio del edificio de cinco niveles, en cuanto a la normatividad E-030, que las regularidades en altura y planta hay un incremento de la cortante basal, se obtuvo un factor en ambas antes mencionadas de 0.75 en altura y 0.75 en planta, y esta se multiplicó por el factor de reducción 7 porque es un sistema dual. A la diferencia de la norma E-030 solo se multiplicaba el 0.75 por 7 que es el factor de reducción con esto las secciones de los elementos estructurales aumentan de dimensión.

Para la obtención de los desplazamientos horizontales se realizó la geometría completa de la estructura con la interacción suelo-estructura estudiada con los elementos de pre dimensionamiento y sus materiales de construcción para poder analizar los desplazamientos máximos permitidos por la norma E.030. Siendo el presente caso una edificación a base de concreto el máximo desplazamiento es de 0.007. Para el presente proyecto se obtienen los desplazamientos máximos en el Eje "X" de  $D_x = 0.005$ , y en el Eje "Y" de  $D_y = 0.005$ .

Analizando los resultados del desplazamiento en las dos direcciones se observa que es un valor inferior comparado con el máximo permitido debido a la presencia de los muros estructurales que son elementos que cuentan con una gran rigidez contrarrestando la fuerza cortante del sismo ayudando a evitar un gran desplazamiento.

Con respecto al diseño de los elementos estructurales, se diseñó los más críticos con fines de estudio con la guía de los libros de concreto armado mencionadas en el marco teórico, y así mismo cumpliendo con la normatividad E-060 de concreto armado. Además se incluyó en la investigación un de estudio de suelo para el diseño de la zapata aislada cumpliendo con la normatividad E-050 suelos.

Las losas son elementos que están sujetos a carga muerta y carga viva y, es por ello, es importante el cálculo para evitar deflexiones de las mismas. El peralte de las losas aligeradas se determinó por la luz entre apoyos. En el presente proyecto no se cuentan con losas de más de 4.00 mts de luz. Es por ello, las losas aligeradas de todo el proyecto será de  $h = 20$  cm demostrado en la presente Tesis.

Se utilizó el software Etabs V. 2013 para poder determinar los momentos flectores actuantes y, así, se obtuvieron los momentos negativos y positivos de las losas de la edificación obteniendo como resultado el acero de refuerzo suficiente para poder controlar los esfuerzos de flexión, el esfuerzo cortante y no verificar flechas. Además, se recalca que para el presente proyecto se utilizó una  $s/c = 200$  kg/cm<sup>2</sup> dato utilizado para viviendas según las recomendaciones del reglamento nacional de edificaciones.

Analizando los resultados obtenidos por el software Etabs V. 2013 se procede al cálculo de las varillas de acero a lo largo de toda la viga. Asimismo, la distribución y longitud de las varillas para contrarrestar los Momentos flectores negativos y Momentos flectores positivos. Se debe analizar el acero mínimo requerido dependiendo la sección de la viga para la colocación del acero longitudinal a lo largo de toda la viga, que se muestra en el capítulo III.

Analizando los resultados del software se pueden determinar las cargas puntuales de las columnas, y así diseñar las zapatas. En el presente ejemplo se obtuvo una carga puntual  $P = 67.12$  Tn. Se procedió a diseñar las dimensiones de la zapata obteniendo  $b_{zapata} = 150$  cms.

Para la presente tesis se realizó el EMS de la edificación para tener conocimiento de las características del terreno a cimentar. Además, el EMS te indica el factor de zona, los perfiles del suelo, las características del terreno, la capacidad portante y la altura de desplante. Se debe tener un análisis cuidadoso en el EMS para poder saber las características del terreno de fundación y determinar la configuración adecuada en la planta de cimentación del proyecto, que se presenta en los anexos.

Las columnas y palcas tienen la función de soportar las cargas verticales de compresión. Asimismo, las placas también trabajan contrarrestando al esfuerzo cortante del sismo. Estos elementos fueron diseñados y calculados para soportar todos los pisos de la superestructura y transmitir sus cargas al terreno de fundación.

## CONCLUSIONES

Los criterios de estructuración y pre dimensionamiento recibidos en los cursos de Concreto armado permitieron definir la estructura del edificio y diseñarla para lograr un comportamiento ante un sismo.

El pre dimensionamiento de los elementos estructurales constituye solamente un punto de partida para el diseño final, no debiéndose de ninguna manera ser tomados en cuenta como diseño final sin antes haber hecho las verificaciones y cálculos respectivos de acuerdo a las condiciones de cargas sobre dichos elementos.

Un criterio muy usado actualmente en el diseño sismo-resistente es incluir muros de corte en ambas direcciones, los cuales proporcionan una gran rigidez lateral, este criterio se ha aplicado en el presente proyecto. Evaluando los resultados podemos concluir que efectivamente es un buen criterio pues las placas toman el mayor porcentaje del cortante sísmico y se han limitado los desplazamientos horizontales.

Es difícil poder fijar directamente un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos. La evaluación final de las dimensiones de las placas se hizo después de un proceso iterativo y se pudo comprobar que los desplazamientos horizontales no son excesivos.

La utilización de programas de diseño estructural como el Etabs V.2013 para el cálculo de las estructuras mejora el diseño en concreto armado al darle mayor precisión y no sobredimensionando ni sobre reforzando los elementos resistentes. El uso de estos programas de diseño también nos permite reflejar de manera más real los efectos de los sismos sobre la estructura. Sin embargo, se debe verificar en todo momento la veracidad de los resultados ya que la incorrecta utilización del programa podría tener consecuencias graves en el diseño.

Se creó una geometría en 3D total de la edificación donde se pudo hallar varios datos importantes para el cálculo. Se pudo hallar los desplazamientos máximos permisibles según norma E.030, los momentos flectores, los esfuerzos cortantes, las cargas axiales, y las deflexiones máximas actuantes permisibles. El software es de gran ayuda, ya que para estructuraciones de grandes dimensiones es un ahorro en tiempo en toda oficina de cálculo estructural. Con ello, se ve un ahorro económico y mayor seguridad en el cálculo de los elementos estructurales.

Después de obtener las fuerzas internas de los elementos estudiados con el software Etabs V. 2013, se realizó el cálculo estructural con un diseño más preciso de los elementos. Con ayuda de los estudios universitarios y la norma E.060, se calcularon los elementos estructurales de la edificación. Se analizaron losas aligeradas en un sentido, vigas principales, columnas de concreto, placas y zapatas de concreto armado. Se verificaron los momentos flectores permisibles, los esfuerzos cortantes permisibles, las deflexiones máximas permisibles y la distribución de acero requerido para que cada elemento trabaje correctamente.

Al usar un programa de cómputo se reduce el tiempo de creación del modelo y se pueden realizar modificaciones muy rápidamente. Sin embargo, la veracidad de los resultados está en función de un modelo que se aproxime al comportamiento de la estructura real.

La configuración de la arquitectura de este edificio nos permitió fijar un sistema sismo resistente basado en un sistema dual (placas y columnas) lo cual proporcionan un buen diseño estructural.

La teoría del análisis estructural afirma que en edificaciones compuestas por placas, no deberían producirse desplazamientos laterales importantes al aplicárseles cargas de gravedad, debido a la gran rigidez lateral que poseen las placas.

El análisis de la estructura de cimentación se hizo, en este caso, usando el programa Etabs v. 2013, en el cual se analizó la interacción entre el suelo y zapata aislada. Este programa se basa en la teoría de elemento finito, la cual básicamente es dividir el elemento en cuestión en partes pequeñas, y de esta forma obtener un análisis más definido.

Se corroboró que en los modelos con Interacción Suelo-Estructura se obtiene un aumento de los desplazamientos en ambos sentidos, X y Y. Porque interactúa desde la base de la zapata, a comparación de un edificio empotrado en la base.

Se concluye que estos menores esfuerzos internos obtenidos al implementar la Interacción Suelo-Estructura suceden debido a que parte de la energía generada por el sismo en la estructura es absorbida por el suelo de fundación, ya que éste trabaja como un resorte en las bases.

Se demostró que con la implementación de la Interacción Suelo-Estructura en los diferentes modelos analizados, los esfuerzos internos de una edificación con zapatas aisladas se ven disminuidas con respecto a los modelos que no consideran la Interacción suelo-estructura (bases empotradas).

## RECOMENDACIONES

La edificación del presente proyecto estará conformada básicamente, por elementos de concreto armado. Por ello y de acuerdo a la realidad en la que se encuentra inmersa la práctica constructiva en nuestro país, es necesario recalcar algunas recomendaciones sobre la importancia de los siguientes aspectos:

La necesidad de asegurar un control técnico calificado permanente durante todo el desarrollo de esta obra, lo que además facilitará la ejecución de los procedimientos constructivos.

La interacción suelo estructura es recomendable aplicar en todo los edificios para garantizar la estabilidad en un sismo moderado, debido a que se obtienen derivas incrementadas y aumento de las secciones de los elementos estructurales.

No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmontes, relleno sanitario o relleno artificial. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad antes de construir la edificación y ser remplazados con materiales adecuados debidamente compactados. Se cimentara sobre terreno de buena calidad, en caso de no encontrar la resistencia requerida se profundizara con una falsa zapata hasta llegar al estado apropiado.

Para el diseño de una edificación basándose en los resultados de un modelo con las bases empotradas, se debería verificar que las derivas cumplan con lo exigido en la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, luego haberse implementado la Interacción suelo-estructura.

Las edificaciones aporticadas deberían construirse sobre un suelo de fundación rígido, ya que si se hace sobre un suelo flexible, esto puede amplificar de manera considerable los desplazamientos de entrepiso y derivas.

Para obtener una muestra confiable, se debería trabajar con información procedente de modelos que no sobrepasen las derivas permitidas por la norma E.30 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

## BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318. (2008). *Requisito de reglamento para concreto estructural (ACI 318s-08) y comentario (ACI 318sR-05)*. USA.
- Aguilar Falconi, R. (2008). *Análisis sísmico de edificios* (1 ed.). Ecuador.
- Bazan, J., Duenas, M., & Noriega, C. (2005). Programa Urbano - desco. *Desco*, 35.
- Blanco Blasco, a. (1997). *Estructuras y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima.
- Choque Contreras, J. (2010). *Proyecto de estructuras de un edificio en surco con un sótano y cuatro pisos*. Tesis para optar el título de ingeniero civil, PUCP, Lima.
- D.S 006. (2015). *Reglamento nacional de edificaciones*. Megabyte.
- Delgado Contreras, G. (2011). *Diseño estructural de viviendas economicas* (1 ed.). Lima: Edicivil S.R.Ltda.
- E. Harmsen, T. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado* (4 ed.). Lima: PUCP.
- Huari Wilson, C. E. (2010). *Estructuras de un edificio de departamentos de diez pisos, ubicado en una esquina de Miraflores, dentro de un conjunto conformado por tres edificios*. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, PUCP, Lima.
- Mccormac, J., & Brown, R. (2008). *Diseño de concreto reforzado* (8 ed.). Mexico: Alfaomega.
- Ottazzi Pasino, G. (2012). *Apuntes del curso concreto armado I*. Lima.
- Park, R., & Paulay, T. (1983). *Estructura de concreto reforzado*. Mexico: Limusa.
- Taboada Garcia, J. A., & Izcue Uceda, A. M. (2009). *Análisis y diseño de edificios asistido por computadoras*. Tesis para optar el título de ingeniero civil, Lima.
- Valderrama Carpio, C. J., & Mesa Rodríguez, J. A. (2014). *Influencia de la interacción suelo estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporticada con zapatas aisladas 2014*. Lima.

Villareal Castro, G. (2010). *Compilación de diapositivas del curso Ingeniería Sismo resistente*. Lima.

Villarreal Castro, G. (2009). *Interacción sísmica suelo - estructura en edificaciones con zapata aislada*.  
Lima.

Zavaleta Chumbiauca, L. (2009). *Análisis y diseño estructural comparativo entre el sistema de muros de ductilidad limitada y albanilería confinada de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Trujillo*.  
Trujillo.

# ANEXOS

## MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO: “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO”

AUTOR: PAUL FROYLAN ATENCIO LAYME

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	INDICADORES	DISEÑO	UNIDAD DE DISEÑO
Principal:	General:	General:	V. Independiente	Indicadores	Tipo de investigación	Población y Muestra de la Investigación
¿El Sistema Estructural de concreto armado presenta un mejor comportamiento estructural ante una amenaza sísmica en la construcción de un edificio en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa – Tacna?	Analizar el comportamiento estructural del edificio frente a una amenaza sísmica en la construcción en el distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa -Tacna.	El diseño del sistema estructural de un edificio en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa- Tacna, es sismo resistente.	-Sistema estructural del edificio  -Software (etabs)	•Desplazamiento según la norma E-030  •Reglamento Nacional de Edificaciones  •Software	Método Descriptivo.	<b>-Población I.</b> La población está constituido por sistemas estructurales como: aporticado, sistemas mixtos, empleados en la construcción de edificios <b>-Muestra I.</b> La muestra de la investigación está constituido por un edificio multifamiliar de 5 niveles, con un área techada de 110 m2 por nivel. El edificio será diseñado y analizado por un sistema estructural aporticado.
Específicos:	Específicos:	Específicos:	V. Dependiente	Dimensión	Diseño de la investigación	Técnicas- instrumentos
a) ¿Cómo es la aplicación del análisis estático y análisis dinámico aplicando la interacción suelo-estructura en el edificio?  b) ¿Cómo es el diseño de los elementos estructurales aplicando la interacción suelo-estructura cumpliendo con el Reglamento Nacional de Edificaciones de un edificio?	a) Realizar el análisis estático y análisis dinámico aplicando la interacción suelo estructura en el edificio niveles con zapatas aisladas.  b) Diseñar los elementos estructurales aplicando la interacción suelo estructura cumpliendo con el Reglamento Nacional de Edificaciones en un edificio.	a) El análisis estático y análisis dinámico aplicando la interacción suelo estructura en el edificio con zapatas aisladas, es efectiva.  b) El diseño de los elementos estructurales aplicando la interacción suelo estructura cumple con el Reglamento Nacional de Edificaciones.	-Elementos estructurales según:(Reglamento nacional de edificaciones)	•Tipo del sistema estructural  •Características de los elementos estructurales  •Trabajo en gabinete de la estructura	“Descriptivo-Explicativo”  <b>Descriptivo;</b> Se atribuye a las teorías de la recopilación de diseño para sistema estructural.  <b>Explicativo;</b> dará un sustento del porque el uso del sistema estructural.	<b>-Técnicas de Investigación</b> •Análisis de contenido.  Esta se aplicará a toda la documentación, referente a las variables en estudio.  <b>-Instrumento</b> •Fichas de investigación y guía de análisis de contenido  Esta ficha y guía estará orientados a recabar información como libros, tesis y normas (RNE, ACI) para la investigación.

## INSTRUMENTO

Esta referida principalmente al conocimiento, que se obtuvo de los archivos y registros con la intención de constatar la veracidad de datos obtenidos por otras fuentes respecto a acciones ejecutadas en el pasado.

Se realizó el Análisis de Contenido, que es una técnica de la investigación documental, cuyo propósito es el de indagar sobre significados informativo y conceptual, a continuación se menciona los instrumentos:

1.- Se hace el uso como instrumento, la tesis “Análisis y diseño estructural comparativo entre el sistema de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada de una vivienda multifamiliar en la ciudad de Trujillo, 2009”.

La investigación realizada por el ingeniero Luis Zavaleta Chumbiauca y asesorado por el Doctor Villarreal Castro (2009) se concluye lo siguiente:

- El lograr que el suelo de fundación interactúe en simultáneo con la estructura, permite obtener resultados que describen el verdadero comportamiento de este sistema frente a un evento sísmico. Actualmente, el RNE del Perú no contempla la Interacción Sísmica Suelo Estructura, esto conlleva a no tomar en cuenta algunos parámetros del EMS de un proyecto, ya que un Modelo Común de análisis (empotrado) dichos parámetros no intervienen.

