



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE
LA CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN
DEL TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL**

**TEMA: DISEÑO ESTRUCTURAL, HIDROSANITARIO,
ELÉCTRICO Y ESTUDIO DE COSTOS PARA LA
CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO DE EMELNORTE EN LA
AGENCIA EL ÁNGEL, PARROQUIA EL ÁNGEL, CANTÓN
ESPEJO, PROVINCIA DEL CARCHI**

AUTOR: CALDERÓN VÁSQUEZ, HJALMAR ISAAC

DIRECTOR: ING. DURÁN CARRILLO, JOSÉ RICARDO MGS.

SANGOLQUÍ

2018




DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación **"DISEÑO ESTRUCTURAL, HIDROSANITARIO, ELÉCTRICO Y ESTUDIO DE COSTOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO DE EMELNORTE EN LA AGENCIA EL ÁNGEL, PARROQUIA EL ÁNGEL, CANTÓN ESPEJO, PROVINCIA DEL CARCHI"**, realizado por el señor **HJALMAR ISAAC CALDERÓN VÁSQUEZ**, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor **HJALMAR ISAAC CALDERÓN VÁSQUEZ** para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, noviembre de 2017.



ING. RICARDO DURÁN CARRILLO MGS.

DIRECTOR



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **HJALMAR ISAAC CALDERÓN VÁSQUEZ**, con cédula de identidad N° 100342412-2 declaro que este trabajo de titulación "**DISEÑO ESTRUCTURAL, HIDROSANITARIO, ELÉCTRICO Y ESTUDIO DE COSTOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO DE EMELNORTE EN LA AGENCIA EL ÁNGEL, PARROQUIA EL ÁNGEL, CANTÓN ESPEJO, PROVINCIA DEL CARCHI**", ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, noviembre de 2017

A handwritten signature in blue ink, which appears to read 'Hjalmar Calderón', is written over a horizontal line. The signature is stylized and cursive.

HJALMAR ISAAC CALDERÓN VÁSQUEZ
C.C. 100342412-2



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **HJALMAR ISAAC CALDERÓN VÁSQUEZ**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación "**DISEÑO ESTRUCTURAL, HIDROSANITARIO, ELÉCTRICO Y ESTUDIO DE COSTOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO DE EMELNORTE EN LA AGENCIA EL ÁNGEL, PARROQUIA EL ÁNGEL, CANTÓN ESPEJO, PROVINCIA DEL CARCHI**", cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad..

Sangolquí, noviembre de 2017

HJALMAR ISAAC CALDERÓN VÁSQUEZ
C.C. 100342412-2

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo a mis padres Wilson y Mercedes, por ser un apoyo incondicional en cada una de las etapas de mi vida, por saber guiarme y orientarme siempre con amor y responsabilidad, y fundamentalmente por ser mi motor e inspiración para seguir adelante. A mis hermanos Johnne y Rosy, espero ser un ejemplo de superación y constancia en cada uno de los objetivos y metas que deseen cumplir. A mi novia Fernanda, por brindarme su amor, cariño y apoyo en esta etapa tan importante de mi vida.

HJALMAR ISAAC CALDERÓN VÁSQUEZ

AGRADECIMIENTOS

Agradezco en primer lugar a Dios, por el regalo de la vida y la salud en estos años de estudio, a la Virgen del Quinche por iluminarme y bendecirme en los momentos difíciles de este camino.

A mi ángel que desde el cielo me cuida y me protege (Ruby), sé que está orgullosa al ver que parte de su esfuerzo valió la pena.

A mi madre, por ser un pilar fundamental en mi vida, por demostrarme que el amor de una madre es el más puro y sincero que existe, por su paciencia y sobre todo por su esmero al forjarme día a día como un hombre de bien. Mi más grande admiración, amor incondicional y respeto hacia ella.

A mi padre, por enseñarme el valor de la responsabilidad y la honestidad, por ser un padre ejemplar y permanecer siempre al cuidado de su familia, por enseñarme que con esfuerzo y dedicación todo se puede lograr.

A mis hermanos, ya que a pesar de nuestras diferencias han sabido demostrarme su amor y respeto, espero ser un ejemplo a seguir, con la confianza que pueden contar conmigo siempre.

A mi novia Fernanda, por ser mi amiga, cómplice y confidente durante estos años, por enseñarme que a pesar de las adversidades cuando existe verdadero amor, todo se puede solucionar.

A mis familiares, por brindarme su cariño y confianza durante estos de estudio.

A mis queridos amigos y futuros colegas de Traslape F.C., por brindarme su amistad incondicional y sobre todo por hacer de esta etapa universitaria maravillosa e inolvidable. Gracias por tantos momentos compartidos, risas y anécdotas, espero contar con su amistad por el resto de mi vida.

A mi querida universidad ESPE, por abrirme las puertas y brindarme a través de mis docentes los conocimientos necesarios para afrontar esta hermosa profesión.

A los ingenieros Jorge Zúñiga, Martha Pazmiño y Ricardo Durán, por los conocimientos impartidos a lo largo de estos años de estudio, por su valioso aporte en el desarrollo de este trabajo y sobre todo por su amistad.

HJALMAR ISAAC CALDERÓN VÁSQUEZ

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN	iv
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS	vi
ÍNDICE DE CONTENIDOS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	xii
ÍNDICE DE TABLAS	xvi
RESUMEN	xix
ABSTRACT	xx
CAPÍTULO I	1
ASPECTOS GENERALES	1
1.1. ANTECEDENTES	1
1.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA.....	2
1.3. ÁREA DE INFLUENCIA.....	3
1.4. OBJETIVOS	4
1.4.1. Objetivo General	4
1.4.2. Objetivos Específicos	4
CAPÍTULO II	5
EDIFICIO DE EMELNORTE “AGENCIA EL ÁNGEL”	5
2.1. GENERALIDADES	5
2.1.1. Ubicación Geográfica	5
2.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	6
2.2.1. Equipo Topográfico	6
2.2.2. Procedimiento	7
2.2.3. Resultados	8
2.3. REQUERIMIENTOS FUNCIONALES DEL PROYECTO	9
2.3.1. Diseño Arquitectónico	9
2.3.2. Estudio de Suelos	11
2.3.2.2. Trabajos de Laboratorio	11
CAPÍTULO III	19
CONSIDERACIONES INICIALES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	19

3.1. HORMIGÓN ARMADO	19
3.1.1. Ventajas	20
3.1.2. Desventajas	20
3.2. ANÁLISIS SISMORESISTENTE	21
3.2.1. Análisis Estático	21
3.2.2. Análisis Dinámico	26
3.3. ANÁLISIS DE CARGAS	29
3.3.1. Carga Muerta	29
3.3.2. Carga Viva	29
3.3.3. Predimensionamiento de Losas	29
3.3.4. Predimensionamiento de Vigas	32
3.3.5. Predimensionamiento de Columnas	36
CAPÍTULO IV	38
MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE SOFTWARE ETABS 2016-16.0.3.38	
4.1. INTRODUCCIÓN	38
4.2. DEFINICIÓN DE MATERIALES	38
4.2.1. Hormigón	38
4.2.2. Acero	39
4.3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES	40
4.3.1. Modelación de Columnas	40
4.3.2. Modelación de Vigas	40
4.3.3. Modelación de Losas	41
4.4. DEFINICIÓN DE CARGAS	43
4.4.1. Asignación de Cargas	45
4.5. ESPECTRO DE ACELERACIONES	45
4.5.1. Ejecución Análisis Modal Espectral	47
4.6. RESULTADOS DEL MODELAMIENTO	49
4.6.1. Períodos y Modos de Vibración	49
4.6.2. Derivas	50
4.6.3. Desplazamientos	51
4.6.4. Acciones Internas	52
4.7. ANÁLISIS DE RESULTADOS	56
4.7.1. Control Períodos y Modos de Vibración	56
4.7.2. Control de Derivas	56

CAPÍTULO V	58
DISEÑO ESTRUCTURAL	58
5.1. INTRODUCCIÓN	58
5.2. DISEÑO DE LOSAS	58
5.2.1. Losa Bidireccional Aliviada	58
5.2.2. Losa Maciza.....	62
5.3. DISEÑO DE VIGAS	64
5.3.1. Diseño a Flexión	64
5.3.2. Diseño a Corte	72
5.4. DISEÑO DE COLUMNAS	77
5.4.1. Diseño a Flexo-Compresión	77
5.4.2. Diseño de Refuerzo Transversal	80
5.5. DISEÑO DE CADENA DE CIMENTACIÓN	84
5.5.1. Cálculo de Rigidez	86
5.5.2. Cálculo de Momentos	87
5.5.3. Diseño a Flexión	88
5.5. DISEÑO DE CIMENTACIÓN	89
5.6.1. Diseño de Plintos Aislados	91
5.6.2. Diseño de Plintos Excéntricos	118
5.7. DISEÑO DE ESCALERA	126
5.7.1. Cálculo altura de losa	127
5.7.2. Análisis de Cargas	127
5.7.3. Modelo Matemático	128
5.7.4. Diseño a Corte	129
5.7.5. Diseño a Flexión.....	129
5.7.6. Cimiento	130
5.8. DISEÑO DE TENSORES	134
5.8.1. Cálculo altura de losa	134
5.8.2. Análisis de Cargas	135
5.8.3. Armado Final del Tensor	136
CAPITULO VI	137
DISEÑO INSTALACIONES ELÉCTRICAS E HIDROSANITARIAS	137
6.1. DISEÑO ELÉCTRICO	137
6.2. DISEÑO HIDROSANITARIO	142

6.2.1. Utilización	142
6.2.2. Caudal máximo probable	144
6.2.3. Diseño columna de agua fría	145
6.2.4. Distribución agua fría en planta	146
6.2.5. Diseño red de desagüe sanitario	147
6.2.6. Diseño red de ventilación.....	147
6.2.7. Diseño de drenaje pluvial.....	148
CAPITULO VII	151
ANÁLISIS ADMINISTRATIVO DEL PROYECTO	151
7.1. PRESUPUESTO REFERENCIAL	151
7.1.1. Análisis de precios unitarios (APU).....	151
7.1.2. Obras 4.0	152
7.2. DESAGREGACIÓN TECNOLÓGICA EN CONTRATACIÓN DE OBRAS ..	156
7.2.1. Introducción	156
7.2.2. Metodología	156
7.2.3. Códigos y porcentaje Clasificación central de productos (CPC)	156
7.2.4. VAE del Rubro	157
7.2.5. VAE del Proyecto.....	157
7.3. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES	158
7.3.1. Procedimiento Constructivo	158
7.3.2. Especificaciones Técnicas.....	158
7.3.3. Programación del proyecto	159
7.4. REAJUSTE DE PRECIOS	160
CAPÍTULO VIII	163
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	163
8.1. CONCLUSIONES.....	163
8.2. RECOMENDACIONES.....	164
8.3. OBSERVACIONES	165
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	166
BIOGRAFÍA DEL AUTOR	168

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación geográfica del terreno	5
Figura 2. Localización del terreno	6
Figura 3. Equipo topográfico utilizado	7
Figura 4. Calibración de los equipos topográficos.....	7
Figura 5. Medición topográfica	8
Figura 6. Capacidad de Carga SP01	16
Figura 7. Capacidad de Carga SP02	16
Figura 8. Capacidad de Carga SP03	17
Figura 9. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño	22
Figura 10. Espectro elástico de aceleraciones.....	27
Figura 11. Espectro elástico de aceleraciones (El Ángel).....	27
Figura 12. Espectro inelástico de aceleraciones (El Ángel)	28
Figura 13. Espectro elástico e inelástico de aceleraciones (El Ángel)	29
Figura 14. Esquema en elevación.....	30
Figura 15. Esquema en planta.	31
Figura 16. Momentos flectores para número de vanos diferente	34
Figura 17. Definición propiedades del hormigón.....	39
Figura 18. Definición propiedades del acero	39
Figura 19. Definición de secciones y propiedades de columnas.....	40
Figura 20. Definición de secciones y propiedades de vigas.....	41
Figura 21. Definición geometría específica losa alivianada de entrepiso	42
Figura 22. Definición de geometría específica losa maciza de tapagrada ..	42
Figura 23. Vista en planta Agencia El Ángel	43
Figura 24. Modelamiento 3D Agencia El Ángel.....	43
Figura 25. Definición estados de carga básicos.....	44
Figura 26. Definición cargas sísmicas Sentido X	44
Figura 27. Definición cargas sísmicas Sentido Y	45
Figura 28. Asignación de cargas.....	45
Figura 29. Tipo de Función NEC-15.....	46
Figura 30. Espectro Inelástico de Aceleración NEC-15	47
Figura 31. Ingreso combinaciones de carga	48

Figura 32. Definición combinación envolvente	49
Figura 33. Desplazamiento máximo Sentido X	51
Figura 34. Desplazamiento máximo Sentido Y	52
Figura 35. Diagrama de momentos pórtico 1	53
Figura 36. Diagrama de momentos pórtico A.....	53
Figura 37. Diagrama de cortante pórtico 2.....	54
Figura 38. Diagrama de cortante pórtico B	54
Figura 39. Diagrama de axial pórtico 2	55
Figura 40. Diagrama de momentos Losa 1	55
Figura 41. Momentos flectores Losa Bidireccional Alivianada N+3.40m.....	60
Figura 42. Momentos flectores Losa Bidireccional Alivianada N+6.40m.....	60
Figura 43. Momentos flectores Losa Maciza N+9.40m	63
Figura 44. Momentos Viga Eje 4.....	65
Figura 45. Momentos Viga Eje A'.....	66
Figura 46. Valores de cortante Viga Eje 4.....	72
Figura 47. Esquema área de acero transversal	73
Figura 48. Zonas de confinamiento en vigas	74
Figura 49. Datos a ingresar programa Columna2	78
Figura 50. Resultados programa Columna2	78
Figura 51. Datos a ingresar programa Columna2	79
Figura 52. Resultados programa Columna2	79
Figura 53. Espaciamiento entre estribos en columnas.....	81
Figura 54. Esquema área de acero sentido X.....	82
Figura 55. Esquema área de acero sentido Y	83
Figura 56. Esquema área de acero sentido X.....	84
Figura 57. Esquema área de acero sentido Y	84
Figura 58. Esquema de elementos de distribución de momento.....	86
Figura 59. Armado final cadena de cementación	89
Figura 60. Esquema de cálculo cortante unidireccional	92
Figura 61. Esquema de cálculo cortante bidireccional	94
Figura 62. Esquema de cálculo de momento flector	95
Figura 63. Vista en elevación cimiento (Tipo I)	96

Figura 64. Esquema de cálculo cortante unidireccional	98
Figura 65. Esquema de cálculo cortante bidireccional	99
Figura 66. Esquema de cálculo de momento flector	100
Figura 67. Vista en elevación cimiento (Tipo II)	101
Figura 68. Esquema de cálculo cortante unidireccional	103
Figura 69. Esquema de cálculo cortante bidireccional	104
Figura 70. Esquema de cálculo de momento flector	105
Figura 71. Vista en elevación cimiento (Tipo III)	106
Figura 72. Esquema de cálculo cortante unidireccional	108
Figura 73. Esquema de cálculo cortante bidireccional	109
Figura 74. Esquema de cálculo de momento flector	110
Figura 75. Vista en elevación cimiento (Tipo IV)	111
Figura 76. Esquema de cálculo cortante unidireccional	113
Figura 77. Esquema de cálculo cortante bidireccional	115
Figura 78. Esquema de cálculo de momento flector	116
Figura 79. Vista en elevación cimiento (Tipo V)	117
Figura 80. Esquema de sumatoria de momentos.....	120
Figura 81. Esquema de cálculo cortante unidireccional	121
Figura 82. Esquema de cálculo cortante bidireccional	122
Figura 83. Esquema de cálculo momento flector Sentido X.....	123
Figura 84. Esquema de cálculo momento flector Sentido Y.....	124
Figura 85. Armado final cimiento (Tipo VI).....	126
Figura 86. Modelo matemático.....	128
Figura 87. Diagrama de cortante.....	128
Figura 88. Diagrama de momento.....	128
Figura 89. Área cooperante del cimiento	131
Figura 90. Esquema de cargas y momentos.....	132
Figura 91. Valores de reacciones del suelo	133
Figura 92. Área de carga que soporta el tensor	134
Figura 93. Armado Final Tensor.....	136
Figura 94. Materiales utilizados en el APU	153
Figura 95. Mano de obra utilizada en el APU.....	153

Figura 96. Equipo utilizado en el APU.....	154
Figura 97. Transporte utilizado en el APU	154
Figura 98. Resumen de costos por componente de obra	155

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Coordenadas obtenidas.....	8
Tabla 2 Ambientes agencia Emelnorte “El Ángel”	10
Tabla 3 Perforaciones Ensayo SPT.....	11
Tabla 4 Ensayos de laboratorio	12
Tabla 5 N_{30} del SPT según la profundidad	12
Tabla 6 Características estratigráficas perforacion SP01	12
Tabla 7 Características estratigráficas perforación SP02.....	13
Tabla 8 Características estratigráficas perforación SP03.....	13
Tabla 9 Resultados ensayo clasificación SUCS perforación SP01	14
Tabla 10 Resultados ensayo clasificación SUCS perforación SP02	14
Tabla 11 Resultados ensayo clasificación SUCS perforación SP03	15
Tabla 12 Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo	15
Tabla 13 Recomendaciones capacidad de carga plintos aislados	18
Tabla 14 Clasificación edificios de hormigón armado.....	20
Tabla 15 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	22
Tabla 16 Tipo de suelo y factores de sitio F_a	24
Tabla 17 Tipo de suelo y factores de sitio F_d	24
Tabla 18 Tipo de suelo y factores de sitio F_s	25
Tabla 19 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	25
Tabla 20 Parámetros de diseño sismoresistente NEC-15	26
Tabla 21 Altura Losa Equivalente.....	30
Tabla 22 Resumen de sección de Losa	30
Tabla 23 Resumen del cálculo de carga de servicio	31
Tabla 24 Resumen de cálculo de carga de servicio	32
Tabla 25 Resumen de cargas.....	32
Tabla 26 Valores de R_u	35
Tabla 27 Dimensionamiento de vigas.....	35
Tabla 28 Dimensionamiento de columnas.....	37
Tabla 29 Períodos y suma porcentual de participación modal de masa.....	50
Tabla 30 Derivas máximas de piso espectro NEC-15	50
Tabla 31 Valores de deriva máximo inelástico, expresados como fracción de la altura de piso...	56

Tabla 32	Control de Derivas Inelásticas Máximas	57
Tabla 33	Combinación de carga utilizada en el diseño	58
Tabla 34	Coeficientes para losas nervadas rectangulares Tipo 3	59
Tabla 35	Armadura Nervios Verticales	61
Tabla 36	Armadura Nervios Horizontales	61
Tabla 37	Combinación de carga utilizada en el diseño	62
Tabla 38	Coeficientes para losas macizas rectangulares Tipo 6.....	63
Tabla 39	Datos de Viga Tipo I	64
Tabla 40	Datos de viga Tipo II.....	65
Tabla 41	Área de acero y armado longitudinal vigas sentido X.....	67
Tabla 42	Área de acero y armado longitudinal vigas sentido Y	69
Tabla 43	Área de acero y armado transversal vigas sentido X	75
Tabla 44	Área de acero y armado transversal vigas sentido Y	76
Tabla 45	Armado Longitudinal Columna A-3.....	78
Tabla 46	Armado Longitudinal Riostra Eje A'-2.....	79
Tabla 47	Cuadro resumen armado de columnas y riostras verticales	80
Tabla 48	Valores de Momento en pie de columna	85
Tabla 49	Rigidez en elementos de distribución de momento	87
Tabla 50	Cálculo de momentos en elementos de distribución	88
Tabla 51	Valores de carga axial última.....	90
Tabla 52	Cuadro resumen plintos aislados	117
Tabla 53	Cálculo de áreas bajo NPT	132
Tabla 54	Aparatos eléctricos planta baja.....	137
Tabla 55	Aparatos eléctricos planta alta.....	139
Tabla 56	Aparatos eléctricos segunda planta.....	140
Tabla 57	Circuitos eléctricos planta baja	140
Tabla 58	Circuitos eléctricos planta alta	141
Tabla 59	Circuitos eléctricos segunda planta	142
Tabla 60	Distribución de ambientes	143
Tabla 61	Cálculo unidades mueble	144
Tabla 62	Determinación caudal instantáneo	144
Tabla 63	Cálculo gasto total por planta	145

Tabla 64 Diámetro tubería vertical agua fría	146
Tabla 65 Cálculo diámetro tubería agua fría por planta.....	146
Tabla 66 Diámetro tubería de desagüe sanitario planta baja	147
Tabla 67 Diámetro tubería de desagüe sanitario planta alta	147
Tabla 68 Diámetro tubería de ventilación planta baja.....	148
Tabla 69 Diámetro tubería de ventilación planta alta.....	148
Tabla 70 Diámetro tubería de ventilación segunda planta.....	148
Tabla 71 Diámetros de tubería en función del área.....	149
Tabla 72 Red de drenaje pluvial	149
Tabla 73 Diámetro de canalones para conducción de aguas lluvias	149
Tabla 74 Porcentaje de gasto por componente de obra.....	155
Tabla 75 Coeficientes fórmula reajuste de precios.....	161

RESUMEN

Ante la necesidad permanente de mejorar la calidad de servicio brindado por parte de la Empresa Eléctrica Regional Norte (EMELNORTE S.A.) hacia los usuarios de la parroquia El Ángel y sus alrededores, se ha visto conveniente la construcción de un edificio con instalaciones nuevas y seguras, ya que esta es una de las plazas que mayor ingresos trae a la empresa por la cantidad de abonados que acuden diariamente. Este proyecto es prioritario en vista de que el local en el que actualmente se presta el servicio no cuenta con las comodidades necesarias tales como la falta de ambientes amplios, que en ocasiones en las que la demanda es alta se convierte en un peligro pues los usuarios deben permanecer varias horas fuera del inmueble ocasionando desorden y caos en el tránsito de peatones y vehículos, esto sumado a que no brinda las facilidades necesarias para usuarios de tercera edad y personas con capacidades especiales. El diseño propuesto es elaborado en función de la optimización del espacio de terreno con el que cuenta la empresa, dicho diseño presenta como material de construcción fundamental el hormigón armado, el cual nos brinda ciertas ventajas tales como mayor durabilidad, mínimo mantenimiento además de aceptación mayoritaria en función de la disponibilidad de los materiales que lo componen.

Palabras clave:

- **DISEÑO**
- **HORMIGÓN ARMADO**
- **EDIFICIO**
- **USUARIOS**
- **PRESUPUESTO REFERENCIAL**

ABSTRACT

Given the permanent need to improve the quality of service provided by the Empresa Eléctrica Regional Norte (EMELNORTE SA) to the users of the El Ángel area and its surroundings, it has been convenient to construct a building with new and safe facilities, since this is one of the places that brings more revenue to the company thanks to the high number of subscribers who come every day. This project is a priority given that the place where the service is currently provided does not have the necessary amenities such as the lack of spacious surroundings, which in some occasions when the demand is high it becomes a danger because users must be outside the building for several hours causing disorder and produces chaos in pedestrians and vehicles traffic, plus that it does not provide the necessary facilities for elderly users and people with special abilities. The proposed design is based on the optimization of the area that the company counts with. This design presents as fundamental construction material reinforced concrete, which gives us certain advantages such as greater durability, minimum maintenance and majority acceptance depending on the availability of the materials that compose it.

Key words:

- **DESIGN**
- **REINFORCED CONCRETE**
- **BUILDING**
- **USERS**
- **REFERENCE BUDGET**

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1. ANTECEDENTES

“Las empresas públicas deben buscar la prestación eficiente de servicios públicos con equidad social, obligatoriedad, generalidad, uniformidad, eficiencia, universalidad, accesibilidad, regularidad, calidad, continuidad, seguridad, precios equitativos y responsabilidad” (LOEP, 2009).

La Constitución dispone la creación de empresas públicas para la gestión de sectores estratégicos, la prestación de servicios públicos, el aprovechamiento sustentable de los recursos naturales o de bienes públicos y el desarrollo de otras actividades económicas (Art. 315), convirtiéndolas en actores claves del régimen de acumulación.

Los lineamientos específicos que orientan la inversión de las empresas públicas son planificar la contratación pública de forma plurianual, sustituir importaciones, aumentar los encadenamientos productivos locales, implementar políticas de desagregación tecnológica y de formación de proveedores, asimilar la transferencia tecnológica, fomentar la innovación, alinear los incentivos internos y optimizar su flujo de caja. Todos estos lineamientos deben llevarse a cabo en el marco de una notoria sostenibilidad financiera. Estas empresas públicas, apuntan además a promover y fomentar actividades económicas asumidas por el Estado a través del desarrollo de un nivel de autonomía y sostenibilidad a nivel de gastos corrientes, así como reinvertir para capitalizar y mantener la competitividad de la empresa y generar excedentes para contribuir, de forma transparente, al Presupuesto General del Estado (PGE) y su posterior redistribución, de acuerdo a las políticas definidas en el Plan Nacional para el Buen Vivir (SENPLADES, 2013).

La Empresa Eléctrica Regional Norte S.A., es una de las 19 empresas eléctricas nacionales, cuya misión fundamental consiste en la distribución y

comercialización de energía eléctrica, en un mercado cautivo, conformado por consumidores industriales, comerciales y residenciales, asentados en las áreas urbanas y rurales de las provincias de Imbabura y Carchi, así como en los cantones de Cayambe y Pedro Moncayo de la provincia de Pichincha y en el cantón Sucumbíos de la provincia del mismo nombre (EMELNORTE, 2017).

Frente a esto, se ha visto la necesidad de promover la construcción de edificaciones funcionales destinadas para la implementación de agencias encargadas de la distribución y comercialización de energía eléctrica en diferentes puntos estratégicos de las provincias antes mencionadas, para que de esta manera la empresa ofrezca un servicio más confortable y de mejor calidad a sus usuarios, presentándose como prioritaria la construcción del edificio de la agencia El Ángel.

1.2. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

Entre los objetivos actualizados del Plan Nacional para el Buen Vivir (2013-2017), se ha tornado primordial el construir y fortalecer espacios públicos interculturales y de encuentro común. El impulso de la inversión del Estado en empresas públicas que promuevan el desarrollo sustentable integral, descentralizado y desconcentrado, y que actúen como agentes de transformación productiva, transferencia tecnológica y formación de las capacidades humanas, así como para la protección de los sectores generadores e intensivos en trabajo y empleo, como un elemento clave de la estrategia productiva, con la finalidad de mejorar la productividad, la competitividad, la sostenibilidad y la rentabilidad de dichas empresas (SENPLADES, 2013).

En la actualidad, la Empresa Eléctrica Regional Norte S.A., se ha visto en la necesidad de impulsar la construcción de agencias con el objetivo primordial de brindar un mejor servicio a los usuarios que residen en ciudades y parroquias aledañas a la ciudad de Ibarra en donde se encuentra ubicado el edificio matriz de esta empresa. Es por esta razón que, se presenta como prioritaria la construcción del edificio de la agencia El Ángel, ubicada en la parroquia El Ángel, cantón Espejo, provincia del Carchi, en vista que está obra

está considerada dentro del Plan Anual de Contratación de Obras para el año 2017 pues tiene asignado un presupuesto referencial para estudios, diseño y construcción. Además la empresa cuenta con un terreno de 830 metros cuadrados, lo que hace que el proyecto sea viable pues cuenta con recursos técnicos, económicos y materiales, a más de talento humano y apoyo de las partes involucradas.

1.3. ÁREA DE INFLUENCIA

Con la ejecución de este proyecto los principales beneficiados son los usuarios que residen en ciudades y parroquias aledañas a la ciudad de Ibarra a quienes se les dificulta la movilización a dicha ciudad. Este proyecto se torna prioritario en vista de que el local en el que actualmente se presta el servicio no cuenta con las comodidades necesarias tales como la falta de ambientes amplios, que en ocasiones en las que la demanda es alta se convierte en un peligro pues los usuarios deben permanecer varias horas fuera del inmueble ocasionando desorden y caos en el tránsito de peatones y vehículos, esto sumado a que no brinda las facilidades necesarias para usuarios de tercera edad y personas con discapacidad.

El diseño propuesto es elaborado en función de la optimización del espacio de terreno con el que cuenta la empresa, dicho diseño presenta como material de construcción fundamental el hormigón armado, el cual nos brinda ciertas ventajas tales como mayor durabilidad, mínimo mantenimiento además de aceptación mayoritaria en función de la disponibilidad de los materiales que lo componen.

Dada la gran importancia de este proyecto se debe brindar a los usuarios las garantías necesarias para su tranquilidad, puesto que son los principales beneficiados, esto además de garantizar a EMELNORTE S.A. que el diseño realizado cuenta con sustento técnico amparado en normativas vigentes. El diseño se lo realiza aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015) para garantizar un diseño sismo resistente, seguro, confiable además de funcional.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General

Realizar el diseño estructural, hidrosanitario y eléctrico así como el análisis de precios unitarios y presupuesto para la construcción del edificio de Emelnorte en la agencia El Ángel, parroquia El Ángel, cantón Espejo, provincia del Carchi.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Realizar el levantamiento topográfico en el terreno destinado para la construcción del edificio de Emelnorte en la agencia El Ángel.
- Realizar el modelamiento de la estructura, mediante la utilización del software ETABS 2016 - 16.0.3.
- Realizar el diseño sismo resistente aplicando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), a partir del diseño arquitectónico ya implementado.
- Realizar el diseño hidrosanitario para el edificio de Emelnorte en la agencia El Ángel.
- Elaborar los planos que involucran los diseños anteriormente descritos.
- Realizar el diseño eléctrico para el edificio de Emelnorte en la agencia El Ángel.
- Elaborar los respectivos análisis de precios unitarios (APU), necesarios para determinar el presupuesto de los diseños.
- Establecer el cronograma de actividades para la ejecución del proyecto elaborado con Diagrama de Gantt.
- Elaborar una presentación en 3D del diseño definitivo del edificio de la agencia El Ángel, utilizando el software Archicad 18.

CAPÍTULO II

EDIFICIO DE EMELNORTE “AGENCIA EL ÁNGEL”

2.1. GENERALIDADES

2.1.1. Ubicación Geográfica

El terreno destinado para la construcción del edificio de la agencia El Ángel, se encuentra ubicado en la parroquia El Ángel, cantón Espejo, provincia del Carchi.



Figura 1. Ubicación geográfica del terreno

Fuente: Google Earth

El terreno en el cual se pretende edificar la agencia, se encuentra ubicado en la avenida Eugenio Espejo delimitada por la calles Esmeraldas al norte y Calderón al sur. El terreno en cuestión se sitúa dentro de la zona urbana, a pocos pasos del parque central de la parroquia El Ángel, tal como se muestra en la Figura 2.

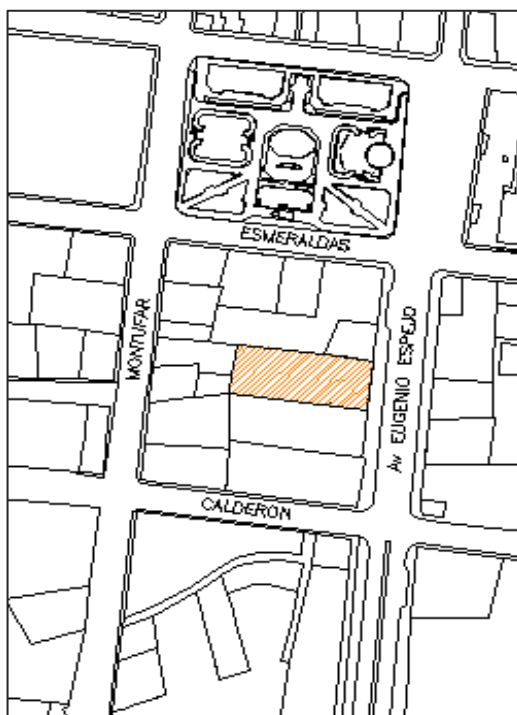


Figura 2. Localización del terreno

Fuente: (EMELNORTE, 2017)

2.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

En los proyectos de construcción es de vital importancia realizar estudios topográficos, ya que mediante las técnicas, métodos e instrumentos adecuados se puede llegar a representar gráficamente la superficie del terreno así como las diferencias de nivel que existen entre los diferentes puntos del terreno (Romero, 2013).

2.2.1. Equipo Topográfico

Para realizar el trabajo de campo es de vital importancia contar con el equipo topográfico adecuado tal como estación total, prisma, trípode, estacas, piola, cinta, martillo y GPS. El equipo utilizado en el presente trabajo se muestra a continuación en la Figura 3.



Figura 3. Equipo topográfico utilizado

Fuente: Fotografía tomada en el sitio

2.2.2. Procedimiento

Se establece una base topográfica (georeferenciación), para obtener las coordenadas del lugar con la ayuda del GPS. Además se debe situar la estación de manera estratégica que permita una visual a todos los puntos que intervienen en el terreno (Vega, 2015).



Figura 4. Calibración de los equipos topográficos

Fuente: Fotografía tomada en el sitio

Se procede a realizar el levantamiento de toda la superficie de terreno, considerando los accidentes naturales del lugar, ya sean estos abundantes vegetaciones, pendientes pronunciadas, laderas o zonas de deslizamiento.



Figura 5. Medición topográfica

Fuente: Fotografía tomada en el sitio

2.2.3. Resultados

En la Tabla 1 se muestran las coordenadas de cada punto obtenidas una vez realizado el levantamiento topográfico.

Tabla 1
Coordenadas obtenidas

Punto	Este	Norte	Elevación
A1	840430.38	10068715.83	3026.24
E1	840433.05	10068703.10	3025.83
E2	840388.34	10068709.88	3026.46
E3	840389.78	10068727.67	3027.09
E4	840435.47	10068721.41	3025.92
1	840393.38	10068709.18	3026.40
2	840395.16	10068717.25	3026.68
3	840395.79	10068726.71	3026.85
4	840401.89	10068707.92	3026.67
5	840402.39	10068717.16	3026.57
6	840402.77	10068725.75	3026.19
7	840407.19	10068707.12	3026.06
8	840408.89	10068716.44	3026.32
9	840412.17	10068724.44	3026.56
10	840417.93	10068705.39	3026.50

CONTINÚA →

11	840419.00	10068714.77	3026.09
12	840419.49	10068723.36	3026.00
13	840424.62	10068704.39	3025.96
14	840425.70	10068714.20	3026.11
15	840428.27	10068722.33	3026.5
16	840429.87	10068703.53	3026.57
17	840432.32	10068721.85	3025.96
18	840434.74	10068715.45	3026.35
19	840440.32	10068714.61	3026.17
20	840445.93	10068713.61	3026.22
21	840447.90	10068713.11	3026.16
22	840453.53	10068712.32	3026.12

2.2.4. Análisis de la topografía del terreno

Una vez realizado el levantamiento topográfico y obtenidas las coordenadas de los puntos, se procede a realizar el análisis de los resultados recogidos en campo, los mismos que establecen que, el terreno presenta una topografía relativamente plana con una diferencia de nivel de un metro aproximadamente entre la parte frontal y posterior del terreno, la misma que se puede observar en el Anexo 1 (Ver en el CD).

2.3. REQUERIMIENTOS FUNCIONALES DEL PROYECTO

2.3.1. Diseño Arquitectónico

El punto de partida para la ejecución de proyectos de construcción es el diseño arquitectónico. Para realizar el diseño arquitectónico se deben tomar en cuenta tres etapas fundamentales que constan en la normativa vigente de nuestro país que son línea base, anteproyecto y proyecto (Vega, 2015).

a) Línea Base: En esta etapa se deben tomar en cuenta aspectos fundamentales como la situación del terreno, dimensiones, topografía, servicios básicos (agua potable, alcantarillado y energía eléctrica). Dichos aspectos sirven como partida para desarrollar el anteproyecto.

b) Anteproyecto: Ya finalizada la etapa anterior, se procede con la etapa del anteproyecto, en la cual se busca plasmar la idea creativa del cliente, buscando satisfacer sus necesidades. Dichos requerimientos sumados a la funcionalidad de la edificación se reflejan en los respectivos planos.

c) **Proyecto:** En esta etapa consta la ejecución en obra del anteproyecto.

2.3.1.1. Especificaciones Agencia El Ángel

Partiendo de las necesidades expuestas por la Empresa Regional Norte S.A. para la implementación de su agencia, y teniendo en cuenta el área de terreno (830 m²) destinado a su construcción, se presenta las siguiente Tabla con las características principales y ambientes con que cuenta la edificación.

Tabla 2
Ambientes agencia Emelnorte “El Ángel”

Nivel	Descripción	Área (m²)
Planta Baja N+- 0.40m	Hall de Ingreso	21.35
	Área de Circulación	45.61
	Oficina Agente	8.64
	Oficina Inspector	4.67
	Oficina Atención al Cliente	4.67
	Área de Conteo	9.71
	Baño Área de Conteo	2.82
	Ventanillas de Cobro	11.47
	Garita	2.39
	Sala de Espera	11.09
	Cuarto Auxiliares de Comercialización	10.65
	Cuarto Personal de Mantenimiento	10.65
	Baños Interiores (Hombres, Mujeres, Discapacitados)	11.00
	Baños Exteriores (Personal Mantenimiento)	5.65
Planta Alta N+3.40m	Oficina Jefe de Grupo	4.62
	Oficina Jefe Zonal	4.62
	Oficina 1	15.27
	Oficina 2	11.47
	Sala de Reuniones	22.64
	Bodega de Limpieza	2.70
	Archivo	5.10
	Baños (Hombres, Mujeres)	6.27
	Terraza Accesible 1	9.04
	Terraza Accesible 2	10.00
Segunda Planta N+6.40m	Planta de Terraza	95.98

Para la construcción de la agencia, adicionalmente se tiene proyectado contar con espacios destinados para jardines, zona de carga y descarga además de un hangar para bodegas en la parte posterior, los mismos que se detallan en los Anexos 2, 3 y 4 correspondientes a los planos arquitectónicos (Ver en el CD). Vale recalcar que el diseño arquitectónico fue realizado en su totalidad por el autor de este trabajo en la materia de Proyecto Integrador III.

2.3.2. Estudio de Suelos

Dicho estudio fue solicitado por la Empresa Regional Norte S.A. y realizado por la empresa (Lasdaher Geotecnia y Cimientos) con la finalidad de determinar las características del subsuelo y definir la capacidad de carga del terreno en el nivel de cimentación recomendado, los asentamientos previsibles ante las cargas proyectadas. Con el objeto de diseñar en base a ellos las estructuras y elementos constructivos previstos en el anteproyecto.

2.3.2.1. Trabajos de Campo

Para efectos de este estudio se realizó tres perforaciones a percusión mediante la utilización de equipo mecánico, con ensayos de penetración estándar SPT a cada metro de profundidad, según como se indica en la siguiente tabla.

Tabla 3
Perforaciones Ensayo SPT

Perforación	Profundidad (m)	Norma
SP01	6.00	ASTM D1586-67
SP02	6.00	
SP03	6.00	

Fuente: (Lasdaher, 2017)

2.3.2.2. Trabajos de Laboratorio

Para complementar la información obtenida en campo y con el objetivo de determinar las propiedades índice de los estratos encontrados, se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio con las muestras obtenidas en el ensayo SPT.

Tabla 4
Ensayos de laboratorio

Ensayo	Norma
Contenido de Humedad	ASTM D-2216
Análisis Granulométrico	ASTM D-422
Límites Líquido y Plástico	ASTM D-4318

Fuente: (Lasdaher, 2017)

2.3.2.3. Resultados

- **N₃₀ SPT**

Los valores de N₃₀ del SPT obtenidos en campo y utilizados para el cálculo de la capacidad portante son los siguientes.

Tabla 5
N₃₀ del SPT según la profundidad

Maniobra	Profundidad (m)	SP01	SP02	SP03
1	0.00-1.00	-	-	-
2	1.00-2.00	10	7	13
3	2.00-3.00	22	28	12
4	3.00-4.00	25	25	7
5	4.00-5.00	45	38	36
6	5.00-6.00	50	45	47

Fuente: (Lasdaher, 2017)

- **Estratigrafía**

De los sondeos realizados se establece la estratigrafía generalizada, la misma que se presenta en las tablas siguientes.

Tabla 6
Características estratigráficas perforación SP01

Perforación	SP01
Profundidad	Estratigrafía
De -0.00m a -2.50m	Limo de alta compresibilidad Color café Humedad media Plasticidad alta Consistencia de compacta a muy compacta
De -2.50m a -4.00m	Presencia de fragmentos de roca Arena Limosa Color café Humedad baja Plasticidad baja Compacidad relativa densa

De -4.00m a -6.00m	Presencia de fragmentos de roca Limo de alta compresibilidad Humedad media Plasticidad alta Consistencia dura
--------------------	---

Fuente: (Lasdahr, 2017)

Tabla 7

Características estratigráficas perforación SP02

Perforación	SP02
Profundidad	Estratigrafía
De -0.00m a -1.50m	Limo de alta compresibilidad Color café Humedad media Plasticidad alta Consistencia medianamente compacta
De -1.50m a -3.00m	Arena Limosa Color café Humedad baja Plasticidad alta Compacidad relativa densa
De -3.00m a -6.00m	Presencia de fragmentos de roca Limo de alta compresibilidad Color café Humedad media Plasticidad alta Consistencia de muy compacta a dura Presencia de fragmentos de roca

Fuente: (Lasdahr, 2017)

Tabla 8

Características estratigráficas perforación SP03

Perforación	SP03
Profundidad	Estratigrafía
De -0.00m a -3.00m	Limo de alta compresibilidad Color café Humedad media Plasticidad alta Consistencia compacta
De -3.00m a -6.00m	Arena Limosa Color café Humedad baja Plasticidad alta Compacidad relativa de suelta a densa Presencia de fragmentos de roca

Fuente: (Lasdahr, 2017)

- **Nivel Freático**

Al momento de realizar el presente estudio no se encontró presencia de nivel freático. Este dato corresponde a un valor puntual que puede variar con el tiempo. El rango de esta variación está fuera del alcance del presente estudio.

