



Universidad Nacional
SAN LUIS GONZAGA



Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Esta licencia es la más restrictiva de las seis licencias principales Creative Commons, permitiendo a otras solo descargar sus obras y compartirlas con otras siempre y cuando den crédito, pero no pueden cambiarlas de forma alguna ni usarlas de forma comercial.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0>



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN LUIS GONZAGA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
UNIDAD DE INVESTIGACION

EVALUACION DE ORIGINALIDAD

N° 042 – 78003329

CONSTANCIA

El que suscribe, deja constancia que se la realizado el análisis con el software de verificación de similitud al documento **INFORME FINAL DE TESIS** cuyo título es:

**ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA
COMISARÍA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACIÓN
DEL CASERÍO SAN MARTÍN DE PORRAS**

presentado por:

MELGAR TUEROZ, CRISTIAN DUANY

Bachiller del nivel de **PREGRADO** de la Facultad de Ingeniería Civil. El resultado obtenido es **16% de similitud** por el cual se otorga el calificativo de **APROBADO**, según Reglamento para la evaluación de la Originalidad de los documentos de investigación.

Se adjunta al presente el reporte de evaluación con el software de verificación de originalidad.

Ica, 22 octubre de 2021

DAVID MOTTA HUAYANCA
Técnico Operador Tecnológico:

03-11-2021
Aprobado



Universidad Nacional "San Luis Gonzaga" Ica
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



DR. ING. MARTIN HAMILTON WILSON HUAMANCHUMO
Director de la Unidad de Investigación de la FIC



UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA”

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARÍA ICA TIPO B
EN BENEFICIO DE LA POBLACIÓN DEL CASERÍO SAN MARTÍN DE
PORRAS.**

Presentado por:

Bach. MELGAR TUEROZ CRISTIAN DUANY

Ica – Perú

2021

UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA”

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARÍA ICA TIPO B
EN BENEFICIO DE LA POBLACIÓN DEL CASERÍO SAN MARTÍN DE
PORRAS.**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

ÁREA DE CONOCIMIENTO

INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO Y

ALBAÑILERÍA

PRESENTADO POR:

BACH. CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ

ASESOR: ING. JORGE AMADEO TELLO GONZALES

ICA – PERÚ

2021

DEDICATORIA

La presente tesis la dedico en primer lugar a Dios y a mi familia por haber sido mi apoyo a lo largo de toda mi carrera universitaria y a lo largo de mi vida. Y a las personas especiales que me acompañaron en esta etapa, aportando en mi formación profesional (**Cristian**).

AGRADECIMIENTO

Agradecer a mi alma mater la Universidad Nacional San Luis Gonzaga, por la oportunidad de formarme como profesional y poder representarle a nivel internacional.

También agradecer de manera muy especial a todos mis docentes de la Facultad de Ingeniería Civil que me transmitieron sus conocimientos y me guiaron para un ser buen profesional.

Agradecer a mis amigos de la Facultad de Ingeniería Civil, 0que me apoyaron incondicionalmente en mi formación como Ingeniero Civil (**Cristian**).

INDICE

DEDICATORIA	1
AGRADECIMIENTO	2
INDICE DE FIGURAS	7
INDICE DE TABLAS	11
RESUMEN	12
ABSTRACT	14
INTRODUCCIÓN	16
CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO	18
1.1. Antecedentes del Problema de Investigación.....	18
1.1.1. Antecedentes a nivel Internacional	18
1.1.2. Antecedentes a nivel Nacional.....	18
1.1.3. Antecedentes a nivel Local	19
1.2. Bases Teóricas de la Investigación	19
1.2.1. Predimensionamiento.....	19
1.2.2. Metrado de Cargas	22
1.2.3. Estudio de Mecánica de Suelos	23
1.2.4. Análisis estructural	29
1.2.5. Diseño de Vigas	38
1.2.6. Diseño de Columnas	45
1.2.7. Diseño de Muros de Corte	51
1.2.8. Diseño de Losa Aligerada.....	55
1.2.9. Diseño de Escaleras, Cisternas y Tanque Elevado	60
1.2.10. Diseño de Cimentación	63
1.3. Marco Legal	71
1.4. Marco Conceptual	71

CAPÍTULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN74

2.1.	Situación Problemática.....	74
2.1.1.	Antecedentes del problema.....	74
2.1.2.	Descripción del Problema.....	74
2.2.	Formulación de Problemas.....	76
2.2.1.	Problema general	76
2.2.2.	Problemas específicos.....	76
2.3.	Delimitación del Problema.....	77
2.3.1.	Delimitación espacial o geográfica.....	77
2.3.2.	Delimitación Temporal:.....	77
2.3.3.	Delimitación social:.....	77
2.3.4.	Delimitación conceptual:.....	77
2.4.	Justificación e Importancia de la Investigación	77
2.4.1.	Justificación	77
2.4.2.	Importancia	78
2.5.	Objetivos de Investigación.....	78
2.5.1.	Objetivo General.....	78
2.5.2.	Objetivos específicos	78
2.6.	Hipótesis de Investigación	79
2.6.1.	Hipótesis General.....	79
2.6.2.	Hipótesis específicas.....	79
2.7.	Variables de Investigación	80
2.7.1.	Identificación de variables	80
2.7.2.	Operacionalización de variables	80

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN82

3.1.	Tipo, Nivel y Diseño de Investigación.....	82
3.1.1.	Tipo de investigación.....	82
3.1.2.	Nivel de investigación	82
3.1.3.	Diseño de investigación	82
3.2.	Población y Muestra Materia de Investigación.....	82
3.2.1.	Población de estudio	82
3.2.2.	Muestra de estudio	82
CAPÍTULO IV: TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN		83
4.1.	Técnicas de Recolección de Datos	83
4.2.	Equipos e Instrumentos de Recolección de Datos	83
4.3.	Técnicas de Procesamiento de Datos, Análisis e Interpretación de Resultados	83
CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS		85
5.1.	Presentación e Interpretación de Resultados.....	85
5.1.1.	Cimentación.....	85
5.1.2.	Columnas	86
5.1.3.	Muro de Corte.....	87
5.1.4.	Viga.....	88
5.1.5.	Losa Aligerada.....	89
5.1.6.	Escalera.....	90
5.1.7.	Cisterna y Tanque Elevado	91
5.2.	Discusión de resultados.....	92
5.2.1.	Con respecto al predimensionamiento.....	92
5.2.2.	Con respecto al control de desplazamiento.....	92
5.2.3.	Con respecto al sistema estructural.....	93

5.2.4.	Con respecto al tipo de suelo donde se colocará la cimentación	94
5.2.5.	Con respecto a la aplicación de la Norma E.030	94
5.2.6.	Con respecto a la aplicación de los softwares ETABS y SAP 2000.....	95
CAPÍTULO VI: COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS		96
6.1.	Contrastación de hipótesis general.....	96
6.2.	Contrastación de hipótesis específicas	96
CONCLUSIONES		98
RECOMENDACIONES		100
FUENTES DE INFORMACIÓN		101
ANEXOS.....		102
7.	Memoria de Cálculo.....	102
7.1.1.	Predimensionamiento.....	102
7.1.2.	Metrado de cargas	107
7.1.3.	Estudio de Mecánica de Suelos	112
7.1.4.	Análisis Estructural.....	124
7.1.5.	Diseño de Vigas	138
7.1.6.	Diseño de Columnas	145
7.1.7.	Diseño de Muros de Corte	151
7.1.8.	Diseño de Losa Aligerada.....	155
7.1.9.	Diseño de Escaleras, Cisternas y Tanque Elevado	160
7.1.10.	Diseño de Cimentación	177
8.	Información Complementaria	184