Y recomienda el uso y la inclusión de la interacción suelo estructura a la norma Peruana:

- Se recomienda la inclusión de la Interacción Sísmica Suelo Estructura en el RNE de Perú, ya que resulta notorio el efecto de flexibilidad de la base de fundación en el Análisis Estructural, describiéndose así el comportamiento real de la edificación ante sollicitaciones sísmicas.

2.- Se hace el uso como instrumento, la tesis "influencia de la interacción suelo estructura en la reducción de esfuerzos de una edificación aporticada con zapatas aisladas, 2014"

La investigación realizada por los ingenieros Christian José Valderrama Carpio y José Antonio Meza Rodríguez y asesorado por el Doctor Villarreal Castro (2014) se concluye lo siguiente:

- Se comprobó que en los análisis que consideren la Interacción Suelo-Estructura, los desplazamientos de los entrepisos y las fuerzas internas están en función de los coeficientes de rigidez y estos están a su vez en función a las características del edificio, suelo de fundación y de las características geométricas de las zapatas.
- Se corroboró que en los modelos con Interacción Suelo-Estructura se obtiene un aumento de los desplazamientos en ambos sentidos, X y Y.

Y recomienda el uso y la inclusión de la interacción suelo estructura a la norma Peruana:

- Para el diseño de una edificación basándose en los resultados de un modelo con las bases empotradas, se debería verificar que las derivas cumplan con lo exigido en la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, luego haberse implementado la Interacción suelo-estructura.
- En los estudios de suelos se debería considerar el cálculo del coeficiente experimental  $C_o$ , el cual es un valor de gran importancia para poder realizar un correcto análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura según D.D. Barkan – O.A. Savinov.
- Para obtener una muestra confiable, se debería trabajar con información procedente de modelos que no sobrepasen las derivas permitidas por la norma E.30 del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Se recomienda que en futuras investigaciones, se analice la incidencia que tiene la reducción de esfuerzos obtenida en modelos con la Interacción suelo-estructura en el costo del acero de refuerzo en los elementos de corte.

- En futuras investigaciones, debería hacerse un análisis de la influencia que tiene la reducción del acero de refuerzo obtenida luego de implementarse la Interacción Suelo-Estructura, sobre el tiempo de colocación de la armadura de los elementos de corte en una edificación.

**3.-** Normas como el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y (ACI).

**4.-** Planos de arquitectura, planta, elevación y ubicación.

**5.-** Software, para la presente investigación se utilizó ETABS 2013.

Como se puede apreciar en las dos investigaciones utilizadas como instrumento concluye, por qué el uso de la interacción suelo estructura

Y en las recomendaciones la inclusión a la norma peruana (RNE) por tal motivo nos da la confiabilidad del uso de las dos investigaciones para la validación de la presente investigación denominado “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO NIVELES EN EL DISTRITO CORONEL GREGORIO ALBARRACÍN LANCHIPA - TACNA”



ECOSUR S.C.R.L.

TECNICOS CONSULTORES DEL SUR S.C.R.L.

---

## **INFORME TECNICO**

**ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN**

**OBRA**

**CERTIFICADO DE ZONIFICACION Y VIAS**

**UBICACION**

**URB. SANTA MARIA MZ. D LOTE 13**

**PROVINCIA TACNA**

**PROPIETARIO**

**SR. OSCAR ALDRIN GAMEZ RODRIGUEZ**

**FEBRERO DEL 2016**



## INDICE

- 1.0 Generalidades
- 2.0 Objetivo del Estudio
- 3.0 Ubicación y Descripción del Área de Estudio
- 4.0 Acceso al área de Estudio
- 5.0 Aspectos Geológicos y de Sismicidad
- 6.0 Investigaciones realizadas
- 7.0 Investigaciones de Campo
- 8.0 Investigaciones de Laboratorio
- 9.0 Descripción de los ensayos de Laboratorio
- 10.0 Perfil Estratigráfico del Suelo
- 11.0 Clasificación de Suelos
- 12.0 Tipo de Cimentación
- 13.0 Estrato de Apoyo de la Cimentación
- 14.0 Capacidad Portante y Capacidad Admisible
- 15.0 Agresión del suelo al concreto
- 16.0 Calculo de Asentamientos
- 17.0 Factor de Seguridad
- 18.0 Nivel Freático
- 19.0 Conclusiones y Recomendaciones



## 1.0 GENERALIDADES.

El presente informe Técnico desarrolla el estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación, para la el Proyecto "CERTIFICADO DE ZONIFICACION Y VIAS"

Básicamente se trata del estudio de suelos en las zonas donde se emplazara las estructuras que soporte las cargas del proyecto en mención, llámese estribos, zapatas, vigas de cimentación, cimientos corridos, placas etc. e identificar las características propias de los suelos donde se emplazara dicho proyecto, esto como parte de la ejecución del proyecto.

## 2.0 OBJETIVO DEL ESTUDIO

El presente estudio determina las condiciones de Cimentación que presenta el terreno destinado para el proyecto de la construcción de la obra

Identificar las propiedades y características del terreno por donde se realizaran los trabajos de excavación y ubicación de las obras de arte.

Para ello se realizaran:

- Ejecución de 01 Calicata hasta una profundidad mínima de 3.00 m.
- Extracción de muestras representativas de la estratigrafía.
- Ejecución de ensayos de laboratorio de Mecánica de Suelos en muestras Alteradas.
- Ensayo de Densidad de Campo en los estratos representativos.
- Realización del Perfil estratigráfico.
- Análisis de las condiciones de cimentación.
- Conclusiones y Recomendaciones.

## 3.0 UBICACIÓN Y DESCRIPCION DEL AREA EN ESTUDIO

El Terreno destinado Al proyecto, se encuentra ubicado EN LA Urb. Santa María Mz D lote 13

## 4.0- ACCESO AL AREA DE ESTUDIO.

El acceso al área de estudio es desde la ciudad de Tacna por la Av. Circunvalación Sur.



## 5.0- ASPECTOS GEOLOGICOS Y DE SISMICIDAD

El área de estudio se encuentra enmarcada dentro de los afloramientos del Grupo Moquegua, Formación Huaylillas y depósitos recientes del Cuaternario.

El Grupo Moquegua es un conjunto de rocas sedimentarias continentales, depositadas en el flanco occidental de los Andes y está dividida en dos unidades: el Moquegua Inferior del Eoceno terminal al Oligoceno inferior (entre 30 y 40 millones de años) y el Moquegua superior del Oligoceno superior (entre 20 y 24 MA), ambos separados por una discordancia angular. El Moquegua superior está conformado por dos secuencias: una secuencia inferior que es esencialmente lacustre y una superior que corresponde a conos o deltas lacustres, que alternan con ignimbritas de un vulcanismo explosivo que revelan un ambiente de movilidad tectónica que correspondería al levantamiento de los Andes.

La Formación Huaylillas corresponde a un evento de vulcanismo explosivo que por su posición estratigráfica se le asigna una edad entre el plioceno Inferior y Medio. Está compuesta por depósitos piroclásticos.

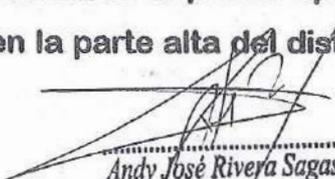
### 5.1 UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS

#### 5.1.1 Formación Moquegua superior (T Mo\_s)

La mayor parte de los afloramientos están cubiertos por depósitos cuaternarios recientes de ladera y solo se les puede apreciar en los cortes de carretera de los Cerros: Arunta e Intiorko (Salida de Tacna y carretera a Tarata) de la Ciudad de Tacna. De esta manera, se hace difícil determinar su extensión en Tacna y alrededores.

#### 5.1.2 Formación Huaylillas (T\_Hy)

Se encuentra cubierta por una capa delgada de suelos eólico y residual. La mayor exposición de los afloramiento de esta formación se hallan ubicados en los cortes de la carreteras del Cerro Arunta, Cerro Intiorko y cerros ubicados al Nor-Oeste de la irrigación Alto Magollo. Igualmente se la puede apreciar en la cascada de la Quebrada Caramolle, ubicada en la parte alta del distrito Ciudad Nueva

  
Andy José Riveya Sagastegui

INGENIERO CIVIL  
CIP 75160



Esta formación se encuentra suprayaciendo a la Formación Moquegua Superior en discordancia paralela, y consiste básicamente de rocas volcánicas que corresponden a depósitos piroclásticos con cierta diferencia en su color y textura.

### 5.1.3 DEPÓSITOS CUATERNARIOS

#### 5.1.3.1 Depósitos fluviales (Q fl)

Dentro de estos depósitos cuaternarios se consideran aquellos formados por las corrientes de los ríos. Se ubican a lo largo del Valle del Río Caplina, el cual ha definido claramente depósitos de canal y depósitos de llanura de inundación.

Los depósitos fluviales de canal (Q fl\_c) son aquellos que definen el curso de los ríos, están conformados principalmente de gravas y guijarros con relleno arenoso. Con la ayuda de fotografías aéreas y excavación de calicatas se pudo definir su extensión. Se pudo notar que su mayor desarrollo se extiende a lo largo del distrito Gregorio Albarracín (Cono Sur), donde parte de ellos, son explotados como agregados para construcción. En el distrito de Tacna estos depósitos ocupan parte del cauce antiguo de la Quebrada Caramolle, donde en la actualidad se encuentra la Av. Leguía.

Los depósitos de llanura de inundación (Q fl\_l) se forman en períodos de crecida de los ríos, los cuales desbordan el canal, inundando sus márgenes a grandes distancias y depositando sedimentos finos que lleva en suspensión en grandes playas. Los sedimentos están formados por limos y arcillas cremas. Gran parte del Distrito de Tacna se halla asentado en este tipo de depósitos, alcanzando en algunos lugares espesores mayores de 2 m. En la actualidad parte de ellos son ocupados por terrenos de cultivo,

#### 5.1.4. PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTE

Las características dinámicas de este perfil son las de un suelo intermedio, donde las amplificaciones sísmicas son moderadas en el rango de periodos cortos. En consecuencia para el diseño sísmico de la estructura, de acuerdo a la norma de diseño sismo resistente E-030 del Reglamento de Edificaciones, 2003) se considera que el depósito de suelo de cimentación donde se ubica el proyecto corresponde a un perfil tipo S2, es decir un suelo



Intermedio con un periodo predominante de  $TS = 0.6$  s y un factor de suelo  $S = 1.2$ . Factor de Zona 4;  $Z = 0.45$

## 6.0 INVESTIGACIONES REALIZADAS

El programa de estudio en campo se desarrollado de la siguiente manera:

- Ejecución de 01 Calicata a cielo abierto de una profundidad mínima de 3.00 metros de profundidad, tomando como nivel de superficie el actual nivel de vereda de la calle.
- Extracción de Muestras representativas de la Estratigrafía.
- Ejecución de ensayos de laboratorio de Mecánica de Suelos.
- Determinación del perfil estratigráfico.
- Análisis de las condiciones de cimentación.

## 7.0 INVESTIGACIONES DE CAMPO

### 7.1 CALICATAS

Con el objeto de determinar las características físicas del subsuelo hasta la profundidad activa de la cimentación, se realizó 01 Calicata, excavada manualmente de dimensiones aproximadas 2,00 m x 1,00 m, Además de las condiciones del subsuelo existente se pudo observar:

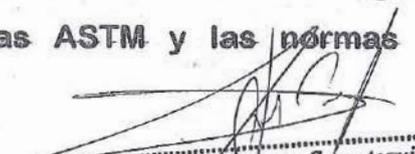
No se detecto presencia del nivel freático en la excavación realizada.

Fueron extraídas muestras en estado disturbado de la excavación para fines de la clasificación y evaluación de los parámetros de resistencia de los suelos representativos de la estratigrafía.

El material muestreado consistió de suelos de los diferentes estratos para su correspondiente clasificación e identificación de sus características volumétricas.

## 8.0 INVESTIGACIONES DE LABORATORIO

Con las muestras de suelo extraído de las calicatas ejecutadas, se realizaron ensayos estándar de clasificación de suelos SUCS siguiendo los procedimientos indicados en las normas ASTM y las normas técnicas

  
Andy José Rivera Sagastegui  
INGENIERO CIVIL  
CIP 75160



peruanas correspondientes. Así mismo, se realizó un análisis químico de una muestra de suelo.

- . Análisis Granulométrico Norma ASTM D 422
- . Clasificación de Suelos Norma ASTM D 2487
- . Ensayos de Límites de Consistencia Norma ASTM D 4318
- . Ensayo de Densidad de Campo
- Ensayo de Densidades Máximas y Mínimas.

## 9.0 DESCRIPCION DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

### 9.1 ANALISIS GRANULOMETRICO.

Se obtuvo Muestras del terreno en estudio, realizado el análisis granulométrico de la muestra en el Laboratorio según la norma ASTM D-422 obteniéndose:

#### CALICATAS 01

Estrato N° 01 Comprende desde 0.00 a 0.40 m. de profundidad, consistente en arenas limosas color marrón claro, en estado semi compacto, siendo suelos de cubierta de origen sedimentario.

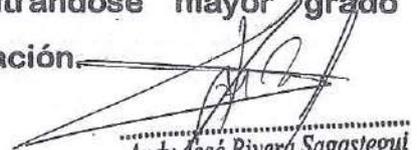
Estrato N° 02 Comprende desde 0.40 a 3.00 m. de profundidad, consistente de Gravas bien graduadas con arena y poco finos No Plásticos (GW) en estado semi denso, presenta bolonería aislada mayor de 3", siendo suelos de lecho de río con partículas de canto rodado color gris.

### 9.2 LIMITES DE CONSISTENCIA

De igual forma fueron calculadas para la calicata ejecutada, los límites de Consistencia, encontrándose en todos los casos que se trata de materiales No Plásticos, por ser granulares.

### 9.3 DENSIDAD IN SITU

Fueron realizados los ensayos de densidad In-Situ, obteniéndose que el material se encuentra semi denso, encontrándose mayor grado de compactación conforme se profundiza la excavación.

  
Andy José Rivera Sagastegui  
INGENIERO CIVIL  
CIP 75160 UC: 20533022201



**CALICATA 01 : Estrato N° 02**

Densidad Seca In Situ 1,895 gr/cc.

**9.4 HUMEDAD NATURAL**

Se realizó los ensayos de humedad natural, los mismos que presentan valores bajos.

**CALICATA 01 : Estrato N° 02**

Humedad Natural = 1.71 %

**10.0 PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUELO**

Con los resultados de los ensayos de campo y laboratorio se ha determinado los perfiles estratigráficos del Subsuelo del área en estudio. El cual se detalla en el anexo N° 02.

**11.0- CLASIFICACION DE SUELOS.**

Con los resultados de los ensayos de granulometría y Limites de consistencia de ha determinado la clasificación de suelos el mismo que es uniforme en toda el área de estudio, siendo de gravas arenosas bien graduadas con poco finos No plásticos (GW).

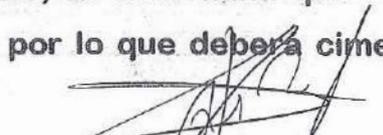
**12.0- TIPO DE CIMENTACION.**

El suelo esta compuesto en su mayoría por Gravas arenosas que presentan buena estabilidad cuando están confinados. Por lo cual se recomienda el uso de zapatas aisladas conectadas con cimiento corrido.

Para el caso de la cimentación de estructuras secundarias como cerco y otros que transmitan poca carga y de menor importancia podrán cimentarse a 1.00 m. de profundidad como mínimo.

**13.0- ESTRATO DE APOYO EN LA CIMENTACION**

En el análisis del perfil estratigráfico del suelo, se determina que el suelo existente presenta 01 estrato bien definido, por lo que deberá cimentarse sobre suelo Gravo arenosos (GW).

  
Andy José Rivera Sagastegui

INGENIERO CIVIL  
CIP 75160 RUC: 20533022201



#### 14.0 CAPACIDAD PORTANTE Y CAPACIDAD ADMISIBLE

De acuerdo a las características del subsuelo descrito anteriormente, se recomienda cimentar sobre el estrado de suelo firme (GW) a una profundidad mínima de 1.50 m. (DF = 1.50 m.) medido con respecto al nivel del terreno natural actual, por medio de zapatas conectadas con cimientos corridos.

