

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA**  
**FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y**  
**DEL AMBIENTE**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO LOS ARCES”**

*Tesis presentada por el Bachiller:*

Quinto Herrera, Jamil Cristians

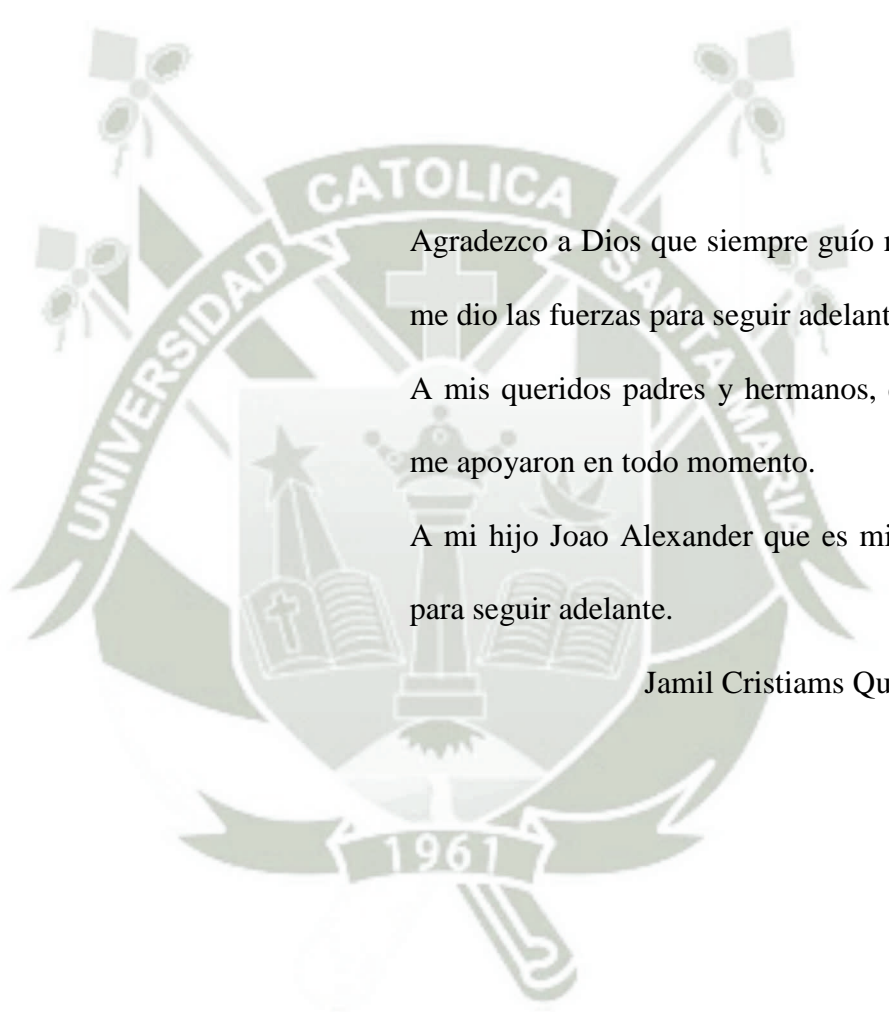
*Para obtener el título profesional de:*

**INGENIERO CIVIL**

AREQUIPA – PERÚ

2017

## Dedicatoria



Agradezco a Dios que siempre guío mi camino y me dio las fuerzas para seguir adelante.

A mis queridos padres y hermanos, que siempre me apoyaron en todo momento.

A mi hijo Joao Alexander que es mi inspiración para seguir adelante.

Jamil Cristiains Quinto Herrera

## Resumen

El presente tema de tesis consiste en desarrollar el análisis estructural y diseño en concreto armado del edificio multifamiliar “Los Arces”, el cual consta de 06 niveles; destinado al uso de viviendas multifamiliares, el cual está ubicado en la Av. Malecón Dolores 108 – J, del distrito de José Luis Bustamante y Rivero en la provincia de Arequipa.

El edificio consta de 04 bloques, el bloque A consta de 02 departamentos por nivel a partir del segundo nivel, el bloque B de 01 departamentos por nivel, el bloque C de 02 departamentos por nivel y el bloque D de 01 departamentos por nivel; haciendo un total de 34 departamentos, en el primer nivel del bloque A se encuentra el estacionamiento.

El sistema estructural del edificio está conformado por columnas, placas y vigas. Para los techos se usaron losas aligeradas y losas macizas, las cuales funcionan como diafragmas rígidos en cada piso del edificio.

Se realizó el análisis sísmico con la ayuda del programa computacional ETABS, el análisis y diseño estructural, así como el diseño en concreto armado se realizaron según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

**Palabras Claves:** Estructura, Sismo, Costo.

## Abstract

The present theme of thesis consists of developing the structural analysis and design in concrete armed of the multifamily building "Los Arces", which consists of 06 levels; Destined to the use of multifamily houses, which is located in Av. Malecón Dolores 108 - J, of the district of Jose Luis Bustamante and Rivero in the province of Arequipa.

The building consists of 04 blocks, block A consists of 02 departments per level from the second level, block B of 01 departments per level, block C of 02 departments per level and block D of 01 departments per level; Making a total of 34 apartments, in the first level of block A is the parking lot.

The structural system of the building is made up of columns, plates and beams. Lightened slabs and solid slabs were used for the ceilings, which function as rigid diaphragms on each floor of the building.

The seismic analysis was carried out with the help of the ETABS computer program, the structural analysis and design, as well as the design in reinforced concrete were carried out according to the Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

**Keywords:** *Structure, Earthquake, Cost.*

# Índice de contenido

<b>DEDICATORIA</b> .....	<b>II</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>IV</b>
<b>ÍNDICE DE CONTENIDO</b> .....	<b>V</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	<b>VIII</b>
<b>ÍNDICE DE GRÁFICOS</b> .....	<b>X</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>XI</b>
<b>CAPÍTULO 1. GENERALIDADES DEL PROYECTO</b> .....	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCIÓN: .....	1
1.2. OBJETIVOS DEL PROYECTO .....	2
1.2.1. <i>Objetivo general</i> .....	2
1.2.2. <i>Objetivos específicos</i> .....	2
1.3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	2
1.3.1. <i>Ubicación</i> .....	2
1.3.2. <i>Distribución general del proyecto</i> .....	2
1.4. ESTRUCTURACIÓN.....	3
1.5. NORMAS DE DISEÑO.....	3
1.6. CARGAS DE DISEÑO .....	4
1.6.1. <i>Carga muerta</i> .....	4
1.6.2. <i>Carga viva</i> .....	4
1.7. MATERIALES.....	4
1.7.1. <i>Concreto armado</i> .....	4
1.7.2. <i>Acero de refuerzo</i> .....	4
<b>CAPÍTULO 2. MECÁNICA DE SUELOS</b> .....	<b>5</b>
2.1. INTRODUCCIÓN .....	5
2.2. GENERALIDADES.....	5
2.2.1. <i>Objetivos del estudio</i> .....	5
2.2.2. <i>Ubicación del área de estudio</i> .....	5
2.3. INVESTIGACIÓN DE CAMPO .....	5
2.3.1. <i>Extracción de muestras de campo</i> .....	5
2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO Y DE CAMPO .....	6
2.4.1. <i>Ensayos de campo</i> .....	6
2.4.2. <i>Ensayos de laboratorio</i> .....	7
2.5. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL SUELO .....	8
2.5.1. <i>Clasificación del suelo</i> .....	8
2.5.2. <i>Propiedades físicas del suelo</i> .....	8
2.5.3. <i>Propiedades mecánicas del suelo</i> .....	8
2.6. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO .....	10
2.6.1. <i>Cálculo de la capacidad portante</i> .....	10
<b>CAPÍTULO 3. ESTRUCTURACIÓN, PREDIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS</b> .....	<b>13</b>
3.1. INTRODUCCIÓN .....	13
3.2. OBJETIVOS DE LA ESTRUCTURACIÓN.....	13
3.3. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN .....	13

3.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS .....	14
3.4.1. Losas aligeradas.....	14
3.4.2. Losas macizas.....	15
3.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.....	16
3.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS .....	18
3.7. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CORTE.....	23
3.8. PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS .....	24
3.9. METRADO DE CARGAS .....	24
3.9.1. Peso propio de la losa .....	24
3.9.2. Peso propio de vigas .....	29
3.9.3. Peso propio de columnas y placas.....	34
3.9.4. Peso propio de escaleras.....	38
3.10. PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA.....	39
<b>CAPÍTULO 4. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO .....</b>	<b>41</b>
4.1. MÉTODO DE ANÁLISIS.....	41
4.2. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	41
4.2.1. Generalidades .....	41
4.2.2. Análisis de la edificación .....	42
4.3. PARÁMETROS SÍSMICOS .....	53
4.3.1. Zonificación .....	53
4.3.2. Condiciones geotectónicas.....	53
4.3.3. Categoría de la edificación.....	53
4.3.4. Sistemas estructurales .....	53
4.3.5. Período fundamental .....	54
4.3.6. Factor de amplificación sísmica .....	54
4.4. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO .....	55
4.4.1. Cálculo del coeficiente del espectro de respuesta sísmica .....	55
4.4.2. Criterios de combinación para la determinación del número de modos de vibración .....	56
4.4.3. Efectos de torsión.....	57
4.4.4. Verificación de la fuerza cortante mínima en la base.....	57
4.4.5. Desplazamientos laterales permisibles .....	69
4.4.6. Junta de separación sísmica.....	72
<b>CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL .....</b>	<b>73</b>
5.1. INTRODUCCIÓN .....	73
5.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA CARGAS DE GRAVEDAD .....	73
5.3. APLICACIÓN Y COMBINACIÓN DE CARGAS.....	73
5.4. ESQUEMAS DE ESTRUCTURACIÓN Y ENVOLVENTES DE ESFUERZOS .....	74
<b>CAPÍTULO 6. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....</b>	<b>79</b>
6.1. INTRODUCCIÓN .....	79
6.1.1. Factor de reducción de resistencia.....	79
6.2. DISEÑO DE LOSAS .....	80
6.2.1. Diseño de losas aligeradas.....	80
6.2.2. Diseño de losa maciza.....	84
6.3. DISEÑO DE VIGAS.....	90
6.3.1. Diseño por flexión .....	90
6.3.2. Diseño por cortante.....	91
6.3.3. Ejemplo de diseño de vigas .....	92
6.4. DISEÑO DE COLUMNAS .....	100
6.4.1. Diseño por flexocompresión.....	100
6.4.2. Diseño en flexocompresión uniaxial.....	101

6.4.3. Diseño por cortante.....	103
6.4.4. Ejemplo de diseño de columnas .....	105
6.5. DISEÑO DE MUROS DE CORTE .....	113
6.5.1. Generalidades .....	113
6.5.2. Requerimientos de diseño según la norma peruana.....	113
6.5.3. Requerimientos del diseño por fuerza cortante .....	113
6.5.4. Ejemplo de diseño de un muro de corte.....	115
6.6. DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	121
6.6.1. Tipos de cimentación .....	121
6.6.2. Ejemplo de diseño de cimentaciones .....	122
<b>CAPÍTULO 7. DISEÑO DE ELEMENTOS ESPECIALES .....</b>	<b>136</b>
7.1. DISEÑO DE ESCALERAS .....	136
7.1.1. Diseño por flexión .....	137
7.1.2. Diseño por corte.....	137
7.1.3. Ejemplo de diseño de escaleras.....	137
<b>CAPÍTULO 8. PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN DE OBRA.....</b>	<b>142</b>
8.1. PRESUPUESTO DE OBRA .....	142
8.1.1. Introducción .....	142
8.1.2. Metrados.....	142
8.1.3. Presupuesto de estructuras.....	142
8.1.4. Gastos generales y utilidad .....	142
8.1.5. Análisis de costos unitarios .....	143
8.1.6. Costo total.....	143
8.2. PROGRAMACIÓN DE OBRA.....	144
8.2.1. Programación GANTT .....	144
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>145</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>147</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>149</b>

## Índice de Tablas

<i>Tabla 1: Propiedades físicas del suelo (Elaboración Propia)</i> .....	7
<i>Tabla 2: Propiedades físicas del suelo (Elaboración Propia)</i> .....	7
<i>Tabla 3: Criterios de dimensionamiento de columnas (Morales, 2006)</i> .....	18
<i>Tabla 4: Metrado de carga viva – Bloque A (Elaboración Propia)</i> .....	19
<i>Tabla 5: Metrado de carga muerta – Bloque A (Elaboración Propia)</i> .....	19
<i>Tabla 6: Metrado de carga viva - Bloque B (Elaboración Propia)</i> .....	20
<i>Tabla 7: Metrado de carga muerta – Bloque B (Elaboración Propia)</i> .....	20
<i>Tabla 8: Metrado de carga viva - Bloque C (Elaboración Propia)</i> .....	21
<i>Tabla 9: Metrado de carga muerta – Bloque C (Elaboración Propia)</i> .....	21
<i>Tabla 10: Metrado de carga viva - Bloque D (Elaboración Propia)</i> .....	22
<i>Tabla 11: Metrado de carga muerta - Bloque D (Elaboración Propia)</i> .....	22
<i>Tabla 12: Carga equivalente (NTE 0.20 Cargas)</i> .....	25
<i>Tabla 13: Peso carga muerta - Bloque A (Elaboración Propia)</i> .....	25
<i>Tabla 14: Peso carga viva - Bloque A (Elaboración Propia)</i> .....	26
<i>Tabla 15: Peso carga muerta - Bloque B (Elaboración Propia)</i> .....	26
<i>Tabla 16: Peso carga viva - Bloque B (Elaboración Propia)</i> .....	27
<i>Tabla 17: Peso carga muerta - Bloque C (Elaboración Propia)</i> .....	27
<i>Tabla 18: Peso carga viva - Bloque C (Elaboración Propia)</i> .....	28
<i>Tabla 19: Peso carga muerta - Bloque D (Elaboración Propia)</i> .....	28
<i>Tabla 20: Peso carga viva - Bloque D (Elaboración Propia)</i> .....	29
<i>Tabla 21: Peso propio vigas nivel 1 - Bloque A (Elaboración Propia)</i> .....	29
<i>Tabla 22: Peso propio vigas nivel 2, 3 y 4 - Bloque A (Elaboración Propia)</i> .....	30
<i>Tabla 23: Peso propio vigas nivel 5 y 6 - Bloque A (Elaboración Propia)</i> .....	31
<i>Tabla 24: Peso propio vigas nivel 1, 2, 3, 4, 5 y 6 - Bloque B (Elaboración Propia)</i> .....	32
<i>Tabla 25: Peso propio vigas nivel 1, 2, 3, 4, 5 y 6 - Bloque C (Elaboración Propia)</i> .....	32
<i>Tabla 26: Peso propio vigas nivel 1, 5 y 6 - Bloque D (Elaboración Propia)</i> .....	33
<i>Tabla 27: Peso propio vigas nivel 2, 3 y 4 - Bloque D (Elaboración Propia)</i> .....	33
<i>Tabla 28: Peso propio columnas y placas nivel 1 - Bloque A (Elaboración Propia)</i> .....	34
<i>Tabla 29: Peso propio columnas y placas nivel 2, 3, 4, 5 y 6 - Bloque A (Elaboración Propia)</i> .....	34
<i>Tabla 30: Peso propio columnas y placas nivel 1 - Bloque B (Elaboración Propia)</i> .....	35
<i>Tabla 31: Peso propio columnas y placas nivel 2, 3, 4, 5 y 6 - Bloque B (Elaboración Propia)</i> .....	35
<i>Tabla 32: Peso propio columnas y placas nivel 1 - Bloque C (Elaboración Propia)</i> .....	36
<i>Tabla 33: Peso propio columnas y placas nivel 2, 3, 4, 5 y 6 - Bloque C (Elaboración Propia)</i> .....	36
<i>Tabla 34: Peso propio columnas y placas nivel 1 - Bloque D (Elaboración Propia)</i> .....	37
<i>Tabla 35: Peso propio columnas y placas nivel 2, 3, 4, 5 y 6 - Bloque D (Elaboración Propia)</i> .....	37
<i>Tabla 36: Resumen de metrados - Bloque A</i> .....	39
<i>Tabla 37: Resumen de metrados - Bloque B</i> .....	39
<i>Tabla 38: Resumen de metrados - Bloque C</i> .....	40
<i>Tabla 39: Resumen de metrados - Bloque D</i> .....	40
<i>Tabla 40: Verificación piso blando - Bloque A (Elaboración Propia)</i> .....	42
<i>Tabla 41: Verificación piso blando - Bloque B (Elaboración Propia)</i> .....	42
<i>Tabla 42: Verificación piso blando - Bloque C (Elaboración Propia)</i> .....	43
<i>Tabla 43: Verificación piso blando - Bloque C (Elaboración Propia)</i> .....	43
<i>Tabla 44: Verificación irregularidad de masa - Bloque A (Elaboración Propia)</i> .....	44
<i>Tabla 45: Verificación irregularidad de masa - Bloque B (Elaboración Propia)</i> .....	44
<i>Tabla 46: Verificación irregularidad de masa - Bloque C (Elaboración Propia)</i> .....	45

<i>Tabla 47: Verificación irregularidad de masa - Bloque D (Elaboración Propia).</i>	45
<i>Tabla 48: Verificación irregularidad geométrica vertical - Bloque A (Elaboración Propia).</i>	46
<i>Tabla 49: Verificación irregularidad geométrica vertical - Bloque B (Elaboración Propia).</i>	46
<i>Tabla 50: Verificación irregularidad geométrica vertical - Bloque C (Elaboración Propia).</i>	47
<i>Tabla 51: Verificación irregularidad geométrica vertical - Bloque D (Elaboración Propia).</i>	47
<i>Tabla 52: Cálculo de Pseudo-aceleraciones (Elaboración Propia).</i>	55
<i>Tabla 53: Periodo modal de la estructura – Bloque A (Elaboración Propia).</i>	58
<i>Tabla 54: Masa de la estructura – Bloque A (Elaboración Propia).</i>	59
<i>Tabla 55: Peso de la estructura – Bloque A (Elaboración Propia).</i>	59
<i>Tabla 56: Cortante en la base estático – Bloque A (Elaboración Propia).</i>	59
<i>Tabla 57: Periodo modal de la estructura – Bloque B (Elaboración Propia).</i>	60
<i>Tabla 58: Masa de la estructura – Bloque B (Elaboración Propia).</i>	61
<i>Tabla 59: Peso de la estructura – Bloque B (Elaboración Propia).</i>	61
<i>Tabla 60: Cortante en la base estático – Bloque B (Elaboración Propia).</i>	61
<i>Tabla 61: Periodo modal de la estructura – Bloque C (Elaboración Propia).</i>	62
<i>Tabla 62: Masa de la estructura – Bloque C (Elaboración Propia).</i>	63
<i>Tabla 63: Peso de la estructura – Bloque C (Elaboración Propia).</i>	63
<i>Tabla 64: Cortante en la base estático – Bloque C (Elaboración Propia).</i>	63
<i>Tabla 65: Periodo modal de la estructura – Bloque D (Elaboración Propia).</i>	64
<i>Tabla 66: Masa de la estructura – Bloque D (Elaboración Propia).</i>	65
<i>Tabla 67: Peso de la estructura – Bloque D (Elaboración Propia).</i>	65
<i>Tabla 68: Cortante en la base estático – Bloque D (Elaboración Propia).</i>	65
<i>Tabla 69: Cortante en la base dinámico – Bloque A (Elaboración Propia).</i>	66
<i>Tabla 70: Cortante en la base dinámico – Bloque B (Elaboración Propia).</i>	66
<i>Tabla 71: Cortante en la base dinámico – Bloque C (Elaboración Propia).</i>	67
<i>Tabla 72: Cortante en la base dinámico – Bloque D (Elaboración Propia).</i>	67
<i>Tabla 73: Desplazamientos laterales en X – Bloque A (Elaboración Propia).</i>	69
<i>Tabla 74: Desplazamientos laterales en Y – Bloque A (Elaboración Propia).</i>	70
<i>Tabla 75: Desplazamientos laterales en X – Bloque B (Elaboración Propia).</i>	70
<i>Tabla 76: Desplazamientos laterales en Y – Bloque B (Elaboración Propia).</i>	70
<i>Tabla 77: Desplazamientos laterales en X – Bloque C (Elaboración Propia).</i>	71
<i>Tabla 78: Desplazamientos laterales en Y – Bloque C (Elaboración Propia).</i>	71
<i>Tabla 79: Desplazamientos laterales en X – Bloque D (Elaboración Propia).</i>	71
<i>Tabla 80: Desplazamientos laterales en Y – Bloque D (Elaboración Propia).</i>	72
<i>Tabla 81: Diseño por flexión losa aligerada (Elaboración Propia).</i>	84
<i>Tabla 82: Coeficientes para el cálculo de momentos losa maciza.</i>	89
<i>Tabla 83: Cálculo de momentos por coeficientes (Elaboración Propia).</i>	89
<i>Tabla 84: Cálculo del acero para la losa maciza (Elaboración Propia).</i>	89
<i>Tabla 85: Verificación por corte (Elaboración Propia).</i>	90
<i>Tabla 86: Diseño por flexión viga (Elaboración Propia).</i>	93
<i>Tabla 87: Resumen del cálculo de una viga (Elaboración Propia).</i>	98
<i>Tabla 88: Cuadro de combinaciones (Elaboración Propia).</i>	107
<i>Tabla 89: Combinaciones muro de corte (Elaboración Propia).</i>	115

## Índice de Gráficos

<i>Gráfico 1: Diagrama de curva esfuerzo deformación (Elaboración Propia)</i> .....	9
<i>Gráfico 2: Envoltente de resistencia (Elaboración Propia)</i> .....	9
<i>Gráfico 3: Espectro de aceleración (Elaboración Propia).</i> .....	56
<i>Gráfico 4: Carga muerta losa aligerada.</i> .....	83
<i>Gráfico 5: Carga viva aligerada.</i> .....	83
<i>Gráfico 6: Diagrama de momentos flectores losa aligerada.</i> .....	83
<i>Gráfico 7: Diagrama de fuerza cortante.</i> .....	83
<i>Gráfico 8: Diagrama de fuerza cortante viga.</i> .....	94
<i>Gráfico 9: Diagrama de Interacción 2 – 2.</i> .....	116
<i>Gráfico 10: Diagrama de Interacción 3 – 3.</i> .....	117



## Índice de Figuras

<i>Figura 1: Distribución en planta de los 04 bloques (Elaboración Propia).....</i>	<i>3</i>
<i>Figura 2: Detalle de losa aligerada. ....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 3: Verificación irregularidad esquinas entrantes - Bloque A (Elaboración Propia). ....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 4: Verificación irregularidad esquinas entrantes - Bloque B (Elaboración Propia). ....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 5: Verificación irregularidad esquinas entrantes - Bloque C (Elaboración Propia). ....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 6: Verificación irregularidad esquinas entrantes - Bloque D (Elaboración Propia).....</i>	<i>50</i>
<i>Figura 7: Verificación irregularidad discontinuidad del diafragma - Bloque A (Elaboración Propia). .....</i>	<i>50</i>
<i>Figura 8: Verificación irregularidad discontinuidad del diafragma - Bloque B (Elaboración Propia). .....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 9: Verificación irregularidad discontinuidad del diafragma - Bloque C (Elaboración Propia). .....</i>	<i>51</i>
<i>Figura 10: Verificación irregularidad discontinuidad del diafragma - Bloque D (Elaboración Propia). ....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 11: Esquema de estructuración – Bloque A.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 12: Esquema de estructuración – Bloque B.....</i>	<i>75</i>
<i>Figura 13: Esquema de estructuración – Bloque C.....</i>	<i>75</i>
<i>Figura 14: Esquema de estructuración – Bloque D.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 15: Envoltente de esfuerzos – Bloque A.....</i>	<i>76</i>
<i>Figura 16: Envoltente de esfuerzos – Bloque B.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 17: Envoltente de esfuerzos – Bloque C.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 18: Envoltente de esfuerzos – Bloque D.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 19: Detalle losa aligerada (Elaboración Propia).....</i>	<i>82</i>
<i>Figura 20: Envoltente de momentos en la viga.....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 21: Tramo 1 viga.....</i>	<i>98</i>
<i>Figura 22: Tramo 2 viga.....</i>	<i>99</i>
<i>Figura 23: Tramo 3 viga.....</i>	<i>99</i>
<i>Figura 24: Diagrama de interacción (Blanco Blasco, 1997). ....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 25: Falla por compresión. ....</i>	<i>102</i>
<i>Figura 26: Falla balanceada.....</i>	<i>103</i>
<i>Figura 27: Falla por tensión.....</i>	<i>103</i>
<i>Figura 28: Diagrama de Interacción 2 – 2.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 29: Diagrama de Interacción 3 – 3.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 30: Distribución de aceros en columna.....</i>	<i>109</i>
<i>Figura 31: Refuerzo vertical por corte (Blanco Blasco, 1997).....</i>	<i>115</i>
<i>Figura 32: Distribución de aceros en muro de corte (Elaboración Propia).....</i>	<i>116</i>
<i>Figura 33: Distribución en planta de la cimentación.....</i>	<i>127</i>
<i>Figura 34: Cimentación Bloque A.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 35: Cimentación Bloque B.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 36: Cimentación Bloque C.....</i>	<i>129</i>
<i>Figura 37: Cimentación Bloque D.....</i>	<i>129</i>
<i>Figura 38: Esfuerzos Bloque A.....</i>	<i>130</i>
<i>Figura 39: Esfuerzos Bloque B.....</i>	<i>130</i>
<i>Figura 40: Esfuerzos Bloque C.....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 41: Esfuerzos Bloque D.....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 42: Relación de corte Bloque A.....</i>	<i>132</i>
<i>Figura 43: Relación de corte Bloque B.....</i>	<i>132</i>
<i>Figura 44: Relación de corte Bloque C.....</i>	<i>133</i>

<i>Figura 45: Relación de corte Bloque D.....</i>	<i>133</i>
<i>Figura 46: Áreas de acero inferior Bloque A.....</i>	<i>134</i>
<i>Figura 47: Áreas de acero inferior Bloque B.....</i>	<i>134</i>
<i>Figura 48: Áreas de acero inferior Bloque C.....</i>	<i>135</i>
<i>Figura 49: Áreas de acero inferior Bloque D.....</i>	<i>135</i>
<i>Figura 50: Modelo de escalera.....</i>	<i>137</i>
<i>Figura 51: Diagrama de cargas escalera.....</i>	<i>139</i>



# Capítulo 1. Generalidades del Proyecto

## 1.1. Introducción:

El desarrollo de la presente tesis se inicia a partir de los planos de arquitectura. Estos presentan un edificio multifamiliar que se proyecta sobre un terreno de aproximadamente 890 m<sup>2</sup>. Cada departamento cuenta con una sala-comedor, una cocina, una lavandería, un cuarto de servicio con baño de servicio, tres dormitorios, uno de ellos con baño incorporado y un baño adicional.

Al predimensionar se buscó dotar a la estructura de una rigidez lateral adecuada, de tal manera que al realizar el análisis sísmico los desplazamientos laterales resulten menores que los máximos permisibles por la Norma Peruana Sismorresistente E.030. El diseño estructural se realizó con la finalidad de que los esfuerzos a los que están sometidos los diferentes elementos estructurales del edificio, cumplan con lo especificado en la Norma Peruana de Concreto Armado E.060. Para cumplir con lo antes mencionado, fue necesario combinar pórticos con muros de corte, para lograr disminuir los desplazamientos que pudiera desarrollar la estructura.

Se buscó simplicidad en la estructuración debido a que, mientras más simple es una estructura, mayor es el grado de precisión que podemos tener sobre el comportamiento que tendrá ante un sismo. Se buscó que la estructura sea uniforme y continua, tanto en elevación como en planta, ya que al mantenerse uniforme, se evitan los cambios bruscos de rigidez, lo cual es la causa de las concentraciones de esfuerzos.

## 1.2. Objetivos del proyecto

### 1.2.1. Objetivo general

- ✓ Realizar el análisis estructural y diseño en concreto armado del edificio multifamiliar “Los Arces”.

### 1.2.2. Objetivos específicos

- ✓ Realizar el estudio de Mecánica de Suelos.
- ✓ Realizar el Análisis Sismo Resistente.
- ✓ Realizar el Análisis Estructural del edificio.
- ✓ Realizar el Diseño en Concreto Armado.
- ✓ Realizar el Presupuesto.
- ✓ Realizar la Programación de obra.

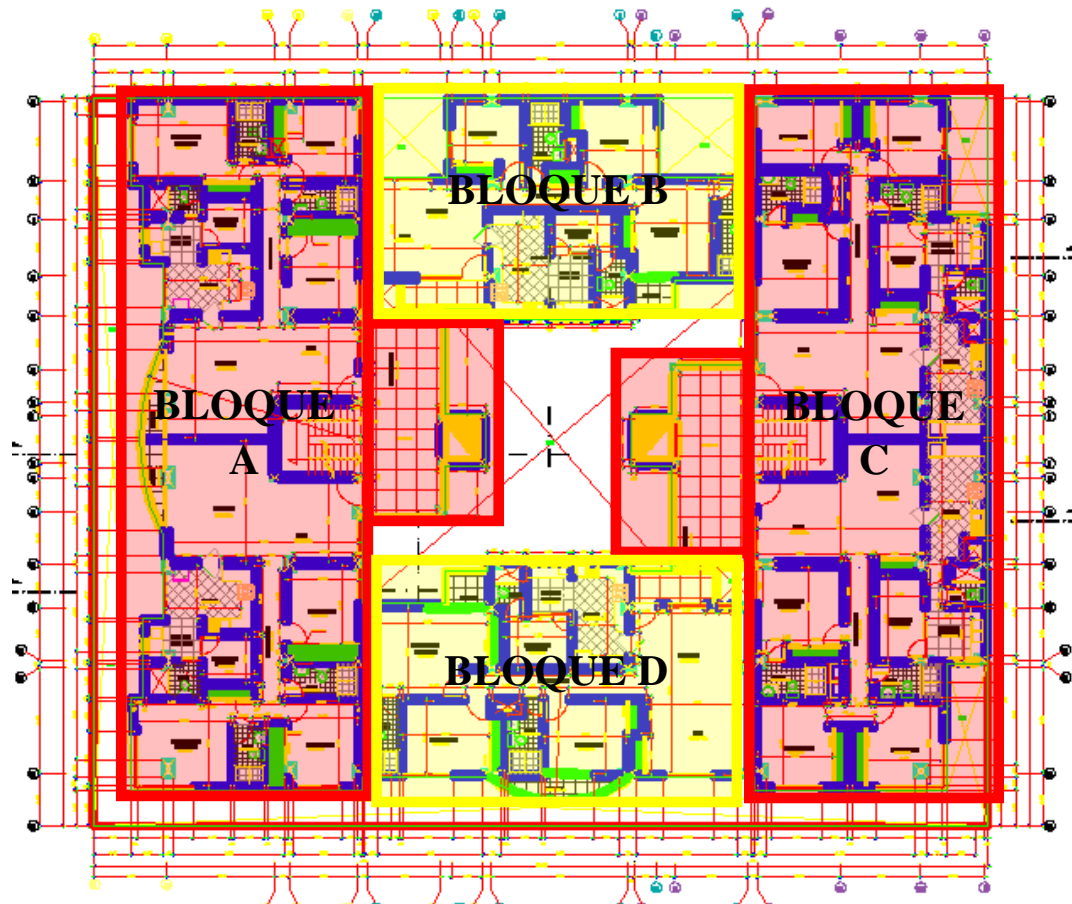
## 1.3. Descripción del proyecto

### 1.3.1. Ubicación

El proyecto está ubicado en la Av. Malecón Dolores 108 – J, en el distrito de José Luis Bustamante y Rivero, provincia y departamento de Arequipa.

### 1.3.2. Distribución general del proyecto

El edificio planteado es de 6 niveles, consta de 4 bloques.



*Figura 1: Distribución en planta de los 04 bloques (Elaboración Propia)*

#### 1.4. Estructuración

La estructuración es definir la ubicación y características de los elementos estructurales principales, como son las losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y placas con el objetivo de que el edificio no presente fallas ante las sollicitaciones de esfuerzos que le transmiten las cargas permanentes y eventuales.

#### 1.5. Normas de diseño

- ✓ Norma “E.020 Cargas”.
- ✓ Norma “E.050 Suelos y Cimentaciones”.
- ✓ Norma “E.030 Diseño Sismorresistente”.
- ✓ Norma “E.060 Concreto Armado”.

## 1.6. Cargas de diseño

Las cargas de diseño consideradas en la presente tesis han sido tomadas de la Norma Técnica de Edificaciones E.020: Cargas, del RNE.

### 1.6.1. Carga muerta

Acabados	100 Kg / m <sup>2</sup>
Peso propio de la tabiquería	1350 Kg / m <sup>3</sup>
Peso del aligerado (h=0.25m)	350 Kg / m <sup>2</sup>
Peso de los elementos de concreto armado	2400 Kg / m <sup>3</sup>

### 1.6.2. Carga viva

Departamentos de vivienda	200 Kg / m <sup>2</sup>
Escaleras y pasadizos	200 Kg / m <sup>2</sup>
Azotea	200 Kg / m <sup>2</sup>
Ascensor	200 Kg / m <sup>2</sup>

## 1.7. Materiales

Los materiales estructurales a ser usados en la edificación tienen las siguientes características.

### 1.7.1. Concreto armado

Resistencia a la compresión:	$f'c = 210 \text{ Kg / cm}^2$
Módulo de Poisson:	$\nu = 0.15$
Módulo de Elasticidad:	$E_c = 15000 \sqrt{f'c} \text{ Kg / cm}^2$

### 1.7.2. Acero de refuerzo

Acero corrugado Grado 60.	
Límite de Fluencia:	$f_y = 4200 \text{ Kg / cm}^2$
Módulo de Elasticidad:	$E_s = 2000000 \text{ Kg / cm}^2$

## Capítulo 2. Mecánica de Suelos

### 2.1. Introducción

El estudio de mecánica de suelos tiene por objeto determinar la naturaleza y propiedades del terreno, necesarias para definir el tipo y las condiciones de la cimentación. Se utilizó la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones para la elaboración.

El presente estudio se realizó en el Laboratorio de la UCSM.

### 2.2. Generalidades

#### 2.2.1. Objetivos del estudio

- ✓ La determinación de las propiedades físicas y mecánicas del suelo en estudio.
- ✓ La determinación de la Capacidad Portante Admisible del suelo sobre la cual se establecerán las cimentaciones de la edificación.

#### 2.2.2. Ubicación del área de estudio

Departamento: Arequipa.  
Provincia: Arequipa.  
Distrito: José Luis Bustamante y Rivero.  
Dirección: Av. Malecón Dolores 108 - J

### 2.3. Investigación de campo

#### 2.3.1. Extracción de muestras de campo

Es necesario determinar algunos parámetros que figuran en la Norma E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, los parámetros a determinar son:

- a) Número “n” de puntos a investigar:

Según el artículo 11 (11.2 b) de la Norma E-050, el número de puntos de

investigación se determina en función del tipo de edificación y del área de la superficie a ocupar por éste, nunca n será menor de 3, excepto en los casos indicados en el artículo 3 (3.2).

Según el sistema estructural elegido y el área a ocupar por este se ingresó a la tabla N° 6 de la Norma E-050 y se determinó que el número de puntos a investigar fuera de 3.

b) Profundidad “p” mínima a alcanzar en cada punto de investigación:

Según el artículo 11 (11.2 b) de la Norma E-050, la profundidad “p” mínima a alcanzar para cimentaciones superficiales sin sótano esta dado en función de:

$D_f$  = Distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación.

$Z = 1.5B$ ; donde B es el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

$$p = D_f + z$$

$$p = 2.50 + (1.50 * 2.00)$$

$$p = 5.50 \text{ m}$$

Debido a que el presente estudio es netamente para fines académicos, se procedió a realizar las excavaciones solo hasta una profundidad de 3.70 m.

## 2.4. Ensayos de laboratorio y de campo

### 2.4.1. Ensayos de campo

Se realizaron los siguientes ensayos en campo:

- Densidad in-situ mediante el método de cono de arena NTP 339.143 (ASTM D 1556).
- Descripción e identificación de suelos (Procedimiento visual – manual) (ASTM D2448).

## 2.4.2. Ensayos de laboratorio

Los ensayos se realizaron con muestras representativas de tipo Mib (Muestra inalterada en bloque) y Mab (Muestra alterada en bolsa de plástico).

Se llevaron a cabo los siguientes ensayos de laboratorio:

- Contenido de humedad NTP 339.127 (ASTM D2216).
- Análisis granulométrico por tamizado NTP 339.128 (ASTM D422).
- Límite líquido y límite plástico NTP 339.129 (ASTM D4318).
- Densidad máxima y mínima NTP 339.137 – NTP 339.138 (ASTM D4253 – ASTM D4254).
- Corte directo NTP 339.171 (ASTM D3080).

Muestra	Profundidad (m)	Contenido de Humedad $\omega$ (%)	Densidad Natural $\gamma_n$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Límite Líquido $\omega_l$ (%)	Límite Plástico $\omega_p$ (%)	Índice de Plasticidad $I_p$ (%)
M-101	0.00 a 0.60 m	3.28	NR	NP	NP	NP
M-102	0.60 a 1.40 m	4.02	NR	NP	NP	NP
M-103	1.40 a 1.60 m	9.09	NR	NP	NP	NP
M-104	1.60 a 2.22 m	9.18	NR	NP	NP	NP
M-105	2.22 a 2.42 m	16.03	NR	NP	NP	NP
M-106	2.42 a 3.70 m	17.04	1.313	NP	NP	NP

*Tabla 1: Propiedades físicas del suelo (Elaboración Propia).*

Muestra	Profundidad (m)	Clasificación del Suelo SUCS	Ángulo de Fricción $\Phi$	Cohesión C
M-101	0.00 a 0.60 m	SP-SM	NR	NR
M-102	0.60 a 1.40 m	SP	NR	NR
M-103	1.40 a 1.60 m	SP-SM	NR	NR
M-104	1.60 a 2.22 m	SP	NR	NR
M-105	2.22 a 2.42 m	SM	NR	NR
M-106	2.42 a 3.70 m	SM	31.80°	0

*Tabla 2: Propiedades físicas del suelo (Elaboración Propia).*

## 2.5. Determinación de las características físicas y mecánicas del suelo

La determinación de las características físicas y mecánicas del suelo se llevó a cabo para la muestra del sector de interés.

### 2.5.1. Clasificación del suelo

Para el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se obtuvo:

- M-106: SM, Arena Limosa.

### 2.5.2. Propiedades físicas del suelo

La determinación de las propiedades físicas de la muestra se llevó a cabo para la muestra que corresponde al estrato donde está ubicado la profundidad de cimentación.

Se obtuvieron los siguientes resultados de laboratorio:

Contenido de humedad	: $\omega(\%)$	= 17.04%
Peso Unitario Natural	: $\gamma_n$	= 1.313 gr/cm <sup>3</sup>
Peso Unitario Seco	: $\gamma_d$	= 1.118 gr/cm <sup>3</sup>
Peso Específico Mínimo en Seco	: $\gamma_{dmín}$	= 1.139 gr/cm <sup>3</sup>
Peso Específico Máximo en Seco	: $\gamma_{dmáx}$	= 1.431 gr/cm <sup>3</sup>

### 2.5.3. Propiedades mecánicas del suelo

Para determinar las propiedades mecánicas o de resistencia se llevó a cabo el ensayo de Corte Directo, mediante el cual se pudo obtener el valor del Ángulo de fricción interna  $\phi$  y el valor de la cohesión C.

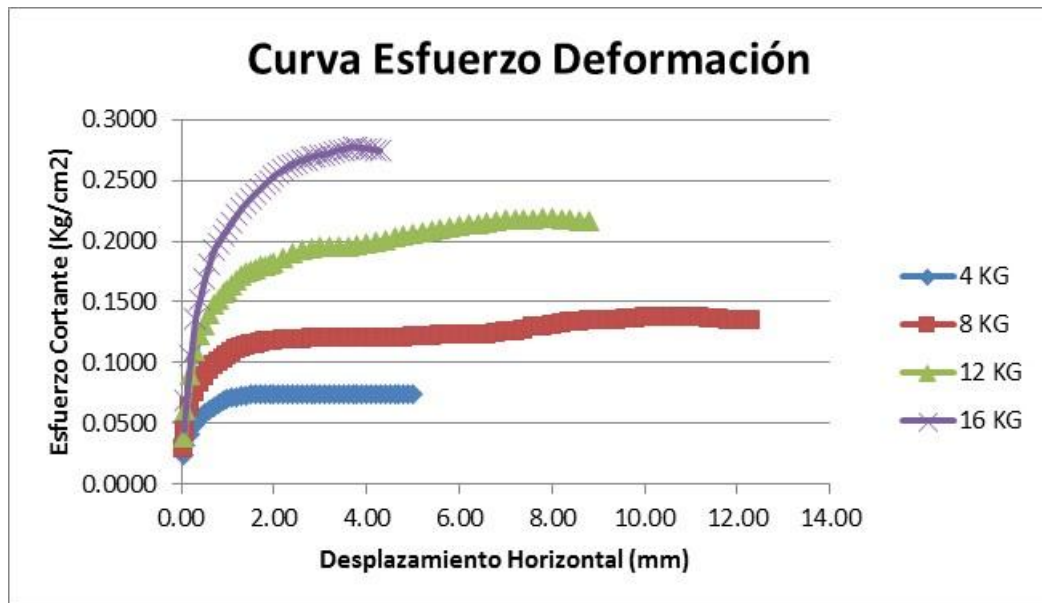


Gráfico 1: Diagrama de curva esfuerzo deformación (Elaboración Propia)

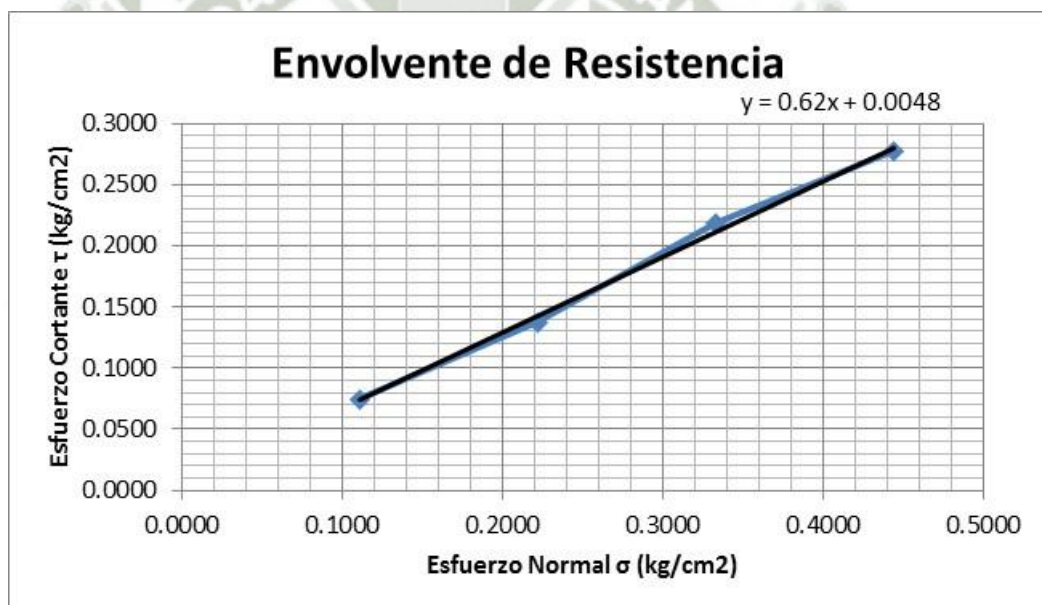


Gráfico 2: Envolverte de resistencia (Elaboración Propia)

Ángulo de fricción interna  $\phi = 31.80^\circ$

Cohesión  $C = 0$

## 2.6. Determinación de la capacidad portante del suelo

Para la determinación de la capacidad portante se ha considerado las propiedades del estrato donde estará cimentada la edificación. Se consideró un factor mínimo de seguridad de  $FS=3.00$ .

### 2.6.1. Cálculo de la capacidad portante

Obtenidas las propiedades del suelo (ángulo de fricción y cohesión), los cuales se obtuvieron mediante el ensayo de corte directo; se procedió a determinar la capacidad portante del suelo mediante el Método de **Hansen**, para cimentaciones superficiales (Braja M. Das, 2012).

La carga admisible del suelo también se conoce como capacidad portante del suelo.

**Para Cimientos Corridos:**

$$q_u = q \cdot N_q + c \cdot N_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Características del Estrato:

$\phi$ : Ángulo de fricción interna = 31.80 grados.

$\phi$ : Ángulo de fricción interna = 0.56 rad.

C: Cohesión = 0.00 Tn/m<sup>3</sup>.

$\gamma$ : Densidad natural = 1.313 Tn/m<sup>3</sup>.

Fs: Factor de Seguridad = 3.00

Dimensiones del cimiento crítico:

Df: Profundidad de cimentación = 1.10 m.

B: Ancho del cimiento = 0.60 m.

q: Peso del suelo = 1.44 Tn/m<sup>2</sup>.

Hallando los Factores de Capacidad de Carga:

$$Nq = Np e^{\pi \cdot \tan \phi} \quad Nq = 22.64$$

$$Nc = \frac{1}{\tan \phi} (Nq - 1) \quad Nc = 34.902$$

$$N\gamma = 1.5 \tan \phi (Nq - 1) \quad N\gamma = 20.126$$

Reemplazando en las ecuaciones de la capacidad portante última ( $q_u$ ) y la capacidad portante admisible ( $q_{adm}$ ) tenemos:

$$q_u = 40.63 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_{adm} = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$$

**Para Zapatas:**

$$q_u = q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} + c \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d}$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

Características del Estrato:

$\phi$ : Ángulo de fricción interna = 31.80 grados.

$\phi$ : Ángulo de fricción interna = 0.56 rad.

C: Cohesión = 0.00 Tn/m<sup>3</sup>.

$\gamma$ : Densidad natural = 1.313 Tn/m<sup>3</sup>.

F<sub>s</sub>: Factor de Seguridad = 3.00

Dimensiones de la zapata más crítica:

D<sub>f</sub>: Profundidad de cimentación = 2.50 m.

B: Ancho de zapata = 1.00 m.

L: Largo de zapata = 2.00 m.

q: Peso del suelo = 3.28 Tn/m<sup>2</sup>.

Hallando los Factores de Capacidad de Carga:

$$Nq = Np e^{\pi \cdot \text{Tan} \phi} \quad Nq = 22.64$$

$$Nc = \frac{1}{\text{Tan} \phi} (Nq - 1) \quad Nc = 34.902$$

$$N\gamma = 1.5 \text{Tan} \phi (Nq - 1) \quad N\gamma = 20.126$$

Hallando los Factores de Forma:

$$Fqs = 1 + \frac{B}{L} \text{Tan} \phi \quad Fqs = 1.310$$

$$Fcs = 1 + \frac{B}{L} \frac{Nq}{Nc} \quad Fcs = 1.324$$

$$Fys = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad Fys = 0.800$$

Hallando los Factores de Profundidad:

$$Fqd = 1 + 2 \text{Tan} \phi (1 - \text{Sen} \phi)^2 \text{Tan}^{-1} \frac{Df}{B} \quad Fqd = 0.629$$

$$Fcd = 1 + 0.4 \text{Tan}^{-1} \frac{Df}{B} \quad Fcd = 0.465$$

$$F\gamma d = 1 \quad F\gamma d = 1.000$$

Reemplazando en las ecuaciones de la capacidad portante última ( $q_u$ ) y la capacidad portante admisible ( $q_{adm}$ ) tenemos:

$$q_u = 71.76 \text{ Tn/m}^2.$$

$$q_{adm} = 2.39 \text{ Kg/cm}^2.$$

## Capítulo 3. Estructuración, predimensionamiento y metrado de cargas

### 3.1. Introducción

Una vez realizada la estructuración, se procede con el predimensionamiento; posteriormente se realiza el metrado de cargas.

### 3.2. Objetivos de la estructuración

El objetivo principal de la estructuración es brindar un adecuado comportamiento de la estructura ante las sollicitaciones sísmicas; se debe de tener mucho cuidado en el costo de la estructura, el cual debe de tener únicamente los elementos estructurales indispensables para un buen comportamiento, ante las sollicitaciones de cargas de gravedad y sismo.

### 3.3. Criterios de estructuración

En el presente proyecto se ha considerado una estructuración del tipo mixta con muros de corte, columnas y vigas de concreto armado.

Se ha tomado los siguientes criterios de estructuración (Blanco Blasco, 1997):

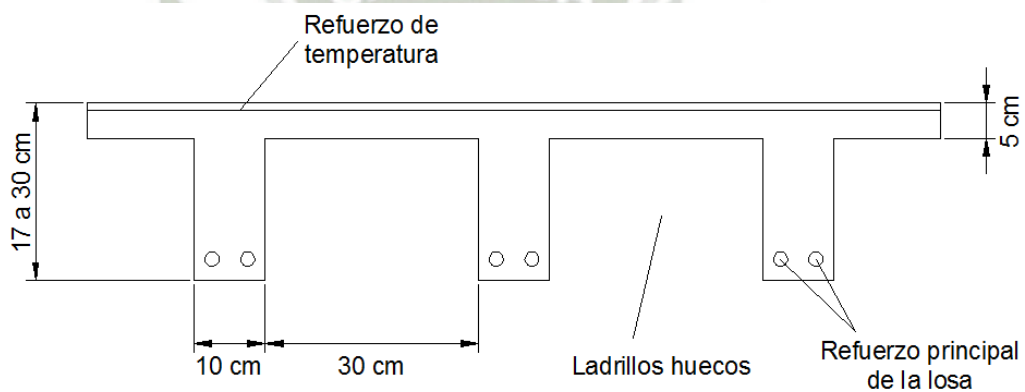
- ✓ Simplicidad y Simetría.
- ✓ Uniformidad y Continuidad de la Estructura.
- ✓ Rigidez Lateral.
- ✓ Resistencia y Ductilidad.
- ✓ Hiperestaticidad y Monolitismo.
- ✓ Existencia de Losas que Permitan Considerar a la Estructura Como una Unidad (Diafragma Rígido).
- ✓ Elementos no Estructurales.

- ✓ Sub Estructura o Cimentación.
- ✓ El Diseño en Concreto Armado.

### 3.4. Predimensionamiento de losas

#### 3.4.1. Losas aligeradas

Según la Norma E.060 Concreto Armado, este tipo de losas consisten en una combinación monolítica de nervios o viguetas regularmente espaciados y una losa colocada en la parte superior que actúa en una dirección o en dos direcciones ortogonales.



*Figura 2: Detalle de losa aligerada.*

- Las viguetas deberán tener un ancho de al menos 10 cm y un peralte no mayor a 3,5 veces dicho ancho.
- El espesor de la losa no debe ser menor que  $\frac{1}{12}$  de la luz libre entre viguetas, ni menor que 5 cm.
- Espesor de la losa igual a 5 cm.
- Distancia libre entre viguetas será de 30 cm.
- Peralte de las viguetas es igual a la altura de los ladrillos que serán de 12, 15, 20, 25 cm respectivamente.

En la NTE E-060, se especifica los peraltes mínimos para no verificar deflexiones.

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

L: Luz libre del aligerado.

Bloque A:

$$h = \frac{4.50}{21} = 0.21 \approx 0.25$$

Bloque B:

$$h = \frac{3.50}{21} = 0.17 \approx 0.20$$

Bloque C:

$$h = \frac{4.40}{21} = 0.21 \approx 0.25$$

Bloque D:

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

### 3.4.2. Losas macizas

En el Reglamento Nacional de Edificaciones en la N.T.E. E.060, se especifica los peraltes mínimos para no verificar deflexiones.

$$h = \frac{L}{28}$$

L: Luz libre de la losa maciza.

Bloque A:

$$h = \frac{4.00}{28} = 0.14 \approx 0.20$$

Bloque C:

$$h = \frac{2.70}{28} = 0.10 \approx 0.20$$

### 3.5. Predimensionamiento de vigas

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/10 a 1/12 de la luz libre; debe aclararse que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso.

El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 a 0.5 de la altura. Siendo el ancho mínimo de 25 cm para el caso que estas formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado (Blanco Blasco, 1997).

**Ancho de Viga (b)**

$$b = \frac{B}{20} \geq 0.25m$$

Dónde:

B: Ancho Tributario.

**Peralte de la Viga (h)**

$$h = \frac{L}{10@12}$$

Dónde:

L: Luz Libre.

Aplicando estos criterios se procedió a predimensionar, se obtuvo las siguientes dimensiones:

**Bloque A:**

Se tiene una viga con una luz libre de 4.40m y un ancho tributario de 3.75m.

$$b = \frac{3.75}{20} = 0.19m \approx 0.30m$$

$$h = \frac{4.40}{10} = 0.44m \approx 0.45m$$

Se tiene una viga con una luz libre de 4.45m y un ancho tributario de 4.20m.

$$b = \frac{4.20}{20} = 0.21m \approx 0.30m$$

$$h = \frac{4.45}{10} = 0.45m$$

### **Bloque B:**

Se tiene una viga con una luz libre de 5.05m y un ancho tributario de 3.45m.

$$b = \frac{3.45}{20} = 0.17m \approx 0.30m$$

$$h = \frac{5.05}{10} = 0.51m \approx 0.50m$$

Se tiene una viga con una luz libre de 3.45m y un ancho tributario de 5.10m.

$$b = \frac{5.10}{20} = 0.26m \approx 0.30m$$

$$h = \frac{3.45}{10} = 0.35m$$

### **Bloque C:**

Se tiene una viga con una luz libre de 6.10m y un ancho tributario de 4.20m.

$$b = \frac{4.20}{20} = 0.21m \approx 0.30m$$

$$h = \frac{6.10}{10} = 0.61m \approx 0.65m$$

Se tiene una viga con una luz libre de 4.33m y un ancho tributario de 3.55m.

$$b = \frac{3.55}{20} = 0.18m \approx 0.30m$$

$$h = \frac{4.33}{10} = 0.43m \approx 0.45m$$

**Bloque D:**

Se tiene una viga con una luz libre de 3.90m y un ancho tributario de 5.10m.

$$b = \frac{5.10}{20} = 0.26m \approx 0.30m$$

$$h = \frac{3.90}{10} = 0.39m \approx 0.40m$$

Se tiene una viga con una luz libre de 5.10m y un ancho tributario de 3.30m.

$$b = \frac{3.30}{20} = 0.17m \approx 0.30m$$

$$h = \frac{5.10}{10} = 0.51m \approx 0.50m$$

**3.6. Predimensionamiento de columnas**

Se usará los siguientes criterios de dimensionamiento (Morales, 2006):

$$b * D = \frac{P}{n * f'c}$$

Tipo C1 (para los primeros pisos)	Columna interior N<3 pisos	P=1.10 P <sub>G</sub>
		n= 0.30
Tipo C1 (para los 4 ultimos pisos superiores)	Columna interior N>4 pisos	P=1.10 P <sub>G</sub>
		n= 0.25
Tipo C2, C3	Columnas extremas de pórticos interiores	P=1.25 P <sub>G</sub>
		n= 0.25
Tipo C4	Columna de esquina	P=1.50 P <sub>G</sub>
		n= 0.20

*Tabla 3: Criterios de dimensionamiento de columnas (Morales, 2006).*

Dónde:

n: Índice de aplastamiento.

D: Peralte de la columna.

b: Ancho de la columna.

P: Carga total que soporta la columna.

$f_c$ : Resistencia del concreto a la compresión simple.

PG: Peso debido a la carga de gravedad.

P: Peso debido a cargas de sismo.

**Bloque A:**

Dimensionamiento de una columna Tipo C4 del bloque A.

Metrado de Carga Viva			
Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	S/C (Ton/m <sup>2</sup> )	Carga Viva (Ton)
6	10.49	0.20	2.10
5	10.49	0.20	2.10
4	10.49	0.20	2.10
3	10.49	0.20	2.10
2	10.49	0.20	2.10
1	10.49	0.20	2.10
		TOTAL	12.58

Tabla 4: Metrado de carga viva – Bloque A (Elaboración Propia).

Metrado de Carga Muerta								
Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	Peso Propio del Aligerado (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso Acabado (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso de Tabiquería (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso de Columnas (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso Total Losa Aligerada (Ton)	Peso Propio de Vigas (Ton)	Peso Total Carga Muerta (Ton)
6	10.49	0.30	0.10	0.10	0.06	5.87	1.49	7.37
5	10.49	0.30	0.10	0.10	0.06	5.87	1.49	7.37
4	10.49	0.30	0.10	0.10	0.06	5.87	1.49	7.37
3	10.49	0.30	0.10	0.10	0.06	5.87	1.49	7.37
2	10.49	0.30	0.10	0.10	0.06	5.87	1.49	7.37
1	10.49	0.30	0.10	0.10	0.06	5.87	1.49	7.37
								44.19

Tabla 5: Metrado de carga muerta – Bloque A (Elaboración Propia).

- $P_G = 12.58 + 44.19 = 56.77 Tn$

$$P_G = 56770 Kg$$

- $P = 1.50 * P_G = 1.50 * 56770 = 85155 Kg$

- $b * D = \frac{P}{n * f'c} = \frac{85155}{0.20 * 210}$

$$b * D = 2027.5 cm^2$$

$$b * D = 45 cm * 45 cm$$

La columna será de 0.45 m x 0.45 m.

### Bloque B:

Dimensionamiento de una columna Tipo C3 del bloque B.

Metrado de Carga Viva			
Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	S/C (Ton/m <sup>2</sup> )	Carga Viva (Ton)
6	13.41	0.20	2.68
5	13.41	0.20	2.68
4	13.41	0.20	2.68
3	13.41	0.20	2.68
2	13.41	0.20	2.68
1	13.41	0.20	2.68
		TOTAL	16.10

Tabla 6: Metrado de carga viva - Bloque B (Elaboración Propia).

Metrado de Carga Muerta								
Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	Peso Propio del Aligerado (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso Acabado (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso de Tabiquería (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso de Columnas (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso Total Losa Aligerada (Ton)	Peso Propio de Vigas (Ton)	Peso Total Carga Muerta (Ton)
6	13.41	0.30	0.10	0.10	0.06	7.51	1.97	9.48
5	13.41	0.30	0.10	0.10	0.06	7.51	1.97	9.48
4	13.41	0.30	0.10	0.10	0.06	7.51	1.97	9.48
3	13.41	0.30	0.10	0.10	0.06	7.51	1.97	9.48
2	13.41	0.30	0.10	0.10	0.06	7.51	1.97	9.48
1	13.41	0.30	0.10	0.10	0.06	7.51	1.97	9.48
								56.89

Tabla 7: Metrado de carga muerta – Bloque B (Elaboración Propia).

- $P_G = 16.10 + 56.89 = 72.98 \text{ Tn}$

$$P_G = 72980 \text{ Kg}$$

- $P = 1.25 * P_G = 1.25 * 72980 = 91225 \text{ Kg}$

- $b * D = \frac{P}{n * f'_c} = \frac{91225}{0.25 * 210}$

$$b * D = 1737.62 \text{ cm}^2$$

$$b * D = 45 \text{ cm} * 45 \text{ cm}$$

La columna será de 0.45 m x 0.45 m.

### Bloque C:

Dimensionamiento de una columna Tipo C1 del bloque C.

Metrado de Carga Viva			
Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	S/C (Ton/m <sup>2</sup> )	Carga Viva (Ton)
6	16.08	0.20	3.22
5	16.08	0.20	3.22
4	16.08	0.20	3.22
3	16.08	0.20	3.22
2	16.08	0.20	3.22
1	16.08	0.20	3.22
		TOTAL	19.29

Tabla 8: Metrado de carga viva - Bloque C (Elaboración Propia).

Metrado de Carga Muerta								
Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	Peso Propio del Aligerado (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso Acabado (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso de Tabiquería (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso de Columnas (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso Total Losa Aligerada (Ton)	Peso Propio de Vigas (Ton)	Peso Total Carga Muerta (Ton)
6	16.08	0.30	0.10	0.10	0.06	9	2.33	11.33
5	16.08	0.30	0.10	0.10	0.06	9	2.33	11.33
4	16.08	0.30	0.10	0.10	0.06	9	2.33	11.33
3	16.08	0.30	0.10	0.10	0.06	9	2.33	11.33
2	16.08	0.30	0.10	0.10	0.06	9	2.33	11.33
1	16.08	0.30	0.10	0.10	0.06	9	2.33	11.33
								68.01

Tabla 9: Metrado de carga muerta – Bloque C (Elaboración Propia).