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. <i>Detalle de Escalera</i>	21
Figura 2. <i>Zonas Sísmicas</i>	33
Figura 3. <i>Factor de Suelo</i>	34
Figura 4. <i>Períodos “TP” y “TL”</i>	34
Figura 5. <i>Detallado de Corte de Refuerzo Longitudinal</i>	42
Figura 6. <i>Zonas Para la Ubicación de Empalmes</i>	43
Figura 7. <i>Longitudes de Desarrollo en Tracción</i>	44
Figura 8. <i>Longitudes de Desarrollo en Tracción</i>	45
Figura 9. <i>Lugar Recomendado de Empalme de Acero en Columnas</i>	50
Figura 10. <i>Zonas para la Ubicación de Empalmes</i>	59
Figura 11. <i>Distribución de Refuerzo por Flexión y Temperatura</i>	61
Figura 12. <i>Área del terreno en el Caserío San Martín de Porras - Cercado de Ica</i>	74
Figura 13. <i>Tasas de Denuncia por Comisión de Delitos</i>	75
Figura 14. <i>Detalle del Refuerzo de las Zapatas</i>	85
Figura 15. <i>Detalle de las Viga de Cimentación de la Comisaria</i>	86
Figura 16. <i>Detalle de Refuerzo de las Columnas.</i>	87
Figura 17. <i>Detalle del Refuerzo de Muro de Corte</i>	88
Figura 18. <i>Detalle de Refuerzo de Viga Secundaria</i>	89
Figura 19. <i>Detalle de Refuerzo de Viga Principal</i>	89
Figura 20. <i>Corte Típico de Losa Aligerada</i>	89
Figura 21. <i>Detalle de Refuerzo de Losa Aligerada</i>	90
Figura 22. <i>Detalle del Refuerzo de Escalera</i>	90
Figura 23. <i>Detalle del Refuerzo de la Cisterna</i>	91
Figura 24. <i>Detalle del Refuerzo del Tanque Elevado</i>	91
Figura 25. <i>Predimensionamiento de Columnas – Comisaría</i>	105
Figura 26. <i>Cálculo de Peso de la Losa Aligerada del 1 Piso</i>	108
Figura 27. <i>Cálculo de Peso de Estructuras del 1 Piso</i>	109
Figura 28. <i>Esquema Estructural Planteado</i>	111
Figura 29. <i>Edificación de Tres Niveles, Elevación Principal</i>	112
Figura 30. <i>Exploración de Campo, se Observa Calicata N°2</i>	113

Figura 31. <i>Resultados del Ensayo de Cono de Arena</i>	114
Figura 32. <i>Realización del Ensayo de Densidad de Campo por el Cono de Arena</i>	114
Figura 33. <i>Resultados del Ensayo de Contenido de Humedad</i>	115
Figura 34. <i>Resultados del Ensayo de Contenido de Humedad</i>	115
Figura 35. <i>Realización del Ensayo de Granulometría por Tamizado</i>	116
Figura 36. <i>Clasificación de Suelos</i>	116
Figura 37. <i>Realización del Ensayo de Corte Directo</i>	117
Figura 38. <i>Perfil Estratigráfico de Calicata 1</i>	118
Figura 39. <i>Perfil Estratigráfico de Calicata 2</i>	118
Figura 40. <i>Perfil Estratigráfico de Calicata 3</i>	119
Figura 41. <i>Relaciones Entre el Número de Golpes “n” del SPT, Densidad Relativa y Angulo de Fricción Interna de Terzaghi – Peck</i>	121
Figura 42. <i>Variables de la Evaluación por Asentamiento</i>	123
Figura 43. <i>Factor de Suelo</i>	125
Figura 44. <i>Período "Tp" y "Tl"</i>	125
Figura 45. <i>Distribución de Fuerzas en Altura</i>	127
Figura 46. <i>Momentos en la Dirección X</i>	127
Figura 47. <i>Momentos en la Dirección Y</i>	127
Figura 48. <i>Espectro de Pseudo – Aceleraciones en X</i>	129
Figura 49. <i>Espectro de Pseudo – Aceleraciones en Y</i>	129
Figura 50. <i>Ratio de Masa Participativa Modal</i>	130
Figura 51. <i>Vista Isométrica de la edificación</i>	130
Figura 52. <i>Vista Superior de la Edificación</i>	131
Figura 53. <i>Vista Tridimensional, Modelamiento en el Programa ETABS.</i>	131
Figura 54. <i>Vista de Ejes en X e Y, para el Modelamiento en ETABS</i>	132
Figura 55. <i>Iniciando Modelamiento en ETABS Versión 2016</i>	132
Figura 56. <i>Editamos el Número de Grillas del Modelo de ETABS</i>	133
Figura 57. <i>Modificando Grillas del Modelo</i>	133
Figura 58. <i>Modificamos las Alturas de los Pisos en ETABS</i>	134
Figura 59. <i>Definición de las Propiedades del Material Concreto</i>	134
Figura 60. <i>Definición de las Propiedades del Material Concreto</i>	135

Figura 61. <i>Desplazamientos en la Dirección X-X y Y-Y</i>	136
Figura 62. <i>Resultado de las Fuerzas Cortantes de la Edificación</i>	137
Figura 63. <i>Combinaciones de Carga para Diseño Estructural en ETABS</i>	138
Figura 64. <i>Diagrama de Momentos Flectores por Peso Propio.</i>	139
Figura 65. <i>Diagrama de Momentos Flectores por Peso Propio Eje 5</i>	139
Figura 66. <i>Diagrama de Momentos Flectores por Envolvente Eje 5.</i>	140
Figura 67. <i>Detalle de Refuerzo de Viga</i>	143
Figura 68. <i>Diseño del Pórtico 1</i>	144
Figura 69. <i>Resistencia de la Columna en el Sentido X-X</i>	147
Figura 70. <i>Diagrama de Interacción – Sentido X-X</i>	147
Figura 71. <i>Resistencia de la Columna en el Sentido Y-Y</i>	148
Figura 72. <i>Diagrama de Interacción – Sentido Y-Y</i>	148
Figura 73. <i>Momentos Alrededor de la Dirección X</i>	149
Figura 74. <i>Combinaciones de Carga</i>	149
Figura 75. <i>Detalles de Refuerzo de Columna</i>	151
Figura 76. <i>Gráfico de la Placa PL-01</i>	151
Figura 77. <i>Combinaciones de Carga de Placas</i>	152
Figura 78. <i>Resistencia de la Placa en el Sentido X-X</i>	153
Figura 79. <i>Diagrama de Interacción – Sentido X-X</i>	153
Figura 80. <i>Resistencia de la Placa en el Sentido Y-Y</i>	154
Figura 81. <i>Diagrama de Interacción – Sentido Y-Y</i>	155
Figura 82. <i>Luces de Losa Aligerada y Cargas Aplicadas.</i>	157
Figura 83. <i>Medidas de la Escalera de Diseño del 1 Tramo</i>	161
Figura 84. <i>Metrado de Cargas de Escalera del 1° Tramo</i>	162
Figura 85. <i>Diseño de Refuerzo de Escalera Tramo 1</i>	164
Figura 86. <i>Diseño de Refuerzo de Temperatura y por Corte de Escalera Tramo 1</i>	165
Figura 87. <i>Medidas de la Escalera de Diseño del 2 Tramo</i>	165
Figura 88. <i>Diseño de Refuerzo de Escalera del 2 Tramo</i>	166
Figura 89. <i>Medidas de la Escalera de Diseño del 3 Tramo</i>	166
Figura 90. <i>Diseño de Refuerzo de Escalera del 3 Tramo</i>	167
Figura 91. <i>Dimensionamiento de la Cisterna</i>	168

Figura 92. <i>Datos Para el Diseño de la Cimentación</i>	178
Figura 93. <i>Cálculo de capacidad Portante y Diseño por Corte por Flexión</i>	179
Figura 94. <i>Diseño por Corte por Punzonamiento y Verificación por Longitud de Desarrollo</i>	180
Figura 95. <i>Refuerzo por Flexión en Dirección Longitudinal</i>	181
Figura 96. <i>Refuerzo por Flexión en Dirección Transversal</i>	182
Figura 97. <i>Análisis Granulométrico de C-1</i>	184
Figura 98. <i>Análisis Granulométrico de C-2</i>	185
Figura 99. <i>Análisis Granulométrico de C-3</i>	186
Figura 100. <i>Densidad In Situ del Terreno</i>	187
Figura 101. <i>Ensayo de Corte Directo de Espécimen 1</i>	188
Figura 102. <i>Ensayo de Corte Directo de Espécimen 2</i>	189
Figura 103. <i>Ensayo de Corte Directo de Espécimen 3</i>	190
Figura 104. <i>Parámetros de Resistencia del Suelo</i>	191
Figura 105. <i>Presupuesto del Proyecto - Parte 1 de 4</i>	192
Figura 106. <i>Presupuesto del Proyecto - Parte 2 de 4</i>	193
Figura 107. <i>Presupuesto del Proyecto - Parte 3 de 4</i>	194
Figura 108. <i>Presupuesto del Proyecto - Parte 4 de 4</i>	195
Figura 109. <i>Planos de la Comisaría</i>	196