Para la aplicación de la capacidad portante, se aplica la teoría de Terzaghi para el caso de zapatas aisladas ( cuadradas ).

Ver formato de capacidad portante

En donde :

Qult. = Capacidad última de Carga

Qadm = Capacidad de Carga Admisible

FS = Factor de Seguridad

Yd = Peso específico ó Densidad Natural seca (Kg/m<sup>3</sup>)

B = Ancho de la Cimentación

DF = Profundidad de la Cimentación

Nc, Nqs, Ny = Factores de Capacidad de carga

CALICATA N° 01

(DF = 1.50 - B = 1.50)

Qadm = 2.13 Kg/cm<sup>2</sup>

#### 15.0- AGRESION DE SUELO AL CONCRETO

La agresión que ocasiona el suelo a la cimentación de la estructura, esta en función de la presencia de elementos químicos (sulfato y cloruros principalmente) que actúen sobre el concreto y el acero de refuerzo, causándole efectos nocivos y hasta destructivos, embarga la acción química del suelo sobre el concreto solo ocurre a través del agua subterránea que reacciona con el concreto de este modo el deterioro del concreto ocurre bajo el nivel freático zona de ascensión capilar o presencia de agua filtrada por otra razón ( rotura de tuberías lluvias extraordinarias inundaciones, etc)



ECOSUR S.C.R.L.

TECNICOS CONSULTORES DEL SUR S.C.R.L.

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

PROYECTO : CERTIFICADO DE ZONIFICACION Y VIAS  
 PROPIETARIO : SR. OSCAR ALDRIN GAMEZ RODRIGUEZ  
 UBICACIÓN : URB. SANTA MARIA MZ. D LOTE 13  
 MUESTRA : SUELO DE FUNDACION CALICATA 01  
 FECHA : FEBRERO DEL 2016

DESCRIPCION	UNIDAD	CALICATA I
PROFUNDIDAD	MT	0.40 - 3.00
CLASIFICACION SUCS		GW
CLASIFICACION AASHTO		*****
DENSIDAD SECA - IN SITU (Dd)	GR/CC	1.895
DENSIDAD MINIMA (Dmin)	GR/CC	1.74
DENSIDAD MAXIMA (Dmax)	GR/CC	2.07
DENSIDAD RELATIVA (Dr)	GR/CC	51.76
ANGULO FRICCION ( $\phi$ )	G°	37.76
COHESION (C)	KG/C2	0.00
DENSIDAD HUMEDA (Dm)	GR/CC	1.93
Nc (Factor de Capacidad de Carga)	S/D	27.50
Nq (Factor de Capacidad de Carga)	S/D	17.50
Ny (Factor de Capacidad de Carga)	S/D	11.50

Cimentación	Valores de If (cm/m)	
Cuadrada	Rígida	
	Flexible	Centro
		Esquina
Circular	Rígida	
	Flexible	Centro
		Esquina
Rectangular	Rígida	
	Flexible	Centro
		Esquina
(5=>L/B =>2)	Medio	

Poisson (u)	0.15	$S_f = \frac{qB(1-u^2)}{E_s} I_f$
Módulo de Elasticidad	10000	

  
 Andy José Rivera Sagastegui  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 75160

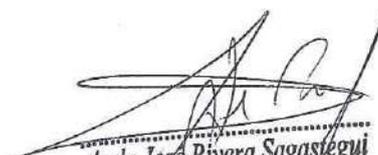


**CIMENTACION CORRIDA**

PROYECTO : CERTIFICADO DE ZONIFICACION Y VIAS  
PROPIETARIO : SR. OSCAR ALDRIN GAMEZ RODRIGUEZ  
UBICACIÓN : URB. SANTA MARIA MZ. D LOTE 13  
MUESTRA : SUELO DE FUNDACION CALICATA 01  
FECHA : FEBRERO DEL 2016

$$Q(ult.) = Sc . c . Nc + Sq . q . Nq + 1/2 . Sg . B . Pe . Ng$$

Df (m)	B (m)	Qult.(Tn/m2)	Qadm.(Kg/cm2)	Asentamiento metodo elastico			
				S(cm) Rigida	S(cm) Centro	S(cm) Esquina	S(cm) Medio
0.80	0.40	31.43	1.05	0.049	0.063	0.032	0.053
0.80	0.50	32.54	1.08	0.064	0.081	0.041	0.069
0.80	0.60	33.64	1.12	0.079	0.101	0.051	0.086
1.00	0.40	38.17	1.27	0.060	0.076	0.038	0.065
1.00	0.50	39.28	1.31	0.077	0.098	0.049	0.083
1.00	0.60	40.39	1.35	0.095	0.121	0.061	0.103
1.20	0.40	44.92	1.50	0.070	0.090	0.045	0.076
1.20	0.50	46.03	1.53	0.090	0.115	0.058	0.097
1.20	0.60	47.14	1.57	0.111	0.141	0.071	0.120
1.40	0.40	51.67	1.72	0.081	0.103	0.052	0.088
1.40	0.50	52.78	1.76	0.103	0.132	0.066	0.112
1.40	0.60	53.89	1.80	0.126	0.161	0.081	0.137

  
Andy Jose Rivera Sagastegui  
INGENIERO CIVIL  
CIP 75160



los Principales elementos químicos a evaluar son los sulfatos y cloruros por su acción química sobre el concreto y acero del cimiento y las sales solubles totales por su acción mecánica sobre el cimiento al ocasionar asentamientos bruscos por lixiviación (lavado de sales en contacto con el agua).

En el suelo existente y según los reportes de laboratorio encontramos que el suelo presenta moderada cantidad de sales totales, por lo tanto se puede determinar que habrá problemas de pérdida de resistencia mecánica por problemas de lavado de sales (lixiviación). Debido a que este valor incluye también la concentración de cloruros y sulfatos, se puede concluir que a la profundidad de cimentación recomendada se tiene una moderada concentración que ocasiona efectos perjudiciales a los elementos de la cimentación, por lo tanto se requiere de materiales especiales para la cimentación, pudiendo usarse cemento tipo IP para el concreto de las cimentaciones.

#### 16.0 CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Los asentamientos que se presentarán en los suelos granulares son Instantáneos, los cuales se producen durante la construcción, no existirán Asentamientos a largo plazo por consolidación.

#### 17.0 FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de Seguridad contra falla por Capacidad de Carga debe ser del orden de 3,0 por lo que la Presión Admisible en el suelo  $q_{adm}$  puede tomarse como 1/3 de la Presión máxima neta, con el objetivo de:

- Prevenir las variaciones naturales de la resistencia al corte del suelo.
- Prevenir contra la probable disminución local en la Capacidad de carga del suelo durante el proceso constructivo.
- Prevenir asentamientos perjudiciales de la cimentación.
- Por las incertidumbres implicadas en los métodos o fórmulas para la determinación de la carga última de Falla.



- Tener en cuenta las variaciones en la Capacidad de apoyo con los cambios en las dimensiones de la cimentación, de acuerdo con las cargas a transmitir

### 18.0 NIVEL FREÁTICO

El Nivel Freático no fue alcanzado, hasta la profundidad estudiada mediante la calicata ejecutada. Con ello podemos garantizar que el suelo no, podrá sufrir el problema de adensa miento con la saturación o el problema de Licuación de suelos ante la presencia de un eventual sismo

### 19.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En base a los resultados de las exploraciones realizadas, ensayos de resistencia en laboratorio y análisis complementarios se puede mencionar lo siguiente:

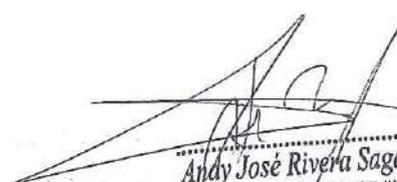
- Los suelos del área en estudio están constituidas por materiales consistentes predominantemente de suelos gravo arenosos bien graduados con poco finos No plásticos, presenta bolonería aislada mayor de 3" de diámetro, siendo suelos de lecho de río con partículas de canto rodado, siendo depositados en toda el área de estudio.
- Se recomienda cimentar la estructura principal a una profundidad mínima de 1.50 m en suelos Gravo arenosos y las estructuras secundarias de menor importancia a una profundidad mínima de 1.00 m.
- El tipo de cimentación recomendada por su economía es a base de zapatas aisladas, conectadas con cimientos corridos, pudiéndose utilizar cualquier tipo de cimentación según lo recomiende el Ing. Proyectista en estructuras dependiendo de los niveles a construir y las cargas estructurales a transmitir.
- La capacidad de carga admisible para el tipo y profundidad de cimentación recomendada después de realizar los ensayos de



campo y laboratorio, obteniéndose los parámetros geotécnicos del suelo y utilizando la teoría de Terzaghi fue de:

$C-1 = 2.13 \text{ Kg/cm}^2$ . (DF = 1.50 m)

- El estudio se sales nos demuestra que se producirá un ataque al acero y al concreto por lo que se requiere de aditivos especiales en el concreto pudiendo utilizarse cemento tipo IP para el concreto de las cimentaciones.
- Este estudio es solo valido para la zona donde se construirá el proyecto .



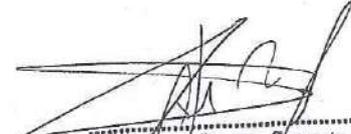
Andy José Rivera Sagastegui  
INGENIERO CIVIL  
CIP 75160

**CIMENTACION CUADRADA**

PROYECTO : CERTIFICADO DE ZONIFICACION Y VIAS  
 PROPIETARIO : SR. OSCAR ALDRIN GAMEZ RODRIGUEZ  
 UBICACIÓN : URB. SANTA MARIA MZ. D LOTE 13  
 MUESTRA : SUELO DE FUNDACION CALICATA 01  
 FECHA : FEBRERO DEL 2016

$$Q(ult.) = 1.3Sc. c. Nc + Sq. q. Nq + 0.4Sg. B. Pe. Ng$$

Df (m)	B (m)	Quif. (tn/m2)	Qadm. (Kg/cm2)	Asentamiento metodo elastico			
				S(cm) Rigida	S(cm) Centro	S(cm) Esquina	S(cm) Medio
1.50	1.00	59.48	1.98	0.159	0.217	0.109	0.184
<b>1.50</b>	<b>1.50</b>	<b>63.91</b>	<b>2.13</b>	<b>0.256</b>	<b>0.350</b>	<b>0.175</b>	<b>0.297</b>
1.50	2.00	68.35	2.28	0.365	0.499	0.249	0.423
1.50	2.50	72.78	2.43	0.486	0.664	0.332	0.563
1.50	3.00	77.22	2.57	0.619	0.845	0.423	0.717
2.00	1.00	76.35	2.54	0.204	0.279	0.139	0.236
<b>2.00</b>	<b>1.50</b>	<b>80.78</b>	<b>2.69</b>	<b>0.324</b>	<b>0.442</b>	<b>0.221</b>	<b>0.375</b>
2.00	2.00	85.22	2.84	0.455	0.622	0.311	0.528
2.00	2.50	89.65	2.99	0.599	0.818	0.409	0.694
2.00	3.00	94.09	3.14	0.754	1.030	0.515	0.874
2.50	1.00	93.22	3.11	0.249	0.340	0.170	0.289
<b>2.50</b>	<b>1.50</b>	<b>97.65</b>	<b>3.26</b>	<b>0.391</b>	<b>0.535</b>	<b>0.267</b>	<b>0.453</b>
2.50	2.00	102.09	3.40	0.546	0.745	0.373	0.632
2.50	2.50	106.52	3.55	0.712	0.972	0.486	0.824
2.50	3.00	110.96	3.70	0.889	1.215	0.607	1.030
3.00	1.00	110.09	3.67	0.294	0.402	0.201	0.341
3.00	1.50	114.52	3.82	0.459	0.627	0.313	0.532
3.00	2.00	118.96	3.97	0.636	0.868	0.434	0.736
3.00	2.50	123.39	4.11	0.824	1.126	0.563	0.955
3.00	3.00	127.83	4.26	1.025	1.399	0.700	1.187

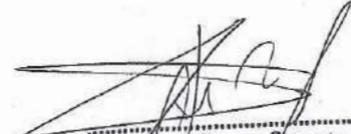
  
 Andy Jose Rivera Sagastegui  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 75160

**CIMENTACION CUADRADA**

PROYECTO : CERTIFICADO DE ZONIFICACION Y VIAS  
 PROPIETARIO : SR. OSCAR ALDRIN GAMEZ RODRIGUEZ  
 UBICACIÓN : URB. SANTA MARIA MZ. D LOTE 13  
 MUESTRA : SUELO DE FUNDACION CALICATA 01  
 FECHA : FEBRERO DEL 2016

$$Q(ult.) = 1.3 Sc . c . Nc + Sq . q . Nq + 0.4 Sg . B . Pe . Ng$$

Df (m)	B (m)	Qult. (tn/m2)	Qadm. (Kg/cm2)	Asentamiento metodo elastico			
				S(cm) Rigida	S(cm) Centro	S(cm) Esquina	S(cm) Medio
1.50	1.00	59.48	1.98	0.159	0.217	0.109	0.184
<b>1.50</b>	<b>1.50</b>	<b>63.91</b>	<b>2.13</b>	<b>0.256</b>	<b>0.350</b>	<b>0.175</b>	<b>0.297</b>
1.50	2.00	68.35	2.28	0.365	0.499	0.249	0.423
1.50	2.50	72.78	2.43	0.486	0.664	0.332	0.563
1.50	3.00	77.22	2.57	0.619	0.845	0.423	0.717
2.00	1.00	76.35	2.54	0.204	0.279	0.139	0.236
<b>2.00</b>	<b>1.50</b>	<b>80.78</b>	<b>2.69</b>	<b>0.324</b>	<b>0.442</b>	<b>0.221</b>	<b>0.375</b>
2.00	2.00	85.22	2.84	0.455	0.622	0.311	0.528
2.00	2.50	89.65	2.99	0.599	0.818	0.409	0.694
2.00	3.00	94.09	3.14	0.754	1.030	0.515	0.874
2.50	1.00	93.22	3.11	0.249	0.340	0.170	0.289
<b>2.50</b>	<b>1.50</b>	<b>97.65</b>	<b>3.26</b>	<b>0.391</b>	<b>0.535</b>	<b>0.267</b>	<b>0.453</b>
2.50	2.00	102.09	3.40	0.546	0.745	0.373	0.632
2.50	2.50	106.52	3.55	0.712	0.972	0.486	0.824
2.50	3.00	110.96	3.70	0.889	1.215	0.607	1.030
3.00	1.00	110.09	3.67	0.294	0.402	0.201	0.341
3.00	1.50	114.52	3.82	0.459	0.627	0.313	0.532
3.00	2.00	118.96	3.97	0.636	0.868	0.434	0.736
3.00	2.50	123.39	4.11	0.824	1.126	0.563	0.955
3.00	3.00	127.83	4.26	1.025	1.399	0.700	1.187

  
 Andy José Rivera Sagastegui  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 75160



**ECOSUR** S.C.R.L.

TECNICOS CONSULTORES DEL SUR S.C.R.L.