- **Parámetros Mecánicos y Geotécnicos**

Los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio se utilizaron para realizar la clasificación de la matriz de suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según la norma ASTM D-2487. Se presentan las Tablas siguientes con los resultados de los ensayos.

Tabla 9

Resultados ensayo clasificación SUCS perforación SP01

Prof. (m)	Sucs	Humedad %	Finos %	L.L.	L.P.	I.P.
1 0.00-1.00	Sin muestra / Excavaciones con abre hoyos					
2 1.00-2.00	MH	38	67	63	44	18
3 2.00-3.00	MH	42	56	64	45	18
4 3.00-4.00	SM	25	34	63	46	17
5 4.00-5.00	MH	40	63	61	46	14
6 5.00-6.00	MH	40	60	62	44	18
Fin del Sondeo						

Fuente: (Lasdahr, 2017)

Tabla 10

Resultados ensayo clasificación SUCS perforación SP02

Prof. (m)	Sucs	Humedad %	Finos %	L.L.	L.P.	I.P.
1 0.00-1.00	Sin muestra / Excavaciones con abre hoyos					
2 1.00-2.00	MH	42	79	61	43	18
3 2.00-3.00	SM	32	39	64	45	19
4 3.00-4.00	MH	33	66	60	44	16
5 4.00-5.00	MH	43	71	60	45	16
6 5.00-6.00	MH	45	70	60	46	14
Fin del Sondeo						

Fuente: (Lasdahr, 2017)

Tabla 11
Resultados ensayo clasificación SUCS perforación SP03

Prof. (m)	Sucs	Humedad %	Finos %	L.L.	L.P.	I.P.
1 0.00-1.00	Sin muestra / Excavaciones con abre hoyos					
2 1.00-2.00	MH	57	66	64	45	19
3 2.00-3.00	MH	60	60	61	45	17
4 3.00-4.00	SM	33	19	57	43	14
5 4.00-5.00	SM	24	22	54	44	10
6 5.00-6.00	SM	28	23	53	43	10

Fin del Sondeo

Fuente: (Lasdaher, 2017)

- **Perfil de Suelo para Diseño Sismoresistente**

El perfil del suelo para el diseño sismo resistente, fue determinado en base al cálculo del valor de Resistencia al Corte no drenado (S_u), usando las ecuaciones de Terzagui y Peck (1948) y siguiendo las especificaciones del apéndice 10.5 del capítulo Peligro Sísmico de la (NEC, 2015).

Tabla 12
Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	V_s	N o N_{ch}	S_u
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa

Fuente: (NEC, 2015)

- **Capacidad de Carga**

Los valores de capacidad portante según la profundidad para zapatas de cimentación se presentan en las siguientes gráficas, las mismas que han sido desarrolladas en base a las ecuaciones de Bowles, que son un ajuste a las ecuaciones presentadas por Meyerhof (1956-1974).

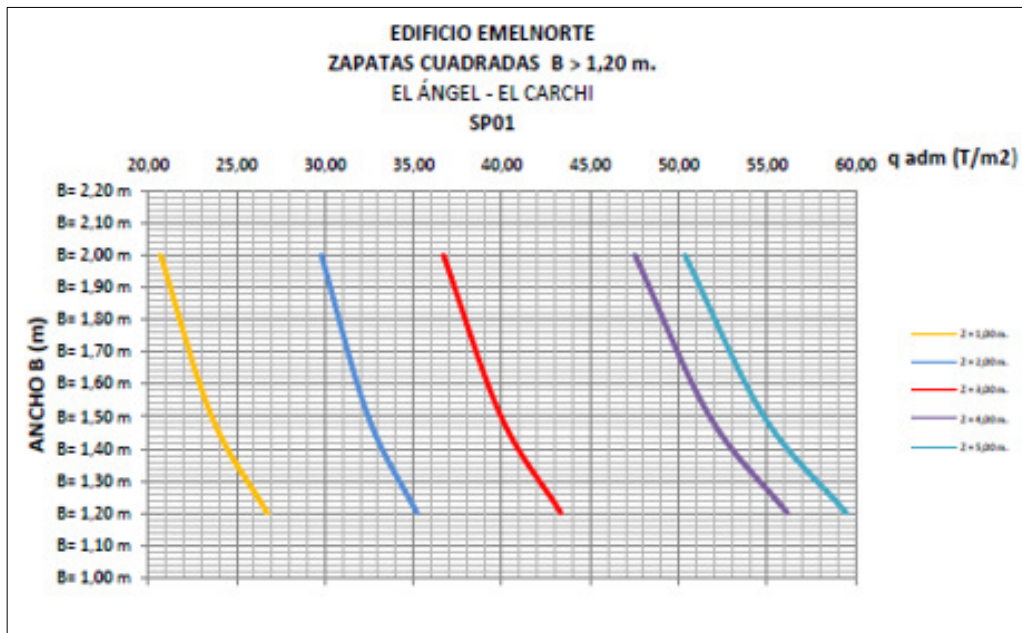


Figura 6. Capacidad de Carga SP01
 Fuente: (Lasdaher, 2017)

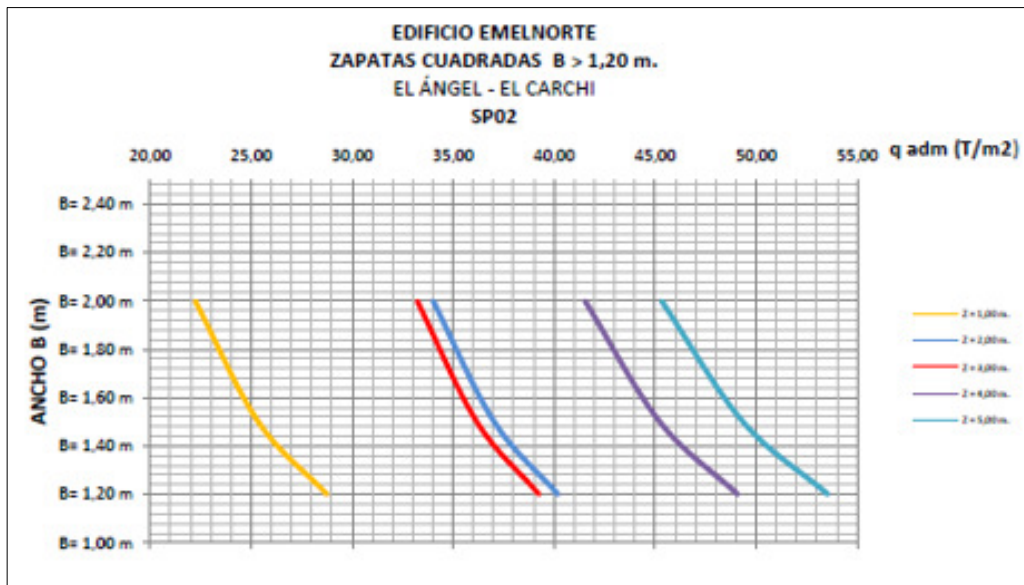


Figura 7. Capacidad de Carga SP02
 Fuente: (Lasdaher, 2017)

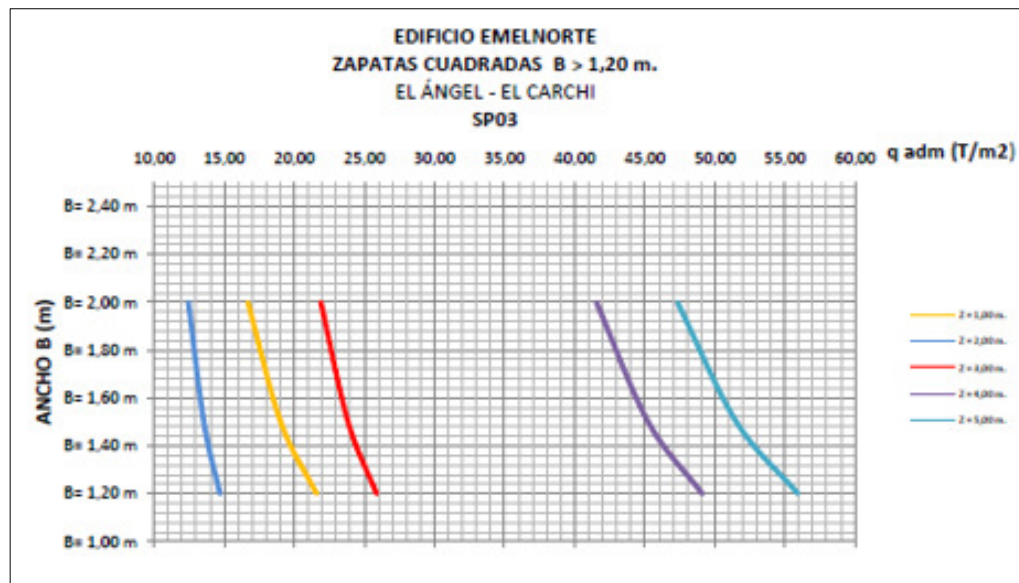


Figura 8. Capacidad de Carga SP03

Fuente: (Lasdaher, 2017)

2.3.2.4. Análisis

- a) Se encontró un estrato de limos arcillosos de baja compresibilidad (MH) de plasticidad alta, este a su vez se encuentra atravesado por un lente de arena limosa de plasticidad media y fragmentos de roca centimétricas que va de 1,00 m. a 3,00 m. de alto desde la parte trasera del predio hacia la avenida. Esta plasticidad se traduce en posibles asentamientos diferenciales debido al potencial expansivo y de compresión del suelo de cimentación, especialmente si este llegase a estar en contacto de humedad. Por ello, luego de realizadas las excavaciones para las cimentaciones, se debe colocar una cama de material granular no plástico con el fin de absorber las posibles deformaciones del suelo.
- b) Bajo estas circunstancias, considerando la consistencia y características de los estratos de suelo encontrados y buscando transmitir al suelo una presión uniforme en todos sus puntos, para evitar de esta manera posibles asentamientos diferenciales, se propone los siguientes criterios.

Tabla 13
Recomendaciones capacidad de carga plintos aislados

Eje	Suelo	"B" (m)	"DF" (m)	"H" (m)	M.R.	Q(T/m ²)	Q Df (T/m ²)	s(mm)
A-1	MH	1,5	1,5	1,5	0,0	19,52	37,03	20,76
A-2	MH	2,0	1,5	1,5	0,0	15,77	34,01	20,82
A-3	MH	1,5	1,5	1,5	0,0	22,71	37,03	24,16
A-4	MH	1,5	1,5	1,5	0,0	10,72	37,03	11,41
A-5	MH	1,5	1,5	1,5	0,0	8,35	37,03	8,88
A'-1	MH	1,5	1,5	1,5	0,0	6,33	37,03	6,74
A'-2	MH	1,5	1,5	1,5	0,0	9,22	37,03	9,80
B-1	MH	1,5	1,5	1,5	0,0	18,48	37,03	19,66
B-2	MH	2,0	1,5	1,5	0,0	15,58	34,01	20,56
B-3	MH	1,5	1,5	1,5	0,0	16,19	37,03	17,22
B-4	MH	1,5	1,5	1,5	0,0	10,4	37,03	11,07
B-5	MH	1,5	1,5	1,5	0,0	9,56	37,03	10,17
C-1	MH	2,0	2,5	2,5	0,0	9	21,90	18,44
C-2	MH	2,5	2,5	2,5	0,0	8,92	20,77	21,62
C-3	MH	2,0	2,5	2,5	0,0	9,96	21,90	20,42
C-4	MH	2,0	2,5	2,5	0,0	7,27	21,90	14,89
D-1	MH	2,0	2,5	2,5	0,0	9,45	21,90	19,38
D-2	MH	2,0	2,5	2,5	0,0	12,1	21,90	24,80
D-3	MH	2,0	2,5	2,5	0,0	11,3	21,90	23,16
D-4	MH	2,0	2,5	2,5	0,0	8,63	21,90	17,68
E-1	MH	1,5	2,5	2,5	0,0	14,47	23,84	23,91
E-2	MH	1,5	2,5	2,5	0,0	13,63	23,84	22,52
E-3	MH	1,5	2,5	2,5	0,0	9,57	23,84	15,81
E-4	MH	1,5	2,5	2,5	0,0	8,01	23,84	13,23
E'-1	MH	1,5	1,5	1,5	0,0	6,12	13,55	17,78
E'-2	MH	1,5	1,5	1,5	0,0	6,32	13,55	18,38

Fuente: (Lasdaher, 2017)

CAPÍTULO III

CONSIDERACIONES INICIALES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1. HORMIGÓN ARMADO

El hormigón armado se caracteriza por la perfecta colaboración del hormigón y el acero para soportar toda clase de esfuerzos, aprovecha la gran resistencia a la compresión del hormigón y la capacidad de resistir solicitaciones de tracción del acero, integrándolos en un nuevo material compuesto. El empleo del hormigón armado resulta económico y casi siempre competitivo con el de acero en perfiles ofreciendo sobre éstos la ventaja de su mayor continuidad (Zúñiga, 2016).

El hormigón es un material apto para resistir fuerzas de compresión, pero tiene una limitada resistencia a la tracción (10% de la resistencia a compresión), mientras que el acero es un material que se comporta eficientemente resistiendo a las solicitaciones de tracción, pues alcanza toda su capacidad. El acero también puede llegar al 100% de su resistencia ante solicitaciones de compresión siempre que los elementos tengan dimensiones transversales importantes, lo que los vuelve costosos para nuestro medio (Zúñiga, 2016).

La distribución de esfuerzos entre el hormigón y el acero en relación a sus respectivos módulos de elasticidad, es perfecta debida a la gran adherencia entre los dos materiales, que permite la transmisión neutra de esfuerzos por la acción de otro de deslizamiento entre las dos superficies contiguas, estando basada en esta propiedad la posibilidad de su cálculo. Por otra parte, la adherencia es tan sólida que tampoco se altera con las vibraciones normales a que pueda estar sometida la pieza de hormigón (Redondo, 1966).

A continuación en la Tabla 14 se presenta la Clasificación de Edificios de Hormigón Armado de acuerdo a la NEC-15.

Tabla 14
Clasificación edificios de hormigón armado

Sistema estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle).	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Fuente: (NEC, 2015)

3.1.1. Ventajas

Crespo en 1987 menciona las siguientes ventajas acerca del hormigón armado:

- Tiene una alta plasticidad lo que permite una gran adaptación mediante la utilización de encofrados para la fundición. De esta forma se puede satisfacer con mayor facilidad las exigencias arquitectónicas.
- Posee una vida útil considerablemente larga.
- Provee seguridad contra incendios, pues es un material resistente al fuego, y es un mal conductor del calor, gracias a esta cualidad protege la armadura contenida en los elementos estructurales.
- En el hormigón armado se tiene capacidad para resistir varios tipos de esfuerzos como son: compresión, flexión, corte y tracción.
- No necesita mayor mantenimiento para su conservación, gracias a que la armadura de refuerzo está cubierta por el concreto.

3.1.2. Desventajas

En relación a las desventajas del hormigón armado, Crespo en 1987 menciona lo siguiente:

- Tiene un peso muy alto (2400 Kg/cm²) lo cual hace que la construcción tenga una carga muerta elevada, dificultando las luces y volados de gran longitud, ya que los elementos tendrán que tener grandes dimensiones.
- El tiempo que tarda en llegar a su resistencia útil es de 28 días por lo que será un limitante de tiempo en el avance del proyecto.
- Su control de calidad es complejo.
- Tiene un procedimiento complejo y laborioso (encofrado, fundición, curado y desencofrado).

3.2. ANÁLISIS SISMORESISTENTE

Debido a que el Ecuador es un país con alto riesgo sísmico, es importante realizar el respectivo análisis sismoresistente con el objetivo de prevenir daños en elementos estructurales y no estructurales ante sismos pequeños y frecuentes que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura. El NEC-15 propone realizar un análisis estático y dinámico dependiendo la complejidad e importancia de la estructura a diseñarse (Vega, 2015).

El diseño de la agencia presenta un grado de importancia alto, debido a la función a la que está destinado, motivo por el cual se realiza un análisis estático y dinámico de la estructura.

3.2.1. Análisis Estático

El cortante basal de diseño a nivel cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determina con la siguiente expresión, misma que se presenta en el capítulo Peligro Sísmico en la sección 6.3.2 de la (NEC, 2015).

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e} * W_R$$

Donde:

- I* Coeficiente de importancia.
- S_a* Espectro de diseño en aceleración.
- R* Factor de reducción de resistencia sísmica.
- ϕ_p, ϕ_e* Coeficiente de configuración en planta y elevación.
- W_R* Carga sísmica reactiva.
- T_a* Periodo de vibración de la estructura.

3.2.1.1. Coeficiente de Zona Sísmica (Z)

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z (NEC, 2015).

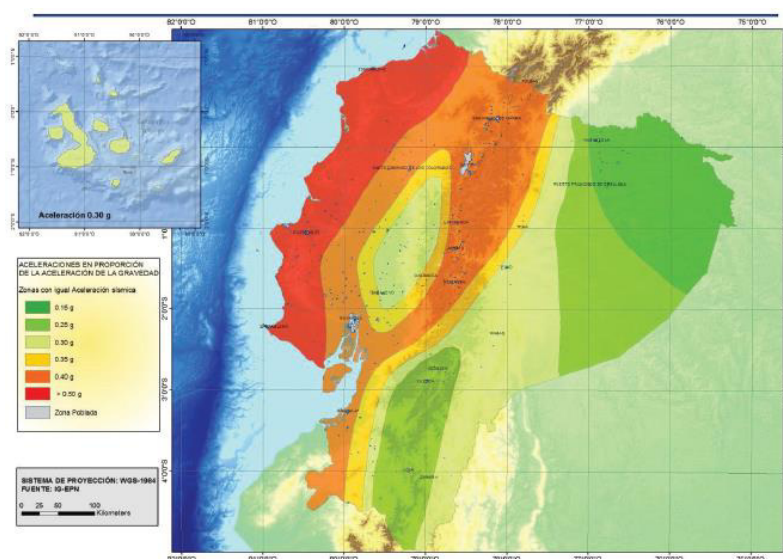


Figura 9. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño
Fuente: (NEC, 2015)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI (NEC, 2015).

Tabla 15

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC, 2015)

3.2.1.2. Aceleración Espectral (S_a)

La aceleración espectral se encuentra en función del rango del período de vibración de la estructura y se lo calcula mediante las siguientes expresiones, mismas que se presentan en el capítulo Peligro Sísmico (NEC, 2015).

$$S_a = n * Z * F_a * (1 + (n - 1)T) \text{ para } T \leq T_o$$

$$S_a = n * Z * F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_o$$

$$S_a = n * Z * F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } 0 \leq T \leq T_o$$

Donde:

$$n = 2.48 \quad \text{Provincias de la Sierra.}$$

$$r = 1.0 \quad \text{Factor que depende del tipo de suelo (Tipo C).}$$

Las ecuaciones que se utilizan para calcular los períodos de vibración son las siguientes:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

3.2.1.3. Factores de Sitio

Los valores correspondientes a F_a , F_d , F_s son denominados factores de sitio y están en función del tipo de suelo. Para la selección de estos factores se deben tomar en consideración las siguientes tablas:

Tabla 16
Tipo de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: (NEC, 2015)

Tabla 17
Tipo de suelo y factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (NEC, 2015)

Tabla 18
Tipo de suelo y factores de sitio F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (NEC, 2015)

3.2.1.4. Factor de Importancia

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (NEC, 2015).

Tabla 19
Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: (NEC, 2015)

3.2.1.5. Factor de reducción de resistencia

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas ($R=8$).

3.2.1.6. Coeficientes de configuración estructural

En caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural ϕ_p, ϕ_e que penalizan al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo. Estos coeficientes incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas (NEC, 2015).

En la Tabla 20 se presentan los parámetros que gobiernan el Diseño Sismoresistente para el edificio de la agencia de EMELNORTE ubicado en El Ángel.

Tabla 20
Parámetros de diseño sismoresistente NEC-15

Datos	Descripción	Valor
Z	Factor de zona sísmica	0.40
n	Razón entre S_a y el PGA	2.48
Fa	Coeficiente de amplificación	1.20
CONTINÚA →		
Fd	Amplificación de las ordenadas	1.11
Fs	Comportamiento no lineal de los suelos	1.11
I	Factor de importancia	1.30
R	Factor de reducción de la resistencia	8.00
ϕ_p	Coeficiente de regularidad en planta	0.90
ϕ_e	Coeficiente de regularidad en elevación	1.00

3.2.2. Análisis Dinámico

Se lo realiza por medio del análisis modal espectral, en la cual utiliza la máxima respuesta de todos los modos de vibración que contribuyen al comportamiento de la estructura ante un evento sísmico (Vega, 2015).

3.2.2.1. Espectro Elástico

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad para el nivel del sismo de diseño, se presenta en la Figura 10. Dicho espectro, que obedece a una fracción de

amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos (NEC, 2015).

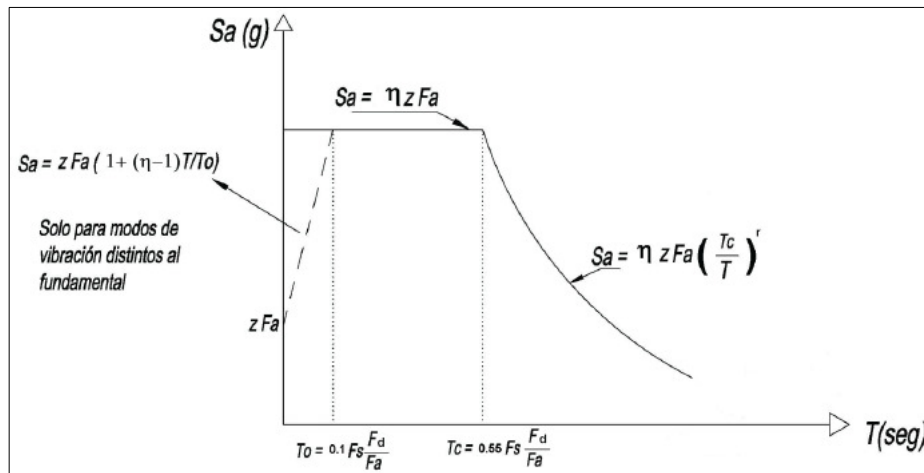


Figura 10. Espectro elástico de aceleraciones

Fuente: (NEC, 2015)

A continuación se presenta el espectro elástico de aceleraciones para la parroquia El Ángel, cantón Espejo, provincia del Carchi en donde se realiza el proyecto.

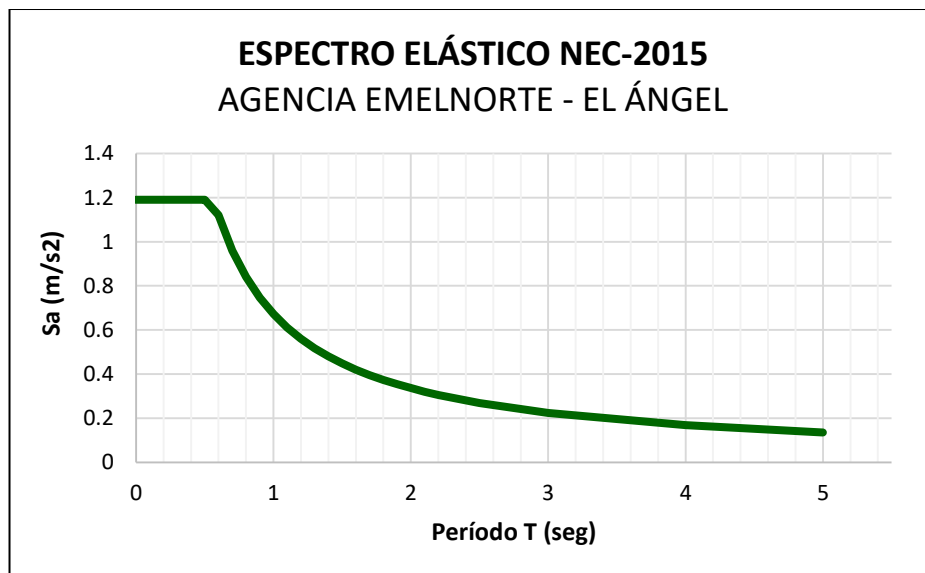


Figura 11. Espectro elástico de aceleraciones (El Ángel)

3.2.2.2. Espectro Inelástico

El NEC-15 obtiene el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico calculado anteriormente para el factor $R * \phi_p * \phi_e$. En la Figura 12 se muestra el espectro inelástico de aceleraciones.

$$S_a = \frac{n * Z * F_a}{R * \phi_p * \phi_e} \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \frac{n * Z * F_a}{R * \phi_p * \phi_e} \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

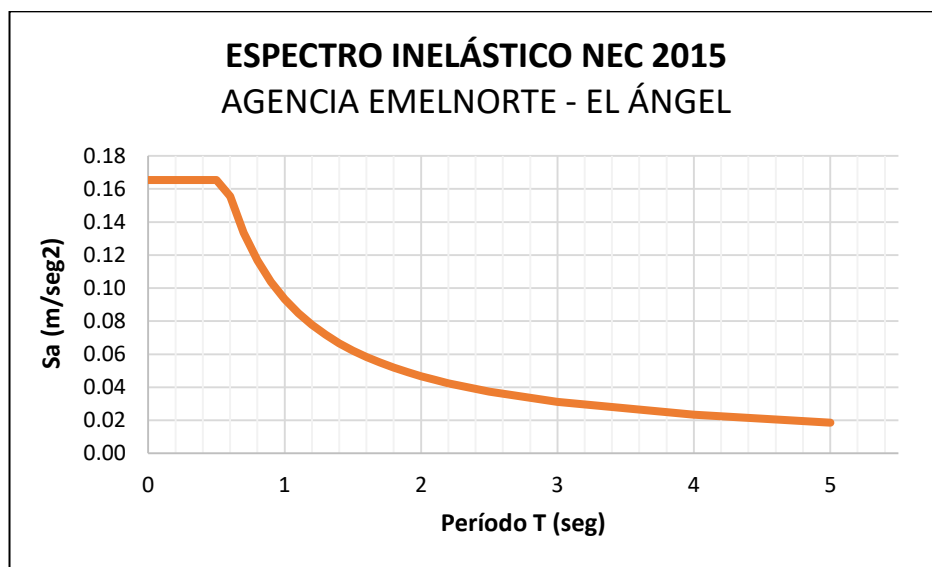


Figura 12. Espectro inelástico de aceleraciones (El Ángel)

En la Figura 13 se muestra la relación que existe entre el espectro elástico e inelástico de aceleraciones para El Ángel provincia del Carchi.

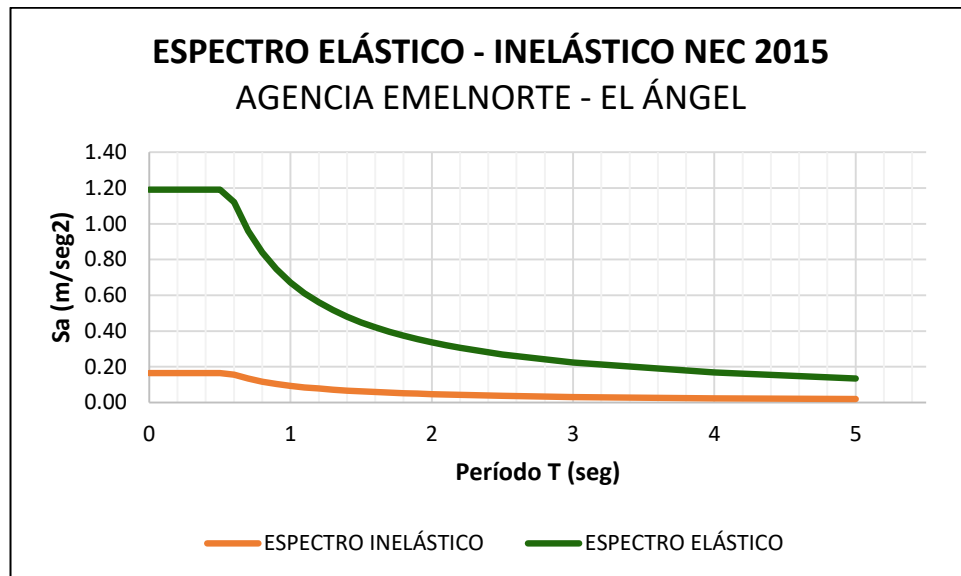


Figura 13. Espectro elástico e inelástico de aceleraciones (El Ángel)

3.3. ANÁLISIS DE CARGAS

3.3.1. Carga Muerta

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura (NEC, 2015).

3.3.2. Carga Viva

La carga viva, también llamada sobrecargas de uso, que se utilizara en el cálculo depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras (NEC, 2015).

3.3.3. Predimensionamiento de Losas

3.3.3.1. Losa Entrepiso (Bidireccional Alivianada)

Para obtener el espesor de losa lo hacemos mediante la ecuación proporcionada por el ACI 318S-14 para losas macizas.

$$h_{min} = \frac{\ln(800 + 0.0712 * f_y)}{36000}$$

$$h_n = 4.0m - 0.25m = 3.75m$$

$$h_{min} = \frac{3.75m(800 + 0.0712 * 4200)}{36000}$$

$$h_{min} = 0.114 \text{ m} = 11.44 \text{ cm}$$

Donde:

h_{min} Altura mínima de losa.

l_n Luz libre en la dirección larga, medida de cara a cara de las vigas.

f_y Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm².

La fórmula descrita anteriormente nos indica la altura mínima para losa maciza, por lo que es necesario definir la altura equivalente de losa alivianada. En la Tabla 21 se presentan los valores correspondientes.

Tabla 21
Altura Losa Equivalente

Losa Maciza	Losa Alivianada
≤ 14.5 cm	20 cm
14.6 – 18.06	25 cm
18.07 – 21.54	30 cm

Por lo tanto los valores tomados para la altura de losa alivianada y su equivalente maciza se presentan a continuación:

Tabla 22
Resumen de sección de Losa

LOSA	
Bidireccional Alivianada	20.0 cm
Losa Maciza Equivalente	11.44 cm

- **Análisis de Cargas / m²**

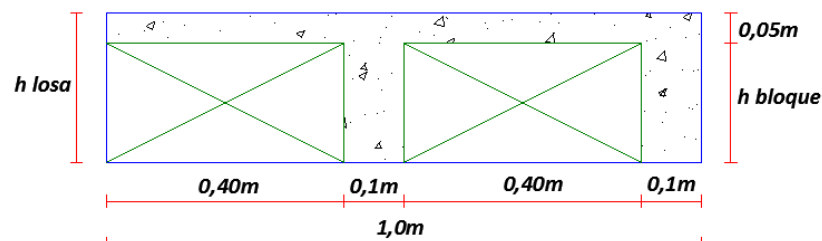


Figura 14. Esquema en elevación

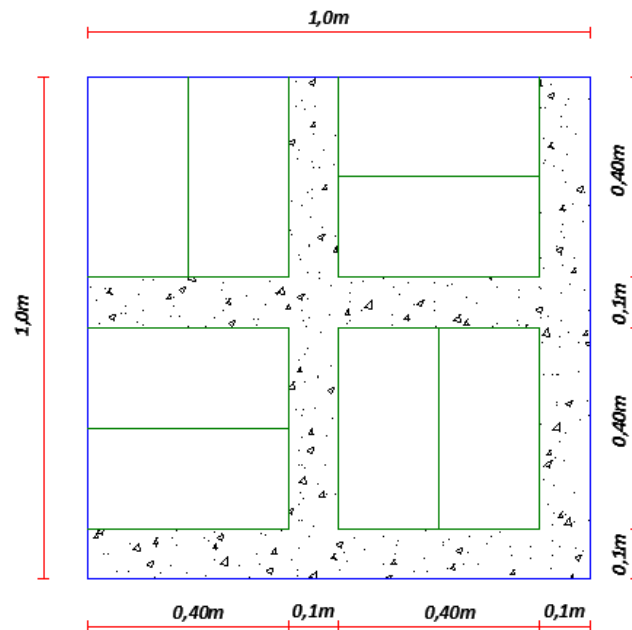


Figura 15. Esquema en planta

- **Peso propio losa (h=0.20cm)**

$$\text{Nervios: } 2[(1.0m * 0.1m * 0.15m) + (0.8m * 0.1m * 0.15m)] * 2400 \frac{kg}{m^3} = 130.0 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Carpeta de Compresión: } 1.00m * 1.00m * 0.05m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 120.0 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Alivianamientos: } 8 * (0.15m * 0.20m * 0.40m) * 1000 \frac{kg}{m^3} = 96.0 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Peso Propio Losa} = 346.0 \frac{kg}{m^2}$$

Tabla 23

Resumen del cálculo de carga de servicio

Carga Muerta		
Peso Propio de la Losa	346.0	kg/m ²
Peso Propio de Vigas (20% P.P. Losa)	70.0	kg/m ²
Peso Propio de Columnas	100.0	kg/m ²
Mampostería	150.0	kg/m ²
Acabados	120.0	kg/m ²
Cielo Raso	25.0	kg/m ²
Instalaciones (Eléctricas, Sanitarias)	25.0	kg/m ²
Conexiones	5.0	kg/m ²
Carga Viva		
Oficinas	250.0	kg/m ²
Carga de Servicio		
Carga de Servicio (Qt)	1091.0	kg/m ²

3.3.3.2. Losa Tapagrada (Maciza)

Para obtener el espesor de losa lo hacemos mediante la ecuación proporcionada por el ACI 318S-14 para losas macizas.

$$h_{min} = \frac{\ln(800 + 0.0712 * f_y)}{36000}$$

$$ln = 4.0m - 0.25m = 3.75m$$

$$h_{min} = \frac{3.75m(800 + 0.0712 * 4200)}{36000}$$

$$h_{min} = 0.114 m = 11.44 cm$$

Por tanto la altura de losa maciza que se utiliza es de 15 cm.

Tabla 24

Resumen de cálculo de carga de servicio

Carga Muerta		
Peso Propio de la Losa	288.0	kg/m ²
Peso Propio de Vigas (20% P.P. Losa)	58.0	kg/m ²
Acabados	120.0	kg/m ²
Carga Viva		
Cubierta	70.0	kg/m ²
Carga de Servicio		
Carga de Servicio (Qt)	536.0	kg/m ²

3.3.4. Predimensionamiento de Vigas

El prediseño de vigas se lo hace mediante la carga de servicio, cuyo valor se muestra en la Tabla 25.

Tabla 25

Resumen de cargas

Resumen de Cargas		
Carga Muerta	841.0	kg/cm ²
Carga Viva	250.0	kg/cm ²
Carga de Servicio	1091.0	kg/cm ²

Posteriormente las cargas se distribuyen de la siguiente manera, trapezoidales y triangulares se transforman en cargas lineales uniformemente distribuidas mediante el uso de las siguientes fórmulas:

De cargas triangulares a rectangulares:

$$W = \frac{q * s}{3}$$

De cargas triangulares a rectangulares:

$$W = \frac{q * s}{3} \left(\frac{3 - m^2}{2} \right); m = \frac{s}{l}$$

Donde:

- W Carga rectangular equivalente.
- q Carga por m².
- s Luz corta del panel.
- l Luz larga del panel.
- m Relación entre luz larga y luz corta del panel.

Una vez que se obtienen las cargas que soporta cada viga, se procede a calcular los momentos flectores, que para efecto de prediseño se pueden usar los coeficientes establecidos en el código ACI 318S-14, los coeficientes se presentan a continuación en la Figura 16 para vigas con distinto número de vanos.

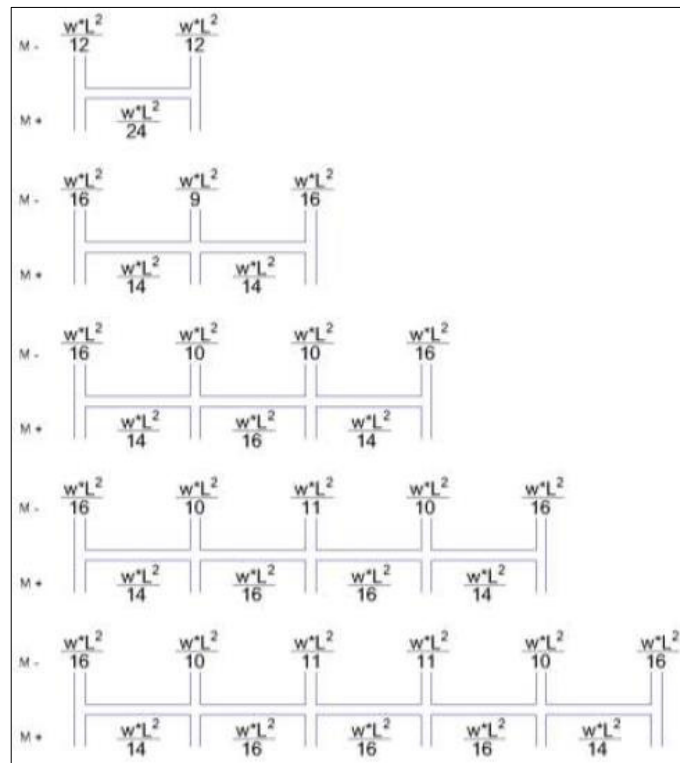


Figura 16. Momentos flectores para número de vanos diferente

Fuente: (ACI 318, 2014)

Donde:

W Carga total por unidad de longitud.

L Luz libre entre cara y cara de los apoyos para el momento positivo y el promedio de las luces adyacentes para el momento negativo.

De los momentos flectores calculados, se elige el mayor de cada viga que corresponde el momento máximo "M máx", el cual se utiliza para el cálculo del peralte efectivo "d".

$$M_R = Ru * b * d^2$$

$$Mu = 1.5 * Mmáx$$

$$M_R = \frac{Mu}{\phi}; \phi = 0.9$$

Al reemplazar y despejar tenemos:

$$d = \sqrt{\frac{1.3 * M_R}{Ru * b}}$$

Donde:

M_r	Momento máximo resistente.
R_u	Factor de resistencia a flexión.
B	Base de la viga.
D	Peralte efectivo.
M_u	Momento último.

El valor de R_u depende de la resistencia del hormigón f'_c , en la siguiente tabla se presentan los valores de R_u para distintos valores de f'_c .

Tabla 26
Valores de R_u

f'_c (kg/cm ²)	R_u (kg/cm ²)
210	39.72
240	45.39
280	52.96
300	56.74
350	66.19

Fuente: (ACI 318, 2014)

Para este caso tomamos el valor correspondiente a $f'_c=210$ kg/cm², de esta manera tenemos $R_u=39.72$ kg/cm². Al reemplazar los valores obtenemos el valor del peralte efectivo "d", valor al que sumado el valor de recubrimiento de 4 cm se obtiene el valor de "h". Para facilitar el cálculo se genera una tabla Excel que se presenta a continuación:

Tabla 27
Dimensionamiento de Vigas

Eje de Viga	M Máx (T-m)	M_u (kg.cm)	M_r (kg.cm)	b (cm)	d (cm)	rec (cm)	Sección Asumida b h	
A	5.04	756000	840000.00	30	30.28	4.0	30	50
B	2.33	349500	388333.33	25	22.55	4.0	30	50
C	2.27	340500	378333.33	25	22.26	4.0	30	50
D	3.37	505500	561666.67	25	27.12	4.0	30	50
E	2.90	435000	483333.33	25	25.16	4.0	30	50
1	1.84	276000	306666.67	25	20.04	4.0	30	50
2	3.74	561000	623333.33	25	28.57	4.0	30	50
3	4.84	726000	806666.67	30	29.67	4.0	30	50
4	3.68	552000	613333.33	25	28.34	4.0	30	50
5	1.77	265500	295000.00	25	19.66	4.0	30	50

3.3.5. Predimensionamiento de Columnas

El predimensionamiento de columnas se lo realiza mediante el área cooperante, dicha área se utiliza para determinar la carga axial que actúa en cada columna, que luego nos permite pre dimensionar los elementos.

El primer paso es determinar la carga vertical por m² actuante en cada piso, en este proceso se incluye el peso de las columnas. La carga total se multiplica por el número de pisos, de esta manera se obtiene el valor de "P".

La resistencia última nominal de una columna de hormigón armado con cargas axiales se puede calcular de la siguiente manera:

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

En la ecuación anterior se deben introducir factores de reducción según lo que establece el ACI 318-11, el cual presenta un valor de $\phi=0.65$ para columnas con estribos, además se debe tomar en cuenta excentricidades de cargas no tratadas, se establece un factor de 0.8 para estribos, el porcentaje de refuerzo no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.03, con esto obtenemos la siguiente expresión:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{máx}$$

$$0.01 \leq \rho \leq 0.03$$

Con estos rangos de armado tenemos:

$$P_u = \phi * 0.80 * P_o$$

$$P_{n \text{ máx}} = P_u = \phi * 0.80 [0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y]$$

Se asume que solo el hormigón absorbe las cargas:

$$P_u = \phi * 0.80 * [0.85 * f'c * (A_g - 0) + 0 * f_y]$$

$$P_u = 0.65 * 0.80 * [0.85 * f'c * A_g]$$

$$P_u = 0.44 * f'c * A_g$$

$$P_u = 1.2 P_D + 1.6 P_L = 1.3 P$$

$P_u = 1.3 * 1.3 * P \longrightarrow$ Mayoración por efecto sísmico.