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Peso Unitario de Cargas Muertas</i>	22
Tabla 2. <i>Peso Unitario de Cargas en Ambientes</i>	22
Tabla 3. <i>Categorías de las Edificaciones y factor "U"</i>	31
Tabla 4. <i>Sistema Estructurales</i>	32
Tabla 5. <i>Límites Para la Distorsión del Entrepiso</i>	37
Tabla 6. <i>Peso Unitario de Cargas Muertas y Cargas Vivas</i>	59
Tabla 7. <i>Longitud de Desarrollo en Elementos en Compresión</i>	67
Tabla 8. <i>Operacionalización de variables</i>	81
Tabla 9. <i>Resultado de los Desplazamientos Laterales en la Dirección X-X y Y-Y</i>	93
Tabla 10. <i>Predimensionamiento de Losa Aligerada – Comisaría y Calabozo</i>	102
Tabla 11. <i>Predimensionamiento de Vigas - Comisaría</i>	103
Tabla 12. <i>Cargas de Losa Aligerada</i>	107
Tabla 13. <i>Peso del 1er Piso</i>	110
Tabla 14. <i>Comparación de Resultados – Capacidad Portante</i>	120
Tabla 15. <i>Resultados del Análisis Estructural en el Programa ETABS</i>	146

RESUMEN

La presente investigación tuvo el propósito de diseñar una edificación de concreto armado de tres niveles, destinada a una comisaría tipo “B” en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras del distrito de Ica, provincia de Ica del departamento de Ica, para garantizar la seguridad e integridad de las personas que utilizaran esta importante infraestructura.

El principal objetivo fue el determinar en qué medida influye el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo “B” en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras, debido al problema de la inseguridad existente en el lugar. Por ello, la alternativa de solución es haber desarrollado el análisis sísmico y el diseño de los elementos estructurales como son: losas, vigas, columnas, muros de corte, zapatas y vigas de cimentación, de la comisaría, con los requerimientos arquitectónicos, estructurales y de instalaciones necesarias, para el desarrollo eficiente de las actividades y servicios que desarrolla la Policía Nacional del Perú, así como la atención y gestiones de los usuarios, que son los beneficiarios directos.

La metodología de investigación se inició con el reconocimiento del terreno, realizándose el levantamiento topográfico y el estudio de suelos, y luego realizar la propuesta arquitectónica de acuerdo a la DIRECTIVA N° 04-13-2016-DIRGEN-PNP/DIRNGI-B de la Policía Nacional del Perú. Principalmente la investigación se centró en el análisis sísmico estático, dinámico y el diseño estructural de sus elementos estructurales, para la cual se inicia con la estructuración y pre dimensionamiento de los mismos, metrado de cargas, análisis estructural con los programas ETABS y SAP 2000 y la verificación del cumplimiento de los parámetros que establece la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, para posteriormente el diseño de las vigas, columnas, muros de corte, losa aligerada, escalera, cisterna, tanque elevado, cimentaciones, de acuerdo a la Norma E.060 Concreto Armado.

Como resultado final de la investigación, se logró diseñar una estructura de concreto armado porticada con entrepisos de un espesor de 0.20 m, columnas principales de 0.50x0.50m, vigas principales de 0.30x0.40 m y secundarias de 0.30x0.35 m, muros de corte de 0.20 m de espesor, vigas de cimentación de 0.5x0.25 m, zapatas aisladas de 2.00x1.80 m y zapatas combinadas de 4.50x2.00 m.

Con estas secciones transversales de los elementos estructurales obtenidos, se cumplió el diseño, porque se garantiza que la estructuración de la edificación resistirá los eventos sísmicos de la zona, debido a que el desplazamiento lateral de la edificación no sobrepasa el valor máximo permitido por la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (0.007 para estructuras de concreto armado) en ambas direcciones, esto se debe a la inclusión de muros de corte en varios lugares de la edificación, que fue necesario debido a que se buscaba que la edificación no sea muy flexible. Además, con una capacidad portante por corte de 1.37 kg/cm² del suelo, para una edificación de 3 pisos con luces libres máximas de 5.50 m, se optó por utilizar una cimentación superficial, el cual está conformada por zapatas combinadas y zapatas aisladas con vigas de interconexión, para lograr una mejor transmisión de cargas al suelo y evitar los asentamientos diferenciales de la estructura, siendo la opción más económica y segura. Las colocaciones de placas y/o muros de corte en la estructura, han permitido otorgar rigidez en ambas direcciones de la estructura, y con ello el control de los desplazamientos máximos de la misma, con resultados que estuvieron por debajo de 0.007 en el concreto armado, que se realizó en el análisis estructural estático y dinámico, de acuerdo a lo que establece la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

PALABRAS CLAVE: Sismo, desplazamiento, placas, estribos y zapata.

ABSTRACT

The present investigation had the purpose of designing a three-level reinforced concrete building, intended for a type “B” police station for the benefit of the population of the San Martín de Porras village of the Ica district, Ica province of the Ica department, to guarantee the safety and integrity of the people who will use this important infrastructure.

The main objective was to determine to what extent the analysis and structural design of the new Ica type “B” police station influences the benefit of the population of the Caserío San Martín de Porras, due to the problem of insecurity in the place. Therefore, the alternative solution is to have developed the seismic analysis and the design of the structural elements such as: slabs, beams, columns, shear walls, footings and foundation beams, of the police station, with the architectural, structural and of necessary facilities, for the efficient development of the activities and services developed by the National Police of Peru, as well as the attention and management of the users, who are the direct beneficiaries.

The research methodology began with the recognition of the terrain, carrying out the topographic survey and the study of soils, and then making the architectural proposal according to DIRECTIVE N ° 04-13-2016 – DIRGEN-PNP / DIRNGI – B of the National Police of Peru. Mainly the research focused on the static and dynamic seismic analysis and the structural design of its structural elements, for which it begins with the structuring and pre-dimensioning of the same, load metering, structural analysis with the ETABS and SAP 2000 programs and the verification of compliance with the parameters established by Standard E.030 Earthquake Design, for later the design of the beams, columns, shear walls, lightened slab, staircase, cistern, elevated tank, foundations, according to Standard E. 060 Reinforced Concrete.

As a final result of the research, it was possible to design a reinforced concrete structure with arcades with mezzanines of a thickness of 0.20 m, main columns of 0.50x0.50m, main beams of 0.30x0.40 m and secondary beams of 0.30x0.35 m, walls 0.20 m thick cut, 0.5x0.25 m foundation beams, 2.00x1.80 m isolated footings and 4.50x2.00 m combined footings.

With these cross sections of the structural elements obtained, the design was fulfilled, because it is guaranteed that the structure of the building will withstand seismic events in the area, because the lateral displacement of the building does not exceed the maximum value allowed by the Standard. E.030 Seismic resistant design (0.007 for reinforced concrete

structures) in both directions, this is due to the inclusion of shear walls in various places of the building, which was necessary because the building was not intended to be very flexible. In addition, with a bearing capacity per cut of 1.37 kg / cm^2 of the ground, for a 3-story building with maximum free spans of 5.50 m, it was decided to use a shallow foundation, which is made up of combined footings and isolated footings with beams. of interconnection, to achieve a better transmission of loads to the ground and avoid differential settlements of the structure, being the most economical and safe option.

Placing plates and / or shear walls in the structure have made it possible to provide rigidity in both directions of the structure, and thus control its maximum displacements, with results that were below 0.007 in reinforced concrete, which was carried out in the static and dynamic structural analysis, in accordance with the provisions of Standard E.030 Seismic-resistant Design.

KEY WORDS: Earthquake, displacement, plates, stirrups and footing.

INTRODUCCIÓN

La tesis titulada: “Análisis y diseño estructural de la nueva Comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del caserío San Martín de Porras”, comprende de 6 capítulos y trata de los siguientes puntos:

El problema general de la investigación es responder a la siguiente interrogante: ¿En qué medida influye el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras?

Los Antecedentes de la investigación se remonta en que el caserío San Martín de Porras no cuenta con una comisaría, a pesar de tener un área destinada para ella de 4,109.61 m². A la fecha sigue totalmente desolado y es uno de los puntos donde se acumula basura, y en las noches al no estar iluminado debidamente esa área; se reúnen personas de mal vivir a tomar y asaltar a los transeúntes. Por otro lado, continuamente en las diferentes calles del lugar, se producen robos y asaltos a mano armada, tanto a estudiantes y personas en general; que vienen de sus labores del centro y sus colectivos solo les dejan por la Av. Jorge Chávez, Por ello; tiene que caminar de 1 a 5 cuadras para llegar a sus domicilios y en ese trayecto son vulnerables a los atracos.