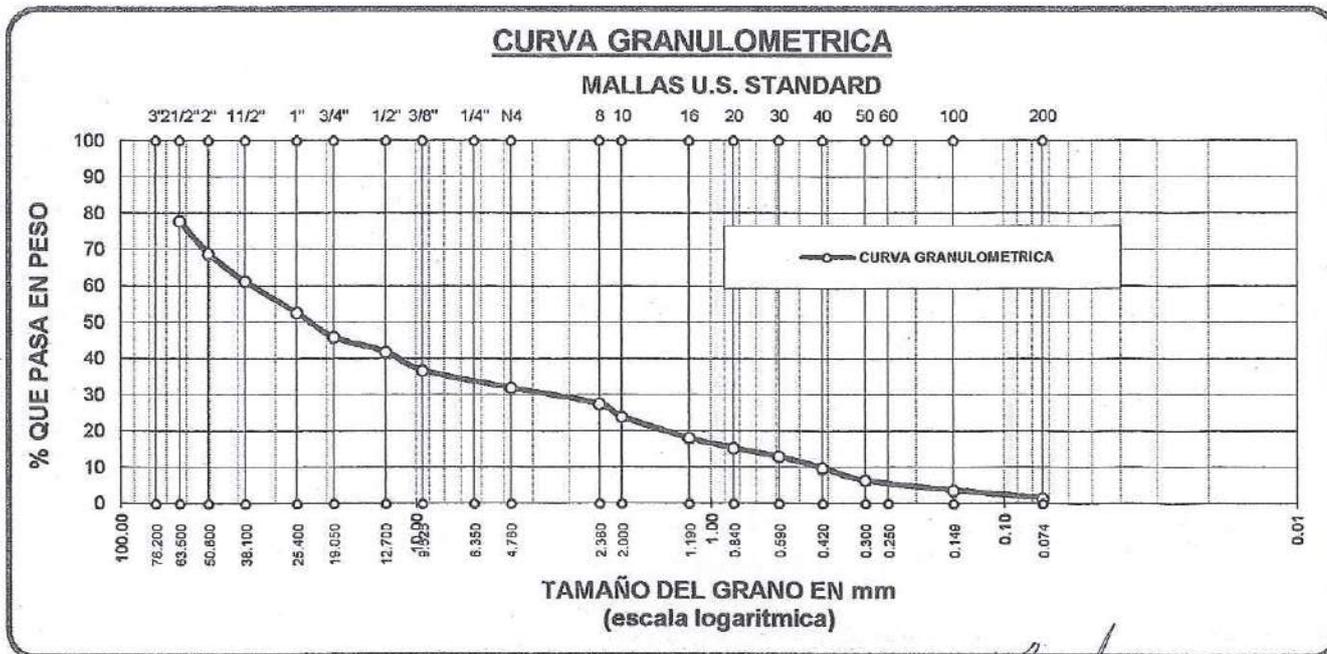
---

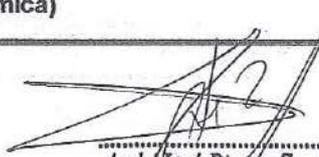
**ANEXO N° 01**  
**ENSAYOS DE LABORATORIO**

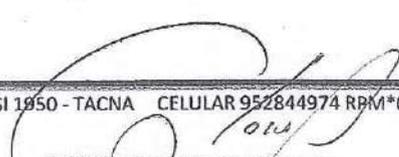
## ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

**PROYECTO** : CERTIFICADO DE ZONIFICACION Y VIAS  
**PROPIETARIO** : SR. OSCAR ALDRIN GAMEZ RODRIGUEZ  
**UBICACIÓN** : URB. SANTA MARIA MZ. D LOTE 13  
**MUESTRA** : SUELO DE FUNDACION CALICATA 01  
**FECHA** : FEBRERO DEL 2016

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	DESCRIPCION DE LA MUESTRA MUESTRA 02 C-1 ESTRATO DE 0.40 A 3.00 M. Límites de Consistencia : LL = N.P. LP = N.P. IP = N.P.
3"	76.200	921.30	12.88	12.88	87.12		
2 1/2"	63.500	657.20	9.19	22.07	77.93		
2"	50.800	637.30	8.91	30.98	69.02		
1 1/2"	38.100	548.10	7.66	38.65	61.35		
1"	25.400	622.50	8.70	47.35	52.65		
3/4"	19.050	477.40	6.68	54.02	45.98		
1/2"	12.700	285.40	3.99	58.01	41.99		
3/8"	9.525	368.40	5.15	63.17	36.83		
1/4"	6.350						
No4	4.760	346.40	4.84	68.01	31.99		
No8	2.380	318.40	4.45	72.46	27.54		
No10	2.000	249.30	3.49	75.95	24.05		
No16	1.190	419.30	5.86	81.81	18.19		
No20	0.840	195.30	2.73	84.54	15.46		
No30	0.590	175.60	2.46	87.00	13.00		
No40	0.420	218.50	3.06	90.05	9.95		
No 50	0.300	248.40	3.47	93.52	6.48		
No60	0.250						
No80							
No100	0.149	196.40	2.75	96.27	3.73		
No200	0.074	147.40	2.06	98.33	1.67		
<b>BASE</b>		119.40	1.67	100.00	0.00		
<b>TOTAL</b>		7152.00	100.00				
<b>% PERDIDA</b>							



  
 Andy José Rivera Sagastegui  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 75160

  
 Claros Y. Flores Castro  
 Técnico Mecánico  
 Suelos, Concretos y Pavimentos

**PROYECTO** : CERTIFICADO DE ZONIFICACION Y VIAS  
**PROPIETARIO** : SR. OSCAR ALDRIN GAMEZ RODRIGUEZ  
**UBICACIÓN** : URB. SANTA MARIA MZ. D LOTE 13  
**MUESTRA** : SUELO DE FUNDACION CALICATA 01  
**FECHA** : FEBRERO DEL 2016

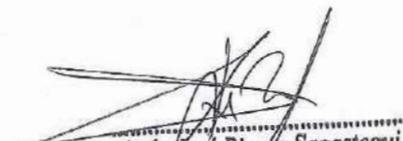
### ENSAYO DE DENSIDAD IN SITU

ASTM D 1556 - NTP E -117

Progresiva			C-1
Profundidad		M.	0.40 - 3.00 m.
Lado			Eje
Peso de la muestra Humeda + Lata	gr.		4,385.0
Peso de la lata	gr.		0.0
Peso de la muestra humeda neta	gr.		4,385.0
Peso de la Arena + frasco	gr.		7,224.0
Peso de la Arena q' queda en frasco	gr.		2,142.0
Peso de la Arena en el embudo	gr.		1,670.0
Peso de la Arena en el hoyo	gr.		3,412.0
Densidad de la Arena	gr/cc.		1.5
Volumen del hoyo	cc.		2,274.7
Humedad	%		1.71
Densidad Humeda	gr/cc		1.928
Densidad Seca	gr/cc		1.895
Densidad Máxima	gr/cc.		2.070
Densidad Mínima	gr/cc.		1.738
Densidad Relativa	%		51.76

**OBSERVACIONES:**


.....  
**Carlos J. Flores Castro**  
 Técnico Mecánico  
 Suelos, Concretos y Pavimentos



.....  
**Andy José Rivera Sagastegui**  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 75150



PROYECTO : CERTIFICADO DE ZONIFICACION Y VIAS  
PROPIETARIO : SR. OSCAR ALDRIN GAMEZ RODRIGUEZ  
UBICACIÓN : URB. SANTA MARIA MZ. D LOTE 13  
MUESTRA : SUELO DE FUNDACION CALICATA 01  
FECHA : FEBRERO DEL 2016

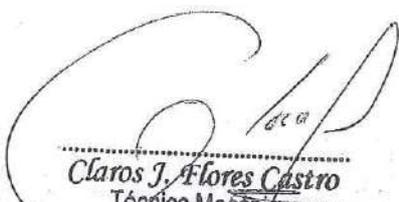
**DENSIDAD MAXIMA Y MINIMA**

Calicata No 01 Profundidad 3.00 mt.

DENSIDAD MINIMA

DENSIDAD MAXIMA

MUESTRA N°		1	2	3	1	2	3
Peso del molde + la muestra seca	gr	12,323	12,311	12,296	13,541	13,523	13,544
Peso del molde	g	6,784	6,784	6,784	6,954	6,954	6,954
Peso de la muestra seca neta	gr	5,539	5,527	5,512	6,587	6,569	6,590
Volumen del molde	c	3,180	3,180	3,180	3,180	3,180	3,180
Densidad	gr	1.742	1.738	1.733	2.071	2.066	2.072
Densidad Mínima	gr/c		1.738			2.070	

  
Carlos J. Flores Castro  
Técnico Mecánico  
Suelos, Concretos y Pavimentos

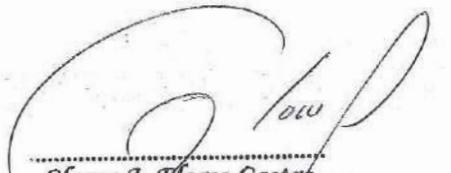
  
Andy José Rivera Sagastegui  
INGENIERO CIVIL  
CIP 75160

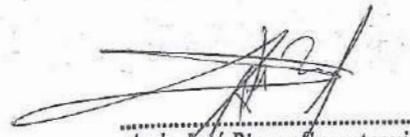
**PROYECTO** : CERTIFICADO DE ZONIFICACION Y VIAS  
**PROPIETARIO** : SR. OSCAR ALDRIN GAMEZ RODRIGUEZ  
**UBICACIÓN** : URB. SANTA MARIA MZ. D LOTE 13  
**MUESTRA** : SUELO DE FUNDACION CALICATA 01  
**FECHA** : FEBRERO DEL 2016

### ENSAYO DE HUMEDAD NATURAL

NORMA ASTM D 2216

CALICATA Nº 01	MUESTRA Nº	ESTRATO Nº 2	
Recipiente Nº		1	2
Peso del recipiente	gr.	72.9	80.5
Peso del recipiente + la muestra humeda	gr.	740.9	789.1
Peso del recipiente + la muestra seca	gr.	729.5	777.3
Peso del Agua	gr.	11.4	11.8
Peso de la muestra seca neta	gr.	656.6	696.8
Porcentaje de humedad	%	1.74	1.69
Promedio	%	1.71	

  
 -----  
**Carlos J. Flores Castro**  
 Técnico Mecánico  
 Suelos, Concretos y Pavimentos

  
 -----  
**Andy José Rivera Sagastegui**  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 75160



ECOSUR S.C.R.L.

TECNICOS CONSULTORES DEL SUR S.C.R.L.

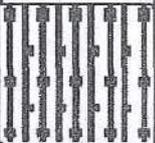
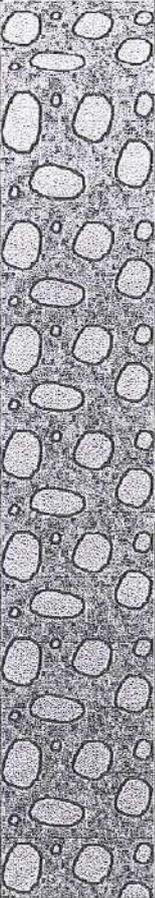
---

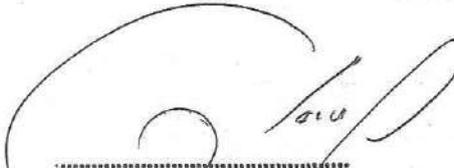
**ANEXO N° 02**  
**PERFIL ESTRATIGRAFICO**

**PROYECTO** : CERTIFICADO DE ZONIFICACION Y VIAS  
**PROPIETARIO** : SR. OSCAR ALDRIN GAMEZ RODRIGUEZ  
**UBICACIÓN** : URB. SANTA MARIA MZ. D LOTE 13  
**MUESTRA** : SUELO DE FUNDACION CALICATA 01  
**FECHA** : FEBRERO DEL 2016

**PERFIL ESTRATIGRAFICO**

**CALICATA N° 1**

PERFORACION A CIELO ABIERTO	CLASIFICACION		SIMBOLOGIA	CLASIFICACION		CONSTANTES FISICAS			% PASA MALLA N° 200
	MUESTRA	DESCRIPCION		AASHTO	SUCS	L.L.	L.P.	I.P.	
0.0 cm									
20 cm		Arenas limosas semi compactas (tierra de chacra) color marron claro		A-2-4 (0)	SM	21.3	N.P.	N.P.	30.45
40 cm									
60 cm	M-02	Gravas bien graduadas con arena y poco o casi nada de finos, en estado semi compacto, presenta particulas de canto rodado y bolones mayores de 3".		A-1-b (0)	GW	N.P.	N.P.	N.P.	1.67
80 cm									
100 cm									
120 cm									
140 cm									
160 cm									
180 cm									
200 cm									
220 cm									
240 cm									
260 cm									
280 cm									
300 cm									

  
**Carlos J. Flores Castro**  
 Técnico Mecánico  
 Suelos, Concretos y Pavimentos

  
**Andy José Rivera Sagastegui**  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 75160



**ECOSUR S.C.R.L.**

**TECNICOS CONSULTORES DEL SUR S.C.R.L.**

---

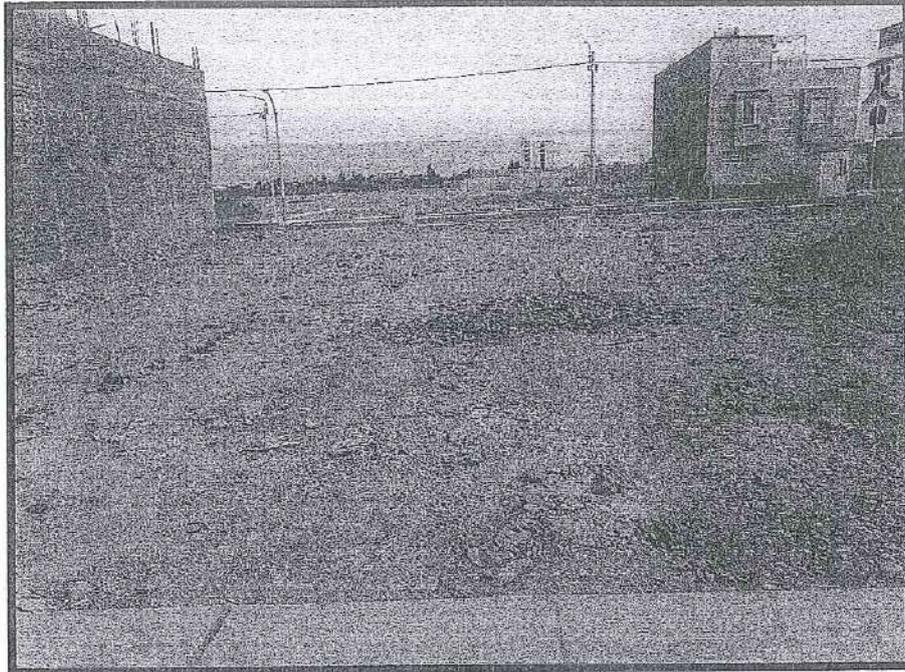
## **ANEXO N° 03**

## **FOTOS**

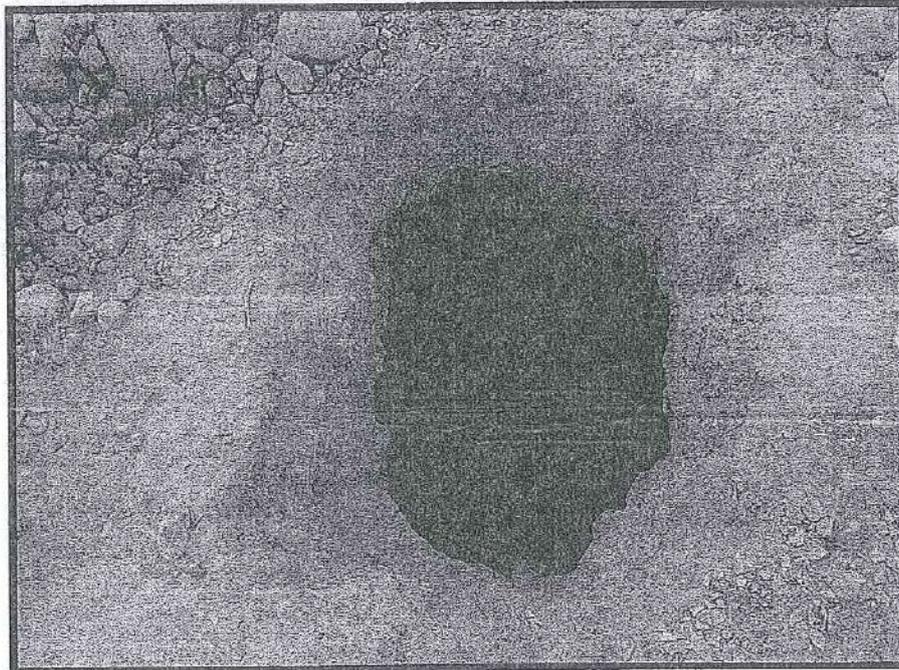


ECOSUR S.C.R.L.