Reemplazando:

$$A_g = \frac{1.3 * 1.3 * P}{0.44 * 210 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$A_g = 18 P$$

Donde:

A_g Área de la columna en cm^2 .

P Carga en toneladas.

Tabla 28
Dimensionamiento de columnas

Eje	Área	Área	P (T)	Ag=18P	Dim.		Dim.	
	Coop (m ²)	Total (T/m ²)			Calculada b (cm)	h (cm)	Adoptada b (cm)	h (cm)
A-1	6.23	3.81	23.74	427.25	20.67	20.67	35.0	35.0
A-2	14.53	3.81	55.36	996.47	31.57	31.57	35.0	35.0
A-3	11.30	3.27	36.98	665.73	25.80	25.80	35.0	35.0
A-4	6.00	2.18	13.09	235.66	15.35	15.35	35.0	35.0
A-5	3.00	2.18	6.55	117.83	10.85	10.85	35.0	35.0
B-1	6.00	3.81	22.86	411.48	20.28	20.28	35.0	35.0
B-2	12.70	3.81	48.39	870.97	29.51	29.51	35.0	35.0
B-3	10.00	3.27	32.73	589.14	24.27	24.27	35.0	35.0
B-4	9.00	3.27	29.46	530.23	23.03	23.03	35.0	35.0
B-5	3.00	2.18	6.55	117.83	10.85	10.85	35.0	35.0
C-1	6.00	3.81	22.86	411.48	20.28	20.28	35.0	35.0
C-2	12.70	3.81	48.39	870.97	29.51	29.51	35.0	35.0
C-3	10.00	3.27	32.73	589.14	24.27	24.27	35.0	35.0
C-4	6.00	3.27	19.64	353.48	18.80	18.80	35.0	35.0
D-1	5.625	3.27	18.39	331.09	18.20	18.20	35.0	35.0
D-2	13.13	3.27	42.92	772.54	27.79	27.79	35.0	35.0
D-3	13.13	3.27	42.92	772.54	27.79	27.79	35.0	35.0
D-4	5.63	3.27	18.39	331.09	18.20	18.20	35.0	35.0
E-1	5.85	3.27	19.13	344.33	18.56	18.56	35.0	35.0
E-2	9.35	3.27	30.57	550.34	23.46	23.46	35.0	35.0
E-3	6.13	3.27	20.03	360.52	18.99	18.99	35.0	35.0
E-4	2.63	2.18	5.72	103.01	10.15	10.15	35.0	35.0

CAPÍTULO IV

MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE SOFTWARE ETABS 2016-16.0.3.

4.1. INTRODUCCIÓN

Mediante la generación del modelo estructural se pretende mostrar de manera más real las propiedades y características de los materiales, dimensiones de elementos, tipología estructural, así como las cargas actuantes sobre la estructura. El modelamiento de la estructura se hizo considerando un piso adicional como prevención a posibles ampliaciones.

4.2. DEFINICIÓN DE MATERIALES

Se modela la estructura de hormigón armado, con las siguientes propiedades previamente definidas:

$$f'c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Resistencia a la compresión del concreto.}$$

$$fy = 4200 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Esfuerzo de fluencia para el acero}$$

4.2.1. Hormigón

Se definen las propiedades del hormigón en el menú Define – Material Properties – Add New Material. Se debe especificar el peso específico, módulo de elasticidad tomando en cuenta las unidades.

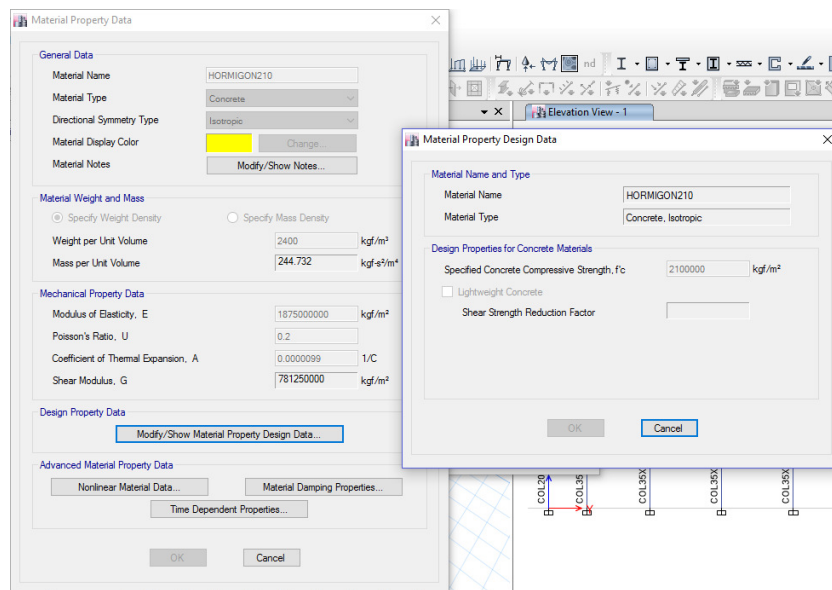


Figura 17. Definición propiedades del hormigón
Fuente: (ETABS, 2016)

4.2.2. Acero

Se definen las propiedades del acero en el menú Define – Material Properties – Add New Material. Se debe especificar el material como Rebar, además se debe definir peso específico, módulo de elasticidad tomando en cuenta las unidades.

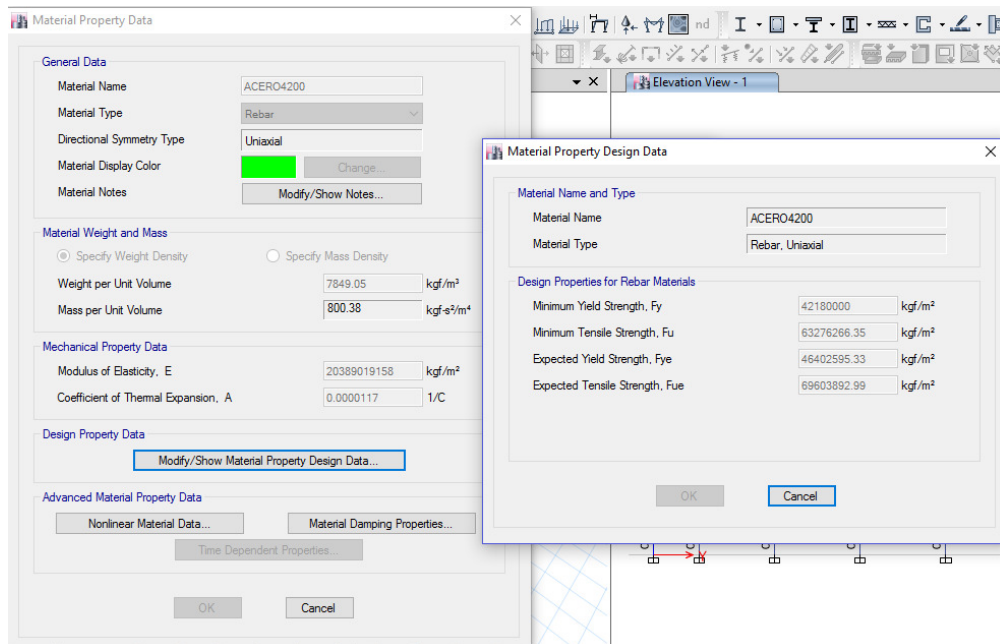


Figura 18. Definición propiedades del acero
Fuente: (ETABS, 2016)

4.3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para el cálculo de la rigidez y las derivas máximas se deben utilizar los valores de inercias agrietadas en los elementos estructurales (Castellano, 2015).

- $0.5 l_g$ para vigas (se considera la contribución de losas, cuando fuere aplicable).
- $0.8 l_g$ para columnas.
- $0.6 l_g$ para muros estructurales (NEC, Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015).

Se definen las propiedades de los elementos en el menú Define – Section Properties – Frame Sections.

4.3.1. Modelación de Columnas

Se define los valores de las columnas como elementos Frame las cuales se calcularon previamente en el pre dimensionamiento, tomar en cuenta asignar el material adecuado, en caso de no cumplir con derivas normativas, incrementar secciones.

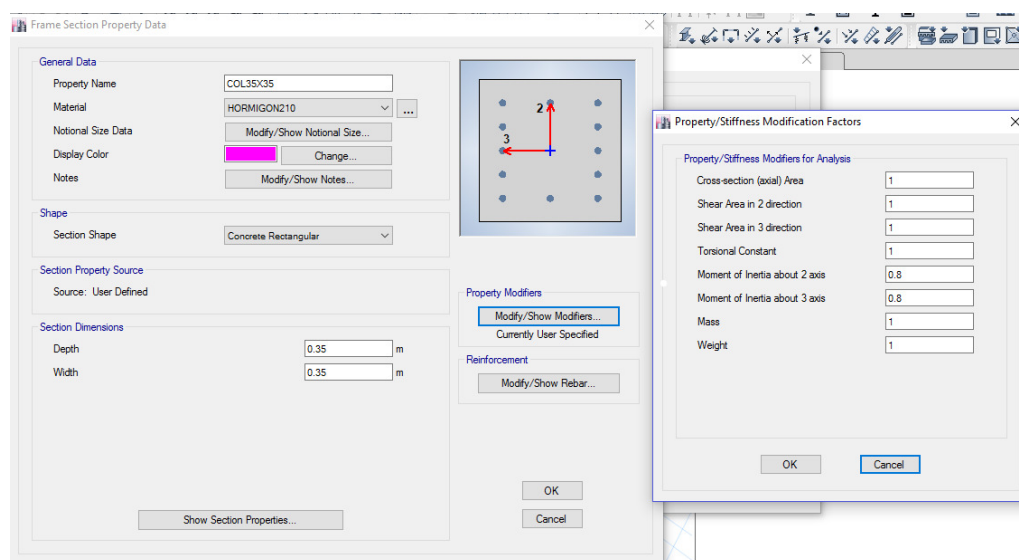


Figura 19. Definición de secciones y propiedades de columnas

Fuente: (ETABS, 2016)

4.3.2. Modelación de Vigas

Se modelan las vigas como elementos Frame, se deben colocar las dimensiones calculadas previamente en el Predimensionamiento, en caso de

no cumplir con derivas normativas, incrementar secciones con el parámetro de ancho de viga igual a 0.75 ancho de columna.

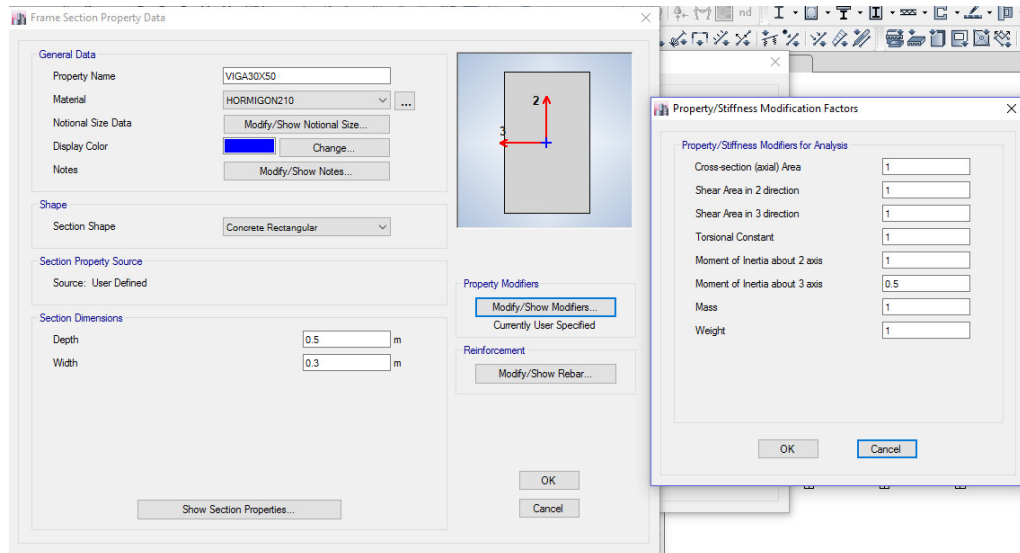


Figura 20. Definición de secciones y propiedades de vigas
Fuente: (ETABS, 2016)

4.3.3. Modelación de Losas

Se definen dos tipos de losas, alivianada en dos direcciones se utiliza para losas de entrepiso y maciza se utiliza para losa de tapagrada. Se definen la geometría específica y propiedades de losas en el menú Define – Section Properties – Slab Sections. Se debe modelar como tipo Shell-Thin e ingresar el valor equivalente para losas macizas, los mismos que se calcularon previamente en el Capítulo 3 de este trabajo.

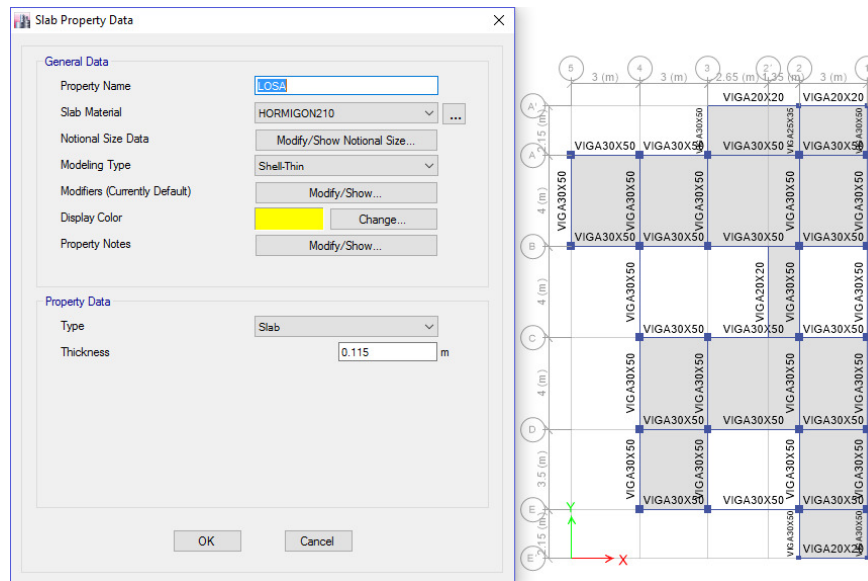


Figura 21. Definición geometría específica losa alivianada de entrepiso
Fuente: (ETABS, 2016)

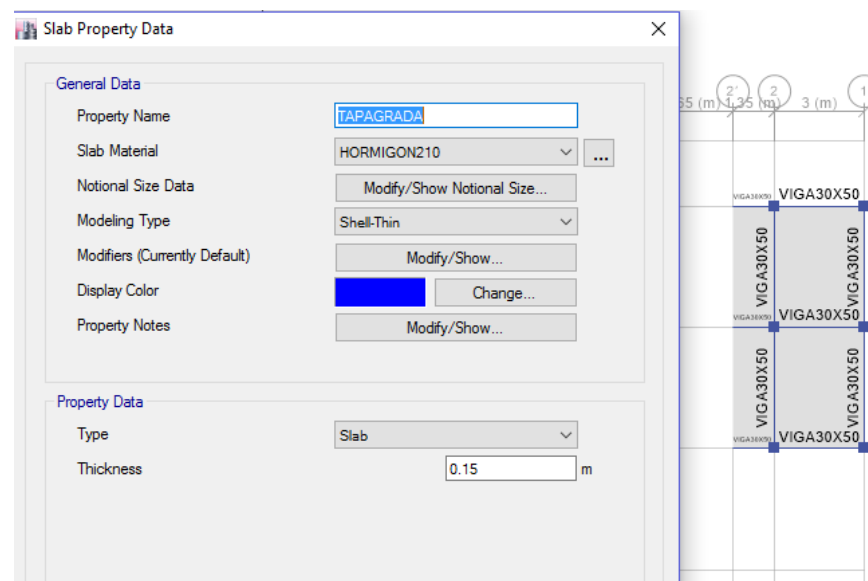


Figura 22. Definición de geometría específica losa maciza de tapagrada
Fuente: (ETABS, 2016)

A continuación se presentan la vista en planta de y en 3D del modelamiento estructural del edificio de la Agencia El Ángel.

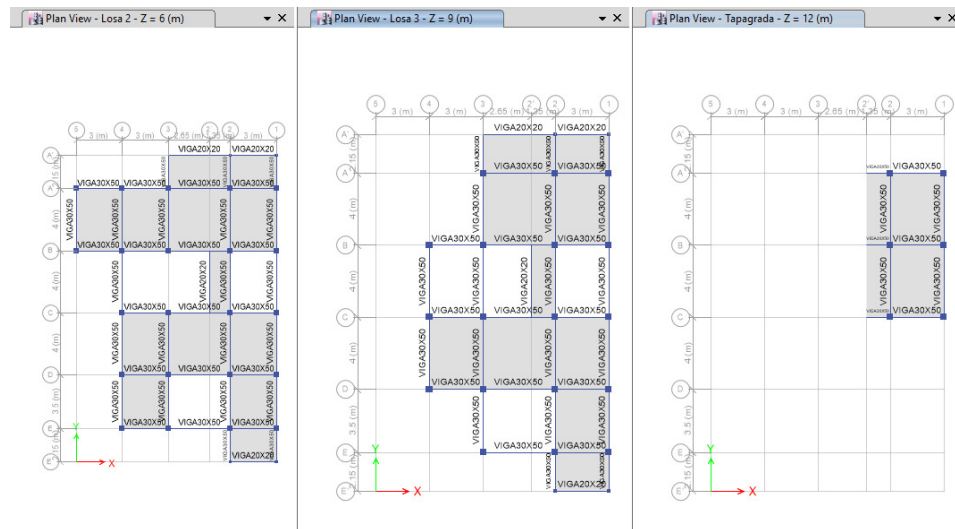


Figura 23. Vista en planta Agencia El Ángel
Fuente: (ETABS, 2016)

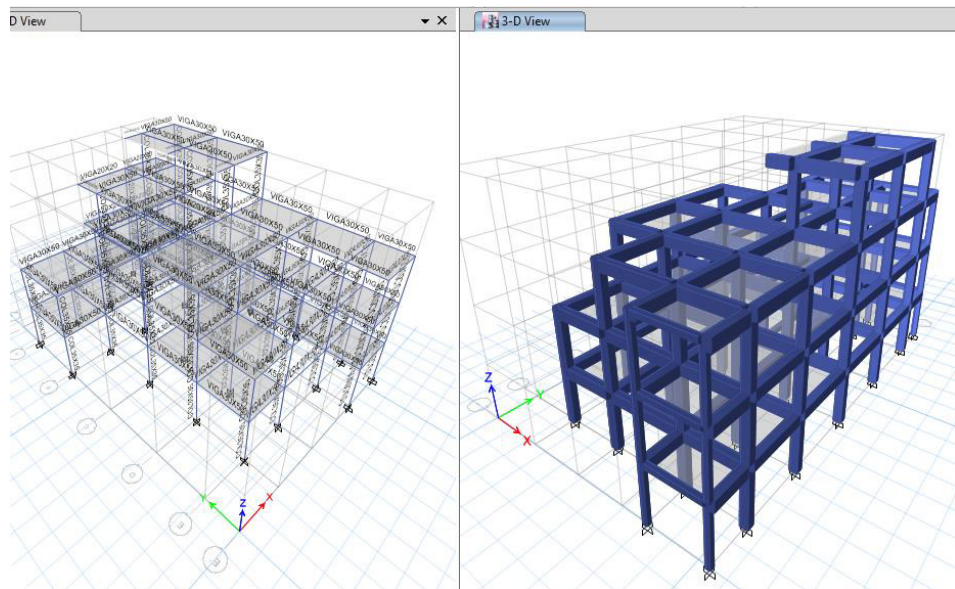


Figura 24. Modelamiento 3D Agencia El Ángel
Fuente: (ETABS, 2016)

4.4. DEFINICIÓN DE CARGAS

La definición de los estados de carga básicos se lo realiza ingresando en el menú Define – Load Patterns. El peso propio de la estructura el programa lo calcula automáticamente, el usuario debe ingresar la carga viva y sobrecargas que soporten las losas.

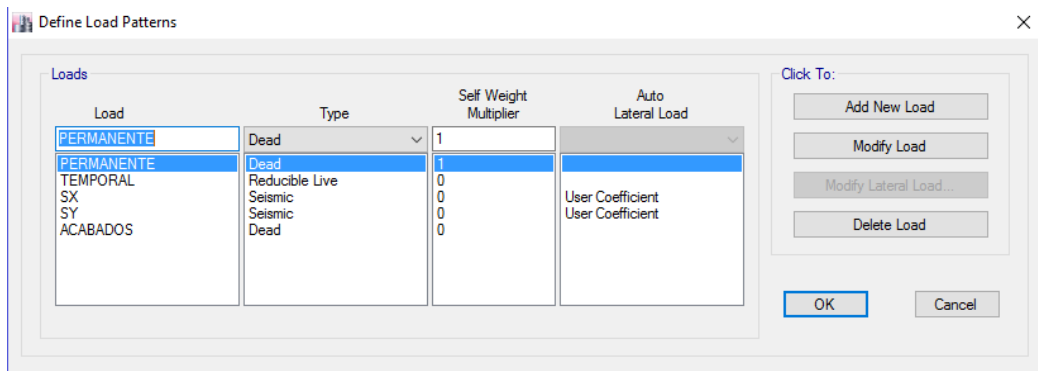


Figura 25. Definición estados de carga básicos

Fuente: (ETABS, 2016)

La definición de las cargas sísmicas se lo realiza en el campo Auto Lateral Load escogiendo User Coefficient. En el campo Modify Lateral Load que se activa en ese momento, se modifican las cargas correspondientes tanto para el Sismo X como para el Sismo Y, como se muestra a continuación:

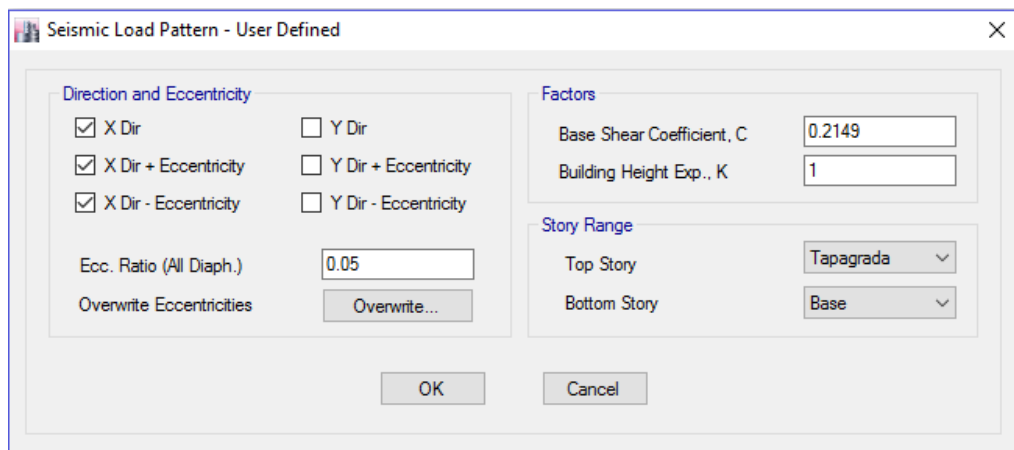


Figura 26. Definición cargas sísmicas Sentido X

Fuente: (ETABS, 2016)

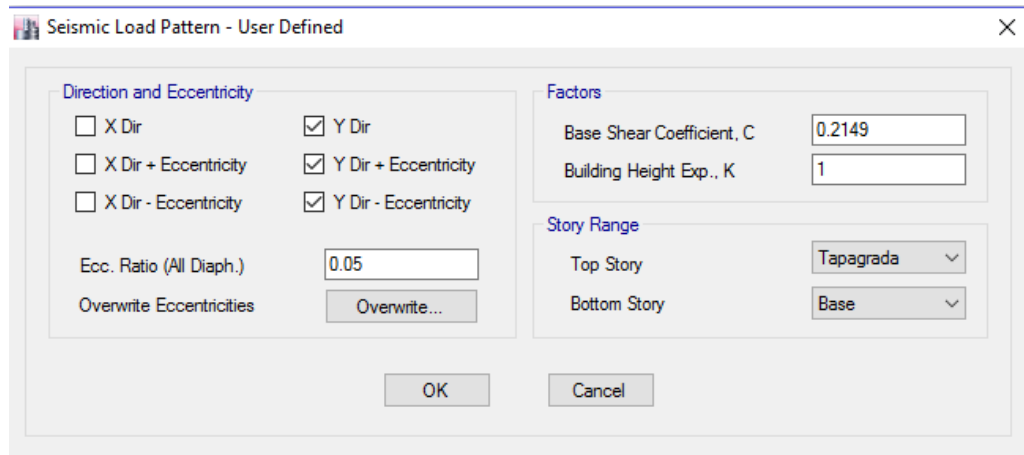


Figura 27. Definición cargas sísmicas Sentido Y

Fuente: (ETABS, 2016)

4.4.1. Asignación de Cargas

Para realizar este proceso, se debe seleccionar cada una de las losas en las que se desea aplicar las cargas. Una vez seleccionados los elementos nos dirigimos al menú Assign – Shell Loads – Uniform y se procede a escoger el tipo de carga en la pestaña Load Pattern Name. En este momento podemos elegir entre las cargas ya definidas en el punto anterior, colocar su valor, dirección además de reemplazar o modificar las cargas existentes. No debemos olvidar que el peso propio de la estructura el programa lo calcula automáticamente.

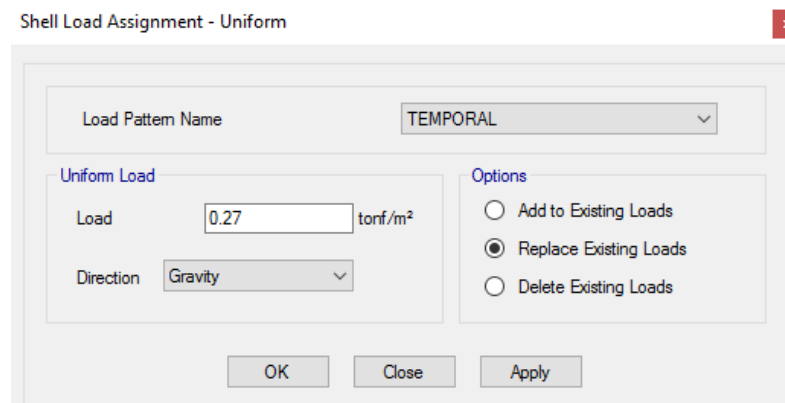


Figura 28. Asignación de cargas

Fuente: (ETABS, 2016)

4.5. ESPECTRO DE ACELERACIONES

Para la generación del espectro de aceleraciones nos dirigimos al menú Define – Functions – Response Spectrum. En la ventana que se nos despliega

debemos añadir una nueva función con el tipo Ecuador Norma NEC-SE-DS 2015, como se muestra a continuación.

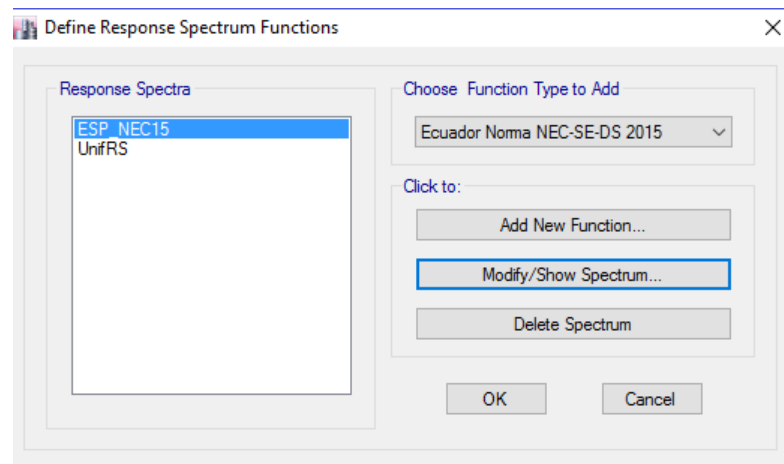


Figura 29. Tipo de Función NEC-15
Fuente: (ETABS, 2016)

A continuación damos click en la pestaña Add New Function, en la ventana que se genera debemos colocar los parámetros ya establecidos en el Análisis Estático del capítulo anterior de este trabajo. El programa automáticamente genera períodos, aceleraciones así como la gráfica del espectro inelástico.

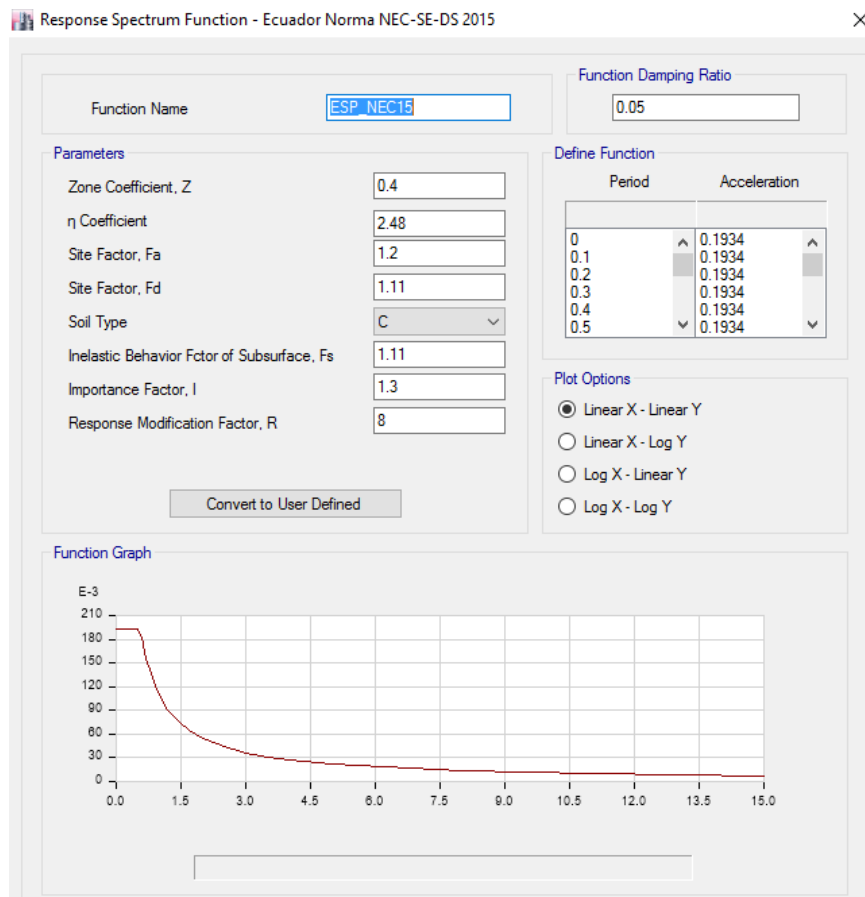


Figura 30. Espectro Inelástico de Aceleración NEC-15
Fuente: (ETABS, 2016)

4.5.1. Ejecución Análisis Modal Espectral

El método de análisis modal espectral es el que más se utiliza para el cálculo de fuerzas sísmicas, esto gracias a que los espectros sísmicos son fácilmente generalizables y normalizables. También el método permite realizar cálculos envolventes que representan la sismográfica de una ubicación geográfica específica y así se evita el tener que hacer múltiples combinaciones a partir de cálculos progresivos sobre múltiples acelerogramas (EADIC, 2009).

Se deben definir las combinaciones de carga que proporciona la (NEC, 2015) y se presentan a continuación.

Combinación 1: 1.4 D

Combinación 2: 1.2 D + 1.6 L + 0.5max[Lr; S; R]

Combinación 3: $1.2 D + 1.6 \max[Lr; S; R] L + \max[L; 0.5W]$

Combinación 4: $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[Lr; S; R]$

Combinación 5: $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$

Combinación 6: $0.9 D + 1.0 W$

Combinación 7: $0.9 D + 1.0 E$

Estas combinaciones se ingresan mediante el menú Define – Load Combinations – Add New Combo, añadimos las cargas para cada combinación con su respectivo factor de escala (Castellano, 2015).

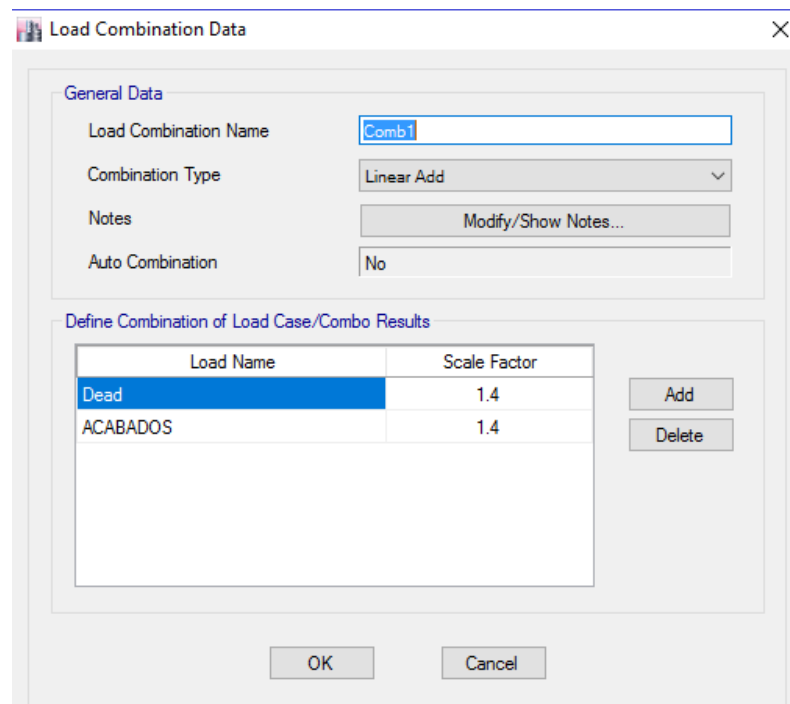


Figura 31. Ingreso combinaciones de carga

Fuente: (ETABS, 2016)

Una vez que se ingresan cada una de las combinaciones de carga se recomienda añadir una combinación tipo Envolvente, la cual contiene todas las combinaciones previamente establecidas y su función es tomar el mayor valor de todas las cargas en cada caso. Para este efecto nos dirigimos al menú Define – Load Combinations, en la ventana que se despliega se elige Add New Combo y en Combination Type escogemos Envelope, aquí se añaden todas las combinaciones como se muestra a continuación.

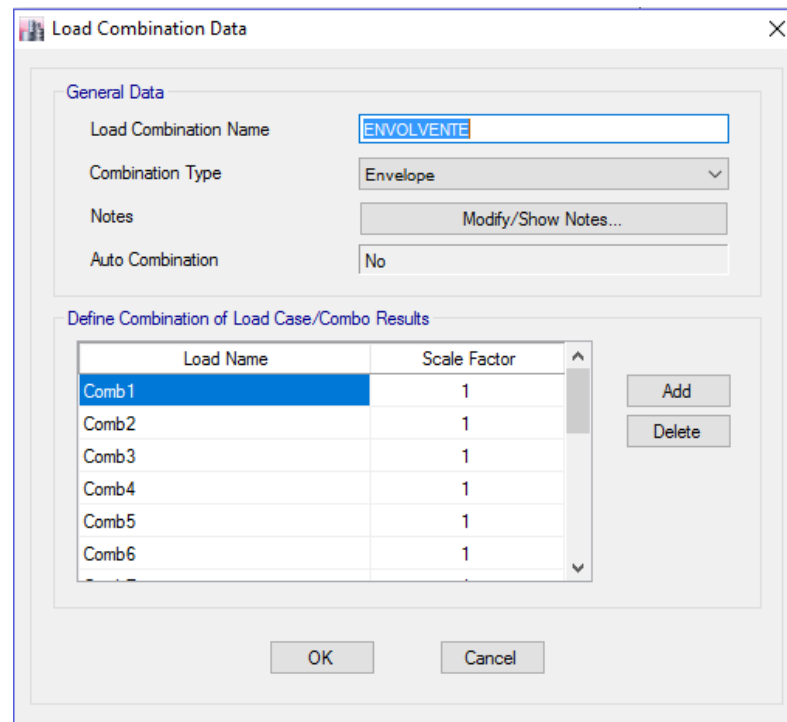


Figura 32. Definición combinación envolvente

Fuente: (ETABS, 2016)

4.6. RESULTADOS DEL MODELAMIENTO

Se presentan los resultados del modelamiento de la estructura, mismos que incluyen períodos, modos de vibración, deflexiones y acciones internas. De la misma manera dichos resultados se comparan con los valores establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (NEC, 2015).

4.6.1. Períodos y Modos de Vibración

Los edificios poseen distintas formas de vibrar ante cargas dinámicas que, en caso de un terremoto, pueden afectarlo en mayor o menor medida. Estas formas de vibrar se conocen como modos de vibración. El movimiento es mayor conforme la estructura aumenta en altura, por tanto, el movimiento es mayor en la parte superior y menor en la base (Castellano, 2015).

Estos modos de vibración indican la forma como va a responder la estructura durante un sismo o una excitación dinámica; por este motivo es importante fijarse en sus valores, especialmente en el primer modo de vibración ya que nos puede estar indicando que la estructura va a tener un buen o mal comportamiento sísmico. Los modos de vibración son adimensionales (Aguiar, 2012).

Por medio del programa ETABS 2016-16.0.3 se analizan 12 modos de vibración, a continuación se presenta el período y el porcentaje de participación modal de masa, donde:

Sum UX: sumatoria del porcentaje de participación modal de la masa de cada modo con los modos anteriores para el sentido X.

Sum UY: sumatoria del porcentaje de participación modal de la masa de cada modo con los modos anteriores para el sentido Y.

Sum RZ: sumatoria del porcentaje de participación modal de la masa de cada modo con los modos anteriores para la rotación en Z.

Tabla 29

Períodos y suma porcentual de participación modal de masa

Case	Mode	Period (sec)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	0.482	23.69%	43.03%	19.13%
Modal	2	0.457	77.07%	74.83%	19.14%
Modal	3	0.382	85.18%	86.18%	86.01%
Modal	4	0.192	92.79%	86.18%	88.67%
Modal	5	0.183	92.82%	93.37%	88.84%
Modal	6	0.151	93.74%	93.37%	94.25%
Modal	7	0.132	94.54%	96.71%	95.15%
Modal	8	0.126	97.89%	97.41%	95.16%
Modal	9	0.117	98.00%	97.94%	97.23%
Modal	10	0.094	99.30%	98.09%	98.05%
Modal	11	0.091	99.39%	100.00%	98.16%
Modal	12	0.087	100.00%	100.00%	100.00%

Fuente: (ETABS, 2016)

4.6.2. Derivas

En la Tabla 30 se presentan los valores de derivas máximas para el espectro presentado por la NEC-15, tanto para el sentido "X" como para el sentido "Y", para cada uno de los pisos analizados.

Tabla 30

Derivas máximas de piso espectro NEC-15

Story	Load Case/Combo	Label	Drift
Tapagrada	Sismo X-Espectral Max	34	0.001
Tapagrada	Sismo Y-Espectral Max	34	0.000876
Losa 3	Sismo X-Espectral Max	37	0.001422

CONTINÚA →

Losa 3	Sismo Y-Espectral Max	37	0.001469
Losa 2	Sismo X-Espectral Max	37	0.001596
Losa 2	Sismo Y-Espectral Max	37	0.001733
Losa 1	Sismo X-Espectral Max	37	0.001493
Losa 1	Sismo Y-Espectral Max	37	0.001609

Fuente: (ETABS, 2016)

4.6.3. Desplazamientos

Se presentan los valores de desplazamientos laterales máximos producidos por las acciones sísmicas. Dichos valores se muestran para el sentido “X” como para el sentido “Y” respectivamente.