La Importancia de la investigación se da porque nos permitirá diseñar una estructura, que cumpla con todos los parámetros de seguridad que establece las normas E.030 de diseño sismo resistente y E.060 de concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente, además de la aplicación de software de ETABS y SAP 2000 en el cálculo exacto de los esfuerzos en cada uno de los elementos estructurales.

En el **Capítulo I: Marco Teórico**, tiene como objetivo dar a conocer los antecedentes del problema de investigación, tanto a nivel local, nacional e internacional. Por otro parte, las bases teóricas en que se sustenta la investigación, así como el marco legal y conceptual del mismo. Siendo uno de los capítulos más importante de la investigación, porque explica la teoría para el desarrollo del análisis y diseño estructural de la edificación.

En el **Capítulo II: Planteamiento del Problema de Investigación**, tiene como objetivo explicar la situación problemática, tanto como sus antecedentes y la descripción del problema. Además, se formula el problema, así como los objetivos e hipótesis, y Operacionalización de las variables que lo componen. Por otro lado, en este capítulo se delimita el problema (Espacial, Temporal, Social y Conceptualmente) y se realiza la

justificación e importancia de la investigación. Siendo un capítulo que nos da a conocer el problema que va a solucionar en esta investigación.

En el **Capítulo III: Metodología de Investigación**, tiene como objetivo describir el tipo, nivel y diseño de la investigación. Además de la población y muestra de estudio. Siendo así un capítulo que nos explica cómo se desarrollará la investigación.

En el **Capítulo IV: Técnicas e Instrumentos de Investigación**, tiene como objetivo explicar las técnicas de recolección de datos, los equipos e instrumentos de recolección de datos y las técnicas de procesamientos de datos, el cual nos permite conocer de qué cosas se utilizaron para el desarrollo la investigación.

En el **Capítulo V: Presentación, Interpretación y Discusión de resultados**, tiene como objetivo presentar, interpreta y discutir los resultados obtenidos. Siendo así el capítulo donde se dará a conocer las secciones de todos los elementos estructurales de la edificación, que resultaron del análisis y diseño estructural de la misma, cumpliendo los parámetros del Reglamento Nacional de Edificaciones.

En el **Capítulo VI: Comprobación de Hipótesis**, tiene como objetivo se realizar las contrastaciones de la Hipótesis General e Hipótesis Específicas planteadas inicialmente, verificando en este caso, el cumplimiento de las mismas.

Luego, se dan las conclusiones y recomendaciones derivadas del desarrollo del proyecto de tesis.

Finalmente, en los anexos de la investigación se da a conocer la memoria de cálculo que sustenta los resultados obtenidos en el Capítulo V, además de los ensayos realizados del estudio de mecánica de suelos, presupuesto y planos de la Comisaria Ica tipo B del caserío San Martín de Porras.

Espero que el presente proyecto de tesis sea la base para próximas investigaciones, y sobre todo que la Policía Nacional del Perú llegue a concretar la construcción de la comisaría en beneficio de la población del caserío San Martín de Porras del distrito de Ica.

CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes del Problema de Investigación

1.1.1. Antecedentes a nivel Internacional

Saravia Ramírez Luis Estuardo (2013). Análisis y diseño con ETABS, su aplicación adecuada y comprobación de resultados, Aplicado a edificios de concreto armado. (Tesis para optar la maestría en estructuras, Universidad de San Carlos de Guatemala). (Acceso el 20 de enero del 2020).

En la presente Tesis, se explica paso a paso el uso correcto de la aplicación del programa ETABS en el diseño de edificios de concreto armado y comprobar a su vez los resultados. Concluyendo que el programa ETABS es muy eficiente para el análisis y diseño estructural, por que facilitan los procesos de análisis y diseño. Pero en ningún momento se eliminan los criterios del ingeniero estructural.

Por otro, en la tesis se recomienda realizar los diseños paralelos en programas desarrollados en hojas Excel, el cual darán mayor confiabilidad y satisfacción de realizar un correcto calculo y diseño estructural.

1.1.2. Antecedentes a nivel Nacional

Huayllani Godiño, Pier Alejandro (2019). Diseño estructural de edificio educativo de cinco pisos de concreto armado. (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Pontificia Universidad Católica del Perú). (Acceso el 20 de enero del 2020).

En la presente tesis, se ha realizado el análisis y diseño estructural de concreto armado una edificación educativa de cinco niveles de aulas ubicada en Huancayo. Cumpliendo con lo especificado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, especialmente con las siguientes Normas:

Norma de Cargas E.020, Norma de Diseño Sismorresistente E.030, Norma de Suelos y Cimentaciones E.050 y la Norma de Concreto Armado E.060. Además, la estructura conto con placas de 25 y 30 cm de espesor junto con los pórticos formados entre la unión de vigas y columnas, con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales.

Y como dato importante, concluye que cada modificación a la estructura, ya sea un incremento o reducción de las dimensiones en los elementos o ambientes, modificarán todo el análisis previamente realizado, como la distribución de la rigidez en planta a fin de reducir

la distancia entre los centros de masa y de rigidez. Dicha variación nos obliga a la revisión del diseño realizado. Por ello, se tendrá en cuenta este aspecto en la presente tesis.

1.1.3. Antecedentes a nivel Local

Mayurí Montero, Guillermo Mauricio y Muñoz Ramírez, Jeremy Alejandro (2011). Desarrollo del proyecto integral sismo resistente de la escuela de sub-oficiales de la policía nacional del Perú en la región Ica – I etapa. (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional “San Luis Gonzaga”). (Acceso el 20 de octubre del 2019).

En la presente tesis, se realizó el diseño estructural de la escuela de Sub-oficiales de la Policía Nacional del Perú en la región Ica – I etapa, cumpliendo con lo especificado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, la Norma de Concreto Armado E.060 y Norma de Diseño Sismorresistente E.030. Además, la estructura conto con pórticos con muros de corte para lograr disminuir los desplazamientos que pudiera desarrollar la estructura, con la finalidad de garantizar la estabilidad, rigidez y seguridad de la edificación.

Actualmente, este proyecto se encuentra en la fase de inversión de a nivel de expediente técnico a la espera de ser financiado para la ejecución física del mismo. Para que así se cuente con las instalaciones adecuadas para el desarrollo de las actividades académicas y de formación castrense de los nuevos Sub-Oficiales de la Policía Nacional del Perú en la Región de Ica.

1.2. Bases Teóricas de la Investigación

Para el desarrollo de la presente tesis, tendremos las siguientes bases teóricas y procedimientos a seguir:

1.2.1. Predimensionamiento

1.2.1.1. Predimensionamiento de elementos estructurales

Existen diversos criterios para realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales, estas se basan en la experiencia del diseñador, pero también son procedimientos que recomiendan los reglamentos, y es importante tomar en cuenta sus pautas.

En la presente tesis se desarrolla los siguientes:

- Predimensionamiento de Losas Aligeradas
- Predimensionamiento de Escaleras
- Predimensionamiento de Vigas

- Predimensionamiento de Columnas

1.2.1.2. Predimensionamiento de Losas Aligeradas

En losas aligeradas, para predimensionar el peralte (h) nos basamos en la Norma E.060 de Concreto Armado, donde se menciona que, para prescindir de la verificación de deflexiones, cuando actúan sobrecargas menores a 300kg/m², se puede utilizar la relación:

$$h \geq \frac{L}{20} \quad \text{y/o} \quad h \geq \frac{L}{25}$$

1.2.1.3. Predimensionamiento de Vigas

Para el pre-dimensionamiento de las vigas principales y secundarias, se considerará la luz entre vigas más desfavorable, cabe indicar que, aunque es común reducir el peralte para las vigas secundarias, es recomendable considerar peraltes en ambos sentidos para tener rigidez lateral y resistencia ante los sismos.

El peralte (h) y ancho (b) de la viga se obtiene de las siguientes expresiones:

$$h = \frac{L_n}{10} \quad \text{o} \quad h = \frac{L_n}{12}$$

Se recomienda: $0.3h \leq b \leq 0.5h$

Además, la base de la viga debe ser como mínimo 0.25 m para vigas sismo resistentes.