- $P_G = 19.29 + 68.01 = 87.30 Tn$

$$P_G = 87300 Kg$$

- $P = 1.10 * P_G = 1.10 * 87300 = 96030 Kg$

- $b * D = \frac{P}{n * f'c} = \frac{96030}{0.30 * 210}$

$$b * D = 1524.28 cm^2$$

$$b * D = 35 cm * 50 cm$$

La columna será de 0.35 m x 0.50 m.

### Bloque D:

Dimensionamiento de una columna Tipo C2 del bloque D.

Metrado de Carga Viva			
Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	S/C (Ton/m <sup>2</sup> )	Carga Viva (Ton)
6	8.41	0.20	1.68
5	8.41	0.20	1.68
4	8.41	0.20	1.68
3	8.41	0.20	1.68
2	8.41	0.20	1.68
1	8.41	0.20	1.68
		TOTAL	10.09

Tabla 10: Metrado de carga viva - Bloque D (Elaboración Propia).

Metrado de Carga Muerta								
Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	Peso Propio del Aligerado (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso Acabado (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso de Tabiquería (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso de Columnas (Ton/m <sup>2</sup> )	Peso Total Losa Aligerada (Ton)	Peso Propio de Vigas (Ton)	Peso Total Carga Muerta (Ton)
6	8.41	0.30	0.10	0.10	0.06	4.71	1.40	6.11
5	8.41	0.30	0.10	0.10	0.06	4.71	1.40	6.11
4	8.41	0.30	0.10	0.10	0.06	4.71	1.40	6.11
3	8.41	0.30	0.10	0.10	0.06	4.71	1.40	6.11
2	8.41	0.30	0.10	0.10	0.06	4.71	1.40	6.11
1	8.41	0.30	0.10	0.10	0.06	4.71	1.40	6.11
								36.66

Tabla 11: Metrado de carga muerta - Bloque D (Elaboración Propia).

- $P_G = 10.09 + 36.66 = 46.75 Tn$

$$P_G = 46750 Kg$$

- $P = 1.25 * P_G = 1.25 * 46750 = 58437.50 Kg$

- $b * D = \frac{P}{n * f'_c} = \frac{58437.5}{0.25 * 210}$

$$b * D = 1113.10 cm^2$$

$$b * D = 35 cm * 35 cm$$

La columna será de 0.35 m x 0.35 m.

### 3.7. Predimensionamiento de muros de corte

Es difícil poder fijar 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. Las placas pueden hacerse de mínimo 10 cm de espesor, pero generalmente se consideran de 15 cm de espesor en el caso de edificios de pocos pisos y de 20, 25 ó 30 cm, conforme aumentemos el número de pisos o disminuyamos su densidad (Blanco Blasco, 1997).

El espesor de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral o de la longitud del muro, la que sea menor, ni menor de 0.15 m (NTE E.060 Concreto Armado).

En el presente proyecto se ha considerado espesores de 0.15m, 0.20m y 0.25m.

### 3.8. Predimensionamiento de escaleras

Las escaleras se comportan como losas armadas en una dirección, se usará el siguiente criterio de dimensionamiento (Morales, 2006):

#### Espesor de la Escalera (t)

$$t = \frac{L}{25} @ \frac{L}{20}$$

Dónde:

L: Luz libre proyectada horizontalmente.

Se tiene una luz libre proyectada de 2.10 m en el primer y segundo tramo respectivamente, el espesor de la escalera será:

$$t = \frac{2.55}{25} = 0.102 \text{ m}$$

$$t = \frac{2.55}{20} = 0.128 \text{ m}$$

Se consideró un espesor de 0.15 m.

### 3.9. Metrado de cargas

El metrado de cargas para las sollicitaciones sísmicas se basa en calcular la masa de la edificación que generará las fuerzas de inercia sísmicas, para lo cual se recurre a un metrado de pesos de la edificación, según los pesos unitarios estipulados en la NTE E.020 Cargas.

#### 3.9.1. Peso propio de la losa

Para la carga muerta de las losas aligeradas se empleó 0.35 Tn/m<sup>2</sup> (Aligerado h=0.25 m) en los bloques A y C, 0.30 Tn/m<sup>2</sup> (Aligerado h=0.20 m) en los bloques B y D; para la losa maciza se empleó 0.48 Tn/m<sup>2</sup> en los bloques A y C.

Para el peso se la tabiquería se realizó el siguiente cálculo:

$$\text{Peso Tabique} = \text{Altura} * \text{Espesor} * \text{Peso Unitario}$$

$$\text{Peso Tabique} = 2.80 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 1450 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 609 \text{ Kg/m}$$

Peso del Tabique (Kg/m)	Carga Equivalente (Kg/m <sup>2</sup> )
74 o menos	30
75 a 149	60
150 a 249	90
250 a 399	150
400 a 549	210
550 a 699	270
700 a 849	330
850 a 1000	390

Tabla 12: Carga equivalente (NTE 0.20 Cargas)

Se determinó que la carga equivalente es de 270 Kg/m<sup>2</sup>.

#### Bloque A

Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	Peso Losa Aligerada h=0.25m Tn/m <sup>2</sup>	Peso Losa Maciza h=0.20m Tn/m <sup>2</sup>	Piso Terminado (Tn/m <sup>2</sup> )	Peso Tabiquería (Tn/m <sup>2</sup> )	CM (Tn)
6	221.59	0.35	0.00	0.10	0.27	159.55
6	15.89	0.00	0.48	0.10	0.27	13.51
5	221.59	0.35	0.00	0.10	0.27	159.55
5	15.89	0.00	0.48	0.10	0.27	13.51
4	223.14	0.35	0.00	0.10	0.27	160.66
4	12.46	0.00	0.48	0.10	0.27	10.59
3	223.14	0.35	0.00	0.10	0.27	160.66
3	12.46	0.00	0.48	0.10	0.27	10.59
2	223.14	0.35	0.00	0.10	0.27	160.66
2	12.46	0.00	0.48	0.10	0.27	10.59
1	259.28	0.35	0.00	0.10	0.27	186.68
1	15.89	0.00	0.48	0.10	0.27	13.51
					TOTAL	1060.06

Tabla 13: Peso carga muerta - Bloque A (Elaboración Propia).

Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	S/C (Tn/m <sup>2</sup> )	CV (Tn)
6	221.59	0.20	44.32
6	15.89	0.20	3.18
5	221.59	0.20	44.32
5	15.89	0.20	3.18
4	223.14	0.20	44.63
4	12.46	0.20	2.49
3	223.14	0.20	44.63
3	12.46	0.20	2.49
2	223.14	0.20	44.63
2	12.46	0.20	2.49
1	221.59	0.20	44.32
1	15.89	0.20	3.18
		TOTAL	283.85

*Tabla 14: Peso carga viva - Bloque A (Elaboración Propia).*

### Bloque B

Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	Peso Losa Aligerada h=0.20m Tn/m <sup>2</sup>	Piso Terminado (Tn/m <sup>2</sup> )	Peso Tabiquería (Tn/m <sup>2</sup> )	CM (Tn)
6	94.58	0.30	0.10	0.27	63.37
5	94.58	0.30	0.10	0.27	63.37
4	94.58	0.30	0.10	0.27	63.37
3	94.58	0.30	0.10	0.27	63.37
2	94.58	0.30	0.10	0.27	63.37
1	94.58	0.30	0.10	0.27	63.37
				TOTAL	380.21

*Tabla 15: Peso carga muerta - Bloque B (Elaboración Propia).*

Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	S/C (Tn/m <sup>2</sup> )	CV (Tn)
6	94.58	0.20	18.92
5	94.58	0.20	18.92
4	94.58	0.20	18.92
3	94.58	0.20	18.92
2	94.58	0.20	18.92
1	94.58	0.20	18.92
		TOTAL	113.50

Tabla 16: Peso carga viva - Bloque B (Elaboración Propia).

### Bloque C

Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	Peso Losa Aligerada h=0.25m Tn/m <sup>2</sup>	Peso Losa Maciza h=0.20m Tn/m <sup>2</sup>	Piso Terminado (Tn/m <sup>2</sup> )	Peso Tabiquería (Tn/m <sup>2</sup> )	CM (Tn)
6	217.57	0.35	0.00	0.10	0.27	156.65
6	16.67	0.00	0.48	0.10	0.27	14.17
5	217.57	0.35	0.00	0.10	0.27	156.65
5	16.67	0.00	0.48	0.10	0.27	14.17
4	217.57	0.35	0.00	0.10	0.27	156.65
4	16.67	0.00	0.48	0.10	0.27	14.17
3	217.57	0.35	0.00	0.10	0.27	156.65
3	16.67	0.00	0.48	0.10	0.27	14.17
2	217.57	0.35	0.00	0.10	0.27	156.65
2	16.67	0.00	0.48	0.10	0.27	14.17
1	217.57	0.35	0.00	0.10	0.27	156.65
1	16.67	0.00	0.48	0.10	0.27	14.17
					TOTAL	1024.92

Tabla 17: Peso carga muerta - Bloque C (Elaboración Propia).

Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	S/C (Tn/m <sup>2</sup> )	CV (Tn)
6	217.57	0.20	43.51
6	16.67	0.20	3.33
5	217.57	0.20	43.51
5	16.67	0.20	3.33
4	217.57	0.20	43.51
4	16.67	0.20	3.33
3	217.57	0.20	43.51
3	16.67	0.20	3.33
2	217.57	0.20	43.51
2	16.67	0.20	3.33
1	217.57	0.20	43.51
1	16.67	0.20	3.33
		TOTAL	281.09

*Tabla 18: Peso carga viva - Bloque C (Elaboración Propia).*

#### Bloque D

Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	Peso Losa Aligerada h=0.20m Tn/m <sup>2</sup>	Piso Terminado (Tn/m <sup>2</sup> )	Peso Tabiquería (Tn/m <sup>2</sup> )	CM (Tn)
6	116.17	0.30	0.10	0.27	77.84
5	116.17	0.30	0.10	0.27	77.84
4	119.54	0.30	0.10	0.27	80.09
3	119.54	0.30	0.10	0.27	80.09
2	119.54	0.30	0.10	0.27	80.09
1	116.17	0.30	0.10	0.27	77.84
				TOTAL	473.79

*Tabla 19: Peso carga muerta - Bloque D (Elaboración Propia).*

Nivel	Área Tributaria (m <sup>2</sup> )	S/C (Tn/m <sup>2</sup> )	CV (Tn)
6	116.17	0.20	23.23
5	116.17	0.20	23.23
4	119.54	0.20	23.91
3	119.54	0.20	23.91
2	119.54	0.20	23.91
1	116.17	0.20	23.23
		TOTAL	141.43

Tabla 20: Peso carga viva - Bloque D (Elaboración Propia).

### 3.9.2. Peso propio de vigas

#### Bloque A

#### Nivel 1

Viga	Nº de Veces	Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)	P.U. (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso (Tn)
V1, V2, V3	3	4.63	0.30	0.45	2.40	4.50
	3	3.18	0.30	0.45	2.40	3.09
	3	3.40	0.30	0.45	2.40	3.30
	3	2.95	0.30	0.45	2.40	2.87
	3	1.36	0.30	0.45	2.40	1.32
	3	2.10	0.30	0.45	2.40	2.04
	3	3.80	0.30	0.45	2.40	3.69
	3	4.43	0.30	0.45	2.40	4.30
	3	0.65	0.30	0.45	2.40	0.63
V4	1	8.79	0.30	0.45	2.40	2.85
V5	1	8.35	0.30	0.45	2.40	2.71
V6	1	7.50	0.30	0.45	2.40	2.43
V7	1	8.50	0.30	0.45	2.40	2.75
V8	1	8.50	0.30	0.45	2.40	2.75
V9	1	7.50	0.30	0.45	2.40	2.43
V10	1	8.35	0.30	0.45	2.40	2.71
V11	1	8.79	0.30	0.45	2.40	2.85
V12	1	14.60	0.30	0.35	2.40	3.68
V13	1	7.69	0.20	0.25	2.40	0.92
	2	4.08	0.20	0.25	2.40	0.98
	1	8.05	0.20	0.25	2.40	0.97
	1	8.80	0.20	0.25	2.40	1.06
					TOTAL	54.83

Tabla 21: Peso propio vigas nivel 1 - Bloque A (Elaboración Propia).

Nivel 2, 3 y 4

Viga	Nº de Veces	Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)	P.U. (Tn/m3)	Peso (Tn)
V1, V2, V3	3	4.63	0.30	0.45	2.40	4.50
	3	3.18	0.30	0.45	2.40	3.09
	3	3.40	0.30	0.45	2.40	3.30
	3	2.95	0.30	0.45	2.40	2.87
	3	1.36	0.30	0.45	2.40	1.32
	3	2.10	0.30	0.45	2.40	2.04
	3	3.80	0.30	0.45	2.40	3.69
	3	4.43	0.30	0.45	2.40	4.30
	3	0.65	0.30	0.45	2.40	0.63
V4	1	8.79	0.30	0.45	2.40	2.85
V5	1	8.35	0.30	0.45	2.40	2.71
V6	1	7.50	0.30	0.45	2.40	2.43
V7	1	8.50	0.30	0.45	2.40	2.75
V8	1	8.50	0.30	0.45	2.40	2.75
V9	1	7.50	0.30	0.45	2.40	2.43
V10	1	8.35	0.30	0.45	2.40	2.71
V11	1	8.79	0.30	0.45	2.40	2.85
V12	1	14.60	0.30	0.35	2.40	3.68
V13	1	7.69	0.20	0.25	2.40	0.92
	2	3.60	0.20	0.25	2.40	0.86
	1	8.05	0.20	0.25	2.40	0.97
	1	8.80	0.20	0.25	2.40	1.06
	4	4.75	0.20	0.25	2.40	2.28
	2	0.70	0.20	0.25	2.40	0.17
	2	2.75	0.20	0.25	2.40	0.66
	2	0.60	0.20	0.25	2.40	0.14
					TOTAL	57.96

Tabla 22: Peso propio vigas nivel 2, 3 y 4 - Bloque A (Elaboración Propia).

Nivel 5 y 6

Viga	N° de Veces	Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)	P.U. (Tn/m3)	Peso (Tn)
V1, V2, V3	3	4.63	0.30	0.45	2.40	4.50
	3	3.18	0.30	0.45	2.40	3.09
	3	3.40	0.30	0.45	2.40	3.30
	3	2.95	0.30	0.45	2.40	2.87
	3	1.36	0.30	0.45	2.40	1.32
	3	2.10	0.30	0.45	2.40	2.04
	3	3.80	0.30	0.45	2.40	3.69
	3	4.43	0.30	0.45	2.40	4.30
	3	0.65	0.30	0.45	2.40	0.63
V4	1	8.79	0.30	0.45	2.40	2.85
V5	1	8.35	0.30	0.45	2.40	2.71
V6	1	7.50	0.30	0.45	2.40	2.43
V7	1	8.50	0.30	0.45	2.40	2.75
V8	1	8.50	0.30	0.45	2.40	2.75
V9	1	7.50	0.30	0.45	2.40	2.43
V10	1	8.35	0.30	0.45	2.40	2.71
V11	1	8.79	0.30	0.45	2.40	2.85
V12	1	14.60	0.30	0.35	2.40	3.68
V13	1	7.69	0.20	0.25	2.40	0.92
	2	4.08	0.20	0.25	2.40	0.98
	1	8.05	0.20	0.25	2.40	0.97
	1	8.80	0.20	0.25	2.40	1.06
	4	4.75	0.20	0.25	2.40	2.28
	2	0.70	0.20	0.25	2.40	0.17
	2	2.75	0.20	0.25	2.40	0.66
	2	0.60	0.20	0.25	2.40	0.14
					TOTAL	58.08

Tabla 23: Peso propio vigas nivel 5 y 6 - Bloque A (Elaboración Propia).

### Bloque B

#### Nivel 1, 2, 3, 4, 5 y 6

Viga	N° de Veces	Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)	P.U. (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso (Tn)
V1	1	5.35	0.30	0.50	2.40	1.93
V2	1	14.90	0.30	0.50	2.40	5.36
V3	1	14.90	0.30	0.50	2.40	5.36
V4	1	8.10	0.30	0.50	2.40	2.92
V5	1	3.73	0.30	0.35	2.40	0.94
V6	1	8.40	0.30	0.35	2.40	2.12
V7	1	8.40	0.30	0.35	2.40	2.12
V8	1	3.73	0.30	0.35	2.40	0.94
V9	2	3.15	0.30	0.20	2.40	0.91
V10	2	1.18	0.20	0.20	2.40	0.23
	1	1.80	0.20	0.20	2.40	0.17
	1	3.50	0.20	0.20	2.40	0.34
	2	3.15	0.20	0.20	2.40	0.60
					TOTAL	23.93

Tabla 24: Peso propio vigas nivel 1, 2, 3, 4, 5 y 6 - Bloque B (Elaboración Propia).

### Bloque C

#### Nivel 1, 2, 3, 4, 5 y 6

Viga	N° de Veces	Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)	P.U. (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso (Tn)
V1	1	17.35	0.30	0.45	2.40	5.62
V2	1	27.10	0.30	0.45	2.40	8.78
V3	1	27.10	0.30	0.45	2.40	8.78
V4	1	7.00	0.30	0.45	2.40	2.27
V5	1	8.90	0.30	0.45	2.40	2.88
V6	1	8.90	0.30	0.45	2.40	2.88
V7	1	8.90	0.30	0.45	2.40	2.88
V8	1	8.90	0.30	0.45	2.40	2.88
V9	1	8.90	0.30	0.45	2.40	2.88
V10	1	8.90	0.30	0.45	2.40	2.88
V11	1	7.00	0.30	0.45	2.40	2.27
V12	2	3.30	0.30	0.35	2.40	1.66
	1	7.64	0.30	0.35	2.40	1.93
V13	1	4.63	0.20	0.25	2.40	0.56
	1	5.10	0.20	0.25	2.40	0.61
	1	7.00	0.20	0.25	2.40	0.84
	2	4.63	0.20	0.25	2.40	1.11
	2	0.65	0.20	0.25	2.40	0.16
	2	4.43	0.20	0.25	2.40	1.06
	2	3.40	0.20	0.25	2.40	0.82
	2	0.90	0.20	0.25	2.40	0.22
					TOTAL	53.98

Tabla 25: Peso propio vigas nivel 1, 2, 3, 4, 5 y 6 - Bloque C (Elaboración Propia).

### Bloque D

#### Nivel 1, 5 y 6

Viga	N° de Veces	Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)	P.U. (Tn/m3)	Peso (Tn)
V1	1	14.90	0.30	0.50	2.40	5.36
V2	1	14.90	0.30	0.50	2.40	5.36
V3	1	3.10	0.30	0.50	2.40	1.12
	1	3.50	0.30	0.50	2.40	1.26
V4	1	5.35	0.30	0.50	2.40	1.93
V5	1	6.53	0.30	0.40	2.40	1.88
V6	1	8.20	0.30	0.40	2.40	2.36
V7	1	8.20	0.30	0.40	2.40	2.36
V8	1	6.53	0.30	0.40	2.40	1.88
V9	1	3.50	0.20	0.20	2.40	0.34
	1	1.50	0.20	0.20	2.40	0.14
	1	1.75	0.20	0.20	2.40	0.17
	1	1.10	0.20	0.20	2.40	0.11
	2	2.90	0.20	0.20	2.40	0.56
	1	4.20	0.20	0.20	2.40	0.40
	2	1.25	0.20	0.20	2.40	0.24
					TOTAL	25.47

Tabla 26: Peso propio vigas nivel 1, 5 y 6 - Bloque D (Elaboración Propia).

#### Nivel 2, 3 y 4

Viga	N° de Veces	Longitud (m)	Ancho (m)	Alto (m)	P.U. (Tn/m3)	Peso (Tn)
V1	1	14.9	0.3	0.5	2.4	5.36
V2	1	14.9	0.3	0.5	2.4	5.36
V3	1	3.1	0.3	0.5	2.4	1.12
	1	3.5	0.3	0.5	2.4	1.26
V4	1	5.35	0.3	0.5	2.4	1.93
V5	1	6.53	0.3	0.4	2.4	1.88
V6	1	8.2	0.3	0.4	2.4	2.36
V7	1	8.2	0.3	0.4	2.4	2.36
V8	1	6.53	0.3	0.4	2.4	1.88
V9	1	3.5	0.2	0.2	2.4	0.34
	1	1.5	0.2	0.2	2.4	0.14
	1	1.75	0.2	0.2	2.4	0.17
	1	1.1	0.2	0.2	2.4	0.11
	2	3.52	0.2	0.2	2.4	0.68
	4	0.85	0.2	0.2	2.4	0.33
	1	3.65	0.2	0.2	2.4	0.35
	1	4.2	0.2	0.2	2.4	0.4
	2	1.25	0.2	0.2	2.4	0.24
					TOTAL	26.26

Tabla 27: Peso propio vigas nivel 2, 3 y 4 - Bloque D (Elaboración Propia).

### 3.9.3. Peso propio de columnas y placas

#### Bloque A

#### Nivel 1

Elemento	Nº de Veces	Alto (m)	Ancho (m)	Largo (m)	P.U. (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso (Tn)
C1	8	2.95	0.40	0.70	2.40	15.86
C2	6	2.95	0.40	0.55	2.40	9.35
C3	9	2.95	0.30	0.45	2.40	8.60
C4	4	2.95	0.25	0.25	2.40	1.77
C5	2	2.95	0.35	0.25	2.40	1.24
C6	2	2.95	0.25	0.40	2.40	1.42
PLACA 1	2	2.95	0.25	1.00	2.40	3.54
PLACA 2	2	2.95	0.25	1.00	2.40	3.54
PLACA 3	2	2.95	0.15	1.00	2.40	2.12
PLACA 4	2	2.95	0.25	2.75	2.40	9.74
PLACA 5	2	2.95	0.15	1.00	2.40	2.12
PLACA 6	2	2.95	0.15	1.50	2.40	3.19
PLACA 7	2	2.95	0.25	3.30	2.40	11.68
PLACA 8	1	2.95	0.25	2.95	2.40	5.22
PLACA 9	2	2.95	0.25	1.75	2.40	6.20
PLACA 10	1	2.95	0.25	1.85	2.40	3.27
					TOTAL	88.85

Tabla 28: Peso propio columnas y placas nivel 1 - Bloque A (Elaboración Propia).

#### Nivel 2, 3, 4, 5 y 6

Elemento	Nº de Veces	Alto (m)	Ancho (m)	Largo (m)	P.U. (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso (Tn)
C1	8	2.80	0.40	0.70	2.40	15.05
C2	6	2.80	0.40	0.55	2.40	8.87
C3	9	2.80	0.30	0.45	2.40	8.16
C4	4	2.80	0.25	0.25	2.40	1.68
C5	2	2.80	0.35	0.25	2.40	1.18
C6	2	2.80	0.25	0.40	2.40	1.34
PLACA 1	2	2.80	0.25	1.00	2.40	3.36
PLACA 2	2	2.80	0.25	1.00	2.40	3.36
PLACA 3	2	2.80	0.15	1.00	2.40	2.02
PLACA 4	2	2.80	0.25	2.75	2.40	9.24
PLACA 5	2	2.80	0.15	1.00	2.40	2.02
PLACA 6	2	2.80	0.15	1.50	2.40	3.02
PLACA 7	2	2.80	0.25	3.30	2.40	11.09
PLACA 8	1	2.80	0.25	2.95	2.40	4.96
PLACA 9	2	2.80	0.25	1.75	2.40	5.88
PLACA 10	1	2.80	0.25	1.85	2.40	3.11
					TOTAL	84.34

Tabla 29: Peso propio columnas y placas nivel 2, 3, 4, 5 y 6 - Bloque A (Elaboración Propia).

## Bloque B

### Nivel 1

Elemento	Nº de Veces	Alto (m)	Ancho (m)	Largo (m)	P.U. (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso (Tn)
C1	4	2.95	0.30	0.55	2.40	4.67
C2	2	2.95	0.30	0.70	2.40	2.97
C3	4	2.95	0.30	0.55	2.40	4.67
C4	2	2.95	0.45	0.45	2.40	2.87
PLACA 1	2	2.95	0.15	3.73	2.40	7.91
PLACA 2	2	2.95	0.15	1.50	2.40	3.19
PLACA 3	2	2.95	0.15	1.00	2.40	2.12
PLACA 4	2	2.95	0.15	2.00	2.40	4.25
PLACA 5	2	2.95	0.15	1.00	2.40	2.12
PLACA 6	1	2.95	0.15	1.58	2.40	1.68
PLACA 7	1	2.95	0.15	1.17	2.40	1.24
					TOTAL	37.70

*Tabla 30: Peso propio columnas y placas nivel 1 - Bloque B (Elaboración Propia).*

### Nivel 2, 3, 4, 5 y 6

Elemento	Nº de Veces	Alto (m)	Ancho (m)	Largo (m)	P.U. (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso (Tn)
C1	4	2.80	0.30	0.55	2.40	4.44
C2	2	2.80	0.30	0.70	2.40	2.82
C3	4	2.80	0.30	0.55	2.40	4.44
C4	2	2.80	0.45	0.45	2.40	2.72
PLACA 1	2	2.80	0.15	3.73	2.40	7.51
PLACA 2	2	2.80	0.15	1.50	2.40	3.02
PLACA 3	2	2.80	0.15	1.00	2.40	2.02
PLACA 4	2	2.80	0.15	2.00	2.40	4.03
PLACA 5	2	2.80	0.15	1.00	2.40	2.02
PLACA 6	1	2.80	0.15	1.58	2.40	1.59
PLACA 7	1	2.80	0.15	1.17	2.40	1.18
					TOTAL	35.78

*Tabla 31: Peso propio columnas y placas nivel 2, 3, 4, 5 y 6 - Bloque B (Elaboración Propia).*

## Bloque C

### Nivel 1

Elemento	N° de Veces	Alto (m)	Ancho (m)	Largo (m)	P.U. (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso (Tn)
C1	2	2.95	0.35	0.25	2.40	1.24
C2	2	2.95	0.25	0.25	2.40	0.89
C3	7	2.95	0.50	0.50	2.40	12.39
C4	6	2.95	0.30	0.85	2.40	10.83
C5	6	2.95	0.35	0.50	2.40	7.43
C6	3	2.95	0.35	0.35	2.40	2.60
C7	2	2.95	0.25	0.40	2.40	1.42
C8	1	2.95	0.45	0.45	2.40	1.43
PLACA 1	4	2.95	0.15	1.50	2.40	6.37
PLACA 2	2	2.95	0.15	3.26	2.40	6.92
PLACA 3	2	2.95	0.25	3.26	2.40	11.54
PLACA 4	1	2.95	0.25	2.95	2.40	5.22
PLACA 5	2	2.95	0.25	1.76	2.40	6.23
PLACA 6	1	2.95	0.25	1.85	2.40	3.27
					TOTAL	77.80

*Tabla 32: Peso propio columnas y placas nivel 1 - Bloque C (Elaboración Propia).*

### Nivel 2, 3, 4, 5 y 6

Elemento	N° de Veces	Alto (m)	Ancho (m)	Largo (m)	P.U. (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso (Tn)
C1	2	2.80	0.35	0.25	2.40	1.18
C2	2	2.80	0.25	0.25	2.40	0.84
C3	7	2.80	0.50	0.50	2.40	11.76
C4	6	2.80	0.30	0.85	2.40	10.28
C5	6	2.80	0.35	0.50	2.40	7.06
C6	3	2.80	0.35	0.35	2.40	2.47
C7	2	2.80	0.25	0.40	2.40	1.34
C8	1	2.80	0.45	0.45	2.40	1.36
PLACA 1	4	2.80	0.15	1.50	2.40	6.05
PLACA 2	2	2.80	0.15	3.26	2.40	6.57
PLACA 3	2	2.80	0.25	3.26	2.40	10.95
PLACA 4	1	2.80	0.25	2.95	2.40	4.96
PLACA 5	2	2.80	0.25	1.76	2.40	5.91
PLACA 6	1	2.80	0.25	1.85	2.40	3.11
					TOTAL	73.84

*Tabla 33: Peso propio columnas y placas nivel 2, 3, 4, 5 y 6 - Bloque C (Elaboración Propia).*

## Bloque D

### Nivel 1

Elemento	Nº de Veces	Alto (m)	Ancho (m)	Largo (m)	P.U. (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso (Tn)
C1	8	2.95	0.30	0.55	2.40	9.35
C2	4	2.95	0.40	0.40	2.40	4.53
C3	2	2.95	0.30	0.70	2.40	2.97
PLACA 1	1	2.95	0.15	5.35	2.40	5.68
PLACA 2	2	2.95	0.15	1.70	2.40	3.61
PLACA 3	2	2.95	0.15	1.00	2.40	2.12
PLACA 4	2	2.95	0.15	2.36	2.40	5.01
PLACA 5	2	2.95	0.15	2.00	2.40	4.25
PLACA 6	1	2.95	0.15	1.25	2.40	1.33
PLACA 7	1	2.95	0.15	1.00	2.40	1.06
					TOTAL	39.92

*Tabla 34: Peso propio columnas y placas nivel 1 - Bloque D (Elaboración Propia).*

### Nivel 2, 3, 4, 5 y 6

Elemento	Nº de Veces	Alto (m)	Ancho (m)	Largo (m)	P.U. (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso (Tn)
C1	8	2.80	0.30	0.55	2.40	8.87
C2	4	2.80	0.40	0.40	2.40	4.30
C3	2	2.80	0.30	0.70	2.40	2.82
PLACA 1	1	2.80	0.15	5.35	2.40	5.39
PLACA 2	2	2.80	0.15	1.70	2.40	3.43
PLACA 3	2	2.80	0.15	1.00	2.40	2.02
PLACA 4	2	2.80	0.15	2.36	2.40	4.76
PLACA 5	2	2.80	0.15	2.00	2.40	4.03
PLACA 6	1	2.80	0.15	1.25	2.40	1.26
PLACA 7	1	2.80	0.15	1.00	2.40	1.01
					TOTAL	37.89

*Tabla 35: Peso propio columnas y placas nivel 2, 3, 4, 5 y 6 - Bloque D (Elaboración Propia).*

### 3.9.4. Peso propio de escaleras

Peso de escalera por nivel:

#### Bloque A

##### 1 Nivel

$$\text{Primer y Segundo Tramo} = 2.55 * 2 * 1.20 * 0.15 * 2.4 = 2.20 \text{ Tn}$$

$$\text{Descanso} = 2.70 * 1.20 * 0.15 * 2.4 = 1.17 \text{ Tn}$$

##### 2, 3, 4, 5 y 6 Nivel

$$\text{Primer y Segundo Tramo} = 2.50 * 2 * 1.20 * 0.15 * 2.4 = 2.16 \text{ Tn}$$

$$\text{Descanso} = 2.70 * 1.20 * 0.15 * 2.4 = 1.17 \text{ Tn}$$

#### Bloque C

##### 1 Nivel

$$\text{Primer y Segundo Tramo} = 2.55 * 2 * 1.20 * 0.15 * 2.4 = 2.20 \text{ Tn}$$

$$\text{Descanso} = 2.70 * 1.20 * 0.15 * 2.4 = 1.17 \text{ Tn}$$

##### 2, 3, 4, 5 y 6 Nivel

$$\text{Primer y Segundo Tramo} = 2.50 * 2 * 1.20 * 0.15 * 2.4 = 2.16 \text{ Tn}$$

$$\text{Descanso} = 2.70 * 1.20 * 0.15 * 2.4 = 1.17 \text{ Tn}$$

### 3.10. Peso total de la estructura

El peso total de la estructura se calculó adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva igual al 25% (Edificaciones tipo C), de acuerdo a la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

#### Resumen de Metrados

##### Bloque A

Nivel	Losas (Tn)	Vigas (Tn)	Muros y Columnas (Tn)	Escaleras (Tn)	C. Muerta (Tn)	C. Viva (Tn)	C. Sísmica (Tn)
6	173.06	58.08	84.34	3.33	318.80	47.50	330.68
5	173.06	58.08	84.34	3.33	318.80	47.50	330.68
4	171.25	57.96	84.34	3.33	316.88	47.12	328.66
3	171.25	57.96	84.34	3.33	316.88	47.12	328.66
2	171.25	57.96	84.34	3.33	316.88	47.12	328.66
1	200.19	54.83	88.85	3.37	347.24	47.50	359.12
						TOTAL	2006.45

Tabla 36: Resumen de metrados - Bloque A.

##### Bloque B

Nivel	Losas (Tn)	Vigas (Tn)	Muros y Columnas (Tn)	Escaleras (Tn)	C. Muerta (Tn)	C. Viva (Tn)	C. Sísmica (Tn)
6	63.37	23.93	35.78	0.00	123.08	18.92	127.81
5	63.37	23.93	35.78	0.00	123.08	18.92	127.81
4	63.37	23.93	35.78	0.00	123.08	18.92	127.81
3	63.37	23.93	35.78	0.00	123.08	18.92	127.81
2	63.37	23.93	35.78	0.00	123.08	18.92	127.81
1	63.37	23.93	37.70	0.00	125.00	18.92	129.73
						TOTAL	768.78

Tabla 37: Resumen de metrados - Bloque B.

### Bloque C

Nivel	Losas (Tn)	Vigas (Tn)	Muros y Columnas (Tn)	Escaleras (Tn)	C. Muerta (Tn)	C. Viva (Tn)	C. Sísmica (Tn)
6	170.82	53.98	73.84	3.33	301.96	46.85	313.68
5	170.82	53.98	73.84	3.33	301.96	46.85	313.68
4	170.82	53.98	73.84	3.33	301.96	46.85	313.68
3	170.82	53.98	73.84	3.33	301.96	46.85	313.68
2	170.82	53.98	73.84	3.33	301.96	46.85	313.68
1	170.82	53.98	77.8	3.37	305.96	46.85	317.67
						TOTAL	1886.05

*Tabla 38: Resumen de metrados - Bloque C.*

### Bloque D

Nivel	Losas (Tn)	Vigas (Tn)	Muros y Columnas (Tn)	Escaleras (Tn)	C. Muerta (Tn)	C. Viva (Tn)	C. Sísmica (Tn)
6	77.84	25.47	37.89	0.00	141.19	23.23	147.00
5	77.84	25.47	37.89	0.00	141.19	23.23	147.00
4	80.09	26.26	37.89	0.00	144.24	23.91	150.22
3	80.09	26.26	37.89	0.00	144.24	23.91	150.22
2	80.09	26.26	37.89	0.00	144.24	23.91	150.22
1	77.84	25.47	39.92	0.00	143.22	23.23	149.03
						TOTAL	893.68

*Tabla 39: Resumen de metrados - Bloque D.*

## Capítulo 4. Análisis Sísmico Dinámico

### 4.1. Método de análisis

El análisis del edificio se efectuará mediante el programa ETABS, el cual es un programa de análisis tridimensional. Este programa utiliza para el análisis el método de rigidez matricial y el método de análisis por elementos finitos.

Para el desarrollo del análisis es necesario tener en cuenta los siguientes datos:

- ✓ La geometría del edificio.
- ✓ Las características y dimensiones de los elementos estructurales que hacen parte del sistema sismo-resistente, como son las vigas, columnas y muros estructurales.
- ✓ Las características de los materiales a usar en los diferentes elementos estructurales.
- ✓ Las cargas verticales que soportarán los diferentes elementos.
- ✓ Las cargas horizontales (fuerzas sísmicas) de la edificación, obtenidas para este caso específico, usando el método de la fuerza horizontal equivalente.

Se tomará como base las disposiciones dictadas por la Norma E.030.

### 4.2. Configuración estructural

#### 4.2.1. Generalidades

La Norma E.030 establece que 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.

## 4.2.2. Análisis de la edificación

### 4.2.2.1. Irregularidades estructurales en altura

#### a) Irregularidad de rigidez – Piso blando

Se realizó el análisis de verificación de las áreas de concreto resistentes al corte por nivel:

#### Bloque A

Nivel	Área de Concreto Resistente al Corte (m <sup>2</sup> )	Diferencia de Área Resistente al Corte (m <sup>2</sup> )	Diferencia en Porcentaje Entre Pisos Adyacentes (%)
6	12.55		
5	12.55	0	0%
4	12.55	0	0%
3	12.55	0	0%
2	12.55	0	0%
1	12.55	0	0%

Tabla 40: Verificación piso blando - Bloque A (Elaboración Propia).

No presenta irregularidad de rigidez – piso blando.

#### Bloque B

Nivel	Área de Concreto Resistente al Corte (m <sup>2</sup> )	Diferencia de Área Resistente al Corte (m <sup>2</sup> )	Diferencia en Porcentaje Entre Pisos Adyacentes (%)
6	5.33		
5	5.33	0	0%
4	5.33	0	0%
3	5.33	0	0%
2	5.33	0	0%
1	5.33	0	0%

Tabla 41: Verificación piso blando - Bloque B (Elaboración Propia).

No presenta irregularidad de rigidez – piso blando.

**Bloque C**

<b>Nivel</b>	<b>Área de Concreto Resistente al Corte (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Diferencia de Área Resistente al Corte (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Diferencia en Porcentaje Entre Pisos Adyacentes (%)</b>
6	10.99		
5	10.99	0	0%
4	10.99	0	0%
3	10.99	0	0%
2	10.99	0	0%
1	10.99	0	0%

*Tabla 42: Verificación piso blando - Bloque C (Elaboración Propia).*

No presenta irregularidad de rigidez – piso blando.

**Bloque D**

<b>Nivel</b>	<b>Área de Concreto Resistente al Corte (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Diferencia de Área Resistente al Corte (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Diferencia en Porcentaje Entre Pisos Adyacentes (%)</b>
6	5.64		
5	5.64	0	0%
4	5.64	0	0%
3	5.64	0	0%
2	5.64	0	0%
1	5.64	0	0%

*Tabla 43: Verificación piso blando - Bloque C (Elaboración Propia).*

No presenta irregularidad de rigidez – piso blando.

**b) Irregularidad de masa**

Se realizó el análisis de diferencias de masa por niveles de entrepiso:

**Bloque A**

Nivel	Peso (Tn)	Masa (Tn/(m/s <sup>2</sup> ))	Diferencia de Masa (Tn/(m/s <sup>2</sup> ))	Diferencia en Porcentaje Entre Pisos Adyacentes (%)
6	287.43	29.30		
5	330.68	33.71		
4	328.66	33.50	0.21	0.61
3	328.66	33.50	0.00	0.00
2	328.66	33.50	0.00	0.00
1	355.76	36.27	2.76	8.25

*Tabla 44: Verificación irregularidad de masa - Bloque A (Elaboración Propia).*

Como no hay diferencia mayor al 50% no se tiene irregularidad de masa.

**Bloque B**

Nivel	Peso (Tn)	Masa (Tn/(m/s <sup>2</sup> ))	Diferencia de Masa (Tn/(m/s <sup>2</sup> ))	Diferencia en Porcentaje Entre Pisos Adyacentes (%)
6	109.92	11.20		
5	127.81	13.03		
4	127.81	13.03	0.00	0.00
3	127.81	13.03	0.00	0.00
2	127.81	13.03	0.00	0.00
1	128.77	13.13	0.10	0.75

*Tabla 45: Verificación irregularidad de masa - Bloque B (Elaboración Propia).*

Como no hay diferencia mayor al 50% no se tiene irregularidad de masa.

**Bloque C**

Nivel	Peso (Tn)	Masa (Tn/(m/s <sup>2</sup> ))	Diferencia de Masa (Tn/(m/s <sup>2</sup> ))	Diferencia en Porcentaje Entre Pisos Adyacentes (%)
6	275.68	28.10		
5	313.68	31.98		
4	313.68	31.98	0.00	0.00
3	313.68	31.98	0.00	0.00
2	313.68	31.98	0.00	0.00
1	314.59	32.07	0.09	0.29

*Tabla 46: Verificación irregularidad de masa - Bloque C (Elaboración Propia).*

Como no hay diferencia mayor al 50% no se tiene irregularidad de masa.

**Bloque D**

Nivel	Peso (Tn)	Masa (Tn/(m/s <sup>2</sup> ))	Diferencia de Masa (Tn/(m/s <sup>2</sup> ))	Diferencia en Porcentaje Entre Pisos Adyacentes (%)
6	128.05	13.05		
5	147.00	14.98		
4	150.22	15.31	0.33	2.19
3	150.22	15.31	0.00	0.00
2	150.22	15.31	0.00	0.00
1	148.01	15.09	0.23	1.47

*Tabla 47: Verificación irregularidad de masa - Bloque D (Elaboración Propia).*

Como no hay diferencia mayor al 50% no se tiene irregularidad de masa.

**c) Irregularidad geométrica vertical**

Se realizó el análisis de la diferencia de área en planta de los 4 bloques, los cuales se muestran a continuación:

**Bloque A**

Nivel	Área en Planta de la Estructura(m2)	Diferencia del Área (m2)	Diferencia en Porcentaje Entre Pisos Adyacentes (%)
6	249.62		
5	249.62	0.00	0%
4	247.73	1.89	1%
3	247.73	0.00	0%
2	247.73	0.00	0%
1	249.62	1.89	1%

*Tabla 48: Verificación irregularidad geométrica vertical - Bloque A (Elaboración Propia).*

Como no existe diferencia mayor al 30%, no presenta irregularidad geométrica vertical.

**Bloque B**

Nivel	Área en Planta de la Estructura(m2)	Diferencia del Área (m2)	Diferencia en Porcentaje Entre Pisos Adyacentes (%)
6	95.10		
5	95.10	0.00	0%
4	95.10	0.00	0%
3	95.10	0.00	0%
2	95.10	0.00	0%
1	95.10	0.00	0%

*Tabla 49: Verificación irregularidad geométrica vertical - Bloque B (Elaboración Propia).*

Como no existe diferencia alguna, no presenta irregularidad geométrica vertical.

### Bloque C

Nivel	Área en Planta de la Estructura(m2)	Diferencia del Área (m2)	Diferencia en Porcentaje Entre Pisos Adyacentes (%)
6	245.91		
5	245.91	0.00	0%
4	245.91	0.00	0%
3	245.91	0.00	0%
2	245.91	0.00	0%
1	245.91	0.00	0%

*Tabla 50: Verificación irregularidad geométrica vertical - Bloque C (Elaboración Propia).*

Como no existe diferencia alguna, no presenta irregularidad geométrica vertical.

### Bloque D

Nivel	Área en Planta de la Estructura(m2)	Diferencia del Área (m2)	Diferencia en Porcentaje Entre Pisos Adyacentes (%)
6	116.74		
5	116.74	0.00	0%
4	120.10	3.36	3%
3	120.10	0.00	0%
2	120.10	0.00	0%
1	116.74	3.36	3%

*Tabla 51: Verificación irregularidad geométrica vertical - Bloque D (Elaboración Propia).*

Como no existe diferencia mayor al 30%, no presenta irregularidad geométrica vertical.

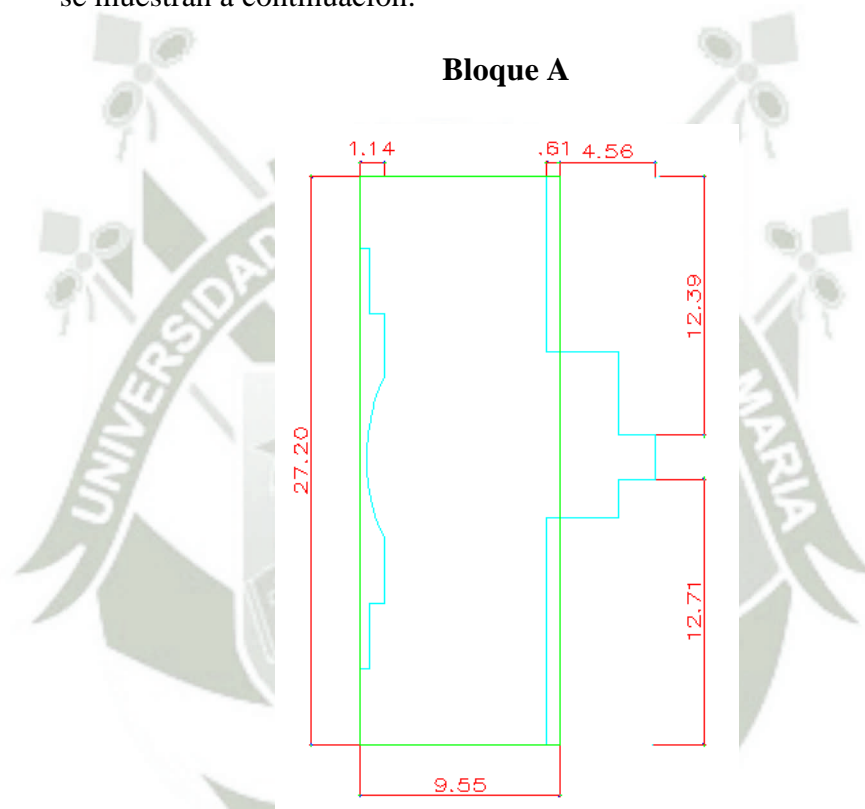
#### d) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Todos los elementos se proyectan alineados en los 6 niveles, de los 4 bloques, por lo cual no se presenta este tipo de irregularidad.

#### 4.2.2.2. Irregularidades estructurales en planta

##### a) Esquinas Entrantes

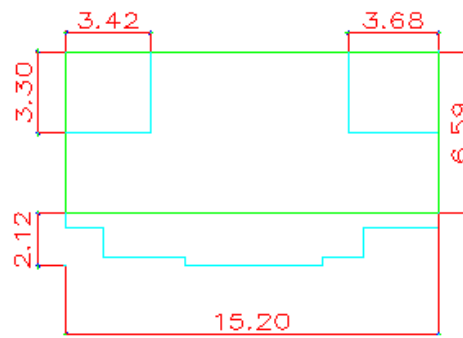
Esta condición se analizó asumiendo un rectángulo equivalente de largo igual a la mayor longitud en planta y un ancho que de cómo área de rectángulo, que sea igual al área en planta de la estructura, comparando en base a éste las entradas y salientes, y así sus respectivos porcentajes, como se muestran a continuación:



*Figura 3: Verificación irregularidad esquinas entrantes - Bloque A (Elaboración Propia).*

Se tiene un porcentaje de saliente máximo en el eje X de 47.75% y un porcentaje de entrantes en el eje X de 11.94%, en el eje Y se presenta un porcentaje de entrantes del 46.73%, lo cual sobrepasa los admisible. Por lo tanto, la estructura presenta irregularidad en esquinas entrantes.

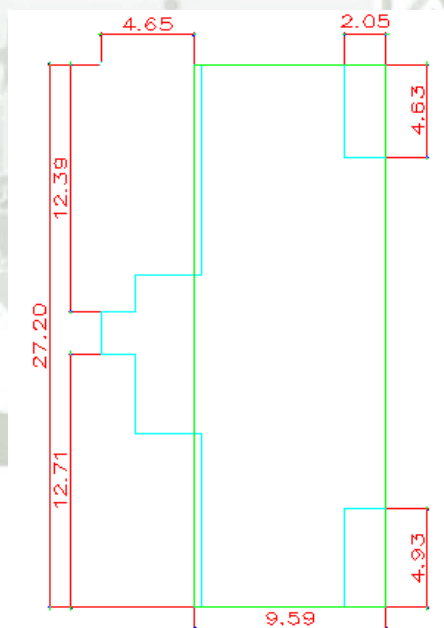
### Bloque B



**Figura 4: Verificación irregularidad esquinas entrantes - Bloque B (Elaboración Propia).**

Se tiene un porcentaje de entrantes en el eje X del 24.21%, en el eje Y se tiene un porcentaje de entrantes del 50.08% y un porcentaje de salientes del 32.17%, lo cual sobrepasa lo admisible. Por lo tanto, la estructura presenta irregularidad en esquinas entrantes.

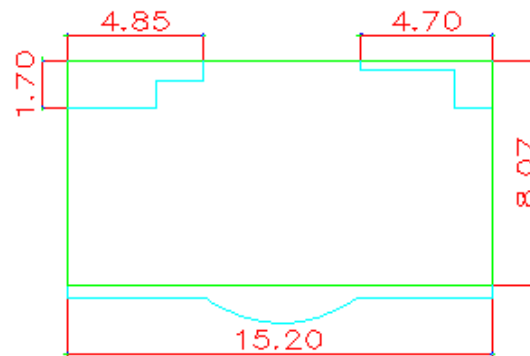
### Bloque C



**Figura 5: Verificación irregularidad esquinas entrantes - Bloque C (Elaboración Propia).**

Se tiene un porcentaje de salientes máximos en el eje X del 48.49% y un porcentaje de entrantes en el eje X del 21.38%, en el eje Y se tiene un porcentaje de entrantes del 46.73%, lo cual sobrepasa lo admisible. Por lo tanto, la estructura presenta irregularidad en esquinas entrantes.

### Bloque D



*Figura 6: Verificación irregularidad esquinas entrantes - Bloque D (Elaboración Propia).*

Se tiene un porcentaje de entrantes en el eje X del 31.91%, y en el eje Y se tiene un porcentaje de entrantes del 21.07%, lo cual sobrepasa lo admisible.

Por lo tanto, la estructura presenta irregularidad en esquinas entrantes.

#### b) Discontinuidad del diafragma

Se compararon los porcentajes de vacíos en los diafragmas de cada nivel:

### Bloque A

Nivel	Área en Planta de la Estructura (m <sup>2</sup> )	Área de Vacíos (m <sup>2</sup> )	Vacíos (%)
6	249.62	12.13	4.86%
5	249.62	12.13	4.86%
4	247.73	12.13	4.90%
3	247.73	12.13	4.90%
2	247.73	12.13	4.90%
1	249.62	12.13	4.86%

*Figura 7: Verificación irregularidad discontinuidad del diafragma - Bloque A (Elaboración Propia).*

No presenta vacíos mayores al 50% por lo cual no presenta irregularidad por discontinuidad del diafragma.

**Bloque B**

Nivel	Área en Planta de la Estructura (m <sup>2</sup> )	Área de Vacíos (m <sup>2</sup> )	Vacíos (%)
6	95.10	0.84	0.88%
5	95.10	0.84	0.88%
4	95.10	0.84	0.88%
3	95.10	0.84	0.88%
2	95.10	0.84	0.88%
1	95.10	0.84	0.88%

*Figura 8: Verificación irregularidad discontinuidad del diafragma - Bloque B  
(Elaboración Propia).*

No presenta vacíos mayores al 50% por lo cual no presenta irregularidad por discontinuidad del diafragma.

**Bloque C**

Nivel	Área en Planta de la Estructura (m <sup>2</sup> )	Área de Vacíos (m <sup>2</sup> )	Vacíos (%)
6	245.91	11.68	4.75%
5	245.91	11.68	4.75%
4	245.91	11.68	4.75%
3	245.91	11.68	4.75%
2	245.91	11.68	4.75%
1	245.91	11.68	4.75%

*Figura 9: Verificación irregularidad discontinuidad del diafragma - Bloque C  
(Elaboración Propia).*

No presenta vacíos mayores al 50% por lo cual no presenta irregularidad por discontinuidad del diafragma.

**Bloque D**

Nivel	Área en Planta de la Estructura (m <sup>2</sup> )	Área de Vacíos (m <sup>2</sup> )	Vacíos (%)
6	116.74	0.60	0.51%
5	116.74	0.60	0.51%
4	120.10	0.60	0.50%
3	120.10	0.60	0.50%
2	120.10	0.60	0.50%
1	116.74	0.60	0.51%

*Figura 10: Verificación irregularidad discontinuidad del diafragma - Bloque D  
(Elaboración Propia).*

No presenta vacíos mayores al 50% por lo cual no presenta irregularidad por discontinuidad del diafragma.

**4.2.2.3. Determinación del tipo de estructura**

Se determinó que los 4 bloques de la estructura presentan irregularidad de esquinas entrantes, por lo cual los 4 bloques son irregulares.

Para el análisis sísmico se considerará el 75% del factor de reducción R (por ser los 4 bloques irregulares), para la determinación de las solicitaciones sísmicas.

### 4.3. Parámetros sísmicos

#### 4.3.1. Zonificación

De acuerdo a la zonificación en todo el territorio nacional, la ciudad de Arequipa se encuentra ubicada en la zona 3.

Por lo tanto, le corresponde un factor de zona de  $Z = 0.4$ .

#### 4.3.2. Condiciones geotectónicas

De acuerdo a las condiciones geotécnicas del estudio de suelos, el suelo del presente proyecto es del tipo “S<sub>2</sub>”.

Para un suelo tipo S<sub>2</sub> que viene a ser un suelo intermedio le corresponde un periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo de  $T_p = 0.6$  y un factor de suelo de  $S = 1.2$ .

#### 4.3.3. Categoría de la edificación

La presente edificación es de uso común, ya que es una vivienda multifamiliar.

Al ser esta una edificación común le corresponde un factor de uso de  $U = 1$ .

#### 4.3.4. Sistemas estructurales

El sistema estructural adoptado para el presente proyecto es un sistema Dual, conformado por una combinación de pórticos y placas de concreto armado.

Para estructuras irregulares, los valores de R deben ser tomados como  $\frac{3}{4}$  de R.

El factor de reducción para estructuras regulares duales es de  $R = 7$ , pero para nuestro caso que es una edificación irregular se considerara un factor de reducción de  $R = 5.25$ .

#### 4.3.5. Período fundamental

El periodo fundamental se calculó con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Dónde:

$h_n$  = Altura del edificio, en nuestro caso la altura es de 16.95.

$C_T = 45$ , para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos, cajas de ascensores y escaleras.

$$T = \frac{16.95}{45} = 0.38$$

#### 4.3.6. Factor de amplificación sísmica

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica ( $C$ ) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right); C \leq 2.5$$

Dónde:

$T_P$  = Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo.

$T$  = Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico.

$$C = 2.5 * \left(\frac{0.6}{0.38}\right) = 3.95$$

$C = 3.95$ , pero como es mayor a 2.5, se considera  $C = 2.5$ .

#### 4.4. Procedimiento de análisis sísmico dinámico

##### 4.4.1. Cálculo del coeficiente del espectro de respuesta sísmica

De acuerdo a la Norma E-030 del RNE, para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

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

Z = 0.4      U = 1      S = 1.2      T<sub>p</sub> = 0.9      R = 5.25

T	C	Sa/g
0.01	2.50	0.23
0.02	2.50	0.23
0.03	2.50	0.23
0.04	2.50	0.23
0.05	2.50	0.23
0.06	2.50	0.23
0.07	2.50	0.23
0.08	2.50	0.23
0.09	2.50	0.23
0.10	2.50	0.23
0.20	2.50	0.23
0.30	2.50	0.23
0.40	2.50	0.23
0.50	2.50	0.23
0.60	2.50	0.23
0.70	2.14	0.2
0.80	1.88	0.17
0.90	1.67	0.15
1.00	1.50	0.14
1.50	1.00	0.09
2.00	0.75	0.07
2.50	0.60	0.05
3.00	0.50	0.05
3.50	0.43	0.04
4.00	0.38	0.03
4.50	0.33	0.03
5.00	0.30	0.03
5.50	0.27	0.02
6.00	0.25	0.02
6.50	0.23	0.02
7.00	0.21	0.02
7.50	0.20	0.02
8.00	0.19	0.02
8.50	0.18	0.02
9.00	0.17	0.02
9.50	0.16	0.01
10.00	0.15	0.01

*Tabla 52: Cálculo de Pseudo-aceleraciones (Elaboración Propia).*

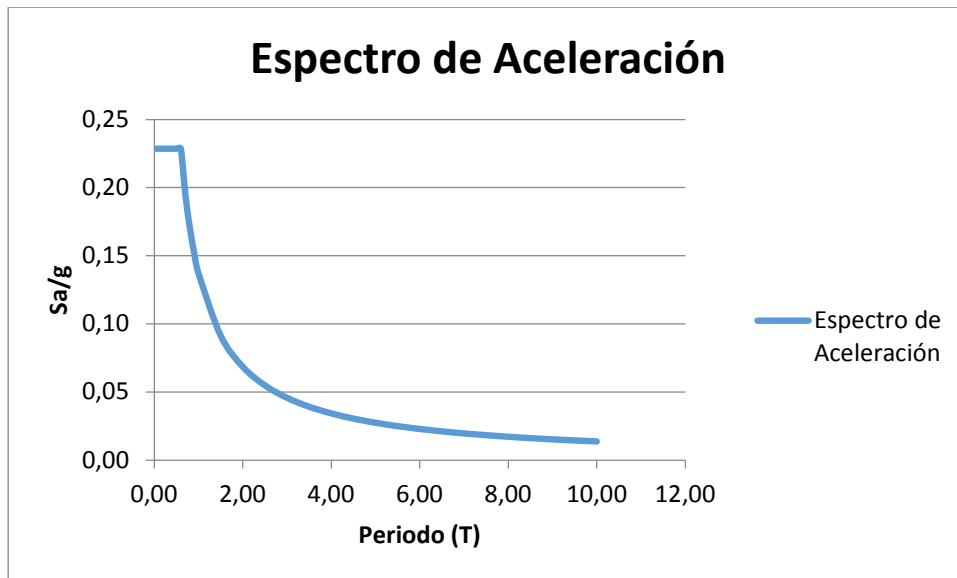


Gráfico 3: Espectro de aceleración (Elaboración Propia).

#### 4.4.2. Criterios de combinación para la determinación del número de modos de vibración

Según la NTE E.030, mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima esperada ( $r$ ) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados ( $r_i$ ) podrá determinarse usando la siguiente expresión:

$$r = 0.25 * \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 * \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los valores calculados para cada modo.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de

masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis (NTE E.030).

Para el diseño en el programa Etabs se usará la combinación cuadrática completa (CQC), ya que la Norma E-030 lo permite. Que toma en cuenta el acoplamiento estadístico entre modos estrechamente espaciados causados por el amortiguamiento que para este caso será de 0.05 y que afecta a todos los modos y debe reflejar el amortiguamiento de la estructura modelada.

#### **4.4.3. Efectos de torsión**

Se considera en el análisis una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo e igual a 0.05 veces la dimensión del edificio, según lo indicado en el Artículo 18 (18.2) de la NTE E-030 DISEÑO SISMORRESISTENTE.

#### **4.4.4. Verificación de la fuerza cortante mínima en la base**

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado según el Artículo 17 (17.3) de la NTE E-030, para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

#### 4.4.4.1. Cálculo del cortante en la base del caso estático

El cortante en la base está definido por  $V = Z*U*C*S*P / R$ , en donde P es el peso total de la edificación y  $C / R \geq 0.125$ .

#### Bloque A

Para el cálculo del factor de amplificación sísmica (C):

Modal Participating Mass Ratios								
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
	1	0.508497	0.0013	5.8802	0.0000	0.0013	5.8802	0.0000
	2	0.398982	68.7683	1.5626	0.0000	68.7696	7.4428	0.0000
	3	0.384068	1.5955	67.5303	0.0000	70.3651	74.9731	0.0000
	4	0.141997	0.0014	1.6738	0.0000	70.3665	76.6468	0.0000
	5	0.103078	0.0136	15.1716	0.0000	70.3801	91.8184	0.0000
	6	0.089722	20.0165	0.0052	0.0000	90.3967	91.8236	0.0000
	7	0.070532	0.0004	0.6325	0.0000	90.3971	92.4561	0.0000
	8	0.050407	0.0004	4.4602	0.0000	90.3975	96.9163	0.0000
	9	0.046072	0.0016	0.3066	0.0000	90.3991	97.2229	0.0000
	10	0.040339	6.2753	0.0002	0.0000	96.6744	97.2231	0.0000
	11	0.034806	0.0000	0.1401	0.0000	96.6744	97.3633	0.0000
	12	0.033168	0.0005	1.7454	0.0000	96.6749	99.1087	0.0000
	13	0.029446	0.0002	0.0364	0.0000	96.6751	99.1451	0.0000
	14	0.025718	2.2470	0.0282	0.0000	98.9221	99.1733	0.0000
	15	0.025351	0.0934	0.6281	0.0000	99.0156	99.8014	0.0000
	16	0.021686	0.0001	0.1566	0.0000	99.0157	99.9580	0.0000
	17	0.019524	0.7793	0.0000	0.0000	99.7950	99.9580	0.0000
	18	0.016737	0.1635	0.0000	0.0000	99.9585	99.9580	0.0000

Tabla 53: Periodo modal de la estructura – Bloque A (Elaboración Propia).

$$T_X = 0.398982$$

$$T_Y = 0.384068$$

$$C_X = 2.5 * \left( \frac{0.6}{0.398982} \right) = 3.76$$

$$C_Y = 2.5 * \left( \frac{0.6}{0.384068} \right) = 3.91$$

$C_X = 3.76$ , pero como es mayor a 2.5, se considera  $C = 2.5$ .