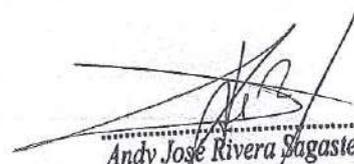
TECNICOS CONSULTORES DEL SUR S.C.R.L.



**UBICACION DE CALICATA**



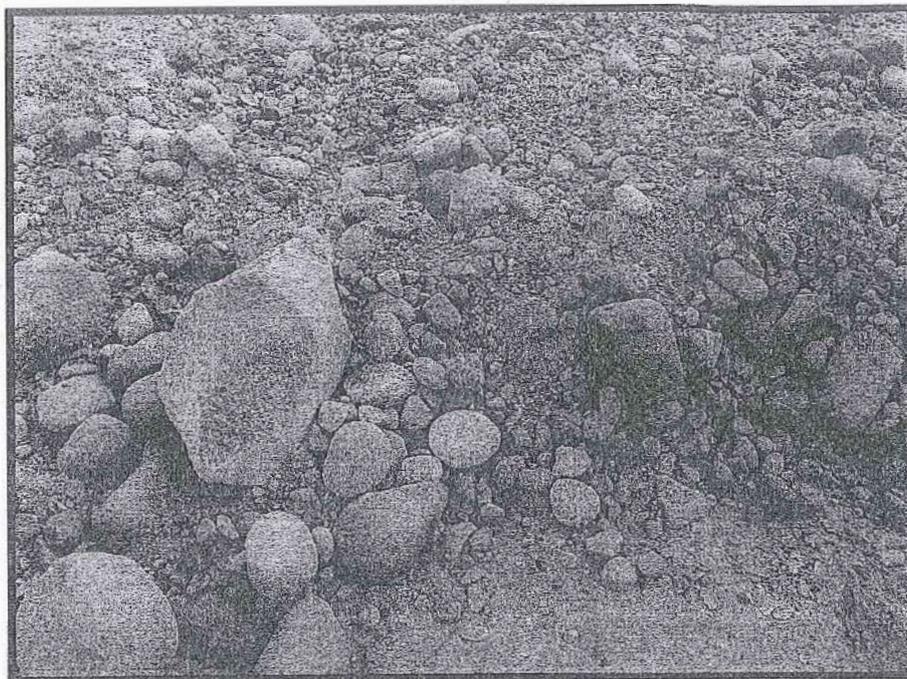
**CALICATA 01**

  
Andy José Rivera Sagastegui  
INGENIERO CIVIL  
CIP 75160



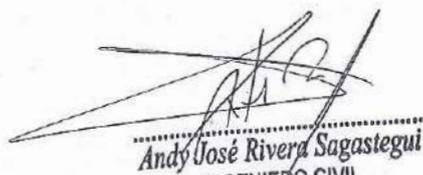
ECOSUR S.C.R.L.

TECNICOS CONSULTORES DEL SUR S.C.R.L.



### MATERIAL EXTRAIDO C - 01

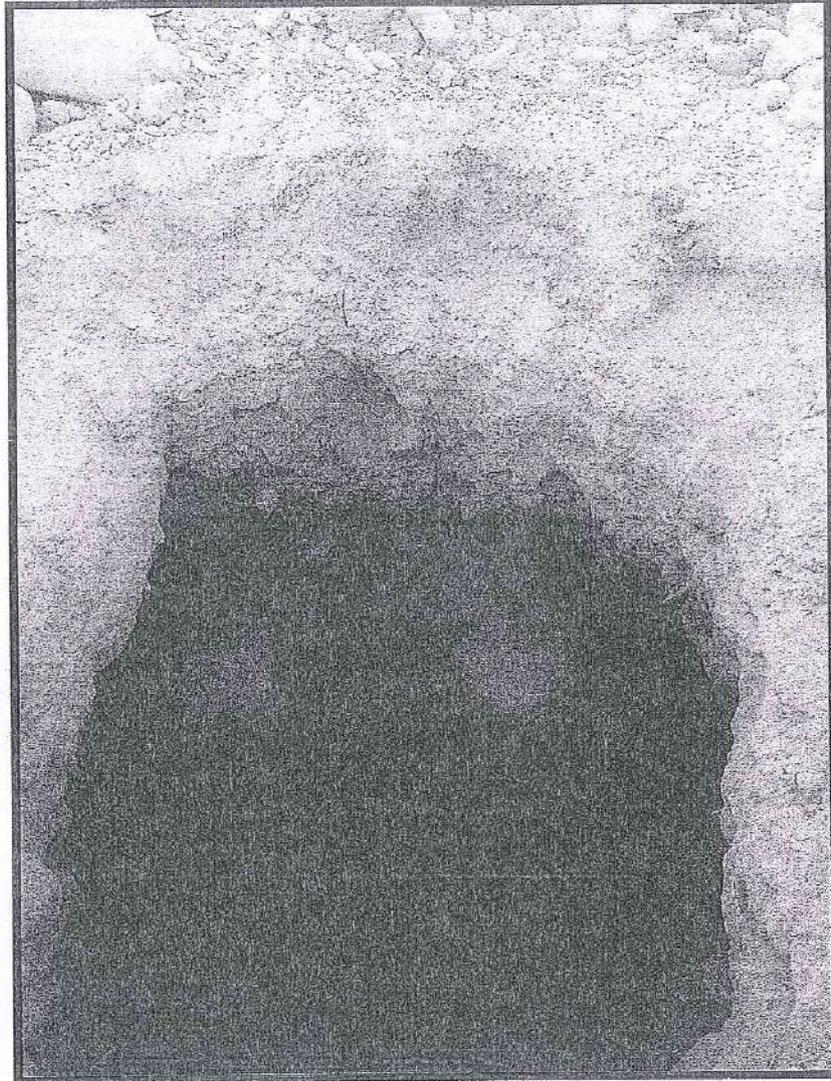
  
.....  
**Carlos V. Flores Castro**  
Técnico Mecánico  
Suelos, Concretos y Pavimentos

  
.....  
**Andy José Rivera Sagastegui**  
INGENIERO CIVIL  
CIP 75160

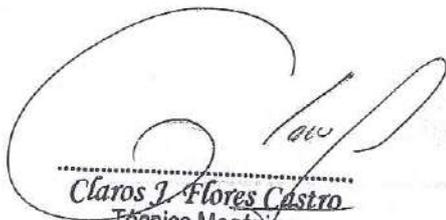


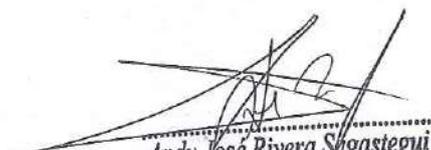
ECOSUR S.C.R.L.

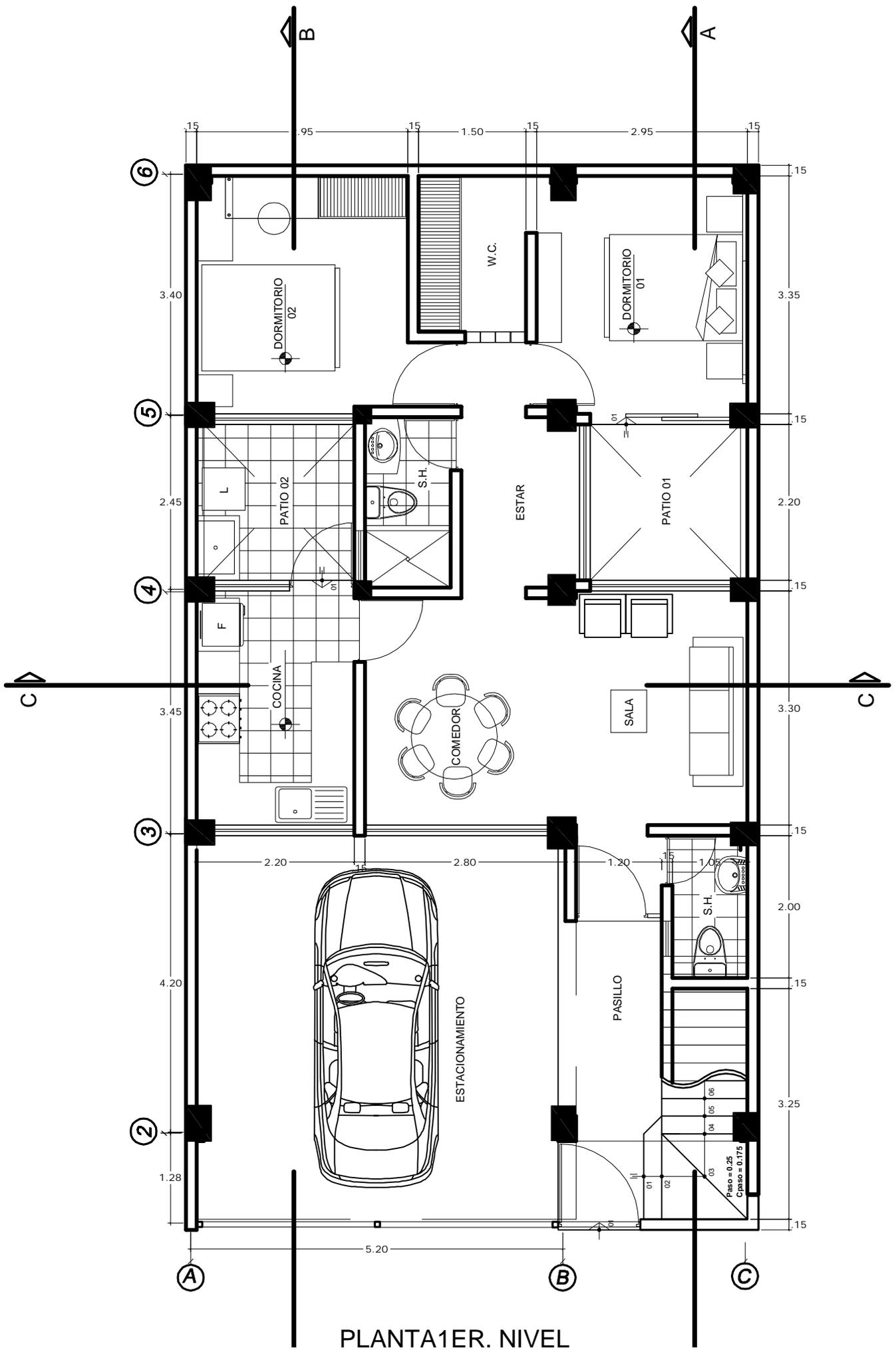
TECNICOS CONSULTORES DEL SUR S.C.R.L.



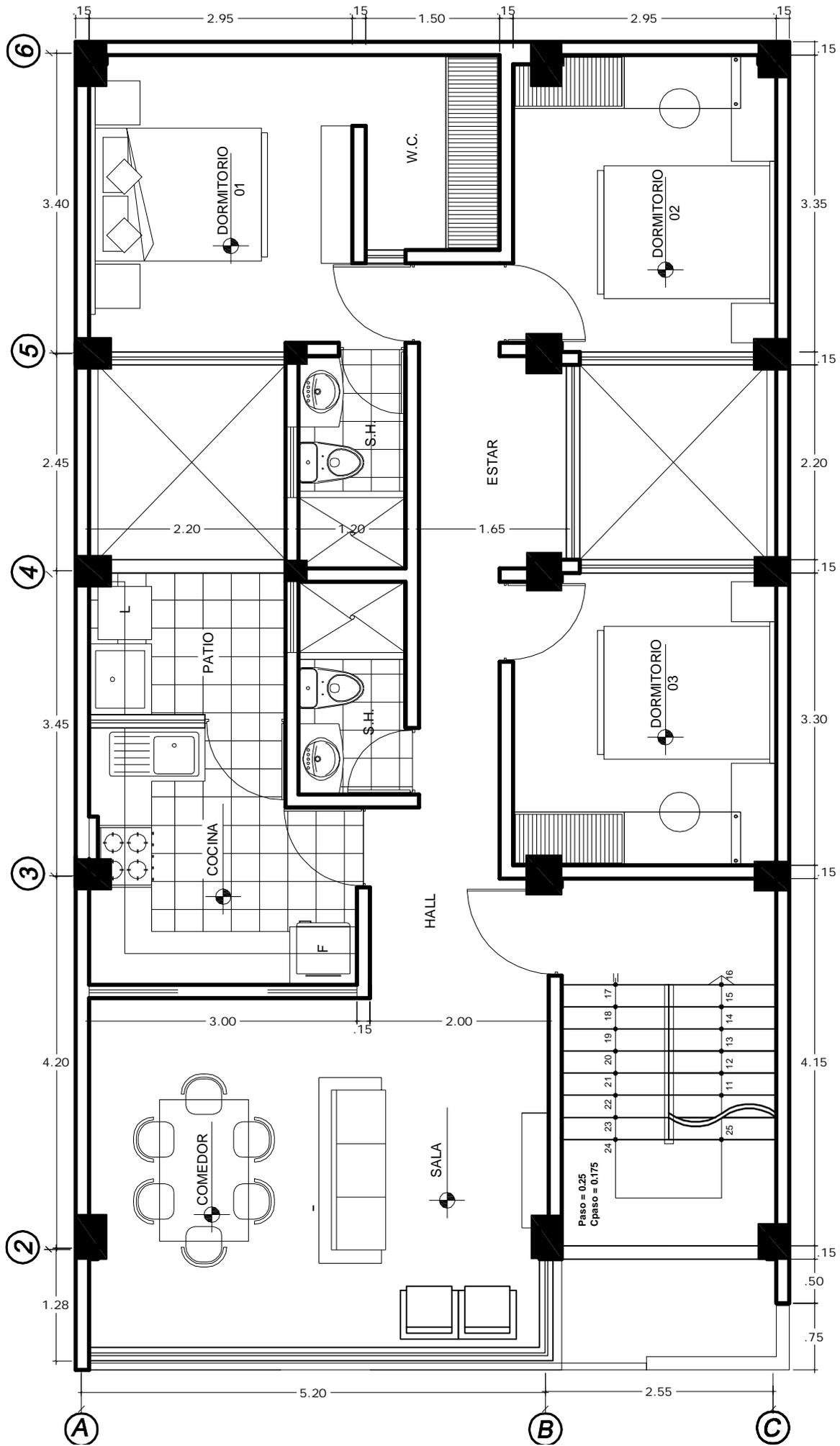
**ESTRATIGRAFIA C - 01**

  
.....  
**Carlos J. Flores Castro**  
Técnico Mecánico  
Suelos, Concretos y Pavimentos