1.2.1.4. Predimensionamiento de Columnas

El pre dimensionamiento de las columnas se realiza en base a un área tributaria, para calcular la fuerza axial que soporta cada columna, y para ello debemos tener en cuenta algunas consideraciones:

- El área tributaria debe ser en mayor área, es decir la columna más cargada (Pservicio - carga de servicio).
- La columna se dimensiona de acuerdo a los niveles.
- Por facilidad constructiva y por condiciones de rigidez (por los sismos) para edificios de hasta 8 pisos o menos, la dimensión de la columna permanece constante.
- Estas dimensiones se hallan dependiendo de la carga de gravedad que soporta la columna (el metrado de cargas de nivel en nivel).

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones,

Columna Esquinada $\quad \quad \quad : A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.35 \times f_c}$

Columna Excéntrica : $A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.35 \times f_c}$

Columna Centrada : $A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.45 \times f_c}$

1.2.1.5. Escaleras

Determinación del espesor de la escalera

$$t = \frac{L_n}{20} \text{ a } \frac{L_n}{25}$$

Donde:

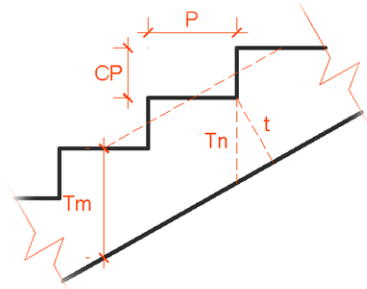
t = Espesor de la escalera

L_n = Longitud entre los apoyos

Determinación del espesor promedio “T_m”

Figura 1.

Detalle de Escalera



Para el cálculo del espesor promedio consideraremos las siguientes formulas:

$$t_m = t_n + \frac{1}{2} CP ; t_n = \frac{t}{\cos \alpha} ; \cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

1.2.1.6. Cisterna y tanque elevado

a. Cálculo de la dotación:

Según el RNE provee que la dotación para este tipo de establecimientos debe de ser de 200 litros por persona residente.

$$D = \text{Total de Personas} \times 200l$$

b. Cálculo de volumen de almacenamiento:

$$V = \frac{3}{4} D$$

c. Cálculo de volumen del tanque elevado:

$$V = \frac{1}{3} * D$$

1.2.2. Metrado de Cargas

El metrado de cargas es el procedimiento con el cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales de la edificación.

Pabellón Comisaría

Carga Muerta

Tabla 1.

Peso Unitario de Cargas Muertas

DESCRIPCION	CARGAS	UND
Peso del concreto	2.40	tn/m3
Peso de albañilería	1.80	tn/m3
Peso de Aligerado	0.30	tn/m2
Peso de acabados	0.10	tn/m2
Peso de tabiquería de ladrillo (e=25cm)	0.45	tn/m2
Peso de tabiquería de ladrillo (e=15cm)	0.27	tn/m2

Carga Viva

Tabla 2.

Peso Unitario de Cargas en Ambientes

DESCRIPCION	CARGAS	UND
Oficinas	0.25	tn/m2
Pasillos	0.40	tn/m2
Techos	0.10	tn/m2

1.2.2.1. Metrado de cargas para losas aligeradas

La losa aligerada es un elemento estructural que soporta su peso propio, el peso de carga viva y de la tabiquería que se coloca sobre ella. El ancho tributario que carga cada vigueta es de 40 cm, es decir que, tanto la carga viva y la carga muerta se multiplicará por ese ancho.

1.2.2.2. Cálculo de peso de la edificación

Se considera como peso de la edificación, a todos aquellos elementos que constituyen la edificación definido en el plano de arquitectura y con el predimensionamiento.

En el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) en la Norma E.030, se indican el procedimiento de dicho cálculo:

- En edificaciones de las categorías A y B, se toma el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de las categorías C, se toma el 25% de la carga viva.
- En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.

1.2.3. Estudio de Mecánica de Suelos

1.2.3.1. Generalidades

El estudio de mecánica de suelos tiene como objetivo determinar las condiciones físicas y mecánicas del suelo a través de los trabajos de campo y laboratorio, en concordancia con la Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones” del RNE, con la finalidad de elegir el mejor tipo cimentación que se adapte a la estructura a diseñar.

Además, se deben de identificar los fenómenos de geodinámica externa y los fenómenos de geodinámica interna que han ocurrido en la zona a lo largo del tiempo (Sismos, Licuación de suelos, Lluvias, Huaycos e inundaciones), para así poder diseñar una mejor estructura que responda muy bien, frente a estas adversidades.

1.2.3.2. Exploración e investigación de campo

En el programa de exploración geotécnica se han desarrollado los siguientes pasos:

- Reconocimiento de campo
- Ubicación y excavación de calicatas: Para edificaciones se deben realizar como mínimo 03 calicatas de acuerdo a la Norma E.050 de suelos y cimentaciones.
- Ejecución de ensayos in situ (el ensayo de densidad de campo).
- Toma de muestras representativas alteradas, para los ensayos en laboratorio.

1.2.3.3. Ensayos de campo

Densidad de Campo - NTP 339.143 (ASTM D1556)

Se emplea la siguiente expresión:

$$\gamma_d = \frac{P}{V}$$

1.2.3.4. Ensayos de Laboratorio

Para determinar las propiedades Geotécnicas de los suelos deben de realizarse los siguientes ensayos, con el fin de conocer sus características con fines de cimentación:

- Contenido de Humedad NPT 339.127 (ASTM D 2216)

- Análisis Granulométrico NTP 339.128 (ASTM D 422)
- Límite Líquido y Límite Plástico NTP 339.129 (ASTM D 4318)
- Clasificación de suelos (SUCS) NTP 339.134 (ASTM D 2487)
- Corte Directo ASTM D 3080

1.2.3.5. Perfiles Estratigráficos

Como resultado de la exploración de campo, de los Ensayos de Laboratorio e interpretación de los mismos, se ha elaborado el Perfil Estratigráfico predominante en la zona de estudio. Con la finalidad de representar gráficamente la continuidad de la disposición de las capas del suelo, su ubicación y sus características del mismo.

1.2.3.6. Capacidad Portante del Suelo

Para el cálculo de la capacidad portante se tiene varios métodos entre los cuales tenemos:

- Ecuación de Terzagui
- Ecuación de Meyerhof
- Ecuación de Vesic

En la presente tesis se realiza un comparativo entre estos métodos, de manera breve se describen las fórmulas que fueron desarrolladas por los autores.

Ecuación de Terzagui

Para cimiento `corrido:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Donde:

c : cohesión del suelo

y : peso específico del suelo

q : γD_f

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo ϕ .

Donde:

B es la dimensión de cada lado de la cimentación en caso de cimentaciones cuadradas, para cimentaciones circulares B es el diámetro de la cimentación.

Para la falla por corte local del suelo, se tiene:

Cimentación corrida

$$q_u = \frac{2}{3} cN'_c + qN'_q + 0.5 \gamma B N'_\gamma$$

Donde:

N'_c , N'_q , N'_γ son factores de capacidad de carga modificada, se calcula reemplazando ϕ por $\phi' = \tan^{-1}(\frac{2}{3} \tan \phi)$.

ECUACION GENERAL DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi se modificaron para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), profundidad de empotramiento (Df), e inclinación de la carga.

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

c : cohesión

y : peso específico del suelo

q : esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación = $\gamma \cdot Df$

B : ancho de la cimentación

N_c , N_q , N_γ : factores de capacidad de carga

F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$: factores de forma

F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$: factores de profundidad

F_{ci} , F_{qi} , $F_{\gamma i}$: factores por inclinación de la carga

Factores de la capacidad de carga:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Factores de forma:

$$s_c = F_{cs} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = F_{\gamma s} = 1 + 0.4 \frac{B}{L}$$

Factores de profundidad:

$$d_c = F_{cd} = 1 + 0.4 \cdot k$$

$$d_q = F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$$

$$d_\gamma = F_{\gamma d} = 1, \text{ para cualquier valor de } \phi$$

Donde:

$$k = \frac{D_f}{B}, \text{ para } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right), \text{ para } \frac{D_f}{B} > 1, \text{ el valor } \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \text{ expresado en rad.}$$

Factores de inclinación de la carga:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi} \right)^2$$

Donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.