$C_Y = 3.91$ , pero como es mayor a 2.5, se considera  $C = 2.5$ .

$$R_X = 5.25.$$

$$R_Y = 5.25.$$

$$\frac{2.5}{5.25} = 0.476 \geq 0.125$$

Para el cálculo del peso total del edificio (P):

Diaphragm Mass Data							
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	MMI	XM	YM
▶	STORY6	D6	25.7565	25.7565	1905.0061	5.658	13.671
	STORY5	D5	36.6793	36.6793	2769.9632	5.398	13.682
	STORY4	D4	36.5374	36.5374	2766.8533	5.416	13.682
	STORY3	D3	36.5374	36.5374	2766.8533	5.416	13.682
	STORY2	D2	36.6222	36.6222	2768.9561	5.405	13.682
	STORY1	D1	37.4316	37.4316	2792.9192	5.361	13.614

*Tabla 54: Masa de la estructura – Bloque A (Elaboración Propia).*

Piso	Diafragma	Masa	Peso (Tn)
STORY6	D6	25.7565	252.67
STORY5	D5	36.6793	359.82
STORY4	D4	36.5374	358.43
STORY3	D3	36.5374	358.43
STORY2	D2	36.6222	359.26
STORY1	D1	37.4316	367.20
		TOTAL	2055.83

*Tabla 55: Peso de la estructura – Bloque A (Elaboración Propia).*

El cálculo de los cortantes basales del caso estático, para las direcciones X y Y, se muestra a continuación:

Dirección X		Dirección Y	
V <sub>x est.</sub>	469.90	V <sub>y est.</sub>	469.90
T <sub>x</sub>	0.398982	T <sub>y</sub>	0.384068
Z	0.4	Z	0.4
U	1	U	1
C <sub>x</sub>	2.5	C <sub>y</sub>	2.5
S	1.2	S	1.2
P	2055.83	P	2055.83
R <sub>x</sub>	5.25	R <sub>y</sub>	5.25

*Tabla 56: Cortante en la base estático – Bloque A (Elaboración Propia).*

$$V_{X \text{ est}} = 469.90 \text{ Tn.}$$

$$V_{Y \text{ est}} = 469.90 \text{ Tn.}$$

### Bloque B

Para el cálculo del factor de amplificación sísmica (C):

Modal Participating Mass Ratios								
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	
1	0.411189	74.3826	0.0035	0.0000	74.3826	0.0035	0.0000	
2	0.365313	0.0047	71.0571	0.0000	74.3873	71.0606	0.0000	
3	0.234565	0.0211	0.0226	0.0000	74.4084	71.0832	0.0000	
4	0.108492	15.6993	0.0002	0.0000	90.1077	71.0834	0.0000	
5	0.084869	0.0004	20.9891	0.0000	90.1081	92.0725	0.0000	
6	0.054784	0.0652	0.0017	0.0000	90.1734	92.0742	0.0000	
7	0.049997	5.9508	0.0003	0.0000	96.1241	92.0745	0.0000	
8	0.040289	0.0003	5.4126	0.0000	96.1245	97.4871	0.0000	
9	0.030708	2.6096	0.0001	0.0000	98.7341	97.4872	0.0000	
10	0.027128	0.0000	1.7946	0.0000	98.7341	99.2818	0.0000	
11	0.025912	0.0088	0.0096	0.0000	98.7429	99.2914	0.0000	
12	0.022456	1.0104	0.0001	0.0000	99.7534	99.2915	0.0000	
13	0.021449	0.0000	0.5818	0.0000	99.7534	99.8733	0.0000	
14	0.018870	0.0000	0.1266	0.0000	99.7534	99.9999	0.0000	
15	0.018775	0.2378	0.0000	0.0000	99.9912	99.9999	0.0000	
16	0.017368	0.0055	0.0001	0.0000	99.9967	100.0000	0.0000	
17	0.013700	0.0026	0.0000	0.0000	99.9993	100.0000	0.0000	
18	0.012049	0.0007	0.0000	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000	

Tabla 57: Periodo modal de la estructura – Bloque B (Elaboración Propia).

$$T_X = 0.411189$$

$$T_Y = 0.365313$$

$$C_X = 2.5 * \left( \frac{0.6}{0.411189} \right) = 3.65$$

$$C_Y = 2.5 * \left( \frac{0.6}{0.365313} \right) = 4.11$$

$C_X = 3.65$ , pero como es mayor a 2.5, se considera  $C = 2.5$ .

$C_Y = 4.11$ , pero como es mayor a 2.5, se considera  $C = 2.5$ .

$$R_X = 5.25.$$

$$R_Y = 5.25.$$

$$\frac{2.5}{5.25} = 0.476 \geq 0.125$$

Para el cálculo del peso total del edificio (P):

Diaphragm Mass Data							
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	MMI	XM	YM
▶	STORY6	D6	10.5216	10.5216	293.0074	7.267	3.914
	STORY5	D5	14.8132	14.8132	374.7563	7.479	4.024
	STORY4	D4	14.8132	14.8132	374.7563	7.479	4.024
	STORY3	D3	14.8132	14.8132	374.7563	7.479	4.024
	STORY2	D2	14.8132	14.8132	374.7563	7.479	4.024
	STORY1	D1	14.8643	14.8643	376.6106	7.483	4.035

*Tabla 58: Masa de la estructura – Bloque B (Elaboración Propia).*

Piso	Diafragma	Masa	Peso (Tn)
STORY6	D6	10.5216	103.22
STORY5	D5	14.8132	145.32
STORY4	D4	14.8132	145.32
STORY3	D3	14.8132	145.32
STORY2	D2	14.8132	145.32
STORY1	D1	14.8643	145.82
		TOTAL	830.31

*Tabla 59: Peso de la estructura – Bloque B (Elaboración Propia).*

El cálculo de los cortantes basales del caso estático, para las direcciones X y Y, se muestra a continuación:

Dirección X		Dirección Y	
V <sub>x est.</sub>	189.79	V <sub>y est.</sub>	189.79
T <sub>x</sub>	0.411189	T <sub>y</sub>	0.365313
Z	0.4	Z	0.4
U	1	U	1
C <sub>x</sub>	2.5	C <sub>y</sub>	2.5
S	1.2	S	1.2
P	830.31	P	830.31
R <sub>x</sub>	5.25	R <sub>y</sub>	5.25

*Tabla 60: Cortante en la base estático – Bloque B (Elaboración Propia).*

$$V_{X\text{ est}} = 189.79 \text{ Tn.}$$

$$V_{Y\text{ est}} = 189.79 \text{ Tn.}$$

### Bloque C

Para el cálculo del factor de amplificación sísmica (C):

Modal Participating Mass Ratios								
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
▶	1	0.485026	0.6562	12.1360	0.0000	0.6562	12.1360	0.0000
	2	0.423468	0.0379	62.2332	0.0000	0.6940	74.3692	0.0000
	3	0.366325	72.0145	0.0257	0.0000	72.7086	74.3949	0.0000
	4	0.140347	0.0891	2.7960	0.0000	72.7976	77.1909	0.0000
	5	0.110675	0.0249	14.7925	0.0000	72.8225	91.9834	0.0000
	6	0.091930	18.1174	0.0011	0.0000	90.9400	91.9845	0.0000
	7	0.071543	0.0236	0.8683	0.0000	90.9635	92.8528	0.0000
	8	0.053569	0.0070	4.2255	0.0000	90.9706	97.0784	0.0000
	9	0.047428	0.0051	0.3823	0.0000	90.9757	97.4607	0.0000
	10	0.042975	5.8688	0.0003	0.0000	96.8445	97.4609	0.0000
	11	0.036225	0.0009	0.2791	0.0000	96.8453	97.7400	0.0000
	12	0.035232	0.0010	1.4843	0.0000	96.8463	99.2243	0.0000
	13	0.030903	0.0010	0.0518	0.0000	96.8473	99.2761	0.0000
	14	0.027725	2.1905	0.0054	0.0000	99.0378	99.2815	0.0000
	15	0.027016	0.0187	0.5551	0.0000	99.0565	99.8366	0.0000
	16	0.023216	0.0013	0.1281	0.0000	99.0577	99.9647	0.0000
	17	0.021195	0.7467	0.0003	0.0000	99.8044	99.9650	0.0000
	18	0.018271	0.1613	0.0000	0.0000	99.9657	99.9650	0.0000

Tabla 61: Periodo modal de la estructura – Bloque C (Elaboración Propia).

$$T_X = 0.366325$$

$$T_Y = 0.423468$$

$$C_X = 2.5 * \left( \frac{0.6}{0.366325} \right) = 4.09$$

$$C_Y = 2.5 * \left( \frac{0.6}{0.423468} \right) = 3.54$$

$C_X = 4.09$ , pero como es mayor a 2.5, se considera  $C = 2.5$ .

$C_Y = 3.54$ , pero como es mayor a 2.5, se considera  $C = 2.5$ .

$$R_X = 5.25.$$

$$R_Y = 5.25.$$

$$\frac{2.5}{5.25} = 0.476 \geq 0.125$$

Para el cálculo del peso total del edificio (P):

Diaphragm Mass Data							
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	MMI	XM	YM
▶	STORY6	D6	26.7248	26.7248	1853.8241	3.204	13.548
	STORY5	D5	37.9771	37.9771	2648.5874	3.732	13.556
	STORY4	D4	37.9771	37.9771	2648.5874	3.732	13.556
	STORY3	D3	37.9771	37.9771	2648.5874	3.732	13.556
	STORY2	D2	37.9785	37.9785	2648.6585	3.732	13.556
	STORY1	D1	38.2250	38.2250	2660.5296	3.720	13.558

*Tabla 62: Masa de la estructura – Bloque C (Elaboración Propia).*

Piso	Diafragma	Masa	Peso (Tn)
STORY6	D6	26.7248	262.17
STORY5	D5	37.9771	372.56
STORY4	D4	37.9771	372.56
STORY3	D3	37.9771	372.56
STORY2	D2	37.9785	372.57
STORY1	D1	38.2250	374.99
		TOTAL	2127.39

*Tabla 63: Peso de la estructura – Bloque C (Elaboración Propia).*

El cálculo de los cortantes basales del caso estático, para las direcciones X y Y, se muestra a continuación:

Dirección X		Dirección Y	
V <sub>x est.</sub>	486.26	V <sub>y est.</sub>	486.26
T <sub>x</sub>	0.366325	T <sub>y</sub>	0.423468
Z	0.4	Z	0.4
U	1	U	1
C <sub>x</sub>	2.5	C <sub>y</sub>	2.5
S	1.2	S	1.2
P	2127.39	P	2127.39
R <sub>x</sub>	5.25	R <sub>y</sub>	5.25

*Tabla 64: Cortante en la base estático – Bloque C (Elaboración Propia).*

$$V_{X\text{ est}} = 486.26 \text{ Tn.}$$

$$V_{Y\text{ est}} = 486.26 \text{ Tn.}$$

### Bloque D

Para el cálculo del factor de amplificación sísmica (C):

Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.410477	0.0010	71.9604	0.0000	0.0010	71.9604	0.0000
2	0.343829	73.1032	0.0013	0.0000	73.1042	71.9616	0.0000
3	0.315244	1.0310	0.0012	0.0000	74.1352	71.9628	0.0000
4	0.098462	0.0005	18.4841	0.0000	74.1357	90.4469	0.0000
5	0.090914	17.6561	0.0007	0.0000	91.7918	90.4476	0.0000
6	0.078907	0.5976	0.0005	0.0000	92.3894	90.4480	0.0000
7	0.044853	4.8246	0.0282	0.0000	97.2140	90.4763	0.0000
8	0.044567	0.0229	6.1263	0.0000	97.2370	96.6025	0.0000
9	0.036347	0.1092	0.0004	0.0000	97.3462	96.6030	0.0000
10	0.030239	1.7936	0.0001	0.0000	99.1398	96.6031	0.0000
11	0.028187	0.0001	2.3851	0.0000	99.1399	98.9882	0.0000
12	0.023685	0.6902	0.0000	0.0000	99.8301	98.9882	0.0000
13	0.023004	0.0010	0.0002	0.0000	99.8310	98.9884	0.0000
14	0.021383	0.0000	0.8295	0.0000	99.8310	99.8178	0.0000
15	0.020587	0.1658	0.0000	0.0000	99.9968	99.8178	0.0000
16	0.018407	0.0000	0.1817	0.0000	99.9968	99.9996	0.0000
17	0.017401	0.0026	0.0004	0.0000	99.9995	99.9999	0.0000
18	0.014921	0.0005	0.0001	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000

Tabla 65: Periodo modal de la estructura – Bloque D (Elaboración Propia).

$$T_X = 0.343829$$

$$T_Y = 0.410477$$

$$C_X = 2.5 * \left( \frac{0.6}{0.343829} \right) = 4.36$$

$$C_Y = 2.5 * \left( \frac{0.6}{0.410477} \right) = 3.65$$

$C_X = 4.36$ , pero como es mayor a 2.5, se considera  $C = 2.5$ .

$C_Y = 3.65$ , pero como es mayor a 2.5, se considera  $C = 2.5$ .

$$R_X = 5.25.$$

$$R_Y = 5.25.$$

$$\frac{2.5}{5.25} = 0.476 \geq 0.125$$

Para el cálculo del peso total del edificio (P):

Diaphragm Mass Data							
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	MMI	XM	YM
▶	STORY6	D6	11.0948	11.0948	336.4717	7.533	3.846
	STORY5	D5	17.5472	17.5472	521.7332	7.421	3.697
	STORY4	D4	17.5472	17.5472	521.7332	7.421	3.697
	STORY3	D3	17.5472	17.5472	521.7332	7.421	3.697
	STORY2	D2	17.5472	17.5472	521.7332	7.421	3.697
	STORY1	D1	17.3773	17.3773	517.6114	7.415	3.781

*Tabla 66: Masa de la estructura – Bloque D (Elaboración Propia).*

Piso	Diafragma	Masa	Peso (Tn)
STORY6	D6	11.0948	108.84
STORY5	D5	17.5472	172.14
STORY4	D4	17.5472	172.14
STORY3	D3	17.5472	172.14
STORY2	D2	17.5472	172.14
STORY1	D1	17.3773	170.47
		TOTAL	967.86

*Tabla 67: Peso de la estructura – Bloque D (Elaboración Propia).*

El cálculo de los cortantes basales del caso estático, para las direcciones X y Y, se muestra a continuación:

Dirección X		Dirección Y	
V <sub>x est.</sub>	221.23	V <sub>y est.</sub>	221.23
T <sub>x</sub>	0.343829	T <sub>y</sub>	0.410477
Z	0.4	Z	0.4
U	1	U	1
C <sub>x</sub>	2.5	C <sub>y</sub>	2.5
S	1.2	S	1.2
P	967.86	P	967.86
R <sub>x</sub>	5.25	R <sub>y</sub>	5.25

*Tabla 68: Cortante en la base estático – Bloque D (Elaboración Propia).*

$$V_{X\text{ est}} = 221.23 \text{ Tn.}$$

$$V_{Y\text{ est}} = 221.23 \text{ Tn.}$$

#### 4.4.4.2. Cálculo del cortante en la base del caso dinámico

##### Bloque A

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY6	ESPECTROX	Top	0.00	94.15	5.90	1413.419	0.000	0.000
	STORY6	ESPECTROX	Bottom	0.00	94.75	5.95	1421.604	16.591	264.447
	STORY6	ESPECTROY	Top	0.00	6.30	84.10	783.331	0.000	0.000
	STORY6	ESPECTROY	Bottom	0.00	6.34	84.68	787.315	236.285	17.686
	STORY5	ESPECTROX	Top	0.00	186.86	12.76	2803.606	16.591	264.447
	STORY5	ESPECTROX	Bottom	0.00	187.28	12.80	2809.358	52.295	782.445
	STORY5	ESPECTROY	Top	0.00	13.40	174.37	1576.445	236.285	17.686
	STORY5	ESPECTROY	Bottom	0.00	13.43	174.81	1579.498	721.756	55.173
	STORY4	ESPECTROX	Top	0.00	253.08	18.05	3807.796	52.295	782.445
	STORY4	ESPECTROX	Bottom	0.00	253.38	18.07	3811.964	102.730	1476.128
	STORY4	ESPECTROY	Top	0.00	18.66	241.92	2170.968	721.756	55.173
	STORY4	ESPECTROY	Bottom	0.00	18.68	242.25	2173.259	1389.746	107.311
	STORY3	ESPECTROX	Top	0.00	300.53	21.75	4544.880	102.730	1476.128
	STORY3	ESPECTROX	Bottom	0.00	300.74	21.76	4547.799	163.411	2291.980
	STORY3	ESPECTROY	Top	0.00	22.17	261.30	2604.795	1389.746	107.311
	STORY3	ESPECTROY	Bottom	0.00	22.18	261.53	2606.415	2187.796	169.199
	STORY2	ESPECTROX	Top	0.00	331.73	23.93	5048.558	163.411	2291.980
	STORY2	ESPECTROX	Bottom	0.00	331.85	23.94	5050.275	230.105	3187.191
	STORY2	ESPECTROY	Top	0.00	24.10	323.82	2892.878	2187.796	169.199
	STORY2	ESPECTROY	Bottom	0.00	24.11	323.95	2893.847	3070.299	236.449
	STORY1	ESPECTROX	Top	0.00	346.93	24.78	5311.312	230.105	3187.191
	STORY1	ESPECTROX	Bottom	0.00	346.98	24.78	5311.931	302.900	4175.310
	STORY1	ESPECTROY	Top	0.00	24.78	339.42	3035.599	3070.299	236.449
	STORY1	ESPECTROY	Bottom	0.00	24.78	339.47	3036.062	4045.479	309.329

Tabla 69: Cortante en la base dinámico – Bloque A (Elaboración Propia).

$$V_{X \text{ din}} = 346.98 \text{ Tn.}$$

$$V_{Y \text{ din}} = 339.47 \text{ Tn.}$$

##### Bloque B

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY6	ESPECTROX	Top	0.00	37.05	0.34	163.220	0.000	0.000
	STORY6	ESPECTROX	Bottom	0.00	37.05	0.34	163.220	0.943	103.734
	STORY6	ESPECTROY	Top	0.00	0.27	34.30	306.049	0.000	0.000
	STORY6	ESPECTROY	Bottom	0.00	0.27	34.30	306.049	107.230	0.755
	STORY5	ESPECTROX	Top	0.00	75.26	0.65	336.550	0.943	103.734
	STORY5	ESPECTROX	Bottom	0.00	75.26	0.65	336.550	2.748	312.076
	STORY5	ESPECTROY	Top	0.00	0.55	75.90	615.695	107.230	0.755
	STORY5	ESPECTROY	Bottom	0.00	0.55	75.90	615.695	317.901	2.282
	STORY4	ESPECTROX	Top	0.00	104.37	0.88	469.817	2.748	312.076
	STORY4	ESPECTROX	Bottom	0.00	104.37	0.88	469.817	5.167	598.950
	STORY4	ESPECTROY	Top	0.00	0.80	102.60	838.514	317.901	2.282
	STORY4	ESPECTROY	Bottom	0.00	0.80	102.60	838.514	599.511	4.475
	STORY3	ESPECTROX	Top	0.00	125.66	1.03	568.267	5.167	598.950
	STORY3	ESPECTROX	Bottom	0.00	125.66	1.03	568.267	7.992	942.185
	STORY3	ESPECTROY	Top	0.00	0.98	121.79	1002.415	599.511	4.475
	STORY3	ESPECTROY	Bottom	0.00	0.98	121.79	1002.415	930.174	7.186
	STORY2	ESPECTROX	Top	0.00	139.07	1.11	633.123	7.992	942.185
	STORY2	ESPECTROX	Bottom	0.00	139.07	1.11	633.123	11.040	1321.076
	STORY2	ESPECTROY	Top	0.00	1.10	134.72	1116.357	930.174	7.186
	STORY2	ESPECTROY	Bottom	0.00	1.10	134.72	1116.357	1293.253	10.216
	STORY1	ESPECTROX	Top	0.00	145.04	1.15	664.101	11.040	1321.076
	STORY1	ESPECTROX	Bottom	0.00	145.04	1.15	664.101	14.355	1738.176
	STORY1	ESPECTROY	Top	0.00	1.15	141.26	1177.587	1293.253	10.216
	STORY1	ESPECTROY	Bottom	0.00	1.15	141.26	1177.587	1694.875	13.548

Tabla 70: Cortante en la base dinámico – Bloque B (Elaboración Propia).

$$V_{X \text{ din}} = 145.04 \text{ Tn.}$$

$$V_{Y \text{ din}} = 141.26 \text{ Tn.}$$

### Bloque C

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY6	ESPECTROX	Top	0.00	95.48	3.36	1485.624	0.000	0.000
	STORY6	ESPECTROX	Bottom	0.00	96.20	3.37	1495.493	9.426	268.293
	STORY6	ESPECTROY	Top	0.00	4.20	86.07	344.379	0.000	0.000
	STORY6	ESPECTROY	Bottom	0.00	4.22	86.75	344.849	241.900	11.787
	STORY5	ESPECTROX	Top	0.00	192.75	7.28	3019.721	9.426	268.293
	STORY5	ESPECTROX	Bottom	0.00	193.27	7.29	3026.914	29.309	803.213
	STORY5	ESPECTROY	Top	0.00	8.28	176.63	745.910	241.900	11.787
	STORY5	ESPECTROY	Bottom	0.00	8.30	177.14	746.321	733.809	34.580
	STORY4	ESPECTROX	Top	0.00	264.27	10.46	4165.638	29.309	803.213
	STORY4	ESPECTROX	Bottom	0.00	264.65	10.47	4170.924	57.786	1529.284
	STORY4	ESPECTROY	Top	0.00	11.35	243.96	1058.312	733.809	34.580
	STORY4	ESPECTROY	Bottom	0.00	11.36	244.34	1058.619	1407.270	65.665
	STORY3	ESPECTROX	Top	0.00	315.97	12.97	5010.032	57.786	1529.284
	STORY3	ESPECTROX	Bottom	0.00	316.24	12.98	5013.699	92.955	2390.294
	STORY3	ESPECTROY	Top	0.00	13.55	292.88	1297.690	1407.270	65.665
	STORY3	ESPECTROY	Bottom	0.00	13.56	293.14	1297.890	2209.240	102.610
	STORY2	ESPECTROX	Top	0.00	349.74	14.74	5577.628	92.955	2390.294
	STORY2	ESPECTROX	Bottom	0.00	349.89	14.75	5579.731	132.828	3338.385
	STORY2	ESPECTROY	Top	0.00	14.97	325.98	1466.434	2209.240	102.610
	STORY2	ESPECTROY	Bottom	0.00	14.97	325.13	1466.525	3094.307	143.299
	STORY1	ESPECTROX	Top	0.00	369.81	15.62	5863.454	132.828	3338.385
	STORY1	ESPECTROX	Bottom	22.58	339.99	19.68	5435.125	294.010	4385.201
	STORY1	ESPECTROY	Top	0.00	15.62	347.28	1556.385	3094.307	143.299
	STORY1	ESPECTROY	Bottom	3.92	18.49	327.82	1486.686	4029.470	188.177

Tabla 71: Cortante en la base dinámico – Bloque C (Elaboración Propia).

$$V_{X \text{ din}} = 339.99 \text{ Tn.}$$

$$V_{Y \text{ din}} = 327.82 \text{ Tn.}$$

### Bloque D

Story Shears									
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY6	ESPECTROX	Top	0.00	39.68	0.24	158.559	0.000	0.000
	STORY6	ESPECTROX	Bottom	0.00	39.68	0.24	158.559	0.661	111.093
	STORY6	ESPECTROY	Top	0.00	0.19	40.90	337.002	0.000	0.000
	STORY6	ESPECTROY	Bottom	0.00	0.19	40.90	337.002	114.523	0.530
	STORY5	ESPECTROX	Top	0.00	85.81	0.43	338.674	0.661	111.093
	STORY5	ESPECTROX	Bottom	0.00	85.81	0.43	338.674	1.825	349.405
	STORY5	ESPECTROY	Top	0.00	0.40	86.21	707.790	114.523	0.530
	STORY5	ESPECTROY	Bottom	0.00	0.40	86.21	707.790	353.147	1.637
	STORY4	ESPECTROX	Top	0.00	119.72	0.57	472.524	1.825	349.405
	STORY4	ESPECTROX	Bottom	0.00	119.72	0.57	472.524	3.380	679.052
	STORY4	ESPECTROY	Top	0.00	0.56	119.25	981.542	353.147	1.637
	STORY4	ESPECTROY	Bottom	0.00	0.56	119.25	981.542	680.158	3.163
	STORY3	ESPECTROX	Top	0.00	144.28	0.58	571.033	3.380	679.052
	STORY3	ESPECTROX	Bottom	0.00	144.28	0.58	571.033	5.223	1073.008
	STORY3	ESPECTROY	Top	0.00	0.67	142.95	1181.749	680.158	3.163
	STORY3	ESPECTROY	Bottom	0.00	0.67	142.95	1181.749	1069.111	4.990
	STORY2	ESPECTROX	Top	0.00	160.60	0.75	638.092	5.223	1073.008
	STORY2	ESPECTROX	Bottom	0.00	160.60	0.75	638.092	7.254	1508.924
	STORY2	ESPECTROY	Top	0.00	0.75	158.26	1315.344	1069.111	4.990
	STORY2	ESPECTROY	Bottom	0.00	0.75	158.26	1315.344	1497.673	7.013
	STORY1	ESPECTROX	Top	0.00	168.43	0.79	673.301	7.254	1508.924
	STORY1	ESPECTROX	Bottom	0.00	168.43	0.79	673.301	9.496	1991.203
	STORY1	ESPECTROY	Top	0.00	0.79	165.27	1381.050	1497.673	7.013
	STORY1	ESPECTROY	Bottom	0.00	0.79	165.27	1381.050	1970.244	9.252

Tabla 72: Cortante en la base dinámico – Bloque D (Elaboración Propia).

$$V_{X \text{ din}} = 168.43 \text{ Tn.}$$

$$V_{Y \text{ din}} = 165.27 \text{ Tn.}$$

#### 4.4.4.3. Cálculo de los cortantes basales estáticos mínimos

Para el presente proyecto se considera una estructura irregular, obteniéndose los siguientes cortantes basales mínimos:

##### Bloque A

$$V_{A \text{ mín est.}} = 460.90 * 0.9 = 414.81 \text{ Tn}$$

##### Bloque B

$$V_{B \text{ mín est.}} = 189.79 * 0.9 = 170.81 \text{ Tn}$$

##### Bloque C

$$V_{C \text{ mín est.}} = 486.26 * 0.9 = 437.63 \text{ Tn}$$

##### Bloque D

$$V_{D \text{ mín est.}} = 221.23 * 0.9 = 199.11 \text{ Tn}$$

#### 4.4.4.4. Cálculo de los factores de escala

Para calcular los factores de escala, se debe comparar la fuerza cortante del caso dinámico contra la fuerza cortante del caso estático y verificar que el cociente sea mayor o igual a 0.90 para estructuras irregulares, como se muestra a continuación:

$$\text{Factor de Escala} = \frac{V_i}{F_i}$$

Dónde:

$V_i$  = Cortante basal Mínima Estática.

$F_i$  = Cortante basal Dinámica.

##### Bloque A

$$\text{Factor de Escala en X} = \frac{414.81}{346.98} = 1.20$$

$$\text{Factor de Escala en Y} = \frac{414.81}{339.47} = 1.22 \approx 1.25$$

**Bloque B**

$$\text{Factor de Escala en } X = \frac{170.81}{145.04} = 1.18 \approx 1.20$$

$$\text{Factor de Escala en } Y = \frac{170.81}{141.26} = 1.21 \approx 1.25$$

**Bloque C**

$$\text{Factor de Escala en } X = \frac{437.63}{339.99} = 1.29 \approx 1.30$$

$$\text{Factor de Escala en } Y = \frac{437.63}{327.82} = 1.33 \approx 1.35$$

**Bloque D**

$$\text{Factor de Escala en } X = \frac{199.11}{168.43} = 1.18 \approx 1.20$$

$$\text{Factor de Escala en } Y = \frac{199.11}{165.27} = 1.21 \approx 1.25$$

**4.4.5. Desplazamientos laterales permisibles**

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

**BLOQUE A**

- ✓ Desplazamiento en X, R=5.25

Nivel	D (cm)	δ (cm)	Hn (cm)	Deriva	0.75*R*Deriva	<0.007
Story1	0.0913	0.0913	295	0.00031	0.0012	OK
Story2	0.2744	0.1831	280	0.00065	0.0026	OK
Story3	0.5139	0.2395	280	0.00086	0.0034	OK
Story4	0.7804	0.2665	280	0.00095	0.0037	OK
Story5	1.0517	0.2713	280	0.00097	0.0038	OK
Story6	1.3145	0.2628	280	0.00094	0.0037	OK

*Tabla 73: Desplazamientos laterales en X – Bloque A (Elaboración Propia).*

- ✓ Desplazamiento en Y, R=5.25

Nivel	D (cm)	$\delta$ (cm)	Hn (cm)	Deriva	0.75*R*Deriva	<0.007
Story1	0.1137	0.1137	295	0.00039	0.0015	OK
Story2	0.3066	0.1929	280	0.00069	0.0027	OK
Story3	0.5298	0.2232	280	0.00080	0.0031	OK
Story4	0.7551	0.2253	280	0.00080	0.0032	OK
Story5	0.9631	0.2080	280	0.00074	0.0029	OK
Story6	1.1427	0.1796	280	0.00064	0.0025	OK

Tabla 74: Desplazamientos laterales en Y – Bloque A (Elaboración Propia).

### BLOQUE B

- ✓ Desplazamiento en X, R=5.25

Nivel	D (cm)	$\delta$ (cm)	Hn (cm)	Deriva	0.75*R*Deriva	<0.007
Story1	0.1199	0.1199	295	0.00041	0.0016	OK
Story2	0.3491	0.2292	280	0.00082	0.0032	OK
Story3	0.6222	0.2731	280	0.00098	0.0038	OK
Story4	0.8954	0.2732	280	0.00098	0.0038	OK
Story5	1.1426	0.2472	280	0.00088	0.0035	OK
Story6	1.3536	0.2110	280	0.00075	0.0030	OK

Tabla 75: Desplazamientos laterales en X – Bloque B (Elaboración Propia).

- ✓ Desplazamiento en Y, R=5.25

Nivel	D (cm)	$\delta$ (cm)	Hn (cm)	Deriva	0.75*R*Deriva	<0.007
Story1	0.0829	0.0829	295	0.00028	0.0011	OK
Story2	0.2362	0.1533	280	0.00055	0.0022	OK
Story3	0.4347	0.1985	280	0.00071	0.0028	OK
Story4	0.6567	0.2220	280	0.00079	0.0031	OK
Story5	0.8848	0.2281	280	0.00081	0.0032	OK
Story6	1.1095	0.2247	280	0.00080	0.0032	OK

Tabla 76: Desplazamientos laterales en Y – Bloque B (Elaboración Propia).

### BLOQUE C

- ✓ Desplazamiento en X, R=5.25

Nivel	D (cm)	$\delta$ (cm)	Hn (cm)	Deriva	$0.75*R*Deriva$	<0.007
Story1	0.0907	0.0907	295	0.00031	0.0012	OK
Story2	0.2593	0.1686	280	0.00060	0.0024	OK
Story3	0.4682	0.2089	280	0.00075	0.0029	OK
Story4	0.6896	0.2214	280	0.00079	0.0031	OK
Story5	0.9043	0.2147	280	0.00077	0.0030	OK
Story6	1.1025	0.1982	280	0.00071	0.0028	OK

*Tabla 77: Desplazamientos laterales en X – Bloque C (Elaboración Propia).*

- ✓ Desplazamiento en Y, R=5.25

Nivel	D (cm)	$\delta$ (cm)	Hn (cm)	Deriva	$0.75*R*Deriva$	<0.007
Story1	0.1310	0.1310	295	0.00044	0.0017	OK
Story2	0.3537	0.2227	280	0.00080	0.0031	OK
Story3	0.6164	0.2627	280	0.00094	0.0037	OK
Story4	0.8871	0.2707	280	0.00097	0.0038	OK
Story5	1.1433	0.2562	280	0.00092	0.0036	OK
Story6	1.3726	0.2293	280	0.00082	0.0032	OK

*Tabla 78: Desplazamientos laterales en Y – Bloque C (Elaboración Propia).*

### BLOQUE D

- ✓ Desplazamiento en X, R=5.25

Nivel	D (cm)	$\delta$ (cm)	Hn (cm)	Deriva	$0.75*R*Deriva$	<0.007
Story1	0.0903	0.0903	295	0.00031	0.0012	OK
Story2	0.2438	0.1535	280	0.00055	0.0022	OK
Story3	0.4272	0.1834	280	0.00066	0.0026	OK
Story4	0.6187	0.1915	280	0.00068	0.0027	OK
Story5	0.8020	0.1833	280	0.00065	0.0026	OK
Story6	0.9619	0.1599	280	0.00057	0.0022	OK

*Tabla 79: Desplazamientos laterales en X – Bloque D (Elaboración Propia).*

✓ Desplazamiento en Y, R=5.25

Nivel	D (cm)	δ (cm)	Hn (cm)	Deriva	0.75*R*Deriva	<0.007
Story1	0.1058	0.1058	295	0.00036	0.0014	OK
Story2	0.3140	0.2082	280	0.00074	0.0029	OK
Story3	0.5780	0.2640	280	0.00094	0.0037	OK
Story4	0.8612	0.2832	280	0.00101	0.0040	OK
Story5	1.1387	0.2775	280	0.00099	0.0039	OK
Story6	1.3974	0.2587	280	0.00092	0.0036	OK

Tabla 80: Desplazamientos laterales en Y – Bloque D (Elaboración Propia).

#### 4.4.6. Junta de separación sísmica

Según la NTE E.030, toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima  $s$  para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia mínima no será menor que los  $\frac{2}{3}$  de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:

$$s = 3 + 0.004 * (h - 500) \quad (\text{h y s en centímetros})$$

$$s > 3\text{cm}$$

Donde  $h$  es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel, considerado para evaluar  $s$ .

El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que  $\frac{2}{3}$  del desplazamiento máximo calculado según el Artículo 16 (16.4) ni menores que  $s/2$  (NTE E.030).

La junta de separación se determinará usando el siguiente criterio:

$$s = 3 + 0.004 * (1695 - 500)$$

$$s = 7.78 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la junta de separación para los 4 bloques será de 10 cm.

La edificación se retirará de las edificaciones vecinas 10 cm.

## Capítulo 5. Análisis Estructural

### 5.1. Introducción

En este capítulo determinaremos los esfuerzos finales debido a cargas que actúan sobre la estructura, las cargas que se han tenido en consideración para el análisis estructural son cargas estáticas que estarán distribuidas en cada elemento estructural en función de un ancho tributario y cargas sísmicas, las cuales excitarán a la estructura; dichas cargas serán transformadas en fuerzas y momentos dentro de los elementos estructurales.

El análisis estructural se efectuará mediante el programa ETABS.

### 5.2. Análisis estructural para cargas de gravedad

El análisis estructural se realiza partiendo de modelos mecánicos a los cuales se asimiló la edificación, es más que nada un proceso puramente matemático; pudiendo estar tan cerca o lejos de la realidad en la medida que así lo refleje el modelo asumido. Algo que debe tenerse siempre presente es que con frecuencia no hay un solo modelo que permite describir todos los aspectos del funcionamiento de la estructura, muchas veces hay que emplear más de uno y obtener resultados “envolventes” que permitan estimar el funcionamiento probablemente intermedio de la estructura real.

### 5.3. Aplicación y combinación de cargas

De acuerdo al Artículo N° 9 (9.2) Resistencia Requerida de la Norma E-060 de CONCRETO ARMADO, las combinaciones a realizar son:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Dónde:

CM: Carga muerta.

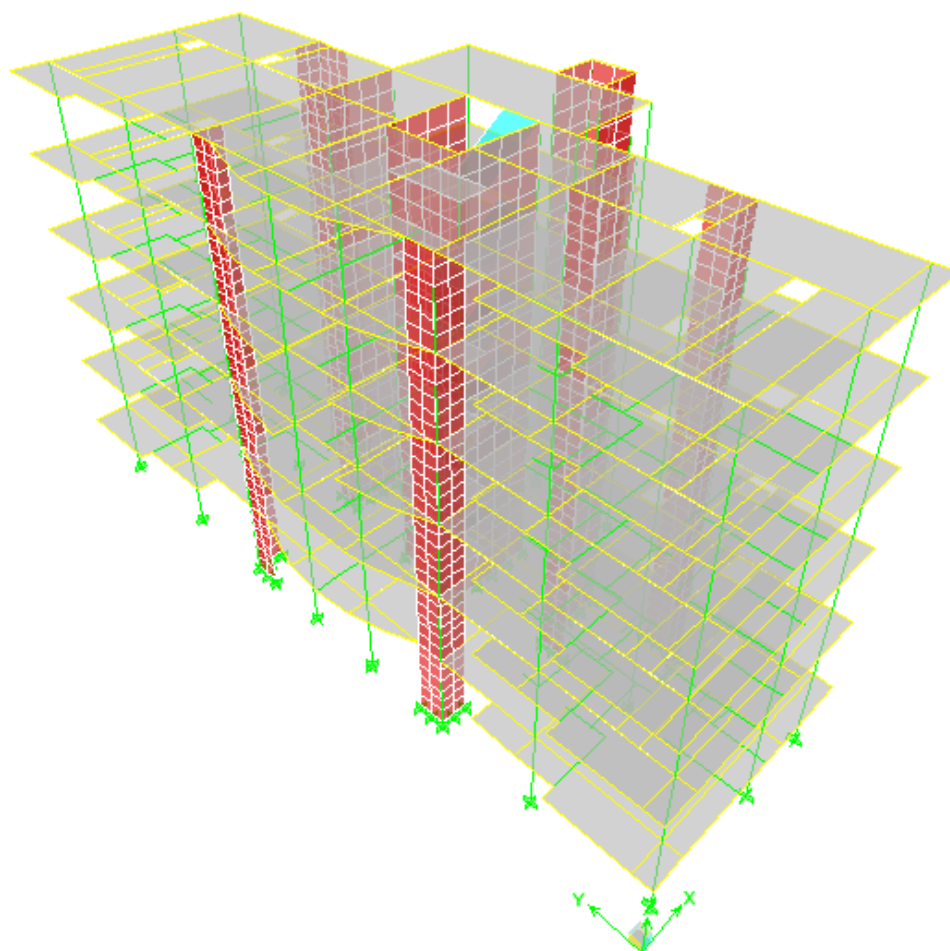
CV: Carga viva.

CS: Carga de sismo.

## 5.4. Esquemas de estructuración y envolventes de esfuerzos

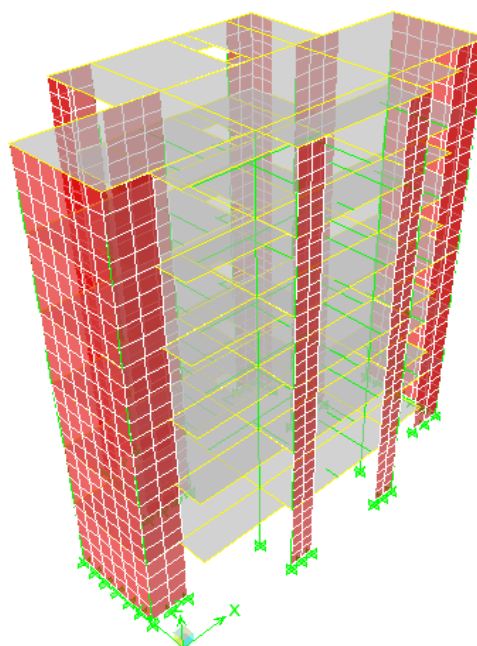
### ESQUEMAS DE ESTRUCTURACIÓN

#### Bloque A



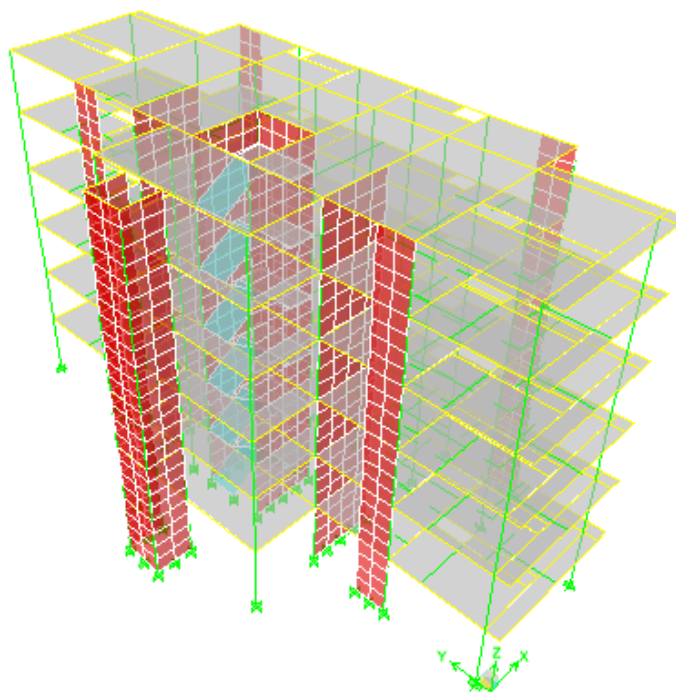
*Figura 11: Esquema de estructuración – Bloque A*

### Bloque B



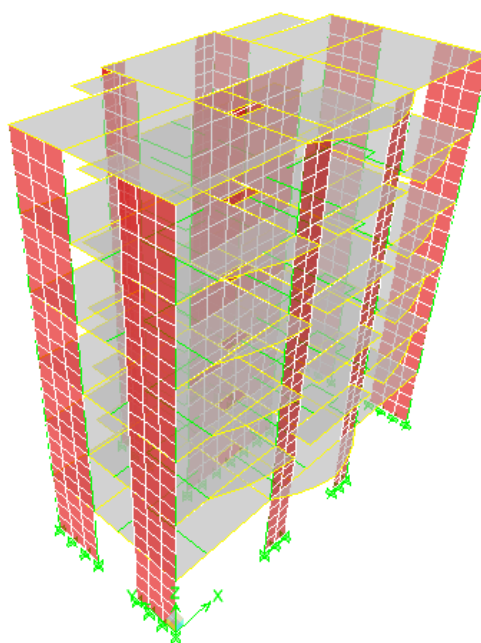
*Figura 12: Esquema de estructuración – Bloque B*

### Bloque C



*Figura 13: Esquema de estructuración – Bloque C*

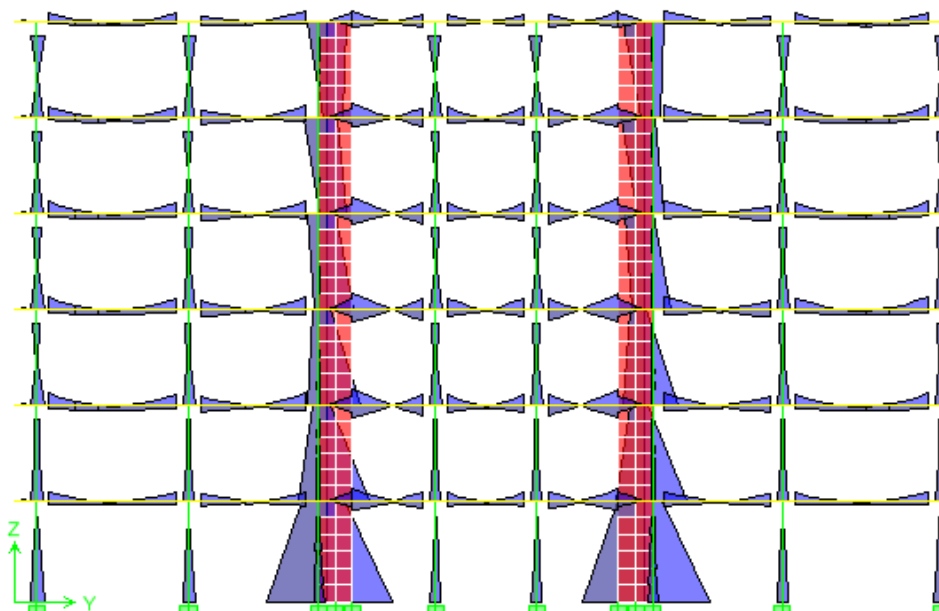
### Bloque D



*Figura 14: Esquema de estructuración – Bloque D*

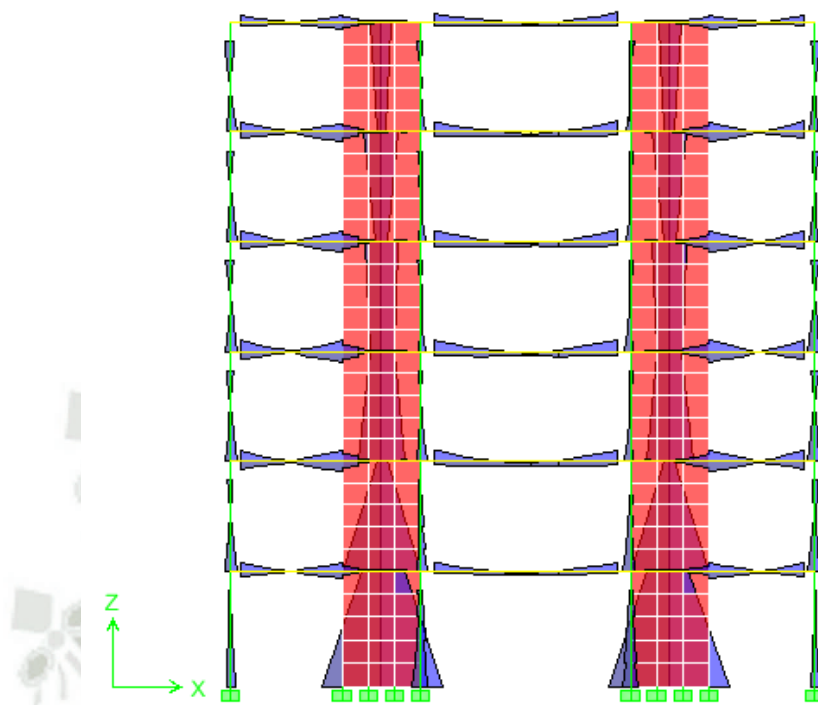
### ENVOLVENTES DE ESFUERZOS

### Bloque A



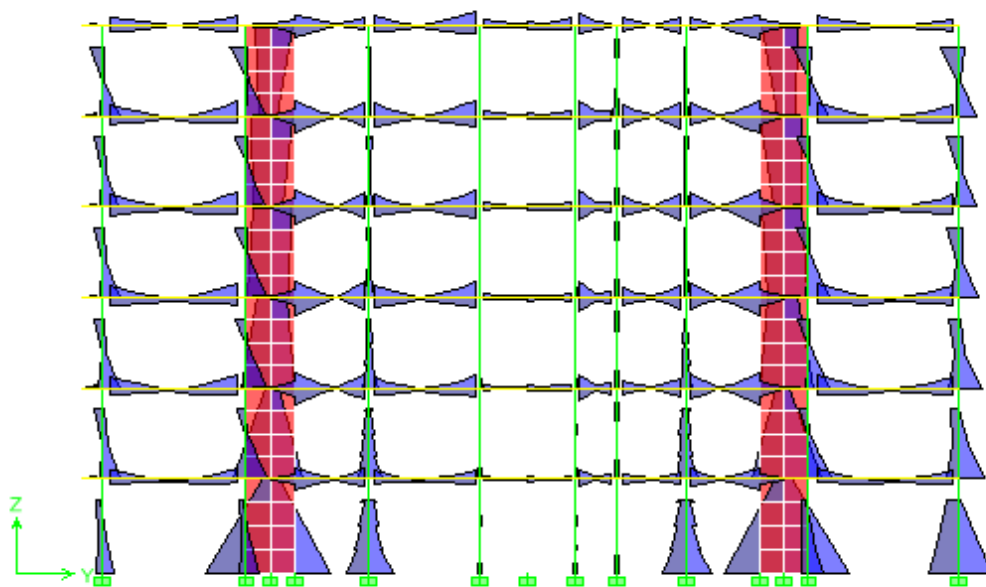
*Figura 15: Envolverte de esfuerzos – Bloque A.*

### Bloque B



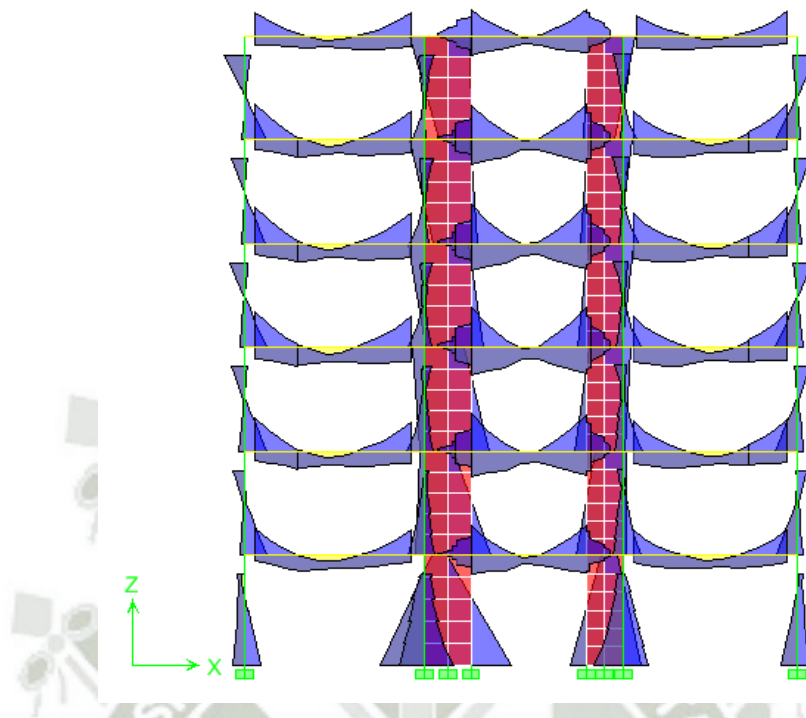
*Figura 16: Envoltente de esfuerzos – Bloque B.*

### Bloque C



*Figura 17: Envoltente de esfuerzos – Bloque C.*

### Bloque D



*Figura 18: Envoltura de esfuerzos – Bloque D.*

## Capítulo 6. Diseño de elementos estructurales

### 6.1. Introducción

Para el diseño de los diferentes elementos de concreto armado de la estructura se ha aplicado el Método de Resistencia Última. Se han considerado los siguientes factores de carga y factores de reducción prescritos por la Norma de Concreto Armado E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

#### 6.1.1. Factor de reducción de resistencia

Los factores de reducción de resistencia  $\phi$  son los siguientes:

- ✓ Para flexión sin carga axial:  $\phi = 0.90$
- ✓ Para carga axial de tracción con o sin flexión:  $\phi = 0.90$
- ✓ Para flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión:
  - Elementos con refuerzo en espiral:  $\phi = 0.75$
  - Otros elementos:  $\phi = 0.70$

Para elementos en flexocompresión  $\phi$  puede incrementarse linealmente hasta 0.90 en la medida que  $\phi P_n$  disminuye desde  $0.1f'_c A_g$  ó  $\phi P_b$ , el que sea menor, hasta cero.

- ✓ Para cortante sin o con torsión:  $\phi = 0.85$
- ✓ Para aplastamiento en el concreto:  $\phi = 0.70$

## 6.2. Diseño de losas

### 6.2.1. Diseño de losas aligeradas

Las losas aligeradas son una variante de las losas nervadas, con la principal diferencia que los espacios dejados entre las viguetas se rellenan con bloques de arcilla, concreto o tecnopor.

El Reglamento Nacional de Edificaciones especifica las siguientes condiciones:

- ✓ El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 10 cm y debe tener una altura no mayor de 3.5 veces su ancho mínimo.
- ✓ El espaciamiento libre entre las nervaduras no debe exceder de 75 cm.
- ✓ El espesor de la losa no debe ser menor que  $1/12$  de la distancia libre entre las nervaduras, ni menor de 5 cm.

#### 6.2.1.1. Diseño por flexión

Una losa aligerada puede diseñarse considerando cada nervio de esta, como una viga en forma de “T”, siendo el espesor del ala 5 cm, la altura será el alto del ladrillo hueco más el espesor del ala, la base inferior de la vigueta será de 0.10 m y la base superior de esta será de un ancho de 0.40 m debido a que los ladrillos huecos distribuidos en nuestro medio son de un ancho de 0.30 m.

Cada vigueta soportará parte de las cargas distribuidas en toda la losa. Las cargas aplicadas a las viguetas serán cargas muertas (incluido el peso propio y acabados) y cargas vivas.

El análisis de las viguetas se hará por medio del software Etabs, y el diseño de cada una de las viguetas se hará en hojas de cálculo utilizando las siguientes ecuaciones obtenidas del modelo de Whitney, mediante el equilibrio de fuerzas horizontales y el equilibrio de momentos:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi 0.85 * f'_c * b}}$$

$$A_s = \frac{|M_u|}{\phi f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Dónde:

a: Es la profundidad de compresión del elemento según su sección.

d: Es el peralte de la sección del elemento resultante de la resta de la altura menos el recubrimiento del acero.

b: Es la base de la sección del elemento.

Mu: Momento actuante.

f'c: Resistencia del concreto a la compresión.

fy: Esfuerzo de fluencia del acero.

Ø: Factor de reducción por flexión de 0.90.

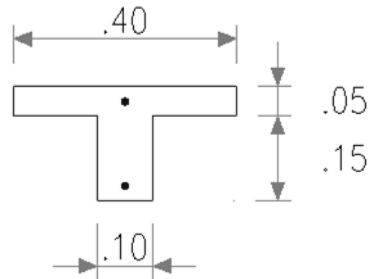
#### 6.2.1.2. Diseño por corte

La fuerza cortante que soporta el concreto del alma de las viguetas de los aligerados convencionales viene dado por:

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

### 6.2.1.3. Ejemplo de diseño de losa aligerada

Se tomó como ejemplo la losa del Bloque B.



*Figura 19: Detalle losa aligerada (Elaboración Propia).*

- ✓ Medrado por metro de ancho de vigueta:

Peso propio  $h = 0.20 \text{ m}$  :  $0.30 \text{ Tn/m}^2$ .

Piso terminado :  $0.10 \text{ Tn/m}^2$ .

Peso tabiquería :  $0.10 \text{ Tn/m}^2$ .

Carga Muerta :  $0.50 \text{ Tn/m}^2$ .

Carga Viva :  $0.20 \text{ Tn/m}^2$ .

- ✓ Medrado por cada metro de vigueta:

CM:  $0.40 \text{ m} \times 0.50 \text{ Tn/m}^2 = 0.20 \text{ Tn/m}$ .

CV:  $0.40 \text{ m} \times 0.20 \text{ Tn/m}^2 = 0.08 \text{ Tn/m}$ .

- ✓ Combinación de carga

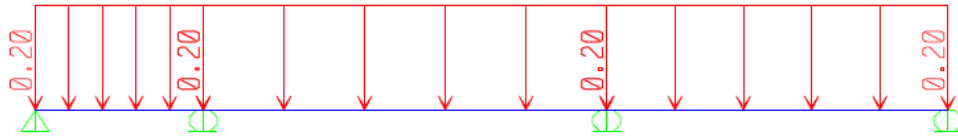
$$W_u = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$W_u = 1.4 \times 0.20 + 1.7 \times 0.08$$

$$W_u = 0.42 \text{ Tn/m}$$

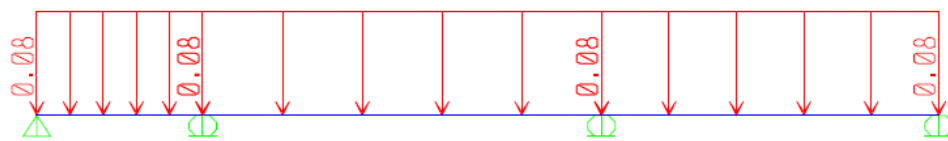
- ✓ Análisis estructural.

**CM (Tn):**



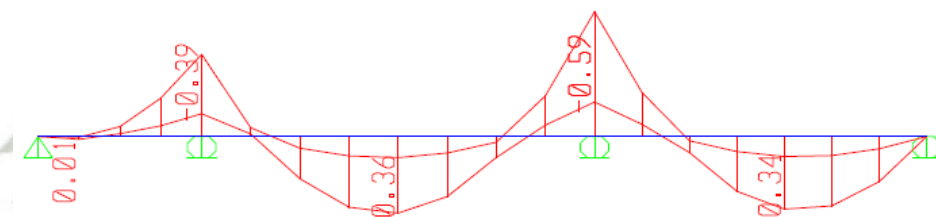
*Gráfico 4: Carga muerta losa aligerada.*

**CV (Tn):**



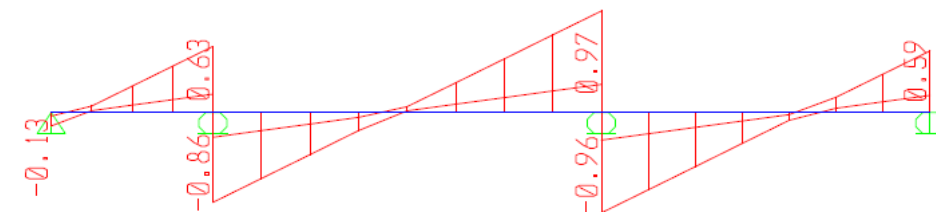
*Gráfico 5: Carga viva aligerada.*

**DMF (Tn/m):**



*Gráfico 6: Diagrama de momentos flectores losa aligerada.*

**DFC (Tn):**



*Gráfico 7: Diagrama de fuerza cortante.*

- ✓ Diseño por flexión. Se obtuvo los siguientes resultados:

## BLOQUE B

DISEÑO POR FLEXIÓN													
TIPO	TRAMO	SIGNO	b (cm)	h (cm)	r (cm)	d (cm)	Mu (Tn.m)	a (cm)	ρ	As (cm <sup>2</sup> )	Varilla Ø		As Total (cm <sup>2</sup> )
Vigueta 1	1	-	10	20	3	17	0	0	0	0	1	1/2	1.27
		+	40	20	3	17	0.01	0.01	0	0.02	1	1/2	1.27
		-	10	20	3	17	0.39	1.49	0.0037	0.63	1	1/2	1.27
	2	-	10	20	3	17	0.39	1.49	0.0037	0.63	1	1/2	1.27
		+	40	20	3	17	0.36	0.33	0.0008	0.57	1	1/2	1.27
		-	10	20	3	17	0.59	2.32	0.0058	0.99	1	1/2	1.27
	3	-	10	20	3	17	0.59	2.32	0.0058	0.99	1	1/2	1.27
		+	40	20	3	17	0.34	0.31	0.0008	0.53	1	1/2	1.27
		-	10	20	3	17	0	0	0	0	1	1/2	1.27

Tabla 81: Diseño por flexión losa aligerada (Elaboración Propia).

- ✓ Diseño por corte. Se obtuvo los siguientes resultados:

$$d = 17 \text{ cm.}$$

$$b = 10 \text{ cm.}$$

$$V_{cu} = 970 \text{ Kg.}$$

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

$$V_c = 1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17$$

$$V_c = 1220.80 \text{ Kg}$$

$V_{cu} < V_c$ , el esfuerzo cortante último no excede a la resistencia de la sección de la vigueta, por lo tanto, no requiere ensanche de vigueta.

### 6.2.2. Diseño de losa maciza

Una Losa Maciza es aquella que transmite las cargas aplicadas a través de flexión en dos sentidos, este comportamiento se observa en losas en las cuales la relación entre su mayor y menor dimensión es menor que dos, la mayor parte de la carga se transmite en la dirección corta, hacia las vigas de apoyo, y se obtiene acción en una dirección, aunque se proporcione apoyos en todos los lados.