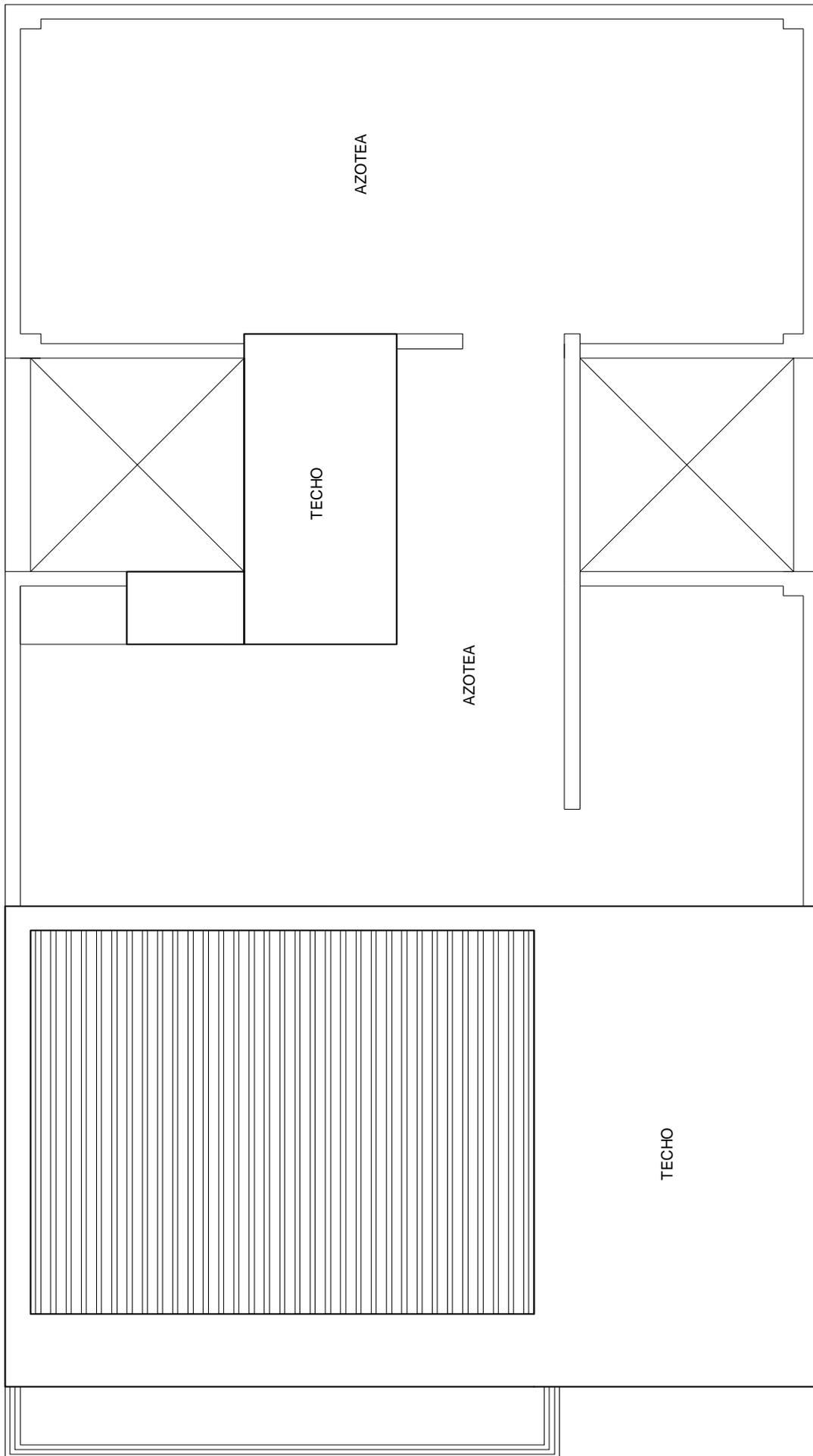
  
.....  
**Andy José Rivera Sagastegui**  
INGENIERO CIVIL  
CIP 75160



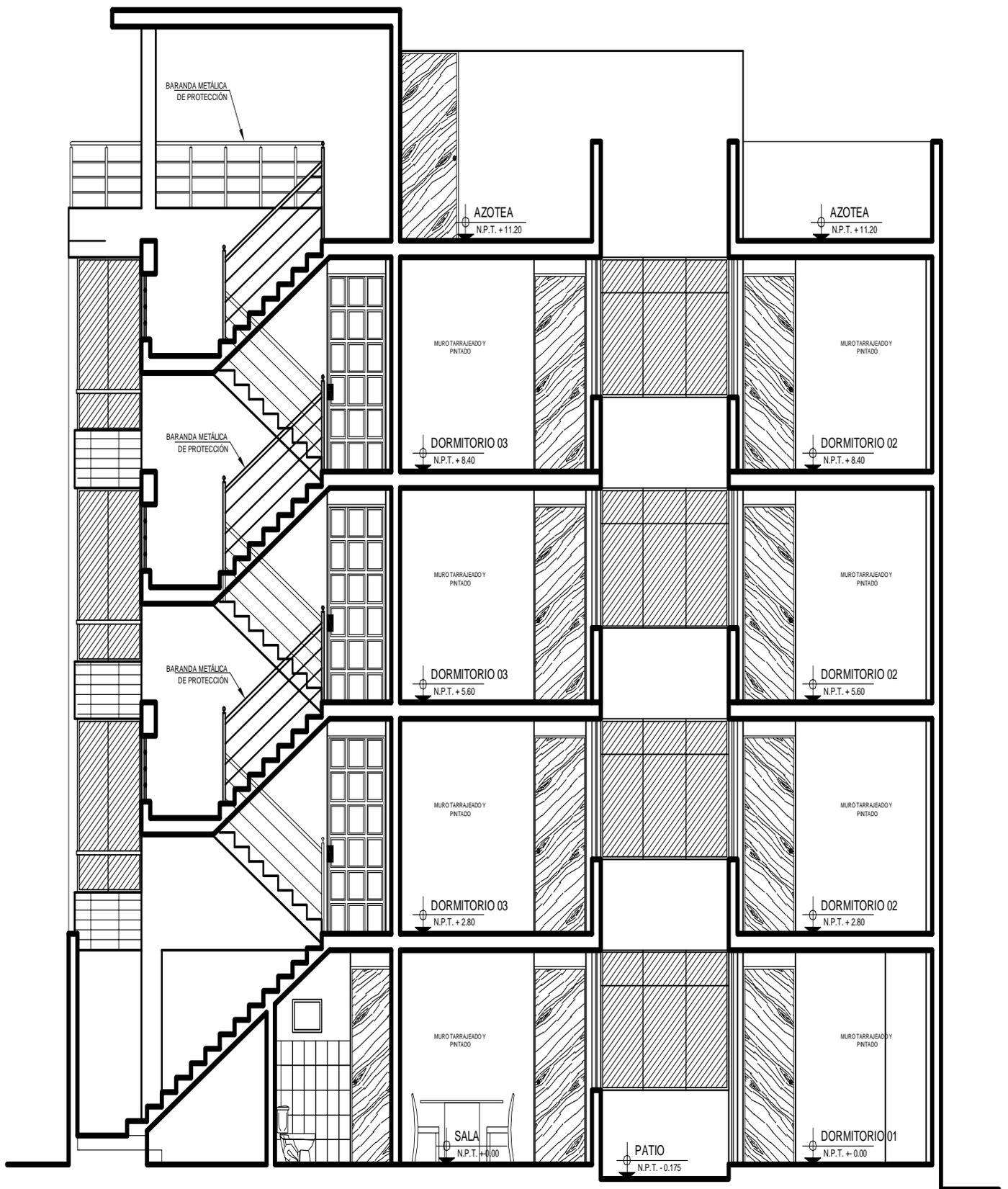
PLANTA 1ER. NIVEL



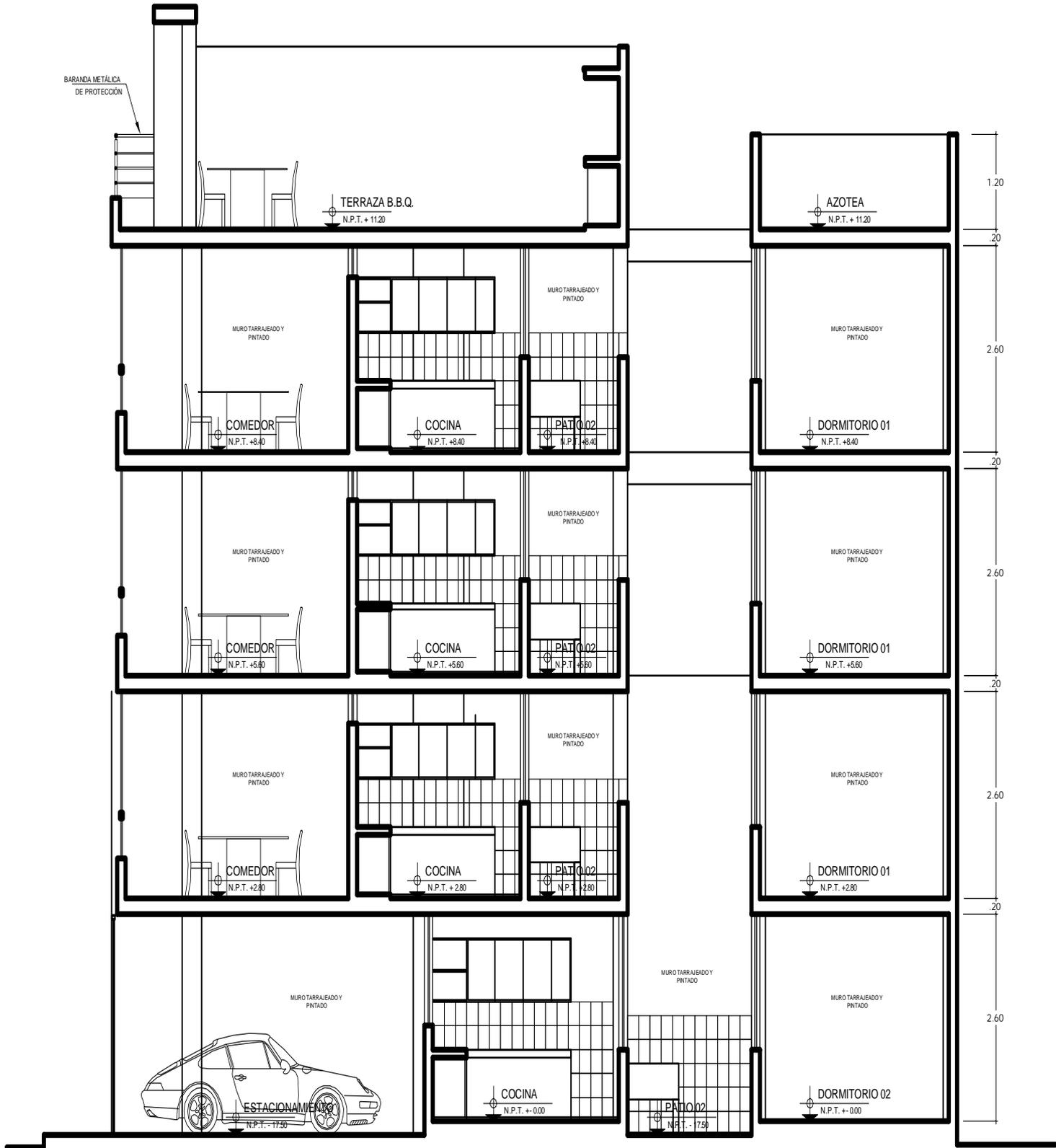




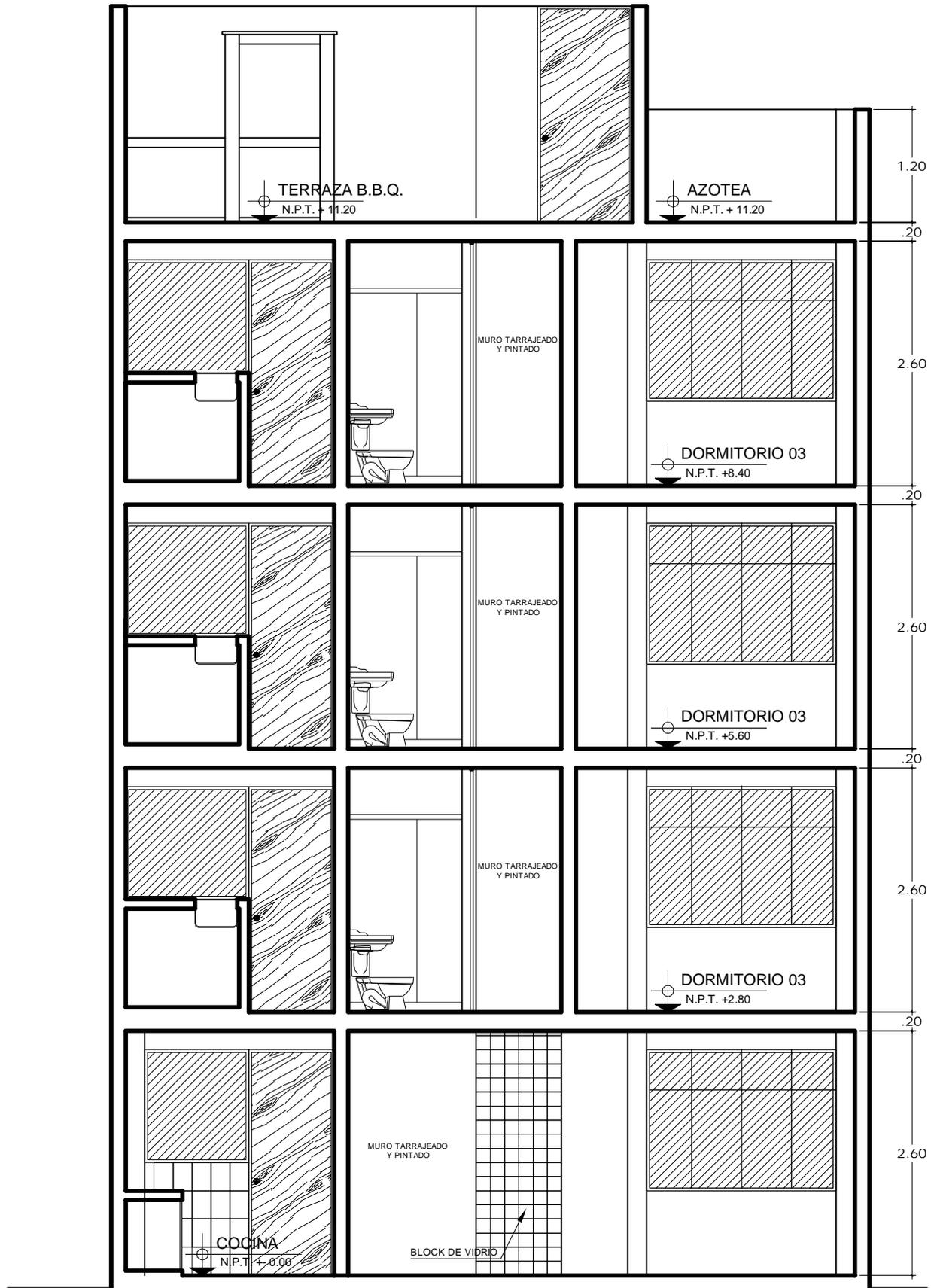
PLANO DE TECHOS



CORTE A - A

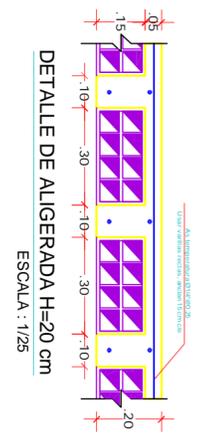
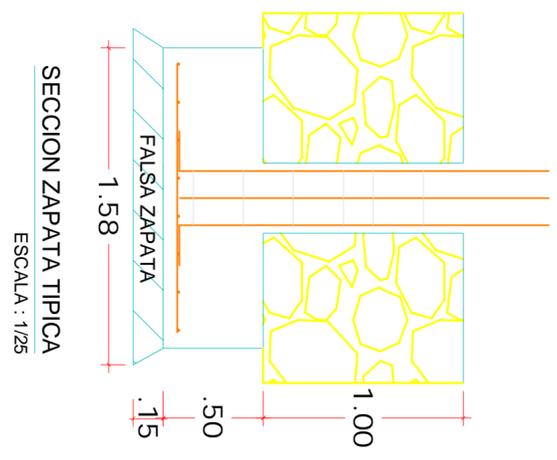
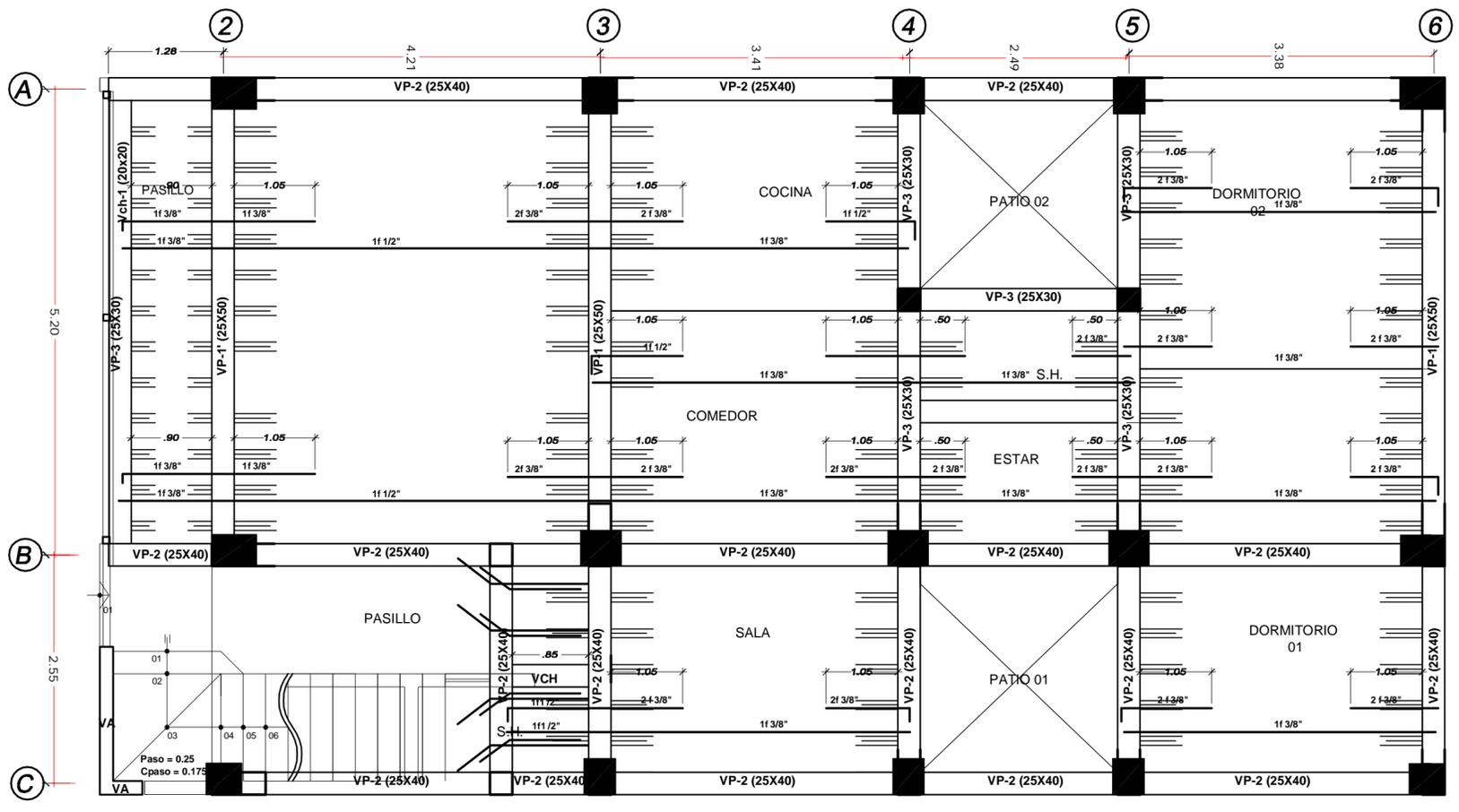


CORTE B - B

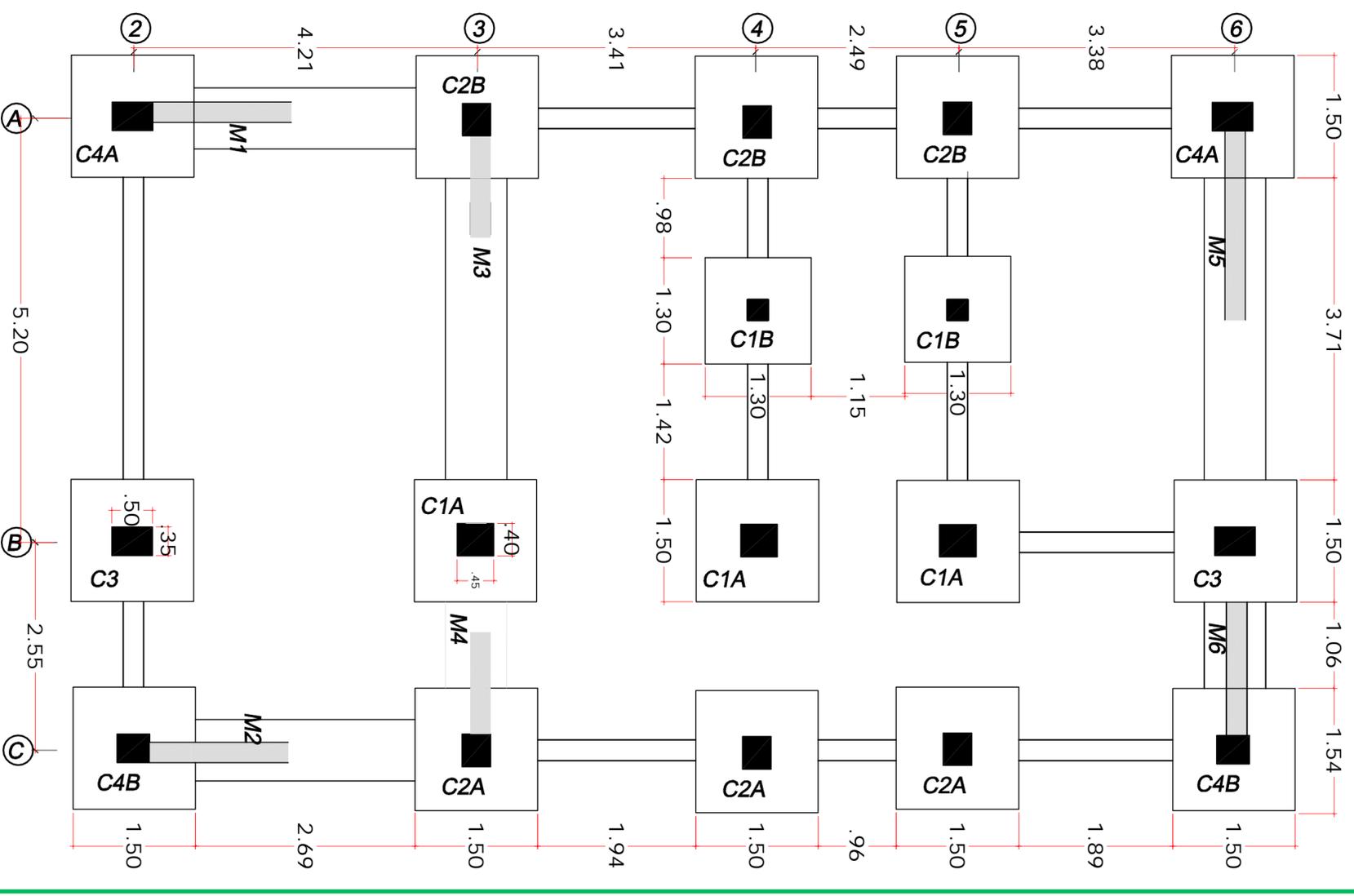


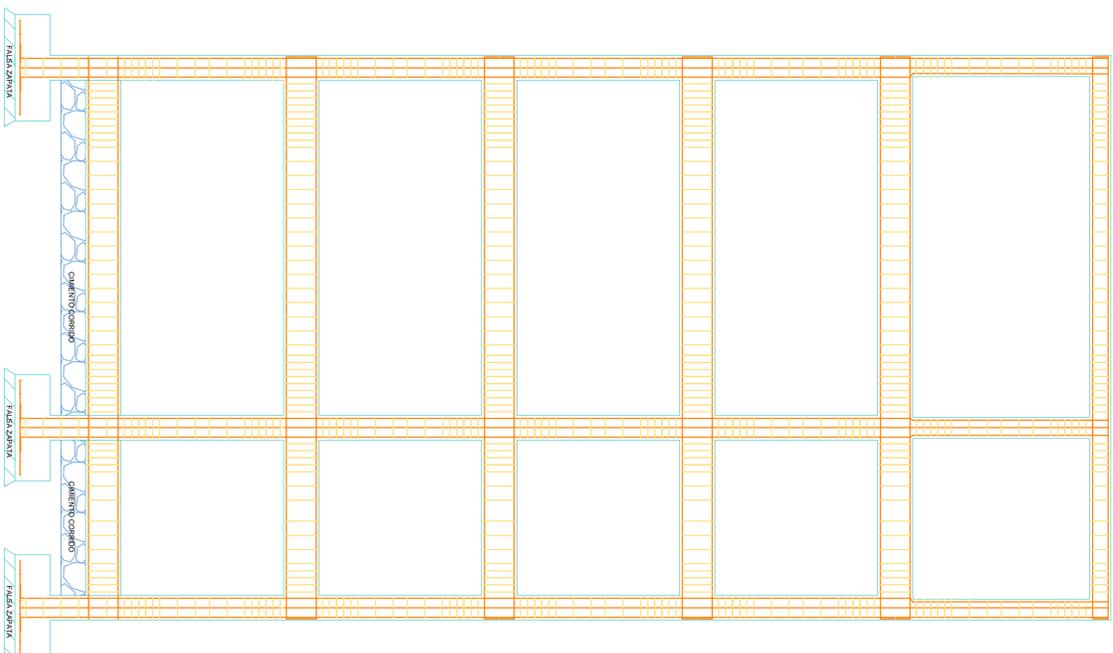
CORTE C - C

**LOSA ALIGERADA TIPICA**  
ESCALA : 1/50

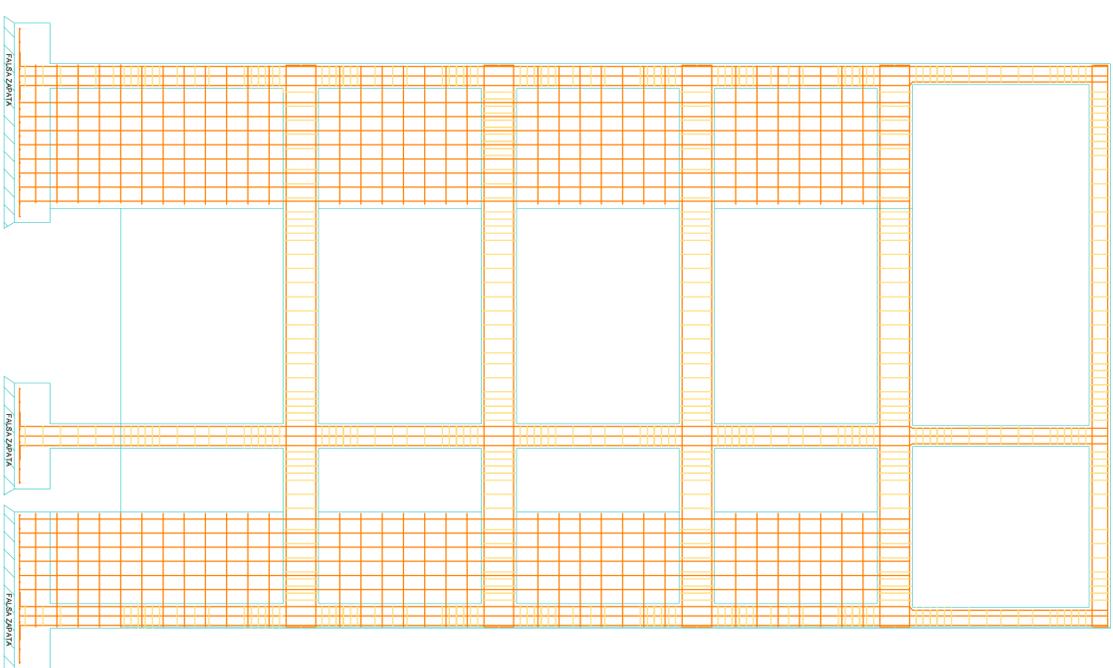


**PLANO DE CIMENTACION**  
ESCALA : 1/50