Ecuación de Meyerhof

En el caso de carga vertical:

$$q_u = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Factores de la capacidad de carga:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q + 1) \tan(1.4 \phi)$$

Factores de forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}, \text{ para cualquier valor de } \phi$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$s_q = s_\gamma = 1, \text{ para } \phi = 0$$

Factores de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.2 \cdot \sqrt{Kp} \cdot \frac{Df}{B}, \text{ para cualquier valor de } \phi$$

$$d_q = d_c = 1 + 0.1 \cdot \sqrt{Kp} \cdot \frac{Df}{B}, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$d_q = d_\gamma = 1, \text{ para } \phi = 0$$

Factores de inclinación de la carga:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2, \text{ para cualquier valor de } \phi$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi}\right)^2, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

$$i_\gamma = 0, \text{ para } \phi = 0$$

Ecuación de Vesic:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Factores de la capacidad de carga:

N_c, N_q = igual al factor para la ecuación de Meyerhof

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi$$

Factores de forma:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1, \text{ para zapatas continuas}$$

Para $\phi = 0$:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

Factores de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$$

$$d_\gamma = 1, \text{ para cualquier valor de } \phi$$

Donde:

$$k = \frac{D_f}{B}, \text{ para } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$k = \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$, para $\frac{D_f}{B} > 1$, el valor $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ expresado en radianes

Factores de inclinación de la carga:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^{m+1}$$

Para $\phi = 0$:

$$i'_\gamma = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Utilizar:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}, \text{ cuando la fuerza horizontal H es paralela a B}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}, \text{ cuando la fuerza horizontal H es paralela a L}$$

Si se tienen dos fuerzas horizontales se puede utilizar:

$$m = \sqrt{m_L^2 + m_B^2}$$

Al determinar m_L y m_B no reemplazar los valores de L y B por L' y B' respectivamente

Factores de terreno (base cercana a un talud):

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

Utilizar $N_\gamma = -2 \sin \beta$ para $\phi = 0$

$$g_c = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$$

Para $\phi = 0$:

$$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

Factores de base (base inclinada):

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$

Para $\phi=0$:

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

1.2.4. Análisis estructural

1.2.4.1. Generalidades.

Para poder realizar el análisis estructural es fundamental tomar en cuenta la Norma E.030 Diseño Sismorresistente del RNE, donde se menciona que, el modelo matemático debe considerar una distribución espacial de masas y rigideces adecuados para calcular los aspectos más significativos del comportamiento de la estructura.

1.2.4.2. Análisis sísmico.

El análisis sísmico es la segunda revisión del análisis estructural, complementando al análisis por fuerzas de gravedad. Se toman en cuenta aquí los parámetros de suelo, ubicación geográfica o factor de zona y el uso o importancia de la edificación, son estos los que definirán el sismo.

1.2.4.3. Métodos de análisis sísmico.

Dentro de los métodos de análisis tenemos:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes
- Análisis dinámico modal espectral
- Análisis dinámico tiempo – historia.

A. Análisis estático

También conocido como análisis de fuerzas equivalentes, pues tiene como método el aplicar un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masa de cada entrepiso de la edificación, este análisis se basa en la segunda ley de Newton, que expresa que la fuerza es igual a la masa por la aceleración, en las edificaciones es lo mismo, siendo la masa el peso de la edificación.

La fuerza cortante total en la base se calcula con la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P$$

Donde:

V : Fuerza cortante en la base del edificio

- Z : Factor de zona
- U : Factor de uso o importancia
- C : Factor de Amplificación Sísmica
- S : Factor del suelo
- R : Coeficiente Reducción de Fuerzas Sísmicas
- P : Peso de la edificación

Factor de uso o importancia (U):

Cada estructura está clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 3 de la Norma E.030. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N° 3 se usa según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se puede considerar $U = 1$.

Tabla 3.*Categorías de las Edificaciones y factor "U"*

CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimiento del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policías. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenan archivos e información esencial de estado. 	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museo y biblioteca. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como viviendas oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuyas fallas no agarre en peligro adicional de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales de depósito, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Coefficiente Reducción de Fuerzas Sísmicas (R)

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 4.

Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se toma el menor coeficiente R_0 que corresponda.

Tabla 4.

Sistema Estructurales

Sistema Estructural	Coefficiente básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7 (**)

(*) Estos coeficientes se aplican únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura. No se aplican a estructuras tipo péndulo invertido.

(**) Para diseño por esfuerzos admisibles.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Factor de zona:

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Figura N° 2. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Figura 2.

Zonas Sísmicas



Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Factor del suelo (S):

Se considera el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos TP y TL dados en las Tablas.

Figura 3.

Factor de Suelo

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.8	1.00	1.6	2.00

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Figura 4.

Períodos "TP" y "TL"

Periodo "TP" y "TL"				
Perfil de suelo				
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P	0.3	0.4	0.6	1.0
T _L	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Factor de Amplificación Sísmica (C):

El factor de amplificación sísmica (C) se define de acuerdo a las características de sitio, por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad \text{----->} \quad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \quad \text{----->} \quad C = 2.5*(T_P / T)$$

$$T > T_L \quad \text{----->} \quad C = 2.5*(T_P * T_L)/T^2$$

El periodo fundamental de vibración (T) se estima con la expresión:

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

Donde:

C_T = 35 Para pórticos de concreto armado sin muros de corte

$C_T = 45$ Para pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Una vez calculado el valor de C se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

Distribución de la fuerza sísmica en altura

Para determinar la distribución de la fuerza sísmica en altura se calcula mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$
$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Donde:

n: número de pisos del edificio = 3

k: exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, se calcula de acuerdo a:

Para T menor o igual a 0,50 segundos: $k = 1.00$

Para T mayor a 0,50 segundos: $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$

En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral actuante, se tiene que aplicar un momento torsor accidental (M_n) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

La excentricidad accidental en cada nivel e_i , se considera como 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

B. Análisis dinámico

El análisis dinámico modal espectral, es una ampliación de análisis estático, en este análisis se considera un espectro sísmico ideal ya que no es el sismo en sí, es decir, se considera la ecuación para el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones (S_a), con esto y los modos de vibración obtenidos del análisis se determinan las fuerzas actuantes en cada elemento. Se deben considerar como mínimo 3 modos de vibrar por piso, y también que la suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total.

La aceleración espectral viene dada por la fórmula:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g$$

Para la determinación de las fuerzas internas y los parámetros globales como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso, es necesario calcular el valor de la respuesta máxima elástica esperada (r).

La respuesta máxima elástica esperada (r) es el efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (ri), los criterios de combinación que la norma señala son:

- Combinación cuadrática completa CQC, calculados para cada modo:

$$r = \sqrt{\sum_i \sum_j r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas.

- Método alternativo: la respuesta máxima se puede estimar con la siguiente expresión,

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

En el análisis dinámico es necesario realizar la verificación de la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio, el cual debe ser mayor al 80% del obtenido en el análisis estático para estructuras regulares, y mayor que el 90% para estructuras irregulares.

Un aspecto importante también es la excentricidad accidental, el cual es un valor que se refiere a la incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considera el 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

C. Análisis tiempo historia

El análisis tiempo historia es un método de análisis donde se trata de utilizar varios registros de sismos para la determinación de las fuerzas que actúan el cada uno de los elementos de la estructura, considerando los comportamientos histeréticos de cada elemento. La Norma E.030 Diseño Sismorresistente del RNE, señala que este método puede usarse con fines de verificación, pero en ningún caso es exigido como reemplazo de los análisis estático y dinámico.

1.2.4.4. Idealización de la estructura.

Se emplea el programa ETABS para el modelamiento de la edificación, el cual emplea los elementos tipo barra (Frame), tipo área (Shell o membrana). En el programa se puede asignar las cargas, características de los materiales, entre otras.

1.2.4.5. Aplicación del software ETABS

El software ETABS es uno de los programas más versátiles en lo que se refiere al análisis y diseño de edificaciones, además de ello la introducción de datos y la interpretación de los resultados es muy sencilla, puesto que nos facilita gráficos, tablas, filtros y herramientas de edición de dibujo y actualización, otro de los aspectos importantes es que el programa tiene cargado los parámetros de la Norma E.030, Diseño Sismorresistente del RNE, lo cual facilita el ingreso de datos.

El programa también incluye el análisis modal espectral definiéndose los parámetros para que calcule los modos de vibración de la edificación, adicional a ello tiene la capacidad de realizar el diseño estructural, donde será necesario indicarle las combinaciones de diseño requeridas para cada elemento.