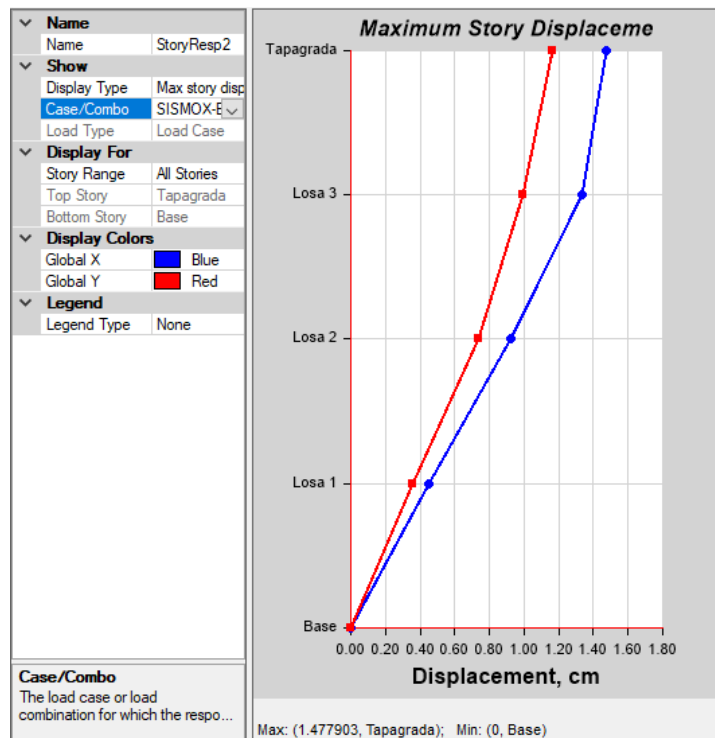


Figura 33. Desplazamiento máximo Sentido X

Fuente: (ETABS, 2016)

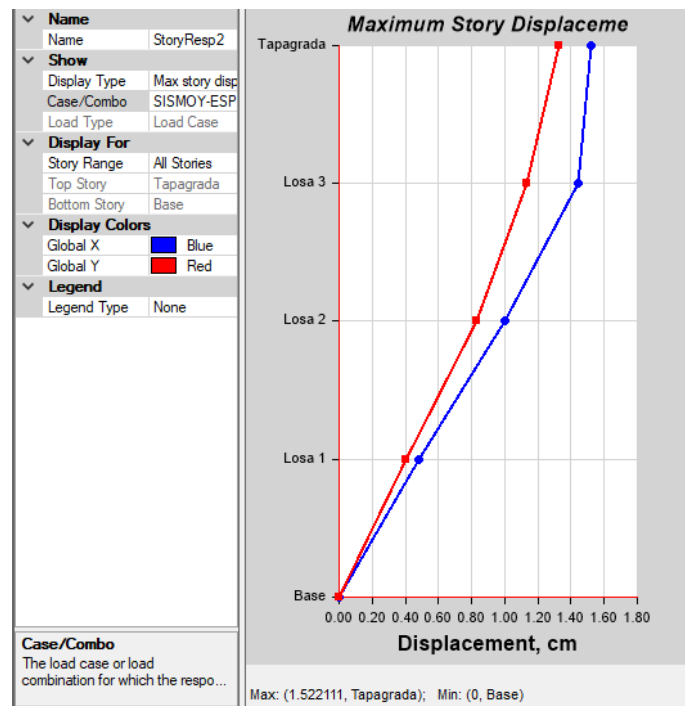


Figura 34. Desplazamiento máximo Sentido Y

Fuente: (ETABS, 2016)

4.6.4. Acciones Internas

Debido a la gran cantidad de diagramas que se generan para presentar las acciones internas de los elementos, resulta poco práctico colocarlas a todas. Es por esta razón que a continuación se presentan las reacciones generadas por los pórticos más representativos, con los valores de momentos 3-3, cortante 2-2 y fuerza axial, correspondientes a la combinación de carga Envolvente.

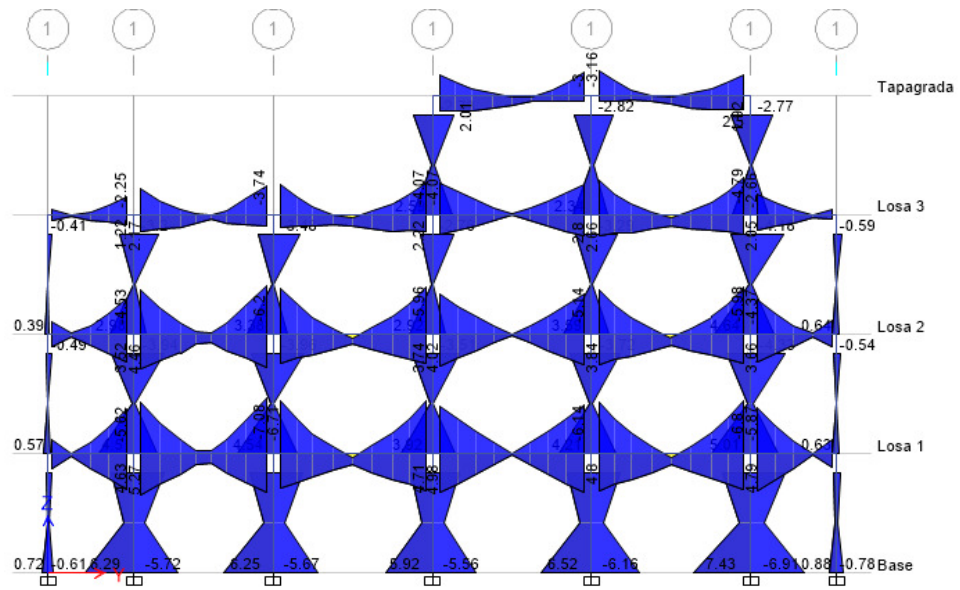


Figura 35. Diagrama de momentos p3rtico 1
Fuente: (ETABS, 2016)

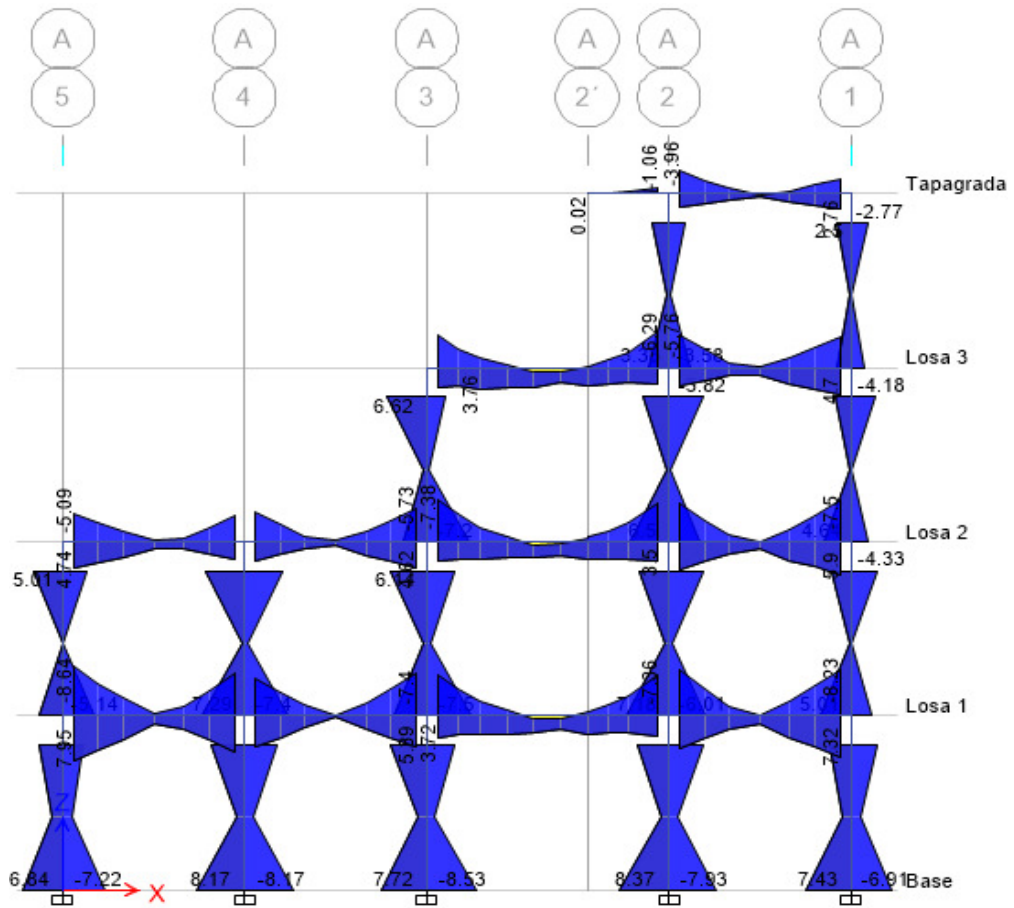


Figura 36. Diagrama de momentos p3rtico A
Fuente: (ETABS, 2016)

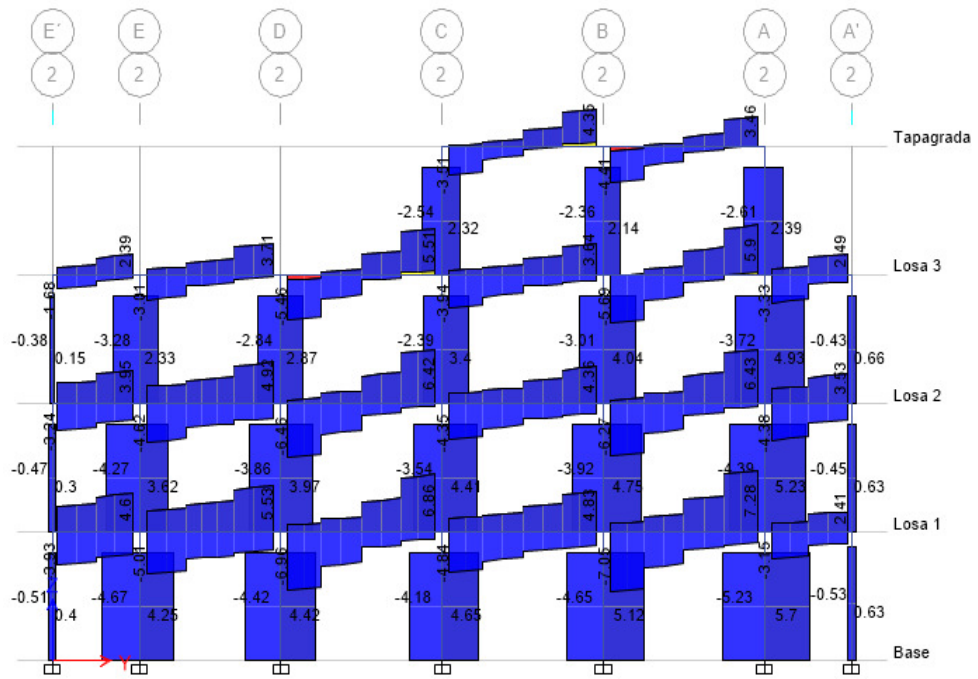


Figura 37. Diagrama de cortante pórtico 2

Fuente: (ETABS, 2016)

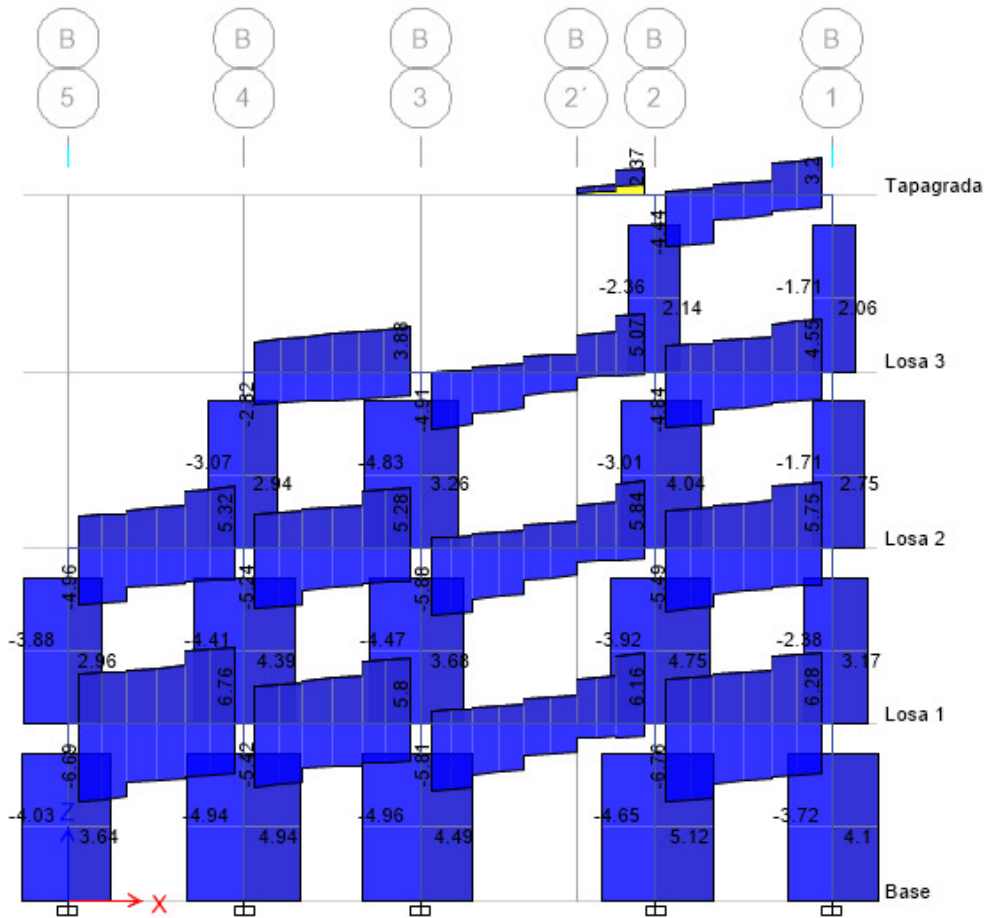


Figura 38. Diagrama de cortante pórtico B

Fuente: (ETABS, 2016)

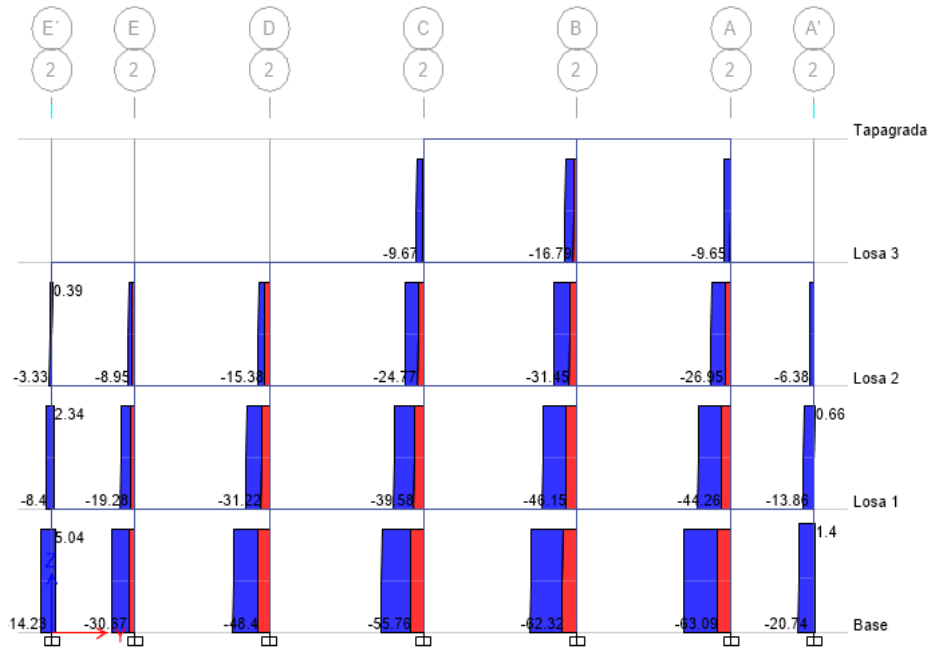


Figura 39. Diagrama de axial p3rtico 2
Fuente: (ETABS, 2016)

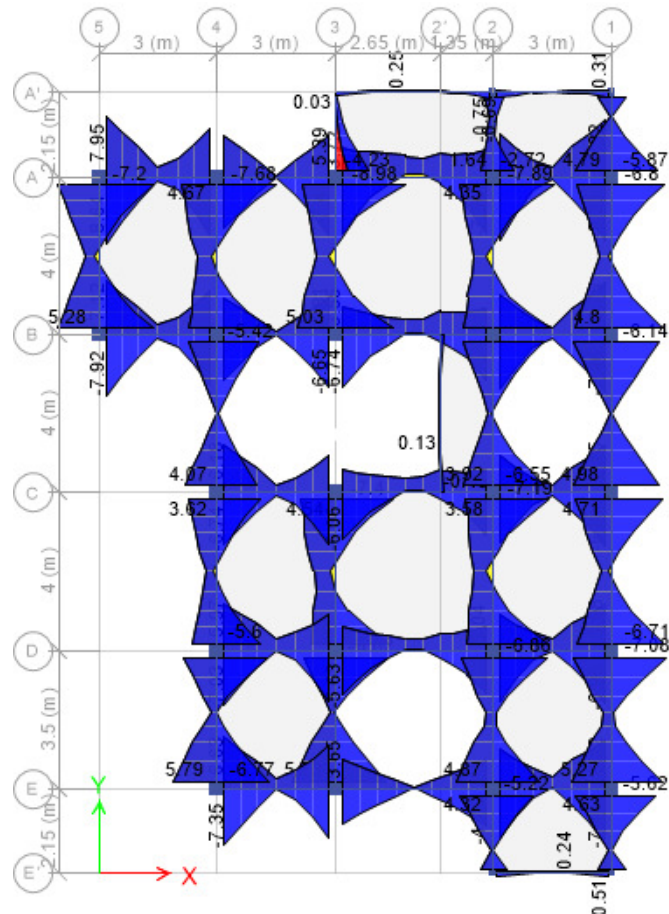


Figura 40. Diagrama de momentos Losa 1
Fuente: (ETABS, 2016)

4.7. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con el análisis de resultados, se verifica que los valores obtenidos se encuentren dentro de los valores admisibles impuestos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

4.7.1. Control Períodos y Modos de Vibración

En el Capítulo de Diseño Sismo resistente en la sección 6.2.2 – Inciso e, de la NEC-2015; especifica que todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. Dicho requerimiento se cumple en nuestro modelo a partir de la sumatoria de los 6 primeros modos; sin embargo, si consideramos los 12 modos que presenta el programa, obtenemos valores cada vez más cercanos al 100%.

4.7.2. Control de Derivas

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites establecidos en la Tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso (NEC, 2015).

Tabla 31

Valores de deriva máximo inelástico, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC, 2015)

Nuestra estructura es de hormigón armado en su totalidad, por lo que el valor de deriva máxima inelástica es de 0.02. Para realizar el control de derivas, se toman los valores obtenidos del programa ETABS y se los afecta por el 75% de R (Factor de Reducción Sísmica), que para este caso de estudio es $R=8$. Los resultados se presentan en la Tabla 32.

Se observa que el valor de deriva máximo inelástico se da en Losa 2 (Sismo “Y” Espectral Máx), sin embargo no sobrepasa el valor admisible que estipula la NEC-2015.

Tabla 32
Control de Derivas Inelásticas Máximas

Piso	Load Case/Combo	Deriva Etabs	Deriva Máxima Inelástica	Deriva Máxima Admisible	Control
Tapagrada	Sismo X	0.001	0.006	0.02	Cumple
	Espectral Max				
Tapagrada	Sismo Y	0.000876	0.005256	0.02	Cumple
	Espectral Max				
Losa 3	Sismo X	0.001422	0.008532	0.02	Cumple
	Espectral Max				
Losa 3	Sismo Y	0.001469	0.008814	0.02	Cumple
	Espectral Max				
Losa 2	Sismo X	0.001596	0.009576	0.02	Cumple
	Espectral Max				
Losa 2	Sismo Y	0.001733	0.010398	0.02	Cumple
	Espectral Max				
Losa 1	Sismo X	0.001493	0.008958	0.02	Cumple
	Espectral Max				
Losa 1	Sismo Y	0.001609	0.009654	0.02	Cumple
	Espectral Max				

CAPÍTULO V

DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se muestra el diseño estructural de cada uno de los elementos que conforman el proyecto, como son losas, vigas, columnas, cadena de amarre, escaleras, cimientos.

5.2. DISEÑO DE LOSAS

5.2.1. Losa Bidireccional Alivianada

El diseño se lo realiza usando los coeficientes para losas nervadas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a carga distribuidas uniformes, propuesto por el Ing. Marcelo Romo Proaño MSc.

Para ejemplificar dicho método se toma como referencia el panel A-B-2-3 de los niveles N+3.40m y N+6.40m que es el que más carga recibe.

5.2.1.1. Cargas

Para el diseño se considera la Combinación 2 de Cargas, presentada en el Capítulo IV de este trabajo.

Tabla 33
Combinación de carga utilizada en el diseño

Carga	Valor
Carga Muerta (T/m ²)	0.84
Carga Viva (T/m ²)	0.25
q (T/m ²)= 1.2CM + 1.6CV	1.41

5.2.1.2. Cálculo de Momentos

El modelo matemático, así como fórmulas y coeficientes usados para el cálculo de momentos, se lo hace en base a los valores que se presentan en la Tabla siguiente. Tomando siempre la consideración que Lx sea el lado corto del panel.

Tabla 34
Coefficientes para losas nervadas rectangulares Tipo 3

Losas	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	265	297	322	339	345	339
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	718	790	850	888	902	888
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	354	401	439	464	473	464
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	597	586	568	548	532	520
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	269	240	205	185	167	177

Fuente: (Romo, 2008)

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.0 \text{ m}}{4.0 \text{ m}} = 1.00$$

Por tanto, las ecuaciones de momentos son las siguientes:

$$M_{y-} = 0.0001 * q * m_{y-} * L_x^2$$

$$M_{y+} = 0.0001 * q * m_{y+} * L_x^2$$

$$M_{x-} = 0.0001 * q * m_{x-} * L_x^2$$

$$M_{x+} = 0.0001 * q * m_{x+} * L_x^2$$

Calculando tenemos:

$$M_{y-} = 0.0001 * 1.41 * 718 * 4.0^2 = 1.62 \text{ T.m}$$

$$M_{y+} = 0.0001 * 1.41 * 354 * 4.0^2 = 0.80 \text{ T.m}$$

$$M_{x-} = 0.0001 * 1.41 * 597 * 4.0^2 = 1.35 \text{ T.m}$$

$$M_{x+} = 0.0001 * 1.41 * 269 * 4.0^2 = 0.61 \text{ T.m}$$

El mismo procedimiento se realiza para todos los paneles tomando en consideración para cada uno el modelo matemático adecuado. Con estos momentos se procede a calcular la cuantía y el área de acero para nervios verticales y horizontales respectivamente, como se indica a continuación.

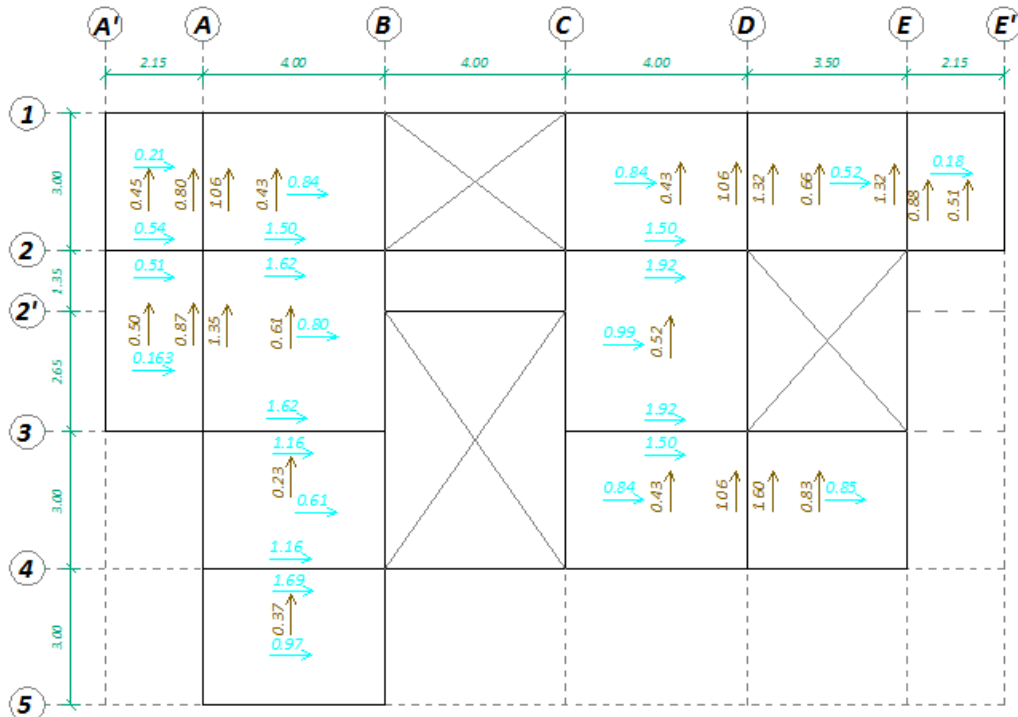


Figura 41. Momentos flectores Losa Bidireccional Alivianada N+3.40m

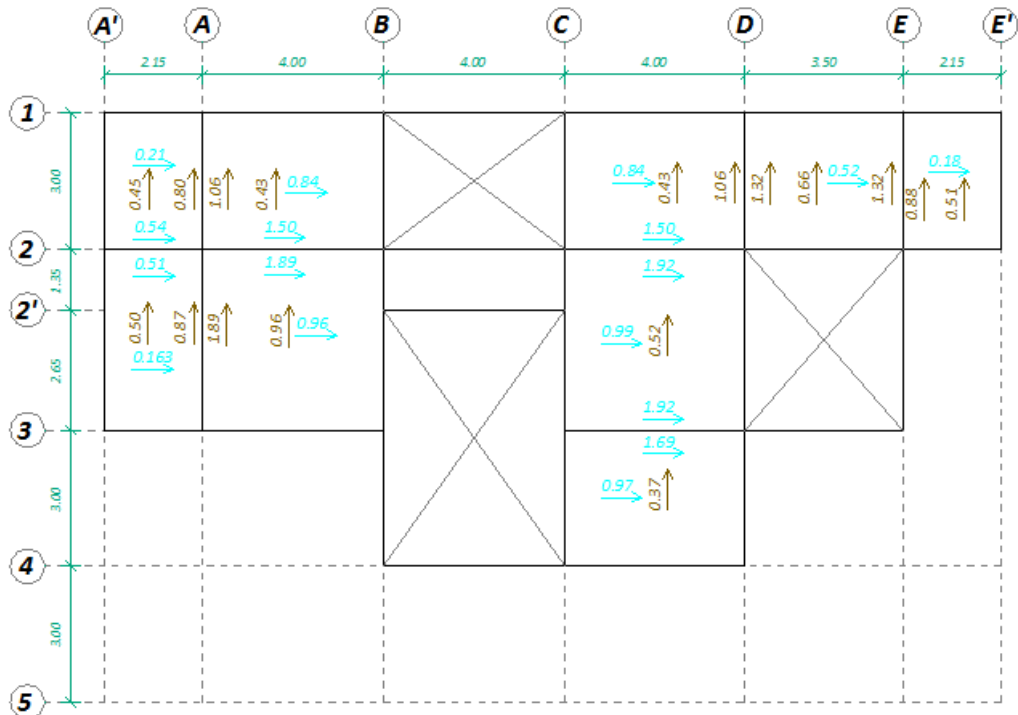


Figura 42. Momentos flectores Losa Bidireccional Alivianada N+6.40m

- **Resumen de Acero Nervios Verticales**

En la siguiente Tabla se presentan áreas de acero y armaduras para los nervios verticales de cada panel.

Tabla 35
Armadura Nervios Verticales

		Mu (T-m)	ρ	ρ def	As (cm ²)	As 1 nervio (cm ²)	ϕ
A'-A	(+)	0.21	0.0009	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
	(-)	0.54	0.0025	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
	(+)	0.16	0.0007	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
A-B	(+)	0.84	0.0039	0.0039	1.35	0.67	1 ϕ 12
	(-)	1.62	0.0079	0.0079	2.73	1.37	1 ϕ 14
	(+)	0.80	0.0037	0.0037	1.28	0.64	1 ϕ 12
	(-)	1.62	0.0079	0.0079	2.73	1.37	1 ϕ 14
	(+)	0.61	0.0028	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
	(-)	1.69	0.0083	0.0083	2.86	1.43	1 ϕ 14
	(+)	0.97	0.0045	0.0045	1.57	0.78	1 ϕ 12
C-D	(+)	0.84	0.0039	0.0039	1.35	0.67	1 ϕ 12
	(-)	1.92	0.0096	0.0096	3.31	1.65	1 ϕ 14
	(+)	0.99	0.0046	0.0046	1.60	0.80	1 ϕ 12
	(-)	1.92	0.0096	0.0096	3.31	1.65	1 ϕ 14
	(+)	0.84	0.0039	0.0039	1.35	0.67	1 ϕ 12
D-E	(+)	0.52	0.0024	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
	(+)	0.85	0.0039	0.0039	1.36	0.68	1 ϕ 12
E-E'	(+)	0.18	0.0008	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12

- **Resumen de Acero Nervios Horizontales**

En la siguiente Tabla se presentan áreas de acero y armaduras para los nervios verticales de cada panel.

Tabla 36
Armadura Nervios Horizontales

		Mu (T-m)	ρ	ρ def	As (cm ²)	As 1 nervio (cm ²)	ϕ
1-2	(+)	0.45	0.0020	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
	(-)	1.06	0.0050	0.0050	1.72	0.86	1 ϕ 12
	(+)	0.43	0.0019	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
	(+)	0.43	0.0019	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
	(-)	1.32	0.0063	0.0063	2.18	1.09	1 ϕ 12
	(+)	0.66	0.0030	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
	(-)	1.32	0.0063	0.0063	2.18	1.09	1 ϕ 12

CONTINÚA →

	(+)	0.51	0.0023	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
2-3	(+)	0.50	0.0023	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
	(-)	1.35	0.0065	0.0065	2.23	1.12	1 ϕ 12
	(+)	0.61	0.0028	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
3-4	(+)	0.52	0.0024	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
	(+)	0.23	0.0010	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
	(+)	0.43	0.0019	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12
	(-)	1.60	0.0078	0.0078	2.69	1.35	1 ϕ 14
	(+)	0.83	0.0038	0.0038	1.33	0.66	1 ϕ 12
4-5	(+)	0.37	0.0017	0.0033	1.14	0.57	1 ϕ 12

5.2.2. Losa Maciza

El diseño se lo realiza usando los coeficientes para losas macizas rectangulares sustentadas perimetralmente, sometidas a carga distribuidas uniformes, propuesto por el Ing. Marcelo Romo Proaño MSc.

Este método se utiliza para el diseño de losa de tapagrada. Para ejemplificar dicho método se toma como referencia el panel A-B-1-2 del nivel N+9.40m.

5.2.2.1. Cargas

Para el diseño se considera la Combinación 2 de Cargas, presentada en el Capítulo IV de este trabajo.

Tabla 37

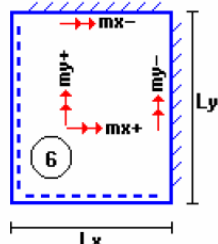
Combinación de carga utilizada en el diseño

Carga	Valor
Carga Muerta (T/m ²)	0.54
Carga Viva (T/m ²)	0.10
q (T/m ²)= 1.2CM + 1.6CV	0.81

5.2.2.2. Cálculo de Momentos

El modelo matemático, así como fórmulas y coeficientes usados para el cálculo de momentos, se lo hace en base a los valores que se presentan en la Tabla siguiente. Tomando siempre la consideración que Lx sea el lado corto del panel.

Tabla 38
Coefficientes para losas macizas rectangulares Tipo 6

Losas	Fórmula	Coef	Lx / Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$	δ	254	309	371	438	504	561
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	691	791	897	1010	1100	1180
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	306	367	435	508	579	641
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	691	731	764	786	797	797
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	306	306	306	306	306	306

Fuente: (Romo, 2008)

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.0 \text{ m}}{4.0 \text{ m}} = 0.75$$

Ya que el valor de la relación no es un valor exacto, debemos interpolar el valor obtenido. Calculando tenemos:

$$M_{y-} = 0.0001 * 0.81 * 953.5 * 3.0^2 = 0.69 \text{ T.m}$$

$$M_{y+} = 0.0001 * 0.81 * 471.5 * 3.0^2 = 0.34 \text{ T.m}$$

$$M_{x-} = 0.0001 * 0.81 * 775 * 3.0^2 = 0.56 \text{ T.m}$$

$$M_{x+} = 0.0001 * 0.81 * 306 * 3.0^2 = 0.22 \text{ T.m}$$

El mismo procedimiento se lo realiza para todos los paneles tomando en consideración para cada uno el modelo matemático adecuado.

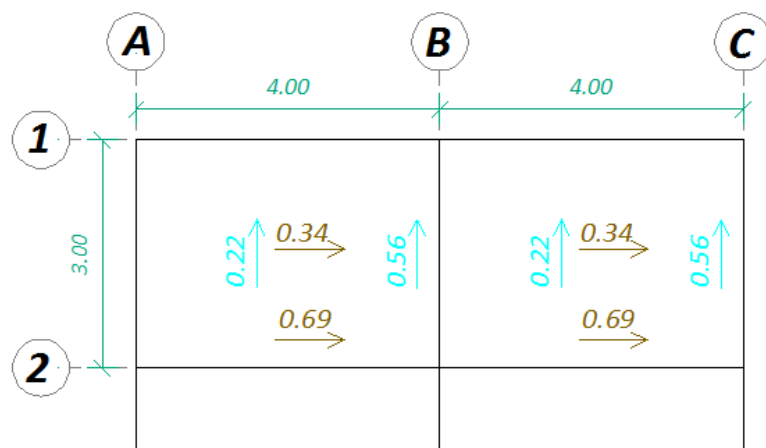


Figura 43. Momentos flectores Losa Maciza N+9.40m

El armado y planilla de cada tipo de losa, se encuentra de manera detallada en el Anexo 5 (Ver en el CD).

5.3. DISEÑO DE VIGAS

Se presenta el diseño completo de vigas que intervienen en el proyecto, para indicar el procedimiento seguido en el diseño a flexión como en el diseño a corte, se toma como referencia de cada tipo las correspondientes al Eje 4 y Eje A' del nivel N+3.40m respectivamente.

Como verificación se toman los valores de áreas de acero obtenidos en el programa ETABS 2016-16.0.3. De esta manera comprobamos que ningún valor supere el máximo calculado.

5.3.1. Diseño a Flexión

El diseño por flexión debe cumplir una condición reglamentaria, la cual establece que la resistencia a flexión de una sección de concreto reforzado debe tener una magnitud que exceda o cuando menos sea igual a la del momento último producido por las cargas (Romo, 2008).

5.3.1.1. Viga Tipo I (Eje 4)

A continuación se presenta el procedimiento de diseño a flexión de manera detallada.

- **Datos**

La viga de diseño tiene una sección de $b=30$ cm y $h=50$ cm, con un recubrimiento desde el centroide de varillas de refuerzo de 4 cm.

Tabla 39

Datos de Viga Tipo I

Datos	
b (cm)	30.0
h (cm)	50.0
rec (cm)	4.0
d (cm)	46.0

Los valores de momentos últimos se obtienen del programa ETABS 2016-16.0.3, que para la viga del Eje 4 son los siguientes.

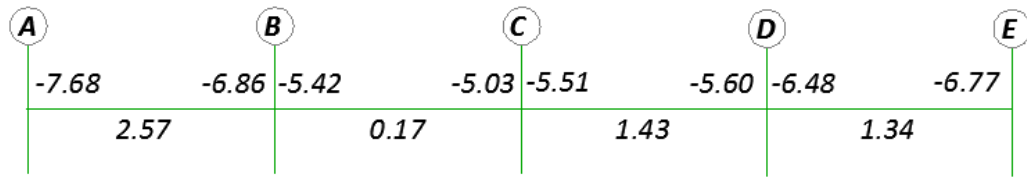


Figura 44. Momentos Viga Eje 4

Para indicar el procedimiento de cálculo de armadura negativa y positiva, se toman los momentos de mayor magnitud mostrados en la Figura 44.

- **Armadura Negativa**

$$Mu(-) = 7.68 [T.m]$$

$$b = 30.0 [cm]$$

$$d = 46.0 [cm]$$

$$\rho = 0.0033 \leq \rho_{mín} \rightarrow \rho = 0.0033$$

$$As = 4.55 [cm^2] \rightarrow 4\emptyset 12 mm$$

- **Armadura Positiva**

$$Mu(+) = 2.57 [T.m]$$

$$b = 30.0 [cm]$$

$$d = 46.0 [cm]$$

$$\rho = 0.0011 < \rho_{mín} \rightarrow \rho = 0.0033$$

$$As = 4.55 [cm^2] \rightarrow 4\emptyset 12 mm$$

5.3.1.2. Viga Tipo II (Eje A')

A continuación se presenta el procedimiento de diseño a flexión de manera detallada.

- **Datos**

La viga de diseño tiene una sección de $b=20$ cm y $h=20$ cm, con un recubrimiento desde el centroide de varillas de refuerzo de 4 cm.

Tabla 40

Datos de viga Tipo II

Datos	
b (cm)	20.0
h (cm)	20.0
rec (cm)	4.0
d (cm)	16.0

Los valores de momentos últimos se obtienen del programa ETABS 2016-16.0.3, que para la viga del Eje A' son los siguientes:

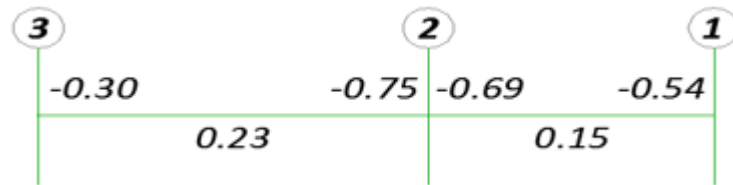


Figura 45. Momentos Viga Eje A'

Para indicar el procedimiento de cálculo de armadura negativa y positiva, se toman los momentos de mayor magnitud mostrados en la Figura 45.

- **Armadura Negativa**

$$Mu(-) = 0.75 [T. m]$$

$$b = 20.0 [cm]$$

$$d = 16.0 [cm]$$

$$\rho = 0.0041 \geq \rho_{mín} \rightarrow \rho = 0.0041$$

$$As = 1.31 [cm^2] \rightarrow 2\emptyset 12 mm$$

- **Armadura Positiva**

$$Mu(+) = 0.23 [T. m]$$

$$b = 20.0 [cm]$$

$$d = 16.0 [cm]$$

$$\rho = 0.0012 < \rho_{mín} \rightarrow \rho = 0.0033$$

$$As = 1.06 [cm^2] \rightarrow 2\emptyset 12 mm$$

Para facilitar el procedimiento se realiza una hoja electrónica para el cálculo de cuantías y áreas de acero, con los momentos obtenidos

- Diseño a Flexión Vigas Sentido X

Tabla 41

Área de acero y armado longitudinal vigas sentido X

Eje	Mu máx T-m	Balan.	Máxima	d [cm]	b [cm]	h [cm]	Cuantía	Definitiva	As	As mín	As rest.	φ mín	φ rest
1	1.87	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0008	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
	1.94	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0008	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
	6.80	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0029	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	1φ12
	1.47	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0006	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
	6.63	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0029	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
	0.11	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0000	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
	6.67	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0029	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
	1.38	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0006	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
	7.08	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0031	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
	1.27	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0005	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
	6.52	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0028	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	1φ12
2	1.92	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0008	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
	1.87	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0008	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
	1.35	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0006	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
	0.82	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0003	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
	7.89	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0034	0.0034	4.73	4.55	0.17	4φ12	1φ12
	2.44	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0010	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12	
7.32	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0032	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12		
CONTINÚA →													

	0.62	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0003	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	7.19	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0031	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	2.45	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0010	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	7.12	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0031	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	1.07	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0004	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	6.07	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0026	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12 1φ12
	1.93	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0008	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	1.69	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0007	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
2'	0.44	0.0217	0.0108	16.00	20	20	0.0023	0.0033	1.06	1.06	0.00	2φ12
	0.13	0.0217	0.0108	16.00	20	20	0.0007	0.0033	1.06	1.06	0.00	2φ12
	0.45	0.0217	0.0108	16.00	20	20	0.0024	0.0033	1.06	1.06	0.00	2φ12
3	0.03	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0000	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	1.56	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0007	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	8.98	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0039	0.0039	5.41	4.55	0.86	4φ12 1φ12
	2.44	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0010	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	7.55	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0033	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	7.40	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0032	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	2.79	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0012	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	6.96	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0030	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	1.19	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0005	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	6.67	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0029	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
4	7.68	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0033	0.0033	4.60	4.55	0.04	4φ12 1φ12
	2.57	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0011	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	6.86	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0030	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12

CONTINÚA →

	0.17	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0001	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	5.51	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0024	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	1.43	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0006	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	6.48	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0028	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	1.34	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0006	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	6.77	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0029	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
5	7.20	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0031	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	1.65	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0007	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	7.03	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0030	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12

- **Diseño a Flexión Vigas Sentido Y**

Tabla 42

Área de acero y armado longitudinal vigas sentido Y

Eje	Mu máx T-m	Balan.	Máxima	d [cm]	b [cm]	h [cm]	Cuantía	Definitiva	As	As mín	As rest	ϕ mín
A'	0.30	0.0217	0.0108	16.00	20	20	0.0016	0.0033	1.06	1.06	0.00	2 ϕ 12
	0.23	0.0217	0.0108	16.00	20	20	0.0012	0.0033	1.06	1.06	0.00	2 ϕ 12
	0.75	0.0217	0.0108	16.00	20	20	0.0041	0.0041	1.30	1.06	0.25	2 ϕ 12
	0.15	0.0217	0.0108	16.00	20	20	0.0008	0.0033	1.06	1.06	0.00	2 ϕ 12
	0.54	0.0217	0.0108	16.00	20	20	0.0029	0.0033	1.06	1.06	0.00	2 ϕ 12
A	8.64	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0038	0.0038	5.20	4.55	0.65	4 ϕ 12
	1.37	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0006	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	7.46	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0032	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
CONTINÚA →												

	0.22	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0001	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	7.40	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0032	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	2.59	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0011	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	8.14	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0035	0.0035	4.88	4.55	0.33	4φ12
	1.35	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0006	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	8.23	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0036	0.0036	4.94	4.55	0.39	4φ12
B	7.92	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0034	0.0034	4.75	4.55	0.19	4φ12
	1.32	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0006	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	6.63	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0029	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	0.43	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0002	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	6.74	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0029	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	2.05	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0009	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	6.96	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0030	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	0.99	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0004	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	7.46	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0032	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
C	6.74	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0029	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	0.91	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0004	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	6.62	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0029	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	1.97	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0008	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	6.51	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0028	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	0.94	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0004	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	6.81	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0029	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
D	7.03	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0030	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12
	1.44	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0006	0.0033	4.55	4.55	0.00	4φ12

CONTINÚA →

	6.67	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0029	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	1.49	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0006	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	6.67	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0029	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	1.45	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0006	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	6.95	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0030	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
E	7.35	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0032	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	1.16	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0005	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	6.43	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0028	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	0.17	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0001	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	6.49	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0028	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	1.55	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0007	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
	7.14	0.0217	0.0108	46.00	30	50	0.0031	0.0033	4.55	4.55	0.00	4 ϕ 12
E'	0.51	0.0217	0.0108	16.00	20	20	0.0027	0.0033	1.06	1.06	0.00	2 ϕ 12
	0.18	0.0217	0.0108	16.00	20	20	0.0009	0.0033	1.06	1.06	0.00	2 ϕ 12
	0.51	0.0217	0.0108	16.00	20	20	0.0027	0.0033	1.06	1.06	0.00	2 ϕ 12

5.3.2. Diseño a Corte

El comportamiento de las piezas estructurales de hormigón armado sometidas a fuerzas cortantes, es más complejo que su comportamiento bajo solicitaciones flexionantes. La resistencia a la compresión y a la tracción del hormigón simple, la orientación del refuerzo de acero con relación a las fisuras de corte, y la proximidad de cargas concentradas, el nivel dentro de la viga en el que actúan las cargas, son algunos de los factores que definen los mecanismos que se desarrollan dentro de los elementos estructurales para resistir las fuerzas cortantes. La presencia simultánea de todos estos factores determina que las fallas por cortante sean frágiles, lo que es una característica indeseable que debe ser controlada durante el proceso de diseño (Romo, 2008).