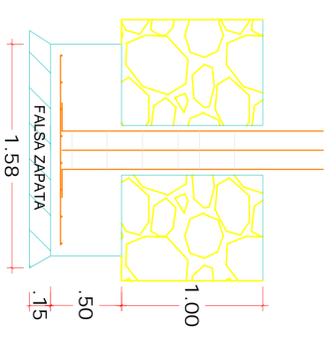




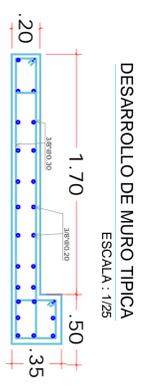
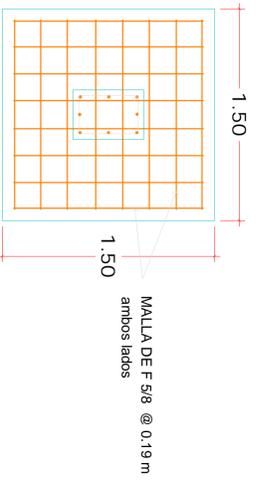
**EJE PRINCIPAL 2-2**  
ESCALA : 1/50



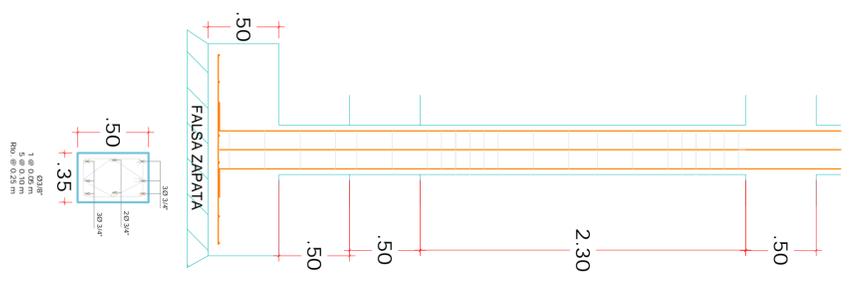
**EJE PRINCIPAL 3-3**  
ESCALA : 1/50



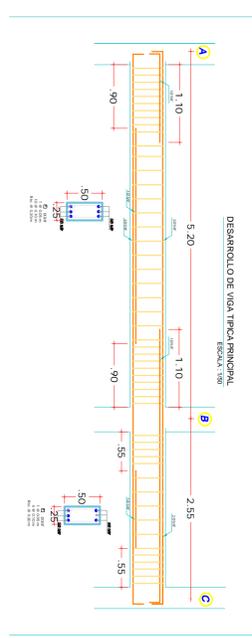
**SECCION ZAPATA TIPICA**  
ESCALA : 1/25



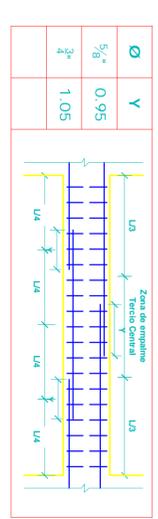
**DESARROLLO DE MURO TIPICA**  
ESCALA : 1/25



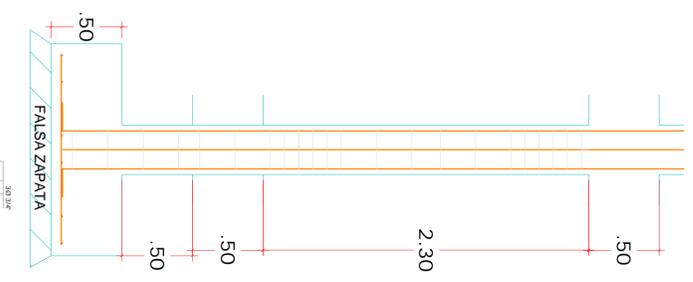
**DESARROLLO DE COLUMNA TIPICA PRINCIPAL**  
ESCALA : 1/25



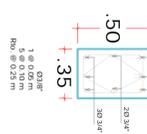
**DESARROLLO DE VIGA TIPICA PRINCIPAL**  
ESCALA : 1/25