1.2.4.6. Desplazamiento lateral de la estructura.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 5 de acuerdo a la Norma E.030.

Tabla 5.

Límites Para la Distorsión del Entrepiso

Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

1.2.4.7. Fuerza cortante en la base

Revisión del Cortante Mínimo en la base

Para la revisión del cortante en la base, se deberá tener en cuenta lo señalado en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, donde para estructuras regulares señala que debe ser mínimo el 80% del cortante estático.

1.2.4.8. Junta de separación sísmica

La Norma E.030 Diseño Sismorresistente, numeral 15.2, nos menciona que el edificio debe estar separado de las estructuras vecinas una distancia S para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

El valor de S debe tomarse como el mayor de las siguientes expresiones:

- $S > 2/3$ de la suma de los desplazamientos de los bloques adyacentes
- $S = 0.006 \cdot h$ en cm

Donde h es la altura total del edificio (cm)

1.2.4.9. Consideraciones para el diseño de elementos estructurales.

Las combinaciones de carga son de acuerdo a la Norma E.060 Concreto Armado, acápite 9.2.

1.2.5. Diseño de Vigas

Las vigas se diseñan para resistir esfuerzos por flexión y por cortante considerando las cargas de gravedad como las cargas muertas y vivas, y las cargas de sismo que resultan del análisis sísmico.

1.2.5.1. Diseño por flexión.

Los elementos que están sometidos a flexión son las vigas, las losas de techo, las escaleras y en general todos los elementos donde actúa una fuerza perpendicular a su plano. Se debe tener en cuenta la hipótesis para determinar la resistencia nominal a flexión, estos son los siguientes:

- El concreto no podrá desarrollar una fuerza de compresión mayor a la de su resistencia, f^c .
- El concreto tiene una resistencia a la tracción muy pequeña y que se agrieta aproximadamente cuando este alcanza un 10% de su resistencia f^c , por lo que se omite en los cálculos de análisis y diseño y se asume que el acero toma toda la fuerza total en tracción.
- La relación esfuerzo-deformación del concreto, se considera lineal solo hasta aproximadamente el 50% de su resistencia.

- Prevalece la hipótesis de Bernoulli en la que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas y perpendiculares al eje neutro después de la flexión.
- La deformación unitaria del concreto en la rotura es: $\epsilon_u = 0.003$

Para diseño se multiplica por el factor de reducción por flexión: $\phi = 0.90$

$$M_u = 0.9 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2 \cdot w (1 - 0.59w)$$

Conociendo el momento actuante, la resistencia del concreto, esfuerzo de fluencia del acero y las características geométricas de la sección se puede calcular el área de acero requerida, ya que es una ecuación de segundo grado, pudiendo también obtener los valores de tablas K_u vs ρ .

Si hacemos: $K_u = \phi \cdot f'_c \cdot w (1 - 0.59w)$

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

Finalmente se calcula el área de acero:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

1.2.5.2. Cuantía balanceada de refuerzo.

La cuantía balanceada es la cantidad de acero que logra que el concreto y acero fluyan al mismo tiempo.

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

Cuantía máxima de refuerzo.

El porcentaje de refuerzo “ ρ ” proporcionado no deberá exceder de $0.75 \rho_b$, donde ρ_b es el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada, es decir:

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \rho_b$$

En zona sísmica se recomienda: $\rho_{\text{máx}} = 0.50 \rho_b$

Cuantía mínima de refuerzo.

Se tomará el valor mayor de las siguientes expresiones:

$$\rho_{\text{min}} = \frac{14}{f_y} \quad , \quad \rho_{\text{min}} = 0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

Donde f'_c y f_y están en kg/cm^2

1.2.5.3. Diseño por cortante.

El diseño de los elementos sujetos a fuerza cortante, como las vigas, se basa en que la fuerza cortante última en la sección crítica es resistida por la sección de concreto (V_c) más una contribución adicional proporcionada por el acero de refuerzo transversal (V_s) colocado.

Es decir:

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

Donde:

V_u : cortante última a una distancia “d” de la cara del apoyo.

$$\phi = 0.85 \text{ (Factor de reducción por cortante)}$$

A. Fuerza cortante que resiste el concreto.

La norma indica la fórmula para el cálculo de la resistencia de la sección ante fuerza cortante en función de sus propiedades geométricas y la resistencia del concreto:

$$V_c = 0.53 b_w d \sqrt{f_c}$$

Donde:

b_w : base de la viga

d : peralte efectivo de la viga

f_c : resistencia del concreto

B. Fuerza cortante que resiste el acero transversal.

La fuerza cortante que deberá resistir el acero, es el resultado de la diferencia entre el cortante actuante y la resistencia al corte que ofrece la sección transversal de la viga, se muestra la siguiente fórmula:

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi$$

Este valor no debe exceder a:

$$V_s \text{ máx.} = 2.1 b d \sqrt{f_c}$$

C. Requerimientos del refuerzo transversal.

Específicamente el esfuerzo por corte es soportado por los refuerzos transversales, es decir, los estribos colocados, esto se da cuando la cortante última (V_u) es mayor que la que puede soportar el concreto, este acero es colocado con un espaciamiento “s” que asegure una resistente a las fuerzas que actúan sobre ella. Para calcular dicho espaciamiento se usa la siguiente fórmula:

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

Dónde: A_v es el área de refuerzo transversal considerado.

D. Disposiciones especiales para el refuerzo transversal en vigas Sismo resistente.

Las vigas sismorresistentes siempre deben tener más resistencia por cortante que por flexión, puesto que lo que se busca en un evento sísmico es evitar la falla frágil y preferir una falla dúctil.

El refuerzo transversal deberá cumplir con las siguientes condiciones:

- Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo de 3/8".
- Se colocarán estribos en ambos extremos del elemento en una longitud, medida desde la cara del nudo hacia el centro de la luz, igual a dos veces el peralte del elemento, zona de confinamiento, con un espaciamiento S_o que no exceda el menor de los siguientes valores: $0.25d$, 8 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro o 30 cm.
- El primer estribo se colocará a la mitad del espaciamiento S_o ó 5 cm.
- El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no será mayor que $0.5d$.

1.2.5.4. Detalle del refuerzo.

A. Corte del refuerzo.

El refuerzo se cortará teniendo en consideración los siguientes puntos:

- En elementos a flexión que resistan momentos de sismo deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la cara inferior, con un área de acero no menor a $1/4$ de la máxima requerida en los nudos, ni menor de la cantidad de acero mínimo a flexión para vigas, es decir:

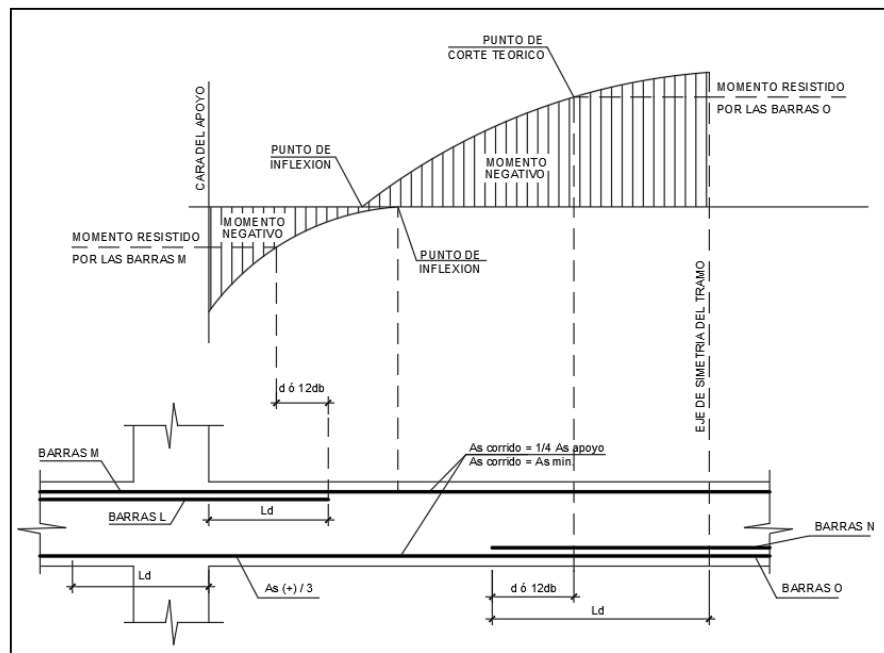
$$A_{s_{\min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} b d \quad (\text{ACI})$$

- El refuerzo deberá extenderse más allá de la zona donde ya no sea necesaria, una distancia igual al peralte efectivo del elemento “d” o 12 veces el diámetro de la barra, lo que sea mayor, siempre y cuando se desarrolle la longitud de desarrollo “ld”, desde el punto de máximo esfuerzo.
- Por lo menos la tercera parte del refuerzo por momento positivo máximo deberá prolongarse dentro del apoyo, cumpliendo con el anclaje requerido, con el fin de cubrir los efectos de los desplazamientos de los diagramas de momentos debido a cambios de carga, asentamiento de apoyos, a cargas laterales u otras causas.
- En elementos que resistan momentos de sismo, deberá cumplirse que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo no sea menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo, esta exigencia se basa en la posibilidad de inversiones de esfuerzos en los extremos.