Si la losa tiene sus cuatro bordes formados por vigas, tendrá un comportamiento

natural en dos direcciones, y solo si hay dos bordes apoyados en una dirección se tendrá un trabajo como losa armada en esa dirección. La resistencia y rigidez de una losa armada en dos direcciones es muy buena, requiriéndose peraltes reducidos.

En la NTE E-060, se dan ecuaciones que permiten obtener el espesor requerido de losas macizas de tal manera de satisfacer condiciones de deflexiones.

### 6.2.2.1. Método de los coeficientes

La determinación precisa de momentos en losas armadas en dos direcciones, según varias condiciones de continuidad en los bordes soportados, es matemáticamente muy compleja y no es adecuada para la práctica de diseño. Por esta razón la NTE E-060, ha adoptado este método simplificado para determinar momentos, cortante y reacciones de este tipo de losas.

El método utiliza tablas de coeficientes de momento que cubren varias condiciones. Estos coeficientes se basan en análisis elásticos, pero también tienen en cuenta la redistribución inelástica. En consecuencia, el momento de diseño en cada dirección es menor en cierta cantidad que el momento máximo elástico en esa dirección. Los momentos en las franjas centrales en las dos direcciones se calculan a partir de:

$$M_a = C_a * w_u * l_a^2$$

$$M_b = C_b * w_u * l_b^2$$

Dónde:

$C_a, C_b$  = Coeficientes de Momento tabulados.

$w_u$  = Carga Uniforme, Kg/m<sup>2</sup>.

$l_a, l_b$  = Longitud de la Luz libre en las dos direcciones corta y larga, respectivamente.

El peralte mínimo de losas bidireccionales que tengan una relación de tramo largo a tramo corto no mayor de dos, deberá calcularse con la siguiente ecuación, para que el cálculo de las deflexiones pueda omitirse:

$$h = \frac{l_n * (800 + 0.071 * f_y)}{36000}$$

Dónde:

h = Peralte Mínimo de Losas Bidireccionales.

ln = Longitud de claro libre.

fy = Resistencia a la fluencia del acero.

Se debe cumplir que para losas de barras corrugadas con un esfuerzo de fluencia de 4200 Kg/cm<sup>2</sup>, tengan una cuantía mínima de 0.0018.

Por tanto:

$$As_{min} = 0.0018 * b * h$$

Dónde:

b = Ancho de losa (b = 100 cm)

h = Peralte de losa

El cálculo de los momentos se hará de la siguiente manera:

- Momentos Negativos:

$$M_a = C_a * w_{cu} * l_a^2$$

$$M_b = C_b * w_{cu} * l_b^2$$

- Momentos Positivos CM:

$$M_a = C_a * w_{cmu} * l_a^2$$

$$M_b = C_b * w_{cmu} * l_b^2$$

- Momentos Positivos CV:

$$M_a = C_a * w_{cvu} * l_a^2$$

$$M_b = C_b * w_{cvu} * l_b^2$$

En donde:

Ca, Cb = Coeficientes de Momento tabulados, para cada combinación de carga.

wcu = Carga ultima, amplificación de la carga muerta y viva.

wcmu = Carga ultima, amplificación de la carga muerta.

wcvu = Carga ultima, amplificación de la carga viva.

La, lb = Longitud de la Luz libre en las dos direcciones corta y larga, respectivamente.

#### 6.2.2.2. Diseño por corte

La condición a cumplir en el diseño por corte es:

$$V_u \leq V_c$$

Dónde:

- Cortante actuante:

$$V_u = \frac{w_u * b * l}{2}$$

- Cortante resistida por el concreto:

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

#### 6.2.2.3. Ejemplo de diseño de losa maciza

Se tomó por ejemplo la losa maciza del bloque C:

la = 2.65 m.

lb = 2.20 m.

Calculando la altura mínima de la losa se tiene:

$$h_{min} = 8.08 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se asumió una losa de 20 cm.

**Metrado de Cargas:**

Peso propio de la losa:  $0.20 \text{ m} * 2.4 \text{ Tn/m}^3$  = 0.36 Tn/m<sup>2</sup>

Piso terminado = 0.10 Tn/m<sup>2</sup>

Peso tabiquería = 0.10 Tn/m<sup>2</sup>

$W_{cm} = 0.68 \text{ Tn/m}^2$

Sobrecarga = 0.20 Tn/m<sup>2</sup>

$W_{cv} = 0.20 \text{ Tn/m}^2$

**Amplificación de Cargas:**

$$W_{cu} = 1.4 * 0.68 + 1.7 * 0.20$$

$$W_{cu} = 1.29 \text{ Tn/m}^2$$

$$W_{cmu} = 1.4 * 0.68$$

$$W_{cmu} = 0.95 \text{ Tn/m}^2$$

$$W_{cvu} = 1.7 * 0.20$$

$$W_{cvu} = 0.34 \text{ Tn/m}^2$$

**Coefficientes:**

$$m = \frac{2.20}{2.65} = 0.85$$

<b>Coef. p/ Momentos Negativos</b>	
Ca =	0.060
Cb =	0.031
<b>Coef. p/ Momentos Positivos Carga Muerta</b>	
Ca =	0.024
Cb =	0.012
<b>Coef. p/ Momentos Positivos Carga Viva</b>	
Ca =	0.037
Cb =	0.019

*Tabla 82: Coeficientes para el cálculo de momentos losa maciza.*

Con la ayuda de los coeficientes, cargas aplicadas y dimensión de la losa se calcula los momentos actuantes en la losa maciza, de acuerdo a lo estipulado por la Norma Técnica E-060.

<b>Cálculo de Momentos por Coeficientes</b>	
<b>Momentos Negativos</b>	
Ma =	544.38 Kg.m
Mb =	193.85 Kg.m
<b>Momentos Positivos CM</b>	
Ma =	160.45 Kg.m
Mb =	55.29 Kg.m
<b>Momentos Positivos CV</b>	
Ma =	88.34 Kg.m
Mb =	31.27 Kg.m

*Tabla 83: Cálculo de momentos por coeficientes (Elaboración Propia).*

Cálculo del acero requerido para la losa maciza:

	<b>Mu (Kg.m)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As min (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ø</b>	<b>S (m)</b>
Ma (-)	544.38	0.85	3.6	1/2	0.35
Mb (-)	193.85	0.3	3.6	1/2	0.35
Ma (+)	248.79	0.39	3.6	1/2	0.35
Mb (+)	86.56	0.13	3.6	1/2	0.35

*Tabla 84: Cálculo del acero para la losa maciza (Elaboración Propia).*

Se obtuvo un refuerzo de una varilla de ½” espaciada cada 35 cm, para el refuerzo positivo y negativo, en ambos sentidos.

El análisis por cortante demuestra que con la altura de la losa se puede resistir la cortante actuante, generada por las cargas aplicadas.

Verificación de Cortante		
V <sub>u</sub> =	1.71	T <sub>n</sub>
V <sub>c</sub> =	11.10	T <sub>n</sub>
OK		

Tabla 85: Verificación por corte (Elaboración Propia).

### 6.3. Diseño de vigas

Las vigas son los elementos estructurales que transmiten las cargas de las losas hacia las columnas o muros. Esta acción da como resultado la presencia de momentos flectores y fuerzas cortantes a lo largo de la longitud de la viga.

Generalmente las vigas forman parte de los denominados ejes de la estructura, teniendo las columnas ubicadas en sus intersecciones. El conjunto formado por las vigas y las columnas recibe el nombre de pórticos.

Las vigas se diseñan para resistir esfuerzos por flexión y por cortante considerando cargas de gravedad, muerta y viva, aplicadas sobre ellas y las cargas de sismo que estas absorben.

#### 6.3.1. Diseño por flexión

Los elementos sometidos a flexión son las vigas y todos aquellos que están sometidos a cargas perpendiculares a su plano, las cuales ocasionan esfuerzos de flexión.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi 0.85 * f'c * b}}$$

Conociendo el valor de  $a$ , se puede calcular el área de acero con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{|M_u|}{\phi f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Se define como porcentaje de refuerzo o cuantía del acero ( $\rho$ ):

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

Y se define como cuantía mecánica o índice de refuerzo ( $\omega$ ):

$$\omega = \rho * \frac{f_y}{f'_c}$$

El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares, no será menor de:

$$A_{s \min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d$$

### 6.3.2. Diseño por cortante

La condición a cumplir en el diseño por corte de vigas es la siguiente:

$$V_u \leq \phi V_n$$

La cortante nominal está compuesta por la resistencia al corte del concreto y la resistencia al corte del acero, como se muestra a continuación:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

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

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

Por ser estructuras sismo-resistentes se debe cumplir con los siguientes requisitos:

Dentro de la zona de confinamiento:

- ✓ Los estribos deberán colocarse a ambos extremos de la viga, en una longitud medida desde la cara del nudo hacia el centro del elemento, igual a 2 veces

el peralte efectivo del elemento, a la cual se le denominara zona de confinamiento, con unos espaciamentos que no excedan del menor de los siguientes espaciamentos:

- $0.25*d$ .
  - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
  - 30 cm.
- ✓ El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del menor espaciamento ó a 5 cm fuera de la zona de confinamiento.
  - ✓ El espaciamento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de  $0.5d$ , ni de 60 cm.

La NTE E.060 limita la contribución máxima de los estribos de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde  $V_s > 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$ , las separaciones máximas deben reducirse a la mitad.

El refuerzo por cortante mínimo se debe calcular mediante la siguiente ecuación:

$$A_{v \min} = \frac{0.2 * \sqrt{f'_c} * b * s}{f_y}$$

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v \min} \geq \frac{3.5 * b * s}{f_y}$$

### 6.3.3. Ejemplo de diseño de vigas

Para el presente ejemplo, se eligió la viga VS-302 del bloque B.

Del análisis dinámico se tiene la siguiente distribución de momentos.

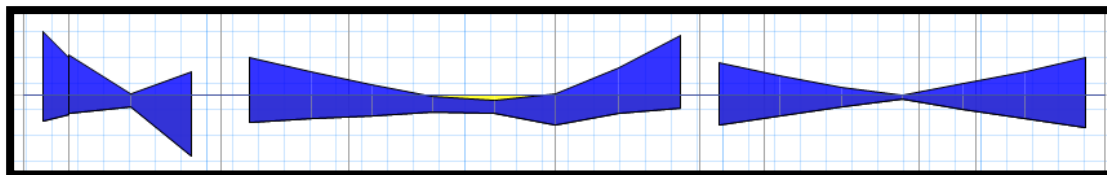


Figura 20: Envoltura de momentos en la viga.

Con las cuales se puede realizar el diseño por flexión de la viga.

DISEÑO POR FLEXIÓN																	
Viga	Descripción	Signo	b (cm)	h (cm)	r (cm)	d (cm)	Mu (Tn.m)	a (cm)	$\rho$	Tipo de Refuerzo	As min (cm <sup>2</sup> )	Viga Simplemente Armada					
												As (cm <sup>2</sup> )	Varilla Ø	Ref. Ø		As Total (cm <sup>2</sup> )	
VS-302 Tramo 1	Apoyo	-	30	35	6	29	5.343	4.11	0.006	Simple	2.088	5.25	2	5/8	1	5/8	5.94
		+	30	35	6	29	1.845	1.35	0.002	Simple	2.088	1.72	2	5/8	1	5/8	5.94
	Tramo	-	30	35	6	29	0.193	0.14	0.0002	Simple	2.088	0.18	2	5/8	1	5/8	5.94
		+	30	35	6	29	0.799	0.58	0.0009	Simple	2.088	0.74	2	5/8	1	5/8	5.94
	Apoyo	-	30	35	6	29	1.885	1.38	0.002	Simple	2.088	1.76	2	5/8	1	5/8	5.94
		+	30	35	6	29	4.8	3.67	0.0054	Simple	2.088	4.67	2	5/8	1	5/8	5.94
VS-302 Tramo 2	Apoyo	-	30	35	6	29	4.108	3.11	0.0046	Simple	2.088	3.96	2	5/8	1	5/8	5.94
		+	30	35	6	29	1.61	1.18	0.0017	Simple	2.088	1.5	2	5/8	1	5/8	5.94
	Tramo	-	30	35	6	29	0.362	0.26	0.0004	Simple	2.088	0.33	2	5/8			3.96
		+	30	35	6	29	3.415	2.56	0.0038	Simple	2.088	3.26	2	5/8			3.96
	Apoyo	-	30	35	6	29	5.997	4.67	0.0068	Simple	2.088	5.95	2	5/8	1	3/4	6.81
		+	30	35	6	29	0.393	0.28	0.0004	Simple	2.088	0.36	2	5/8			3.96
VS-302 Tramo 3	Apoyo	-	30	35	6	29	2.85	2.12	0.0031	Simple	2.088	2.7	2	5/8	1	3/4	6.81
		+	30	35	6	29	2.367	1.75	0.0026	Simple	2.088	2.23	2	5/8			3.96
	Tramo	-	30	35	6	29	0.083	0.06	0.0001	Simple	2.088	0.08	2	5/8			3.96
		+	30	35	6	29	0.12	0.09	0.0001	Simple	2.088	0.11	2	5/8			3.96
	Apoyo	-	30	35	6	29	3.121	2.33	0.0034	Simple	2.088	2.97	2	5/8			3.96
		+	30	35	6	29	2.577	1.91	0.0028	Simple	2.088	2.43	2	5/8			3.96

Tabla 86: Diseño por flexión viga (Elaboración Propia).

### Diseño por Corte:

De igual manera se obtiene los resultados de las fuerzas cortantes mostradas a continuación.

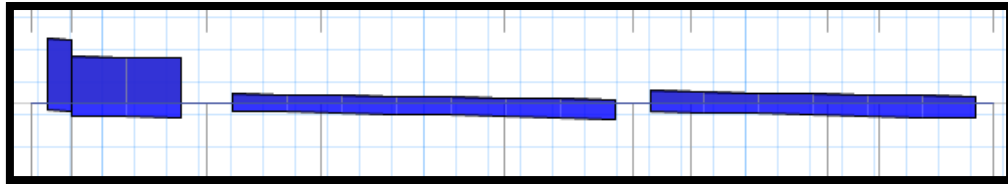


Gráfico 8: Diagrama de fuerza cortante viga.

Con los cuales se puede realizar el diseño por corte de la viga.

#### Tramo 1

Diseñando para un valor máximo de  $V_u = 10.72 \text{ Tn}$ , se tiene:

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$- V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 29$$

$$V_c = 6681.97 \text{ Kg}$$

$$V_c = 6.68 \text{ Tn}$$

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

$$V_s = \frac{10.72}{0.85} - 6.68$$

$$V_s = 5.93 \text{ Tn}$$

Usando estribos simples de  $\emptyset 3/8''$

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

$$s = \frac{1.43 * 4200 * 29}{5.93 * 1000}$$

$$s = 29.27 \text{ cm}$$

**Dentro de la zona de confinamiento:**

Diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro  $\emptyset 5/8'' = 1.59 \text{ cm}^2$

Diámetro de estribos  $\emptyset 3/8'' = 0.95 \text{ cm}$

Longitud de confinamiento =  $2*d = 2*29 = 58 \text{ cm}$

- $S1 = 0.25d = 0.25*29 = 7.25 \text{ cm}$
- $S2 = 8db = 12.70 \text{ cm}$
- $S3 = 30 \text{ cm}$

Se asumió un espaciamiento de 5 cm dentro de la zona de confinamiento.

La norma específica que en ningún caso  $V_s$  debe ser mayor que:

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{210} * 30 * 29$$

$$V_s \leq 26475.74 \text{ Kg}$$

$$V_s \leq 26.48 \text{ Tn}$$

En nuestro caso:

$$V_s = 5.93 \text{ Tn} \leq 26.48 \text{ Tn} \quad ; \text{OK!}$$

La norma también específica que si:

$$V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d, \text{ entonces } s \leq 60\text{cm o } s \leq 0.5d$$

$$V_s > 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d, \text{ entonces } s \leq 30\text{cm o } s \leq 0.25d$$

$$V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_s \leq 1.1 * \sqrt{210} * 30 * 29$$

$$V_s \leq 13868.25 \text{ Kg}$$

$$V_s \leq 13.87 \text{ Tn}$$

$$V_s = 5.93 \text{ Tn} \leq 13.87 \text{ Tn} \quad ; \text{OK!}$$

Entonces usamos:

$$60 \text{ cm } \text{ó} \text{ } 0.5d = 0.5 * 29 = 14.5 \text{ cm}$$

Por tanto se asumió para el primer tramo  $\emptyset 3/8'' @ 0.05$  cada extremo, teniendo una longitud de 1.18 m en este tramo.

### Tramo 2

Diseñando para un valor máximo de  $V_u = 8.10 \text{ Tn}$ , se tiene:

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$- V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 29$$

$$V_c = 6681.97 \text{ Kg}$$

$$V_c = 6.68 \text{ Tn}$$

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

$$V_s = \frac{8.10}{0.85} - 6.68$$

$$V_s = 2.85 \text{ Tn}$$

Usando estribos simples de  $\emptyset 3/8''$

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

$$s = \frac{1.43 * 4200 * 29}{2.85 * 1000}$$

$$s = 61.11 \text{ cm}$$

**Dentro de la zona de confinamiento:**

Diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro  $\emptyset 5/8'' = 1.59 \text{ cm}^2$

Diámetro de estribos  $\emptyset 3/8'' = 0.95 \text{ cm}$

Longitud de confinamiento =  $2*d = 2*29 = 58 \text{ cm}$

- $S1 = 0.25d = 0.25*29 = 7.25 \text{ cm}$
- $S2 = 8db = 12.70 \text{ cm}$
- $S3 = 30 \text{ cm}$

Se asumió un espaciamiento de 5 cm dentro de la zona de confinamiento.

La norma específica que en ningún caso  $V_s$  debe ser mayor que:

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{210} * 30 * 29$$

$$V_s \leq 26475.74 \text{ Kg}$$

$$V_s \leq 26.48 \text{ Tn}$$

En nuestro caso:

$$V_s = 2.85 \text{ Tn} \leq 26.48 \text{ Tn} \quad ; \text{OK!}$$

La norma también específica que si:

$$V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d, \text{ entonces } s \leq 60\text{cm o } s \leq 0.5d$$

$$V_s > 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d, \text{ entonces } s \leq 30\text{cm o } s \leq 0.25d$$

$$V_s \leq 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_s \leq 1.1 * \sqrt{210} * 30 * 29$$

$$V_s \leq 13868.25 \text{ Kg}$$

$$V_s \leq 13.87 \text{ Tn}$$

$$V_s = 2.85 \text{ Tn} \leq 13.87 \text{ Tn} \quad ; \text{OK!}$$

Entonces usamos:

$$60 \text{ cm } \acute{o} \text{ } 0.5d = 0.5 * 29 = 14.5 \text{ cm}$$

Por tanto se asumió para el segundo tramo  $\varnothing 3/8'' @ 0.05 \text{ m}$  en la zona de confinamiento y  $\varnothing 3/8'' @ 0.125 \text{ m}$  fuera de la zona de confinamiento en cada extremo, teniendo una longitud de 3.35 m en este tramo.

VIGA	Signo	b (cm)	h (cm)	r (cm)	d (cm)	Vu (Tn)	Varilla $\varnothing$	Smin (cm)	Vu1 (Tn)	S1min (cm)
VS-302 TRAMO 1	+	30	35	6	29	10.72	0.375	5.00	8.86	12.50
	-	30	35	6	29	7.72	0.375	5.00	8.28	12.50
VS-302 TRAMO 2	+	30	35	6	29	8.10	0.375	5.00	7.42	12.50
	-	30	35	6	29	4.58	0.375	15.00	3.89	25.00
VS-302 TRAMO 3	+	30	35	6	29	2.36	0.375	15.00	2.17	25.00
	-	30	35	6	29	2.30	0.375	15.00	2.12	25.00

Tabla 87: Resumen del cálculo de una viga (Elaboración Propia).

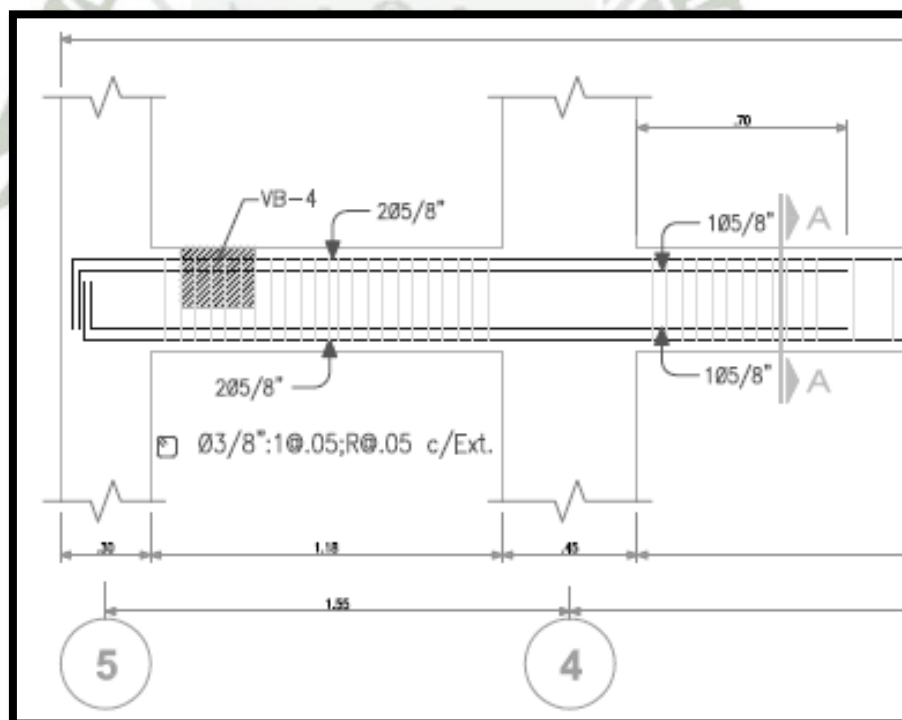


Figura 21: Tramo 1 viga

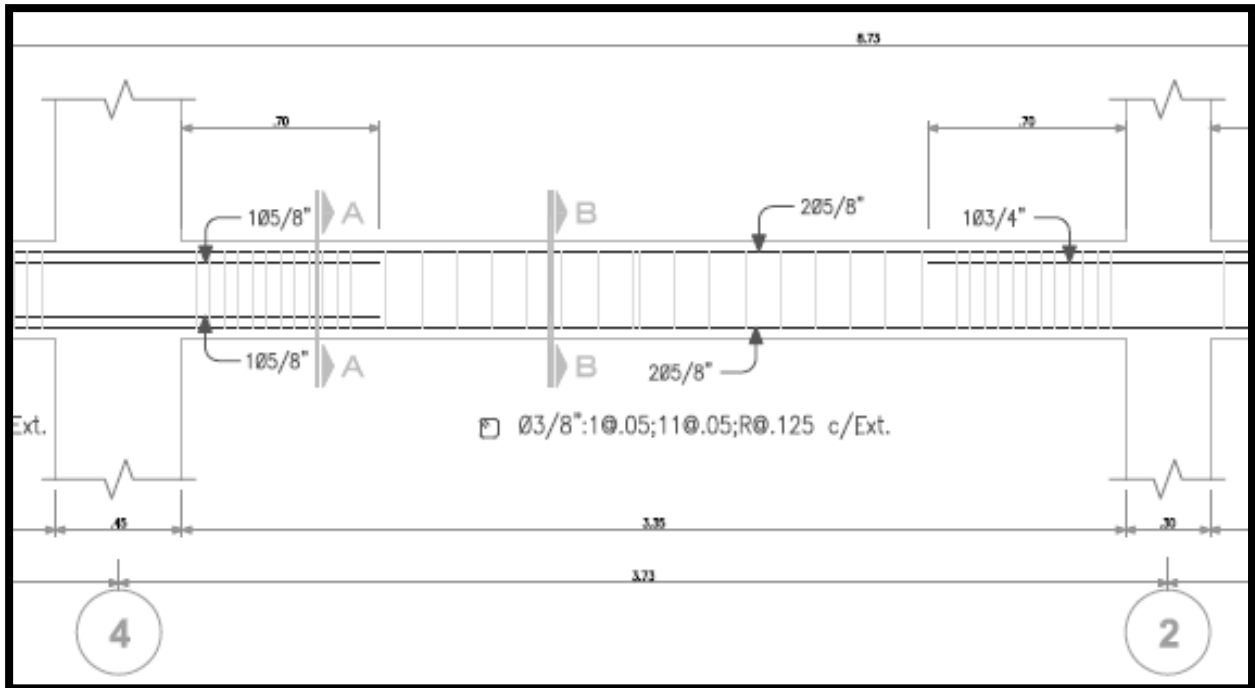


Figura 22: Tramo 2 viga.

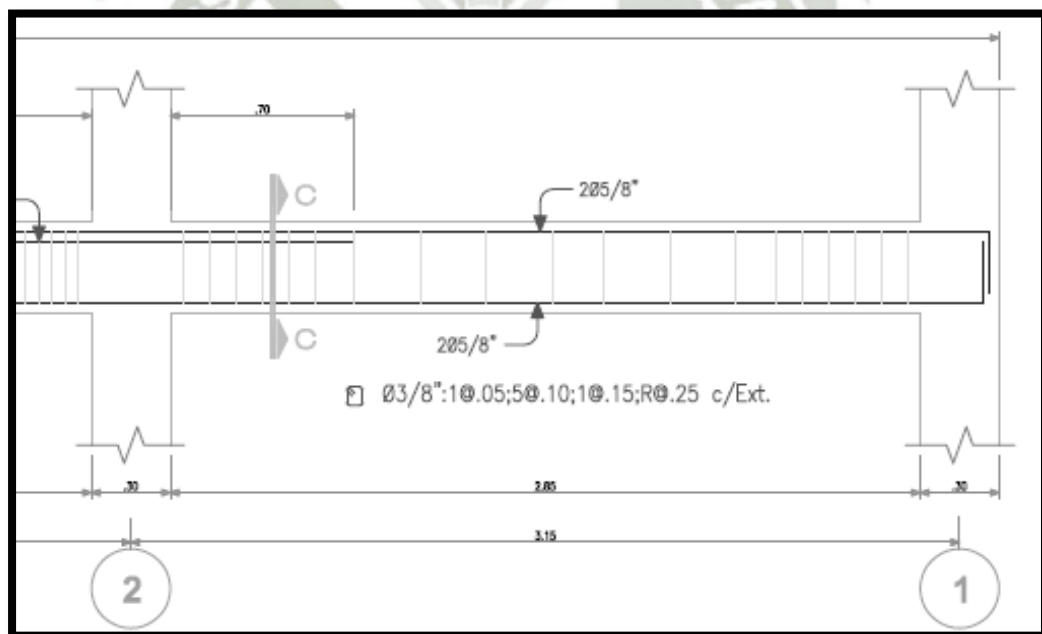


Figura 23: Tramo 3 viga.

## 6.4. Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales que trabajan a compresión, pero debido a su ubicación en el sistema estructural deberá soportar también solicitaciones de flexión, corte y torsión.

### 6.4.1. Diseño por flexocompresión

Los elementos de las edificaciones que están principalmente sometidos a flexocompresión, son las columnas y los denominados muros de corte o placas.

El diseño de un elemento sometido a flexocompresión se hace en base a las mismas hipótesis del diseño en flexión, considerando adicionalmente el problema de la esbeltez.

Los efectos de esbeltez de las columnas, y la consiguiente reducción de su capacidad de carga se evalúan en forma independiente al diseño propiamente dicho, mediante la consideración de los momentos generados por las deformaciones transversales de las columnas (momentos de 2do orden) o mediante procesos aproximados que comprenden la estimación de factores que corrigen a los momentos del análisis estructural (momentos de 1er orden).

Un problema adicional del estudio de un elemento sometido a flexocompresión es el de la flexión biaxial, la cual prácticamente siempre existe, si se consideran momentos de sismo en una dirección y simultáneamente momentos de cargas verticales en la obra.

El diseño por flexocompresión es aplicable no sólo a columnas sino también a muros esbeltos (placas).

Para poder diseñar una columna en flexocompresión se debe verificar que se satisfaga la siguiente expresión.

$$P_u \geq 0.1 * f'_c * A_g$$

### 6.4.2. Diseño en flexocompresión uniaxial

Si se analiza una sección transversal sometida a flexocompresión, para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de carga y momentos resistentes, conforme se varíe la posición del eje neutro.

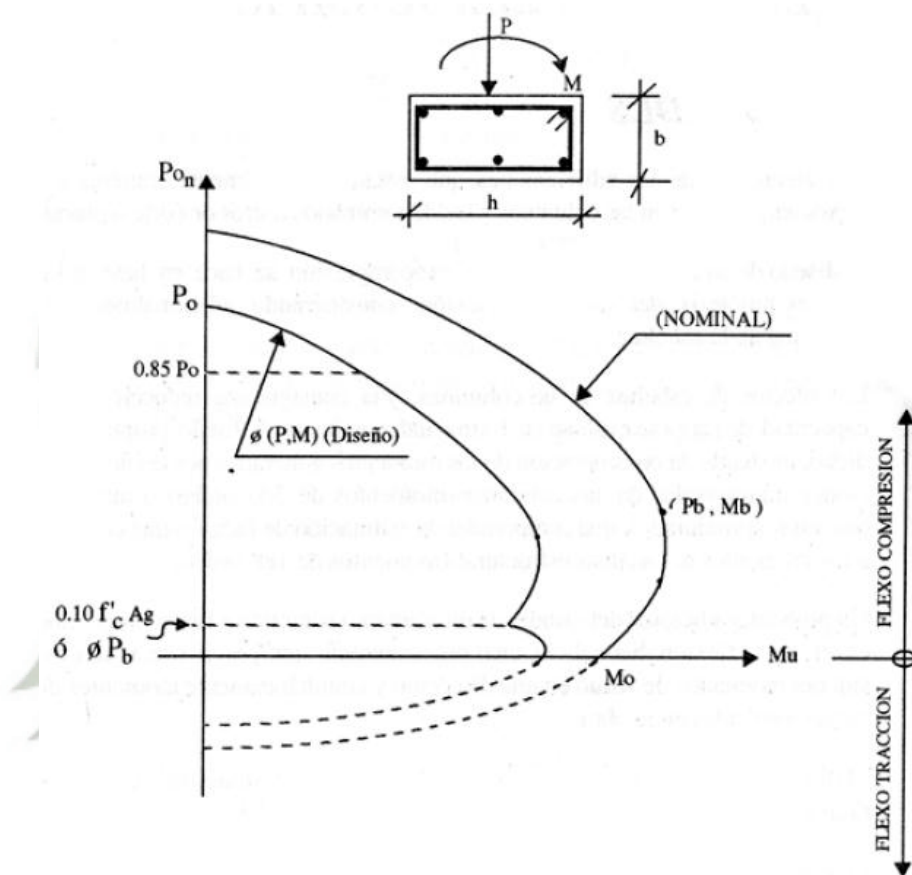


Figura 24: Diagrama de interacción (Blanco Blasco, 1997).

Para conseguir el diagrama, analizamos el equilibrio de la sección, para lo cual se utilizó el método de los 5 puntos.

**Primer Punto:** Carga Axial Pura.

$$P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y$$

**Segundo Punto:** En este punto se considera la Falla Frágil o falla por compresión donde la deformación unitaria del acero es menor a su deformación unitaria máxima y la deformación del concreto es 0.003.

$$\epsilon_s < \epsilon_y$$

**Tercer Punto:** Corresponde a lo que se le denomina el punto de falla balanceada de la sección. Es un punto que se puede definir con precisión y marca el tránsito entre la falla por compresión y la falla por tracción. En este punto la deformación unitaria del acero es igual a su máxima deformación y la deformación del concreto es de 0.003.

$$\epsilon_s = \epsilon_y$$

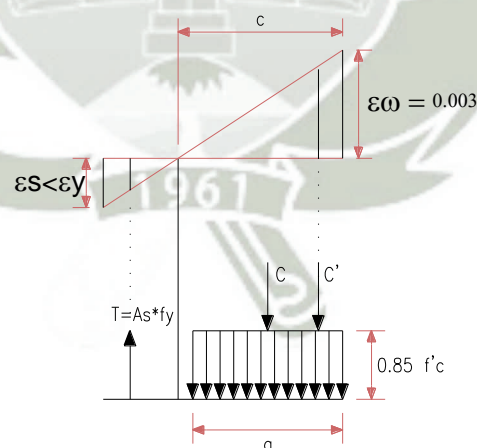
**Cuarto Punto:** En este punto se considera la falla dúctil o falla por tensión, la deformación unitaria del acero es mayor a su máxima deformación y la deformación del concreto es de 0.003.

$$\epsilon_s > \epsilon_y$$

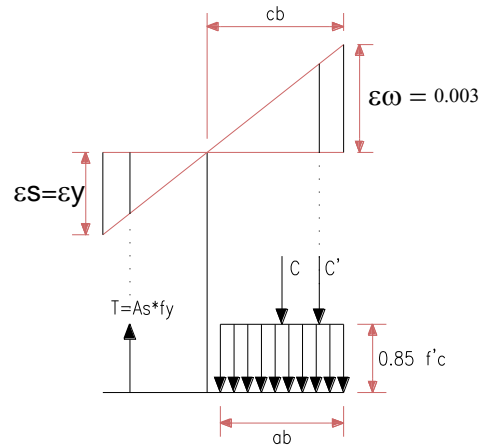
**Quinto Punto:** Corresponde a la falla en tracción pura. En este punto se desprecia la resistencia a tracción del concreto.

$$T_o = A_{st} * f_y$$

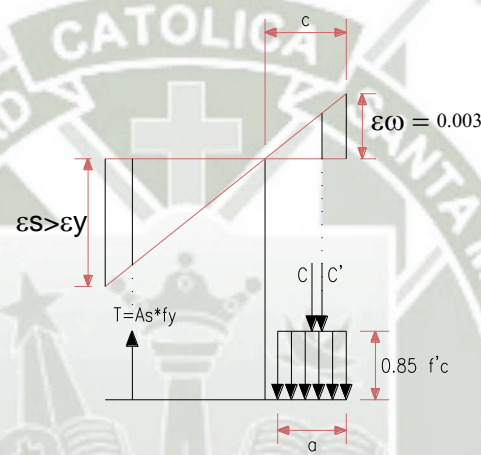
A continuación se muestran los diagramas de las fallas en las columnas:



**Figura 25: Falla por compresión.**



**Figura 26: Falla balanceada**



**Figura 27: Falla por tensión**

### 6.4.3. Diseño por cortante

Para el diseño por corte se debe verificar que cumpla con lo siguiente:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d * \left( 1 + 0.0071 * \frac{N_u}{A_g} \right)$$

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

En donde:

$\phi$  = Factor de reducción por cortante con un valor de 0.85.

$V_u$  = Resistencia requerida por corte.

$V_n$  = Resistencia nominal.

$V_c$  = Resistencia al corte del concreto.

$N_u$  = Carga axial actuante en la columna.

$A_g$  = Área bruta de la sección.

$V_s$  = Resistencia al corte del acero de refuerzo.

$A_v$  = Área del acero del estribo.

$s$  = Espaciamiento de los estribos.

Por ser estructuras sismo-resistentes se debe cumplir con los siguientes requisitos:

Se colocarán estribos cerrados en ambos extremos del elemento, en la cual la longitud de confinamiento será medida desde la cara del nudo, la cual no será menor que:

- ✓ Un sexto de la luz libre del elemento.
- ✓ La máxima dimensión de la sección transversal del elemento.
- ✓ 45 cm.

Dentro de la zona de confinamiento:

- ✓ Los estribos que se encuentren dentro de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento que no deba exceder del menor de los siguientes valores:
  - La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento.
  - 10 cm.
  - El primer estribo no debe ubicarse a más de 5 cm de la cara del nudo.

Fuera de la zona de confinamiento:

- ✓ El espaciamiento del refuerzo transversal fuera de la zona de confinamiento no deberá exceder el menor de los siguientes valores:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- La menor dimensión del elemento.
- 30 cm.

La separación dentro del nudo deberá ser de 15 cm como máximo.

La norma limita la contribución máxima de los estribos de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde  $V_s > 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$ , las separaciones máximas deben reducirse a la mitad.

**El refuerzo por cortante mínimo** se debe calcular mediante la siguiente ecuación:

$$A_{v \min} = \frac{0.2 * \sqrt{f'_c} * b * s}{f_y}$$

Pero no debe ser menor que:

$$A_{v \min} \geq \frac{0.35 * b * s}{f_y}$$

#### 6.4.4. Ejemplo de diseño de columnas

A modo de ejemplo se presenta el diseño de la columna C2 (50x50), del bloque C.

##### Datos

b	50	cm
h	50	cm
Ag	2500	cm <sup>2</sup>
f <sub>c</sub>	210	Kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
ln	2.95	m

##### Resultados del Análisis Estructural:

	P (Tn)	M2-2 (Tn.m)	M3-3 (Tn.m)	V 2-2 (Tn)	V 3-3 (Tn)
Top	137.32	-1.56	3.40	5.17	4.71
Bot		9.32	8.56	5.17	4.71

### Verificación de la Carga Límite:

Plím	52.50	Tn	Columna
------	-------	----	---------

$$P_{lím} = 0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$$

Se diseña como columna, ya que al verificar la carga límite, la carga actuante es mayor que la carga límite.

### Verificación del Cálculo de la Esbeltez:

M1	-1.56	Tn.m
M2	9.32	Tn.m
ln	2.95	m
r	15	cm
ln/r	19.67	
34-12*(M1/M2)	36.01	Despreciar el cálculo de la esbeltez

$$\frac{ln}{r} < 34 - 12 \cdot \frac{M_1}{M_2}$$

Se desprecia el cálculo de la esbeltez.

### Efecto Global de la Esbeltez:

El efecto global de esbeltez no se considera, debido a que la estructura cuenta con muros de corte en sus dos direcciones.

### Cálculo de la Cuantía Mediante Ábacos:

M2-2		
Mu	9.32	Tn.m
Pu/Ag	54.93	Kg/cm <sup>2</sup>
Mu/Ag*h	7.46	Kg/cm <sup>2</sup>
γ	0.76	

γ	0.75	ρ	0.01	ρ	0.01
γ	0.90	ρ	0.01		

M3-3		
Mu	8.56	Tn.m
Pu/Ag	54.93	Kg/cm <sup>2</sup>
Mu/Ag*h	6.85	Kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma$	0.76	

$\gamma$	0.75	$\rho$	0.01	$\rho$	0.01
$\gamma$	0.90	$\rho$	0.01		

Considerando que las cuantías de acero para columnas varían de 1% a 6%, y con la verificación mediante ábacos, entonces se considerará una cuantía 0.012, por lo cual se asumió 12 Ø 3/4”.

### DIAGRAMA DE INTERACCIÓN:

#### Datos:

Columna rectangular de 50x50 cm<sup>2</sup>.

Refuerzo: 12 Ø 3/4”.

$f^c = 210$  Kg/cm<sup>2</sup>.

$f_y = 4200$  Kg/cm<sup>2</sup>.

Combinaciones		Pu (Tn)	Mu3-3 (y-y) (Tn.m)	Mu2-2 (x-x) (Tn.m)
Envolvente		137.32	8.56	9.32
Combo 1	1.4 CM + 1.7 CV	127.56	0.11	-0.89
Combo 2	1.25 (CM+CV) ± CSx	137.32	8.56	2.58
Combo 3	1.25 (CM+CV) ± CSy	122.76	4.86	9.32
Combo 4	0.9 CM ± CSx	96.02	8.49	2.37
Combo 5	0.9 CM ± CSy	81.46	4.79	9.11

*Tabla 88: Cuadro de combinaciones (Elaboración Propia).*

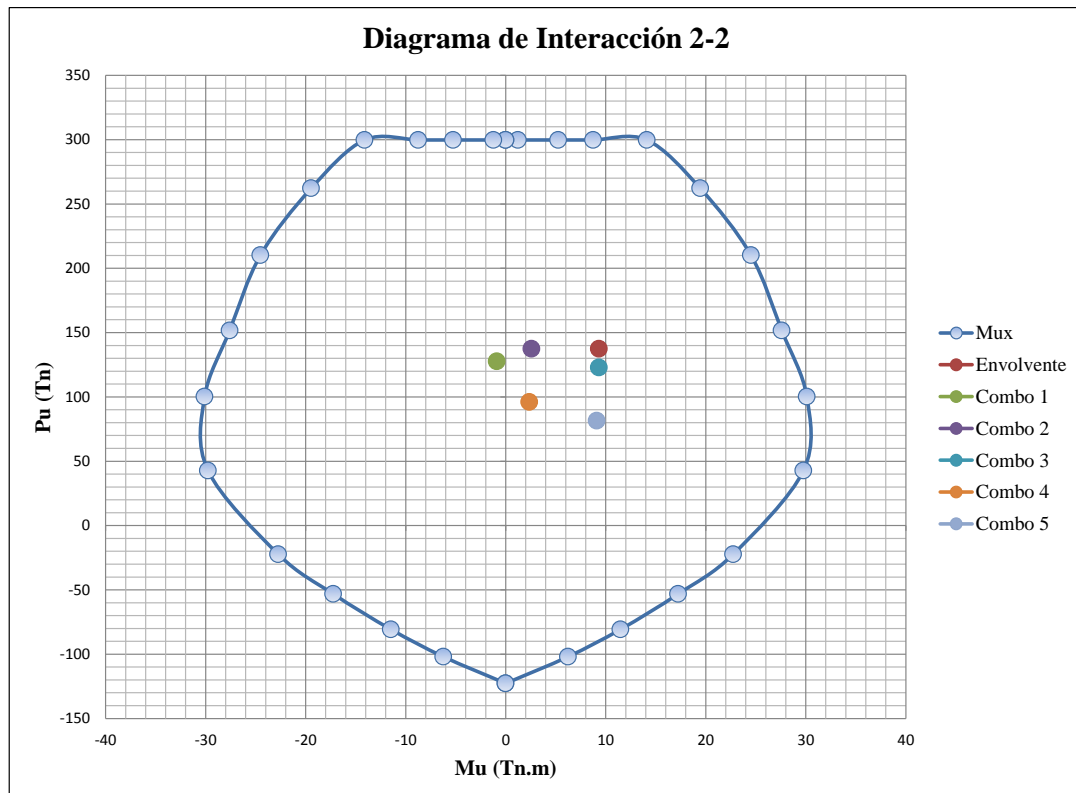


Figura 28: Diagrama de Interacción 2 – 2.

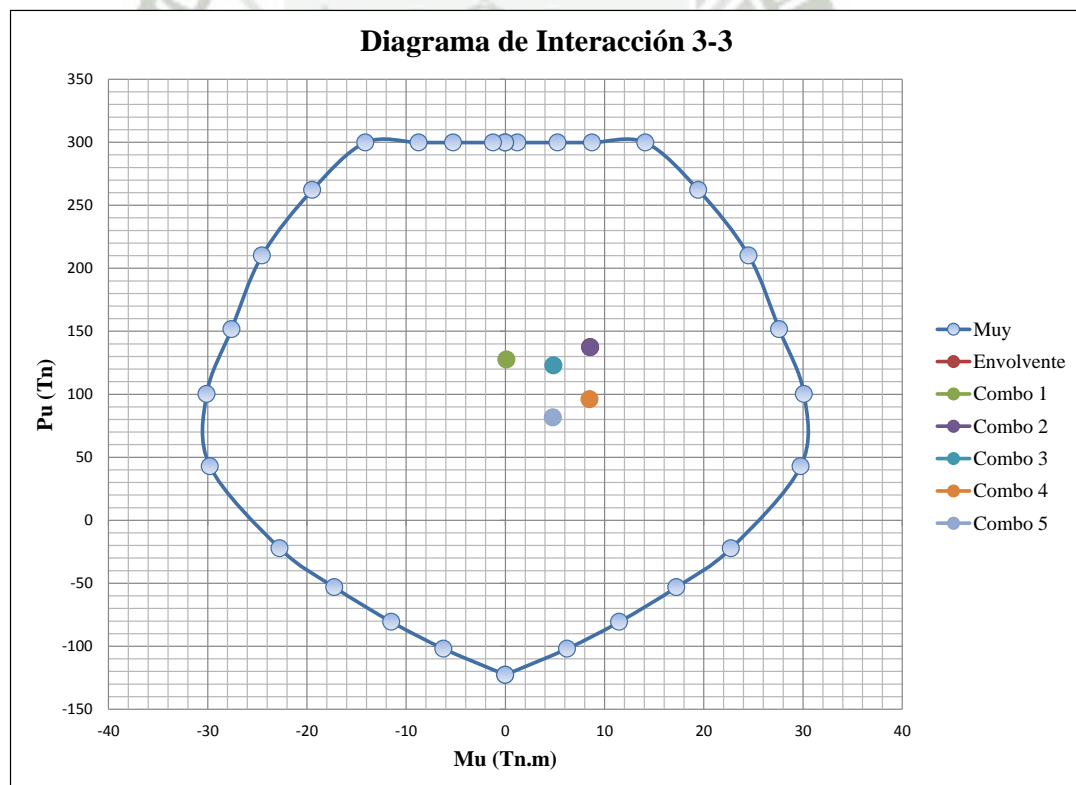
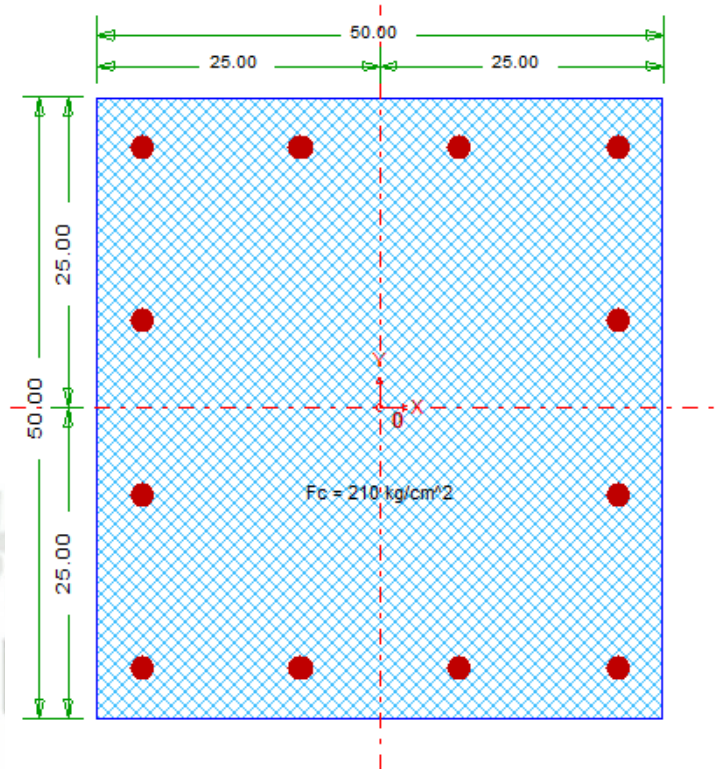


Figura 29: Diagrama de Interacción 3 – 3.



*Figura 30: Distribución de aceros en columna.*

La columna cumple con el requerimiento de fuerza según el diagrama de interacción.

#### **VERIFICACIÓN POR FLEXIÓN BIAxIAL:**

$$P_{uact} = 137.32 \text{ Tn.}$$

$$\phi = 0.7$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2.$$

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

$$A_g = 2500 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 34.08 \text{ cm}^2.$$

Entonces:

$$- P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y$$

$$P_o = (0.85 * 210 * (2500 - 34.08) + 34.08 * 4200) * 10^{-3}$$

$$P_o = 583.80 \text{ Tn}$$

$$- \quad \emptyset P_o = 0.7 * 583.80 \text{ Tn}$$

$$\emptyset P_o = 408.66 \text{ Tn}$$

Del diagrama de interacción se obtiene:

$$\emptyset P_x = 299.77 \text{ Tn.}$$

$$\emptyset P_y = 299.77 \text{ Tn.}$$

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{\emptyset P_x} + \frac{1}{\emptyset P_y} - \frac{1}{\emptyset P_o}$$

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{299.77} + \frac{1}{299.77} - \frac{1}{408.66}$$

$$P_u = 236.70 \text{ Tn}$$

Verificamos:

$$R1 = \frac{P_u}{\emptyset P_o} \geq 0.1$$

$$R1 = 0.58 \geq 0.1 \quad OK$$

$P_u > P_{uact}$  por lo tanto la columna C2 cumple con la verificación biaxial.

### **DISEÑO POR CORTANTE DE LA COLUMNA C2:**

**Datos:**

$$V_{uact} = 5.17 \text{ Tn.}$$

$$P_{uact} = 137.32 \text{ Tn.}$$

$$A_g = 2500 \text{ cm}^2.$$

$$\emptyset = 0.85$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2.$$

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

$$A_v = 2.13 \text{ cm}^2 \text{ (3 estribos de } \emptyset 3/8'')$$

$$d_b = 1.91 \text{ cm.}$$

$$d = 44 \text{ cm.}$$

$$b = 50 \text{ cm.}$$

$$h = 50 \text{ cm.}$$

$$l_n = 295 \text{ cm.}$$

La contribución del concreto  $V_c$  está dada por:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \left( 1 + 0.0071 * \frac{P_u}{A_g} \right)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 50 * 44 * \left( 1 + 0.0071 * \frac{137.32 * 10^3}{2500} \right) * 10^{-3}$$

$$V_c = 23.49 \text{ Tn}$$

La contribución del acero  $V_s$  está dada por:

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

En nuestro caso la contribución del concreto al corte, es mucho mayor que la fuerza de corte actuante, por lo cual no necesitaría refuerzo de acero; pero de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones se asumirá los siguientes criterios:

✓ **Longitud de la zona de confinamiento:**

Deberá considerarse el mayor de los siguientes valores:

$$l_o^1 = \frac{l_n}{6} = \frac{295}{6} = 49.17 \text{ cm}$$

$$l_o^2 = \max(b, h) = 50 \text{ cm}$$

$$l_o^3 = 45 \text{ cm}$$

Se asumirá una longitud de la zona de confinamiento de 50 cm.

✓ **Espaciamiento dentro de la zona de confinamiento:**

Los estribos se colocarán en esta zona con un espaciamiento que no exceda el menor de los siguientes valores:

$$S^1 = \min\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}\right) = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$S^2 = 10 \text{ cm}$$

La separación dentro de la zona de confinamiento será de 10 cm.

✓ **Espaciamiento fuera de la zona de confinamiento:**

Los estribos se colocarán en esta zona con un espaciamiento que no exceda del menor de los siguientes valores:

$$S^1 = 16db = 16 * 1.91 = 30.56 \text{ cm}$$

$$S^2 = \min(b, h) = 50 \text{ cm}$$

$$S^3 = 30 \text{ cm}$$

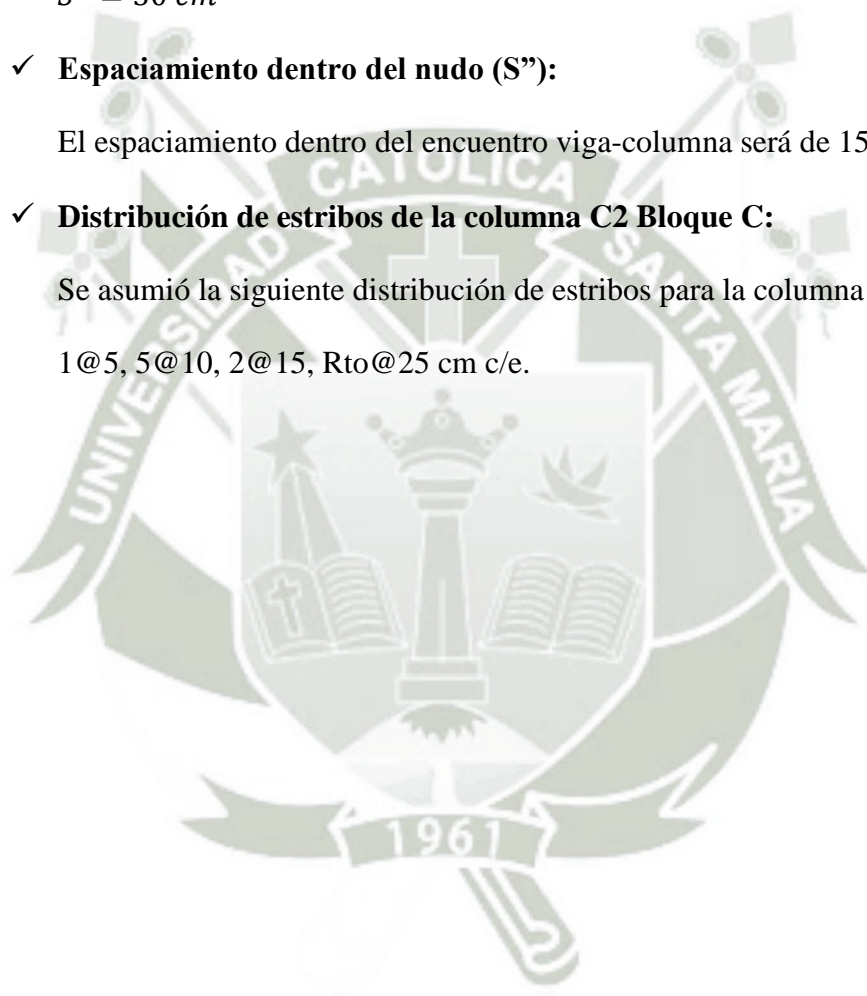
✓ **Espaciamiento dentro del nudo (S''):**

El espaciamiento dentro del encuentro viga-columna será de 15 cm.

✓ **Distribución de estribos de la columna C2 Bloque C:**

Se asumió la siguiente distribución de estribos para la columna C2:

1@5, 5@10, 2@15, Rto@25 cm c/e.



## 6.5. Diseño de muros de corte

### 6.5.1. Generalidades

Los muros de corte también denominados como placas, tienen esta denominación debido a que la carga lateral de un edificio, producida por viento o sismo, se transfiere por cortante horizontal a estos elementos y porque dada su rigidez absorben una buena parte de la fuerza sísmica total.

### 6.5.2. Requerimientos de diseño según la norma peruana

Los muros de corte deben ser diseñados para la acción combinada de carga axial, momentos y corte teniendo en cuenta las siguientes consideraciones generales:

- En el dimensionamiento se tendrá especial cuidado en los esfuerzos de compresión de los extremos y en su resistencia al pandeo.
- El espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 15 cm.

### 6.5.3. Requerimientos del diseño por fuerza cortante

Los muros con esfuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñan considerando:

$$Vu \leq \phi * Vn$$

$$Vn = Vc + Vs$$

Donde  $Vn$  no deberá exceder de  $2.6 * \sqrt{f'c} * t * d$

#### 6.5.3.1. Resistencia al corte del concreto

La resistencia al corte del concreto  $Vc$  podrá evaluarse con la siguiente expresión:

$$Vc = 0.53\sqrt{f'c} * t * d$$

### 6.5.3.2. Resistencia horizontal por corte

Cuando  $V_u$  exceda a  $\phi V_c$ , deberá colocarse refuerzo horizontal por corte. El área de este refuerzo se calculará utilizando la siguiente fórmula:

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

La cuantía  $\rho_h$  del refuerzo horizontal por corte (referida a la sección total vertical de concreto de la sección en estudio), será mayor o igual a 0.0025.

El espaciamiento del refuerzo horizontal no excederá de los siguientes valores:

$$L/5$$

$$3t$$

$$45 \text{ cm}$$

El refuerzo horizontal deberá anclarse en los extremos confinados del muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

### 6.5.3.3. Refuerzo vertical por corte

La cuantía  $\rho_h$  del refuerzo vertical por corte (referida a la sección total horizontal del concreto), será mayor o igual a:

$$\rho_v = [0.0025 + 0.5(2.5 - H/L)(\rho_h - 0.0025)]$$

Pero no necesitará ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor que los siguientes valores:

$$L/3$$

$$3t$$

$$45 \text{ cm}$$

En caso que  $V_u$  sea menor que  $0.5 \cdot \phi \cdot V_c$  las cuantías de refuerzo horizontal y vertical pueden reducirse a los siguientes valores:

$$\rho_h > 0.0020$$

$$\rho_v > 0.0015$$

Cuando se tengan muros con espesores mayores a 25 cm el refuerzo por corte horizontal y vertical tendrá que distribuirse en dos caras.

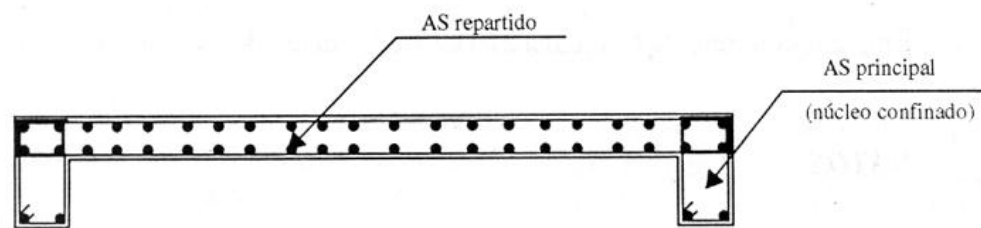


Figura 31: Refuerzo vertical por corte (Blanco Blasco, 1997)

#### 6.5.4. Ejemplo de diseño de un muro de corte

A modo de ejemplo se presenta el diseño de la Placa P3-A, del bloque A.

##### Datos

hw	16.95	m	
hw	1695	cm	
Lw	2.85	m	
Lw	285	cm	
t	25	cm	
d	228	cm	0.8 Lw (Peralte efectivo)
f <sub>c</sub>	210	Kg/cm <sup>2</sup>	
f <sub>y</sub>	4200	Kg/cm <sup>2</sup>	
V <sub>u</sub>	22.38	Tn	

Combinaciones		Pu (Tn)	Mu3-3 (y-y) (Tn.m)	Mu2-2 (x-x) (Tn.m)
Envolvente		126.46	-48.27	-54.38
Combo 1	1.4 CM + 1.7 CV	119.26	-7.36	-4.04
Combo 2	1.25 (CM+CV) ± CSx	114.67	-48.27	-33.49
Combo 3	1.25 (CM+CV) ± CSy	126.46	-36.88	-54.38
Combo 4	0.9 CM ± CSx	76.39	-47.43	-33.05
Combo 5	0.9 CM ± CSy	88.19	-36.04	-53.93

Tabla 89: Combinaciones muro de corte (Elaboración Propia).

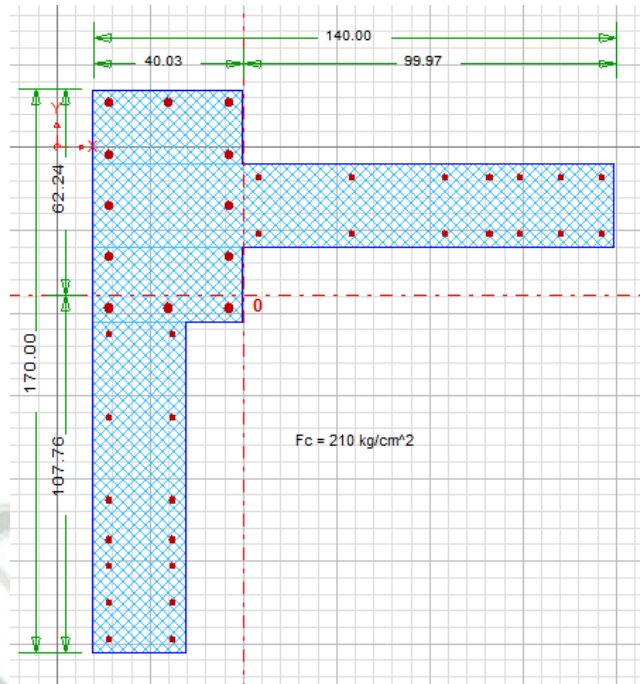


Figura 32: Distribución de aceros en muro de corte (Elaboración Propia).

### Diseño por Flexión:

Con la ayuda del CSICOL realizamos el diagrama de interacción para el muro de corte.