Se toman los valores de cortante a una distancia “d” desde la cara del apoyo, en cada tramo de viga. Dichos cortantes provienen de la combinación de carga más crítica y por lo tanto son considerados cortantes últimos. Como referencia se toma la Viga Eje 4, cuyos valores se muestran en la Figura 46.

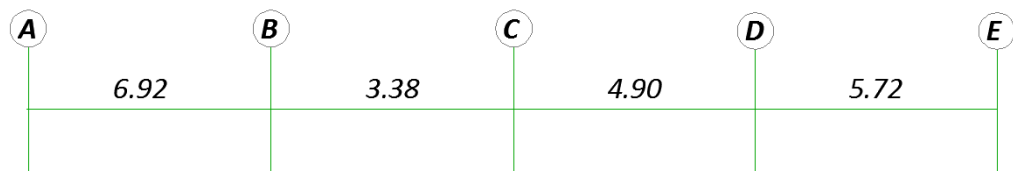


Figura 46. Valores de cortante Viga Eje 4

A continuación se presenta de forma detallada el cálculo de estribos para el tramo 1 de la Viga Eje 4 en la cual actúa un $V_u = 6.92 \text{ Tn}$. Primero se calcula el esfuerzo cortante permisible con la siguiente ecuación:

$$v_p = 0.53\sqrt{f'_c}$$

$$v_p = 0.53\sqrt{210}$$

$$v_p = 7.68 \frac{kg}{cm^2}$$

Luego se calcula el esfuerzo cortante último con la siguiente fórmula:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_u = \frac{6.92 * 1000 \text{ kg}}{0.75 * 30 * 46}$$

$$v_u = 6.69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se puede verificar que $v_u < v_p$, lo que indica que basta colocar armadura transversal mínima. Para esto se calcula el espaciamiento mínimo eligiendo el menor de los siguientes valores:

$$\frac{d}{4} = \frac{46}{4} = 11.5 \text{ cm}$$

$$6\phi_{menor} = 6 * 1.2 = 7.2 \text{ cm}$$

$$20 \text{ cm}$$

El espaciamiento menor es 7.2 cm, por lo tanto se asume un espaciamiento "Smín" de 7.5 cm. El área de acero transversal se calcula de la siguiente manera.

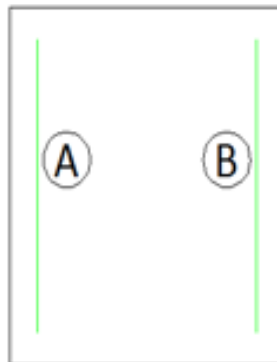


Figura 47. Esquema área de acero transversal

$$A_v = A + B$$

$$A_v = \frac{3.52 * b * S_{min}}{f_y}$$

$$A_v = \frac{3.52 * 30 * 7.5}{4200}$$

$$A_v = 0.18 \text{ cm}^2 \rightarrow 1E\phi 10\text{mm}@10\text{cm}$$

El espaciamiento de 10 cm es necesario hasta una distancia $2h$ desde la cara de cada columna que soporta el tramo de viga, donde h es el alto de la viga, esto es aclara en la Figura 48.

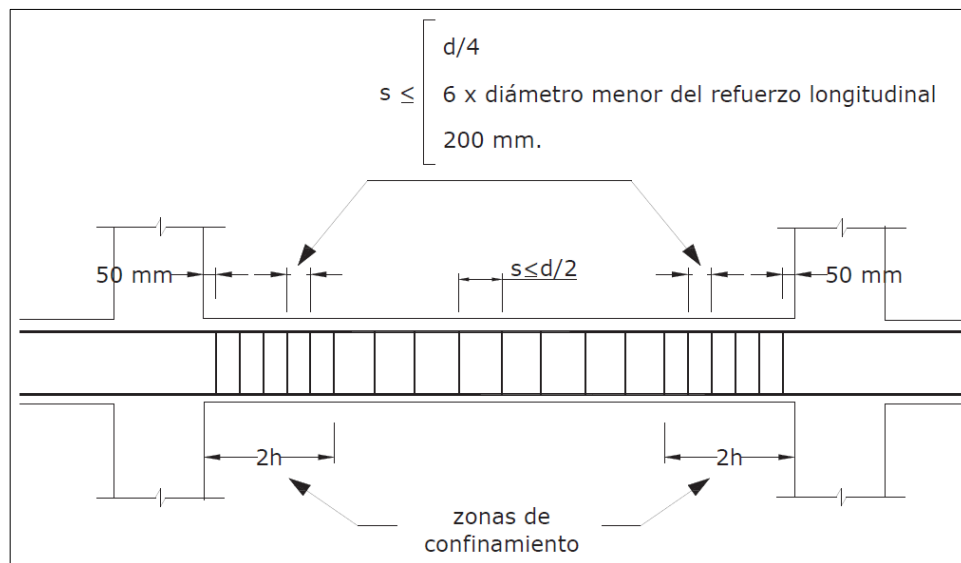


Figura 48. Zonas de confinamiento en vigas

Fuente: (NEC, 2015)

En lo que resta de viga, es decir, en la zona central el espaciamiento debe ser menor o igual a $d/2=23\text{cm}$, por lo tanto se asume un espaciamiento de 15 cm para el tramo central de la viga. Finalmente se tiene que el armado transversal definitivo es.

1EØ10mm@7.5cm y 15cm

En el caso de que $v_u > v_p$, el área de acero se calcula de la siguiente manera:

$$A_v = \frac{(v_u - v_p) * b * S_{min}}{f_y}$$

Para facilitar el cálculo de área de acero, se genera una Tabla Excel, la misma que se presenta a continuación.

El armado y planilla de cada tipo de viga, se presenta de manera detallada en el Anexo 6 (Ver en el CD).

- Diseño a Corte Vigas Sentido X

Tabla 43

Área de acero y armado transversal vigas sentido X

Eje	d	b	h	ϕ	long	Vu	vu	vp	vs	s	s_asum	Av	Varillas
	cm	cm	cm	cm	cm	Tn	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm	cm ²	
1	46	30	50	1.2	5.06	4.89	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19	1E ϕ 10mm@7.5cm y15cm	
	46	30	50	1.2	5.46	5.28	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	3.81	3.68	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	5.45	5.27	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	5.78	5.58	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	5.00	4.83	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
2	46	30	50	1.2	3.15	3.04	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19	1E@5cm y10cm 1E ϕ 10mm@7.5cm y15cm	
	46	30	50	1.2	7.28	7.03	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	4.84	4.68	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	6.96	6.72	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	5.53	5.34	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	4.60	4.44	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
2'	16	20	20	1.2	0.49	2.04	7.68	Estribos Mínimos	4	5	0.08		
3	46	30	50	1.2	3.18	3.07	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19	1E@5cm y10cm 1E ϕ 10mm@7.5cm y15cm	
	46	30	50	1.2	7.93	7.66	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	7.07	6.83	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	5.90	5.70	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
4	46	30	50	1.2	6.92	6.69	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19	1E@5cm y10cm 1E ϕ 10mm@7.5cm y15cm	
	46	30	50	1.2	3.38	3.27	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	4.90	4.73	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	5.72	5.53	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
5	46	30	50	1.2	5.77	5.57	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		

- Diseño a Corte Vigas Sentido Y

Tabla 44

Área de acero y armado transversal Vigas Sentido Y

Eje	d	b	h	ϕ	long	Vu	vu	vp	vs	s	s_asum	Av	Varillas
	cm	cm	cm	cm	cm	Tn	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	cm		
A'	16	20	20	1.2	1.07	4.46	7.68	Estribos Mínimos	4.0	5.0	0.08	1E ϕ 10mm@5cm y 10cm	
	16	20	20	1.2	0.86	3.58	7.68	Estribos Mínimos	4.0	5.0	0.08		
A	46	30	50	1.2	7.47	7.22	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19	1E ϕ 10mm@7.5cm y 15cm	
	46	30	50	1.2	6.35	6.14	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	7.59	7.33	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	8.34	8.06	7.68	0.38	7.2	7.5	0.02		
B	46	30	50	1.2	6.76	6.53	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	5.80	5.60	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	6.16	5.95	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	6.76	6.53	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
C	46	30	50	1.2	6.45	6.23	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	5.89	5.69	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	6.38	6.16	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
D	46	30	50	1.2	7.28	7.03	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	5.02	4.85	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	7.29	7.04	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
E	46	30	50	1.2	6.47	6.25	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	3.08	2.98	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
	46	30	50	1.2	7.13	6.89	7.68	Estribos Mínimos	7.2	7.5	0.19		
E'	16	20	20	1.2	0.70	2.92	7.68	Estribos Mínimos	4.0	5.0	0.08	1E@5cm y 10cm	

5.4. DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de columnas se realiza con los momentos últimos obtenidos del programa ETABS 2016-16.0.3 luego de chequear que las dimensiones impuestas cumplan derivas normativas.

Para indicar el procedimiento seguido para el diseño de las mismas se toma como referencia la columna del Eje A-3, por ser la que mayor carga soporta. Para los ejes A-1, A'-2, E'-1, E'-2' tomar en cuenta que estas no son consideradas columnas si no riostras verticales, ya que no cumplen con el área mínima establecida en el Capítulo Hormigón Armado de la NEC-2015. El procedimiento para el diseño de las riostras se lo hace de manera similar al diseño de columnas.

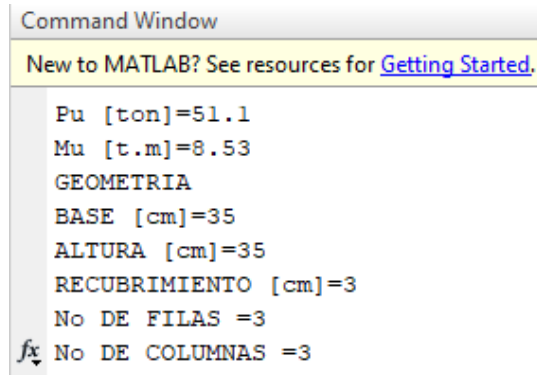
5.4.1. Diseño a Flexo-Compresión

Las columnas de hormigón armado constituyen piezas, generalmente verticales en las que la sollicitación normal es predominante. Sus distintas secciones transversales pueden estar sometidas compresión simple, compuesta o flexo- compresión. La función principal de las columnas es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra y, en último extremo, al terreno de cimentación, por lo que constituye elementos de gran responsabilidad resistente (Zúñiga, 2016).

Para el diseño a Flexo-Compresión se escogen las cargas y momentos de la combinación de carga Envolvente que se obtienen del programa ETABS 2016. Dichos valores posteriormente se ingresan al programa Columna2 elaborado en el software MATLAB 2015 por el Ing. Jorge Zúñiga. Como datos del programa se ingresan los valores de carga última, momento último y geometría de la columna que se desea analizar.

5.4.1.1. Columna Eje A-3

Para la columna del eje A-3, los valores que se ingresan son los siguientes:



```

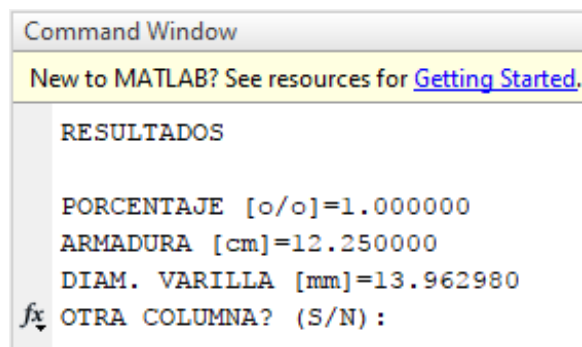
Command Window
New to MATLAB? See resources for Getting Started.

Pu [ton]=51.1
Mu [t.m]=8.53
GEOMETRIA
BASE [cm]=35
ALTURA [cm]=35
RECUBRIMIENTO [cm]=3
No DE FILAS =3
fx No DE COLUMNAS =3
  
```

Figura 49. Datos a ingresar programa Columna2

Fuente: (Matlab, 2015)

El programa arroja el área de acero y diámetro de varilla que debemos colocar.



```

Command Window
New to MATLAB? See resources for Getting Started.

RESULTADOS

PORCENTAJE [o/o]=1.000000
ARMADURA [cm]=12.250000
DIAM. VARILLA [mm]=13.962980
fx OTRA COLUMNA? (S/N) :
  
```

Figura 50. Resultados programa Columna2

Fuente: (Matlab, 2015)

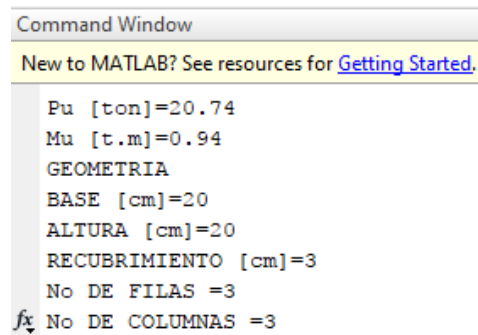
En la Tabla 45 se presenta el cuadro resumen del armado longitudinal escogido para la columna A-3.

Tabla 45
Armado Longitudinal Columna A-3

Diámetro (ϕ)	14
Ingrese el número de varillas	8
Área de la Sección (cm ²)	12.315
Sumatoria de As (cm ²)	12.32
As faltante	0.07
As Máximo	12.86
As Mínimo	11.64

5.4.1.2. Riostra Vertical Eje A'-2

Para la riostra vertical del eje A'-2, los valores que se ingresan son los siguientes:



```

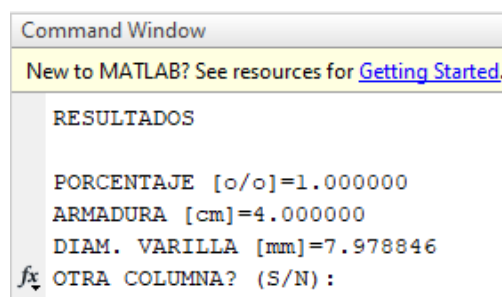
Command Window
New to MATLAB? See resources for Getting Started.

Pu [ton]=20.74
Mu [t.m]=0.94
GEOMETRIA
BASE [cm]=20
ALTURA [cm]=20
RECUBRIMIENTO [cm]=3
No DE FILAS =3
fx No DE COLUMNAS =3
  
```

Figura 51. Datos a ingresar programa Columna2

Fuente: (Matlab, 2015)

El programa arroja el área de acero y diámetro de varilla que debemos colocar.



```

Command Window
New to MATLAB? See resources for Getting Started.

RESULTADOS

PORCENTAJE [o/o]=1.000000
ARMADURA [cm]=4.000000
DIAM. VARILLA [mm]=7.978846
fx OTRA COLUMNA? (S/N) :
  
```

Figura 52. Resultados programa Columna2

Fuente: (Matlab, 2015)

En la Tabla 46 se presenta el cuadro resumen del armado longitudinal escogido para riostra vertical Eje A'-2.

Tabla 46

Armado Longitudinal Riostra Eje A'-2

Diámetro (ϕ)	12
Ingrese el número de varillas	4
Área de la Sección (cm ²)	4.524
Sumatoria de As (cm ²)	4.52
As faltante	0.52
As Máximo	4.20
As Mínimo	3.80

A continuación se presenta el cuadro resumen de columnas y riostras verticales, con su respectivo armado y área de acero.

Tabla 47

Cuadro resumen armado de columnas y riostras verticales

Ubicación	Sección		Armado	As (cm ²)	As Asumido (cm ²)
	b (cm)	h (cm)			
A-1	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
A-2	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
A-3	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
A-4	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
A-5	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
B-1	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
B-2	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
B-3	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
B-4	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
B-5	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
C-1	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
C-2	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
C-3	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
C-4	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
D-1	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
D-2	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
D-3	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
D-4	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
E-1	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
E-2	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
E-3	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
E-4	35	35	8 ϕ 14 mm	12.25	12.32
A'-1	20	20	4 ϕ 12 mm	4.00	4.52
A'-2	20	20	4 ϕ 12 mm	4.00	4.52
E'-1	20	20	4 ϕ 12 mm	4.00	4.52
E'-2	20	20	4 ϕ 12 mm	4.00	4.52

5.4.2. Diseño de Refuerzo Transversal

El (ACI 318, 2014) menciona que, la separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de:

- a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
- b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.
- c) So, según definido en la ecuación siguiente

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

El valor de S_o no debe ser menor a 150 mm y no es necesario tomarlo menos a 100 mm.

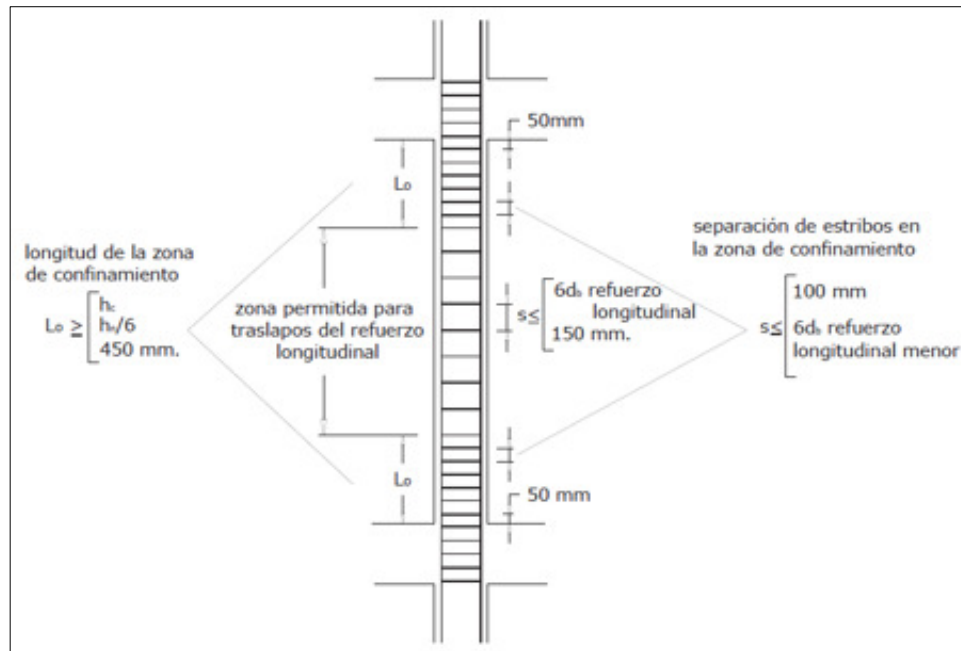


Figura 53. Espaciamiento entre estribos en columnas

Fuente: (NEC, 2015)

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh} , no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones siguientes (ACI 318, 2014).

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{s * b_c * f_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * b_c * f_c}{f_{yt}}$$

Donde:

A_{sh} Área total de las varillas que forman los estribos, perpendicular a la dimensión b_c .

s Separación, centro a centro entre estribos.

b_c Distancia máxima, medida centro a centro entre esquinas de estribo.

5.4.2.1. Columna Eje A-3

El espaciamiento de refuerzo transversal en zonas de confinamiento, se determina de acuerdo a ciertos parámetros establecidos por la NEC-2015, en el capítulo Estructuras de Hormigón Armado.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece que para determinar el espaciamiento entre estribos en zona de confinamiento, se debe tomar el menor valor de:

$$\frac{h}{4} ; 6 * db ; 10 \text{ cm}$$

$$\frac{35}{4} ; 6 * 1.4 ; 10 \text{ cm}$$

$$8.75 \text{ cm} ; 8.4 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}$$

Por tanto el espaciamiento escogido es de 7.5 cm.

Una vez que se determina el espaciamiento, se procede a calcular el área total de la sección transversal tanto para el sentido X como para el sentido Y.

- **Sentido X**

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{7.5 * 28 * 210}{4200} \left[\left(\frac{35 * 35}{28 * 28} \right) - 1 \right] = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{7.5 * 28 * 210}{4200} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 1.77 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 10 \text{ mm } (2,37 \text{ cm}^2)$$

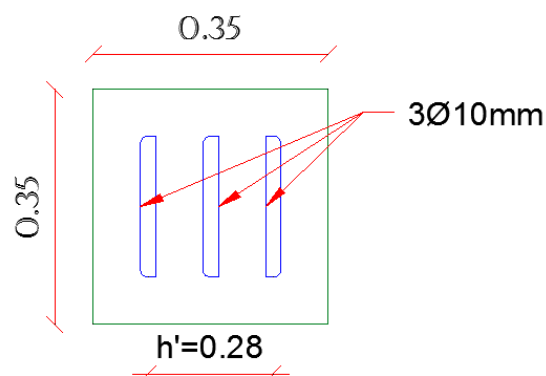


Figura 54. Esquema área de acero sentido X

- **Sentido Y**

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{7.5 * 28 * 210}{4200} \left[\left(\frac{35 * 35}{28 * 28} \right) - 1 \right] = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{7.5 * 28 * 210}{4200} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 1.77 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 10 \text{ mm } (2,37 \text{ cm}^2)$$

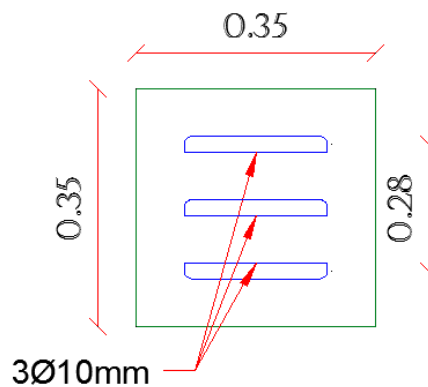


Figura 55. Esquema área de acero sentido Y

5.4.2.2. Riostra Vertical Eje A'-2

La Norma Ecuatoriana de la Construcción establece que para determinar el espaciamiento entre estribos en zona de confinamiento, se debe tomar el menor valor de:

$$\frac{h}{4} ; 6 * db ; 10 \text{ cm}$$

$$\frac{20}{4} ; 6 * 1.2 ; 10 \text{ cm}$$

$$5 \text{ cm} ; 7.2 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}$$

Por tanto el espaciamiento escogido es de 5.0 cm.

Una vez que se determina el espaciamiento, se procede a calcular el área total de la sección transversal tanto para el sentido X como para el sentido Y.

- **Sentido X**

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{5.0 * 13 * 210}{4200} \left[\left(\frac{20 * 20}{13 * 13} \right) - 1 \right] = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{5.0 * 13 * 210}{4200} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 1.33 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 10 \text{ mm (1,58 cm}^2)$$

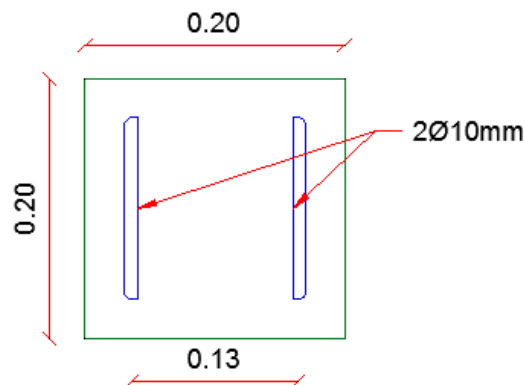


Figura 56. Esquema área de acero sentido X

- **Sentido Y**

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{5.0 * 13 * 210}{4200} \left[\left(\frac{20 * 20}{13 * 13} \right) - 1 \right] = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{5.0 * 13 * 210}{4200} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 1.33 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 10 \text{ mm (1,58 cm}^2)$$

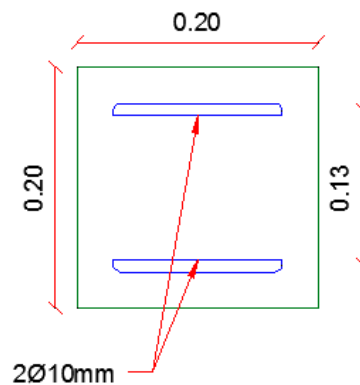


Figura 57. Esquema área de acero sentido Y

El armado y planilla de columnas y riostras verticales, se presenta de manera detallada en el Anexo 6. (Ver en el CD).

5.5. DISEÑO DE CADENA DE CIMENTACIÓN

La finalidad con la que se diseña la cadena de cimentación es reducir asentamientos diferenciales, unir columnas, mejorar el comportamiento sísmico de la estructura y disminuir momentos por excentricidades no consideradas en el diseño que se transmiten a la cimentación (Zúñiga, 2015).

Se debe distribuir el momento en pie de columna (Mp) hacia la cadena y cabeza del muñeco, si el momento que llega al pie del muñeco, es decir al cimientto, es menor a 3 T.m, las dimensiones de la cadena se aceptan y el cimientto se diseña únicamente a carga axial.

En la Tabla 48, se presenta el momento en pie "Mp" de cada columna de la estructura, dichos momentos se toman de la combinación de carga Envolvente que se obtienen del programa ETABS 2016-16.0.3.

Tabla 48
Valores de Momento en pie de columna

Eje	Mp (T.m)
A-1	7.43
A-2	8.37
A-3	8.53
A-4	8.17
A-5	7.22
A'-1	0.88
A'-2	0.94
B-1	6.52
B-2	7.51
B-3	7.37
B-4	7.35
B-5	6.47
C-1	5.92
C-2	6.82
C-3	6.77
C-4	6.00
D-1	6.25
D-2	6.63
D-3	6.66
D-4	6.27
E-1	6.29
E-2	6.91
E-3	6.71
E-4	6.03
E'-1	0.72
E'-2	0.76

El diseño de cadena en ambos sentidos se hace con el momento en pie $M_p=8.53 \text{ T.m}$ correspondiente a la columna A-3, ya que es el momento más crítico. Para tal efecto se asume una sección de 20x30 cm.

Para la distribución de momentos se utiliza la rigidez de los elementos que intervienen, estos son: columna del eje A-3, cadena del lado izquierdo, cadena del lado derecho y muñeco. Con el fin de clarificar lo antes mencionado, se presenta el siguiente esquema con los elementos que intervienen en la distribución de momentos.

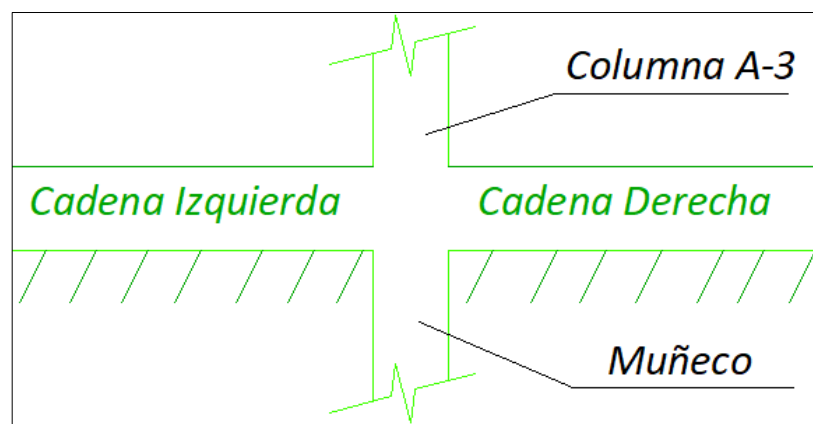


Figura 58. Esquema de elementos de distribución de momento

5.5.1. Cálculo de Rigidez

La rigidez de un elemento rectangular se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$k = \frac{4EI}{L}$$

Cuando el elemento es de sección constante y se utiliza el mismo material, en este caso, hormigón armado, la ecuación anterior puede ser simplificada a la siguiente expresión.

$$k = \frac{I}{L}$$

Donde:

- I Momento de inercia con respecto al centro de gravedad de la sección.
- L Longitud del elemento medida entre ejes.

En la Tabla 49 se ingresa la sección y rigidez de cada elemento que absorbe el momento en pie de columna.

Donde:

k_{ci} Rigidez cadena lado izquierdo.

k_{pc} Rigidez cadena pie de columna

k_{cd} Rigidez cadena lado derecho.

k_{cm} Rigidez cabeza del muñeco.

Tabla 49
Rigidez en elementos de distribución de momento

Cadena	b	0.2	m
Izquierda	h	0.3	m
	L	3.00	m
	k_{ci}	0.00015	
Pie de Columna	b	0.35	m
	h	0.35	m
	L	3	m
	k_{pc}	0.00041684	
Cadena Derecha	b	0.2	m
	h	0.3	m
	L	4.00	m
	k_{cd}	0.0001125	
Cabeza del Muñeco	b	0.35	m
	h	0.35	m
	L	1.50	m
	k_{cm}	0.0008336	

5.5.2. Cálculo de Momentos

A continuación se calcula el factor de distribución f de momentos, dicho cálculo se lo hace mediante la siguiente expresión:

$$f = \frac{M_p}{k_{cd} + k_{pc} + k_{ci} + k_{cm}}$$

$$f = \frac{8.53}{0,0001125 + 0,00041684 + 0,00015 + 0,0008336}$$

$$f = 5637.7280$$

El momento que se distribuye a cada elemento se calcula con el siguiente formulario. Los resultados se presentan en la Tabla 50.

$$M_{cd} = f * k_{cd}$$

$$M_{ci} = f * k_{ci}$$

$$M_{cm} = f * k_{cm}$$

Tabla 50

Cálculo de momentos en elementos de distribución

Momento en Cadena Derecha (Mcd)	0,634	T.m
Momento en Cadena Izquierda (Mci)	0,845	T.m
Momento en Cabeza del Muñeco (Mcm)	4.70	T.m

El momento que se transmite al pie del muñeco (Mpm) que corresponde al momento que recibe el cimiento, se calcula con:

$$M_{pm} = 0.5 * M_{cm}$$

$$M_{pm} = 0.5 * 4.70 \text{ T.m}$$

$$M_{pm} = 2.35 \text{ T.m}$$

Se puede verificar que:

$$M_{pm} \leq 3 \text{ T.m}$$

Esto permite diseñar la cimentación únicamente a carga axial.

5.5.3. Diseño a Flexión

$$M_u = 0.845 \text{ T.m}$$

$$b = 20.0 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento} = 3.0 \text{ cm}$$

$$d = 17.0 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.0041 > \rho_{min} \rightarrow \rho = 0.0041$$

$$A_s(+/-) = 0.0041 * 20 * 27$$

$$A_s(+/-) = 2.22 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 12\text{mm} (2.26 \text{ cm}^2)$$

En el siguiente esquema se presenta el armado final de cadena de cimentación.

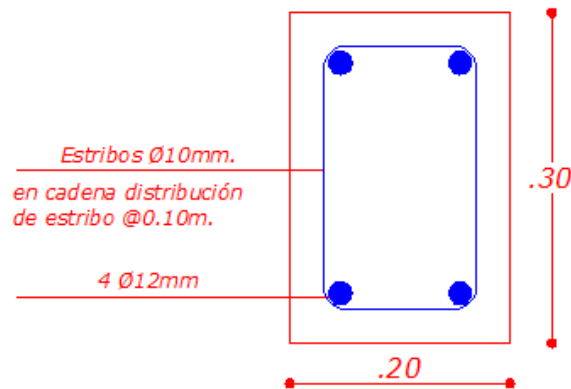


Figura 59. Armado final cadena de cimentación

El armado y planilla de cadena de cimentación, se presenta de manera detallada en el Anexo 5 (Ver en el CD).

5.5. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Una de las características fundamentales para que una estructura funcione adecuadamente, es que tenga una base sólida para garantizar la estabilidad. La cimentación constituye el elemento intermedio que puede transmitir las cargas que soporta una estructura de manera que no sobrepase la capacidad portante del suelo y que las deformaciones producidas en este sean admisibles para la estructura, por tanto para realizar un correcto diseño, se debe tomar en cuenta las características geotécnicas del suelo y dimensionar el cimiento para que sea lo suficientemente resistente (Zúñiga, 2015).

Para el diseño de la cimentación se toma como punto de partida las cargas últimas obtenidas del modelamiento de la estructura hecho con el programa ETABS 2016-16.0.3. En el numeral anterior se verifica que la cadena de cimentación diseñada absorbe los momentos generados en los pies de cada columna, por tal motivo la cimentación se puede diseñar solo a carga axial.

En la Tabla 51, se presenta los valores de carga axial última que transmite cada columna hacia la cimentación, dichos valores se toman de la combinación de carga Envolvente.

Tabla 51
Valores de carga axial última

Columna	Carga (Tn)
A-1	43.91
A-2	63.09
A-3	51.1
A-4	24.13
A-5	18.79
A'-1	14.25
A'-2	20.74
B-1	41.58
B-2	62.32
B-3	36.43
B-4	23.41
B-5	21.51
C-1	35.99
C-2	55.76
C-3	39.84
C-4	29.06
D-1	37.81
D-2	48.4
D-3	45.19
D-4	34.51
E-1	32.56
E-2	30.67
E-3	21.54
E-4	18.02
E'-1	13.76
E'-2	14.23

El diseño de la cimentación cuenta con cinco tipos de plintos aislados y un tipo de plinto excéntrico, los cuáles se distinguen por la profundidad a la que se cimientan, el área de fundación y la altura del plinto. Se decide escoger por cada tipo los cimientos que mayor carga reciben al ser los más críticos, y realizar el procedimiento de diseño de manera detallada. Para mostrar de manera explícita el diseño, se programa el procedimiento a seguir en una hoja de cálculo Excel, misma que se presenta en el Anexo 7 (Ver en el CD).

5.6.1. Diseño de Plintos Aislados

5.6.1.1. Tipo I (Eje A-3)

- **Datos**

$$Pu = 51.10 T$$

$$P = 39.31 T$$

$$\sigma_s = 21 \frac{T}{m^2}$$

$$hf = -1.50 m$$

Columna: 35cm x 35cm

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

- **Predimensionamiento**

Para realizar el predimensionamiento del cimiento, se inicia con el cálculo del área de fundación con la siguiente ecuación.

$$A^F = \frac{P + \%P}{\sigma_s}$$

$$A^F = \frac{39.31 * 1.15}{21} = 2.15 m^2$$

Para obtener las dimensiones del plinto se saca la raíz cuadrada del A^F .

$$B = L = \sqrt{A^F} = \sqrt{2.15 m^2} = 1.47 m$$

Se adopta un área de fundación aumentando las dimensiones en un pequeño porcentaje.

$$A_{ADOPTADA}^F = (1.50 x 1.50) m^2$$

De esta manera, las dimensiones adoptadas son las siguientes.

$$B_{ADOPTADO} = 1.50 m$$

$$L_{ADOPTADO} = 1.50 m$$

- **Presión Neta del Suelo**

Se calcula mediante la siguiente expresión.

$$qs = \frac{P}{A_{ADOPTADA}^F}$$

$$qs = \frac{39.31}{1.50 * 1.50} = 17.47 \frac{T}{m^2}$$

Esta presión neta debe ser menor o igual al esfuerzo del suelo.

$$q_s = 17.47 \frac{T}{m^2} \leq \sigma_s = 21 \frac{T}{m^2}$$

Se toma un factor de mayoración obtenido de la división entre la carga última y la carga de servicio.

$$f_{may} = \frac{P_u}{P} = 1.30$$

Con este factor de mayoración se obtiene la presión neta del suelo última.

$$q_{US} = q_s * f_{may} = 17.47 * 1.30 = 22.71 \frac{T}{m^2}$$

A continuación se realiza el cálculo de la altura del plinto "h", se chequean cortantes tanto unidireccional como bidireccional, de la siguiente manera.

- **Cortante Unidireccional**

Para cumplir con el cortante unidireccional se debe obtener que el cortante último sea menor o en el peor de los casos igual al cortante permisible.

$$v_u \leq v_p$$

Donde:

$$v_u = \frac{V_u}{d * b * \phi}$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

El cortante unidireccional se chequea a una distancia "d" de la cara de la columna, de la siguiente manera:

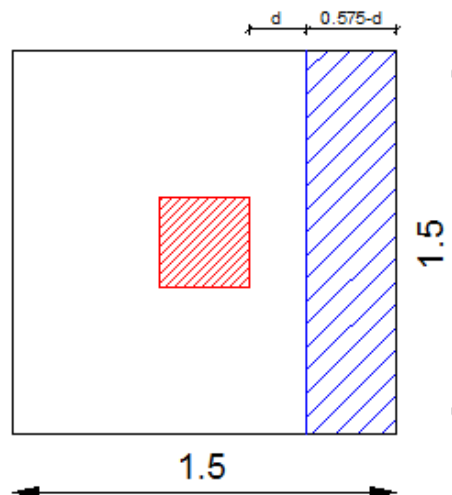


Figura 60. Esquema de cálculo cortante unidireccional

Por lo tanto tenemos que:

$$Vu = q_{US} * (0.575 - d) * B$$

El diseño se lo puede realizar mediante iteraciones, imponiendo una altura "h", o se puede igualar $v_u = v_p$, teniendo el caso más crítico y obtener la altura para posteriormente adoptar h con un porcentaje mayor.

En este caso se va a igualar $v_u = v_p$, para así obtener h.

$$\frac{Vu}{d * b * \phi} = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Para cimentaciones $\phi = 0.75$ y el recubrimiento es de $rec = 7.5$ cm.

$$\frac{q_{US} * (0.575 - d) * B}{d * b * \phi} = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Reemplazando datos, tenemos:

$$\frac{22.71 * (0.575 - d) * 1.50}{d * 1.50 * 0.75} = 0.53 * \sqrt{210} * 10$$

$$d = 0.162 \text{ m}$$

$$h = d + rec = 0.162 + 0.075 = 0.237 \text{ m}$$

$$h_{ASUMIDO} = 0.30 \text{ m}$$

$$d_{ASUMIDO} = 0.225 \text{ m}$$

- **Cortante Bidireccional**

Para cumplir con el cortante bidireccional se debe obtener que el cortante último sea menor o en el peor de los casos igual al cortante permisible.

$$v_u \leq v_p$$

Donde:

$$v_u = \frac{Vu}{d * b_o * \phi}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

El cortante bidireccional se chequea a una distancia "d/2" de la cara de la columna en todos los sentidos, como se indica en la Figura 61.