**EMPALME DE ARMADURA HORIZONTAL**  
ESCALA : 1/25



**CUADRO DE COLUMNAS**  
ESCALA : 1/25



**FALSA ZAPATA**  
ESCALA : 1/25

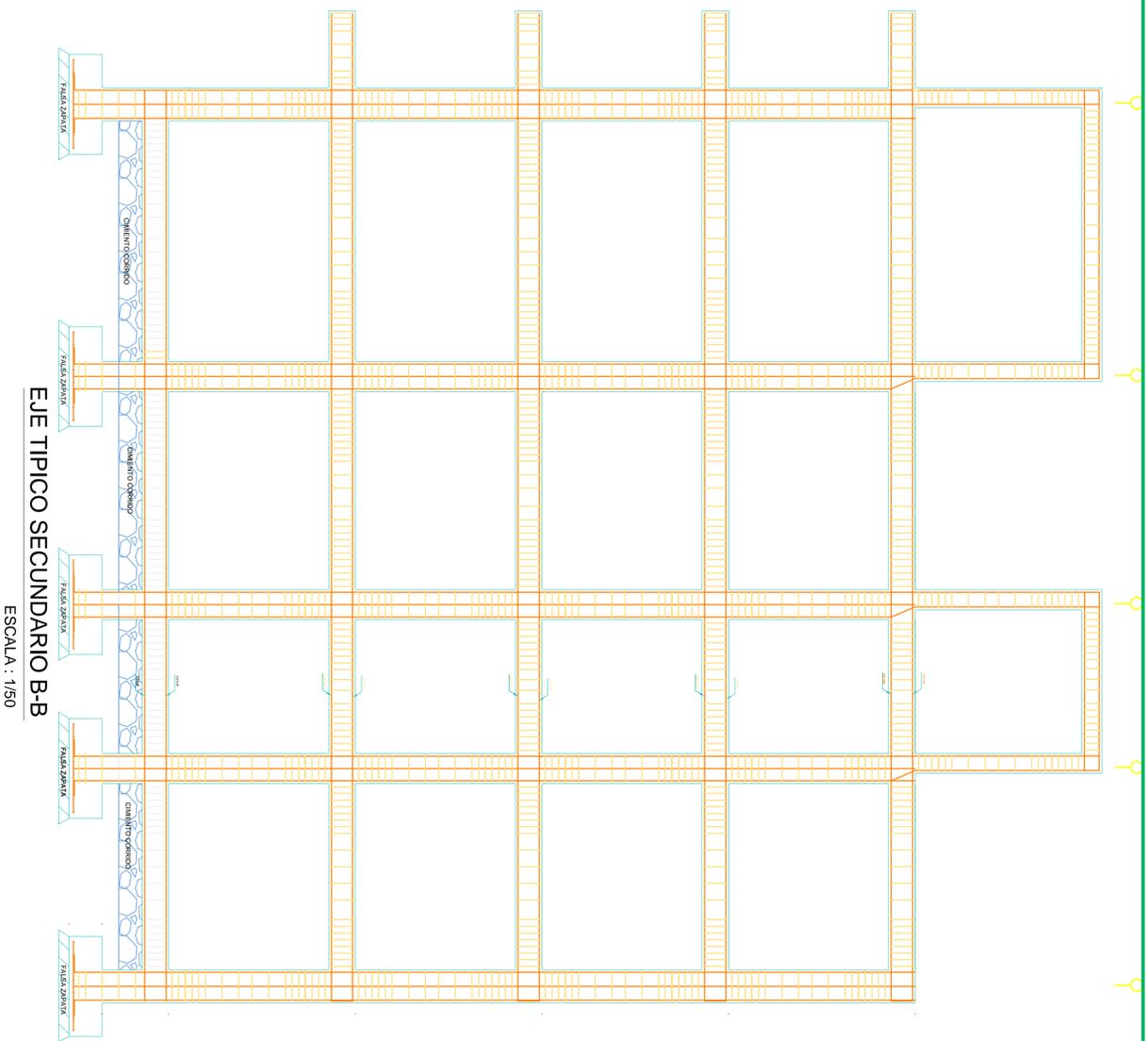


TACNA

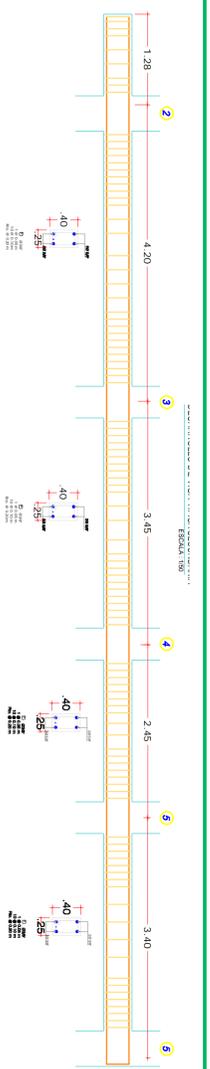
UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - TACNA

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO

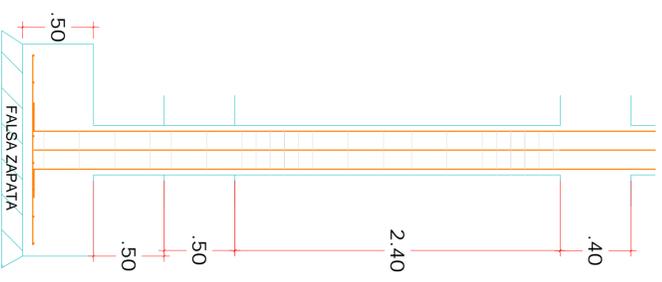
PLANO	ESTRUCTURADO	LAMINA
EJE PRINCIPAL	ESTRUCTURAS	E-02
ARCHITECTO	FECHA:	ESCALA:
PAUL FROYLAN ATENCIO LAYME	07 - 10 - 2016	INDICADA



EJE TIPICO SECUNDARIO B-B  
ESCALA : 1/50



DESARROLLO DE COLUMNA TIPICA PRINCIPAL  
ESCALA : 1/25

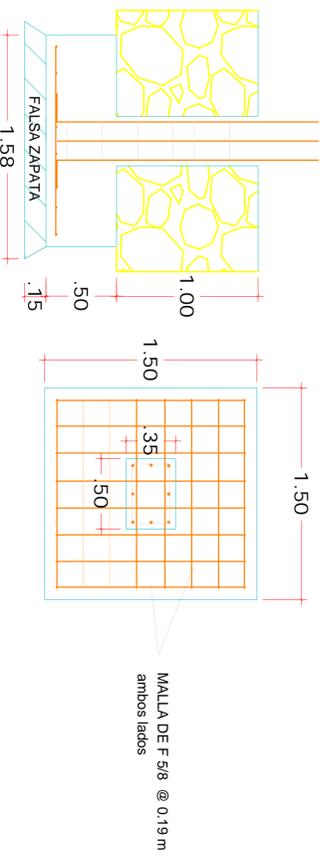
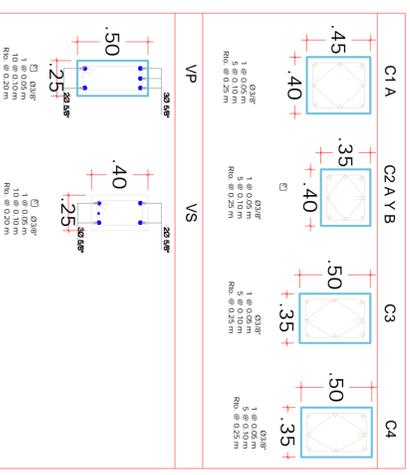


FALSA ZAPATA  
ESCALA : 1/25

Ø	Y
5/8"	0,95
3/4"	1,05

EMPALME DE ARMADURA HORIZONTAL  
ESCALA : 1/25

CUADRO DE COLUMNAS  
ESCALA : 1/25



SECCION ZAPATA TIPICA  
ESCALA : 1/25

MANEJO DE F 5/8 @ 0,19 m  
ambos lados



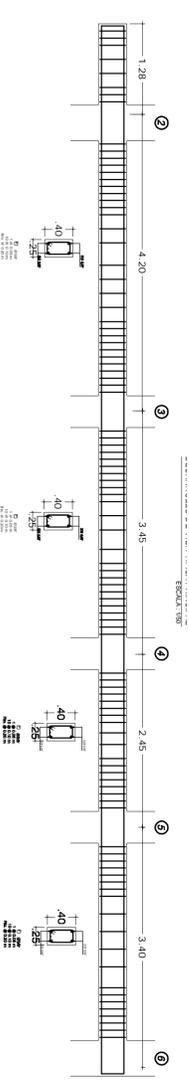
TACNA

UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - TACNA

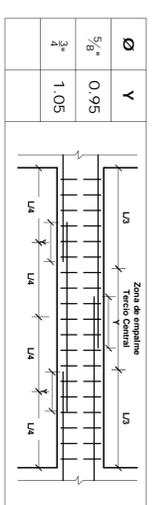
ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO

PLANO:	ESPECIALIDAD:
PORTICO B - B	ESTRUCTURAS
BACHILLER:	FECHA:
PAUL FROYLAN ATENCIO LANIWE	07 - 10 - 2016
ESCALA:	INDICADA

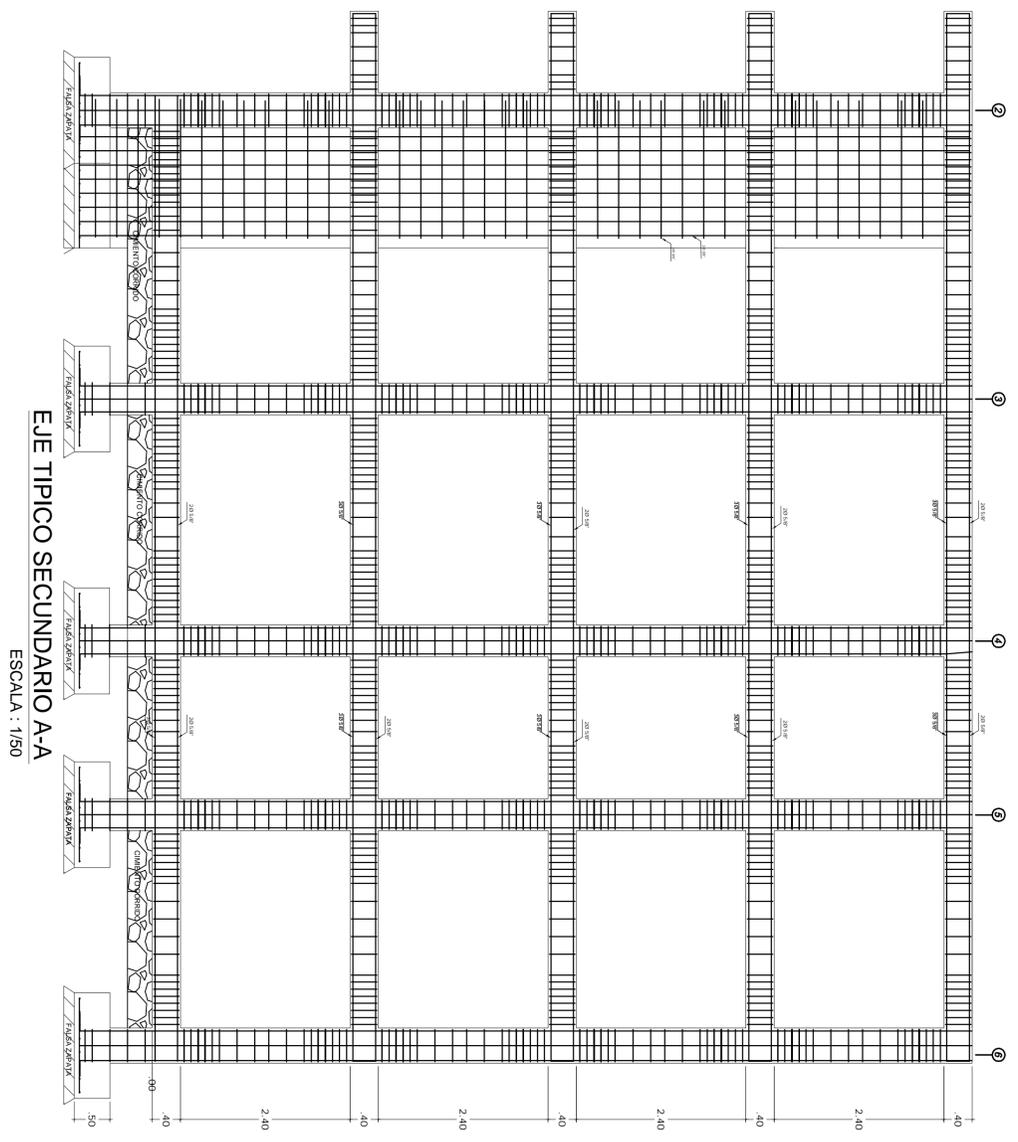
LAMINA:  
**E-03**



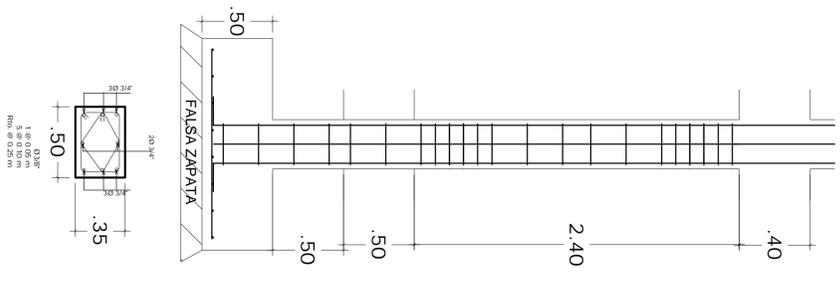
DESARROLLO DE COLUMNA TIPICA PRINCIPAL  
ESCALA : 1/25



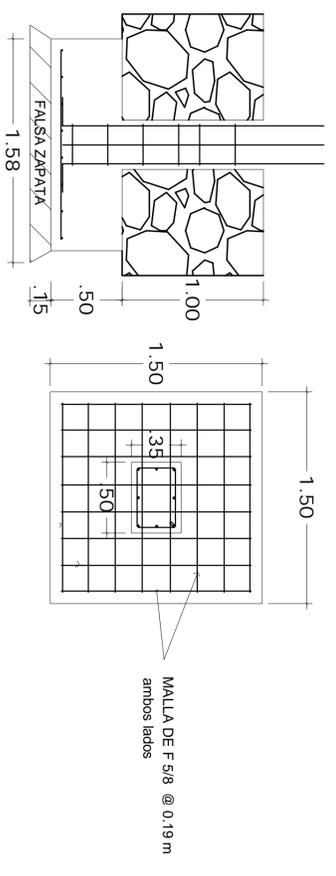
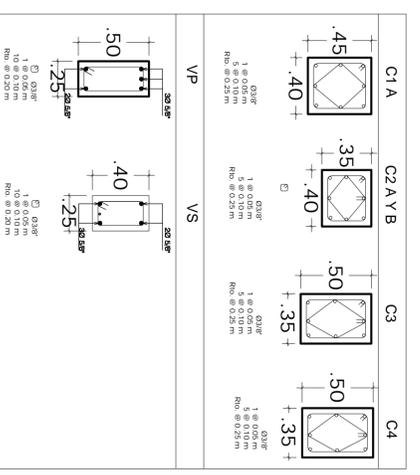
EMPALME DE ARMADURA HORIZONTAL  
ESCALA : 1/25



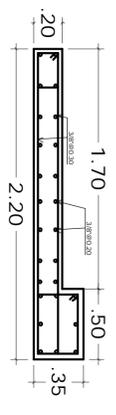
EJE TIPICO SECUNDARIO A-A  
ESCALA : 1/50



ESCALA : 1/50



MALLA DE F 5/8 @ 0.19 m  
ambos lados



TACNA

UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS - TACNA

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO

PLANO:		ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS		LAMINA:
PORTICO A - A		ESTRUCTURAS		E-04
BACHILLER: PAUL FROYLAN ATENCIO LAYME		FECHA: 07 - 10 - 2016		ESCALA: INDICADA