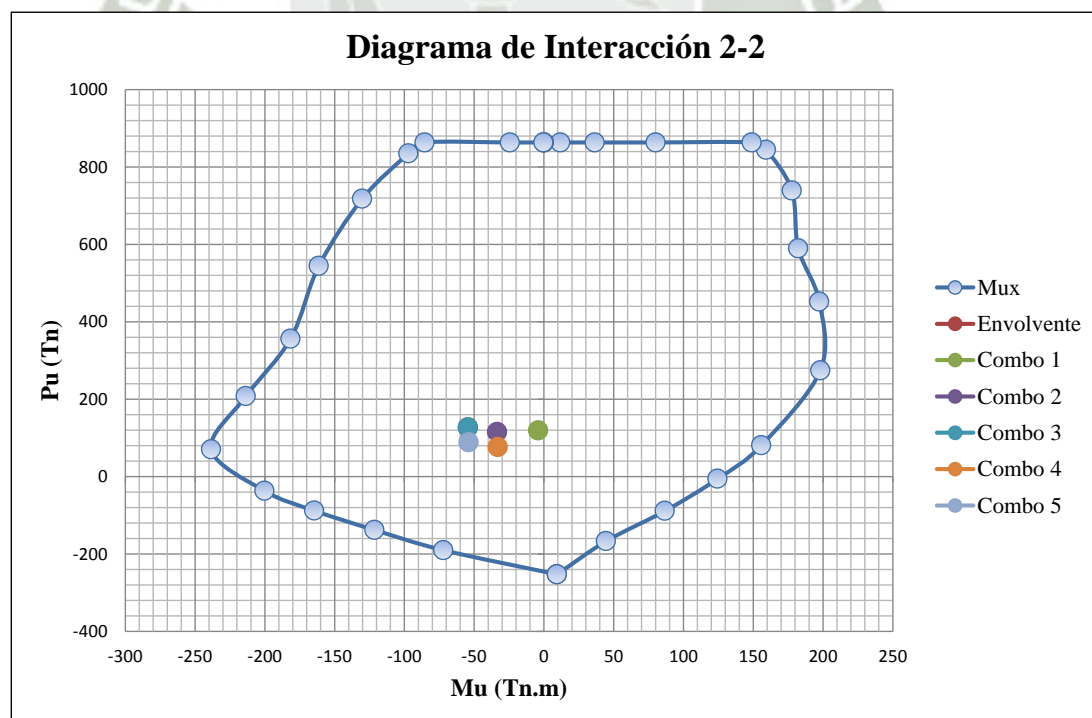


Gráfico 9: Diagrama de Interacción 2 – 2.

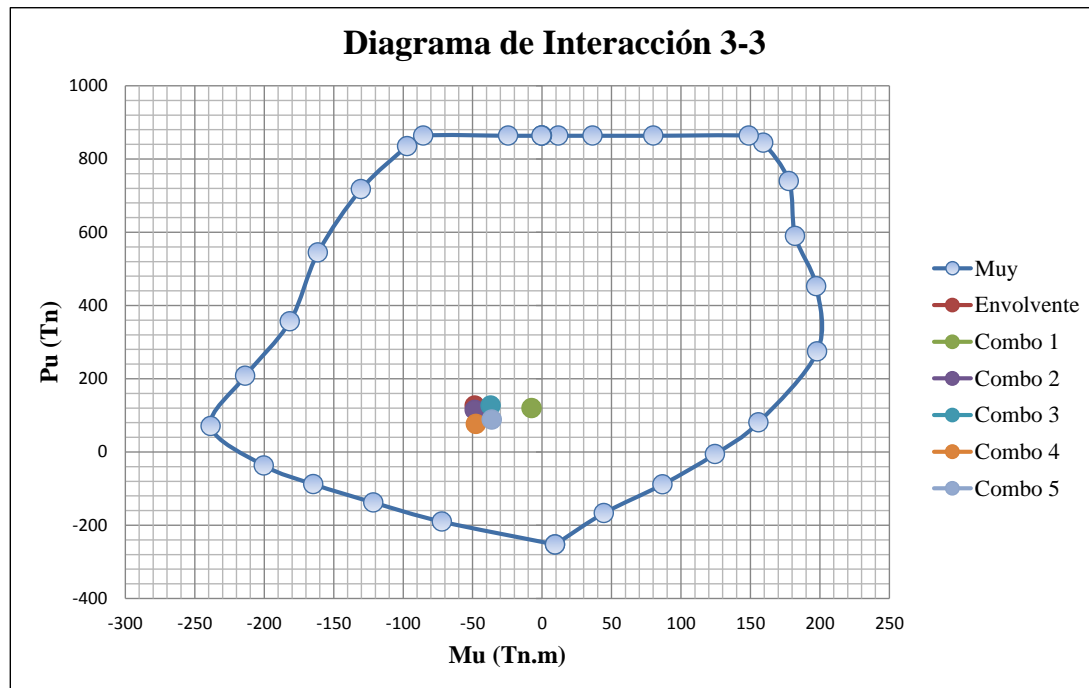


Gráfico 10: Diagrama de Interacción 3 – 3.

De los diagramas del muro de corte P-3 A, se verifica que está es suficientemente capaz de soportar las cargas aplicadas a lo largo de la estructura.

#### Diseño por Cortante:

Se basa en las disposiciones especiales para muros de corte de la norma E.060, donde se indica:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{En todas las secciones del elemento.}$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Aporte del concreto + Aporte del refuerzo en el alma}$$

Así mismo, la resistencia nominal  $V_n$ , no deberá exceder de:

$$V_{n_{max}} \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cw}$$

$A_{cw}$  Representa el área de corte de la sección transversal del muro (t x d)

$d$  Peralte efectivo del elemento, puede considerarse como  $0.8 L_w$

Además la contribución de concreto  $V_c$ , no deberá exceder de:

$$V_c \leq A_c w (a_c + \sqrt{f'_c})$$

Donde:

$$a_c = 0.80 \text{ para } \frac{h_w}{L_w} \leq 1.5 \qquad a_c = 0.53 \text{ para } \frac{h_w}{L_w} \geq 2.0$$

$h_w$     Altura total del muro de corte  
 $L_w$     Longitud total del muro de corte

Se verifica que  $V_u$  sea menor a la máxima resistencia nominal de la sección  $\phi V_n$ .

$$V_u = 22.38 \leq \phi V_{n_{max}} = 182.55 \text{ Tn}$$

$$V_u \leq \phi V_{n_{max}} \quad \text{OK}$$

La contribución del concreto será:

$$\frac{h_w}{L_w} = 5.95 \qquad a_c = 0.53 \qquad V_c \leq A_c w (a_c + \sqrt{f'_c})$$

$$V_c = 43.78 \text{ Tn}$$

El cortante resistido por el refuerzo  $V_s$  será:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad V_s = -17.45 \text{ Tn}$$

### Cálculo del Refuerzo Horizontal

Si  $V_u > \phi V_c$ , se deberá proveer refuerzo por corte.

$$V_u = 22.38 \text{ Tn} \qquad V_c = 43.78 \text{ Tn} \qquad \phi V_c = 37.21 \text{ Tn}$$

*Necesita Solo Refuerzo Mínimo Horizontal por Corte*

La norma E.060 menciona que la resistencia  $V_s$  se calculará mediante la siguiente expresión:

$$V_s = A_c w \cdot \rho_h \cdot f_y \qquad \rho_h = \frac{V_s}{A_c w \cdot f_y}$$

Donde:

$\rho_h$  Cuantía de refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento "s"

$$\rho_h \geq 0.0025$$

**Cálculo de la Cuantía Horizontal:**

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \cdot f_y} \quad \rho_h = 0.0025$$

			Espaciamiento Requerido		Espaciamiento Final		Cuantía Colocada	Verif. de Cuantía	Verif. de Espaciamiento
Usando	Ø 3/8"	S =	23	cm	S =	20	cm	$\rho_h = 0.0028$	OK !!!
Usando	Ø 1/2"	S =	41	cm	S =	25	cm	$\rho_h = 0.0041$	OK !!!
Usando	Ø 5/8"	S =	63	cm	S =	30	cm	$\rho_h = 0.0053$	OK !!!
Finalmente Usaremos			Ø 1/2"	@ 25	cm		$\rho_h =$	0.0041	

Cuantía Mínima - Horizontal por Corte

$$\rho_h = 0.0025$$

Espaciamiento Máximo - Refuerzo Horizontal por Corte:

$$\left. \begin{array}{l} 3t = 75 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \end{array} \right\} S_{\max h} = 40 \text{ cm}$$

**Cálculo del Refuerzo Vertical**

**Cálculo de la Cuantía Vertical:**

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left( 2.5 - \frac{hw}{Lw} \right) \cdot (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v = -0.000196$$

$$\rho_v = 0.0025$$

			Espaciamiento Requerido		Espaciamiento Final		Cuantía Colocada	Verif. de Cuantía	Verif. de Espaciamiento
Usando	Ø 3/8"	S =	23	cm	S =	20	cm	$\rho_h = 0.0028$	OK !!!
Usando	Ø 1/2"	S =	41	cm	S =	25	cm	$\rho_h = 0.0041$	OK !!!
Usando	Ø 5/8"	S =	63	cm	S =	30	cm	$\rho_h = 0.0053$	OK !!!
Finalmente Usaremos			Ø 1/2"	@ 25	cm		$\rho_h =$	0.0041	

Cuantía Mínima - Vertical por Corte

$$\rho_h = 0.0025$$

Espaciamiento Máximo - Refuerzo Horizontal por Corte:

$$\left. \begin{array}{l} 3t = 75 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \end{array} \right\} S_{\max h} = 40 \text{ cm}$$

Finalmente usaremos 12  $\emptyset$  3/4" en el núcleo confinado de 0.40 x 0.70 m, 6  $\emptyset$  1/2" en los núcleos confinados de 0.25 x 0.30, refuerzo horizontal  $\emptyset$  1/2" @ 0.25 m y refuerzo vertical  $\emptyset$  1/2" @ 0.25.



## 6.6. Diseño de cimentaciones

Se llama cimentación al elemento estructural que transmite las cargas de las columnas y muros al terreno. La resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto, por ello, la cimentación tiene mayor área que su respectiva columna o muro para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

El terreno debe trabajar bajo una carga tal que no se altere su estado de equilibrio; que no se produzcan deformaciones o asentamientos perceptibles que repercutan en los diferentes elementos de la estructura, produciéndoles tensiones para los cuales no han sido diseñados. Si una columna se asienta más o menos que otra adyacente, la diferencia genera esfuerzos que pueden ocasionar daños en los elementos estructurales y no estructurales.

### 6.6.1. Tipos de cimentación

El tipo de cimentación apropiado para cada situación depende de varios factores entre los cuales se tiene: La resistencia y compresibilidad de los estratos de suelo, la magnitud de las cargas de las columnas, la ubicación de la napa freática y la profundidad de cimentación de las edificaciones vecinas.

Los tipos de cimentación son: Zapatas aisladas, combinadas y conectadas.

## 6.6.2. Ejemplo de diseño de cimentaciones

### DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA

#### DATOS:

<b>Zapata</b>	<b>Otros</b>	<b>Suelo</b>	
$f'c = 210$ kg/cm <sup>2</sup>	S/C = 400 kg/m <sup>2</sup>	Df = 1.8 m	2400
<b>Columna</b>	PD = 79.33 Tn	$\gamma_2 = 1700$ kg/m <sup>3</sup>	
$f'c = 210$ kg/cm <sup>2</sup>	PL = 12.86 Tn	qa = 2.50 kg/cm <sup>2</sup>	
b = 40 cm		db = 2.54 cm	
t = 55 cm	<b>Acero</b>	Lv = 60 cm	
	f y = 4200 kg/cm <sup>2</sup>		

#### 1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Cálculo del peralte de la zapata (hc)

$$Ld = \frac{0.08 \cdot d_b \cdot F_y}{\sqrt{f'c}}$$

Reemplazo los valores que tenemos:  
Ld = 58.89 cm  
Tomar **Ld = 58.89 cm**

(Del problema se emplean varillas de Ø1")  $\text{Øb} (1") = 2.54$  cm (recubrimiento)

Tomar **hc = 70.00 cm**  
 $hc = Ld + r.e. + \text{Øb}$   
 $ht = Df - hc = 110.00$  cm

Cálculo de la presión neta del suelo (qm)

$$qm = qa - \gamma_2 ht - \gamma_2 hc - s/c$$

$\Rightarrow qm = 2.11$  kg/cm<sup>2</sup>

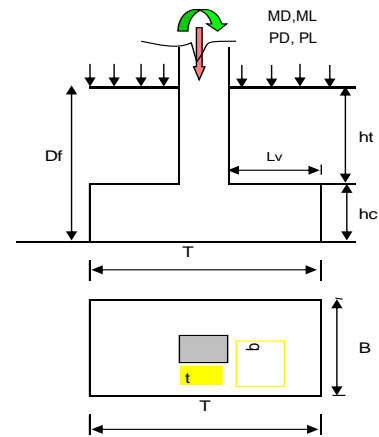
Cálculo del área de la zapata (Az)

$$Azap = \frac{P}{qm}$$

$$T = \sqrt{Az} + \frac{(t_1 - t_2)}{2}$$

$$S = \sqrt{Az} - \frac{(t_1 - t_2)}{2}$$

$\Rightarrow Azap = 43,691.94$  cm<sup>2</sup>  
 $T = 217.00$  cm  
 $B = 202.00$  cm



Donde:  
P = Carga de servicio  
Lv = Volados iguales sin excentricidad

#### 2.- DETERMINACIÓN DE LA REACCIÓN AMPLIFICADA (qmu)

$$Wnu = \frac{Pu}{Azap}$$

$\Rightarrow 1.4 PD + 1.7 PL$   
 $\Rightarrow \frac{1.4 \times 180000 + 1.7 \times 100000}{350 \times 370} = 3.03$  kg/cm<sup>2</sup>

Donde:  
Pu = Carga Ultima

#### 3.- VERIFICACION POR CORTE (Ø = 0.85)

Por Flexión:

$$Lv = \frac{T - t}{2}$$

$$Vdu = (Wnu \times B)(Lv - d)$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

$$\text{Ø} Vc \geq Vdu$$

$\Rightarrow Lv = 81.00$  cm  
 $r.e. = 7.50$  cm  
 $\text{Øb} (3/4") = 1.91$  cm  
 $d = 60.59$  cm  
 $Vdu = 12,502.21$  kg  
 $\text{Ø} = 0.85$   
 $Vc = 94,002.16$  kg  
 $\text{Ø} Vc = 79,901.84$  kg  
 $\text{Ø} Vc > Vdu$  OK!

(Suponiendo varillas Ø3/4")  
(d = hc - Øb - r.e.)  
(Coef. De reduccion por corte)

Por Punzonamiento:

$$Vu = Pu - Wnu \times m$$

$Vu = 97,665.21$  kg

$$Vc = 0.27 \left[ 2 + \frac{4}{\beta_c} \right] \sqrt{f'c} b_o d$$

$$\beta_c = \frac{D_{mayor}}{D_{menor}}, \beta_c \leq 2 \rightarrow Vc = 1.06 \sqrt{f'c} b_o d$$

$$Vu \leq \text{Ø} Vc; \text{Ø} = 0.85$$

$$Vc = 0.27 \left( \frac{as d}{bo} + 2 \right) \sqrt{f'c} b_o d$$

$\Rightarrow Vc = 503,177.19$  kg  
 $\text{Ø} Vc = 427,700.61$  kg  
 $\text{Ø} Vc > Vdu$  OK!

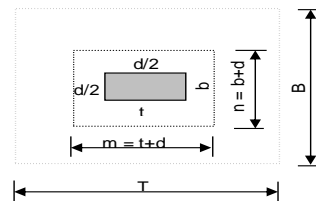
$\beta_c = \frac{\text{lado mayor columna (t)}}{\text{lado menor columna (b)}} = 1.375$

$$m = t + d$$

$$n = t + b$$

$$bo = 2m + 2n$$

$$Vu \leq \text{Ø} Vc$$
 OK!  
 $m = 115.59$   
 $n = 100.59$   
 $Vu = 1.1 \times \sqrt{f'c} \times bo \times d$   
 $Vu = 402,403.71$  kg  
 $\text{Ø} Vc = 342,043.15$  kg



**4.- CALCULO DEL REFUERZO LONGITUDINAL (Ø = 0.90 )**

Dirección Mayor:

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{(W_{nu} \times B) L v^2}{2} \\ A_s &= \frac{\mu}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})} \\ a &= \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 f'c b} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= 0.0018 \cdot B \cdot d \\ A_s &> A_{s \text{ min}} \text{ OK !!} \\ A_{\phi b} & \\ \# \text{ Varilla (n)} &= \frac{A_s}{A_{\phi b}} \\ \text{Espaciám} &= \frac{B - 2 \cdot r.e. - \phi b}{n - 1} \end{aligned}$$

$L_v = 81.00 \text{ cm}$        $r.e.e = 7.50 \text{ cm}$   
 $\mu = 2,009,480.10$        $\text{kg-cm } \phi b (3/4") = 1.91$   
 $B = 202.00 \text{ cm}$   
 $d = 60.59 \text{ cm}$   
 $a = 3.89 \text{ cm}$       (Valor Asumido)  
 $A_s = 9.06 \text{ cm}^2$        $A_{\phi b} (3/4") = 2.85$   
 $a = 1.06 \text{ cm}$        $\# \text{ Varilla (n)} = 3$   
     $\text{Espaciám} = 92.55$   
 $A_s = 8.85 \text{ cm}^2$        $3 \text{ } \phi 3/4" @ 92.55 \text{ cm}$   
 $A_{\phi b} (3/4") = 2.85$   
 $\# \text{ Varilla (n)} = 7$   
 $\text{Espaciám} = 30.85$   
 $A_s \text{ min} = 20 \text{ cm}^2$        $7 \text{ } \phi 3/4" @ 30.85 \text{ cm}$   
 $A_s > A_s \text{ min} / \text{MIR } A_s \text{ min} !!$

Dirección Menor:

$$\begin{aligned} A_s \text{ tranv} &= A_s \cdot \frac{I}{B} \\ A_s \text{ min} &= 0.0018 \cdot B \cdot d \\ A_s &> A_s \text{ min} \text{ OK !!} \\ A_{\phi b} & \\ \# \text{ Varilla (n)} &= \frac{A_s}{A_{\phi b}} \\ \text{Espaciám} &= \frac{B - 2 \cdot r.e. - \phi b}{n - 1} \end{aligned}$$

$T = 217$        $r.e.e = 7.50 \text{ cm}$   
 $B = 202 \text{ cm}$        $\phi b (3/4") = 1.91 \text{ cm}$   
 $d = 60.59 \text{ cm}$   
 $a = 5.01 \text{ cm}$       (Valor Asumido)  
 $A_s \text{ tranv} = 9.51 \text{ cm}^2$        $A_{\phi b} (3/4") = 2.85 \text{ cm}^2$   
     $\# \text{ Varilla (n)} = 3$   
     $\text{Espaciám} = 100.05$   
 $A_s \text{ tranv} = 9.51 \text{ cm}^2$        $3 \text{ } \phi 3/4" @ 100.05 \text{ cm}$   
 $A_{\phi b} (3/4") = 2.85$   
 $\# \text{ Varilla (n)} = 15$   
 $\text{Espaciám} = 14.29$   
 $A_s \text{ min} = 42.97 \text{ cm}^2$        $15 \text{ } \phi 3/4" @ 14.29 \text{ cm}$   
 $A_s \text{ tranv} > A_s \text{ min} \text{ ASUMIR } A_s \text{ min} !!$

Longitud de desarrollo en Tracción (Ld)

$$L_d = \frac{\phi b \cdot f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{3.54 \cdot f'c \cdot 5 \cdot \left( \frac{C \cdot f_{kr}}{\phi b} \right)} < L_{v1}$$

$L_{v1} = L_v - r.e.e$

La Zapata es rectangular se debe compartir el Refuerzo adecuadamente de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} A_{sc} &= \frac{2 \cdot A_{strv}}{\beta + 1} \\ \beta &= \frac{\text{Lado mayor Zapata}}{\text{Lado menor Zapata}} \\ A_{\phi b} & \\ \# \text{ Varilla (n)} &= \frac{A_s}{A_{\phi b}} \\ \text{Espaciám} &= \frac{B - 2 \cdot r.e.e - \phi b}{n - 1} \end{aligned}$$

$\beta = 1.00$        $\phi b (3/4") = 1.91$        $C = 8.50$   
 $\gamma = 0.80$        $r.e.e = 7.50$        $k_{tr} = 0$   
 $\lambda = 1.00$        $f_y = 4200$   
 $\alpha = 1.00$        $f'c = 210$        $2.5 \cdot q = (C + k_{tr}) / \phi b$   
 $q = 10.41$

Longitud de desarrollo en tracción

$L_{v1} = 52.50 \text{ cm}$        $q = 2.5 \text{ , PONER } 2.5 !!$   
 $L_d = 50.04 \text{ cm}$        $q < 2.5 \text{ , PONER } q !!$   
 $L_d < L_{v1}$       **OK !!**

Espaciamiento del Refuerzo

$45 \text{ cm}$   
 $3 \times h = 330 \text{ cm}$        $> 100.05 \text{ OK !!}$

$A_{sc} = 9.51 \text{ cm}^2$

**5.- VERIFICACION DE LA CONEXIÓN COLUMNA - ZAPATA (Ø = 0.70 )**

Para la sección A colum = 70\*50 = 3500 cm² ( COLUMNA )

$$\begin{aligned} \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_{s1} & \\ A \text{ colum} &= b \cdot t \\ P_u &< (\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1) \\ A_{\phi b} & \\ A_s \text{ min} &= 0.005 \cdot A_1 \\ \# \text{ Varilla} &= \frac{A_{s1}}{A_{\phi b}} \\ A_s \text{ col.} &> A_s \text{ min} \text{ OK !!} \end{aligned}$$

$P_u = 132924$        $k_q$        $\# \text{ Varilla (n)} = 4$   
 $A_1 = 2200$        $\text{cm}^2$   
 $\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 = 274890$        $\text{kg}$   
 $P_u < \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1$       **OK !!**  
 $A_s \text{ min} = 11.00 \text{ cm}^2$   
 $A_{\phi b} (3/4") = 2.85 \text{ cm}^2$   
 $\text{USAR : } A_{s1} = 11.00 \text{ cm}^2$   
 $A_s \text{ col} > A_s \text{ min}$       **OK !!**

Para la sección A zapata = 350\*370 = 129500 cm² ( ZAPATA )

$$P_u < \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot x \cdot \sqrt{A_2/A_1} \cdot A_1$$

$P_u = 132924 \text{ kg}$   
 $A_1 = 2200 \text{ cm}^2$        $\sqrt{A_2/A_1} = 2$   
 $A_2 = 43834 \text{ cm}^2$

$\phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot x \cdot \sqrt{A_2/A_1} \cdot A_1 = 549780 \text{ kg}$       **OK !!**

CALCULO DE ACERO EN cm2 por cada metro ( cm2/m)

$A_s \text{ min} = 0.0018 \cdot b \cdot x$        $A_s = 12.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

$b = a = 100 \text{ cm}$   
 $h = \text{peralte de la zapata}$

CALCULO DEL ESPACIAMIENTO DE ACEROS

$\text{DIAMETR} = 3/4"$        $0.226190476 \text{ cm}$

## DISEÑO DE UNA ZAPATA AISLADA

### DATOS:

<u>Zapata</u>	<u>Otros</u>	<u>Suelo</u>	
f'c = 210 kg/cm <sup>2</sup>	S/C = 400 kg/m <sup>2</sup>	Df = 1.8 m	2400
<u>Columna</u>	PD = 13.19 Tn	γ 2 = 1700 kg/m <sup>3</sup>	
f'c = 280 kg/cm <sup>2</sup>	PL = 1.95 Tn	qa = 2.50 kg/cm <sup>2</sup>	
b = 40 cm		db = 2.54 cm	
t = 55 cm	<u>Acero</u>	Lv = 60 cm	
	f y = 4200 kg/cm <sup>2</sup>		

### 1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Cálculo del peralte de la zapata (hc)

$$Ld = \frac{0.08 \cdot d \cdot F_y}{\sqrt{f'c}}$$

Reemplazo los valores que tenemos:  
Ld = 58.89 cm

Tomar **Ld = 58.89 cm**

(Del problema se emplean varillas de Ø1")

r.e. = 7.50 cm (recubrimiento)      Øb (1") = 2.54 cm

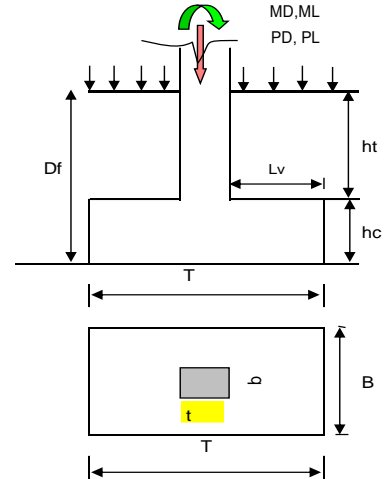
hc = 68.93 cm

Tomar **hc = 70.00 cm**

$$hc = Ld + r.e. + \text{Øb}$$

$$ht = Df - hc$$

ht = 110.00 cm



Cálculo de la presión neta del suelo (qm)

$$q_m = q_a - \gamma h_t - \gamma c h_c - s/c$$

⇒ qm = 2.11 kg/cm<sup>2</sup>

Cálculo del área de la zapata (Az)

$$Az_{ap} = \frac{P}{q_m}$$

$$T = \sqrt{Az} + \frac{(t_1 - t_2)}{2}$$

$$S = \sqrt{Az} - \frac{(t_1 - t_2)}{2}$$

⇒ Azap = 7,175.36 cm<sup>2</sup>

⇒ T = 92.00 cm

⇒ B = 77.00 cm

Donde:  
P = Carga de servicio  
Lv = Volados iguales sin excentricidad

### 2.- DETERMINACIÓN DE LA REACCIÓN AMPLIFICADA (qmu)

$$W_{nu} = \frac{P_u}{Az_{ap}}$$

1.4 PD + 1.7 PL

$$1.4 \times 180000 + 1.7 \times 100000 = 3.07 \text{ kg/cm}^2$$

Donde: Pu = Carga Ultima

### 3.- VERIFICACION POR CORTE (Ø = 0.85)

Por Flexión:

$$Lv = \frac{T - t}{2}$$

$$V_{du} = (W_{nu} \times B)(L - v - d)$$

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

$$\text{Ø} V_c \geq V_{du}$$

⇒ Lv = 18.50 cm

⇒ r.e. = 7.50 cm

⇒ Øb (3/4") = 1.91 cm

⇒ d = 60.59 cm

⇒ Vdu = -9,964.81 kg

⇒ Ø = 0.85

(Suponiendo varillas Ø3/4")  
(d = hc - Øb - r.e.)  
(Coef. De reducción por corte)

Vc = 35,832.51 kg

ØVc = 30,457.63 kg

ØVc > Vdu OK!

Por Punzonamiento:

$$V_u = P_u - W_{nu} \times m_n$$

Vu = -13,968.86 kg

$$b_o = 2 \times (t + d) + 2 \times (b + d) = 2m + 2n$$

bo = 432.36 cm (perímetro de los planos de falla)

$$V_c = 0.27 \left[ 2 + \frac{4}{\beta_c} \right] \sqrt{f'c} b_o d$$

$$V_c = 503,177.19 \text{ kg}$$

$$\text{Ø} V_c = 427,700.61 \text{ kg}$$

⇒ ØVc > Vdu OK!

βc = lado mayor columna (t) / lado menor columna (b)      βc = 1.375

$$m = t + d$$

m = 115.59

$$n = t + b$$

n = 100.59

$$b_o = 2 \times m + 2 \times n$$

$$V_u = 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Vu = 402,403.71 kg

$$\text{Ø} V_c = 342,043.15 \text{ kg}$$

ØVc > Vu OK!

$$V_c = 0.27 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'c} b_o d$$

**4.- CALCULO DEL REFUERZO LONGITUDINAL (Ø = 0.90)**

Dirección Mayor:

$$Mu = \frac{(Wnu \times B)Lv^2}{2}$$

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

$$a = \frac{As \cdot Fy}{0.85f'c b}$$

As mín = 0.0018 \* B \* d  
As > As mín OK !!

Aøb  
# Varilla (n) =  $\frac{As}{Aøb}$   
Espaciam =  $\frac{B - 2 \cdot r.e - \phi b}{n - 1}$

→ Lv = 18.50 cm      ree = 7.50 cm  
Mu = 40,513.84 kg-cm      øb (3/4") = 1.91

B = 77.00 cm  
d = 60.59 cm2  
a = 3.89 cm (Valor Asumido)  
As = 0.18 cm2      Aøb (3/4") = 2.85  
a = 0.06 cm      # Varilla (n) = 0  
Espaciam = -60.09

As = 0.18 cm2      0 Ø 3/4" @ -60.09 cm

As mín = 7.62 cm2      3 Ø 3/4" @ 30.05 cm

As > As mín /MIR As mín !!

Dirección Menor:

As tranv =  $\frac{As \cdot I}{B}$   
As mín = 0.0018 \* B \* d  
As > As mín OK !!

Aøb  
# Varilla (n) =  $\frac{As}{Aøb}$   
Espaciam =  $\frac{B - 2 \cdot r.e - \phi b}{n - 1}$

T = 92      ree = 7.50 cm2  
B = 77 cm      øb (3/4") = 1.91 cm  
d = 60.59 cm2  
a = 5.01 cm (Valor Asumido)  
Aøb (3/4") = 2.85 cm2  
# Varilla (n) = 0  
Espaciam = -75.09

As tranv = 0.22 cm2      0 Ø 3/4" @ -75.09 cm

As mín = 18.22 cm2      6 Ø 3/4" @ 15.02 cm

As tranv > As mín ASUMIR As mín !!

Longitud de desarrollo en Tracción (Ld)

$$Ld = \frac{\phi b \cdot fy \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{3.54 \cdot f'c^{1.5} \cdot \left( \frac{C \cdot Ktr}{\phi b} \right)} < Lv1$$

Lv1 = Lv - r.e.e

La Zapata es rectangular se debe compartir el Refuerzo adecuadamente de la siguiente manera:

Asc =  $\frac{2 \cdot Astv}{(\beta + 1)}$   
β =  $\frac{\text{Lado mayor Zapata}}{\text{Lado menor Zapata}}$   
Aøb  
# Varilla (n) =  $\frac{As}{Aøb}$   
Espaciam =  $\frac{B - 2 \cdot r.e - \phi b}{n - 1}$

β = 1.00      øb (3/4") = 1.91      C = 8.50  
γ = 0.80      r.e.e = 7.50      ktr = 0  
λ = 1.00      fy = 4200  
α = 1.00      fc = 210      2.5      q = (C + ktr) / øb  
q = 10.41  
q >= 2.5 ,PONER 2.5 !!  
q < 2.5 ,PONER q !!

Longitud de desarrollo en tracción

Lv1 = 52.50 cm  
Ld = 50.04 cm  
Ld < Lv1      OK !!

Espaciamento del Refuerzo

45 cm }  
3 x h      330 cm } > -75.09 OK !!

Asc = 0.22 cm2

**5.- VERIFICACION DE LA CONEXIÓN COLUMNA - ZAPATA (Ø = 0.70)**

Para la sección A colum = 70\*50 = 3500 cm² ( COLUMNA )

Ø \* 0.85 \* f'c \* As1  
A colum = b \* t  
Pu < (Ø \* 0.85 \* f'c \* A1)  
Aøb  
As mín = 0.005 \* A1  
# Varilla =  $\frac{As1}{Aøb}$   
As col. > As mín OK !!

Pu = 21781 kg      kq      # Varilla (n) = 4  
A1 = 2200 cm2  
Ø \* 0.85 \* f'c \* A1 = 366520 kg

Pu < Ø \* 0.85 \* f'c \* A1      ← OK !!

As mín = 11.00 cm2  
Aøb (3/4") = 2.85 cm2  
USAR : As1 = 11.00 cm2  
As col > As mín      OK !!

Para la sección A zapata = 350\*370 = 129500 cm² ( ZAPATA )

Pu < Ø x 0.85 x f'c x  $\sqrt{\frac{A2}{A1}}$  x A1

Pu = 21781 kg       $\sqrt{\frac{A2}{A1}} = 2$   
A1 = 2200 cm2  
A2 = 7084 cm2

Ø x 0.85 x f'c x  $\sqrt{\frac{A2}{A1}}$  x A1 = 549780 kg      ← OK !!

CALCULO DE ACERO EN cm2 por cada metro ( cm2/m)

As mín = 0.0018 \* b x h      As = 12.6 cm2/m  
b = a 100 cm  
h = peralte de la zapata

CALCULO DEL ESPACIAMIENTO DE ACEROS

DIAMETR: 3/4"      0.226190476 cm

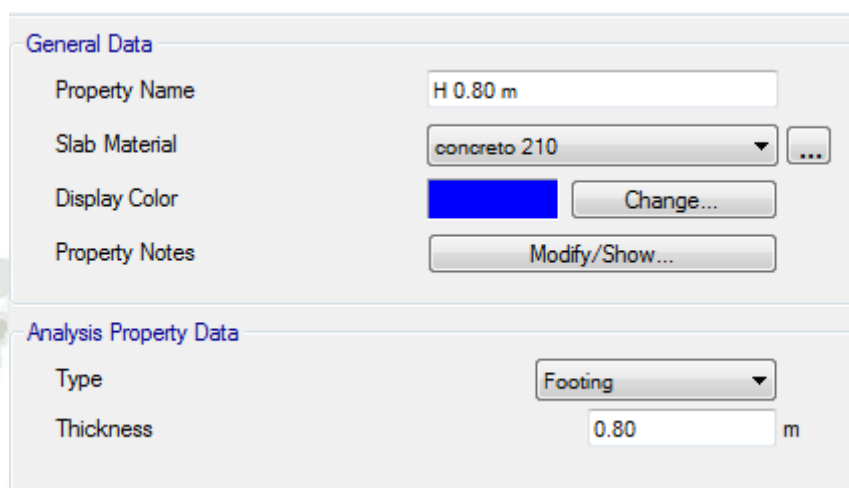
**Diseño de la cimentación con la ayuda del programa SAFE.**

ProgramName	Versión	ProgLevel
SAFE	2014	Advanced

**Configuración:**

Propiedades de Sección:

Zapatas de 80 cm de espesor con concreto  $f^c=210 \text{ kg/cm}^2$

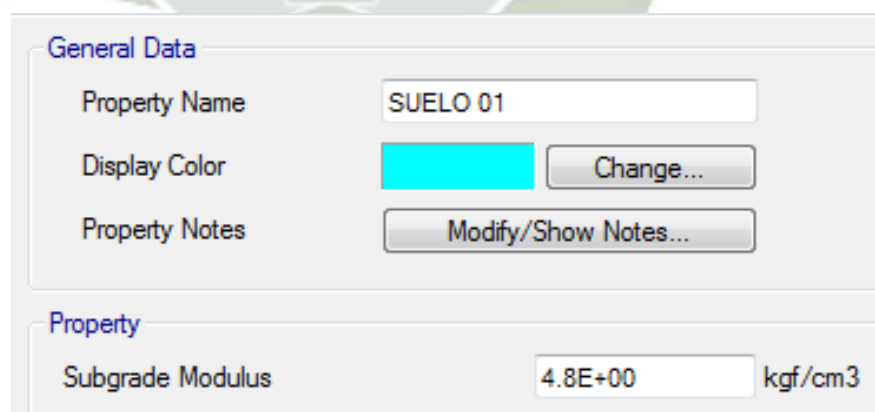


The screenshot shows the 'General Data' and 'Analysis Property Data' sections of the SAFE software interface. In the 'General Data' section, the 'Property Name' is 'H 0.80 m', 'Slab Material' is 'concreto 210', and 'Display Color' is a blue square. In the 'Analysis Property Data' section, the 'Type' is 'Footing' and 'Thickness' is '0.80 m'.

Propiedades del suelo:

Esfuerzo admisible:  $2.5 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Winkler:  $4.8 \text{ kg/cm}^3$



The screenshot shows the 'General Data' and 'Property' sections of the SAFE software interface. In the 'General Data' section, the 'Property Name' is 'SUELO 01' and 'Display Color' is a cyan square. In the 'Property' section, the 'Subgrade Modulus' is '4.8E+00 kgf/cm3'.

Distribución:

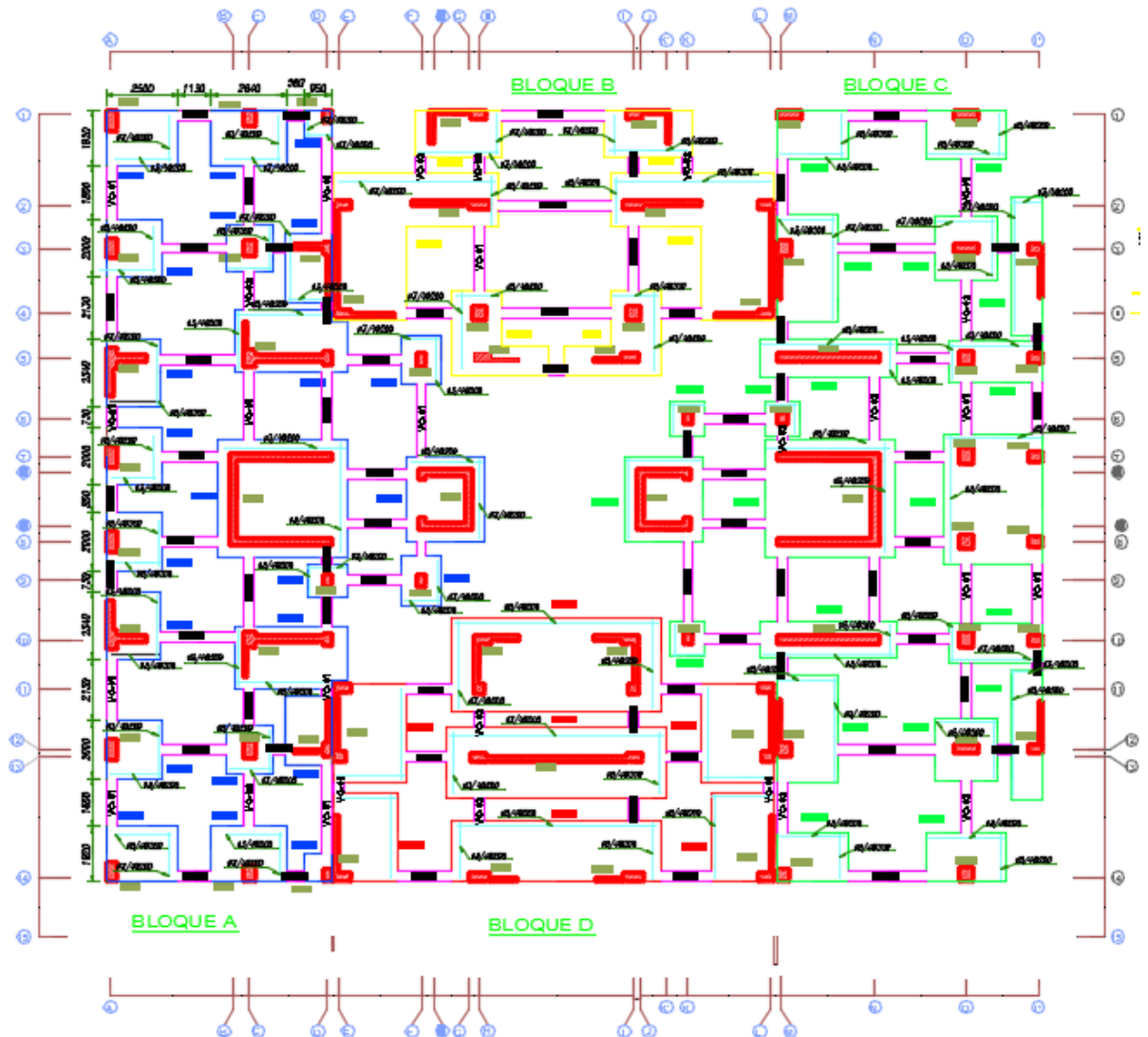
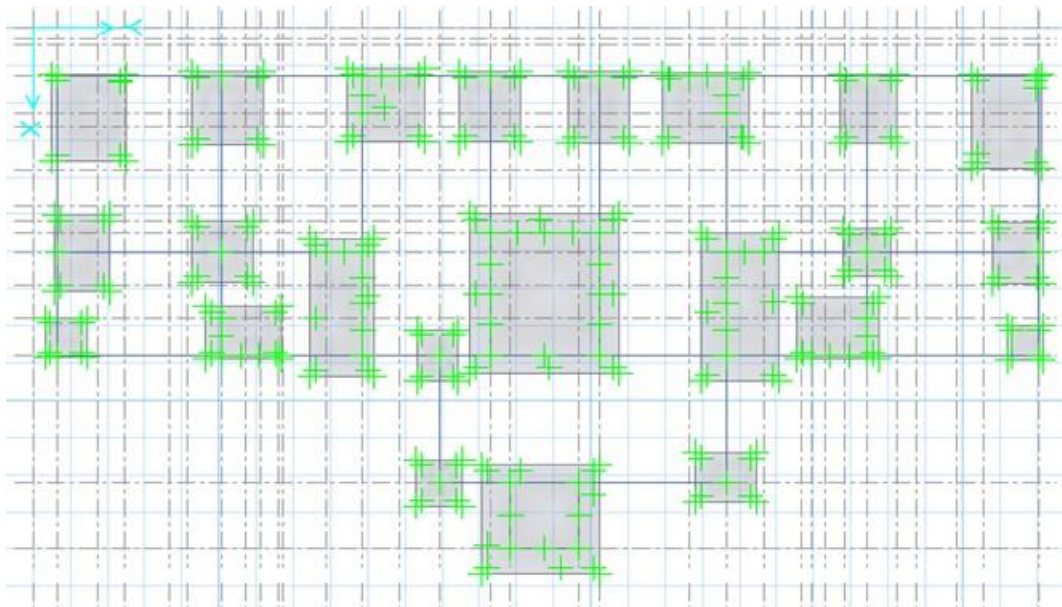


Figura 33: Distribución en planta de la cimentación.

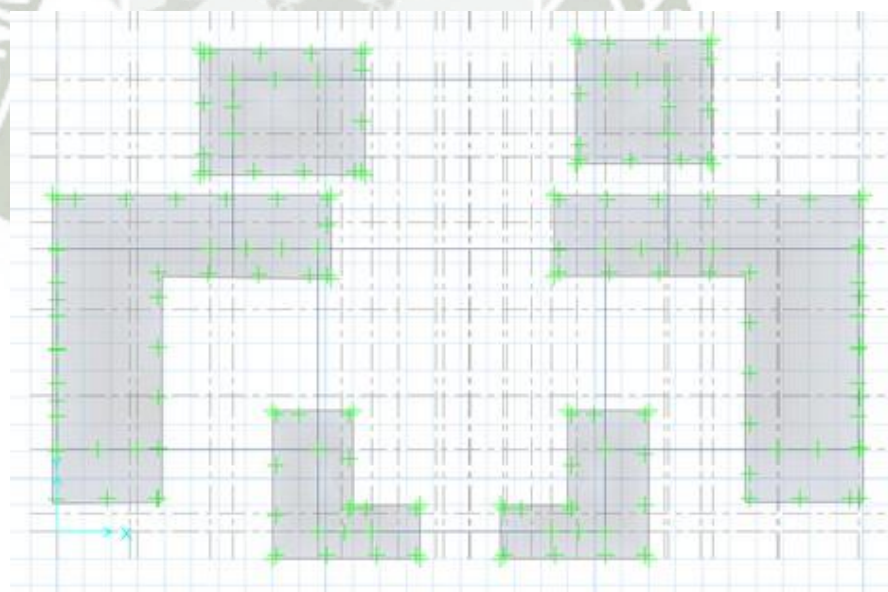
## Modelo Matemático

### Bloque A



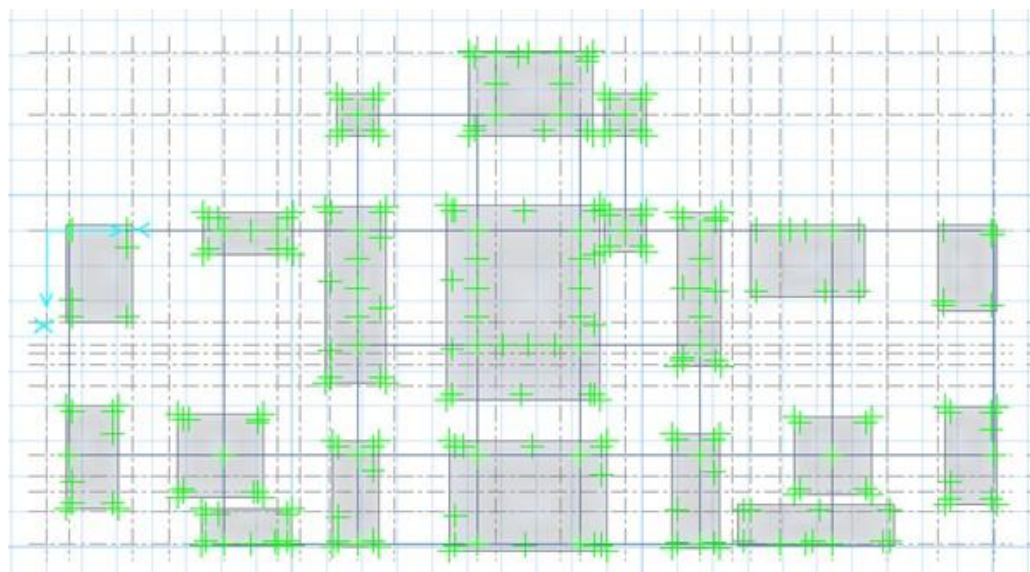
*Figura 34: Cimentación Bloque A.*

### Bloque B



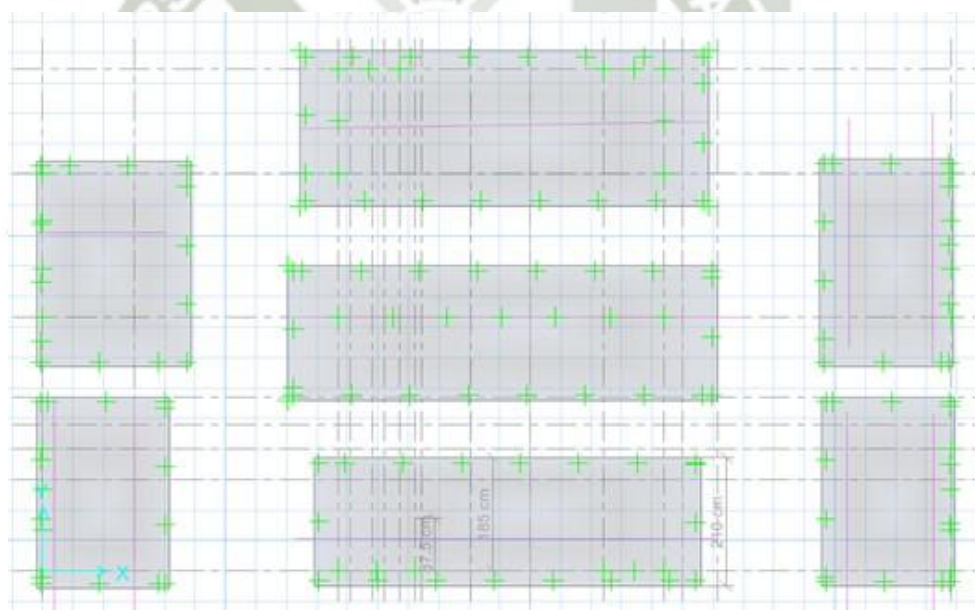
*Figura 35: Cimentación Bloque B.*

### Bloque C



*Figura 36: Cimentación Bloque C.*

### Bloque D



*Figura 37: Cimentación Bloque D.*

### Esfuerzos de presión en el suelo

Presión del suelo en caso de carga por servicio (D+L).

#### Bloque A

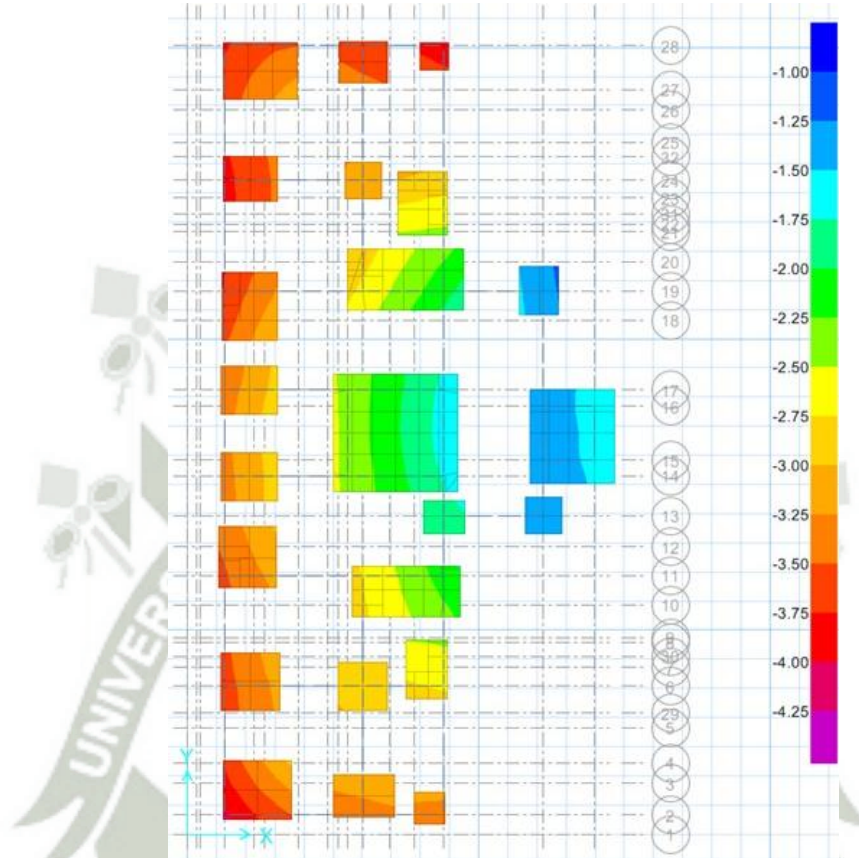


Figura 38: Esfuerzos Bloque A.

#### Bloque B

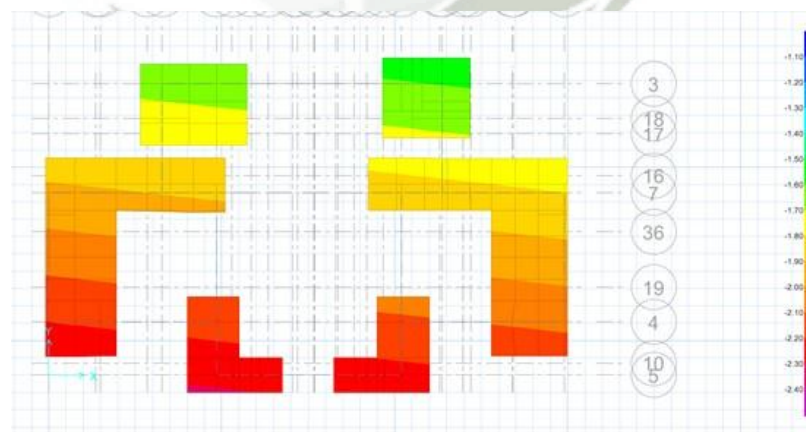
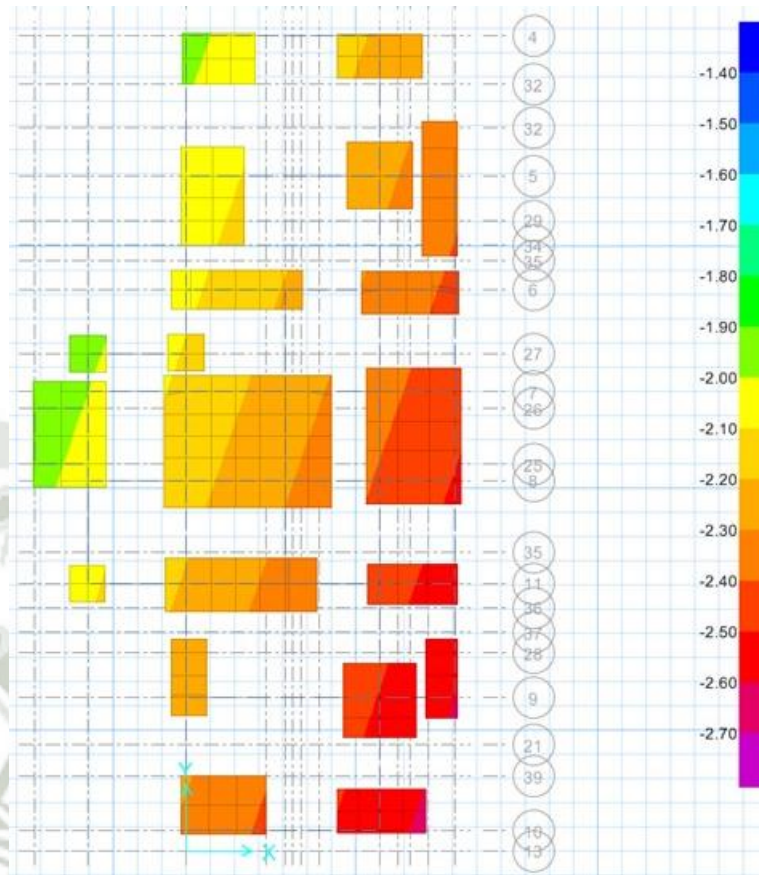


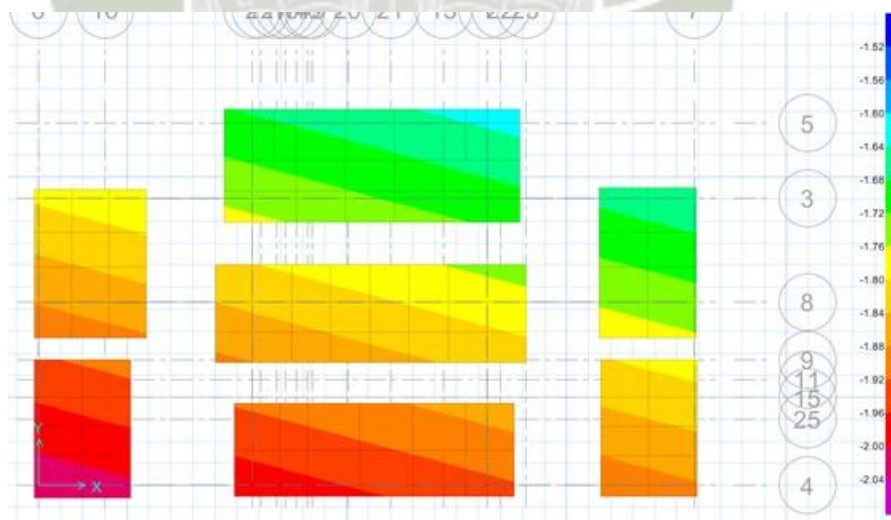
Figura 39: Esfuerzos Bloque B.

### Bloque C



*Figura 40: Esfuerzos Bloque C.*

### Bloque D



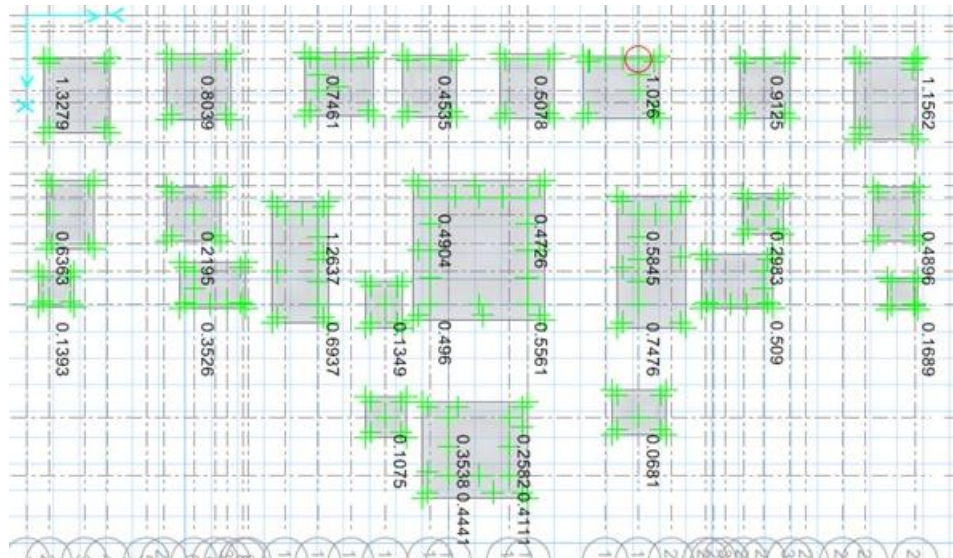
*Figura 41: Esfuerzos Bloque D.*

**Espesores de Cimentación:**

Relaciones de corte

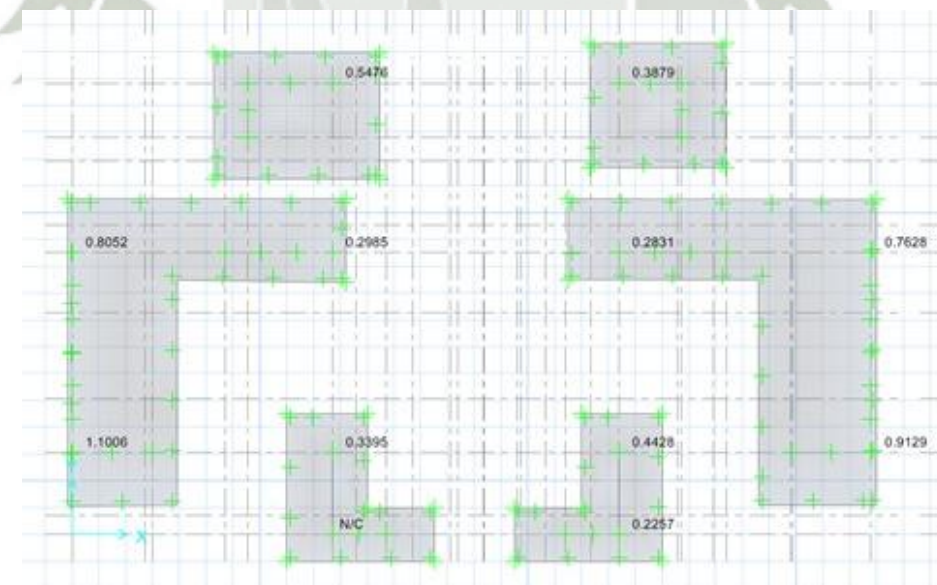
Zapatas de 80 cm de espesor.