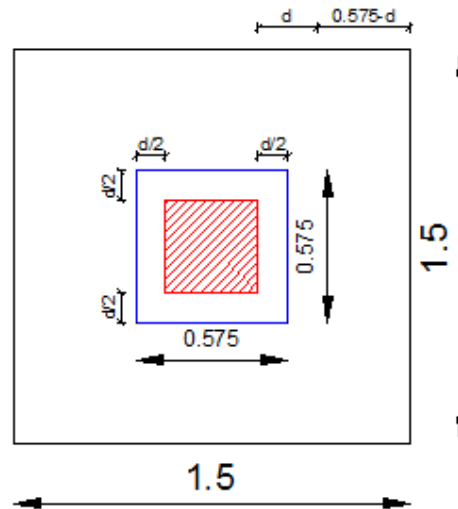


Figura 61. Esquema de cálculo cortante bidireccional

Por lo tanto tenemos que:

$$V_u = q_U S * (A_T - A_{PUNZ})$$

$$V_u = 22.71 * (2.25 - 0.33) = 43.59 T$$

b_o , es el perímetro de punzonamiento.

$$b_o = 4 * 0.575 = 2.30 m$$

Ahora reemplazamos datos:

$$v_u = \frac{43.59 * 1000 (kg)}{22.5 * 230 * 0.75} = 11.23 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{210} = 15.36 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_u \leq v_p (OK)$$

Una vez cumplido con los cortantes unidireccional y bidireccional, se adopta la altura del cimiento definitiva:

$$h_{ADOPTADA} = 0.30 m$$

$$d_{ADOPTADO} = 0.225 m$$

- **Cálculo de momento flector y área de acero**

El momento flector se calcula en la cara de la columna, de la siguiente manera.

$$L_v = \frac{1.50 - 0.35}{2} = 0.575 m$$

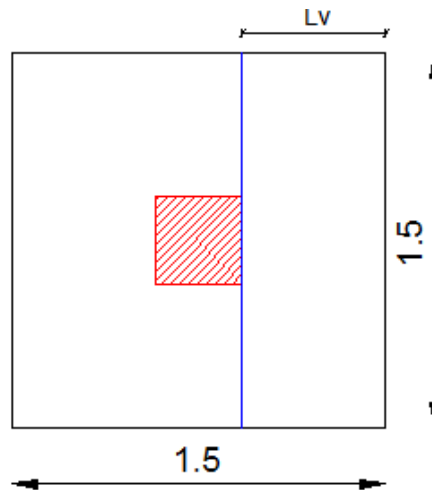


Figura 62. Esquema de cálculo de momento flector

$$Mu = q_{us} * \frac{Lv^2}{2} * B$$

$$Mu = 22.71 * \frac{0.575^2}{2} * 1.50$$

$$Mu = 5.63 \text{ T.m}$$

Con el momento flector se procede a calcular la cuantía y el área de acero necesaria.

$$\rho = 0.85 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * 5.63 * 10^5}{0.90 * 0.85 * 210 * 150 * 22.5^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.0020 < \rho_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Para el cálculo del área de acero, se toma la cuantía mínima debido a que la cuantía calculada es menor que la mínima.

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0033 * 150 * 22.5$$

$$As = 11.25 \text{ cm}^2$$

El área de acero obtenida se puede distribuir de la siguiente manera.

$$10\emptyset 12\text{mm} (1\emptyset 12\text{mm}@15\text{cm})$$

- **Armado Final del Plinto**

Se presenta el esquema en elevación del cimiento.

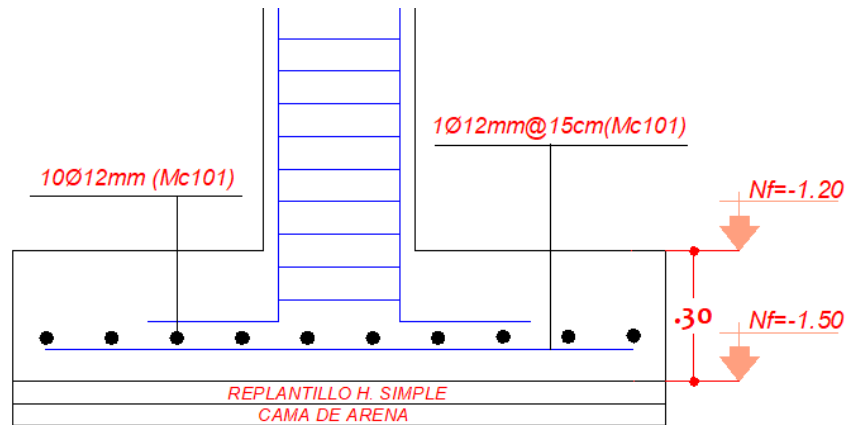


Figura 63. Vista en elevación cimiento (Tipo I)

5.6.1.2. Tipo II (Eje A-2)

- **Datos**

$$P_u = 63.09 T$$

$$P = 48.53 T$$

$$\sigma_s = 21 \frac{T}{m^2}$$

$$h_f = -1.50 m$$

$$\text{Columna: } 35cm \times 35cm$$

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

- **Predimensionamiento**

Para realizar el predimensionamiento del cimiento, se inicia con el cálculo del área de fundación con la siguiente ecuación.

$$A^F = \frac{P + \%P}{\sigma_s}$$

$$A^F = \frac{48.53 * 1.15}{21} = 2.66 m^2$$

Para obtener las dimensiones del plinto se saca la raíz cuadrada del A^F .

$$B = L = \sqrt{A^F} = \sqrt{2.66 m^2} = 1.63 m$$

Se adopta un área de fundación aumentando las dimensiones en un pequeño porcentaje.

$$A_{ADOPTADA}^F = (2.00 \times 2.00) \text{ m}^2$$

De esta manera, las dimensiones adoptadas son las siguientes.

$$B_{ADOPTADO} = 2.00 \text{ m}$$

$$L_{ADOPTADO} = 2.00 \text{ m}$$

- **Presión Neta del Suelo**

Se calcula mediante la siguiente expresión.

$$q_s = \frac{P}{A_{ADOPTADA}^F}$$

$$q_s = \frac{48.53}{2.00 * 2.00} = 12.13 \frac{T}{m^2}$$

Esta presión neta debe ser menor o igual al esfuerzo del suelo.

$$q_s = 12.13 \frac{T}{m^2} \leq \sigma_s = 21 \frac{T}{m^2}$$

Se toma un factor de mayoración obtenido de la división entre la carga última y la carga de servicio.

$$f_{may} = \frac{P_u}{P} = 1.30$$

Con este factor de mayoración se obtiene la presión neta del suelo última.

$$q_{US} = q_s * f_{may} = 12.13 * 1.30 = 15.77 \frac{T}{m^2}$$

A continuación se realiza el cálculo de la altura del plinto "h", se chequean cortantes tanto unidireccional como bidireccional, de la siguiente manera.

- **Cortante Unidireccional**

Para cumplir con el cortante unidireccional se debe obtener que el cortante último sea menor o en el peor de los casos igual al cortante permisible.

$$v_u \leq v_p$$

Donde:

$$v_u = \frac{V_u}{d * b * \phi}$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

El cortante unidireccional se chequea a una distancia “d” de la cara de la columna, de la siguiente manera:

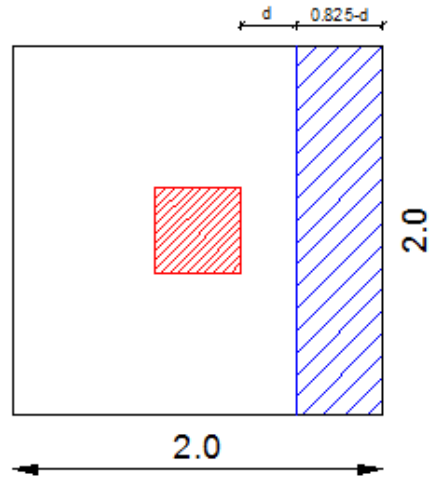


Figura 64. Esquema de cálculo cortante unidireccional

Por lo tanto tenemos que:

$$V_u = q_{US} * (0.825 - d) * B$$

El diseño se lo puede realizar mediante iteraciones, imponiendo una altura “h”, o se puede igualar $v_u = v_p$, teniendo el caso más crítico y obtener la altura para posteriormente adoptar h con un porcentaje mayor.

En este caso se va a igualar $v_u = v_p$, para así obtener h.

$$\frac{V_u}{d * b * \phi} = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Para cimentaciones $\phi = 0.75$ y el recubrimiento es de $rec = 7.5$ cm.

$$\frac{q_{US} * (0.825 - d) * B}{d * b * \phi} = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Reemplazando datos, tenemos:

$$\frac{15.77 * (0.825 - d) * 2.00}{d * 2.00 * 0.75} = 0.53 * \sqrt{210} * 10$$

$$d = 0.177 \text{ m}$$

$$h = d + rec = 0.177 + 0.075 = 0.252 \text{ m}$$

$$h_{ASUMIDO} = 0.30 \text{ m}$$

$$d_{ASUMIDO} = 0.225 \text{ m}$$

- **Cortante Bidireccional**

Para cumplir con el cortante bidireccional se debe obtener que el cortante último sea menor o en el peor de los casos igual al cortante permisible:

$$v_u \leq v_p$$

Donde:

$$v_u = \frac{Vu}{d * b_o * \phi}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

El cortante bidireccional se chequea a una distancia “d/2” de la cara de la columna en todos los sentidos, como se indica en la Figura 65.

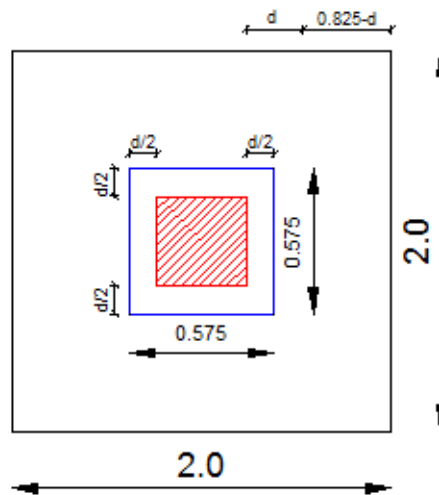


Figura 65. Esquema de cálculo cortante bidireccional

Por lo tanto tenemos que:

$$Vu = q_{US} * (A_T - A_{PUNZ})$$

$$Vu = 15.77 * (4.00 - 0.33) = 57.88 T$$

b_o , es el perímetro de punzonamiento.

$$b_o = 4 * 0.575 = 2.30 m$$

Ahora reemplazamos datos:

$$v_u = \frac{57.88 * 1000 (kg)}{22.5 * 230 * 0.75} = 14.91 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{210} = 15.36 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_u \leq v_p (OK)$$

Una vez cumplido con los cortantes unidireccional y bidireccional, se adopta la altura del cimiento definitiva:

$$h_{ADOPTADA} = 0.30 \text{ m}$$

$$d_{ADOPTADO} = 0.225 \text{ m}$$

- **Cálculo de momento flector y área de acero**

El momento flector se calcula en la cara de la columna, de la siguiente manera.

$$Lv = \frac{2.00 - 0.35}{2} = 0.825 \text{ m}$$

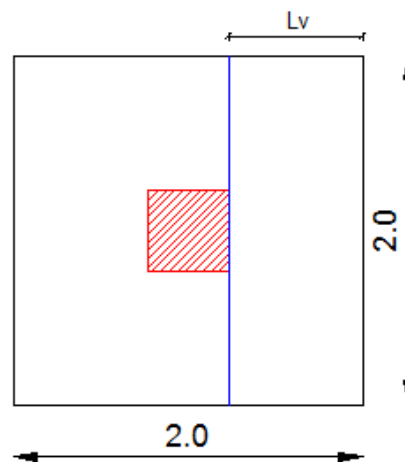


Figura 66. Esquema de cálculo de momento flector

$$Mu = q_{US} * \frac{Lv^2}{2} * B$$

$$Mu = 15.77 * \frac{0.825^2}{2} * 2.00$$

$$Mu = 10.74 \text{ T.m}$$

Con el momento flector se procede a calcular la cuantía y el área de acero necesaria.

$$\rho = 0.85 \left(\frac{f'c}{fy} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * 10.74 * 10^5}{0.90 * 0.85 * 210 * 200 * 22.5^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.0029 < \rho_{min} = \frac{14}{fy} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Para el cálculo del área de acero, se toma la cuantía mínima debido a que la cuantía calculada es menor que la mínima.

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0033 * 200 * 22.5$$

$$A_s = 15.00 \text{ cm}^2$$

El área de acero obtenida se puede distribuir de la siguiente manera.

13Ø12mm (1Ø12mm@15cm)

- **Armado Final del Plinto**

Se presenta el esquema en elevación del cimiento.

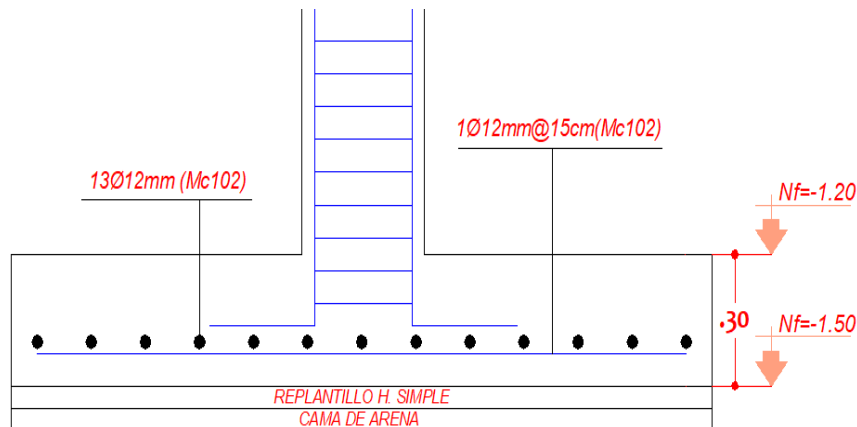


Figura 67. Vista en elevación cimiento (Tipo II)

5.6.1.3. Tipo III (Eje D-2)

- **Datos**

$$P_u = 48.40 T$$

$$P = 37.23 T$$

$$\sigma_s = 15 \frac{T}{m^2}$$

$$h_f = -2.50 m$$

Columna: 35cm x 35cm

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

- **Predimensionamiento**

Para realizar el predimensionamiento del cimiento, se inicia con el cálculo del área de fundación con la siguiente ecuación.

$$A^F = \frac{P + \%P}{\sigma_s}$$

$$A^F = \frac{37.23 * 1.15}{15} = 2.85 \text{ m}^2$$

Para obtener las dimensiones del plinto se saca la raíz cuadrada del A^F .

$$B = L = \sqrt{A^F} = \sqrt{2.85 \text{ m}^2} = 1.69 \text{ m}$$

Se adopta un área de fundación aumentando las dimensiones en un pequeño porcentaje.

$$A_{ADOPTADA}^F = (2.00 \times 2.00) \text{ m}^2$$

De esta manera, las dimensiones adoptadas son las siguientes.

$$B_{ADOPTADO} = 2.00 \text{ m}$$

$$L_{ADOPTADO} = 2.00 \text{ m}$$

- **Presión Neta del Suelo**

Se calcula mediante la siguiente expresión.

$$q_s = \frac{P}{A_{ADOPTADA}^F}$$

$$q_s = \frac{37.23}{2.00 * 2.00} = 9.31 \frac{T}{m^2}$$

Esta presión neta debe ser menor o igual al esfuerzo del suelo.

$$q_s = 9.31 \frac{T}{m^2} \leq \sigma_s = 15 \frac{T}{m^2}$$

Se toma un factor de mayoración obtenido de la división entre la carga última y la carga de servicio.

$$f_{may} = \frac{Pu}{P} = 1.30$$

Con este factor de mayoración se obtiene la presión neta del suelo última.

$$q_{US} = q_s * f_{may} = 9.31 * 1.30 = 12.10 \frac{T}{m^2}$$

A continuación se realiza el cálculo de la altura del plinto "h", se chequean cortantes tanto unidireccional como bidireccional, de la siguiente manera.

- **Cortante Unidireccional**

Para cumplir con el cortante unidireccional se debe obtener que el cortante último sea menor o en el peor de los casos igual al cortante permisible.

$$v_u \leq v_p$$

Donde:

$$v_u = \frac{Vu}{d * b * \phi}$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

El cortante unidireccional se chequea a una distancia “d” de la cara de la columna, de la siguiente manera:

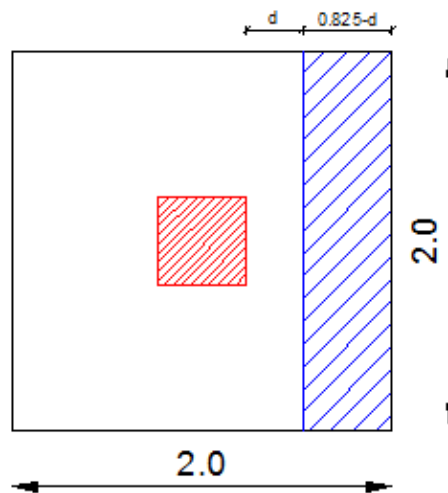


Figura 68. Esquema de cálculo cortante unidireccional

Por lo tanto tenemos que:

$$Vu = q_{Us} * (0.825 - d) * B$$

El diseño se lo puede realizar mediante iteraciones, imponiendo una altura “h”, o se puede igualar $v_u = v_p$, teniendo el caso más crítico y obtener la altura para posteriormente adoptar h con un porcentaje mayor.

En este caso se va a igualar $v_u = v_p$, para así obtener h.

$$\frac{Vu}{d * b * \phi} = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Para cimentaciones $\phi = 0.75$ y el recubrimiento es de $rec = 7.5$ cm.

$$\frac{q_{Us} * (0.825 - d) * B}{d * b * \phi} = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Reemplazando datos, tenemos:

$$\frac{12.10 * (0.825 - d) * 2.00}{d * 2.00 * 0.75} = 0.53 * \sqrt{210} * 10$$

$$d = 0.180 \text{ m}$$

$$h = d + rec = 0.180 + 0.075 = 0.255 \text{ m}$$

$$h_{ASUMIDO} = 0.30 \text{ m}$$

$$d_{ASUMIDO} = 0.225 \text{ m}$$

- **Cortante Bidireccional**

Para cumplir con el cortante bidireccional se debe obtener que el cortante último sea menor o en el peor de los casos igual al cortante permisible.

$$v_u \leq v_p$$

Donde:

$$v_u = \frac{Vu}{d * b_o * \phi}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

El cortante bidireccional se chequea a una distancia “d/2” de la cara de la columna en todos los sentidos, como se indica en la Figura 69.

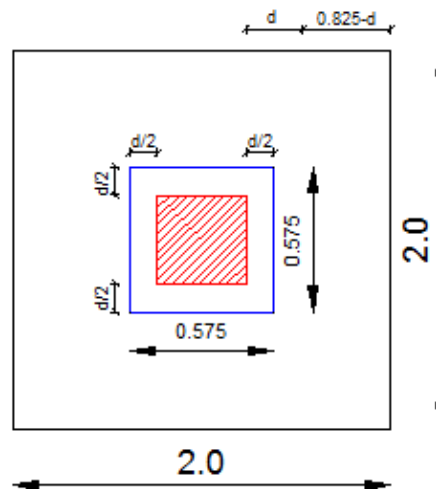


Figura 69. Esquema de cálculo cortante bidireccional

Por lo tanto tenemos que:

$$Vu = q_{US} * (A_T - A_{PUNZ})$$

$$Vu = 12.10 * (4.00 - 0.33) = 44.40 \text{ T}$$

b_o , es el perímetro de punzonamiento.

$$b_o = 4 * 0.575 = 2.30 \text{ m}$$

Ahora reemplazamos datos:

$$v_u = \frac{44.40 * 1000 \text{ (kg)}}{22.5 * 230 * 0.75} = 11.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{210} = 15.36 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_u \leq v_p \text{ (OK)}$$

Una vez cumplido con los cortantes unidireccional y bidireccional, se adopta la altura del cimiento definitiva:

$$h_{ADOPTADA} = 0.30 \text{ m}$$

$$d_{ADOPTADO} = 0.225 \text{ m}$$

- **Cálculo de momento flector y área de acero**

El momento flector se calcula en la cara de la columna, de la siguiente manera.

$$Lv = \frac{2.00 - 0.35}{2} = 0.825 \text{ m}$$

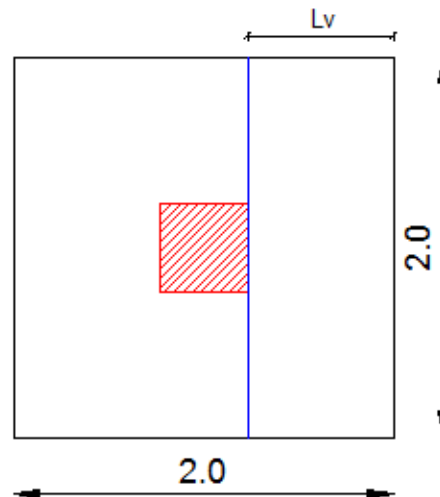


Figura 70. Esquema de cálculo de momento flector

$$Mu = q_{US} * \frac{Lv^2}{2} * B$$

$$Mu = 12.10 * \frac{0.825^2}{2} * 2.00$$

$$Mu = 8.24 \text{ T.m}$$

Con el momento flector se procede a calcular la cuantía y el área de acero necesaria.

$$\rho = 0.85 \left(\frac{f'_c}{fy} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * 8.24 * 10^5}{0.90 * 0.85 * 210 * 200 * 22.5^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.0022 < \rho_{min} = \frac{14}{fy} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Para el cálculo del área de acero, se toma la cuantía mínima debido a que la cuantía calculada es menor que la mínima.

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0033 * 200 * 22.5$$

$$A_s = 15.00 \text{ cm}^2$$

El área de acero obtenida se puede distribuir de la siguiente manera.

13Ø12mm (1Ø12mm@15cm)

- **Armado Final del Plinto**

Se presenta el esquema en elevación del cimiento.

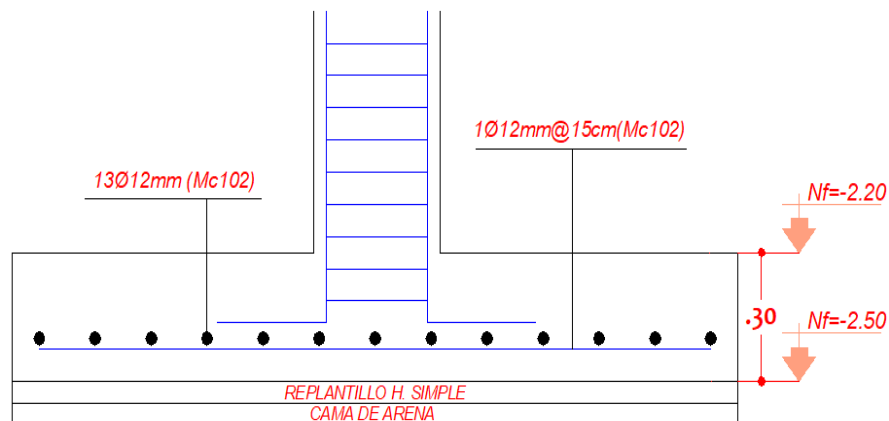


Figura 71. Vista en elevación cimiento (Tipo III)

5.6.1.4. Tipo IV (Eje C-2)

- **Datos**

$$P_u = 55.76 \text{ T}$$

$$P = 42.89 \text{ T}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$hf = -2.50 \text{ m}$$

Columna: 35cm x 35cm

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

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

- **Predimensionamiento**

Para realizar el predimensionamiento del cimiento, se inicia con el cálculo del área de fundación con la siguiente ecuación.

$$A^F = \frac{P + \%P}{\sigma_s}$$

$$A^F = \frac{42.89 * 1.15}{15} = 3.29 m^2$$

Para obtener las dimensiones del plinto se saca la raíz cuadrada del A^F .

$$B = L = \sqrt{A^F} = \sqrt{3.29 m^2} = 1.81$$

Se adopta un área de fundación aumentando las dimensiones en un pequeño porcentaje.

$$A_{ADOPTADA}^F = (2.50 \times 2.50) m^2$$

De esta manera, las dimensiones adoptadas son las siguientes.

$$B_{ADOPTADO} = 2.50 m$$

$$L_{ADOPTADO} = 2.50 m$$

- **Presión Neta del Suelo**

Se calcula mediante la siguiente expresión.

$$q_s = \frac{P}{A_{ADOPTADA}^F}$$

$$q_s = \frac{42.89}{2.50 * 2.50} = 6.86 \frac{T}{m^2}$$

Esta presión neta debe ser menor o igual al esfuerzo del suelo.

$$q_s = 6.86 \frac{T}{m^2} \leq \sigma_s = 15 \frac{T}{m^2}$$

Se toma un factor de mayoración obtenido de la división entre la carga última y la carga de servicio.

$$f_{may} = \frac{P_u}{P} = 1.30$$

Con este factor de mayoración se obtiene la presión neta del suelo última.

$$q_{US} = q_s * f_{may} = 6.86 * 1.30 = 8.92 \frac{T}{m^2}$$

A continuación se realiza el cálculo de la altura del plinto “h”, se chequean cortantes tanto unidireccional como bidireccional, de la siguiente manera.

- **Cortante Unidireccional**

Para cumplir con el cortante unidireccional se debe obtener que el cortante último sea menor o en el peor de los casos igual al cortante permisible.

$$v_u \leq v_p$$

Donde:

$$v_u = \frac{Vu}{d * b * \phi}$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

El cortante unidireccional se chequea a una distancia “d” de la cara de la columna, de la siguiente manera:

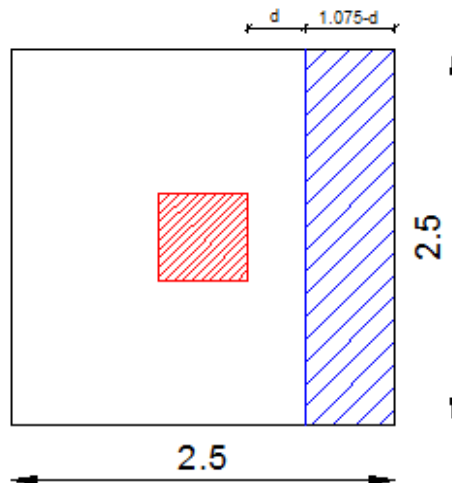


Figura 72. Esquema de cálculo cortante unidireccional

Por lo tanto tenemos que:

$$Vu = q_{vs} * (1.075 - d) * B$$

El diseño se lo puede realizar mediante iteraciones, imponiendo una altura “h”, o se puede igualar $v_u = v_p$, teniendo el caso más crítico y obtener la altura para posteriormente adoptar h con un porcentaje mayor.

En este caso se va a igualar $v_u = v_p$, para así obtener h.

$$\frac{Vu}{d * b * \phi} = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Para cimentaciones $\phi = 0.75$ y el recubrimiento es de $rec = 7.5$ cm.

$$\frac{q_{US} * (1.075 - d) * B}{d * b * \phi} = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Reemplazando datos, tenemos:

$$\frac{8.92 * (1.075 - d) * 2.50}{d * 2.50 * 0.75} = 0.53 * \sqrt{210} * 10$$

$$d = 0.144 \text{ m}$$

$$h = d + rec = 0.144 + 0.075 = 0.219 \text{ m}$$

$$h_{ASUMIDO} = 0.30 \text{ m}$$

$$d_{ASUMIDO} = 0.225 \text{ m}$$

- **Cortante Bidireccional**

Para cumplir con el cortante bidireccional se debe obtener que el cortante último sea menor o en el peor de los casos igual al cortante permisible:

$$v_u \leq v_p$$

Donde:

$$v_u = \frac{Vu}{d * b_o * \phi}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

El cortante bidireccional se chequea a una distancia “d/2” de la cara de la columna en todos los sentidos, como se indica en la Figura 73.

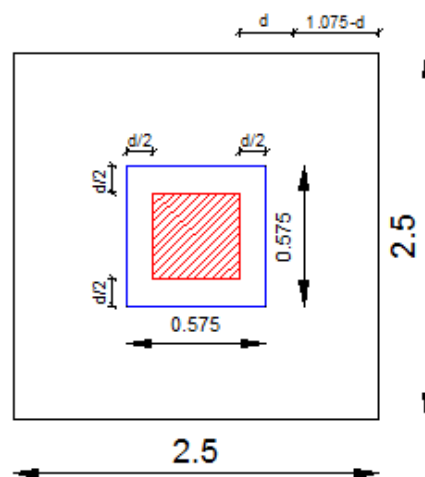


Figura 73. Esquema de cálculo cortante bidireccional

Por lo tanto tenemos que:

$$Vu = q_{US} * (A_T - A_{PUNZ})$$

$$V_u = 8.92 * (6.25 - 0.33) = 52.81 T$$

bo, es el perímetro de punzonamiento.

$$b_o = 4 * 0.575 = 2.30 m$$

Ahora reemplazamos datos:

$$v_u = \frac{52.81 * 1000 (kg)}{22.5 * 230 * 0.75} = 13.61 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{210} = 15.36 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_u \leq v_p (OK)$$

Una vez cumplido con los cortantes unidireccional y bidireccional, se adopta la altura del cemento definitiva:

$$h_{ADOPTADA} = 0.30 m$$

$$d_{ADOPTADO} = 0.225$$

- **Cálculo de momento flector y área de acero**

El momento flector se calcula en la cara de la columna, de la siguiente manera.

$$Lv = \frac{2.50 - 0.35}{2} = 1.075 m$$

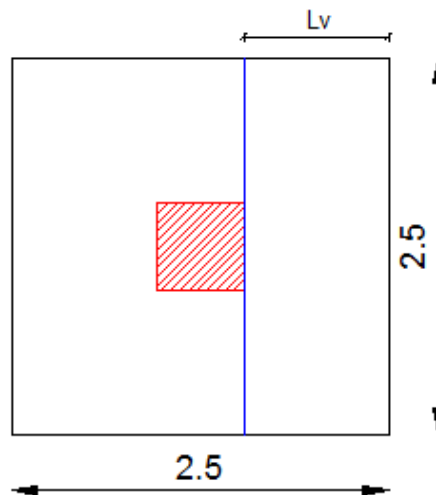


Figura 74. Esquema de cálculo de momento flector

$$M_u = q_{US} * \frac{Lv^2}{2} * B$$

$$M_u = 8.92 * \frac{1.075^2}{2} * 2.50$$

$$M_u = 12.89 T.m$$

Con el momento flector se procede a calcular la cuantía y el área de acero necesaria.

$$\rho = 0.85 \left(\frac{f'c}{fy} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * 12.89 * 10^5}{0.90 * 0.85 * 210 * 250 * 22.5^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.0028 < \rho_{min} = \frac{14}{fy} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Para el cálculo del área de acero, se toma la cuantía mínima debido a que la cuantía calculada es menor que la mínima.

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0033 * 250 * 22.5$$

$$As = 18.75 \text{ cm}^2$$

El área de acero obtenida se puede distribuir de la siguiente manera.

17Ø12mm (1Ø12mm@15cm)

- **Armado Final del Plinto**

Se presenta el esquema en elevación del cimiento.

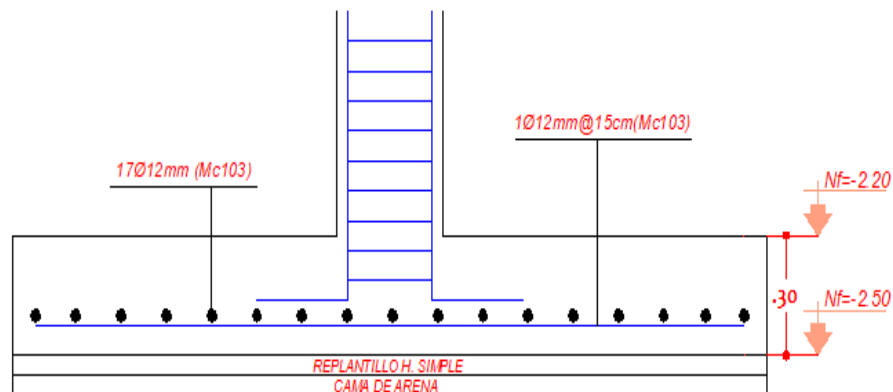


Figura 75. Vista en elevación cimiento (Tipo IV)

5.6.1.5. Tipo V (Eje E-1)

- **Datos**

$$Pu = 32.56 \text{ T}$$

$$P = 25.05 \text{ T}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$hf = -2.50 \text{ m}$$

Columna: 35cm x 35cm

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

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

- **Predimensionamiento**

Para realizar el predimensionamiento del cimiento, se inicia con el cálculo del área de fundación con la siguiente ecuación.

$$A^F = \frac{P + \%P}{\sigma_s}$$

$$A^F = \frac{25.05 * 1.15}{15} = 1.92 \text{ m}^2$$

Para obtener las dimensiones del plinto se saca la raíz cuadrada del A^F .

$$B = L = \sqrt{A^F} = \sqrt{1.92 \text{ m}^2} = 1.50$$

Se adopta un área de fundación aumentando las dimensiones en un pequeño porcentaje.

$$A_{ADOPTADA}^F = (1.50 \times 1.50) \text{ m}^2$$

De esta manera, las dimensiones adoptadas son las siguientes.

$$B_{ADOPTADO} = 1.50 \text{ m}$$

$$L_{ADOPTADO} = 1.50 \text{ m}$$

- **Presión Neta del Suelo**

Se calcula mediante la siguiente expresión.

$$qs = \frac{P}{A_{ADOPTADA}^F}$$

$$qs = \frac{25.05}{1.50 * 1.50} = 11.13 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

Esta presión neta debe ser menor o igual al esfuerzo del suelo.

$$qs = 11.13 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \leq \sigma_s = 15 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

Se toma un factor de mayoración obtenido de la división entre la carga última y la carga de servicio.

$$f_{may} = \frac{Pu}{P} = 1.30$$

Con este factor de mayoración se obtiene la presión neta del suelo última.

$$q_{US} = q_s * f_{may} = 11.13 * 1.30 = 14.47 \frac{T}{m^2}$$

A continuación se realiza el cálculo de la altura del plinto "h", se chequean cortantes tanto unidireccional como bidireccional, de la siguiente manera.

- **Cortante Unidireccional**

Para cumplir con el cortante unidireccional se debe obtener que el cortante último sea menor o en el peor de los casos igual al cortante permisible.

$$v_u \leq v_p$$

Donde:

$$v_u = \frac{Vu}{d * b * \phi}$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

El cortante unidireccional se chequea a una distancia "d" de la cara de la columna, de la siguiente manera:

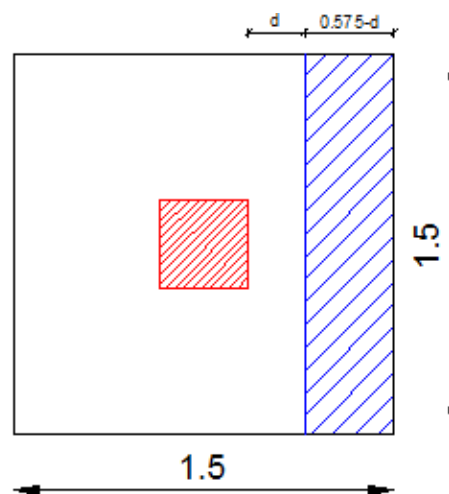


Figura 76. Esquema de cálculo cortante unidireccional

Por lo tanto tenemos que:

$$Vu = q_{US} * (0.575 - d) * B$$

El diseño se lo puede realizar mediante iteraciones, imponiendo una altura "h", o se puede igualar $v_u = v_p$, teniendo el caso más crítico y obtener la altura para posteriormente adoptar h con un porcentaje mayor.

En este caso se va a igualar $v_u = v_p$, para así obtener h.

$$\frac{Vu}{d * b * \phi} = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Para cimentaciones $\phi = 0.75$ y el recubrimiento es de $rec = 7.5$ cm.

$$\frac{q_{US} * (0.575 - d) * B}{d * b * \phi} = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Reemplazando datos, tenemos:

$$\frac{14.47 * (0.575 - d) * 1.50}{d * 1.50 * 0.75} = 0.53 * \sqrt{210} * 10$$

$$d = 0.115 \text{ m}$$

$$h = d + rec = 0.115 + 0.075 = 0.190 \text{ m}$$

$$h_{ASUMIDO} = 0.25 \text{ m}$$

$$d_{ASUMIDO} = 0.175 \text{ m}$$

- **Cortante Bidireccional**

Para cumplir con el cortante bidireccional se debe obtener que el cortante último sea menor o en el peor de los casos igual al cortante permisible.

$$v_u \leq v_p$$

Donde:

$$v_u = \frac{Vu}{d * b_o * \phi}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

El cortante bidireccional se chequea a una distancia "d/2" de la cara de la columna en todos los sentidos, como se indica en la Figura 77.

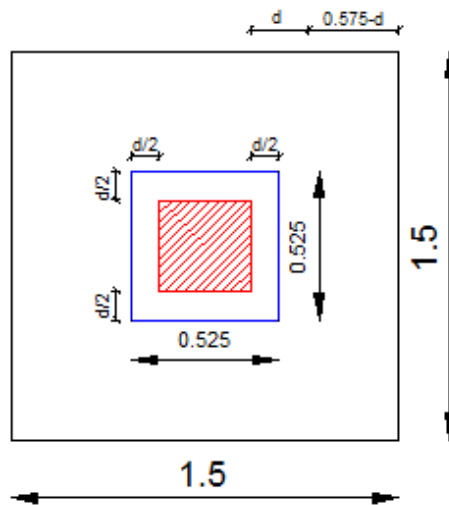


Figura 77. Esquema de cálculo cortante bidireccional

Por lo tanto tenemos que:

$$Vu = q_{US} * (A_T - A_{PUNZ})$$

$$Vu = 14.47 * (2.25 - 0.28) = 28.57 T$$

bo, es el perímetro de punzonamiento.

$$bo = 4 * 0.525 = 2.10 m$$

Ahora reemplazamos datos:

$$v_u = \frac{28.57 * 1000 (kg)}{17.5 * 210 * 0.75} = 10.37 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{210} = 15.36 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_u \leq v_p (OK)$$

Una vez cumplido con los cortantes unidireccional y bidireccional, se adopta la altura del cimiento definitiva:

$$h_{ADOPTADA} = 0.25 m$$

$$d_{ADOPTADO} = 0.175$$

- **Cálculo de momento flector y área de acero**

El momento flector se calcula en la cara de la columna, de la siguiente manera.

$$Lv = \frac{1.50 - 0.35}{2} = 0.575m$$

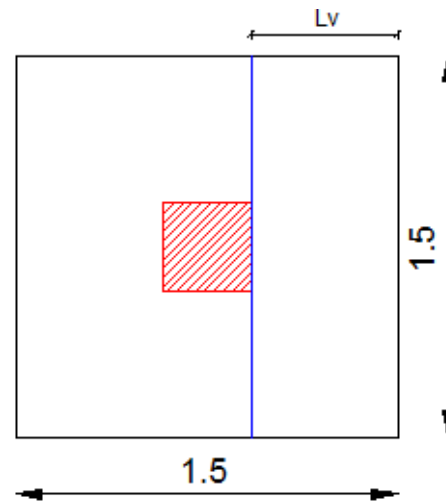


Figura 78. Esquema de cálculo de momento flector

$$Mu = q_{US} * \frac{Lv^2}{2} * B$$

$$Mu = 14.47 * \frac{0.575^2}{2} * 1.50$$

$$Mu = 3.59 \text{ T.m}$$

Con el momento flector se procede a calcular la cuantía y el área de acero necesaria.

$$\rho = 0.85 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'_c * b * d^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * 3.59 * 10^5}{0.90 * 0.85 * 210 * 150 * 17.5^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.0020 < \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Para el cálculo del área de acero, se toma la cuantía mínima debido a que la cuantía calculada es menor que la mínima.

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0033 * 150 * 17.5$$

$$As = 8.75 \text{ cm}^2$$

El área de acero obtenida se puede distribuir de la siguiente manera.

$$8\emptyset 12\text{mm} (1\emptyset 12\text{mm}@19\text{cm})$$

- **Armado Final del Plinto**

Se presenta el esquema en elevación del cimiento.

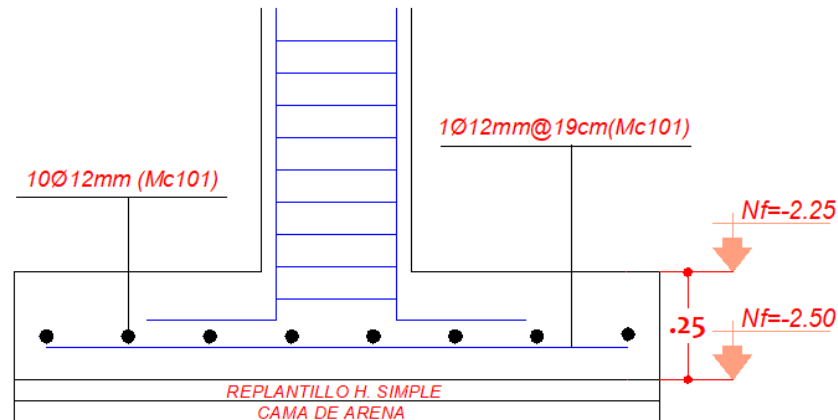


Figura 79. Vista en elevación cimiento (Tipo V)

En la Tabla 52 se presenta el cuadro resumen de plintos aislados, se muestra dimensiones, área de acero, armadura y tipo de plinto.