**Bloque A**



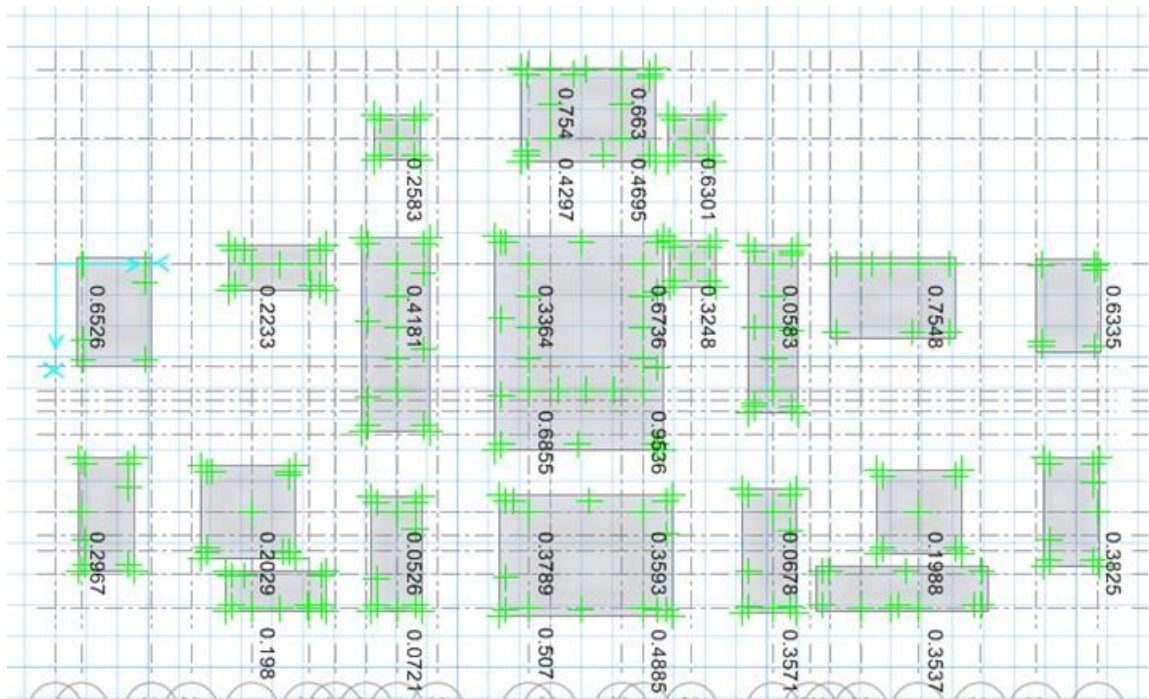
*Figura 42: Relación de corte Bloque A.*

**Bloque B**



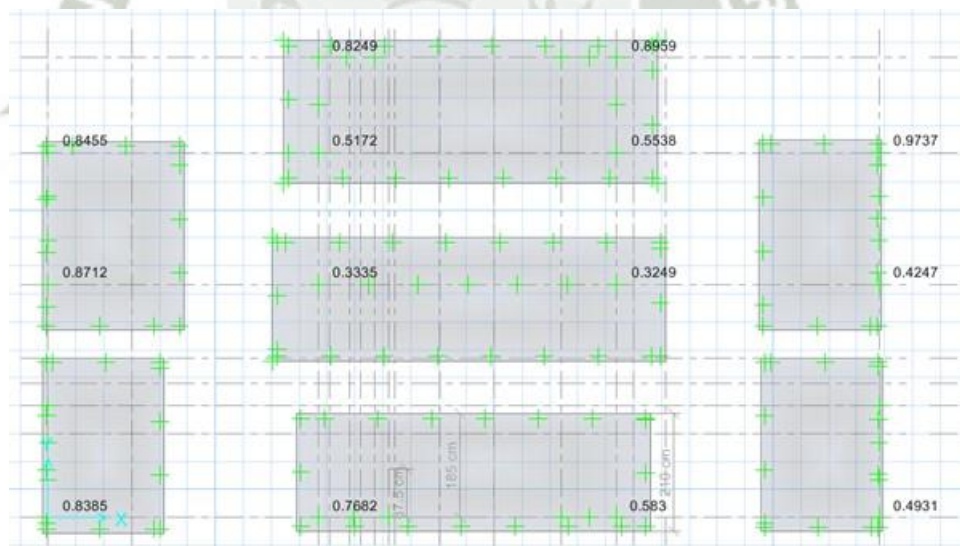
*Figura 43: Relación de corte Bloque B.*

### Bloque C



*Figura 44: Relación de corte Bloque C.*

### Bloque D



*Figura 45: Relación de corte Bloque D.*

La relación de corte es menor que 1 para el espesor definido por lo que se lo considera aceptable

### Áreas de acero en Cimentación:

Áreas de acero inferior. Según leyenda (cm<sup>2</sup>/cm).

#### Bloque A

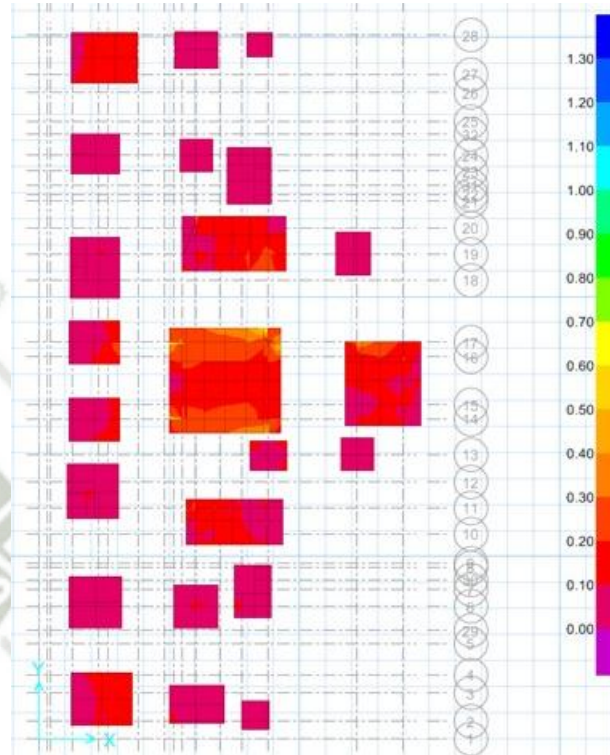


Figura 46: Áreas de acero inferior Bloque A.

#### Bloque B

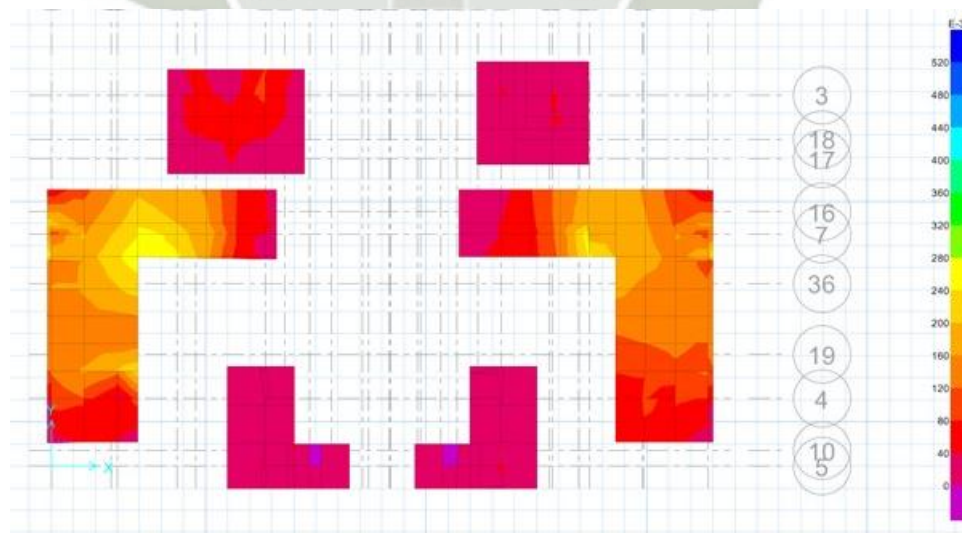
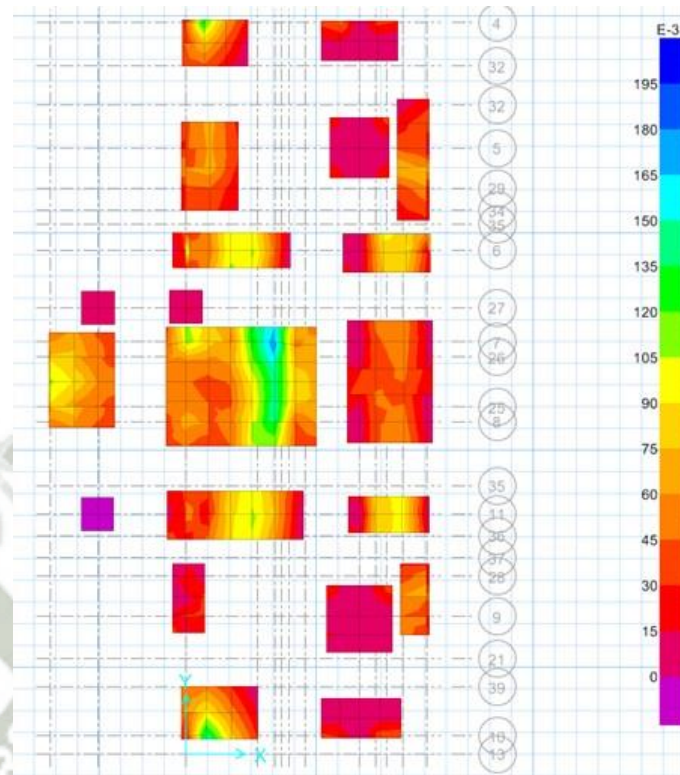


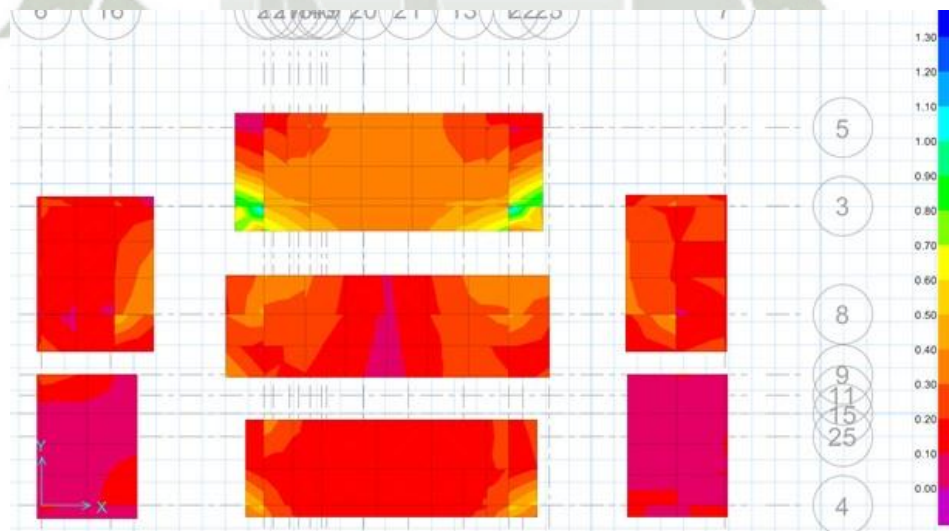
Figura 47: Áreas de acero inferior Bloque B.

**Bloque C**



*Figura 48: Áreas de acero inferior Bloque C.*

**Bloque D**



*Figura 49: Áreas de acero inferior Bloque D.*

Se usará acero de  $\phi \frac{3}{4}$  a 0.20 cm en ambas direcciones.

## Capítulo 7. Diseño de Elementos Especiales

### 7.1. Diseño de escaleras

Para el diseño de las escaleras, cada tramo de estas se idealiza como vigas simplemente apoyadas. Las cargas aplicadas sobre ellas son el peso propio, acabados y la carga viva.

Para comenzar el diseño de la escalera se debe hallar las dimensiones de la siguiente manera:

$$t = \frac{Ln}{20} \quad t = \frac{Ln}{25}$$

$$hm = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{cp}{2}$$

En donde:

t = Espesor de la losa.

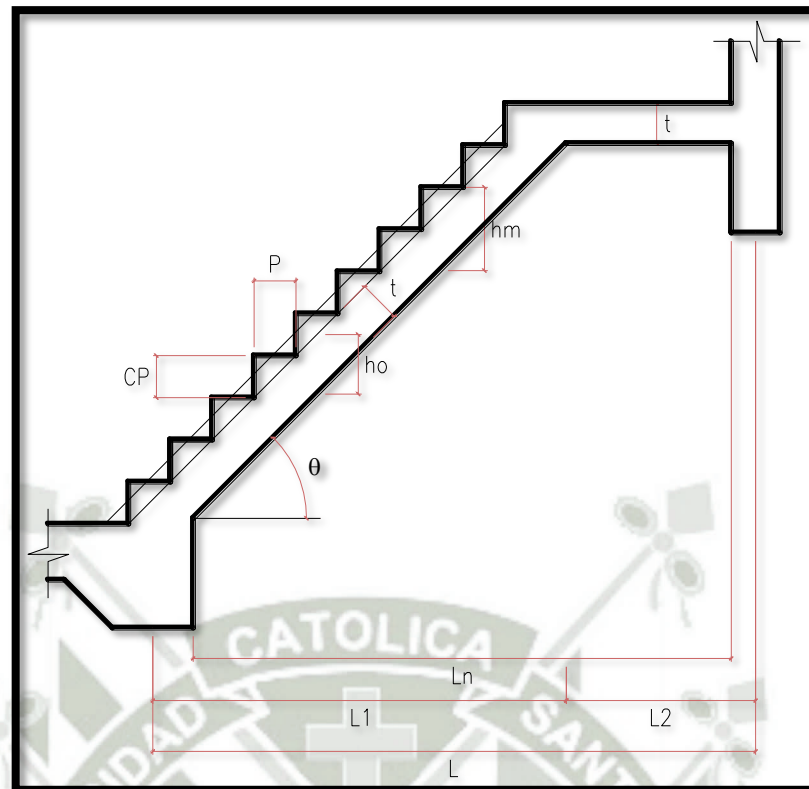
Ln = Longitud libre de la escalera.

L = Longitud entre ejes de apoyos.

$\theta$  = Ángulo de inclinación de la escalera.

Cp = Contrapaso de la escalera.

P = Paso de la escalera.



*Figura 50: Modelo de escalera.*

### 7.1.1. Diseño por flexión

Para el diseño de las escaleras se consideran los mismos parámetros del diseño de las vigas. Siendo el Máximo momento el desarrollado en la cara inferior de la escalera; los momentos negativos se consideran como un tercio o un medio del valor del momento positivo.

### 7.1.2. Diseño por corte

En el diseño por corte se debe cumplir con la siguiente condición:

$$\phi \cdot V_c \geq V_u$$

### 7.1.3. Ejemplo de diseño de escaleras

Se diseñará el primer tramo de la escalera del primer nivel del bloque C, la cual cuenta con 07 pasos de 0.25 m, 08 contrapasos de 0.175 m, un descanso de 1.20 m hasta la cara del muro de concreto y un ancho de 1.20 m.

La longitud libre de la escalera es 2.55m y la longitud entre ejes es 2.875 m, el cálculo del alto de la losa de la escalera se obtiene dividiendo el valor de la longitud libre entre un factor de 20 y 25.

$$t = \frac{Ln}{20} \quad ; \quad t = \frac{Ln}{25}$$

El valor de “t” a usar es de 0.15 m. A continuación, se halla el valor de hm, utilizando para ello la pendiente de la escalera calculando el valor del  $\cos \theta$ .

$$hm = \frac{t}{\cos \theta} + \frac{cp}{2}$$

$$\cos \theta = \frac{p}{\sqrt{p^2 + cp^2}}$$

El valor de hm es igual a 0.30 m.

Por último este tramo se divide en dos partes, uno con la losa inclinada de 1.85 m y otro con la losa horizontal de 1.025 m. dando un total de 2.875 m.

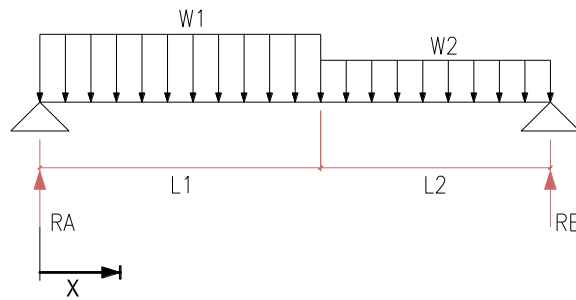
Dimensiones Escalera		
Ln =	2.55	m
L =	2.88	m
t =	15.00	cm
b =	1.20	m
p =	25.00	cm
cp =	17.50	cm
cosθ =	0.82	
hm =	30.00	cm
L1 =	1.85	m
L2 =	1.03	m

Datos		
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
γc° =	2.4	t/m <sup>3</sup>
w s/c =	0.2	t/m <sup>2</sup>
Ø =	0.85	
Ø =	0.9	

Obtenidas las dimensiones de la escalera, se procede a calcular los valores de las cargas aplicadas.

$$wu_1 = 1.4 \cdot hm \cdot b \cdot \gamma c^\circ + 1.4 \cdot 0.1 \cdot b + 1.7 \cdot w_{s/c} \cdot b$$

$$wu_2 = 1.4 \cdot t \cdot b \cdot \gamma c^\circ + 1.4 \cdot 0.1 \cdot b + 1.7 \cdot w_{s/c} \cdot b$$



**Figura 51: Diagrama de cargas escalera.**

En donde:

$Wu_1$  = Carga sobre la losa inclinada.

$Wu_2$  = Carga sobre la losa horizontal.

$Ws/c$  = Carga viva sobre la losa.

$b$  = Ancho de la escalera.

Utilizando las ecuaciones descritas se obtiene los siguientes valores de cargas:

**Cálculo de Cargas y Momento**

$wu_1$ =	1.79	t/m
$wu_2$ =	1.18	t/m
$Ra$ =	2.46	ton
$X$ =	1.38	m
$Mu (+)$ =	1.69	t-m

En donde el valor de  $Ra$ , es la reacción obtenida en la base del primer tramo, “X” es la distancia en donde el valor de la cortante es cero, y por lo tanto donde el valor del momento es el máximo.

$$Ra = \frac{wu_1 \cdot L_1 \cdot \left(\frac{L_1}{2} + L_2\right) + w_2 \cdot \frac{L_2^2}{2}}{L}$$

$$X = \frac{Ra}{wu_1}$$

$$Mu = Ra \cdot X - wu_1 \cdot \frac{X^2}{2}$$

Se verifica la resistencia del concreto al corte.

$$\phi \cdot V_c \geq V_u$$

$$V_u = R_a = 2.46 \text{ Tn}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 10.14 \text{ Tn}$$

$$\phi \cdot V_c = 8.617 \text{ Tn}$$

Cumpliendo la condición que la cortante del concreto multiplicada por el factor de reducción es mayor a la cortante actuante. Se concluye que las dimensiones de la escalera no fallarán por corte.

Para el diseño por flexión de la losa, se toma el valor hallado del momento positivo máximo, y se reduce multiplicándolo por un factor de 0.90. Con lo cual se obtiene lo siguiente:

<b>Diseño por Flexion</b>		
<b>Refuerzo Positivo</b>		
Mu =	1.52	T-m
d =	11.00	cm
a =	0.48	cm
As =	3.36	cm <sup>2</sup>
As min =	2.38	cm <sup>2</sup>
Ø =	3/8"	
Ø =	5	varillas
S @ =	0.20	cm

Obteniendo una distribución de varillas de 3/8" cada 0.20 m.

Pero como la escalera se planteó como una viga apoyada, no presenta momentos negativos, por lo cual se utilizará un medio (1/2 Mu) del valor del Momento Positivo, cuando los apoyos sean rígidos, y un tercio (1/3 Mu) cuando los apoyos sean poco rígidos.

Para este caso se utilizará un medio del valor del Momento teniendo lo siguiente:

<b>Diseño por Flexion</b>		
<b>Refuerzo Negativo</b>		
Mu =	0.51	T-m
d =	11.00	cm
a =	0.48	cm
As =	1.12	cm <sup>2</sup>
As min =	2.38	cm <sup>2</sup>
Ø =	3/8"	
Ø =	4	varillas
S @ =	0.30	cm

Obteniendo una distribución de varillas de 3/8" cada 0.30 m.

Por último, se coloca un refuerzo transversal que será el acero de temperatura, para el cual se utiliza el valor de la cuantía mínima de 0.0018.

<b>Refuerzo Transversal</b>		
<b>Acero de Temperatura</b>		
As min =	2.38	cm <sup>2</sup>
Ø =	3/8"	
Ø =	4	varillas
S @ =	0.30	cm

Teniendo una distribución de varillas de 3/8" cada 0.30 m en ambas caras.

## Capítulo 8. Presupuesto y Programación de Obra

### 8.1. Presupuesto de obra

#### 8.1.1. Introducción

La finalidad del siguiente capítulo es la elaborar el presupuesto estructural de la edificación.

#### 8.1.2. Metrados

En términos generales se puede definir a los metrados como el cálculo o cuantificación por partidas, de la cantidad de obra a ejecutar. Para ayudar a este proceso se utilizaron hojas de cálculo.

#### 8.1.3. Presupuesto de estructuras

Se puede definir al presupuesto como la determinación del valor de la obra conociendo los siguientes parámetros:

- ✓ Las partidas necesarias.
- ✓ Los metrados de cada una de las partidas.
- ✓ Los análisis de costos unitarios.
- ✓ El porcentaje de gastos generales y utilidad.
- ✓ Impuesto general a las ventas.

#### 8.1.4. Gastos generales y utilidad

Los gastos generales resultan de los gastos generales fijos, lo cuales no están relacionados con la ejecución de la obra y en los que solo se incurre una sola vez, no volviendo a gastarse, aunque la obra se amplíe en su plazo original y de los gastos generales variables que están relacionados con el tiempo de ejecución de la obra ya que permanecen inclusive con la ampliación del tiempo de ejecución.

La utilidad es el monto que percibe el contratista por ejecutar la obra. Este monto

forma parte del movimiento económico general de la empresa, que en nuestro medio es un porcentaje calculado a partir del valor del costo directo del proyecto.

### **8.1.5. Análisis de costos unitarios**

El análisis de costos unitarios está definido por lo siguiente:

La sumatoria del costo unitario de la mano de obra, materiales, herramientas y equipos, que se necesita para ejecutar una partida con una unidad de medida determinada (metros cúbicos, metros cuadrados, kilogramos, etc.).

#### **8.1.5.1. Rendimientos**

El rendimiento se puede definir como la cantidad de trabajo que se obtiene de los recursos, mano de obra y equipos por jornada.

#### **8.1.5.2. Costo de mano de obra, recursos y equipos**

El costo de la mano de obra, recursos y equipos es el costo vigente al mes de noviembre del 2014.

### **8.1.6. Costo total**

Finalmente, el costo total de la obra es:

Costo Directo: 7,121,222.51 Nuevos Soles.

Gastos Generales (15%): 1,068,183.38 Nuevos Soles.

Utilidad (10%): 712,122.25 Nuevos Soles.

Subtotal: 8,901,528.14 Nuevos Soles.

Impuesto (IGV 18%): 1,602,275.07 Nuevos Soles.

Presupuesto Total: 10,503,803.21 Nuevos Soles.

## 8.2. Programación de obra

### 8.2.1. Programación GANTT

El Diagrama de Gantt proporciona una descripción gráfica de la programación temporal de todas las actividades y elementos de un proyecto.

Es un diagrama de barras horizontales.

Se construye con un eje horizontal que representa la duración total del proyecto, dividido en incrementos (por ejemplo, días, semanas, o meses) y un eje vertical que representa las tareas que componen el proyecto, donde se ubicarán las diferentes partidas de este.

#### 8.2.1.1. Aplicación del diagrama de GANTT

Se aplica la técnica del Diagrama de Gantt para:

- ✓ Exhibir una descripción gráfica de las actividades del proyecto.
- ✓ Planificar las actividades del proyecto.
- ✓ Determinar la trayectoria o ruta crítica.
- ✓ Dar una base para programar cuando se deben realizar las distintas tareas.
- ✓ Asignar los recursos.
- ✓ Comunicar las actividades del proyecto.
- ✓ Coordinar y manejar las actividades del proyecto.
- ✓ Supervisar el progreso de las actividades del proyecto.

#### 8.2.1. DURACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto tendrá una duración de 436 días laborables.

## Conclusiones y Recomendaciones

### CONCLUSIONES

- ✓ La capacidad portante del suelo del terreno es de 2.39 Kg/cm<sup>2</sup>.
- ✓ Los 4 bloques de la edificación presentan irregularidades de esquinas entrantes.
- ✓ Los desplazamientos obtenidos por el análisis sísmico dinámico modal espectral cumplen con la norma E.030 del año 2006.
- ✓ En el diseño de edificaciones, se debe de obtener una estructura lo suficientemente rígida, para no llevar al límite la estructura, cuando sea sometida a cargas de sismo.
- ✓ Teniendo en cuenta que la presente estructura es irregular se concluye que el sistema estructural dual (placas y pórticos de concreto armado) es el más adecuado para la arquitectura presentada.
- ✓ El diseño estructural en si es un arte, dependerá mucho de la experiencia del profesional responsable del proyecto, para poder optimizar mejor su diseño.
- ✓ El costo del proyecto asciende a 10,503,803.21 nuevos soles.
- ✓ El tiempo de duración para este proyecto es de 436 días laborables.

## RECOMENDACIONES

- ✓ Es muy importante que, durante el planteamiento inicial del diseño de los edificios, el profesional a cargo de la arquitectura interactúe directamente con el profesional encargado de la parte estructural, para así tener una mayor eficiencia a la hora de plantear el diseño inicial.
- ✓ Al momento de realizar la estructuración de los edificios se recomienda que las estructuras sean lo más regulares posibles, para así tener un mejor comportamiento de dicha estructura.
- ✓ Se recomienda que la distribución de los muros de corte (placas), sean lo más simétrico posibles.
- ✓ Se recomienda consultar siempre con profesionales de mucha experiencia a la hora de desarrollar los diseños, ya que esto permitirá optimizar el diseño del proyecto.
- ✓ Se recomienda no generar irregularidades a la hora concepción estructural, ya que se genera mayor complejidad en el diseño y por ende mayores costos.

## BIBLIOGRAFÍA

- ✓ **BLANCO BLASCO, ANTONIO**, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, 2da edición. Lima, 1996 – 1997.
- ✓ **MORALES MORALES, ROBERTO**, Diseño en Concreto Armado. ICG, 3ra edición. Lima 2006.
- ✓ **SAN BARTOLOMÉ RAMOS, ÁNGEL**, Análisis de Edificios Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial. Lima 1998.
- ✓ **Alva H., Jorge**, Diseño de Cimentaciones, Editado por fondo editorial ICG, Lima 2007.
- ✓ **BRAJA M., DAS**, Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones, Cengage Learning. 7ma edición. México D.F. 2012.
- ✓ **ALFARO, JUAN**, Análisis Estático y Dinámico Lineal y no Lineal de Edificios ETABS 9.0, Megabyte. 1ra edición, Lima 2006.
- ✓ **RAMOS S., JESÚS**, Costos y Presupuestos en Edificaciones, CAPECO, Lima 2003.
- ✓ **Huerta A., Guillermo**, Programación de Obras con MS Project, fondo editorial ICG, Lima 2007.
- ✓ **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.020 – Cargas**. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006.
- ✓ **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.030 – Diseño Sismorresistente**. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006.
- ✓ **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.050 – Suelos y Cimentaciones**. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006.

✓ **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 – Concreto Armado.**

Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2009.







**Presupuesto**

Presupuesto 0401001 EDIFICIO MULTIFAMILIAR LOS ARCES  
 Cliente UCSM Costo al 09/01/2017  
 Lugar AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	<b>ESTRUCTURAS</b>				<b>2,729,538.15</b>
01.01	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>				<b>83,394.31</b>
01.01.01	ALQUILER DE OFICINA Y ALMACEN DE OBRA	mes	17.00	677.97	11,525.49
01.01.02	CERCO PERIMÉTRICO, CON CALAMINA	m	63.70	109.66	6,966.62
01.01.03	INSTALACION PROVISIONAL DE AGUA Y/O CONSUMO	mes	17.00	600.00	10,200.00
01.01.04	SUMINISTRO ENERGÍA ELÉCTRICA PARA LA CONSTRUCCION	mes	17.00	420.00	7,140.00
01.01.05	SERVICIOS HIGIENICOS PORTATILES	mes	17.00	2,796.60	47,542.20
01.02	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				<b>46,432.79</b>
01.02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	1,003.30	1.35	1,354.46
01.02.02	TRAZO NIVELES Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	1,003.30	3.07	3,080.13
01.02.03	TRAZO NIVELES Y REPLANTEO DURANTE LA EJECUCION	m2	6,019.80	6.96	42,016.20
01.03	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>79,227.19</b>
01.03.01	<b>EXCAVACIONES</b>				<b>33,469.76</b>
01.03.01.01	EXCAVACION DE ZANJAS PARA CIMENTOS	m3	826.05	40.42	33,469.76
01.03.02	<b>NIVELACION DEL TERRENO</b>				<b>4,044.20</b>
01.03.02.01	REFINE Y NIVELACIÓN DE ZANJAS PARA CIMENTACIÓN EN TERRENO NORMAL	m2	331.22	5.63	1,864.77
01.03.02.02	COMPACTADO APISONADO A NIVEL DE FUNDACION	m2	331.22	6.56	2,179.43
01.03.03	<b>RELLENOS</b>				<b>20,806.93</b>
01.03.03.01	RELLENO COMPACTADO MANUAL MATERIAL PROPIO	m3	724.96	28.70	20,806.93
01.03.04	<b>ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE</b>				<b>20,906.28</b>
01.03.04.01	ACARREO INTERNO DE MATERIAL EXCEDENTE PARA LA ELIMINACIÓN	m3	826.05	22.23	18,407.55
01.03.04.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO HASTA 10 km INC. ACARREO	m3	133.96	16.65	2,498.73
01.04	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>				<b>72,039.97</b>
01.04.01	<b>SOLADOS</b>				<b>10,155.21</b>
01.04.01.01	SOLADOS CONCRETO 1:12 CEM - HORM.	m2	331.22	30.66	10,155.21
01.04.02	<b>CIMIENTO CORRIDO PARA MURO PERIMETRAL</b>				<b>20,898.72</b>
01.04.02.01	CONCRETO 1:10+30% PM PARA CIMIENTO CORRIDO TIPO I (60X80)	m3	16.56	156.26	3,263.52
01.04.02.02	CONCRETO 1:10+30% PM PARA CIMIENTO CORRIDO TIPO II (50X80)	m3	86.64	156.26	17,615.20
01.04.03	<b>SOBRECIMIENTO</b>				<b>17,492.62</b>
01.04.03.01	CONCRETO 1:3+25% PM PARA SOBRECIMENTOS	m3	21.17	260.44	5,513.51
01.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	282.26	42.44	11,979.11
01.04.04	<b>PISO DE ESTACIONAMIENTO</b>				<b>23,493.42</b>
01.04.04.01	COMPACTACION DE SUB RASANTE	m2	266.00	4.86	1,302.46
01.04.04.02	CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 Kg/cm2, PARA PISO DE ESTACIONAMIENTO	m3	53.60	366.56	20,626.62
01.04.04.03	CURADO DE CONCRETO	m2	266.00	5.09	1,364.12
01.05	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				<b>2,368,762.67</b>
01.05.01	<b>CIMENTACIONES</b>				<b>215,802.76</b>
01.05.01.01	<b>VIGAS DE CIMENTACION</b>				<b>215,802.76</b>
01.05.01.01.01	CONCRETO PREMEZCLADO EN VIGAS DE CIMENTACION f'c = 210 Kg/cm2	m3	246.06	304.41	95,356.74
01.05.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS DE CIMENTACIÓN	m2	437.17	53.86	23,545.96
01.05.01.01.03	ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN	kg	18,419.23	5.14	94,674.04
01.05.01.01.04	CURADO DE CONCRETO	m2	437.17	5.09	2,225.20
01.05.02	<b>PLACAS</b>				<b>793,736.92</b>
01.05.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO EN PLACAS f'c=210 KG/CM2, INCLUYE SERVICIO DE BOMBA	m3	442.72	413.96	183,266.37
01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN PLACAS CARAVISTA	m2	4,350.03	49.16	213,647.47
01.05.02.03	ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA PLACAS	kg	72,855.92	5.14	374,479.43
01.05.02.04	CURADO DE CONCRETO	m2	4,350.03	5.09	22,141.65
01.05.03	<b>COLUMNAS</b>				<b>186,544.03</b>
01.05.03.01	CONCRETO PREMEZCLADO PARA COLUMNAS f'c=210 kg/cm2 INCLUYE SERVICIO DE BOMBA	m3	114.71	397.04	45,544.46
01.05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN COLUMNAS	m2	1,010.94	44.86	45,350.77
01.05.03.03	ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA COLUMNAS	kg	17,607.61	5.14	90,503.12
01.05.03.04	CURADO DE CONCRETO	m2	1,010.94	5.09	5,145.68
01.05.04	<b>VIGAS</b>				<b>599,077.13</b>

Fecha : 10/01/2017 7:55:09p. m.

**Presupuesto**

Presupuesto **0401001 EDIFICIO MULTIFAMILIAR LOS ARCES**  
 Cliente **UCSM** Costo al **09/01/2017**  
 Lugar **AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio Si.	Parcial Si.
01.05.04.01	CONCRETO PREMEZCLADO PARA VIGAS $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ INCLUYE SERVICIO DE BOMBA	m3	461.76	391.36	180,723.63
01.05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	2,266.40	53.66	122,066.30
01.05.04.03	ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA VIGAS	kg	47,616.56	5.14	244,749.22
01.05.04.04	CURADO DE CONCRETO	m2	2,266.40	5.09	11,535.96
01.05.05	<b>LOSAS ALIGERADAS</b>				<b>602,318.24</b>
01.05.05.01	CONCRETO PREMEZCLADO EN LOSA ALIGERADO $f_c=210 \text{ KG/CM}^2$ , INCLUYE SERVICIO DE BOMBA	m3	345.70	394.56	136,399.39
01.05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS	m2	3,356.74	70.20	235,763.55
01.05.05.03	ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS	kg	27,635.54	5.14	142,046.66
01.05.05.04	LADRILLO HUECO 30X30X20 cm PARA TECHO ALIGERADO $h=0.25$	u	17,935.32	2.77	49,660.84
01.05.05.05	LADRILLO HUECO 30X30X15 cm PARA TECHO ALIGERADO $h=0.20$	u	6,766.99	2.43	21,303.79
01.05.05.06	CURADO DE CONCRETO	m2	3,356.74	5.09	17,095.99
01.05.06	<b>ESCALERAS</b>				<b>11,291.79</b>
01.05.06.01	CONCRETO PREMEZCLADO EN ESCALERA $f_c=210 \text{ KG/CM}^2$ , INCLUYE SERVICIO DE BOMBA	m3	10.06	367.72	3,696.22
01.05.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN ESCALERA	m2	69.30	55.66	3,857.24
01.05.06.03	ACERO $F_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ GRADO 60 EN ESCALERAS	kg	617.43	5.14	3,173.59
01.05.06.04	CURADO DE CONCRETO	m2	69.30	5.09	352.74
01.06	<b>VARIOS</b>				<b>79,661.02</b>
01.06.01	ASCENSOR (1.35X1.60)	u	2.00	39,830.51	79,661.02
02	<b>ARQUITECTURA</b>				<b>1,068,284.36</b>
02.01	<b>MUROS Y TABIQUES</b>				<b>272,809.67</b>
02.01.01	MURO DE SOGA LADRILLO KING-KONG CON CEMENTO-ARENA	m2	4,074.83	66.95	272,809.67
02.02	<b>REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS</b>				<b>427,468.05</b>
02.02.01	TARRAJEO PRIMARIO RAYADO CON MEZCLA C/A 1:5	m2	6,149.66	17.06	104,833.20
02.02.02	TARRAJEO EN INTERIORES MEZCLA C/A 1:5	m2	5,746.47	20.15	115,791.37
02.02.03	TARRAJEO EN EXTERIORES MEZCLA C/A 1:5	m2	1,163.60	23.90	27,800.04
02.02.04	TARRAJEO DE SUPERFICIE DE COLUMNAS-PLACAS C/A 1:5 INCLUYE ARISTAS	m2	5,577.60	9.69	53,846.94
02.02.05	TARRAJEO DE SUPERFICIE VIGAS C/A 1:5, INCLUYE ARISTAS	m2	2,266.40	24.44	55,390.62
02.02.06	FORJADO Y REVESTIMIENTO DE GRADAS Y ESCALERAS	m2	136.60	22.62	3,135.13
02.02.07	VESTIDURA DE DERRAMES EN PUERTAS, VENTANAS Y VANOS MEZCLA C/A 1:5	m	1,961.60	13.29	26,069.66
02.02.08	BRUÑAS	m	2,360.70	2.42	5,712.89
02.03	<b>CIELORRASOS</b>				<b>64,991.62</b>
02.03.01	CIELORRASOS CON YESO	m2	3,356.74	19.35	64,991.62
02.04	<b>PISOS Y PAVIMENTOS</b>				<b>290,787.08</b>
02.04.01	<b>FALSO PISO</b>				<b>28,286.24</b>
02.04.01.01	FALSO PISO MEZCLA C/H - 1:6 e=8" (INCLUYE CAMA DE PIEDRA)	m2	616.93	45.85	28,286.24
02.04.02	<b>CONTRAPISO</b>				<b>83,507.64</b>
02.04.02.01	CONTRAPISO DE 45 mm	m2	3,701.56	22.56	83,507.64
02.04.03	<b>PISOS</b>				<b>178,993.20</b>
02.04.03.01	PISO CERAMICO 40 x 40 CM PARA SALAS, COMEDOR Y DORMITORIOS	m2	2,806.13	51.36	144,225.56
02.04.03.02	PISO CERAMICO 30 x 30 CM PARA COCINA	m2	345.00	51.36	17,719.20
02.04.03.03	PISO CERAMICO 30 x 30 CM PARA BAÑOS	m2	331.94	51.36	17,048.44
02.05	<b>ZOCALOS Y CONTRAZOCALOS</b>				<b>163,491.11</b>
02.05.01	<b>ZOCALOS</b>				<b>119,801.11</b>
02.05.01.01	<b>ZOCALOS</b>				<b>103,654.19</b>
02.05.01.01.01	ZOCALO DE CERAMICO DE COLOR DE 20 x 20 cm EN BAÑOS	m2	965.93	50.25	48,537.96
02.05.01.01.02	ZOCALO DE CERAMICO DE COLOR DE 30 x 30 cm EN COCINAS	m2	1,096.84	50.25	55,116.21
02.05.01.02	<b>MESAS DE COCINA</b>				<b>16,196.92</b>
02.05.01.02.01	MESA DE TRABAJO DE COCINA	u	34.00	476.36	16,196.92
02.05.02	<b>CONTRAZOCALOS</b>				<b>43,640.00</b>
02.05.02.01	<b>CONTRAZOCALOS</b>				<b>24,692.54</b>
02.05.02.01.01	CONTRAZOCALO DE CERÁMICO	m	2,347.20	10.52	24,692.54
02.05.02.02	<b>SARDINELES</b>				<b>8,327.47</b>

Fecha: 10/01/2017 7:55:09p. m.

**Presupuesto**

Presupuesto 0401001 EDIFICIO MULTIFAMILIAR LOS ARCES  
 Cliente UCSM Costo al 09/01/2017  
 Lugar AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
02.05.02.02.01	SARDINELES DE CERAMICO EN DUCHA	m	321.40	25.91	8,327.47
02.05.02.03	<b>LISTELO</b>				<b>10,619.99</b>
02.05.02.03.01	LISTELO CERAMICO DE COCINA	m	645.20	16.46	10,619.99
02.06	<b>COBERTURAS</b>				<b>54,473.28</b>
02.06.01	SUMIN. Y COLOC. DE CUBIERTA DE POLICARBONATO EN ESTRUCTURA METALICA	m2	214.80	253.60	54,473.28
02.07	<b>CARPINTERIA DE MADERA</b>				<b>171,705.63</b>
02.07.01	<b>PUERTAS</b>				<b>171,705.63</b>
02.07.01.01	PUERTA DE MADERA TABLEROS REBAJADOS DE 4.5 mm DE AGUANO	m2	71.40	550.79	39,326.41
02.07.01.02	PUERTA CONTRAPLACADA DE MADERA PARA INTERIORES	m2	423.99	271.13	114,956.41
02.07.01.03	PUERTA CONTRAPLACADA BATIENTE DE MADERA PARA COCINAS	m2	64.26	271.13	17,422.81
02.08	<b>CARPINTERIA METALICA</b>				<b>42,016.87</b>
02.08.01	<b>PUERTAS</b>				<b>29,660.94</b>
02.08.01.01	PUERTA METALICA DE ACCESO VEHICULAR DE 2.35x2.75m	u	9.00	3,220.33	26,962.97
02.08.01.02	PUERTA METALICA DE INGRESO PRINCIPAL 1.30X2.75m	u	1.00	677.97	677.97
02.08.02	<b>BARANDAS</b>				<b>5,186.50</b>
02.08.02.01	BARANDA DE TUBO F"6" PASAMANO 1 1/2" - PARANTE 1" X 1 m EN ESCALERA	m	61.60	63.56	5,186.50
02.08.03	<b>REJAS METALICAS</b>				<b>7,169.43</b>
02.08.03.01	REJAS METALICAS	m	21.15	338.90	7,169.43
02.09	<b>CERRAJERIA</b>				<b>25,398.01</b>
02.09.01	<b>BISAGRAS</b>				<b>6,917.25</b>
02.09.01.01	BISAGRA CAPUCHINA ALUMINIZADA DE 4"	pza	295.00	18.55	5,472.25
02.09.01.02	BISAGRA VAIVEN PARA COCINA	pza	34.00	42.50	1,445.00
02.09.02	<b>CERRADURAS</b>				<b>18,472.76</b>
02.09.02.01	CERRADURA PARA PUERTA DE INGRESO PRINCIPAL	pza	1.00	266.95	266.95
02.09.02.02	CERRADURA PARA PUERTA PRINCIPAL PESADA	pza	34.00	61.45	2,769.30
02.09.02.03	CERRADURA PUERTA INTERIOR PESTILLO MANIJA LLAVE GOAL 53 NPS DORMITORIO	pza	173.00	55.83	9,658.59
02.09.02.04	CERRADURA PUERTA BAÑO SEGURO INTERNO PERILLA MANUA CERRADURA GOAL 42 NP BAÑO	pza	122.00	47.36	5,777.92
02.10	<b>VIDRIOS, CRISTALES Y SIMILARES</b>				<b>35,922.20</b>
02.10.01	<b>VENTANAS DE VIDRIOS</b>				<b>26,552.18</b>
02.10.01.01	VENTANA DE VIDRIO CRUDO INCOLORO DE 6 mm	m2	313.30	84.75	26,552.18
02.10.02	<b>PUERTAS DE ALUMINIO</b>				<b>9,370.02</b>
02.10.02.01	PUERTA CORREDIZA DE ALUMINIO Y FIBRA	m2	73.71	127.12	9,370.02
02.11	<b>PINTURA</b>				<b>181,238.12</b>
02.11.01	PINTURA EN CIELORASOS 2 MANOS	m2	3,358.74	9.16	30,766.06
02.11.02	PINTURA EN MUROS INTERIORES 2 MANOS	m2	5,746.47	9.96	57,349.77
02.11.03	PINTURA EN MUROS EXTERIORES 2 MANOS	m2	1,183.80	11.06	13,114.29
02.12	<b>VARIOS, LIMPIEZA Y JARDINERIA</b>				<b>17,998.52</b>
02.12.01	LIMPIEZA PERMANENTE DE OBRA	mes	14.00	1,271.18	17,796.52
02.12.02	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	m2	200.00	1.01	202.00
03	<b>INSTALACIONES SANITARIAS AGUA Y DESAGUE</b>				<b>1,495,200.00</b>
03.01	INSTALACIONES SANITARIAS AGUA Y DESAGUE	m2	5,340.00	280.00	1,495,200.00
04	<b>INSTALACIONES ELECTRICAS</b>				<b>1,228,200.00</b>
04.01	INSTALACIONES ELECTRICAS	m2	5,340.00	230.00	1,228,200.00
	<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>7,121,222.91</b>
	<b>GASTOS GENERALES</b>				<b>1,068,183.38</b>
	<b>UTILIDAD 10 %</b>				<b>712,122.25</b>
	<b>SUBTOTAL</b>				<b>8,901,528.14</b>
	<b>IMPUESTO (IGV 18%)</b>				<b>1,602,275.87</b>
	<b>PRESUPUESTO TOTAL</b>				<b>10,503,803.21</b>

Fecha: 10/01/2017 7:55:09p. m.



**Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo**

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Obra 0401001 EDIFICIO MULTIFAMILIAR LOS ARCES</b>					
<b>Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS</b>					
<b>Fecha 09/01/2017</b>					
<b>Lugar 040101 AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA</b>					
<b>MANO DE OBRA</b>					
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	647.1751	18.85	12,199.25
0147010001	CAPATAZ	hh	1,940.3289	18.85	36,575.20
0147010002	OPERARIO	hh	16,495.5945	17.14	282,734.49
0147010003	OFICIAL	hh	13,930.7578	14.30	199,209.84
0147010004	PEON	hh	20,199.2510	12.83	259,156.39
					<b>789,875.17</b>
<b>MATERIALES</b>					
0201090002	ACEITE MOTOR 300	gal	1.4943	46.61	69.65
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg	11,085.1386	3.56	39,463.09
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg	2,592.2303	3.56	9,228.34
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg	1,976.0789	3.56	7,034.84
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	197,684.9717	3.28	648,406.71
0204000000	ARENA FINA	m3	117.6058	53.30	6,266.39
0205000009	PIEDRA GRANDE DE 8"	m3	52.6999	49.15	2,590.20
0205000011	PIEDRA MEDIANA DE 6"	m3	5.2925	49.15	260.13
0211440023	ASCENSOR (1.35X1.60) MARCA ASTAR LIFTS, CAP. 06 PERSONAS	u	2.0000	39,830.51	79,661.02
0217010004	LADRILLO DE ARCILLA PARA TECHO h=15 cm	u	9,205.3395	1.52	13,992.12
0217010020	LADRILLO DE ARCILLA PARA TECHO h=20 cm	u	18,832.0860	1.85	34,639.36
0221000094	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5 KG)	bls	527.7179	17.63	9,303.67
0229010097	CHEMALAC	gal	357.5767	89.93	32,156.87
0229060005	YESO DE 28 Kg	bls	351.1550	7.63	2,679.31
0234000000	GASOLINA 84 OCTANOS	gal	67.2405	11.86	797.48
0238000000	HORMIGON (PUESTO EN OBRA)	m3	151.1325	53.30	8,055.36
0239050000	AGUA	m3	254.1765	1.02	259.26
0239130005	INSTALACION PROVISIONAL DE AGUA Y DESAGUE	mes	17.0000	600.00	10,200.00
0243040000	MADERA CORRIENTE PARA ENCOFRADO	p2	5,374.0122	2.87	15,423.42
0243160003	MADERA PINO (REGLAS)	p2	33.1220	2.87	95.05
02436000010003	MADERA EUCALIPTO ROLLIZO 4"	m	254.8000	16.00	4,076.80
0243600002	MADERA EUCALIPTO ROLLIZO DE 6"X 3.5m	Und	10,076.2200	12.71	128,066.76
0245010001	MADERA TORNILLO INCLUYE CORTE PARA ENCOFRADO	p2	63,496.8491	2.12	134,617.56
0253010003	GRASA POTE 200 GR.	u	2.9885	10.17	30.39
0256900005	CALAMINA GALVANIZADA ZINC 24CANALES 1.83 X 1.085 m X 0.6 mm	pl	82.8100	15.50	1,283.56
					<b>1,188,861.35</b>
<b>EQUIPOS</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			21,226.63
0337530017	CORDEL # 36	ovl	140.4620	6.36	893.34
0348110003	CAMION VOLQUETE DE 8 m3	hm	17.1494	123.17	2,112.29
0348960005	CIZALLA PARA CORTE DE FIERRO	hm	7,390.1024	1.27	9,385.43
0349030073	COMPACTADOR TIPO CANGURO DE 4 HP	hm	557.7804	8.47	4,724.40
0349040091	RETROEXCAVADORA SOBRE LLANTAS DE 80 a 115 HP yd3	hm	1.7953	152.54	273.86
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	722.2972	6.36	4,593.81
0349100007	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP 11 p3	hm	89.3975	6.36	566.57
0349140094	PUNTAL METALICO	u	13,050.0900	1.73	22,576.66
0349190005	NIVEL DE INGENIERO	he	124.8105	4.24	529.20
0349880020	ESTACION TOTAL	hm	124.8105	10.59	1,321.74
					<b>68,205.93</b>
<b>SUBCONTRATOS</b>					
0401050002	SC ALQUILER DE BAÑO PORTATIL	mes	102.0000	466.10	47,542.20
0401050003	SC ENERGIA ELECTRICA	mes	17.0000	420.00	7,140.00
0401090002	CONCRETO PREMEZCLADO FC=210KG/CM2	m3	1,895.8124	342.00	650,993.84
0401090006	SERVICIO DE BOMBA (BRAZO TELESCÓPICO)	m3	1,676.6295	21.19	35,527.76
0401220001	SC ALQUILER DE OFICINA Y ALMACEN DE OBRA	mes	17.0000	677.97	11,525.49
					<b>682,729.31</b>
				<b>Total S/.</b>	<b>2,729,671.76</b>

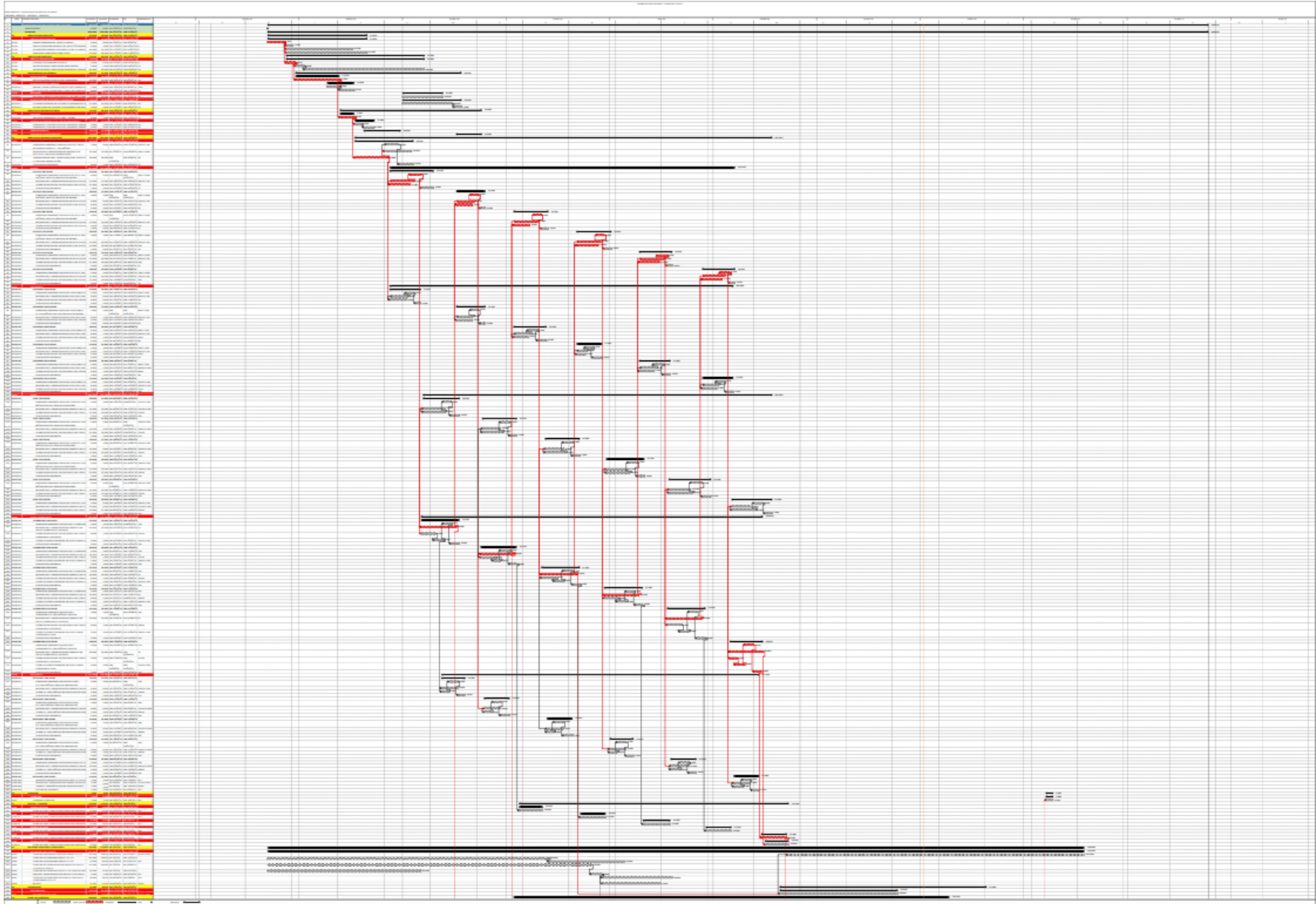
**Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo**

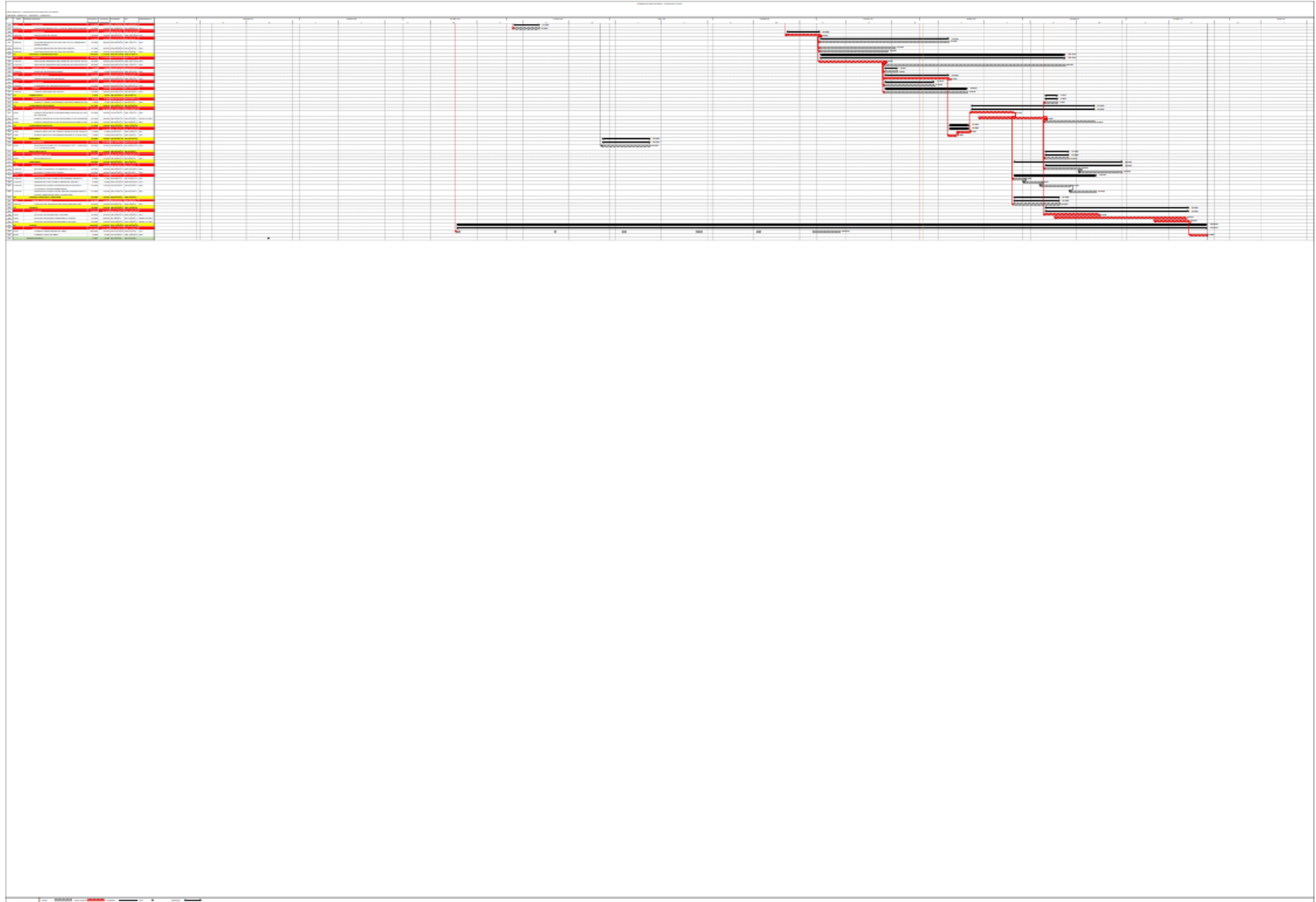
Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
<b>Obra 0401001 EDIFICIO MULTIFAMILIAR LOS ARCES</b>					
<b>Subpresupuesto 002 ARQUITECTURA</b>					
<b>Fecha 09/01/2017</b>					
<b>Lugar 040101 AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA</b>					
<b>MANO DE OBRA</b>					
0147010001	CAPATAZ	hh	310.5020	10.85	5,852.90
0147010002	OPERARIO	hh	3,316.4042	17.14	56,843.17
0147010003	OFICIAL	hh	250.4552	14.30	3,581.51
0147010004	PEON	hh	4,027.7570	12.83	51,670.12
0147010095	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	glb	14.0000	1,271.10	17,790.52
					<b>135,750.28</b>
<b>MATERIALES</b>					
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg	661.3182	3.56	2,425.49
0202510050	PERNOS 5/8" X 6"	pza	429.6000	15.00	6,444.00
0202700013	TORNILLOS AUTOPERFORANTES 3/8"x2"	pza	3,866.4000	5.00	19,332.00
0204000000	ARENA FINA	m3	565.6243	53.30	30,147.78
0205000011	PIEDRA MEDIANA DE 6"	m3	111.0474	49.15	5,457.98
0205010004	ARENA GRUESA	m3	162.9932	62.17	10,133.29
0217160005	LADRILLO CALCAREO KING KONG DE SOGA	u	73,346.9400	1.85	135,691.64
0221000094	CEMENTO PORTLAND TIPO IP (42.5 KG)	bts	5,831.0630	17.63	102,801.64
0224000030	CERAMICO DE COLOR TRANSITO MEDIANO 45x45 cm (P/OFICINAS)	m2	1,014.2265	25.42	25,761.64
0224000031	CERAMICO DE COLOR 27X45 cm	m2	1,267.6620	25.42	32,732.88
0224000032	CERAMICO DE COLOR TRANSITO MEDIANO 45x45 (PISALAS)	m2	2,846.5365	26.27	77,456.05
0224000033	CERAMICO DE COLOR TRANSITO MEDIANO 45x45 (PICOCINA)	m2	362.2500	26.27	9,510.31
0224000034	CERAMICO DE COLOR TRANSITO MEDIANO 45x45 (PIBAÑO)	m2	348.5370	26.27	9,156.07
0224000035	CERAMICO DE COLOR 45X45 cm	m2	246.4560	25.42	6,264.91
0224150009	PEPELMA	pl	45.1640	33.90	1,531.06
0224170001	LISTELO DE CERAMICO 7X33 cm	m	677.4600	8.13	5,507.75
0226070033	CERRADURA PARA PUERTA DE DORMITORIO	u	173.0000	42.26	7,314.44
0226070055	CERRADURA EXTERIOR DE DOS GOLPES	u	34.0000	67.90	2,306.60
0226070088	CERRADURA ELECTRICA	pza	1.0000	224.56	224.56
0226120032	BISAGRA ALUMINIZADA CAPUCHINA 4"	u	295.0000	16.55	5,472.25
0226170002	BISAGRA VAIVEN BATIENTE 4" X 4"	jgo	34.0000	42.50	1,445.00
0226510013	CERRADURA DE PERILLA EPOLEG BAÑO	u	122.0000	33.61	4,124.82
0229060005	YESO DE 26 Kg	bts	910.2185	7.63	6,944.97
0230000002	PORCELANA	kg	1,726.9415	3.25	5,619.06
0230010001	RODOPLAST PARA BORDE DE MAYOLICAS	m	4,866.4655	2.16	10,515.89
0230150041	PASTA MURAL	gal	514.4405	22.50	11,729.24
0230460032	SILICONA	u	5.3700	12.00	64.44
0230460052	PEGAMENTO PARA CERAMICOS EN POLVO DE 25 KG	bts	2,493.7652	14.41	35,935.20
0238000000	HORMIGON (PUESTO EN OBRA)	m3	77.1162	53.30	4,110.29
0239020036	LIJA	pza	1,721.8880	1.61	2,772.24
0239130026	INSTALACION DE AGUA Y DESAGUE	m2	5,340.0000	280.00	1,495,200.00
0239130029	INSTALACIONES ELECTRICAS	m2	5,340.0000	230.00	1,228,200.00
0240130060	CERAMICO DE COLOR 27X45 cm	m2	112.4900	25.42	2,859.50
0243040000	MADERA CORRIENTE PARA ENCOFRADO	p2	2,363.4014	2.87	6,782.96
0243160003	MADERA PINO (REGLAS)	p2	1,917.9079	2.87	5,504.40
0252210014	PERFIL DE ALUMINIO H PARA POLICARBONATO E=10mm	m	408.1200	14.20	5,795.30
0252210016	PERFIL DE ALUMINIO U PARA POLICARBONATO E=10mm	m	75.1900	5.33	400.71
0254030027	PINTURA LATEX SUPERMATE	gal	411.5522	46.61	19,182.45
0254130001	PINTURA IMPRIMANTE PARA MUROS	gal	1,337.5453	16.61	22,216.63
0260030002	PLANCHA POLICARBONATO TRANSLUCIDO ALVEOLAR DE 2.90 m X 2.10 m X 10 mm	pza	36.6640	379.15	14,699.46
					<b>3,379,765.12</b>
<b>EQUIPOS</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3,309.62
0348090002	ANDAMIO METAL TABLAS ALQUILER	est	1,374.5848	22.00	30,240.87
0349100007	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 10 HP 11 p3	hm	452.3948	6.36	2,877.23
					<b>36,427.72</b>
<b>SUBCONTRATOS</b>					
0401010031	SC M. DE O. COLOCADO DE LISTELO CERAMICO	m	645.2000	4.24	2,735.65
0401010032	SC M. DE O. COLOCADO DE PEPELMA	pl	45.1640	14.40	650.36
0401010056	SC LIMPIEZA FINAL	m2	200.0000	1.01	202.00
0401020015	SC M. DE O. CONFECCION DE PUERTAS DE TABLERO REBAJADO	u	71.4000	466.10	33,279.54
0401020019	SC M. DE O. CONFECCION DE PUERTAS CONTRAPLACADAS INC. MATERIALES	u	488.2500	186.44	91,029.33
0401020021	SC M. DE O. COLOCACION DE PUERTAS CONTRAPLACADAS	u	559.6500	42.32	23,684.39
0401020022	SC M. DE O. PINTADO DE PUERTAS	u	559.6502	42.37	23,712.38
0401040003	SC M. DE O. BARANDA METALICA DE 1 1/2" CON PARANTE 1"X1M EN ESCALERA	m	61.6000	63.56	5,166.50
0401040007	SC ELABORACION DE PUERTA BATIENTE DE 3.35x3.70m	u	9.0000	3,220.33	28,982.97
				Fecha :	10/01/2017 7:56:57p. m.

**Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo**

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0401100002	SC PUERTA METALICA DE INGRESO PRINCIPAL 1.30X2.75m	u	1.0000	677.97	677.97
0401120001	SC M. DE O. TARRAJEO PRIMARIO RAYADO	m2	8,149.6000	14.00	114,095.24
0401120002	SC M. DE O. TARRAJEO EN MUROS INTERIORES	m2	5,746.4700	16.10	92,516.17
0401120003	SC M. DE O. TARRAJEO EN MUROS EXTERIORES	m2	1,183.6000	18.54	22,062.30
0401120005	SC M. DE O. TARRAJEO EN SUPERFICIES DE VIGAS	m2	2,266.4000	17.85	40,455.24
0401120007	SC M. DE O. VESTIDURA DE DERRAMES EN PUERTAS, VENTANAS Y VANOS	m	1,961.6000	11.92	23,362.27
0401120008	SC M. DE O. SOLAQUEO INTERIOR EN COLUMNAS Y PLACAS	m2	5,577.6000	6.76	37,616.13
0401120009	SC M. DE O. FORJADO Y REVESTIMIENTO DE GRADAS Y ESCALERAS	m2	136.6000	17.42	2,414.41
0401120010	SC M. DE O. BRUÑAS	m2	2,360.7000	2.20	5,193.54
0401130002	SC M. DE O. ENLUCIDO EN CIELORASO	m2	3,356.7400	15.55	52,226.41
0401140001	SC M. DE O. COLOCADO DE CERAMICO EN PISO	m2	3,485.0700	15.50	54,016.59
0401140010	SC M. DE O. VACEADO DE CONTRAPISO	m2	3,701.5600	11.01	40,754.40
0401140014	SC M. DE O. COLOCACION ZOGALO CERAMICO	m2	2,062.7700	16.35	33,726.29
0401140018	SC M. DE O. COLOCACION CERAMICO MESA DE TRABAJO DE COCINA	glb	34.0000	170.00	5,780.00
0401140019	SC M. DE O. VACEADO MESA DE TRABAJO COCINA	glb	34.0000	170.00	5,780.00
0401140020	SC M. DE O. COLOCACION DE CERAMICO EN SARDINELES DE DUCHAS	m	321.4000	15.50	4,981.70
0401140022	SC M. DE O. COLOCADO DE CONTRAZOGALO CERAMICO	m	2,347.2000	5.06	11,923.76
0401150001	SC M. DE O. COLOCACION DE CERRADURA PARA DORMITORIOS	u	173.0000	13.55	2,344.15
0401150002	SC M. DE O. COLOCACION DE CERRADURA PARA BAÑO	u	122.0000	13.55	1,653.10
0401150003	SC M. DE O. COLOCACION DE CERRADURA PARA PUERTA PRINCIPAL	u	34.0000	13.55	460.70
0401150004	SC M. DE O. COLOCACION DE CERRADURA PARA PUERTA DE INGRESO PRINCIPAL	u	1.0000	42.37	42.37
0401160002	SC VENTANA DE VIDRIO CRUDO INCOLORO DE 6 mm, INC. ACCES. Y COLOC.	m2	313.3000	84.75	26,552.16
0401160005	SC M. DE O. ELABORACION Y COLOCACION DE PUERTA CORREDIZA DE ALUMINIO CON FIBRA	u	73.7100	127.12	9,370.02
0401170001	SC M. DE O. PINTADO DE CIELO RASO 2 MANOS	m2	3,356.7400	3.40	11,419.72
0401170002	SC M. DE O. PINTADO DE MUROS INTERIORES 2 MANOS	m2	5,746.4700	3.40	19,536.00
0401170003	SC M. DE O. PINTADO DE MUROS EXTERIORES 2 MANOS	m2	1,183.6000	3.40	4,024.24
0401220002	SC REJILLA METALICA PERIMETRAL	m	21.1500	336.95	7,169.43
					<b>839,845.47</b>
<b>Total</b>				<b>S/.</b>	<b>4,391,788.59</b>









# ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

## 1.1. INTRODUCCIÓN

El estudio de mecánica de suelos tiene por objeto determinar la naturaleza y propiedades del terreno, necesarias para definir el tipo y las condiciones de la cimentación. Se utilizó la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones para la elaboración. El presente estudio se realizó en el Laboratorio de la UCSM.

## 1.2. GENERALIDADES

### 1.2.1. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

- La determinación de las propiedades físicas y mecánicas del suelo en estudio.
- La determinación de la Capacidad Portante Admisible del suelo sobre la cual se establecerán las cimentaciones de la edificación.

### 1.2.2. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

Departamento: Arequipa.

Provincia: Arequipa.

Distrito: José Luis Bustamante y Rivero.

Dirección: Av. Malecón Dolores 108 - J

### 1.2.3. CONDICIONES CLIMÁTICAS Y ALTITUD DE LA ZONA

La ciudad de Arequipa presenta un clima seco, con cambios de temperatura bien marcados durante el día y la noche; calurosos durante el día y fríos durante la noche. Teniendo como meses más cálidos noviembre y diciembre, y los más fríos mayo y junio. Teniendo un promedio de temperatura que oscila entre 10°C y 24°C. Decreciendo bruscamente durante la noche. Con relación a las lluvias son muy escasas de 40mm a 120mm anuales originando un clima árido. La humedad relativa es baja

principalmente en la estación seca. La altitud de la zona es de aproximadamente 2,328 m.s.n.m.

### 1.3. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

#### 1.3.1. EXTRACCIÓN DE MUESTRAS DE CAMPO

Es necesario determinar algunos parámetros que figuran en la Norma E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, los parámetros a determinar son:

a. Número “n” de puntos a investigar:

Según el artículo 11 (11.2 b) de la Norma E-050, el número de puntos de investigación se determina en función del tipo de edificación y del área de la superficie a ocupar por éste, nunca n será menor de 3, excepto en los casos indicados en el artículo 3 (3.2).

Según el sistema estructural elegido y el área a ocupar por este se ingresó a la tabla N° 6 de la Norma E-050 y se determinó que el número de puntos a investigar fuera de 3.

b. Profundidad “p” mínima a alcanzar en cada punto de investigación:

Según el artículo 11 (11.2 b) de la Norma E-050, la profundidad “p” mínima a alcanzar para cimentaciones superficiales sin sótano esta dado en función de:  
Df = Distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación.

$Z = 1.5B$ ; donde B es el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

$$p = D_f + z$$

$$p = 2.50 + (1.50 * 2.00)$$

$$p = 5.50 \text{ m}$$

Debido a que el presente estudio es netamente para fines académicos, se procedió a realizar las excavaciones solo hasta una profundidad de 3.70 m.

## **1.4. ENSAYOS DE LABORATORIO Y DE CAMPO**

### **1.4.1. ENSAYOS DE CAMPO**

Se realizaron los siguientes ensayos en campo:

- Densidad in-situ mediante el método de cono de arena NTP 339.143 (ASTM D 1556).
- Descripción e identificación de suelos (Procedimiento visual – manual) (ASTM D2448).

### **1.4.2. ENSAYOS DE LABORATORIO**

Los ensayos se realizaron con muestras representativas de tipo Mib (Muestra inalterada en bloque) y Mab (Muestra alterada en bolsa de plástico).

Se llevaron a cabo los siguientes ensayos de laboratorio:

- Contenido de humedad NTP 339.127 (ASTM D2216).
- Análisis granulométrico por tamizado NTP 339.128 (ASTM D422).
- Límite líquido y límite plástico NTP 339.129 (ASTM D4318).
- Densidad natural NTP 339.143 (ASTM D1556).
- Corte directo NTP 339.171 (ASTM D3080).

Muestra	Profundidad (m)	Contenido de Humedad $\omega$ (%)	Densidad Natural $\gamma_n$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Densidad Seca $\gamma_d$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Límite Líquido $\omega_l$ (%)	Límite Plástico $\omega_p$ (%)	Índice de Plasticidad $I_p$ (%)
M-101	0.00 a 0.60 m	3.28	NR	NR	NP	NP	NP
M-102	0.60 a 1.40 m	4.02	NR	NR	NP	NP	NP
M-103	1.40 a 1.60 m	9.09	NR	NR	NP	NP	NP
M-104	1.60 a 2.22 m	9.18	NR	NR	NP	NP	NP
M-105	2.22 a 2.42 m	16.03	NR	NR	NP	NP	NP
M-106	2.42 a 3.70 m	17.04	1.313	1.118	NP	NP	NP

Muestra	Profundidad (m)	Clasificación del Suelo SUCS	Gravedad Específica $G_s$	Peso Esp. Mínimo $\gamma_{d\text{mín}}$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Peso Esp. Máximo $\gamma_{d\text{máx}}$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Ángulo de Fricción $\Phi$	Cohesión C
M-101	0.00 a 0.60 m	SP-SM	NR	1.186	1.418	NR	NR
M-102	0.60 a 1.40 m	SP	NR	1.169	1.463	NR	NR
M-103	1.40 a 1.60 m	SP-SM	NR	1.14	1.439	NR	NR
M-104	1.60 a 2.22 m	SP	NR	1.151	1.456	NR	NR
M-105	2.22 a 2.42 m	SM	2.597	1.123	1.42	NR	NR
M-106	2.42 a 3.70 m	SM	2.549	1.139	1.431	31.80°	0

## 1.5. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL SUELO

La determinación de las características físicas y mecánicas del suelo se llevó a cabo para la muestra del sector de interés.

### 1.5.1. CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Para el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se obtuvo:

- M-106: SM, Arena Limosa.

### 1.5.2. PROPIEDADES FÍSICAS DEL SUELO

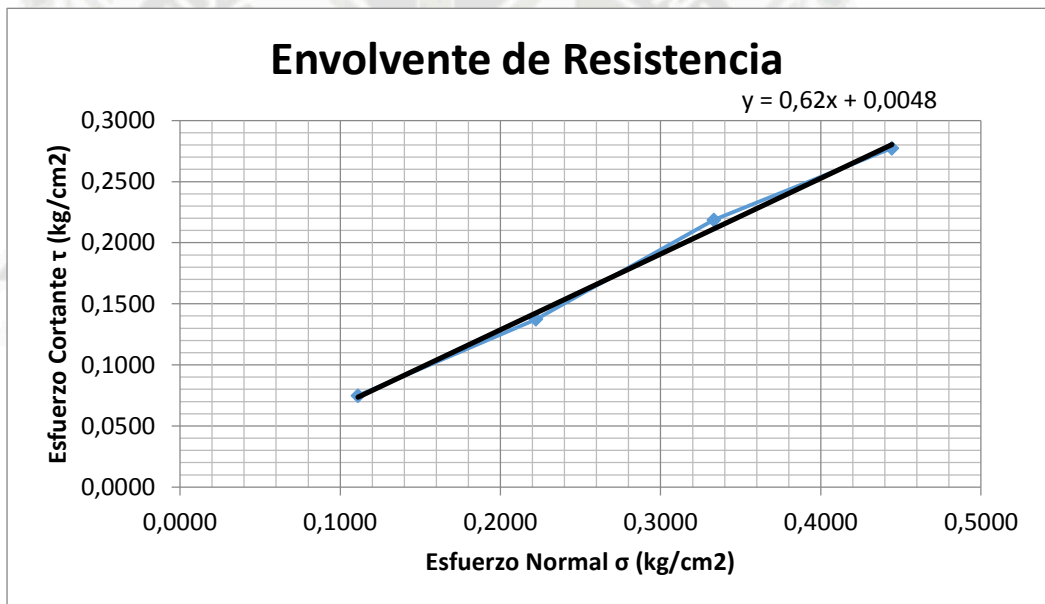
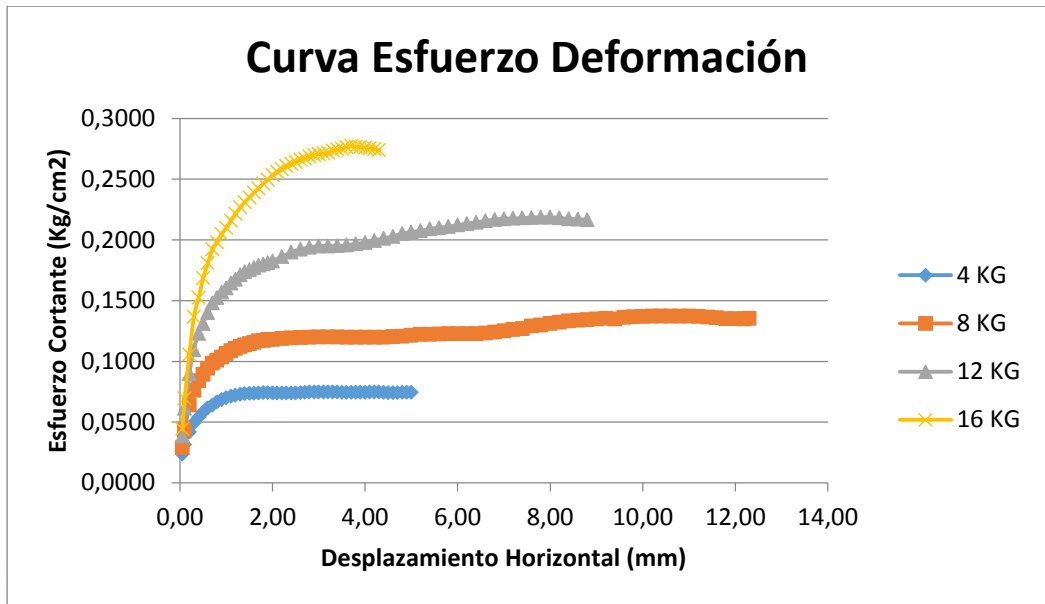
La determinación de las propiedades físicas de la muestra se llevó a cabo para la muestra que corresponde al estrato donde está ubicado la profundidad de cimentación.

Se obtuvieron los siguientes resultados de laboratorio:

Contenido de humedad	: $\omega(\%)$	= 17.04%
Peso Unitario Natural	: $\gamma_n$	= 1.313 gr/cm <sup>3</sup>
Peso Unitario Seco	: $\gamma_d$	= 1.118 gr/cm <sup>3</sup>
Peso Específico Mínimo en Seco	: $\gamma_{d\text{mín}}$	= 1.139 gr/cm <sup>3</sup>
Peso Específico Máximo en Seco	: $\gamma_{d\text{máx}}$	= 1.431 gr/cm <sup>3</sup>

### 1.5.3. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO

Para determinar las propiedades mecánicas o de resistencia se llevó a cabo el ensayo de Corte Directo, mediante el cual se pudo obtener el valor del Ángulo de fricción interna  $\phi$  y el valor de la cohesión C.



Ángulo de fricción interna  $\phi = 31.80^\circ$

Cohesión  $C = 0$

## 1.6. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Para la determinación de la capacidad portante se ha considerado las propiedades del estrato donde estará cimentada la edificación. Se consideró un factor mínimo de seguridad de  $FS=3.00$ .

### 1.6.1. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Obtenidas las propiedades del suelo (ángulo de fricción y cohesión), los cuales se obtuvieron mediante el ensayo de corte directo; se procedió a determinar la capacidad portante del suelo mediante el Método de *Hansen*, para cimentaciones superficiales.

La carga admisible del suelo también se conoce como capacidad portante del suelo.

**Para Cimientos Corridos:**

$$q_u = q \cdot N_q + c \cdot N_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Características del Estrato:  $q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$

$\emptyset$ : Ángulo de fricción interna = 31.80 grados.

$\emptyset$ : Ángulo de fricción interna = 0.56 rad.

C: Cohesión = 0.00 Tn/m<sup>3</sup>.

$\gamma$ : Densidad natural = 1.313 Tn/m<sup>3</sup>.

Fs: Factor de Seguridad = 3.00

Dimensiones del cimiento crítico:

D<sub>f</sub>: Profundidad de cimentación = 1.10 m.

B: Ancho del cimiento = 0.60 m.

q: Peso del suelo = 1.44 Tn/m<sup>2</sup>.

Hallando los Factores de Capacidad de Carga:

$$Nq = Np e^{\pi \cdot \tan \phi} \quad Nq = 22.64$$

$$Nc = \frac{1}{\tan \phi} (Nq - 1) \quad Nc = 34.902$$

$$N\gamma = 1.5 \tan \phi (Nq - 1) \quad N\gamma = 20.126$$

Reemplazando en las ecuaciones de la capacidad portante última ( $q_u$ ) y la capacidad portante admisible ( $q_{adm}$ ) tenemos:

$$q_u = 40.63 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_{adm} = 1.35 \text{ Kg/cm}^2$$

**Para Zapatas:**

$$q_u = q \cdot Nq \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} + c \cdot Nc \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d}$$
$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_s}$$

Características del Estrato:

$\phi$ : Ángulo de fricción interna = 31.80 grados.

$\phi$ : Ángulo de fricción interna = 0.56 rad.

C: Cohesión = 0.00 Tn/m<sup>3</sup>.

$\gamma$ : Densidad natural = 1.313 Tn/m<sup>3</sup>.

Fs: Factor de Seguridad = 3.00

Dimensiones de la zapata más crítica:

Df: Profundidad de cimentación = 2.50 m.

B: Ancho de zapata = 1.00 m.

L: Largo de zapata = 2.00 m.

q: Peso del suelo = 3.28 Tn/m<sup>2</sup>.

Hallando los Factores de Capacidad de Carga:

$$N_q = N_p e^{\pi \cdot \tan \phi} \quad N_q = 22.64$$

$$N_c = \frac{1}{\tan \phi} (N_q - 1) \quad N_c = 34.902$$

$$N_\gamma = 1.5 \tan \phi (N_q - 1) \quad N_\gamma = 20.126$$

Hallando los Factores de Forma:

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad F_{qs} = 1.310$$

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \quad F_{cs} = 1.324$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad F_{\gamma s} = 0.800$$

Hallando los Factores de Profundidad:

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D_f}{B} \quad F_{qd} = 0.629$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D_f}{B} \quad F_{cd} = 0.465$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad F_{\gamma d} = 1.000$$

Reemplazando en las ecuaciones de la capacidad portante última ( $q_u$ ) y la capacidad portante admisible ( $q_{adm}$ ) tenemos:

$$q_u = 71.76 \text{ Tn/m}^2.$$

$$q_{adm} = 2.39 \text{ Kg/cm}^2.$$



## 1.7. Anexos

- Contenido de humedad NTP 339.127 (ASTM D2216).

<b>Tesis :</b>		<i>Diseño Estructural del Edificio "Los Arces"</i>						
<b>Bachiller :</b>		<i>Jamil Cristiáms Quinto Herrera</i>						
<b>Ensayo :</b>		<b>CONTENIDO DE HUMEDAD</b>						
<b>Norma :</b>		<b>NTP 339.127 (ASTM D2216)</b>						
<b>Ubicación :</b>		Av. Malecón Dolores 108 - J						
<b>Fecha de Muestreo :</b>		04/07/2009						
<b>Muestreado por :</b>		J.C.Q.H.						
<b>Supervisado por :</b>		Laboratorio de Mecánica de Suelos - UCSM						
Contenido de Humedad		Ubicación :	C1	C1	C1	C1	C1	C1
		Estrato :	101	102	103	104	105	106
		Profundidad :	0.00 a 0.60 m	0.60 a 1.40 m	1.40 a 1.60 m	1.60 a 2.22 m	2.22 a 2.42 m	2.42 a 3.70 m
<b>Descripción</b>	<b>Unidades</b>	Muestra :	M-101	M-102	M-103	M-104	M-105	M-106
Peso Bandeja + Muestra Humeda	gr		2012.30	1861.90	1785.40	1567.50	2017.10	1673.80
Peso Bandeja + Muestra Seca	gr		1962.70	1806.30	1672.60	1466.10	1852.50	1492.80
Peso de la Bandeja	gr		449.00	424.60	432.00	361.60	825.40	430.50
Peso de la Muestra Seca	gr		1513.70	1381.70	1240.60	1104.50	1027.10	1062.30
Peso del Agua	gr		49.60	55.60	112.80	101.40	164.60	181.00
Contenido de Humedad	%		3.28	4.02	9.09	9.18	16.03	17.04

- Análisis granulométrico por tamizado NTP 339.128 (ASTM D422).

<b>Tesis :</b> <i>Diseño Estructural del Edificio "Los Arces"</i>				
<b>Bachiller :</b> <i>Jamil Cristiáms Quinto Herrera</i>				
<b>Ensayo :</b> <b>ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</b>				
<b>Norma :</b> <b>NTP 339.128 (ASTM D422)</b>				
<b>Ubicación :</b> Av. Malecón Dolores 108 - J				
<b>Fecha de Muestreo :</b> 04/07/2009				
<b>Muestreado por :</b> J.C.Q.H.				
<b>Supervisado por :</b> Laboratorio de Mecánica de Suelos - UCSM				
<b>ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</b>		<b>Estrato :</b> 101		<b>LL =</b> NP
<b>Peso Inicial de la Muestra Seca</b> 1075.70 Gr		<b>Ubicación :</b> C1		<b>D60 =</b> 1.000
		<b>Profundidad :</b> 0.00 a 0.60 m		<b>D30 =</b> 0.185
		<b>Muestra :</b> M-101		<b>D10 =</b> 0.070
		<b>SUCS</b>		<b>Arena Mal Graduada - Arena Limsa</b>
				<b>LP =</b> NP
				<b>Cu =</b> 14.286
				<b>Cc =</b> 0.489
				<b>SP-SM</b>
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido		% Q' Pasa
		(gr.)	(%)	
4	4.750	248.70	23.12	76.88
10	2.000	95.90	8.92	67.97
20	0.850	111.40	10.36	57.61
40	0.425	109.50	10.18	47.43
60	0.250	105.40	9.80	37.63
100	0.150	120.70	11.22	26.41
200	0.075	159.00	14.78	11.63
Fondo		125.10	11.63	
<b>Total Retenido :</b>		1075.70	100.00	

ANÁLISIS GRANULOMETRICO				
% Que Pasa 100.00 80.00 60.00 40.00 20.00 0.00	10.000 1.000 0.100 0.010			
		Tamaño del Grano (mm)		

**Tesis :** *Diseño Estructural del Edificio "Los Arces"*

**Bachiller :** *Jamil Cristiáms Quinto Herrera*

**Ensayo :** **ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO**

**Norma :** **NTP 339.128 (ASTM D422)**

**Ubicación :** Av. Malecón Dolores 108 - J

**Fecha de Muestreo :** 04/07/2009

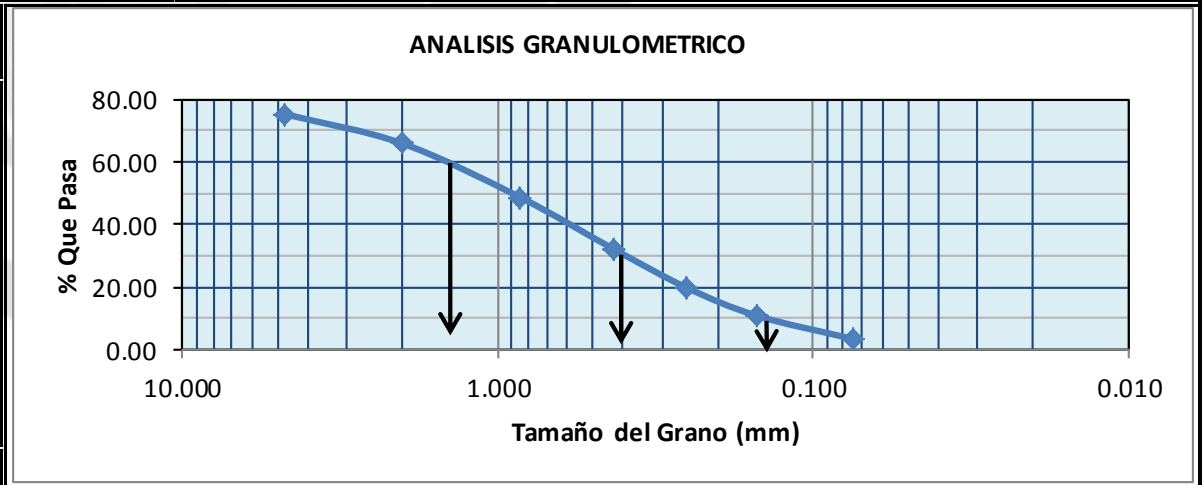
**Muestreado por :** J.C.Q.H.

**Supervisado por :** Laboratorio de Mecánica de Suelos - UCSM

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO**

Estrato :	102	LL =	NP	LP =	NP
Peso Inicial de la Muestra Seca	1116.60 Gr	Ubicación :	C1	D60 =	1.500
		Profundidad :	0.60 a 1.40 m	D30 =	0.400
		Muestra :	M-102	D10 =	0.150
			SUCS	Arena Mal Graduada	SP

Tamiz	Abertura ( mm )	Retenido		% Q' Pasa
		( gr. )	( % )	
4	4.750	276.80	24.79	75.21
10	2.000	105.60	9.46	65.75
20	0.850	191.20	17.12	48.63
40	0.425	187.20	16.77	31.86
60	0.250	136.80	12.25	19.61
100	0.150	99.40	8.90	10.71
200	0.075	81.80	7.33	3.39
Fondo		37.80	3.39	
<b>Total Retenido :</b>		1116.60	100.00	



**Tesis :** *Diseño Estructural del Edificio "Los Arces"*

**Bachiller :** *Jamil Cristiáms Quinto Herrera*

**Ensayo :** **ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO**

**Norma :** **NTP 339.128 (ASTM D422)**

**Ubicación :** Av. Malecón Dolores 108 - J

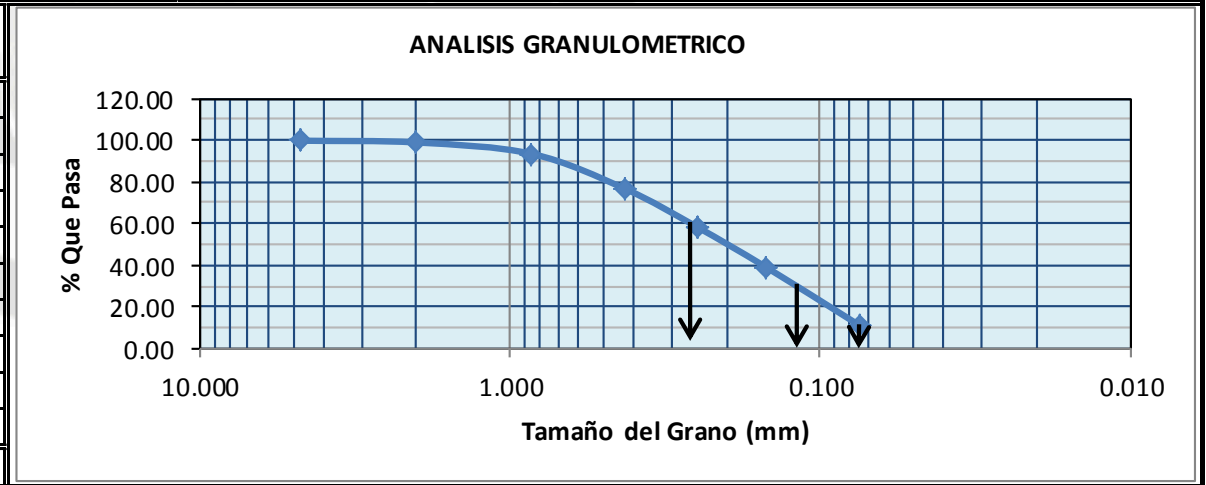
**Fecha de Muestreo :** 04/07/2009

**Muestreado por :** J.C.Q.H.

**Supervisado por :** Laboratorio de Mecánica de Suelos - UCSM

<b>ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</b>		Estrato : 103	LL = NP	LP = NP
Peso Inicial de la Muestra Seca	1152.80 Gr	Ubicación : C1	D60 = 0.270	Cu = 3.600
		Profundidad : 1.40 a 1.60 m	D30 = 0.130	Cc = 0.835
		Muestra : M-103	D10 = 0.075	
		SUCS	Arena Mal Graduada-Arena Limosa	SP-SM

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido		% Q' Pasa
		(gr.)	(%)	
4	4.750	3.50	0.30	99.70
10	2.000	9.90	0.86	98.84
20	0.850	63.20	5.48	93.36
40	0.425	193.50	16.79	76.57
60	0.250	209.60	18.18	58.39
100	0.150	221.40	19.21	39.18
200	0.075	321.70	27.91	11.28
Fondo		130.00	11.28	
<b>Total Retenido :</b>		1152.80	100.00	



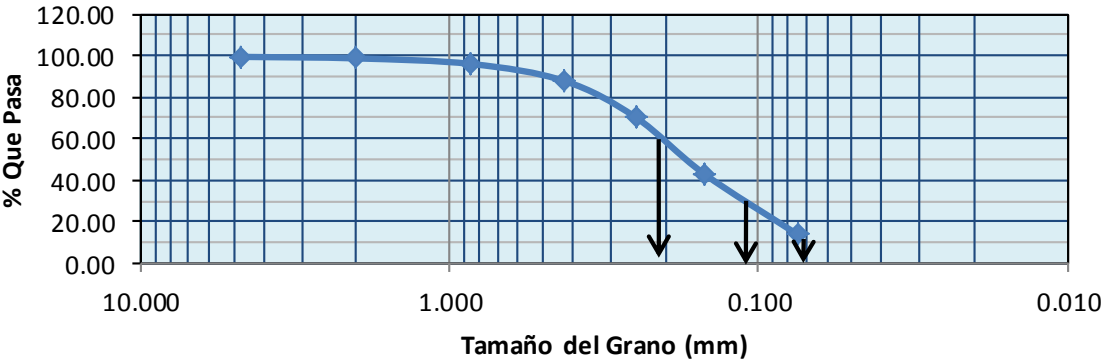
<b>Tesis :</b> <i>Diseño Estructural del Edificio "Los Arces"</i>					
<b>Bachiller :</b> <i>Jamil Cristiáms Quinto Herrera</i>					
<b>Ensayo :</b> ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO					
<b>Norma :</b> NTP 339.128 (ASTM D422)					
<b>Ubicación :</b> Av. Malecón Dolores 108 - J					
<b>Fecha de Muestreo :</b> 04/07/2009					
<b>Muestreado por :</b> J.C.Q.H.					
<b>Supervisado por :</b> Laboratorio de Mecánica de Suelos - UCSM					
<b>ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</b>		Estrato :	104	LL = NP	LP = NP
Peso Inicial de la Muestra Seca		1047.40	Gr	Ubicación :	C1
				Profundidad :	1.60 a 2.22 m
				Muestra :	M-104
					D60 = 0.710
					D30 = 0.240
					D10 = 0.130
					Cu = 5.462
					Cc = 0.624
				SUCS	Arena Mal Graduada
					SP
Tamiz	Abertura ( mm )	Retenido		% Q' Pasa	
		( gr. )	( % )		
4	4.750	127.50	12.17	87.83	
10	2.000	102.70	9.81	78.02	
20	0.850	149.80	14.30	63.72	
40	0.425	152.00	14.51	49.21	
60	0.250	177.40	16.94	32.27	
100	0.150	193.30	18.46	13.82	
200	0.075	114.50	10.93	2.88	
Fondo		30.20	2.88		
<b>Total Retenido :</b>		1047.40	100.00		

ANÁLISIS GRANULOMETRICO	
% Que Pasa	Tamaño del Grano (mm)

<b>Tesis :</b> <i>Diseño Estructural del Edificio "Los Arces"</i>				
<b>Bachiller :</b> <i>Jamil Cristiains Quinto Herrera</i>				
<b>Ensayo :</b> <b>ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</b>				
<b>Norma :</b> <b>NTP 339.128 (ASTM D422)</b>				
<b>Ubicación :</b> Av. Malecón Dolores 108 - J				
<b>Fecha de Muestreo :</b> 04/07/2009				
<b>Muestreado por :</b> J.C.Q.H.				
<b>Supervisado por :</b> Laboratorio de Mecánica de Suelos - UCSM				
<b>ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</b>		<b>Estrato :</b> 105	<b>LL =</b> NP	<b>LP =</b> NP
<b>Peso Inicial de la Muestra Seca</b> 988.00 Gr		<b>Ubicación :</b> C1	<b>D60 =</b> 0.210	<b>Cu =</b> 3.000
		<b>Profundidad :</b> 2.22 a 2.42 m	<b>D30 =</b> 0.120	<b>Cc =</b> 0.980
		<b>Muestra :</b> M-105	<b>D10 =</b> 0.070	
		<b>SUCS</b>	<b>Arena Limosa</b>	<b>SM</b>
Tamiz	Abertura ( mm )	Retenido		% Q' Pasa
		( gr. )	( % )	
4	4.750	6.40	0.65	99.35
10	2.000	7.30	0.74	98.61
20	0.850	26.80	2.71	95.90
40	0.425	80.80	8.18	87.72
60	0.250	172.40	17.45	70.27
100	0.150	269.40	27.27	43.01
200	0.075	287.20	29.07	13.94
Fondo		137.70	13.94	
<b>Total Retenido :</b>		988.00	100.00	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO				
% Que Pasa				
	Tamaño del Grano (mm)	10.000	1.000	0.100

**Tesis :** *Diseño Estructural del Edificio "Los Arces"*

**Bachiller :** *Jamil Cristiáms Quinto Herrera*

**Ensayo :** *ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO*

**Norma :** *NTP 339.128 (ASTM D422)*

**Ubicación :** Av. Malecón Dolores 108 - J

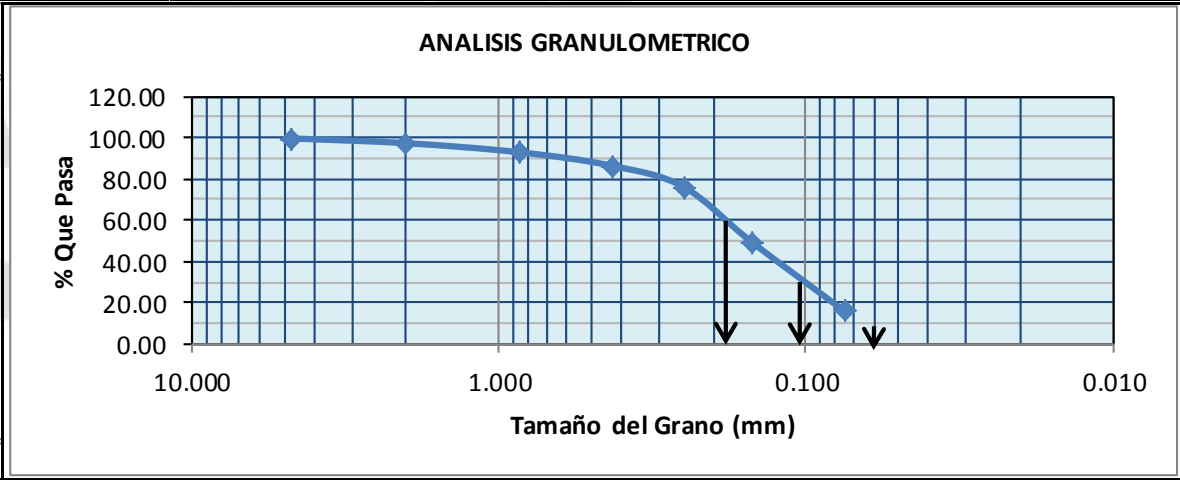
**Fecha de Muestreo :** 04/07/2009

**Muestreado por :** J.C.Q.H.

**Supervisado por :** Laboratorio de Mecánica de Suelos - UCSM

<b>ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</b>		Estrato : 106	LL = NP	LP = NP
Peso Inicial de la Muestra Seca	1064.40 Gr	Ubicación : C1	D60 = 0.190	Cu = 3.167
		Profundidad : 2.42 a 3.70 m	D30 = 0.110	Cc = 1.061
		Muestra : M-106	D10 = 0.060	
		SUCS	Arena Limosa	SM

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido		% Q' Pasa
		(gr.)	(%)	
4	4.750	4.30	0.40	99.60
10	2.000	24.80	2.33	97.27
20	0.850	47.30	4.44	92.82
40	0.425	70.10	6.59	86.24
60	0.250	108.40	10.18	76.05
100	0.150	284.30	26.71	49.34
200	0.075	355.30	33.38	15.96
Fondo		169.90	15.96	
<b>Total Retenido :</b>		1064.40	100.00	



- Límite líquido y límite plástico NTP 339.129 (ASTM D4318).

No es posible realizar el ensayo, debido a que las dos mitades de las muestras tienden a deslizarse bruscamente.

- Densidad natural NTP 339.143 (ASTM D1556).

<b>Tesis :</b>	<i>Diseño Estructural del Edificio "Los Arces"</i>	
<b>Bachiller :</b>	<i>Jamil Cristiáms Quinto Herrera</i>	
<b>Ensayo :</b>	<b>DENSIDAD NATURAL</b>	
<b>Norma :</b>	<b>NTP 339.143 (ASTM D1556)</b>	
<b>Ubicación :</b>	Av. Malecón Dolores 108 - J	
<b>Fecha de Muestreo :</b>	04/07/2009	
<b>Muestreado por :</b>	J.C.Q.H.	
<b>Supervisado por :</b>	Laboratorio de Mecánica de Suelos - UCSM	
<b>Ubicación :</b>	C1	
<b>Estrato :</b>	106	
<b>DENSIDAD NATURAL</b>		
<b>Descripción</b>	<b>Unidades</b>	<b>1</b>
Peso del Frasco + Arena Inicial	gr	5604.70
Peso del Frasco + Arena Final	gr	1190.10
Peso de la Arena Empleada	gr	4414.60
Peso de la Arena en el Cono y la Placa	gr	1746.96
Peso de la Arena Empleada Para el Hoyo	gr	2667.64
Densidad de la Arena	gr/cm <sup>3</sup>	1.54
Volumen del Hoyo	cm <sup>3</sup>	1732.23
Peso del Suelo Humedo	gr	2274.30
Densidad de Suelo Humedo	gr/cm <sup>3</sup>	1.313
Contenido de Humedad	%	17.40
Densidad de Suelo Seco	gr/cm <sup>3</sup>	1.118

- Corte directo NTP 339.171 (ASTM D3080)

<b>Tesis :</b> <i>Diseño Estructural del Edificio "Los Arces"</i>					
<b>Bachiller :</b> <i>Jamil Cristiáms Quinto Herrera</i>					
<b>Ensayo :</b> <i>CORTE DIRECTO</i>					
<b>Norma :</b> <i>NTP 339.171 (ASTM D3080)</i>					
<b>Ubicación :</b> Av. Malecón Dolores 108 - J					
<b>Fecha de Muestreo :</b> 04/07/2009					
<b>Muestreado por :</b> J.C.Q.H.					
<b>Supervisado por :</b> Laboratorio de Mecánica de Suelos - UCSM					
<b>Ubicación:</b> C1					
<b>Estrato:</b> 106					
<b>4 KG</b>					
<b>P(Kg)</b>	<b>Δ(mm)</b>	<b>lectura</b>	<b>T(Kg)</b>	<b>τ=T/A(Kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>σ=P/A(kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
4	0.05	28.00	0.8543	0.0237	0.1111
4	0.10	37.00	1.1319	0.0314	0.1111
4	0.20	49.00	1.5039	0.0418	0.1111
4	0.30	57.50	1.7687	0.0491	0.1111
4	0.40	63.00	1.9406	0.0539	0.1111
4	0.50	67.90	2.0939	0.0582	0.1111
4	0.60	71.80	2.2162	0.0616	0.1111
4	0.70	74.50	2.3010	0.0639	0.1111
4	0.80	77.50	2.3953	0.0665	0.1111
4	0.90	79.50	2.4581	0.0683	0.1111
4	1.00	81.50	2.5211	0.0700	0.1111
4	1.10	82.90	2.5652	0.0713	0.1111
4	1.20	84.00	2.5998	0.0722	0.1111
4	1.30	84.90	2.6281	0.0730	0.1111
4	1.40	85.50	2.6471	0.0735	0.1111
4	1.50	85.80	2.6565	0.0738	0.1111
4	1.60	85.80	2.6565	0.0738	0.1111
4	1.70	86.10	2.6660	0.0741	0.1111
4	1.80	86.20	2.6691	0.0741	0.1111
4	1.90	86.20	2.6691	0.0741	0.1111
4	2.00	86.10	2.6660	0.0741	0.1111
4	2.10	86.00	2.6628	0.0740	0.1111
4	2.20	85.90	2.6597	0.0739	0.1111
4	2.30	85.90	2.6597	0.0739	0.1111
4	2.40	85.90	2.6597	0.0739	0.1111
4	2.50	85.90	2.6597	0.0739	0.1111
4	2.60	86.20	2.6691	0.0741	0.1111
4	2.70	86.50	2.6786	0.0744	0.1111
4	2.80	86.80	2.6880	0.0747	0.1111
4	2.90	86.80	2.6880	0.0747	0.1111
4	3.00	86.80	2.6880	0.0747	0.1111
4	3.10	86.80	2.6880	0.0747	0.1111
4	3.20	86.90	2.6912	0.0748	0.1111
4	3.30	86.90	2.6912	0.0748	0.1111
4	3.40	86.90	2.6912	0.0748	0.1111
4	3.50	86.50	2.6786	0.0744	0.1111
4	3.60	86.50	2.6786	0.0744	0.1111
4	3.70	86.50	2.6786	0.0744	0.1111
4	3.80	86.50	2.6786	0.0744	0.1111
4	3.90	86.50	2.6786	0.0744	0.1111
4	4.00	86.60	2.6817	0.0745	0.1111
4	4.10	86.80	2.6880	0.0747	0.1111
4	4.20	86.80	2.6880	0.0747	0.1111
4	4.30	86.80	2.6880	0.0747	0.1111
4	4.40	86.50	2.6786	0.0744	0.1111
4	4.50	86.20	2.6691	0.0741	0.1111
4	4.60	86.20	2.6691	0.0741	0.1111
4	4.70	86.20	2.6691	0.0741	0.1111
4	4.80	86.50	2.6786	0.0744	0.1111
4	4.90	86.50	2.6786	0.0744	0.1111
4	5.00	86.50	2.6786	0.0744	0.1111

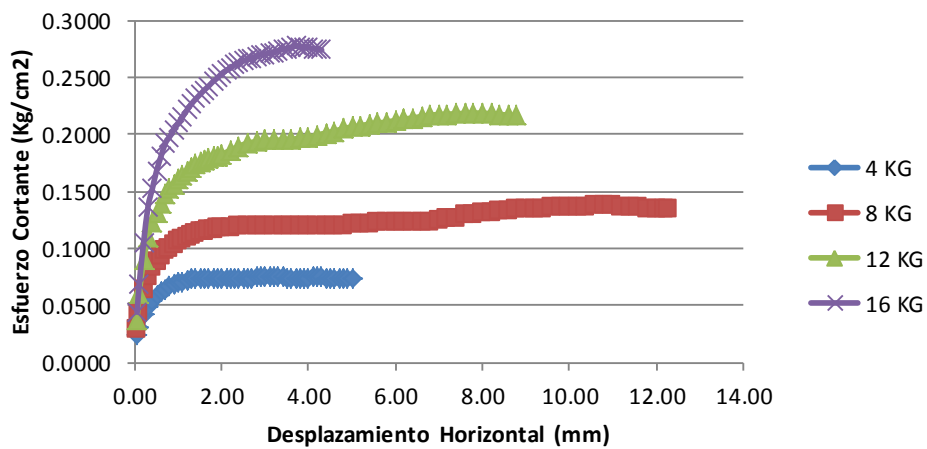
8 KG					
P(Kg)	$\Delta(mm)$	lectura	T(Kg)	$\tau=T/A(Kgf/cm^2)$	$\sigma=P/A(kgf/cm^2)$
8	0.05	34.00	1.0392	0.0289	0.2222
8	0.10	51.00	1.5662	0.0435	0.2222
8	0.20	74.50	2.3010	0.0639	0.2222
8	0.30	88.50	2.7416	0.0762	0.2222
8	0.40	97.50	3.0258	0.0841	0.2222
8	0.50	103.50	3.2156	0.0893	0.2222
8	0.60	109.00	3.3898	0.0942	0.2222
8	0.70	114.00	3.5484	0.0986	0.2222
8	0.80	116.50	3.6277	0.1008	0.2222
8	0.90	119.50	3.7229	0.1034	0.2222
8	1.00	122.80	3.8277	0.1063	0.2222
8	1.10	125.50	3.9135	0.1087	0.2222
8	1.20	127.50	3.9771	0.1105	0.2222
8	1.30	129.50	4.0406	0.1122	0.2222
8	1.40	130.80	4.0820	0.1134	0.2222
8	1.50	132.10	4.1233	0.1145	0.2222
8	1.60	133.40	4.1647	0.1157	0.2222
8	1.70	134.80	4.2092	0.1169	0.2222
8	1.80	135.10	4.2188	0.1172	0.2222
8	1.90	135.90	4.2442	0.1179	0.2222
8	2.00	136.00	4.2474	0.1180	0.2222
8	2.20	137.00	4.2792	0.1189	0.2222
8	2.40	137.50	4.2951	0.1193	0.2222
8	2.60	137.90	4.3078	0.1197	0.2222
8	2.80	138.10	4.3142	0.1198	0.2222
8	3.00	138.20	4.3174	0.1199	0.2222
8	3.20	138.30	4.3206	0.1200	0.2222
8	3.40	138.30	4.3206	0.1200	0.2222
8	3.60	138.10	4.3142	0.1198	0.2222
8	3.80	138.00	4.3110	0.1198	0.2222
8	4.00	138.00	4.3110	0.1198	0.2222
8	4.20	138.00	4.3110	0.1198	0.2222
8	4.40	138.00	4.3110	0.1198	0.2222
8	4.60	138.60	4.3301	0.1203	0.2222
8	4.80	139.00	4.3429	0.1206	0.2222
8	5.00	139.90	4.3715	0.1214	0.2222
8	5.20	140.60	4.3938	0.1220	0.2222
8	5.40	140.80	4.4002	0.1222	0.2222
8	5.60	141.10	4.4097	0.1225	0.2222
8	5.80	141.20	4.4129	0.1226	0.2222
8	6.00	141.20	4.4129	0.1226	0.2222
8	6.20	141.20	4.4129	0.1226	0.2222
8	6.40	141.20	4.4129	0.1226	0.2222
8	6.60	141.80	4.4320	0.1231	0.2222
8	6.80	142.80	4.4638	0.1240	0.2222
8	7.00	144.00	4.5020	0.1251	0.2222
8	7.20	145.10	4.5371	0.1260	0.2222
8	7.40	146.10	4.5689	0.1269	0.2222
8	7.60	148.50	4.6453	0.1290	0.2222
8	7.80	149.50	4.6772	0.1299	0.2222
8	8.00	150.80	4.7186	0.1311	0.2222
8	8.20	152.00	4.7568	0.1321	0.2222
8	8.40	153.10	4.7919	0.1331	0.2222
8	8.60	153.90	4.8174	0.1338	0.2222
8	8.80	154.40	4.8333	0.1343	0.2222
8	9.00	155.10	4.8556	0.1349	0.2222
8	9.20	155.60	4.8715	0.1353	0.2222
8	9.40	155.10	4.8556	0.1349	0.2222
8	9.60	156.60	4.9034	0.1362	0.2222
8	9.80	157.10	4.9193	0.1366	0.2222
8	10.00	157.50	4.9321	0.1370	0.2222
8	10.20	157.60	4.9353	0.1371	0.2222
8	10.40	157.70	4.9384	0.1372	0.2222
8	10.60	157.80	4.9416	0.1373	0.2222
8	10.80	157.80	4.9416	0.1373	0.2222
8	11.00	157.80	4.9416	0.1373	0.2222
8	11.20	157.30	4.9257	0.1368	0.2222
8	11.40	156.80	4.9098	0.1364	0.2222
8	11.60	156.10	4.8875	0.1358	0.2222
8	11.80	155.40	4.8652	0.1351	0.2222
8	12.00	155.30	4.8620	0.1351	0.2222
8	12.20	155.10	4.8556	0.1349	0.2222
8	12.30	155.50	4.8683	0.1352	0.2222

12 KG					
P(Kg)	$\Delta(mm)$	lectura	T(Kg)	$\tau=T/A(Kgf/cm^2)$	$\sigma=P/A(kgf/cm^2)$
12	0.05	45.00	1.3797	0.0383	0.3333
12	0.10	71.50	2.2068	0.0613	0.3333
12	0.20	104.00	3.2315	0.0898	0.3333
12	0.30	126.50	3.9453	0.1096	0.3333
12	0.40	141.50	4.4224	0.1228	0.3333
12	0.50	151.00	4.7250	0.1312	0.3333
12	0.60	161.00	5.0436	0.1401	0.3333
12	0.70	170.00	5.3305	0.1481	0.3333
12	0.80	175.00	5.4898	0.1525	0.3333
12	0.90	180.00	5.6492	0.1569	0.3333
12	1.00	184.00	5.7767	0.1605	0.3333
12	1.10	188.50	5.9201	0.1644	0.3333
12	1.20	192.00	6.0316	0.1675	0.3333
12	1.30	196.00	6.1590	0.1711	0.3333
12	1.40	199.00	6.2545	0.1737	0.3333
12	1.50	201.00	6.3182	0.1755	0.3333
12	1.60	203.00	6.3819	0.1773	0.3333
12	1.70	205.10	6.4488	0.1791	0.3333
12	1.80	206.20	6.4838	0.1801	0.3333
12	1.90	207.50	6.5252	0.1813	0.3333
12	2.00	209.00	6.5729	0.1826	0.3333
12	2.20	213.00	6.7002	0.1861	0.3333
12	2.40	217.20	6.8337	0.1898	0.3333
12	2.60	220.00	6.9228	0.1923	0.3333
12	2.80	221.70	6.9768	0.1938	0.3333
12	3.00	223.00	7.0181	0.1949	0.3333
12	3.20	223.00	7.0181	0.1949	0.3333
12	3.40	223.10	7.0213	0.1950	0.3333
12	3.60	223.80	7.0435	0.1957	0.3333
12	3.80	225.00	7.0817	0.1967	0.3333
12	4.00	226.20	7.1198	0.1978	0.3333
12	4.20	228.10	7.1801	0.1994	0.3333
12	4.40	230.20	7.2468	0.2013	0.3333
12	4.60	232.00	7.3040	0.2029	0.3333
12	4.80	234.50	7.3833	0.2051	0.3333
12	5.00	236.10	7.4341	0.2065	0.3333
12	5.20	237.40	7.4753	0.2076	0.3333
12	5.40	239.00	7.5261	0.2091	0.3333
12	5.60	240.10	7.5610	0.2100	0.3333
12	5.80	241.10	7.5927	0.2109	0.3333
12	6.00	242.60	7.6403	0.2122	0.3333
12	6.20	244.00	7.6846	0.2135	0.3333
12	6.40	245.10	7.7195	0.2144	0.3333
12	6.60	246.50	7.7639	0.2157	0.3333
12	6.80	247.80	7.8050	0.2168	0.3333
12	7.00	248.50	7.8272	0.2174	0.3333
12	7.20	248.90	7.8399	0.2178	0.3333
12	7.40	249.20	7.8494	0.2180	0.3333
12	7.60	249.70	7.8652	0.2185	0.3333
12	7.80	249.90	7.8716	0.2187	0.3333
12	8.00	249.90	7.8716	0.2187	0.3333
12	8.20	249.30	7.8526	0.2181	0.3333
12	8.40	248.50	7.8272	0.2174	0.3333
12	8.60	248.00	7.8114	0.2170	0.3333
12	8.80	247.50	7.7955	0.2165	0.3333

16 KG					
<i>P(Kg)</i>	$\Delta(mm)$	<i>lectura</i>	<i>T(Kg)</i>	$\tau=T/A(Kgf/cm^2)$	$\sigma=P/A(kgf/cm^2)$
16	0.05	52.00	1.5973	0.0444	0.4444
16	0.10	81.00	2.5053	0.0696	0.4444
16	0.20	122.00	3.8023	0.1056	0.4444
16	0.30	157.00	4.9161	0.1366	0.4444
16	0.40	175.00	5.4898	0.1525	0.4444
16	0.50	193.00	6.0634	0.1684	0.4444
16	0.60	207.00	6.5092	0.1808	0.4444
16	0.70	220.00	6.9228	0.1923	0.4444
16	0.80	226.50	7.1293	0.1980	0.4444
16	0.90	234.00	7.3675	0.2047	0.4444
16	1.00	240.00	7.5578	0.2099	0.4444
16	1.10	246.50	7.7639	0.2157	0.4444
16	1.20	253.00	7.9697	0.2214	0.4444
16	1.30	259.00	8.1595	0.2267	0.4444
16	1.40	264.00	8.3176	0.2310	0.4444
16	1.50	268.50	8.4597	0.2350	0.4444
16	1.60	273.00	8.6017	0.2389	0.4444
16	1.70	277.00	8.7279	0.2424	0.4444
16	1.80	281.50	8.8697	0.2464	0.4444
16	1.90	285.00	8.9799	0.2494	0.4444
16	2.00	289.50	9.1215	0.2534	0.4444
16	2.10	292.50	9.2159	0.2560	0.4444
16	2.20	295.00	9.2944	0.2582	0.4444
16	2.30	298.00	9.3887	0.2608	0.4444
16	2.40	300.00	9.4515	0.2625	0.4444
16	2.50	302.00	9.5143	0.2643	0.4444
16	2.60	303.90	9.5739	0.2659	0.4444
16	2.70	305.00	9.6084	0.2669	0.4444
16	2.80	307.00	9.6711	0.2686	0.4444
16	2.90	308.20	9.7087	0.2697	0.4444
16	3.00	309.10	9.7369	0.2705	0.4444
16	3.10	309.70	9.7557	0.2710	0.4444
16	3.20	310.70	9.7870	0.2719	0.4444
16	3.30	312.50	9.8434	0.2734	0.4444
16	3.40	313.70	9.8810	0.2745	0.4444
16	3.50	314.30	9.8998	0.2750	0.4444
16	3.60	315.70	9.9436	0.2762	0.4444
16	3.70	316.90	9.9812	0.2773	0.4444
16	3.80	316.20	9.9592	0.2766	0.4444
16	3.90	315.80	9.9467	0.2763	0.4444
16	4.00	315.30	9.9311	0.2759	0.4444
16	4.10	314.50	9.9060	0.2752	0.4444
16	4.20	314.00	9.8904	0.2747	0.4444
16	4.30	313.00	9.8591	0.2739	0.4444

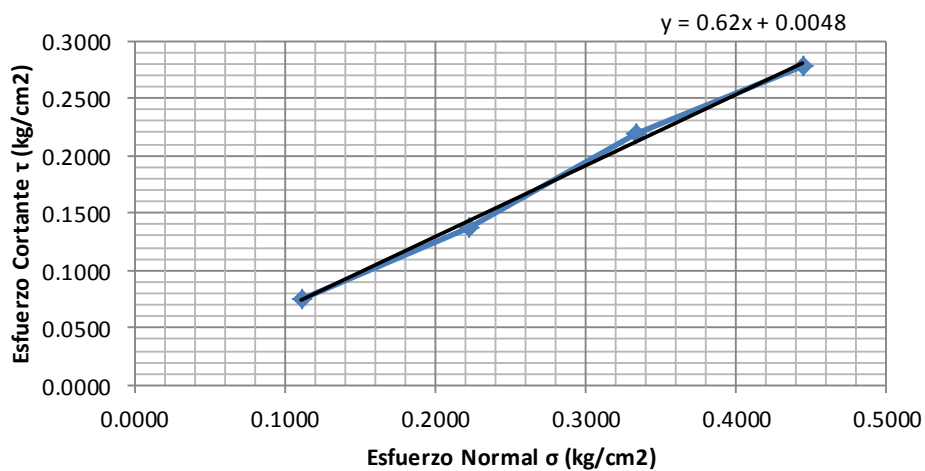
<b>Tesis :</b>	<i>Diseño Estructural del Edificio "Los Arces"</i>
<b>Bachiller :</b>	<i>Jamil Cristiáms Quinto Herrera</i>
<b>Ensayo :</b>	<b>CORTE DIRECTO</b>
<b>Norma :</b>	<b>NTP 339.171 (ASTM D3080)</b>
<b>Ubicación :</b>	Av. Malecón Dolores 108 - J
<b>Fecha de Muestreo :</b>	04/07/2009
<b>Muestreado por :</b>	J.C.Q.H.
<b>Supervisado por :</b>	Laboratorio de Mecánica de Suelos - UCSM
<b>Ubicación :</b>	C1
<b>Estrato :</b>	106