Tabla 52
Cuadro resumen plintos aislados

Eje	q_{su} (T/m ²)	Dimensiones			As (cm ²)	Armadura	Tipo
		B (m)	L (m)	h (m)			
A-1	19.52	1.50	1.50	0.30	11.25	10 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P1
A-2	15.77	2.00	2.00	0.30	15.00	13 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P2
A-3	22.71	1.50	1.50	0.30	11.25	10 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P1
A-4	10.72	1.50	1.50	0.30	11.25	10 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P1
A'-1	6.33	1.50	1.50	0.30	11.25	10 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P1
A'-2	9.22	1.50	1.50	0.30	11.25	10 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P1
B-1	18.48	1.50	1.50	0.30	11.25	10 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P1
B-2	15.58	2.00	2.00	0.30	15.00	13 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P2
B-3	16.19	1.50	1.50	0.30	11.25	10 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P1
B-4	10.40	1.50	1.50	0.30	11.25	10 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P1

CONTINÚA →

C-1	9.00	2.00	2.00	0.30	15.00	13 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P3
C-2	8.92	2.50	2.50	0.30	18.75	17 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P4
C-3	9.96	2.00	2.00	0.30	15.00	13 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P3
C-4	7.27	2.00	2.00	0.30	15.00	13 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P3
D-1	9.45	2.00	2.00	0.30	15.00	13 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P3
D-2	12.10	2.00	2.00	0.30	15.00	13 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P3
D-3	11.30	2.00	2.00	0.30	15.00	13 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P3
D-4	8.63	2.00	2.00	0.30	15.00	13 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@15cm)	P3
E-1	14.47	1.50	1.50	0.25	8.75	8 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@19cm)	P5
E-2	13.63	1.50	1.50	0.25	8.75	8 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@19cm)	P5
E-3	9.57	1.50	1.50	0.25	8.75	8 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@19cm)	P5
E-4	8.01	1.50	1.50	0.25	8.75	8 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@19cm)	P5

5.6.2. Diseño de Plintos Excéntricos

5.6.2.1. Tipo VI (Eje B-5)

- **Datos**

$$P_u = 21.51 T$$

$$P = 16.55 T$$

$$\sigma_s = 15 \frac{T}{m^2}$$

$$hf = -1.50 m$$

Columna: 35cm x 35cm

$$f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

- **Predimensionamiento**

$$A^F = \frac{P + \%P}{\sigma_s}$$

$$A^F = \frac{16.55 * 1.15}{15} = 1.265 \text{ m}^2$$

Para obtener las dimensiones del plinto se lo hace asumiendo que el valor de B es dos veces el valor de L, de la siguiente manera:

$$A^F = B * L$$

$$B = 2L$$

$$A^F = 2L^2$$

$$1.265 \text{ m}^2 = 2L^2$$

Entonces:

$$L = 0.795 \text{ m}$$

$$B = 1.59 \text{ m}$$

Se adopta un área de fundación aumentando las dimensiones en un pequeño porcentaje.

$$A_{ADOPTADA}^F = (2.00 * 1.00) \text{ m}^2$$

De esta manera tenemos:

$$B_{ADOPTADO} = 2.00 \text{ m}$$

$$L_{ADOPTADO} = 1.00 \text{ m}$$

- **Presión Neta del Suelo**

$$q_s = \frac{P}{A_{ADOPTADA}^F}$$

$$q_s = \frac{16.55}{2.00 * 1.00} = 8.28 \frac{T}{m^2}$$

Esta presión neta debe ser menor o igual al esfuerzo del suelo:

$$q_s = 8.28 \frac{T}{m^2} \leq \sigma_s = 15 \frac{T}{m^2}$$

Se toma un factor de mayoración obtenido de la división entre la carga última y la carga de servicio.

$$f_{may} = \frac{P_u}{P} = 1.30$$

Con este factor de mayoración se obtiene la presión neta del suelo última.

$$q_{US} = q_s * f_{may} = 8.28 * 1.30 = 10.76 \frac{T}{m^2}$$

Se procede al cálculo de la fuerza resultante R.

$$R = P * F_{may}$$

$$R = 16.55 * 1.3$$

$$R = 21.52$$

Se realiza sumatoria de momentos con respecto al punto "O" para obtener el valor de la tensión ejercida por la cadena "T".

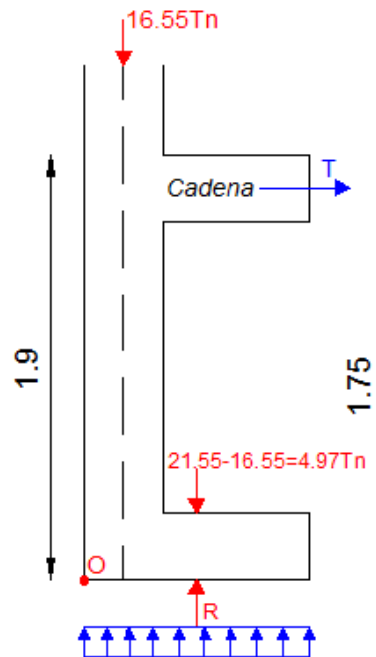


Figura 80. Esquema de sumatoria de momentos

$$\sum M_O = 0$$

$$-T(1.75) - 4.97(0.50) + 21.52(0.50) - 16.55(0.175) = 0$$

$$5.378 = 1.75 * T$$

$$T = 3.07 Tn$$

- **Comprobación por Volcamiento**

Se calcula la Fuerza de Fricción Máxima "Fmáx" de la siguiente manera:

$$F_{máx} = R * \mu$$

Se considera el valor de $\mu = 0.5$:

$$F_{máx} = 21.52 * 0.5$$

$$F_{máx} = 10.76 T$$

Este valor de la Fuerza de Fricción Máxima debe ser mayor al valor de la Tensión ejercida por la cadena.

$$F_{m\acute{a}x} > T$$

$$10.76 T_n > 3.07 T_n \text{ (OK)}$$

Con esto comprobamos que el cimiento no tiene problemas por volcamiento.

A continuación se realiza el cálculo de la altura del plinto “h”, se chequean cortantes tanto unidireccional como bidireccional, de la siguiente manera.

- **Cortante Unidireccional**

Para cumplir con el cortante unidireccional se debe obtener que el cortante último sea menor o en el peor de los casos igual al cortante permisible.

$$v_u \leq v_p$$

Donde:

$$v_u = \frac{Vu}{d * b * \phi}$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

El cortante unidireccional se chequea a una distancia “d” de la cara de la columna, de la siguiente manera:

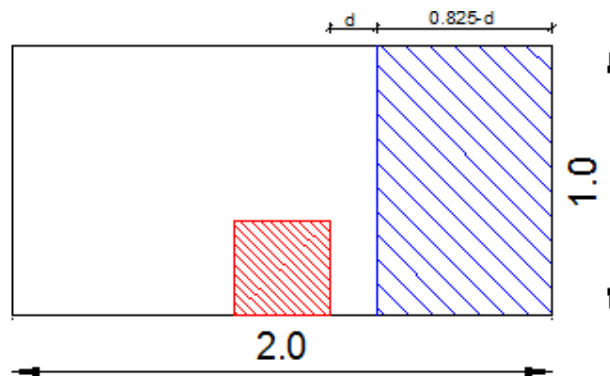


Figura 81. Esquema de cálculo cortante unidireccional

Por lo tanto tenemos que:

$$Vu = q_{US} * (0.825 - d) * B$$

El diseño se lo puede realizar mediante iteraciones, imponiendo una altura “h”, o se puede igualar $v_u = v_p$, teniendo el caso más crítico y obtener la altura para posteriormente adoptar h con un porcentaje mayor.

En este caso se va a igualar $v_u = v_p$, para así obtener h.

$$\frac{Vu}{d * b * \phi} = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Para cimentaciones $\phi = 0.75$ y el recubrimiento es de $rec = 7.5$ cm.

$$\frac{q_{US} * (0.825 - d) * B}{d * b * \phi} = 0.53 * \sqrt{f'c}$$

Reemplazando datos, tenemos:

$$\frac{10.76 * (0.825 - d) * 1.00}{d * 1.00 * 0.75} = 0.53 * \sqrt{210} * 10$$

$$d = 0.13 \text{ cm}$$

$$h = d + rec = 0.13 + 0.075 = 0.205 \text{ m}$$

$$h_{ASUMIDO} = 0.25 \text{ m}$$

$$d_{ASUMIDO} = 0.175 \text{ m}$$

- **Cortante Bidireccional**

Para cumplir con el cortante bidireccional se debe obtener que el cortante último sea menor o en el peor de los casos igual al cortante permisible.

$$v_u \leq v_p$$

Donde:

$$v_u = \frac{Vu}{d * b_o * \phi}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{f'c}$$

El cortante bidireccional se chequea a una distancia “d/2” de la cara de la columna en todos los sentidos, como se indica en la Figura 82.

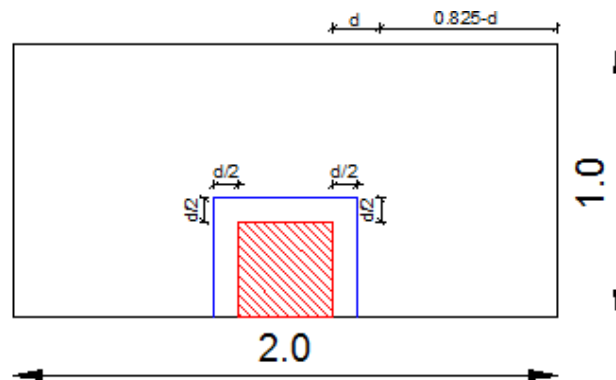


Figura 82. Esquema de cálculo cortante bidireccional

Por lo tanto tenemos que:

$$Vu = q_{US} * (A_T - A_{PUNZ})$$

$$Vu = 14.47 * (2.25 - 0.28) = 28.57 \text{ T}$$

b_o , es el perímetro de punzonamiento.

$$b_o = 2(0.4375) + 0.525 = 1.40 \text{ m}$$

Ahora reemplazamos datos:

$$v_u = \frac{19.04 * 1000 \text{ (kg)}}{17.5 * 140 * 0.75} = 10.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_p = 1.06 * \sqrt{210} = 15.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u \leq v_p \text{ (OK)}$$

Una vez cumplido con los cortantes unidireccional y bidireccional, se adopta la altura del cimient definitivo:

$$h_{ADOPTADA} = 0.25 \text{ m}$$

$$d_{ADOPTADO} = 0.175 \text{ m}$$

- **Calculo de momento flector y área de acero**

Sentido X

El momento flector se calcula en la cara de la columna, de la siguiente manera:

$$L_v = \frac{2.00 - 0.35}{2} = 0.825 \text{ m}$$

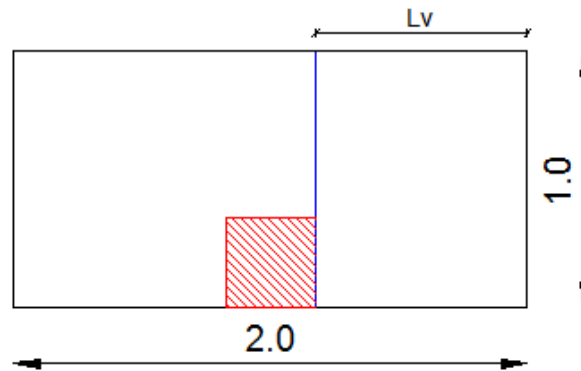


Figura 83. Esquema de cálculo momento flector Sentido X

$$M_u = q_{US} * \frac{L_v^2}{2} * B$$

$$M_u = 10.76 * \frac{0.825^2}{2} * 1.00$$

$$M_u = 3.66 \text{ T.m}$$

Con el momento flector calculado se procede a calcular la cuantía y el área de acero necesaria:

$$\rho = 0.85 \left(\frac{f'c}{fy} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * 3.66 * 10^5}{0.90 * 0.85 * 210 * 100 * 17.5^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.0032 < \rho_{min} = \frac{14}{fy} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Para el cálculo del área de acero, se toma la cuantía mínima debido a que la cuantía calculada es menor que la mínima.

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0033 * 100 * 17.5$$

$$As = 5.78 \text{ cm}^2$$

El área de acero obtenida se puede distribuir de la siguiente manera:

5 ϕ 12mm (1 ϕ 12mm@21cm)

Sentido Y

El momento flector se calcula en la cara de la columna, de la siguiente manera:

$$Lv = 1.00 - 0.35 = 0.65m$$

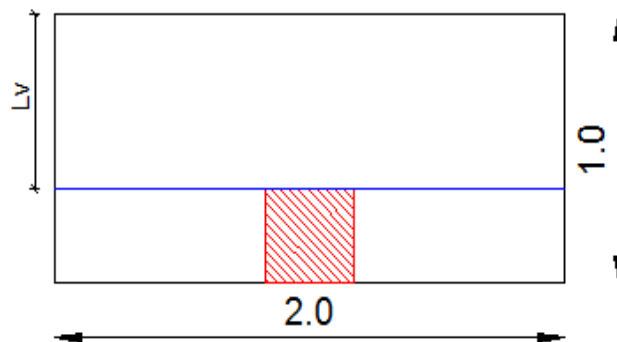


Figura 84. Esquema de cálculo momento flector Sentido Y

$$Mu = q_{us} * \frac{Lv^2}{2} * B$$

$$Mu = 10.76 * \frac{0.65^2}{2} * 2.00$$

$$Mu = 4.55 \text{ T.m}$$

Con el momento flector calculado se procede a calcular la cuantía y el área de acero necesaria.

$$\rho = 0.85 \left(\frac{f'c}{fy} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * d^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.85 \left(\frac{210}{4200} \right) \left(1 - \left(1 - \frac{2 * 4.55 * 10^5}{0.90 * 0.85 * 210 * 200 * 17.5^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right)$$

$$\rho = 0.0020 < \rho_{min} = \frac{14}{fy} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Para el cálculo del área de acero, se toma la cuantía mínima debido a que la cuantía calculada es menor que la mínima.

$$As = \rho * b * d$$

$$As = 0.0033 * 200 * 17.5$$

$$As = 11.55 \text{ cm}^2$$

El acero de refuerzo en la dimensión larga debe repartirse uniformemente a lo ancho de la zapata y debe considerarse una franja de ancho B que está centrado respecto al eje de la zapata o de la columna, este valor de B debe ser igual al lado corto de la zapata, en donde debe colocarse un porcentaje de la armadura principal (Zúñiga, 2015).

$$\% = \frac{2}{\beta + 1}$$

En donde β es la relación entre el lado corto y lado largo de la zapata. El resultado de este debe ser mayor que 1 para zapata rectangular.

$$\beta = \frac{L}{S} > 1.0 \text{ (Zapata Rectangular)}$$

El resto de la armadura debe repartirse de manera uniforme en las franjas externas. Para nuestro caso se detalla el procedimiento a continuación.

$$\beta = \frac{L}{S} = \frac{2.00}{1.00} = 2.00$$

$$\% = \frac{2}{2 + 1} = 0.66 \approx 66\%$$

$$11.55 \text{ cm}^2 * 0.66 = 7.62 \text{ cm}^2 \text{ (A repartirse en un ancho } B = 1.00\text{m)}$$

$$11.55 \text{ cm}^2 - 7.62 \text{ cm}^2 = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$\frac{3.88 \text{ cm}^2}{2} = 1.94 \text{ cm}^2 \text{ (A repartirse en cada franja de } 0.50\text{m)}$$

Por tanto, el área de acero obtenida se puede distribuir de la siguiente manera:

$$A_s = 11.55 \text{ cm}^2$$

En un ancho $B=1.00\text{m}$:

$$A_{s_1} = 7.62 \text{ cm}^2 \rightarrow 7\phi 12\text{mm} (1\phi 12\text{mm}@16\text{cm})$$

En franjas laterales de 0.50m:

$$A_{s_2} = 1.94 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 12\text{mm} (1\phi 12\text{mm}@22\text{cm})$$

- **Armado Final del Plinto**

Se presenta el esquema en planta y elevación del cimiento.

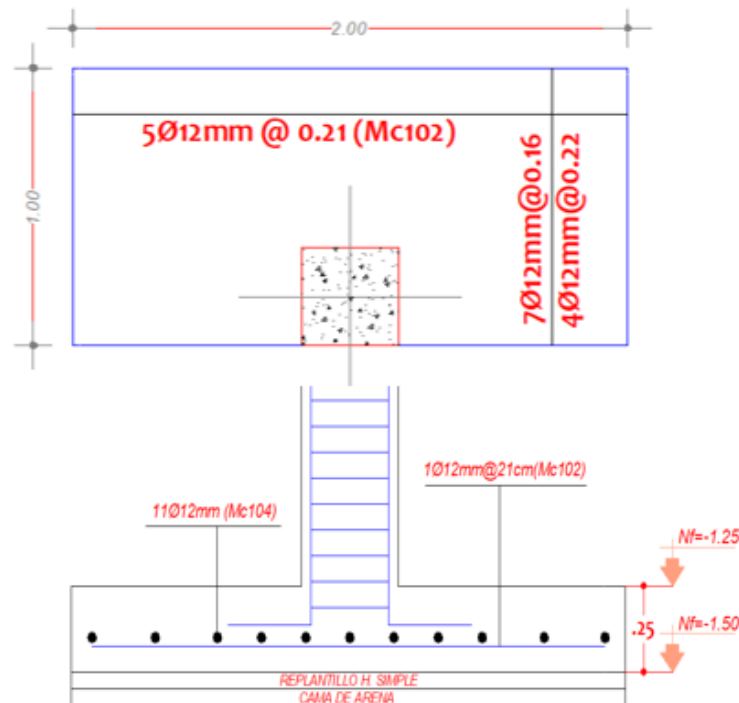


Figura 85. Armado final cimiento (Tipo VI)

El armado y planilla de cada tipo de cimiento, se presenta de manera detallada en el Anexo 5 (Ver en el CD).

5.7. DISEÑO DE ESCALERA

Los sistemas de escaleras son muy importantes dentro de la configuración de una edificación, ya que a la vista de cualquier usuario se puede definir como elementos que le permiten al individuo trasladarse en elevación de un punto a otro dentro de la edificación, dichos puntos se encuentran en diferentes cotas de nivel medidas a partir de un punto común. La tipología

estructural de las escaleras es muy variada, sin embargo las más empleadas son aquellas en que su configuración está basado en losas o placas de hormigón, con diferentes tipos de apoyos en sus extremos y escalonadas de tal forma que sea fácil la movilización a través de ellas (Zúñiga, 2016).

Para el diseño de escalera se considera el armado longitudinal, el diseño de la misma se lo realiza de la siguiente manera.

5.7.1. Cálculo altura de losa

Se calcula la altura de losa mínima, con la siguiente ecuación correspondiente a losa maciza unidireccional.

$$h_{mín} = \frac{ln}{24} = \frac{3.0m}{24} = 0,125$$

Asumo:

$$h_{losa} = 0.15m$$

5.7.2. Análisis de Cargas

El análisis de cargas para el diseño de escaleras se lo hace por metro lineal.

$$\text{Peso Propio Losa:} \quad 1.20m * 0.1m * 0.15m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 432.0 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Relleno (Escalones):} \quad 1.20(0.20 * 0.30 * 0.50) * 3.33 * 2200 \frac{kg}{m^3} = 263.74 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Masillado y Enlucido:} \quad 1.20m * 1.0m * 0.04m * 2200 \frac{kg}{m^3} = 105.6 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Acabados de Piso:} \quad 1.20m * 1.0m * 0.02m * 2200 \frac{kg}{m^3} = 52.80 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Pasamanos:} \quad 50.00 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Carga Muerta:} \quad = 904.14 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Carga Viva:} \quad 500 \frac{kg}{m^2} * 1.20m = 600.00 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Carga Total (q):} \quad 904.14 + 600.00 = 1504.14 \frac{kg}{m}$$

El factor de mayoración utilizado por ser un elemento de alta importancia es de 1.50.

5.7.3. Modelo Matemático

El modelo matemático a utilizar se presenta en la Figura 86, es permitido tomar cualquiera de los dos tramos de la escalera ya que son iguales.

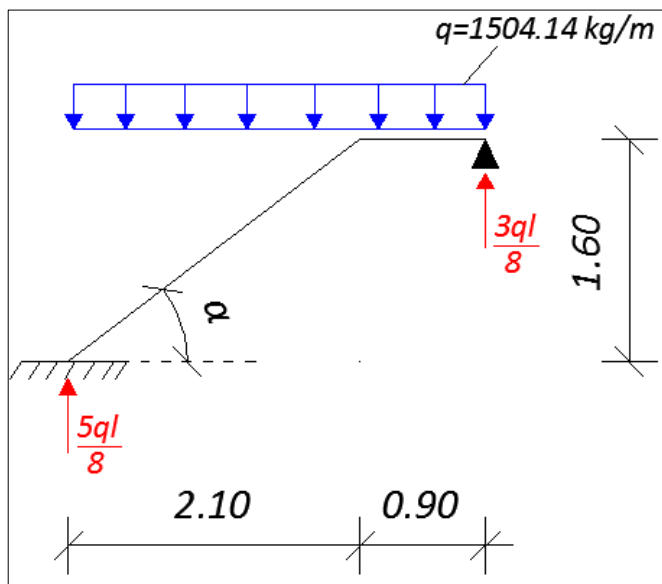


Figura 86. Modelo matemático

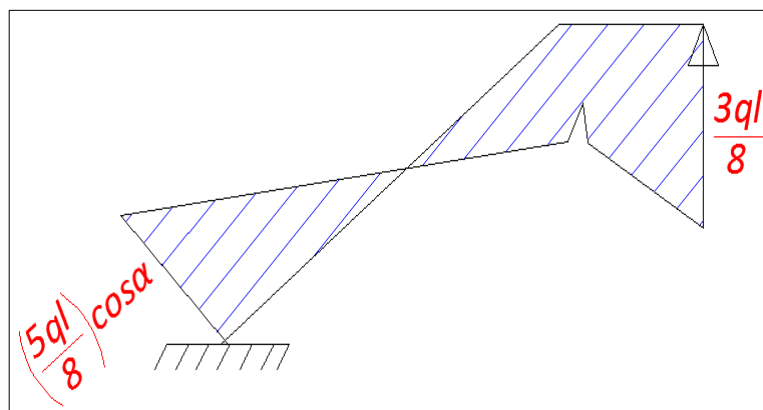


Figura 87. Diagrama de cortante

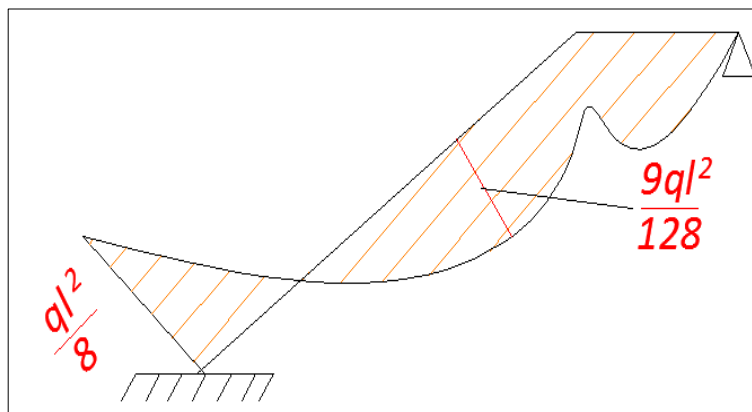


Figura 88. Diagrama de momento

5.7.4. Diseño a Corte

Se calculan los valores indicados en el diagrama de cortante.

5.7.4.1. Cortante Izquierdo

$$V_i = \left(\frac{5 * q * l}{8} \right) * \cos \alpha$$

$$\tan \alpha = \frac{1.60m}{2.10m}$$

$$\alpha = 37.30^\circ$$

$$V_i = \left(\frac{5 * 1504.14 * 3.0}{8} \right) * \cos(37.30^\circ) = 2243.44 \text{ kg}$$

5.7.4.2. Cortante Derecho

$$V_d = \frac{3 * q * l}{8}$$

$$V_d = \frac{3 * 1504.14 * 3.0}{8} = 1692.16 \text{ kg}$$

Se toma el mayor de los dos cortantes antes calculados y se obtiene el cortante último.

$$V_u = 1.50 * 2243.44 \text{ kg} = 3365.16 \text{ kg}$$

$$v_c = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

$$v_c = \frac{3365.16 \text{ kg}}{0.75 * 120 * 12} = 3.11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_p = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$v_p = 0.53 \sqrt{210} = 7.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_c < v_p \text{ (OK)}$$

5.7.5. Diseño a Flexión

Se calculan los valores indicados en el diagrama de cortante.

5.7.5.1. Momento Negativo

$$M(-) = \frac{q * l^2}{8}$$

$$M(-) = \frac{1504.14 * 3.0^2}{8} = 1692.16 \text{ kg.m}$$

$$M_u(-) = 1.5 * 1692.16 = 2538.23 \text{ kg.m}$$

5.7.5.2. Momento Positivo

$$M(+) = \frac{9 * q * l^2}{128}$$

$$M(+) = \frac{9 * 1504.14 * 3.0^2}{128} = 951.84 \text{ kg.m}$$

$$Mu(+) = 1.5 * 951.84 = 1427.76 \text{ kg.m}$$

5.7.5.3. Armadura Negativa

$$Mu(-) = 2538.23 \text{ kg.m}$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 120.0 \text{ [cm]}$$

$$d = 12.0 \text{ [cm]}$$

$$\rho = 0.00408 > \rho_{min}$$

$$As = 0.00408 * 120 * 12$$

$$As = 5.87 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 12\text{mm}(6.78 \text{ cm}^2)$$

5.7.5.4. Armadura Positiva

$$Mu(+) = 1427.76 \text{ kg.m}$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 120.0 \text{ c}$$

$$d = 12.0 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.0022 < \rho_{min} \rightarrow \rho_{min} = 0.0033$$

$$As = 0.0033 * 120 * 12 \text{ As} = 4.75 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 10\text{mm}(4.68 \text{ cm}^2)$$

5.7.5.5. Armadura de Distribución

$$Asd = 0.0018 * b * t$$

$$b = 100.0 \text{ cm}$$

$$t = 15.0 \text{ cm}$$

$$As = 0.0018 * 100 * 15$$

$$As = 2.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 10\text{mm}@30\text{cm}$$

5.7.6. Cimiento

Se inicia con la delimitación del área cooperante que afecta al cimiento.

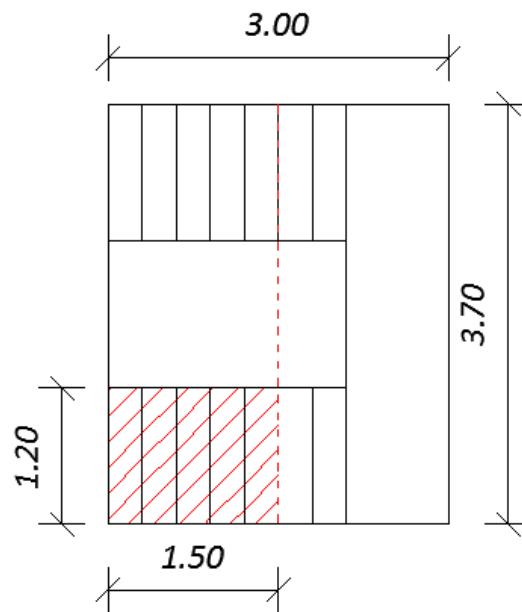


Figura 89. Área cooperante del cimiento

$$q = 1504.14 \frac{kg}{m}$$

$$P = 1504.14 * 1.50$$

$$P = 2256.21 kg = 2.25 T$$

$$\sigma_s = 15 \frac{T}{m^2}$$

Calculamos el área de fundación y obtenemos las dimensiones del cimiento.

$$A^F = \frac{2.25 * 1.10}{15}$$

$$A^F = 0.165 m^2$$

$$0.165 m^2 = 1.20 * L$$

$$L = 0.137 m$$

Asumo:

$$B = 1.20 m$$

$$L = 0.80 m$$

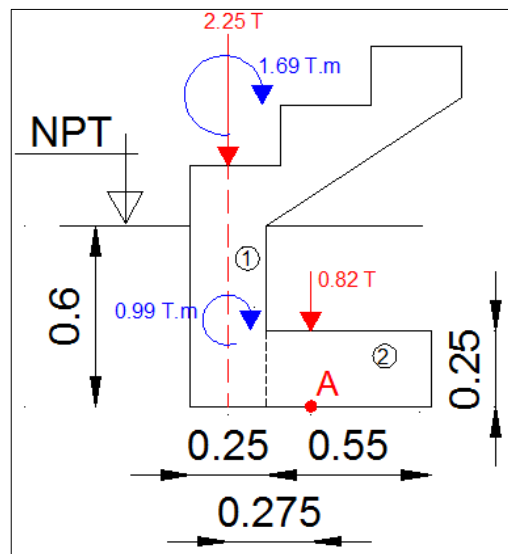


Figura 90. Esquema de cargas y momentos

A continuación se hace sumatoria de momentos con respecto al punto A.

Tabla 53

Cálculo de áreas bajo NPT

Figura	Área (m ²)	X (m)	A*X (m ³)	
1	(0.25m x 0.6m x 1.20m) x 2.4 T/m ³	0.432	0.125	0.054
2	(0.55m x 0.25m x 1.20m) x 2.4 T/m ³	0.396	0.525	0.2079
	Sumatoria		0.828	0.2619

$$\bar{x} = \frac{A * x}{\text{Área}} = \frac{0.2619}{0.828} = 0.32m$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$0.996 - (2.25 * 0.275) - (0.828 * 0.08) = 0.311$$

$$ex = \frac{0.311}{2.25 + 0.828} = 0.101$$

$$\frac{L}{2} + ex = 0.40 + 0.101 = 0.501$$

Para efecto de análisis y diseño, se determinan las reacciones del suelo.

$$f_{1,2} = \frac{\Sigma P}{A^F} \pm \frac{6 * M}{B * L^2}$$

$$f_{1,2} = \frac{3.078}{1.20 * 0.80} \pm \frac{6 * 3.078 * 0.101}{1.20 * 0.80^2}$$

$$f_{1,2} = 5.63 \frac{T}{m^2}$$

$$f_{1,2} = 0.78 \frac{T}{m^2}$$

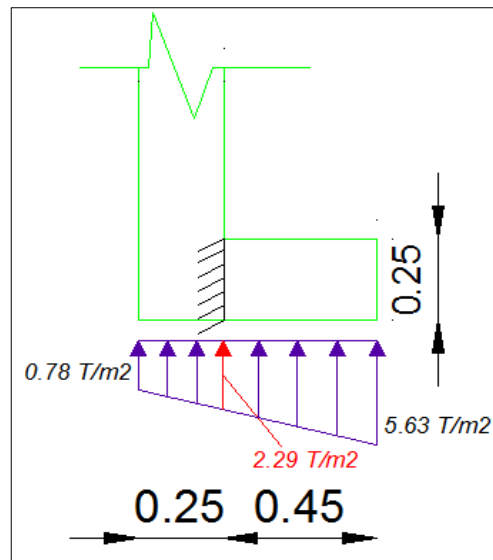


Figura 91. Valores de reacciones del suelo

5.7.6.1. Diseño a Flexión

$$Mf = \frac{l^2}{6} (2f_2 + f_1)$$

$$Mf = \frac{0.55^2}{6} (2 * 5.63 + 2.295)$$

$$Mf = 0.683 \frac{T \cdot m}{ml}$$

$$Mu = 1.5 (0.683) = 1.024 T \cdot m$$

$$b = 120.0 [cm]$$

$$d = 17.5 [cm]$$

$$\rho = 0.0007 < \rho_{min}$$

$$As = 0.0033 * 120 * 17.5$$

$$As = 6.93 cm^2 \rightarrow 6\phi 12mm (6.78 cm^2)$$

5.7.6.2. Armadura de Distribución

$$Asd = 0.0018 * b * t$$

$$b = 80.0 \text{ cm}$$

$$t = 25.0 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.0018 * 80 * 25$$

$$A_s = 3.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 10\text{mm}(3.14 \text{ cm}^2)$$

El armado y planillaje de cada tramo de la escalera y el cimiento, se presenta de manera detallada en el Anexo 6 (Ver en el CD).

5.8. DISEÑO DE TENSORES

Se denomina tensor a un elemento estructural cuyo comportamiento está dominado por las solicitaciones traccionantes que actúan sobre sí. Es conocido que el hormigón es ineficiente para resistir fuerzas de tracción, por lo que en el caso de tensores de hormigón armado el acero es el responsable exclusivo de resistir solicitaciones (Pro, 2013).

En este caso la necesidad de utilizar tensores proviene del diseño arquitectónico para soportar los descansos, ya que el tensor se encuentra anclado a la viga superior, se debe cargar toda el área de la escalera al mismo.

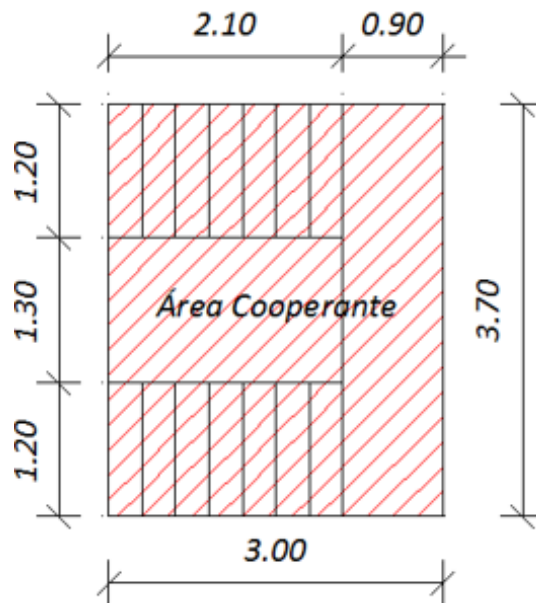


Figura 92. Área de carga que soporta el tensor

5.8.1. Cálculo altura de losa

Se calcula la altura de losa mínima, con la siguiente ecuación correspondiente a losa maciza unidireccional.

$$h_{\min} = \frac{ln}{24} = \frac{3.0m}{24} = 0,125m$$

Asumo:

$$h_{\text{losa}} = 0.15m$$

5.8.2. Análisis de Cargas

El análisis de cargas para el diseño de escaleras se lo hace por metro lineal.

$$\text{Peso Propio Losa:} \quad 1.20m * 0.1m * 0.15m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 432.0 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Relleno (Escalones):} \quad 1.20(0.20 * 0.30 * 0.50) * 3.33 * 2200 \frac{kg}{m^3} = 263.74 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Masillado y Enlucido:} \quad 1.20m * 1.0m * 0.04m * 2200 \frac{kg}{m^3} = 105.6 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Acabados de Piso:} \quad 1.20m * 1.0m * 0.02m * 2200 \frac{kg}{m^3} = 52.80 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Pasamanos:} \quad 50.00 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Carga Muerta:} \quad = 904.14 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Carga Viva:} \quad 500 \frac{kg}{m^2} * 1.20m = 600.00 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Carga Total (Q}_T\text{):} \quad 904.14 + 600.00 = 1504.14 \frac{kg}{m}$$

Se calcula la carga por metro cuadrado, la misma que nos ayuda a determinar la fuerza con la que se diseña el tensor.

$$\frac{Q_T}{m^2} = \frac{1504.14 \frac{kg}{m}}{1.20m} = 1253.45 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Área Cooperante} = 3.70m * 3.0m = 11.10m^2$$

$$P = 1253.45 \frac{kg}{m^2} * 11.10m^2 = 13913.29 kg$$

$$P_u = 1.5 * 13913.29 kg = 20869.94 kg$$

$$P_u = \emptyset * A_s * f_s \rightarrow \text{Tensores de Acero}$$

$$f_s = 0.6 * f_y$$

$$A_s = \frac{P_u}{\emptyset * 0.6 * f_y}$$

$$A_s = \frac{20869.94 kg}{0.9 * 0.6 * 4200}$$

$$A_s = 9.20 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 14m$$

5.8.3. Armado Final del Tensor

Se presenta el diseño final del tensor que soporta los descansos de la escalera.

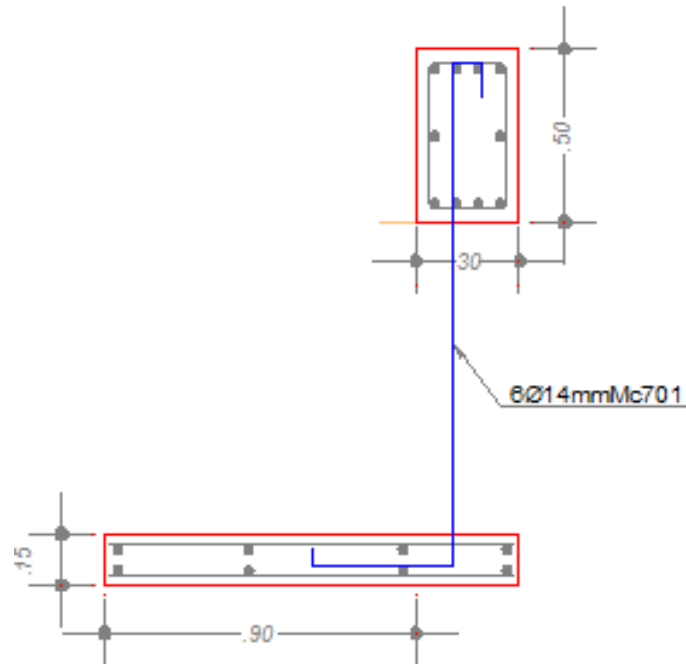


Figura 93. Armado Final Tensor

El armado y planillaje del tensor, se presenta de manera detallada en el Anexo 6 (Ver en el CD).

CAPITULO VI

DISEÑO INSTALACIONES ELÉCTRICAS E HIDROSANITARIAS

6.1. DISEÑO ELÉCTRICO

Para realizar el diseño eléctrico, se inicia con el cálculo de la potencia requerida por cada ambiente de la edificación, en función de la demanda eléctrica por medio de los aparatos eléctricos que sean instalados en cada planta, dichos elementos se presentan de manera detallada en las tablas siguientes.

Tabla 54
Aparatos eléctricos planta baja

Planta Baja		W/Unidad	N ^o	Total
Hall de ingreso	Punto de iluminación	30	1	30
	Punto de tomacorriente 220 V	240	1	240
	Luminaria LED	80	2	160
	Punto de acceso biométrico	100	1	100
	Cámara IP exterior	120	3	360
	Luces de emergencia	130	1	130
	Sensor de movimiento	60	1	60
Áreas de circulación y conteo	Punto de iluminación	30	2	60
	Punto de tomacorriente 110 V	120	1	120
	Punto de tomacorriente 220 V	240	3	720
	Luminaria LED	80	7	560
	Tablero de control GE 8-12 puntos	110	2	220
	Cámara IP exterior	120	2	240
	Alarma	150	1	150
	Alarma contra incendios	150	1	150
	Luminaria LED tipo reflector	80	2	160
	Luz estroboscópica	80	4	320
	Sensor de humo	60	2	120
CONTINÚA		→		

	Sensor de movimiento	60	2	120
	Sirena	400	1	400
Oficinas	Punto de iluminación	30	3	90
	Punto de tomacorriente 110 V	120	3	360
	Sensor de humo	60	3	180
Ventanillas de cobro	Punto de tomacorriente 220 V	240	1	240
	Luminaria LED	80	2	160
	Sensor de humo	60	1	60
Garita	Punto de iluminación	30	1	30
	Punto de tomacorriente doble 110 V	120	1	120
	Sensor de movimiento	60	1	60
Sala de espera	Punto de tomacorriente 220 V	240	1	240
	Punto de tomacorriente 110 V	120	1	120
	Luminaria LED	80	2	160
	Luminaria LED tipo dicróico	80	4	320
	Luminaria LED tipo ojo de buey	80	4	320
	Cámara IP	120	1	120
	Luz de emergencia	130	1	130
	Sensor de humo	60	1	60
	Sensor de movimiento	60	1	60
Cuartos	Punto de iluminación	30	2	60
	Punto de tomacorriente doble 110 V	120	2	240
	Punto de tomacorriente 220 V	240	2	480
	Luz estroboscópica	80	2	160
	Sensor de humo	60	2	120
Baños	Punto de tomacorriente doble 110 V	120	3	360
	Punto de tomacorriente 220 V	240	2	480
	Punto de iluminación	30	1	30
	Luminaria LED tipo dicróico	80	8	640
	Sensor de humo	60	1	60
	Total W en Planta Baja			10876

Tabla 55
Aparatos eléctricos planta alta

Planta Alta		W/Unidad	N^o	Total
Oficinas	Punto de iluminación	30	4	120
	Punto de tomacorriente 220 V	240	4	960
	Luz de emergencia	130	2	260
	Luminaria LED tipo ojo de buey	80	2	160
Sala de reuniones	Sensor de humo	60	4	240
	Punto de iluminación	30	1	30
	Punto de tomacorriente 110 V	120	1	120
	Punto de tomacorriente 220 V	240	1	240
	Luminarias LED	80	2	160
	Luminaria LED tipo ojo de buey	80	1	80
	Luz de emergencia	130	1	130
	Luz estroboscópica	80	1	80
	Sensor de humo	60	1	60
	Bodega de limpieza	Punto de iluminación	30	1
Punto de tomacorriente 110 V		120	1	120
Punto de tomacorriente 220 V		240	1	240
Sensor de humo		60	1	60
Archivo		Punto de iluminación	30	1
	Punto de tomacorriente 220 V	240	1	240
	Sensor de movimiento	60	1	60
	Sensor de humo	60	1	60
Garita	Punto de iluminación	30	1	30
	Punto de tomacorriente doble 110 V	120	1	120
	Sensor de movimiento	60	1	60
Sala de espera	Punto de tomacorriente 220 V	240	1	240
	Punto de tomacorriente 110 V	120	1	120
	Luminaria LED	80	2	160
	Luminaria LED tipo ojo de buey	80	4	320

CONTINÚA →

	Cámara IP	120	1	120
	Luz de emergencia	130	1	130
	Sensor de humo	60	1	60
	Sensor de movimiento	60	1	60
Baños	Punto de tomacorriente doble 110 V	120	1	120
	Luminaria LED tipo dicroico	80	2	160
	Punto de tomacorriente 220 V	240	2	480
Terraza accesible	Punto de iluminación	30	2	60
	Luces estroboscópicas	80	2	160
Total W en Planta Alta				5920

Tabla 56
Aparatos eléctricos segunda planta

Segunda Planta				
		W/Unidad	N ^o	Total
Planta de terraza	Punto de iluminación	30	1	30
	Punto de tomacorriente doble 110 V	120	1	120
Total W en Segunda Planta				5920

Obtenida la potencia requerida por la edificación, se procede a formar circuitos de tomacorriente, de iluminación y de fuerza, calculando así los diámetros de los conductores AWG, y el diámetro de la tubería. En las tablas siguientes se presenta el resumen del cálculo eléctrico de la agencia.