### Curva Esfuerzo Deformación

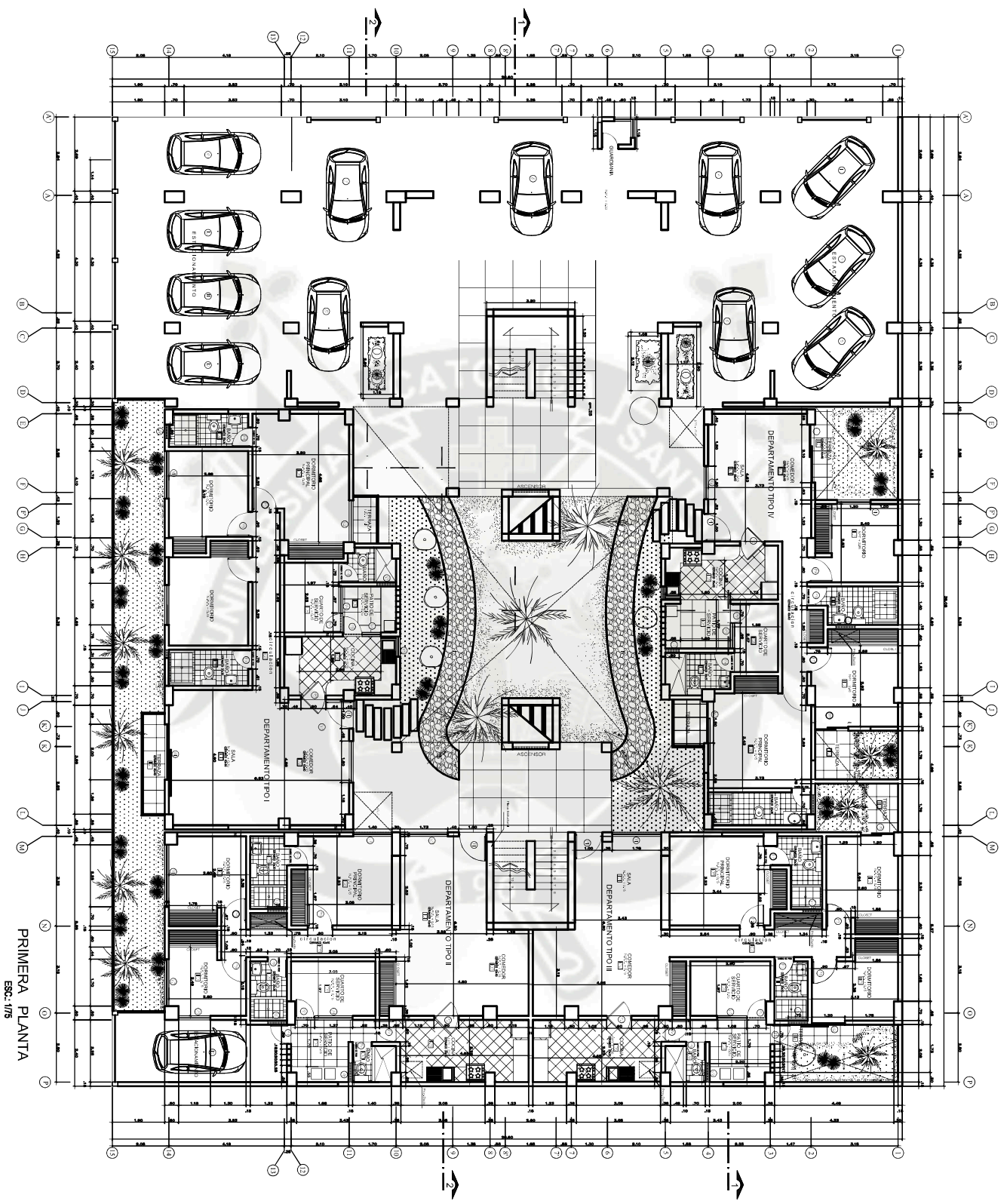


P	$\sigma$	$\tau_f$
4	0.1111	0.0774
8	0.2222	0.1382
12	0.3333	0.2195
16	0.4444	0.2726

### Envolvente de Resistencia

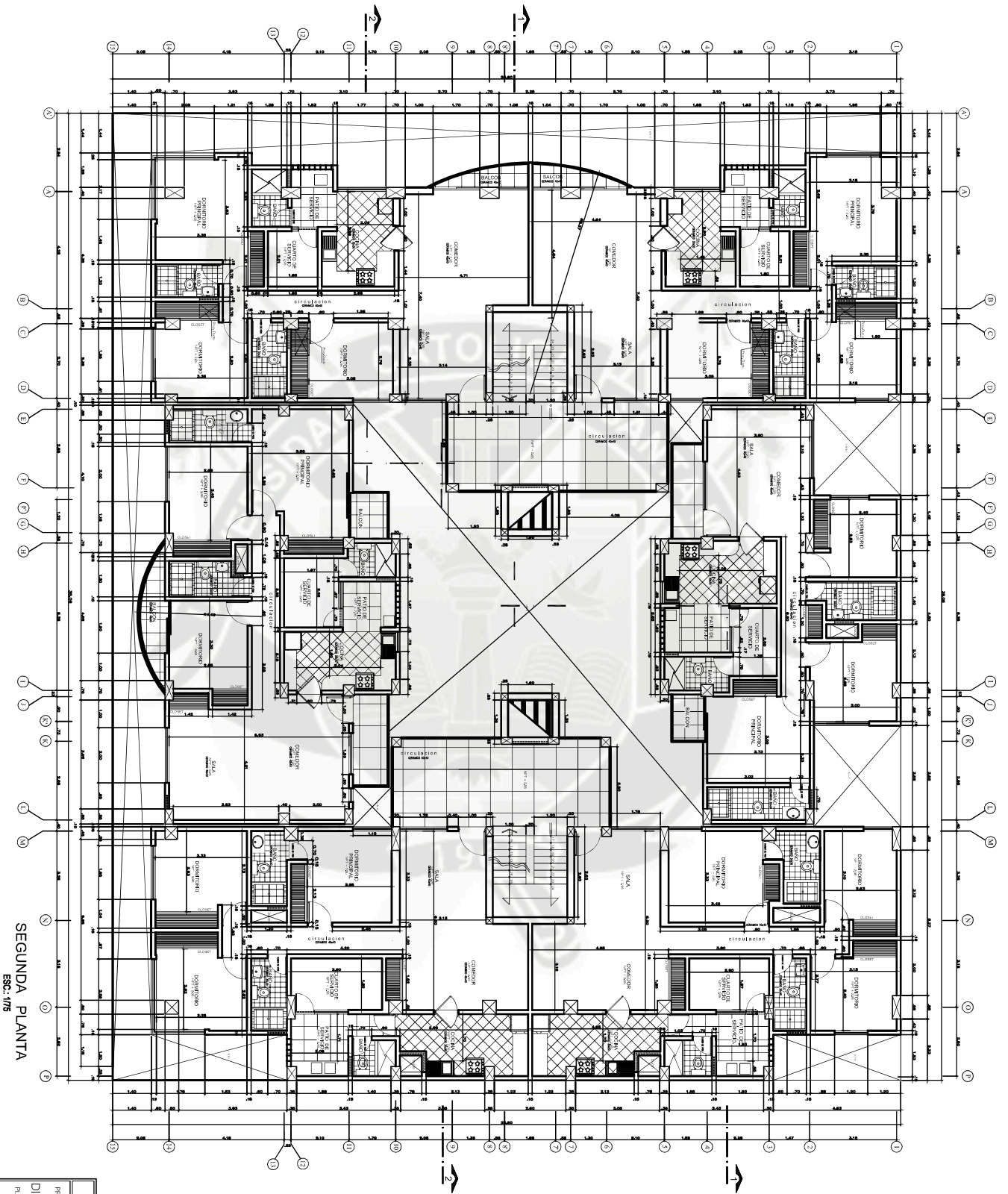


<i>Cohesión Efectiva (Kg/cm²) C=</i>	0
<i>Ángulo de Rozamiento Interno <math>\phi</math>=</i>	31.80°



PRIMERA PLANTA  
ESC.: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCES"
PLANO DE:	PLANO DE DISTRIBUCION
BACHELERES: CIVIL:	
QUINTO HERRERA, JAVIL, CRISTIAN	
ESCALA: 1: NADA	LÁMINA: 01 DE 10
FECHA: 1: DICIEMBRE 2018	A-1



SEGUNDA PLANTA  
ESC.: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PROYECTO:

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCES"

PLANO DE PLANO DE DISTRIBUCION

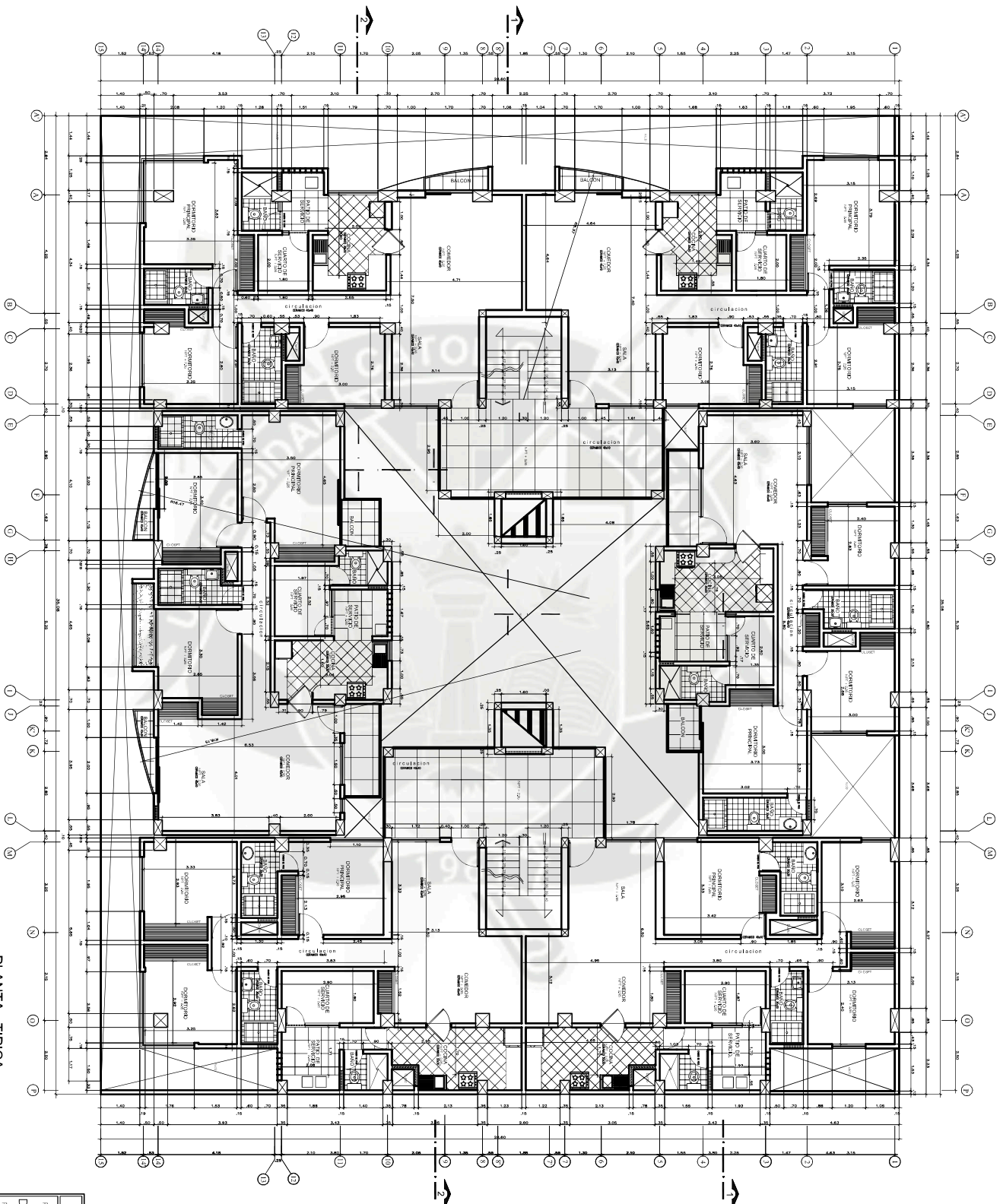
DISEÑADOR: JAVIER CRISTIANOS

ESCALA: INDICADA

FECHA: MARZO DE 19

LAMINA: 02 de 19

A-2



PLANTA TIPICA  
4to y 5to Piso  
Esc. 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PROYECTO:

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCOS"

PLANO DE PLANO DE DISTRIBUCION

BOGOTÁ, D.C.

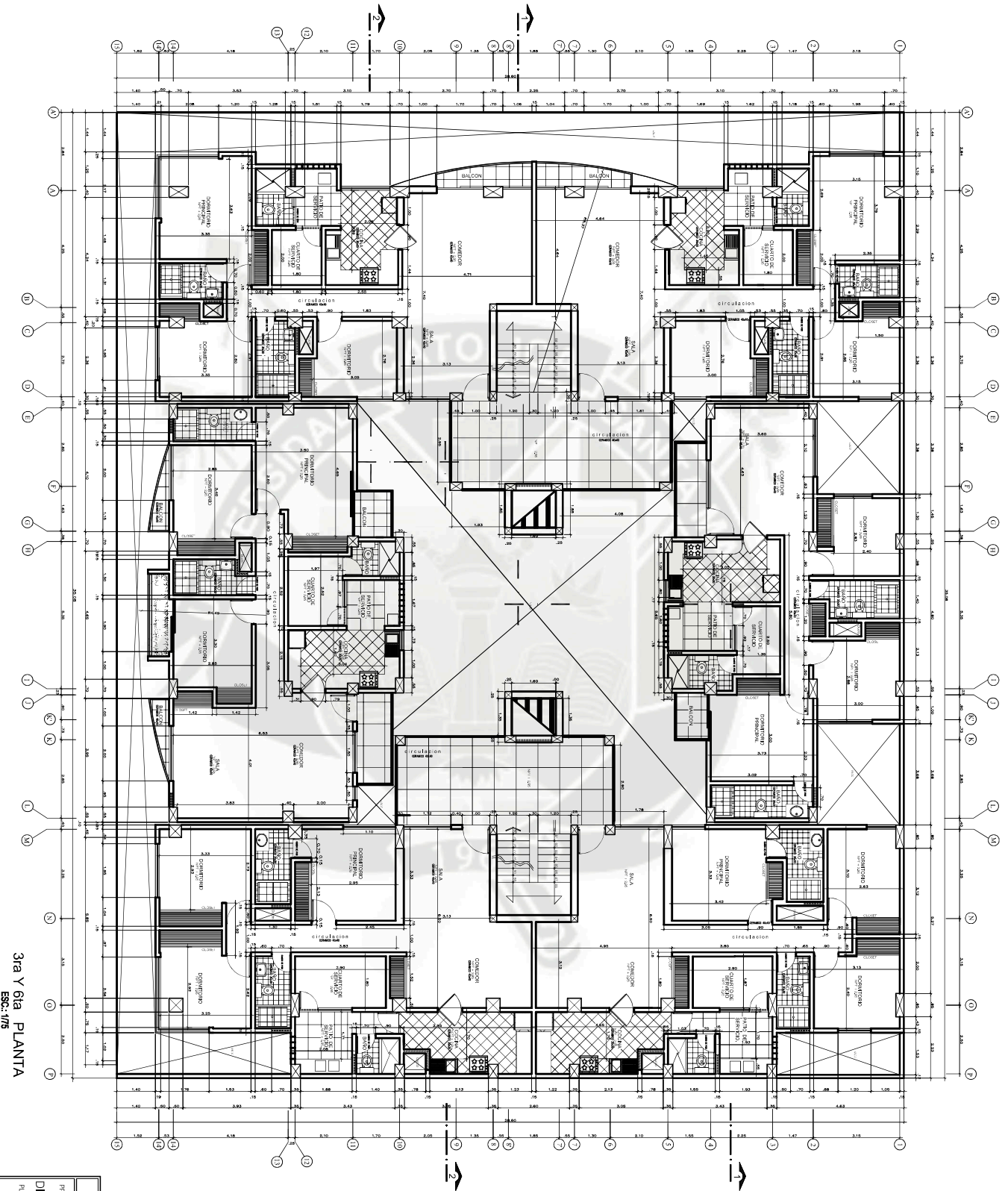
QUINTO HERRERA, JAMIL CRISTIAN

ESCALA: INDICADA

FECHA: DICIEMBRE 2016

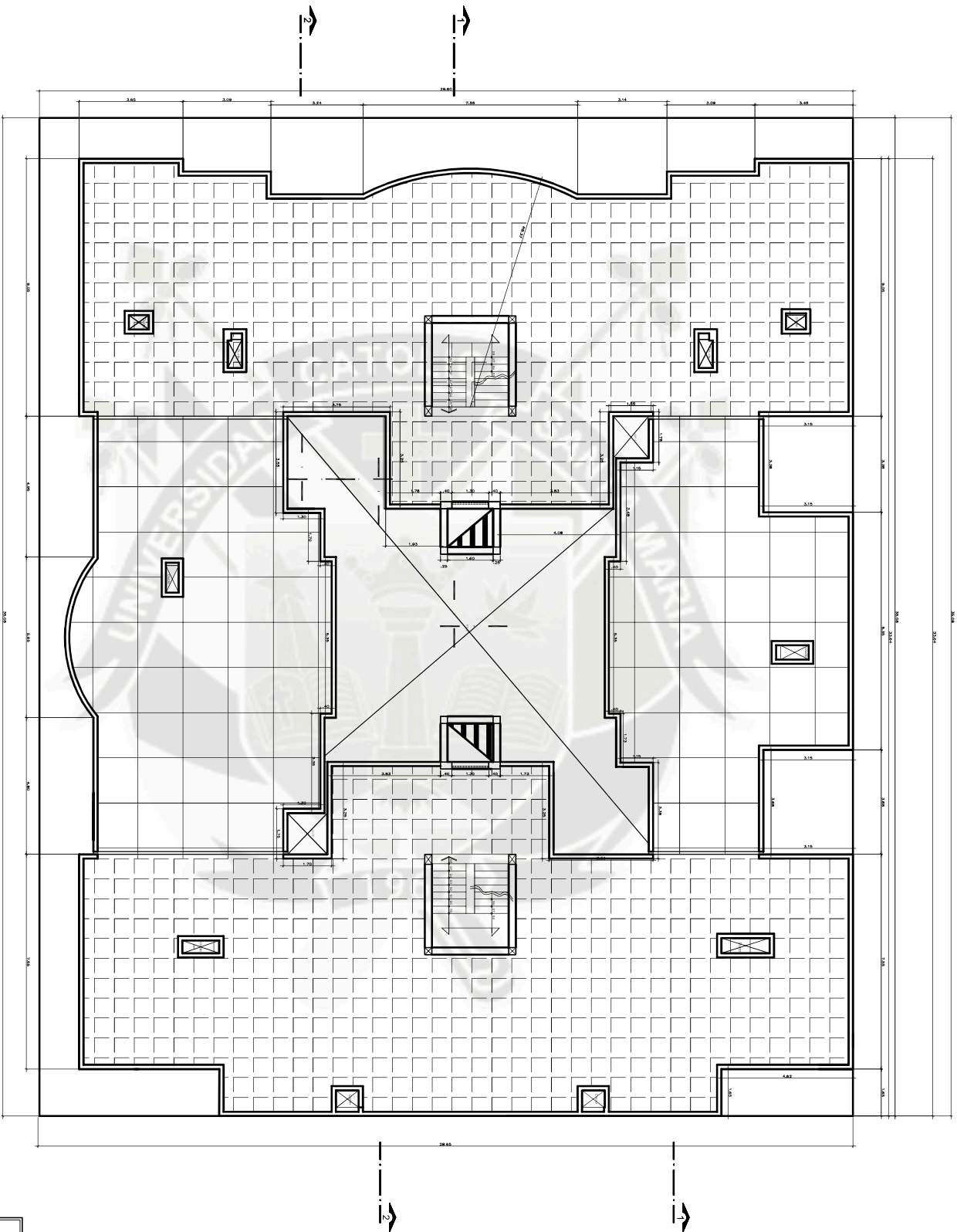
LÁMINA: 02-06-19

A-3



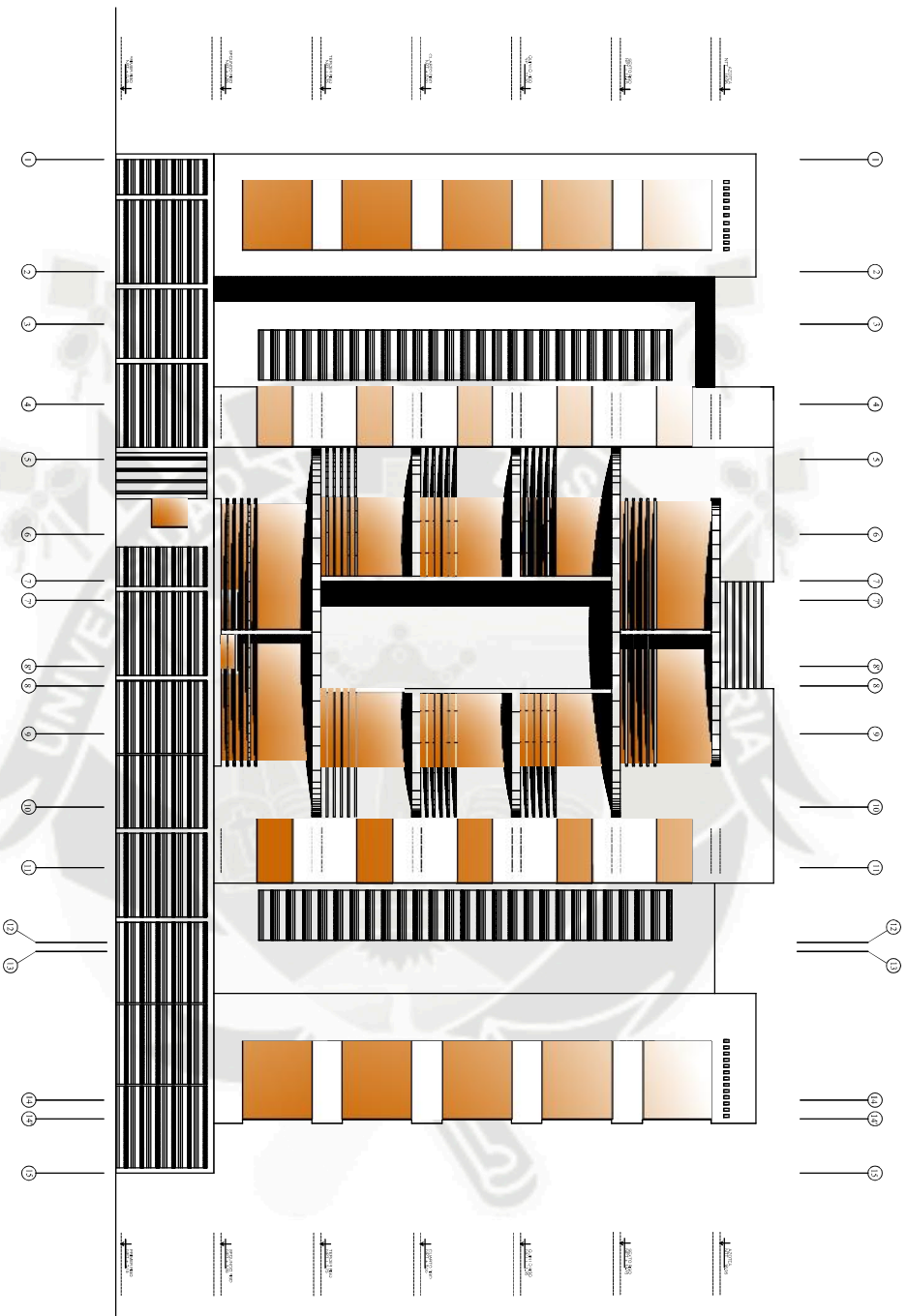
3ra y 6ta PLANTA  
Esc.: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCOES"
PLANO DE:	PLANO DE DISTRIBUCION
BACHILLEROS CIVIL:	QUINTO HERRERA, JAMIL CRISTIAN
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	DICIEMBRE 2018
TABLA 14 DE 19	
<b>A-4</b>	



PLANTA AZOTEA  
ESQ. 175

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCES"
PLANO DE:	PLANO DE DISTRIBUCION
INGENIERO CIVIL:	JAMIL CHRISTIAN HERRERA
ESCALA:	1:1000
FECHA:	NOVIEMBRE 2016
LAMINA:	05-48-18
<b>A-5</b>	

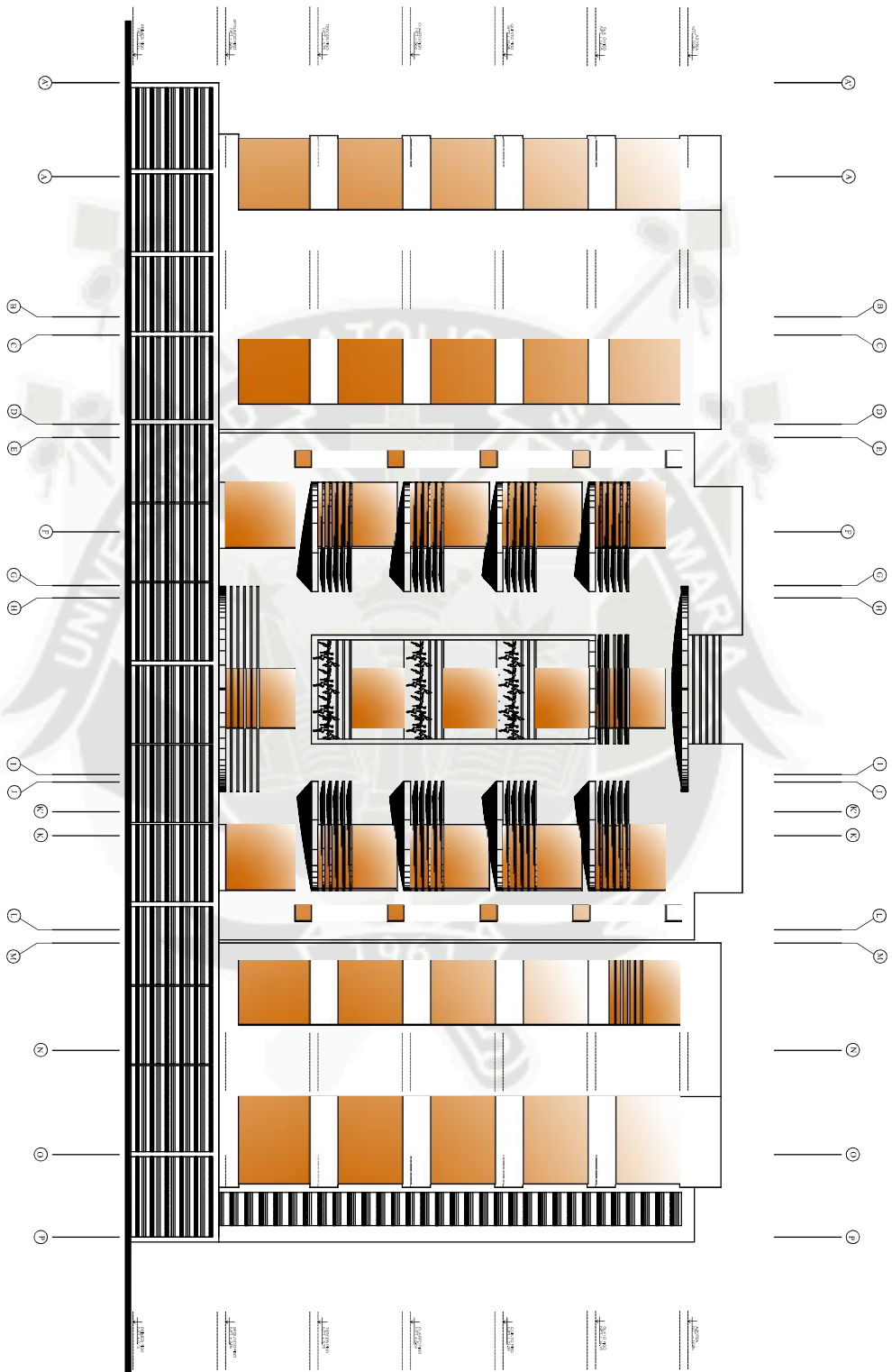


ELEVACION PRINCIPAL

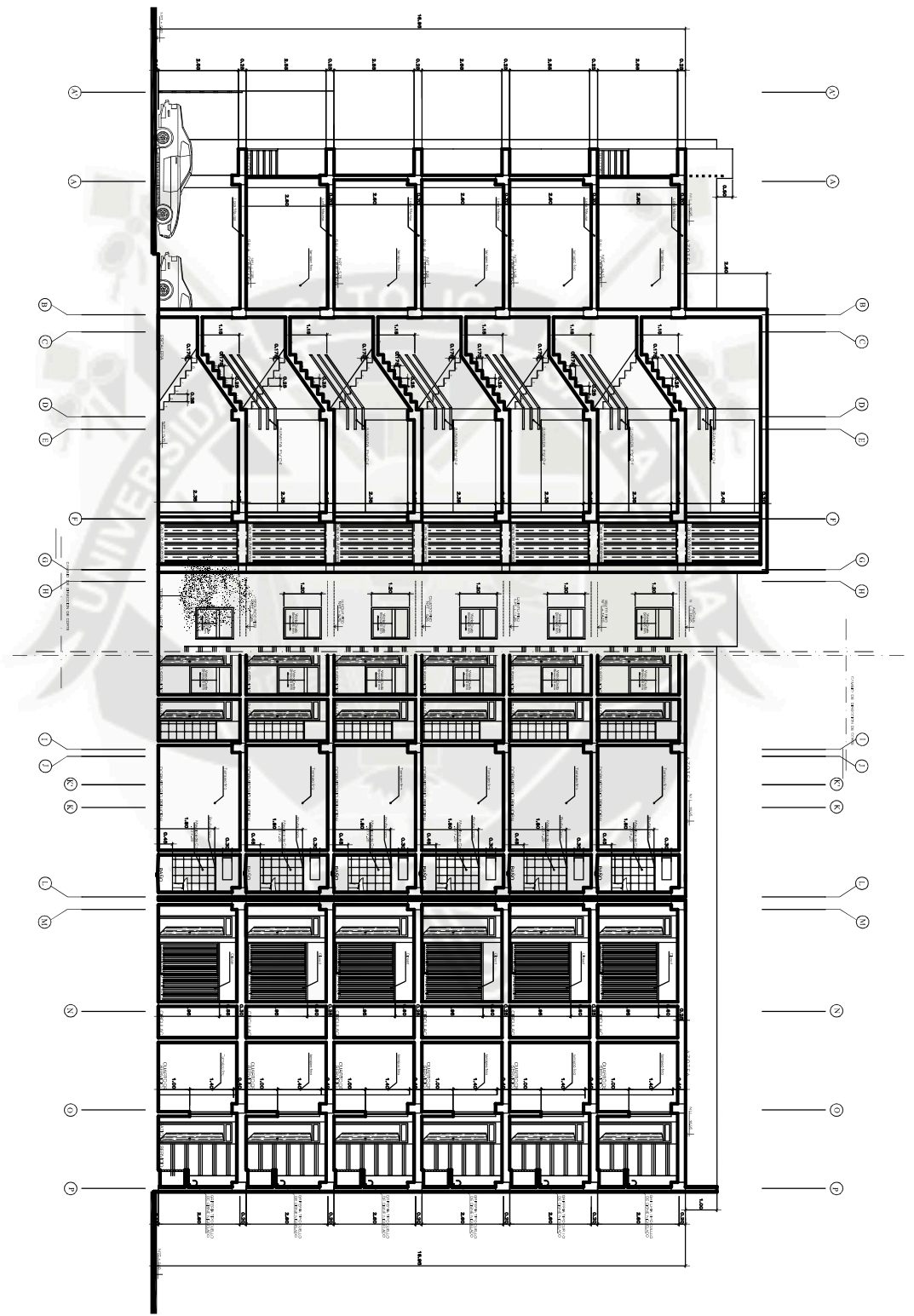
ESC: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
PROYECTO:	
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCES"	
PLANO DE	
PLANO DE ELEVACION	
INGENIERO CIVIL	
QUINTO HERBERA, JAMIL CRISTIAN	
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	DECEMBRE 2016
LAMINA: 10.05.16	
<b>A-6</b>	

ELEVACION LATERAL DERECHA  
Esc. 1/75

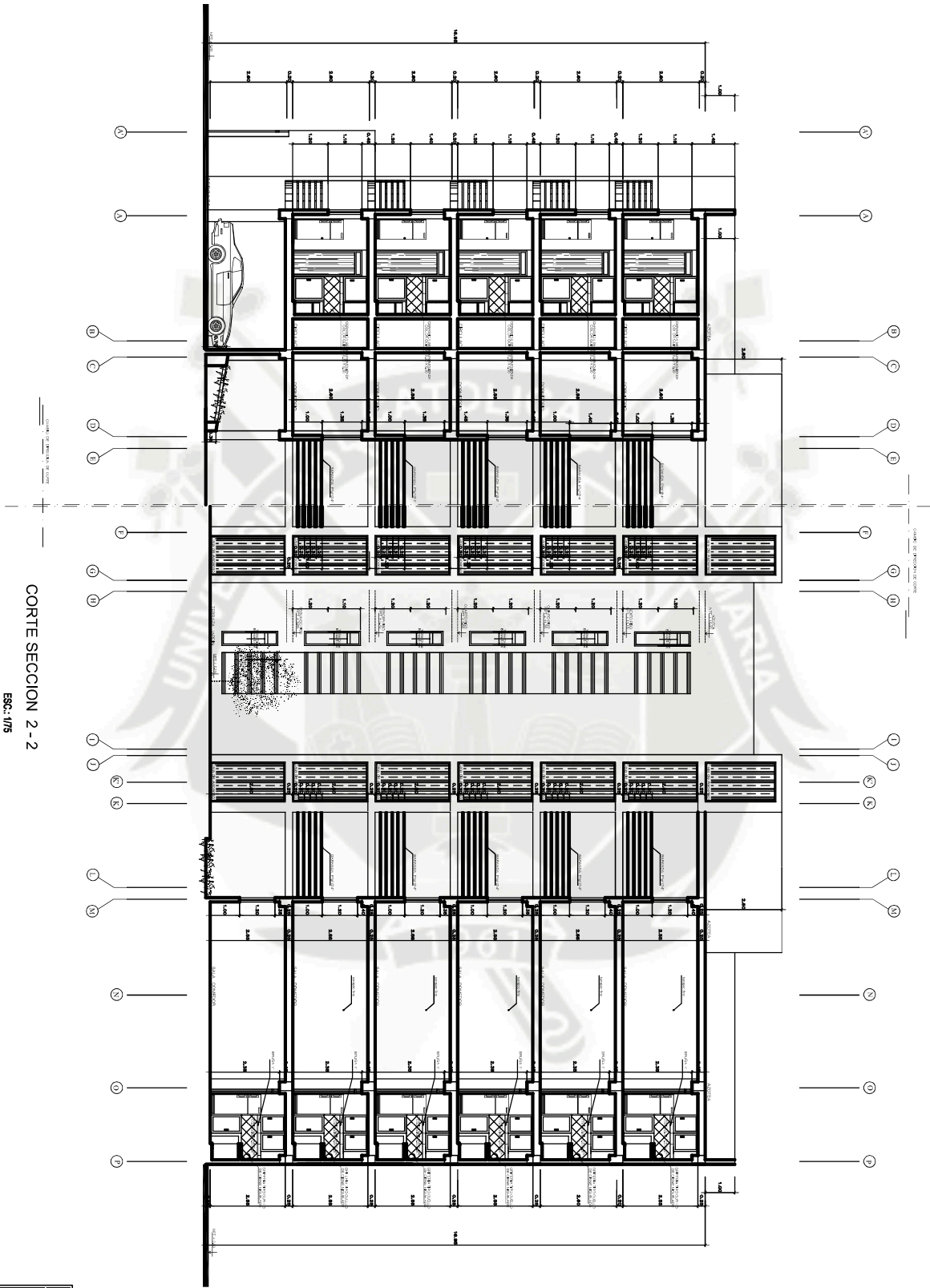


UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCOS"	
PLANO DE: PLANO DE ELEVACION LATERAL DERECHA	
BACHILLERINO, CIVIL	LAMINA: 07.06.19
QUINTO HERRERA, JAVIL CRISTIAN	ESCALA: 1/75
ESCALA: 1/75	FECHA: DICIEMBRE 2016
<b>A-7</b>	



CORTE SECCION 1 - 1  
ESC.: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCOS"
PLANO DE:	PLANO DE CORTE SECCION 1 - 1
BACHILLERIN@.CIVIL:	QUINTO HERBERA, JAMIL CRISTIAN
ESCALA:	INDICADA
FECHA:	30 DE ENERO 2016
LAMINA: 100.000.10	
<b>A-8</b>	



CORTE SECCION 2 - 2  
ESCA: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
PROYECTO	
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCOS"	
PLANO DE CORTE SECCION 2 - 2	
BACHILLERINO, CIVIL	LAMINA: 09.09.19
QUINTO HERRERA, JAMIL CRISTIAN	ESCALA: INDICADA
FECHA: DICIEMBRE 2016	
<b>A-9</b>	





**BLOQUE B**

**BLOQUE A**

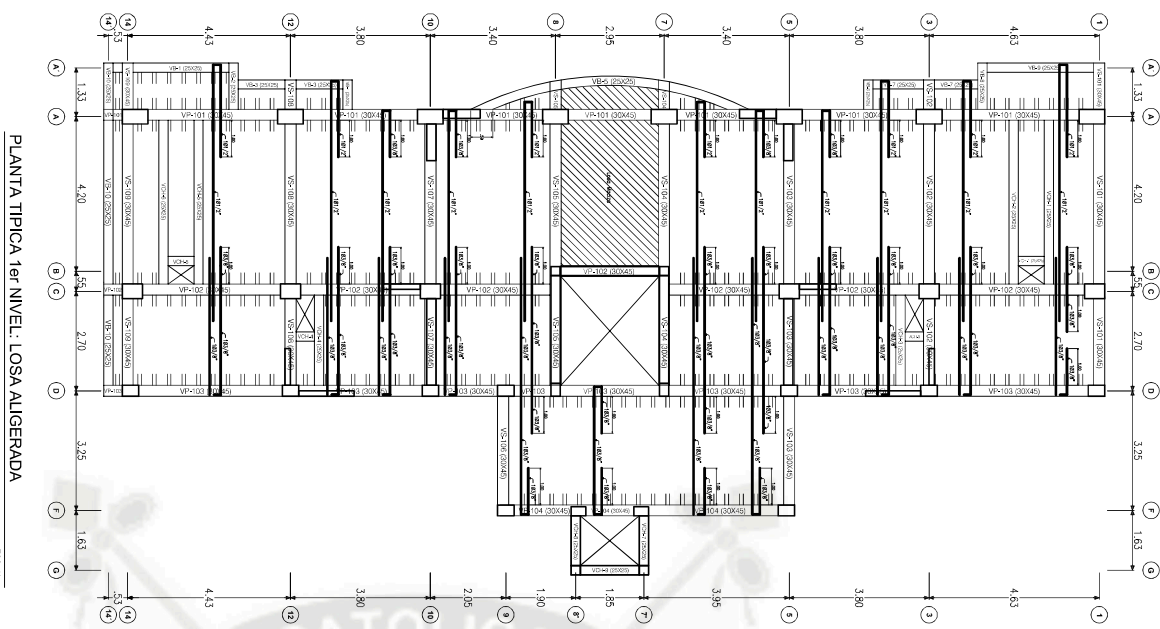
**BLOQUE C**

**BLOQUE D**

**CONDICIONES DE CIMENTACION**  
 ESTRATO DE APOYO: El suelo que conforma el estrato de apoyo esta constituido por una Arena limosa  
 PROFUNDIDAD DE CIMENTACION: C.F. = 2.50 m desde su N.P.T.

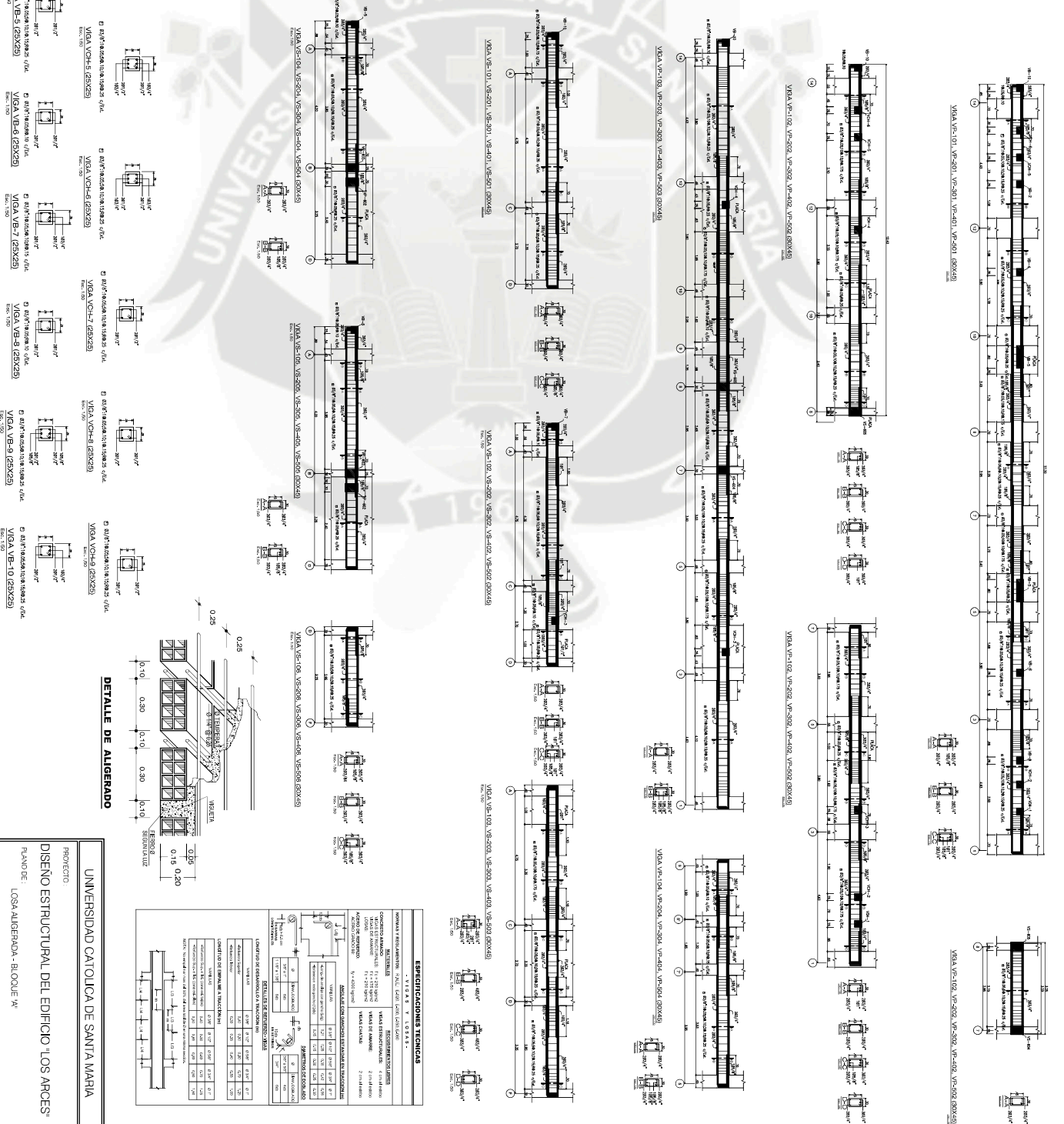
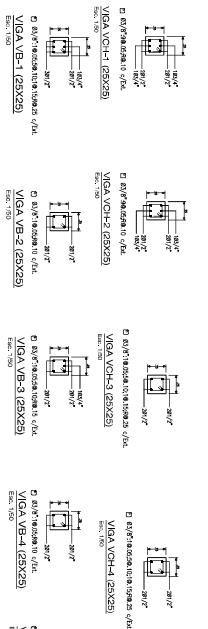
**RECURSIVAMENTE LIBRES**  
 VIGAS DE CIMENTACION: 6 cm  
 VIGAS DE CONEXION: 5 cm  
 MARGENES DE C.F.A: 4 cm  
 SOBRECUBA ARABADOS: 4 cm.

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCES"
PLANO DE:	DETALLE - CIMENTACIONES
BACHILLERATO CIVIL:	QUINTO HERBERA, JAMIL CHRISTIAN
ESCALA:	INDICIA
FECHA:	ENERO 2017
FOLIO 11 DE 19	
<b>C-2</b>	

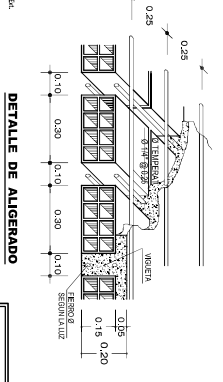


PLANTA TIPICA 1er NIVEL: LOSA ALGERADA

ESQ. 1/16



DETALLE DE ALGERADO



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

• V I G A S Y L O S A S •

CONCRETO ESTRUCTURAL: C-25  
 ACERO: B-400  
 MORTAR: M-10  
 LADRILLO: L-10  
 LADRILLO: L-15  
 LADRILLO: L-20  
 LADRILLO: L-25  
 LADRILLO: L-30  
 LADRILLO: L-35  
 LADRILLO: L-40  
 LADRILLO: L-45  
 LADRILLO: L-50  
 LADRILLO: L-55  
 LADRILLO: L-60  
 LADRILLO: L-65  
 LADRILLO: L-70  
 LADRILLO: L-75  
 LADRILLO: L-80  
 LADRILLO: L-85  
 LADRILLO: L-90  
 LADRILLO: L-95  
 LADRILLO: L-100

TIPO DE VIGA	SECCION	LONGITUD	ANCHO	ALTO	REINFORZO
VIGA VS-101	30x40	4.20	0.30	0.40	4B+2B
VIGA VS-102	30x40	3.90	0.30	0.40	4B+2B
VIGA VS-103	30x40	3.40	0.30	0.40	4B+2B
VIGA VS-104	30x40	2.95	0.30	0.40	4B+2B
VIGA VS-105	30x40	3.40	0.30	0.40	4B+2B
VIGA VS-106	30x40	3.90	0.30	0.40	4B+2B
VIGA VS-107	30x40	4.20	0.30	0.40	4B+2B
VIGA VS-108	30x40	3.90	0.30	0.40	4B+2B
VIGA VS-109	30x40	3.40	0.30	0.40	4B+2B
VIGA VS-110	30x40	2.95	0.30	0.40	4B+2B

PROYECTO: UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCES"

PLANO DE: LOSA ALGERADA - BLOQUE IV

BAJILLERICO, CHIL

QUINTO HERRERA, JAMIL CRISTIAN

ESCALA: INDICADA

FECHA: ENERO 2017

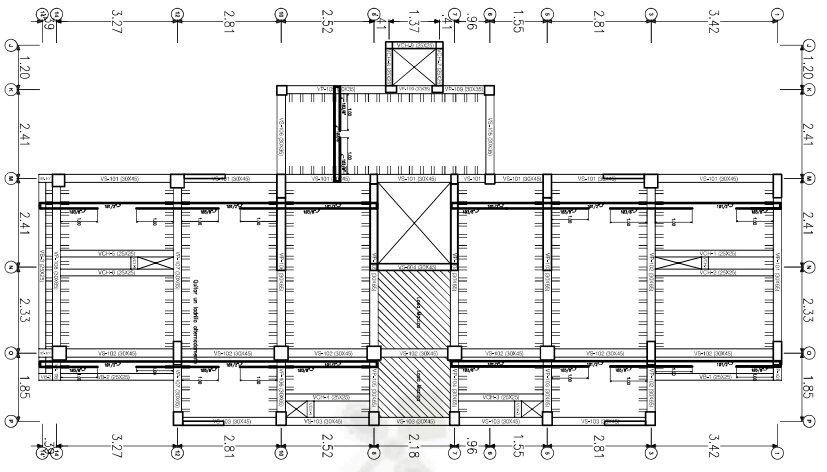
LÁMINA: 17 DE 18

**E-01**

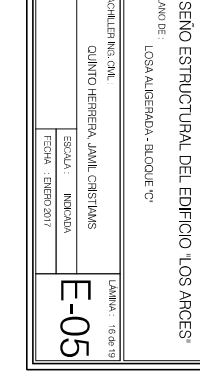
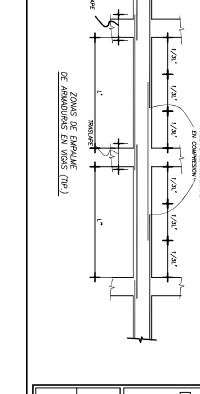
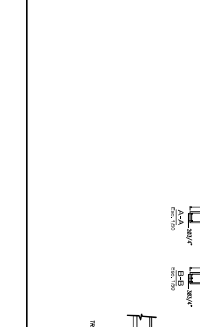
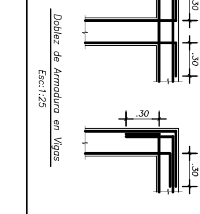
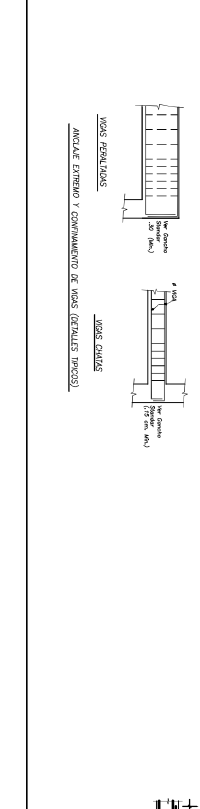
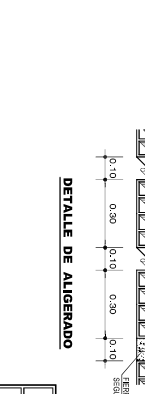
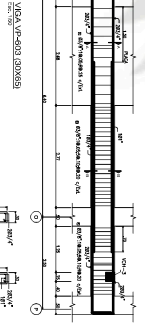
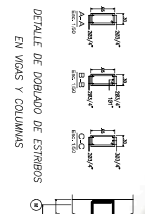
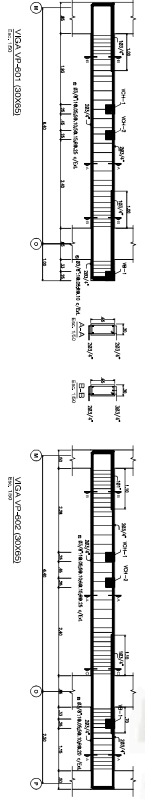
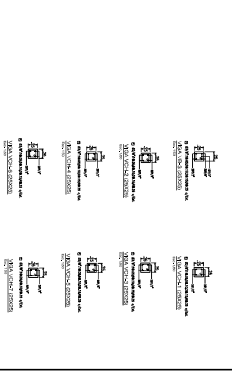
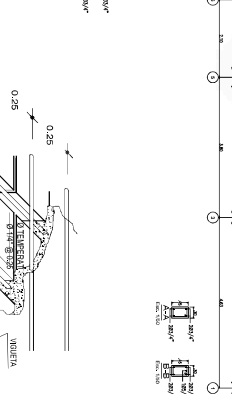
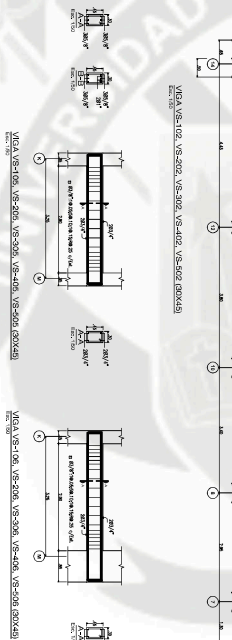
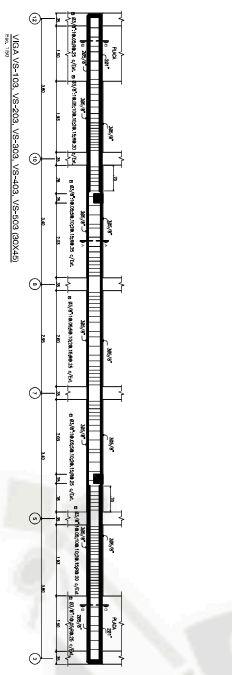




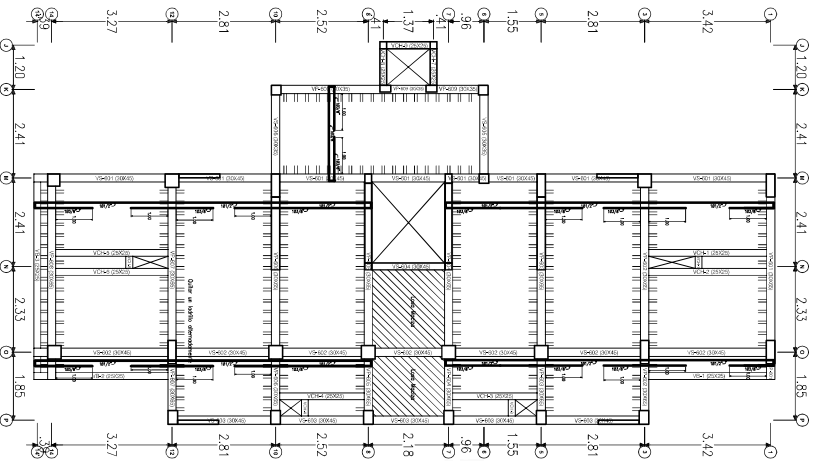




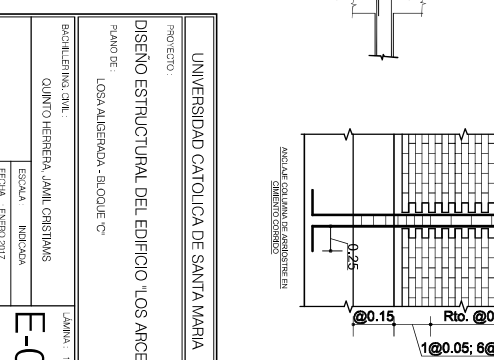
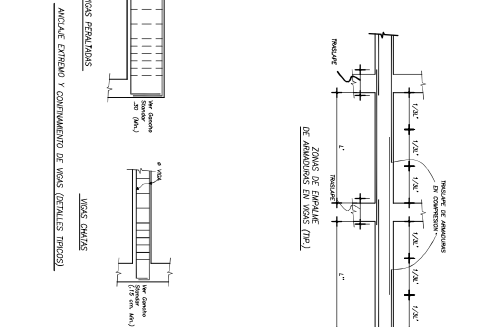
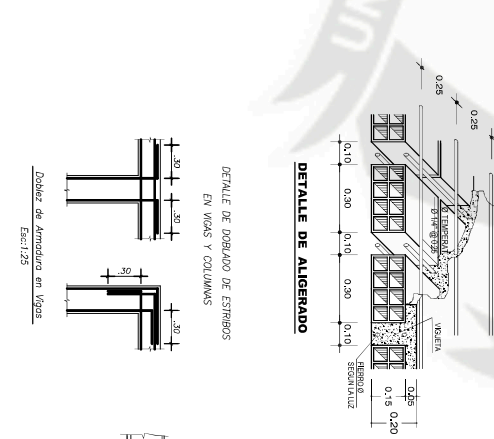
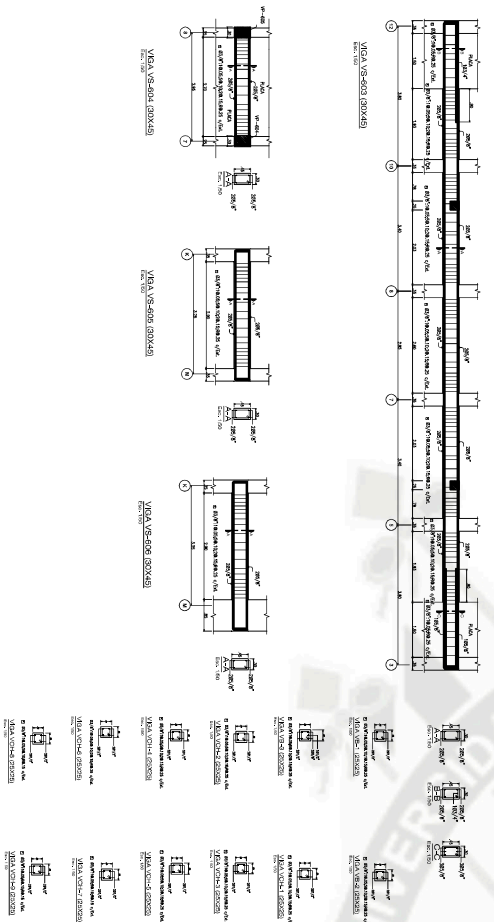
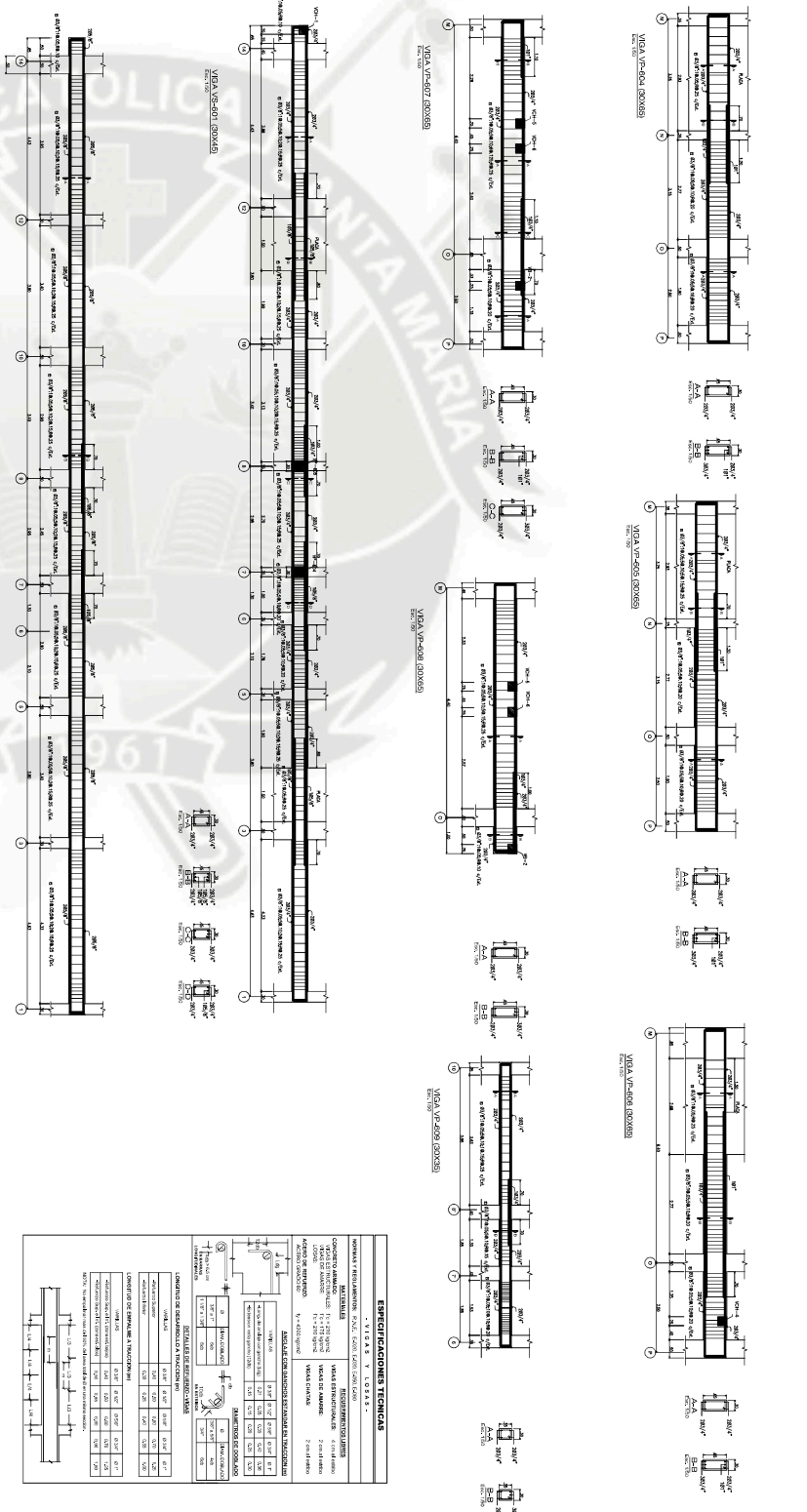
PLANTA TIPICA 1ra, 2da, 3ra, 4ta y 5ta NIVEL: LOSA ALIGERADA  
ESC: 1/75



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
PROYECTO:	
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO LOS ARCS	
PLANO DE:	
LOSA ALIGERADA - BLOQUE 'C'	
BACHILLER EN INGENIERIA CIVIL	LAMINA: 16 DE 19
QUINTO HERRERA, JAMIL CRISTIAN	ESCALA: INDICADA
FECHA: ENERO 2017	
<b>E-05</b>	



PLANTA 6ta NIVEL: LOSA ALIGERADA ESC: 1/75



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

UNIVERSIDAD CATHOLICA DE SANTA MARIA

GOBIERNO REGIONAL DE ICA - GOBIERNO LOCAL DE TACNA

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCES"

PLANO DE: LOSA ALIGERADA - BLOQUE C"

FECHA: ENERO 2017

INGENIERO: JAVIER CRISTIAN QUINTERO HERRERA

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCES"

PLANO DE: LOSA ALIGERADA - BLOQUE C"

FECHA: ENERO 2017

INGENIERO: JAVIER CRISTIAN QUINTERO HERRERA

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "LOS ARCES"

PLANO DE: LOSA ALIGERADA - BLOQUE C"

FECHA: ENERO 2017

INGENIERO: JAVIER CRISTIAN QUINTERO HERRERA

UNIVERSIDAD CATHOLICA DE SANTA MARIA

BACHILLER EN INGENIERIA CIVIL

QUINTO HERRERA, JAVIER CRISTIAN

ESCALA INDICADA

FECHA: ENERO 2017

JANUARI: 17 2019

E-06