Tabla 57
Circuitos eléctricos planta baja

Planta Baja						
Circuito	Artefacto	Potencia (W)	Corriente (A)	Breaker	Conduct	Tub.
Circuitos de iluminación						
C1-IL	13 luminarias	1980	13.75	2B 20A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C2-IL	14 luminarias	1810	11.98	2B 15A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C3-IL	13 luminarias	1760	10.45	2B 15A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
CONTINÚA →						

C4-IL	13 luminarias	1930	12.77	2B 15A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
Circuitos de tomacorrientes						
C1-TR	5 tomas 110v	600	5.47	2B 15A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C2-TR	6 tomas 110v	720	6.21	2B 15A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C3-TR	5 tomas 220v	12000	24.30	2B 25A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C4-TR	5 tomas 220v	12000	24.30	2B 25A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
Circuitos de seguridad						
C1-SE	6 cámaras	680	5.98	2B 10A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C2-SE	6 cámaras	680	5.98	2B 10A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C3-SE	5 sensores	500	4.87	2B 10A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C4-SE	5 sensores	500	4.87	2B 10A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "

Tabla 58
Circuitos eléctricos planta alta

Planta Alta						
Circuito	Artefacto	Potencia (W)	Corriente (A)	Breaker	Conductor	Tubería
Circuitos de iluminación						
C1-IL	11 luminarias	1740	9.75	2B 15A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C2-IL	12 luminarias	1850	11.98	2B 15A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C3-IL	10 luminarias	1560	10.75	2B 15A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C4-IL	10 luminarias	1560	10.75	2B 15A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C1-TR	5 tomas 110v	600	5.47	2B 15A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C2-TR	5 tomas 110v	600	5.47	2B 15A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C3-TR	4 tomas 220v	8800	22.30	2B 25A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C4-TR	4 tomas 220v	8800	22.30	2B 25A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
CONTINÚA →						

Circuitos de seguridad						
C1-SE	5 cámaras	580	4.66	2B 10A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C2-SE	4 cámaras	490	4.03	2B 10A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C3-SE	4 sensores	400	3.87	2B 10A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "
C4-SE	5 sensores	500	4.87	2B 10A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "

Tabla 59
Circuitos eléctricos segunda planta

Segunda Planta						
Circuito	Artefacto	Potencia (W)	Corriente (A)	Breaker	Conductor	Tubería
Circuitos de tomacorrientes						
C1-TR	2 tomas 110v	240	2.75	2B 5A	3 N ^o 14 AWG	ø ½ "

El plano de referencia del diseño eléctrico se presenta de manera detallada en el Anexo 8 (Ver en el CD).

6.2. DISEÑO HIDROSANITARIO

El suministro de agua potable es requisito indispensable para la vida y progreso de la humanidad, requiere de fuentes inagotables de agua y sistemas complejos de almacenamiento, purificación, distribución y drenaje. Son los Ingenieros Civiles y miembros de organizaciones relacionadas con este campo, quienes tienen la responsabilidad de suministrar con calidad y cantidad suficiente agua para las necesidades de la población (Carmona, 2010).

6.2.1. Utilización

En la Tabla 60, se presenta los ambientes que conforman el Edificio Agencia El Ángel distribuido en cada planta.

Tabla 60
Distribución de ambientes

Nivel	Descripción	Área (m2)
Planta Baja N+0.40m	Hall de Ingreso	21.35
	Área de Circulación	45.61
	CONTINÚA →	
	Oficina Agente	8.64
	Oficina Inspector	4.67
	Oficina Atención al Cliente	4.67
	Área de Conteo	9.71
	Baño Área de Conteo	2.82
	Ventanillas de Cobro	11.47
	Garita	2.39
	Sala de Espera	11.09
	Cuarto Auxiliares de Comercialización	10.65
	Cuarto Personal de Mantenimiento	10.65
	Baños Interiores (Hombres, Mujeres, Discapacitados)	11.00
	Baños Exteriores (Personal Mantenimiento)	5.65
Planta Alta N+3.40m	Oficina Jefe de Grupo	5.13
	Oficina Jefe Zonal	5.13
	Área de Circulación	19.26
	Oficina 1	15.36
	Oficina 2	11.47
	Sala de Reuniones	22.64
	Bodega de Limpieza	2.70
	Archivo	5.10
	Baños (Hombres, Mujeres)	6.27
	Terraza Accesible 1	9.04
	Terraza Accesible 2	10.00
Segunda Planta N+6.40m	Planta de Terraza	95.98

6.2.2. Caudal máximo probable

Se inicia con el cálculo de unidades mueble para el proyecto.

Tabla 61
Cálculo unidades mueble

Piso	Tipo Mueble	# Aparatos	U.M. Aparato	UM Total
Planta baja	Lavamanos	6	1	6
	Inodoro de tanque	6	3	18
	Ducha	1	2	2
	Llave manguera	2	4	8
	Urinario	3	5	15
Planta alta	Lavamanos	2	1	2
	Inodoro de tanque	2	3	6
	Lavaplatos	1	2	2
Segunda planta	Llave manguera	1	4	4
Sumatoria				63

Se procede con el cálculo del Caudal Instantáneo.

Tabla 62
Determinación caudal instantáneo

Nivel	Piso	Grifería	# Aparatos	Qi (l/min)	Qi Piso (l/min)	Qi Total (l/min)
+0.40	Planta baja	Lavamanos	6	10	60	192
		Inodoro de tanque	6	12	72	
		Ducha	1	10	10	
		Llave manguera	2	10	20	
		Urinario	3	10	30	
+3.40	Planta alta	Lavamanos	2	10	20	59
		Inodoro de tanque	2	12	24	
		Lavaplatos	1	15	15	
+6.40	Segunda planta	Llave manguera	1	10	10	10
Número de Aparatos Total			24	Caudal Instantáneo (qi)(l/min)		261

El Caudal Máximo Probable se determina usando el método de la NEC-2011, mediante el siguiente formulario.

$$Q_{MP} = k_s * \sum q_i$$

$$k_s = \frac{1}{\sqrt{n-1}} + F[0.04 + 0.04 * \log(\log n)]$$

Donde:

n Número de aparatos.

F Valor de acuerdo al tipo de uso.

$\sum q_i$ Sumatoria Caudal Instantáneo.

Por tanto, calculando tenemos:

$$k_s = \frac{1}{\sqrt{24-1}} + 1 * [0.04 + 0.04 * \log(\log 24)]$$

$$k_s = 0.254$$

$$Q_{MP} = 0.254 * 261 \frac{l}{min}$$

$$Q_{MP} = 66.32 \frac{l}{min}$$

6.2.3. Diseño columna de agua fría

Para el diseño se considera una columna de agua fría, la misma que se inicia con el cálculo del gasto total que se genera en cada planta.

Tabla 63

Cálculo gasto total por planta

Nivel	Aparato Sanitario	Cant.	Qi (l/s)	%Simult.	Q Ramific.	Gasto Total (l/s)
Planta baja	Lavamanos	6	0.1	0.5	0.30	0.96
	Inodoro de Tanque	6	0.1	0.37	0.22	
	Ducha	1	0.1	1	0.10	
	Llave Manguera	2	0.1	0.67	0.13	
	Urinario	3	0.1	0.67	0.20	
Planta alta	Lavamanos	2	0.1	1	0.20	0.60
	Inodoro de tanque	2	0.1	1	0.20	
	Lavaplatos	1	0.2	1	0.20	
Segunda planta	Llave manguera	1	0.1	1	0.10	0.10

Se determina el diámetro a usarse en la tubería vertical y se comprueba si la presión con que llega el caudal de agua al punto más desfavorable es suficiente, o es necesario el uso de equipo de bombeo.

Tabla 64***Diámetro tubería vertical de agua fría***

Q(l/s)	% Simult	Qd (l/s)	φ	Tramo (m)	J (m/m)	J*L (m)	λ (m)	∑ λ*JL
0.10	1	0.10	1"	3	0.002	0.006	0.009	0.016
0.70	0.9	0.63	1"	3	0.069	0.207	0.495	0.702
1.66	0.85	1.41	1"	3	0.31	0.93	2.746	3.676
1.66	0.80	1.33	1 1/4"	20	0.1	2	1.125	3.125
Suma Total								7.52

Una vez que se obtiene el valor de las pérdidas, se compara con el valor de presiones. Dichos valores deben ser similares para aceptar el diseño.

$$\frac{P_0}{\lambda} - Z_1 - \frac{P_1}{\lambda} = \sum (JL + \lambda)$$

$$23.73 - 6.40 - 10 = 7.52$$

$$7.33 \approx 7.52 \rightarrow (CUMPLE)$$

6.2.4. Distribución agua fría en planta

En la Tabla 65, se obtienen los caudales para el diseño de la red de distribución. Una vez que se obtienen dichos valores, se calculan los diámetros de la tubería por planta.

Tabla 65***Cálculo diámetro tubería agua fría por planta***

	Q l/s	% de uso simultáneo	Q diseño l/s	Φ plg	V m/s	λ m	J*L+λ
Planta Baja							
PB-a1	0.20	1.00	0.20	3/4"	0.70	0.0375	0.12
PB-a2	0.40	0.65	0.26	3/4"	0.88	0.0589	0.32
PB-a3	0.10	1.00	0.10	3/4"	0.35	0.0094	0.02
PB-a4	0.10	1.00	0.10	3/4"	0.35	0.0094	0.02
PB-a5	0.30	0.75	0.23	3/4"	0.88	0.0589	0.26
PB-b1	0.10	1.00	0.10	3/4"	0.35	0.0094	0.20
PB-b2	0.30	0.75	0.23	3/4"	0.88	0.0589	0.24
Planta Alta							
PA-a1	0.20	1.00	0.20	3/4"	0.70	0.038	0.11
PA-a2	0.10	1.00	0.10	3/4"	0.35	0.009	0.03
PA-a3	0.20	1.00	0.20	3/4"	0.70	0.038	0.08

PA-a4	0.10	1.00	0.10	3/4"	0.35	0.009	0.02
Terraza							
T-a1	0.10	1.00	0.10	3/4"	0.35	0.009	0.01

6.2.5. Diseño red de desagüe sanitario

Se debe evacuar rápidamente las aguas servidas por los caminos más cortos posibles, alejándolos de los aparatos sanitarios y sin dar lugar a depósitos putrescibles. Además de impedir el paso de aire, malos olores y microorganismos desde las tuberías hacia los ambientes (Carrera, 2016).

Se determina el diámetro de la tubería de desagüe sanitario en función de las unidades de descarga de cada aparato. Este procedimiento se realiza por cada planta.

Tabla 66

Diámetro tubería de desagüe sanitario planta baja

Planta Baja N+0.40					
Descripción	#	UD	Total UD	φ mm	Pendiente
Lavamanos	6	2	12	75	
Inodoro	5	6	30	110	
Urinario	2	4	8	75	2%
Sumidero	7	3	21	75	
Total			71		

Tabla 67

Diámetro tubería de desagüe sanitario planta alta

Planta Alta N+3.40					
Descripción	#	UD	Total UD	φ mm	Pendiente
Lavamanos	2	2	4	50	
Inodoro	2	6	12	75	
Sumidero	3	3	9	75	2%
Lavaplatos	1	3	3	50	
Total			25		

Para determinar el diámetro de la tubería de desagüe sanitario en elevación, se toma el mayor diámetro de los calculados en la Tabla 66 y 67. Por este motivo, el diámetro de la tubería para este proyecto es de 110mm.

6.2.6. Diseño red de ventilación

Forman una red, y las tuberías verticales corren paralelamente a las tuberías de desagüe sanitario a las que se empalman los ramales de

ventilación que vienen de la conexión debajo de cada sifón del aparato sanitario, existen 2 tipos de sistemas de ventilación, unitaria y enganchada (Carrera, 2016).

A continuación se presenta el diseño de tubería de ventilación para cada planta.

Tabla 68

Diámetro tubería de ventilación planta baja

Planta Baja N+0.40					
Descripción	#	UD	Total UD	φ bajante (pulg)	φ tubo principal
Lavamanos	6	2	12		
Inodoro	5	6	30		
Urinario	2	4	8	4"	3"
Sumidero	15	3	45		
Total			95		

Tabla 69

Diámetro tubería de ventilación planta alta

Planta Alta N+3.40					
Descripción	#	UD	Total UD	φ mm	Pendiente
Lavamanos	2	2	4	50	
Inodoro	2	6	12	75	
Sumidero	5	3	15	75	2%
Lavaplatos	1	3	3	50	
Total			31		

Tabla 70

Diámetro tubería de ventilación segunda planta

Segunda Planta N+6.40					
Descripción	#	UD	Total UD	φ mm	Pendiente
Lavamanos	3	2	6	50	2%
Total			6		

6.2.7. Diseño de drenaje pluvial

El diseño de la red de drenaje pluvial se determina en función de los parámetros establecidos en la Tabla 71.

Tabla 71
Diámetros de tubería en función del área

Diámetro (mm)	Superficie Tejado (m2)
50	Hasta 60 m2
75	Hasta 150 m2
110	Hasta 235 m2
CONTINÚA →	
125	Hasta 370 m2
160	Hasta 530 m2

Fuente: (Carrera, 2016)

Por tanto, el diámetro de tubería usado para la red de drenaje pluvial es el siguiente.

Tabla 72
Red de drenaje pluvial

Cuantificación de Áreas (Pluvial)		
Ubicación	Área (m2)	Diámetro (mm)
Parqueadero N +0.00	432.71	160
Jardines N+0.40	40.65	50
Terraza Accesible 1 N +3.40	9.04	50
Terraza Accesible 2 N +3.40	10.00	50
Terraza Accesible N +6.40	114.98	75
Tapagrada	34.8	50

En función del área de tejado, se determina el diámetro de canalones para conducción de aguas lluvias.

Tabla 73
Diámetro de canalones para conducción de aguas lluvias

Ubicación	Área de Tejado (m2)	Diámetro de los canalones (mm)
Cubierta frontal de vidrio N+6.40	12.16	110
Cubierta posterior de vidrio N+6.40	20.35	110
Terraza inaccesible N+3.40	10.65	110

La memoria de cálculo del diseño hidrosanitario se presenta en el Anexo 9, mientras que los planos de referencia del diseño de la red de agua potable y aguas servidas se encuentran en el Anexo 10 y 11 respectivamente (Ver en el CD).

CAPITULO VII

ANÁLISIS ADMINISTRATIVO DEL PROYECTO

Una vez culminado el diseño de cada ingeniería involucrada, es de vital importancia realizar el respectivo análisis administrativo del proyecto, mismo que implica la elaboración del presupuesto referencial, cronograma de actividades, fórmula polinómica y procedimiento constructivo a seguir en su ejecución. En este proyecto dicho análisis se realiza en su totalidad con la ayuda del software Obras 4.0.

7.1. PRESUPUESTO REFERENCIAL

Corresponde a una estimación del costo total del proyecto, el cuál es obtenido a través del análisis de cada uno de los rubros que se encuentran involucrados para lo cual se debe realizar un análisis de precios unitarios (APU). Dentro de un proyecto es importante desarrollar el presupuesto referencial, pues este nos permite minimizar el riesgo de operaciones, mantener el plan de operaciones en límites razonables, la oportuna designación del capital a ser utilizado y evitar las duplicaciones de tareas, aspectos que evitan costos innecesarios y mala utilización de los recursos (Vega, 2015).

7.1.1. Análisis de precios unitarios (APU)

Corresponde a una estimación del precio total del proyecto, pues se basan en suposiciones, además, dependen de la habilidad que tenga el analista y para su estimación están sujetos a condiciones promedio de consumo, pérdidas y desperdicios. Es válido en el momento de cálculo y en las condiciones dadas para el mismo, pero debe ser actualizado continuamente, pues los insumos que lo componen están variando rápidamente. Dentro de este análisis intervienen dos parámetros: los costos directos y los costos indirectos (CAMICON, 2017).

- a) Costos directos:** Son todos aquellos producidos por los gastos en mano de obra, materiales, equipo y transporte, efectuados exclusivamente para la ejecución de un concepto de trabajo.

b) Costos indirectos: Son todos aquellos que se realizan para la ejecución de un proyecto y que no han sido considerados como costo directo, tales como gastos operativos, seguros, costos financieros, imprevistos y utilidades. Este se lo expresa mediante un porcentaje, el mismo que se lo adiciona a los costos directos del proyecto. El presente proyecto se realiza considerando el 20% de costos indirectos.

7.1.2. Obras 4.0

Es un software potente diseñado para fortalecer las labores profesionales de los constructores en sus diversas ramas, permite almacenar en una base de datos el costo y listado de materiales, mano de obra, equipo y rubros. Al utilizar esta importante herramienta se facilita la elaboración de análisis de precios unitarios, presupuestos, cronograma valorado y fórmula polinómica para un proyecto en particular (OBRAS, 2017).

7.1.2.1. Elaboración análisis de precios unitarios (APU)

Como primer paso se debe cuantificar las cantidades de cada rubro, es decir obtener los volúmenes de obra, este proceso se realiza a través de los planos de diseño.

Para indicar la forma de uso del programa de manera detallada, se presenta el análisis de precios unitarios del rubro “Replanteo y nivelación con equipo topográfico”.

- **Materiales**

Se refiere a la cantidad de materiales que se necesitan para realizar el replanteo y nivelación con equipo topográfico de 1m² de terreno.

El programa cuenta con una amplia base de datos de materiales de construcción actualizada, unidad, costo unitario, además de los respectivos códigos y porcentajes de la clasificación central de productos (CPC).

Código	Material	Unidad	Cantidad	Costo	Costo total	Peso Relativo
289	Tiras de eucalipto 2.5x2x250 (cm) rústica	u	0.2	0.900	0.18000	16.18836
4	Estacas de madera de 50 cm	u	0.2	0.150	0.03000	2.69806

Total materiales = USD \$ 0.21000

Figura 94. Materiales utilizados en el APU

Fuente: (OBRAS, 2017)

- **Mano de Obra**

Representa la cantidad de personas necesarias para la construcción de una unidad del rubro. El usuario determina el rendimiento del grupo de trabajo.

El costo de esta se lo obtiene mediante el salario nominal que es un valor teórico del cual se parte para determinar el salario real, multiplicando el valor nominal por un factor de tiempo, influenciado por los días del año que no se trabaja y por un factor de costo, determinado por pagos adicionales al trabajador. Las tarifas se las obtiene clasificadas en estructuras ocupacionales de acuerdo a lo especificado en la Contraloría General del Estado (Durán, 2015).

Código	Mano de obra	Categoría	# person	Sal real ho	U / D	Costo total	Peso Rel
1	Peón	ESTRUCTURA	0.05	3.410	50.000	0.02728	2.41
13	Albañil	ESTRUCTURA	0.05	3.450	50.000	0.02760	2.41
47	TOPOGRAFO 2: título exper mayor a 5 años	TOPOGRAFO 2	0.8	3.820	50.000	0.48896	43.91

Total mano de obra = USD \$ 0.54384

Figura 95. Mano de obra utilizada en el APU

Fuente: (OBRAS, 2017)

- **Equipo**

Se refiere a la maquinaria que se utiliza para la realización del rubro, se adopta un porcentaje del 5% de la mano de obra para herramienta menor.

Además el programa considera el 2% de la mano de obra para seguridad industrial.

Código	Equipo	Potencia	Cantidad	Costo hora	U / D	Costo total	Peso Relativo
0	Seguridad Industrial (2% MO)					0.01088	0.97850
1	Herramienta menor (5% MO)					0.02719	2.44534
3	Equipo de topografía		1	2.000	50.000	0.32000	28.77931

Considerar herramientas manuales
 Considerar Seguridad Industrial
 Total equipo = USD \$ 0.35807

Figura 96. Equipo utilizado en el APU

Fuente: (OBRAS, 2017)

- **Transporte**

Es un parámetro que se considera dependiendo del rubro que se esté analizando. Para este rubro no se considera transporte.

Código	Transporte	Unidad	Distancia K	Cantidad	C UNIT/KM	Costo total	Pesc

Considerar herramientas manuales
 Considerar Seguridad Industrial
 Total transporte = USD \$ 0.00000

Figura 97. Transporte utilizado en el APU

Fuente: (OBRAS, 2017)

Este procedimiento se repite para cada uno de los rubros que conforman el proyecto. La asignación de los parámetros que intervienen dentro de este análisis depende del criterio y la experiencia del responsable a cargo.

Una vez finalizada esta etapa, se procede a elaborar el presupuesto referencial, asignando a cada rubro la cantidad cuantificada previamente en los planos de diseño. En la Figura 98, se presenta la relación que existe entre los costos de cada componente de obra.

Tabla 74
Porcentaje de gasto por componente de obra

Componente de Obra	Costo (USD)	Porcentaje
Obras Preliminares	3661.91	1.96%
Movimiento de Tierras	2822.44	1.51%
Estructura	58510.23	31.29%
Mampostería	7391.67	3.95%
Enlucidos	9547.26	5.11%
Pisos	13530.55	7.24%
Revestimientos	11274.79	6.03%
Carpintería de metal, madera y vidrio	31167.92	16.67%
Aparatos Sanitarios	2862.05	1.53%
Instalaciones de Agua potable	1508.02	0.81%
Instalaciones Sanitarias	3284.36	1.76%
Instalaciones Eléctricas	27233.32	14.57%
Acabados	14179.13	7.58%
TOTAL	186973.65	100.00%



Figura 98. Resumen de costos por componente de obra

El desglose del presupuesto para cada una de las obras a ejecutarse en el proyecto, así como el análisis de precios unitarios de cada rubro se encuentra detallado en el Anexo 12 y 13 respectivamente (Ver en el CD).

7.2. DESAGREGACIÓN TECNOLÓGICA EN CONTRATACIÓN DE OBRAS

7.2.1. Introducción

Uno de los objetivos de la política económica de gobierno es el incentivar la producción nacional y priorizar los productos y servicios nacionales, para lo cual, se procura modificar la matriz productiva del país, implantando políticas que permitan un mayor apoyo a la industria nacional, con la finalidad última de disminuir el concurso de recursos extranjeros en las actividades del país. Este propósito también está direccionado a utilizar los recursos locales, es decir, mano de obra y materiales de la zona del proyecto (CAMICON, 2017).

7.2.2. Metodología

Los componentes y costos de un rubro se evidencian en los costos directos de los recursos que intervienen en la ejecución del rubro y constan en el análisis de precios unitarios correspondiente. El primer paso para la determinación del Valor Agregado Ecuatoriano de un proyecto, es el definir el VAE de todos y cada uno de los rubros que participan en el proyecto, para ello es necesario primeramente establecer el peso de los costos de los insumos que participan en los análisis de precios unitarios, es decir, obtener la incidencia de cada componente contemplado en el análisis de precios unitarios, comparando su costo con el costo directo del rubro. La sumatoria de los pesos relativos, lógicamente, será igual a la unidad o expresado en porcentaje el 100% (SERCOP, 2013).

$$Peso\ Relativo = \frac{Costo\ directo\ del\ componente}{Costo\ directo\ del\ rubro}$$

7.2.3. Códigos y porcentaje Clasificación central de productos (CPC)

A cada componente le corresponde un código de conformidad con la clasificación central de productos (CPC) y un valor agregado ecuatoriano (VAE) definidos por el SERCOP. En un inicio el VAE únicamente podía tener tres valores:

- Cuando el producto se halla en la lista de elementos completamente producidos en el país, le corresponde un VAE del 100%.
- Si el componente se ubica en la lista de productos no producidos en el país, le corresponde un VAE del 0%.

- Si el componente no se halla en ninguna de las listas, le corresponde un VAE del 40%.

7.2.4. VAE del Rubro

Se debe determinar el peso relativo de cada componente que conste en el análisis de precios unitarios del rubro, comparando el costo directo del componente con el costo directo del rubro (CAMICON, 2017).

$$\text{Peso Relativo del Componente} = \frac{\text{Costo del componente}}{\text{Costo directo del rubro}}$$

Luego es necesario identificar el código que le corresponde al componente en la Clasificación Central de Productos y el porcentaje de participación nacional (VAE), información que consta en el Umbral de Valor Agregado Ecuatoriano por CPC.

Con estos datos se logra definir el VAE Total del componente mediante el producto de Peso relativo del componente por el VAE correspondiente.

$$\text{VAE Total del Componente} = \text{Peso relativo componente} * \text{VAE componente}$$

Finalmente se puede determinar el VAE del rubro, mediante la sumatoria de los VAE totales de todos los componentes que participan en el análisis de precios unitarios.

$$\text{VAE del Rubro} = \sum \text{VAE total de todos los componentes en el APU}$$

7.2.5. VAE del Proyecto

Para determinar el valor agregado ecuatoriano del proyecto es necesario trabajar sobre la información que consta en presupuesto del proyecto, al que se adicionará el VAE ya obtenido con el proceso indicado en el punto anterior (CAMICON, 2017).

Para ello se parte con la identificación del código y descripción CPC que le corresponde a cada rubro del proyecto. Luego se procede a definir el peso relativo del costo del rubro en relación al costo total del proyecto.

$$\text{Peso Relativo del Rubro} = \frac{\text{Costo total del rubro}}{\text{Costo del proyecto}}$$

A continuación se ingresa el VAE del rubro determinado en el proceso anterior y calcular el VAE ponderado del rubro, mediante el producto del Peso relativo del rubro por el VAE del rubro.

$$VAE \text{ ponderado} = VAE \text{ del rubro} * \text{Peso relativo del rubro}$$

El VAE del proyecto se define como la sumatoria de los VAE ponderados de todos los rubros del proyecto.

$$VAE \text{ del Proyecto} = \sum VAE \text{ ponderado de todos los rubros del proyecto}$$

En los Anexos 14 y 15, se presenta de manera detallada el proceso de desagregación tecnológica y cálculo del porcentaje del VAE del proyecto respectivamente (Ver en el CD).

7.3. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

7.3.1. Procedimiento Constructivo

La determinación de cómo y en qué tiempo ejecutar cada una de las actividades del proyecto depende de muchas variables como las condiciones del terreno, la importancia de la estructura que se construirá, los recursos económicos con los que se dispone, disposición del material de trabajo, el plazo de entrega, las condiciones climáticas entre otras. Todas estas deberán ser estudiadas y analizadas por el profesional a cargo, por lo cual resulta muy conveniente desarrollar una planificación de la secuencia que se deberá seguir para realizar el proyecto de una forma correcta (Vega, 2015).

7.3.2. Especificaciones Técnicas

Cada uno de los rubros que se realicen durante la ejecución del proyecto debe cumplir con normas, parámetros y procedimientos para que puedan ser realizados correctamente, razón por la cual se debe establecer las respectivas especificaciones técnicas, mismas que deben cumplirse estrictamente (Durán, 2015).

Las especificaciones técnicas nos indica las actividades que deben realizarse antes, durante y después de la ejecución del rubro así como también los materiales empleados, la mano de obra especializada,

elaboración de diferentes estudios, fabricación de equipos, etc. para llevar a cabo cada actividad (Vega, 2015).

Las especificaciones técnicas para los proyectos de ingeniería forman una parte fundamental, las mismas que se complementan con los respectivos planos de diseño. Las especificaciones técnicas del presente proyecto se encuentran detalladas en el Anexo 16 (Ver en el CD).

7.3.3. Programación del proyecto

Realizar un cronograma de actividades es importante dentro del desarrollo de un proyecto, ya que este nos muestra el tiempo en que cada actividad debe ser ejecutada así como el costo que representa. Para cualquier método que se utilice se debe seguir una secuencia, es decir establecer el orden en que deben ser dispuestas las diferentes actividades del proyecto determinado en función de las interrelaciones entre las distintas actividades (Vega, 2015).

Para este caso se utiliza el diagrama de Gantt como modelo de cronograma de actividades, el cual muestra la relación que existe entre el costo y tiempo. Para esto se sugiere hacer una lista de actividades que intervienen en el proyecto, y de esta manera se determina la relación o secuencia existente entre ellas, en base a los siguientes parámetros:

- Qué actividad o actividades preceden inmediatamente a ésta.
- Qué actividad o actividades deben seguir inmediatamente a ésta.
- Qué actividad o actividades pueden ser simultáneas a ésta.

7.3.3.1. Diagrama de Gantt

Consiste en un sistema gráfico de planeación, programación, ejecución y control de actividades. Y tiene como objetivo representar en un mismo espacio lo planeado y lo que se realiza de un proyecto o de un conjunto de actividades. Este diagrama trabaja con dos factores que son la actividad y el tiempo, es decir trata de representar en el tiempo las actividades que se van realizando dentro de un proyecto (Durán, 2015).

El cronograma de actividades hecho con Diagrama de Gantt, así como la representación de la Curva de Inversión, se presenta de manera detallada en los Anexos 17 y 18 respectivamente.

7.4. REAJUSTE DE PRECIOS

El análisis acerca de la necesidad del reajustar los precios en obras de Arquitectura e Ingeniería inicia en el país a partir de la década de 1960, que marca el comienzo de un proyecto agresivo y ambicioso de desarrollo en el Ecuador, proyecto caracterizado por estar inmerso en procesos de contratación extremadamente largos y en una falta de planificación económica del Estado hechos que hacían que las obras inicien desfinanciadas por parte del Estado y con precios muy bajos ya que eran afectados al paso del tiempo por los procesos inflacionarios y devaluatorios (Paredes, 2010).

La fórmula de reajuste de precios trata de compensar la pérdida del valor adquisitivo de un insumo, y es única para cada proyecto (Durán, 2015).

La fórmula general para el cálculo de reajustes se presenta a continuación:

$$Pr = Po \left(p_1 \frac{B1}{Bo} + p_2 \frac{C1}{Co} + p_3 \frac{D1}{Do} + p_4 \frac{E1}{Eo} + \dots p_n \frac{Z1}{Zo} + P_x \frac{X1}{Xo} \right)$$

Donde:

Pr Valor reajustado de la planilla.

Po Valor del anticipo o planilla calculada con las cantidades de obra ejecutada a los precios unitarios contractuales descontada de la parte proporcional del anticipo, de haberlo pagado.

p1 Coeficiente del componente mano de obra.

p2, ..., pn Coeficiente de los demás componentes principales.

Px Coeficiente de los otros componentes considerados como no principales, cuyo valor no excederá de 0.20.

Los coeficientes de la fórmula se expresarán al milésimo y la suma de aquellos debe ser igual a la unidad

Bo Sueldos y salarios mínimos de una cuadrilla tipo, fijados por Ley o Acuerdo Ministerial, más remuneraciones adicionales y obligaciones patronales de aplicación general. Esta cuadrilla tipo será fijada en base a los análisis de precios unitarios de la oferta adjudicada, vigentes treinta días antes de la fecha de cierre para la presentación de las ofertas que constará en el contrato.

B1 Sueldos y salarios mínimos de una cuadrilla tipo, fijados por Ley o Acuerdo Ministerial, más remuneraciones adicionales y obligaciones patronales de aplicación general. Esta cuadrilla tipo será fijada en base a los análisis de precios unitarios de la oferta adjudicada, vigentes a la fecha de pago del anticipo o de las planillas de ejecución de obra.

Xo Índice de componentes no principales correspondientes al tipo de obra, y a la falta de este, el índice de precios al consumidor, treinta días antes de la fecha de cierre de la presentación de las ofertas.

X1 Índice de componentes no principales correspondientes al tipo de obra, y a la falta de este, el índice de precios al consumidor, a la fecha de pago del anticipo o de las planillas de ejecución de obras

Co, Do, Eo, ..., Zo Los precios o los índices de precios de los componentes principales, vigentes treinta días antes del cierre para la presentación de las ofertas.

C1, D1, E1, ..., Z1 Los precios o los índices de precios de los componentes principales a la fecha de pago del anticipo o de las planillas de ejecución de obras.

Una vez presentado los componentes que intervienen en la fórmula, en la Tabla 75 se presentan los coeficientes obtenidos al aplicar el reajuste de precios en el proyecto.

Tabla 75
Coeficientes fórmula reajuste de precios

Nomenclatura	Coeficiente	Redondeado
B) Mano de Obra	0.261153631	0.26115
C) Equipo	1.27E-02	0.01270
F) Cemento Portland Tipo I	8.43E-02	0.08429
G) Materiales pétreos	6.04E-02	0.06038
H) Acero en barras	0.16401593	0.16402
I) Madera aserrada	5.68E-02	0.05684
J) Lámparas, aparatos eléctricos	0.12096666	0.12097
K) Grifería y similares	8.45E-03	0.00845
L) Perfiles de aluminio	8.92E-02	0.08924
M) Instalaciones sanitarias	1.97E-02	0.01968
X) Varios	0.12228	0.12228
SUMATORIA COEFICIENTES	1	1.000

Se presenta de manera detallada el procedimiento de cálculo de fórmula de reajuste de precios y cuadrilla tipo en el Anexo 19 (Ver en el CD).

CAPÍTULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1. CONCLUSIONES

El terreno destinado para la construcción del edificio, presenta una topografía relativamente plana con una diferencia de nivel de un metro aproximadamente entre la parte frontal y posterior del terreno.

El estudio de suelos arroja la presencia de un suelo Limo Arcilloso de baja compresibilidad (MH), de acuerdo a la clasificación SUCS, además no se encontró presencia de nivel freático.

El perfil de suelo para diseño sismo resistente es tipo C, este criterio fue determinado en base al cálculo del valor de Resistencia al Corte no drenado (S_u), presentado en la NEC-2015.

El diseño de la agencia presenta un grado de importancia alto, debido a la función a la que está destinado, motivo por el cual se realiza un análisis estático y dinámico de la estructura.

El factor de reducción sísmica al ser una estructura con pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado y con vigas descolgadas es ($R=8$).

De acuerdo al mapa de zonificación, el cantón Espejo se encuentra ubicado en una zona altamente sísmica, por lo que el factor de zona utilizado para el proyecto es ($Z=0.40$), correspondiente a la zona sísmica (V).

Al realizar el análisis dinámico a la estructura, se obtienen valores de período fundamental y frecuencia angular de 0.482 seg y 13.03 rad/seg respectivamente.

El valor de desplazamiento máximo obtenido del modelamiento en ETABS, corresponde a la combinación "Sismo Y" aplicando el espectro de la NEC-2015, con un valor de 1.522 cm, producido en la Losa de Tapagrada.

La deriva máxima inelástica del modelamiento de la estructura, se produce en la Losa 2, de la componente “Y” del espectro con un valor de 0.0103, mismo que es aceptable ya que no supera el valor de deriva máxima admisible de 0.02, para estructuras de hormigón armado.

La cimentación fue diseñada únicamente a carga axial, debido a que la sección de la cadena impuesta hace que el momento que llega al cimiento sea menor a 3 T.m, como estipula la normativa.

El proyecto correspondiente al diseño de la Agencia El Ángel, tendrá un costo de 186973,65 USD; el cual estaría concluido en un lapso de 16 semanas (4 meses) de acuerdo al cronograma de actividades.

El componente de obra que involucra mayor inversión en el proyecto, es el estructural ya que se necesita 58510,23 USD (31,29%) del presupuesto total.

Al ser un proyecto vinculado con el sector público debe tener un porcentaje de participación nacional mínimo del 60% para servicios como estipula el SERCOP. Este proyecto cuenta con el 86.29% de PPNM, motivo por el cuál es considerado como servicio de origen nacional.

Al aplicar la fórmula de reajuste de precios, observamos que el coeficiente correspondiente a los componentes no principales, no excede del 20%.

8.2. RECOMENDACIONES

Es importante que este proyecto pueda realizarse lo antes posible, para que de esta manera se brinde un mejor servicio por parte de Emelnorte a sus abonados de manera ágil y eficiente.

Antes del inicio de cualquier proyecto de construcción, se recomienda solicitar al municipio del lugar la línea de fábrica con retiros y adosamientos, además de la disponibilidad de servicios básicos.

Al tener presencia de suelos expansivos, se recomienda aplicar una cama de arena de 5 cm para evitar cualquier deformación diferencial que pueda presentarse, además del replantillo.

Se recomienda cumplir con lo indicado en los planos de diseño de cada ingeniería, para evitar problemas posteriores.

Para la ejecución de cada una de las actividades previstas en el proyecto, se recomienda seguir las especificaciones técnicas que se encuentran anexas a este documento.

Al momento de realizar el diseño estructural, se recomienda seguir de manera detallada las recomendaciones brindadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción en cada uno de sus capítulos.

Se recomienda alivianar el peso de la estructura, con la implementación de mamposterías de gypsum o fibrocemento en reemplazo de las tradicionales de bloque o ladrillo, para de esta manera evitar el daño y posterior colapso de las mismas.

De acuerdo a la experiencia adquirida por el sismo del 16 de abril de 2016 ocurrido en nuestro país, se recomienda utilizar un factor de reducción sísmica "R" menor, con esto las fuerzas sísmicas se incrementan y podemos implementar nuevos sistemas estructurales en el diseño.

Se recomienda cumplir con el cronograma de actividades, para que de esta manera se logre finalizar la etapa de construcción del proyecto en el plazo establecido.

Se recomienda realizar el modelamiento de la estructura, considerando un piso adicional por posibles ampliaciones.

8.3. OBSERVACIONES

Durante la elaboración de este trabajo, se contó con la colaboración y apoyo necesario por parte de la empresa EMELNORTE S.A, en especial por la Dirección de Talento Humano quienes solventaron con agilidad cada inconveniente presentado en el desarrollo del trabajo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 2016-16.0.3., E. (2016). *Integrate Building Design Software ETABS*.
- ACI 318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. U.S.A.
- Aguiar, R. (2012). *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB*. Sangolquí: Escuela Politécnica del Ejército.
- CAMICON. (2017). *Manual de Costos de la Construcción*. Quito.
- Carmona, R. P. (2010). Instalaciones hidrosanitarias y de gas para edificaciones. Bogotá: Ecoe.
- Carrera, D. (2016). Apuntes de Instalaciones Hidrosanitarias. En D. Carrera. Quito.
- Castellano, S. J. (2015). *Cálculo y Diseño Estructural para la Construcción del Edificio "Parqueadero Municipal El Aguacate", de la ciudad de Sangolquí*. Sangolquí.
- Crespo, F. A. (1987). *Introducción a la Construcción*. La Habana: Pueblo y Educación.
- Durán, R. (2015). *Apuntes de Organización de Obras*. Sangolquí.
- EADIC. (2009). *Cuadernos de Formación-Análisis Dinámico*.
- EMELNORTE. (18 de Mayo de 2017). *Emelnorte*. Obtenido de <http://www.emelnorte.com/eern/index.php/2016-07-05-14-51-54/historia>
- ETABS. (2016). *Integrate Building Design Software ETABS*.
- Lasdaher. (2017). *Geotecnia y Cimientos*. Quito.
- LOEP. (2009). *Ley Orgánica de Empresas Públicas*. Quito: Artículos 2 y 3.
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Capítulo II Peligro Sísmico, Diseño Sismoresistente.
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Capítulo I, Cargas no Sísmicas.
- OBRAS. (2017). *OBRAS 4.0*. Loja.
- Paredes, A. (2010). *La variación de los costos en los insumos de la construcción y el reajuste de precios como mecanismo compensatorio*. Quito.
- Pro, E. (2013). *Ejercicios de obras civiles y complementarias*. Quito.

- Redondo, M. S. (1966). *Hormigón Armado*. Madrid: Dossat, S.a.
- Romero, P. (2013). *Apuntes de Topografía*. Sangolquí.
- Romo, M. (2008). Diseño a cortante de Vigas de Hormigón Armado. En M. Romo, *Temas de Hormigón Armado* (pág. 25). Sangolquí.
- Romo, M. (2008). Diseño a Flexión de Vigas de Hormigón Armado. En M. Romo, *Temas de Hormigón Armado* (pág. 99). Sangolquí.
- Romo, M. (2008). Diseño de Losas de Hormigón Armado. En M. Romo, *Temas de Hormigón Armado* (pág. 87). Sangolquí.
- SENPLADES. (2013). *Plan Nacional del Buen Vivir*. Quito.
- SERCOP. (2013). Desagregación tecnológica en contratación de obras. En S. N. Pública. Quito.
- Vega, A. (2015). *Diseño Integral y Presupuesto de la Escuela de Práctica Antonio Gil*. Sangolquí: Tomo I.
- Zúñiga, J. (2015). *Apuntes de Cimentaciones*. Sangolquí.
- Zúñiga, J. (2016). *Apuntes de Hormigón Armado Ing. Jorge Zúñiga*. Sangolquí.

BIOGRAFÍA DEL AUTOR

1. DATOS PERSONALES

Nombre: Hjalmar Isaac Calderón Vásquez
Cédula: 1003424122
Lugar y Fecha de nacimiento: Quito, 30 de enero 1994
Estado Civil: Soltero
Edad: 23 años
Domicilio: Rocafuerte 2-47 y Borrero (Ibarra)
Teléfono: 062600027 / 0996506631
E-mail: hjal_10@hotmail.com

2. ESTUDIOS

2.1. Superior:

Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE.
Egresado de la Carrera de Ingeniería Civil.

2.2. Secundaria:

Colegio Fiscomisional "San Francisco".
Bachiller en Ciencias Físico-Matemático.

3. IDIOMAS

Español

Inglés