Figura 5.

Detallado de Corte de Refuerzo Longitudinal

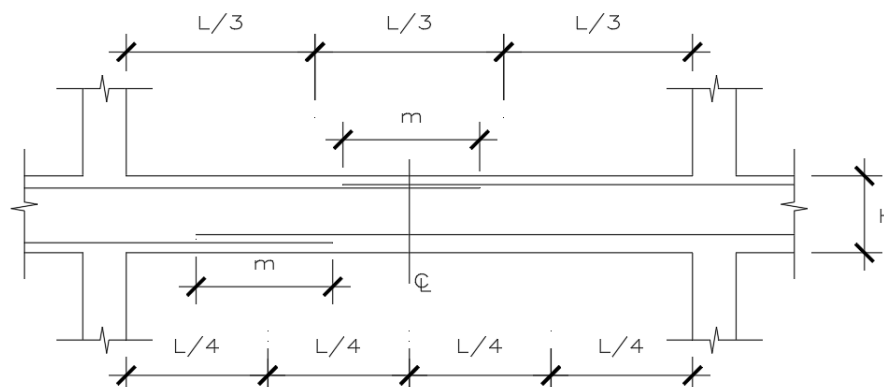


B. Empalme del refuerzo.

Para realizar empalmes en elementos sometidos a flexión será necesario conocer las zonas de menor esfuerzo y de acuerdo con el número de barras a empalmar se debe decidir qué tipo de empalme a usar.

Figura 6.

Zonas Para la Ubicación de Empalmes



La longitud de desarrollo básica l_{db} , será el mayor de los siguientes:

$$l_{db} = \frac{0.06 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

$$l_{db} = 0.006 \cdot d_b \cdot f_y$$

Donde:

A_b : Área de la barra desarrollada

d_b : Diámetro de la barra desarrollada

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

f_c : Resistencia a la compresión del concreto

La longitud de desarrollo l_d se obtiene de multiplicar l_{db} por un de los siguientes factores:

- Para barras horizontales que tengan por debajo más de 30cm de concreto fresco: 1.4
- Cuando el refuerzo esté espaciado lateralmente por lo menos 15cm entre ejes y tenga un recubrimiento lateral de por lo menos 7.5cm, usar 0.8.

De acuerdo al esfuerzo actuante, sea de tracción o compresión, se aplica los siguientes factores:

Para barras sujetas a Tracción:

Se consideran las siguientes longitudes de empalme (l_e) como función de la longitud de desarrollo (l_d) para barras sometidas a tracción, pero en ningún caso menor a 30 cm.

Empalme tipo A: $l_e = 1.0 l_d$

Empalme tipo B: $l_e = 1.3 l_d$

Empalme tipo C: $l_e = 1.7 l_d$

Para barras sujetas a Compresión

La longitud mínima de un empalme traslapado en compresión será la longitud de desarrollo en compresión l_d , pero además deberá ser mayor que $0.007 f_y d_b$ ó 30 cm.

C. Gancho del refuerzo.

Para barras de refuerzo que terminen en ganchos estándar, la longitud de desarrollo en tracción l_{dg} , es:

$$l_{dg} = \frac{318 d_b}{\sqrt{f_c}}$$

Pero no debe ser menor que 8 veces el diámetro de la barra ni de 15 cm. La distancia se mide desde la sección crítica hasta el borde exterior del doblé, sobre una línea recta que coincide el eje longitudinal de la barra.

Figura 7.

Longitudes de Desarrollo en Tracción

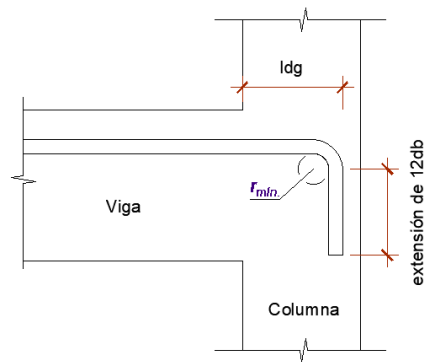


Figura 8.

Longitudes de Desarrollo en Tracción

Ø	db	Ldg	12db
	cm	cm	
1/4"	0.64	14.00	8.00
3/8"	0.95	21.00	12.00
1/2"	1.27	28.00	16.00
5/8"	1.59	35.00	20.00
3/4"	1.91	42.00	23.00
1"	2.54	56.00	31.00

D. Límites para el espaciamiento del refuerzo.

Se debe tener las siguientes consideraciones:

- El espaciamiento libre entre barras paralelas de una misma capa deberá ser mayor o igual a su diámetro, a 2.5cm y a 1.3 veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso.
- En el caso de tener varias capas paralelas de refuerzo, las barras de las capas superiores deberán alinearse en lo posible con las inferiores, de manera de facilitar el vaciado. La separación libre entre capa y capa de refuerzo será mayor o igual a 2.5cm o 1plg.

1.2.6. Diseño de Columnas

Las columnas son los elementos estructurales que reciben las cargas de las vigas y las transmiten a la superficie de apoyo, es importante resaltar que el diseño de estas debe garantizar la falla dúctil en los elementos, teniendo en cuenta que deben ser los últimos en fallar ante un evento sísmico.

1.2.6.1. Efectos de esbeltez.

El reglamento nacional de edificaciones para resolver el problema de la esbeltez de una columna evalúa un factor de corrección de los momentos de primer orden, es decir, el momento obtenido del análisis, de manera que el diseño de la columna se realice con el nuevo momento calculado.

El factor de corrección es δ (delta) el cual se divide en dos, uno que es debido a cargas de gravedad δl y el otro que corrige el momento debido a desplazamientos relativos δg , que viene a ser el sismo en el Perú.

El momento de diseño corregido será:

$$M_c = \delta l M_{uv} + \delta g M_s$$

Donde:

M_c : Momento de diseño corregido.

M_{uv} : Momento debido a cargas verticales amplificadas obtenidas de un análisis de primer orden.

M_s : Momento debido a cargas laterales amplificadas obtenidas de un análisis de primer orden.

A. Efecto local de esbeltez.

El factor δl se evalúa con la siguiente expresión:

$$\delta l = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1$$

Donde:

P_u : Carga amplificada actuante sobre la columna

ϕ : Factor de reducción de resistencia igual a 0.7 (columnas estribadas)

P_c : Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler)

C_m : Coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

B. Efecto global de esbeltez.

El efecto global de esbeltez δg se evalúa con una de las siguientes expresiones:

$$\delta g = \frac{1}{1 - Q}$$

$$\delta g = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}}$$

La primera expresión toma en cuenta el índice de estabilidad del edificio, el cual se calcula con:

$$Q = \frac{(\sum P_u) \cdot \Delta u}{V_u \cdot h}$$

Donde:

$\sum Pu$: Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

Δu : Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso, debido a cargas laterales amplificadas y obtenidas con un análisis de primer orden.

V_u : Fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso, debida a las cargas laterales que originan la deformación de la estructura.

1.2.6.2. Diseño por flexo compresión.

Las columnas con estribos rectangulares o circulares requieren cuatro varillas longitudinales como mínimo. En cualquier tipo de sección de columna deberá proporcionarse una varilla longitudinal en cada esquina y además toda varilla longitudinal deberá estar apoyado sobre estribos.

Si las varillas longitudinales son menores a la N°10 el diámetro del refuerzo transversal será por lo menos 3/8", en caso contrario el diámetro del refuerzo transversal será por lo menos 1/2".

Las varillas longitudinales deberán contar con estribos que doble alrededor de ellas en forma alternada, la distancia libre entre varillas longitudinales contiguas deberá ser menor a 15 cm en caso contrario las varillas longitudinales deberán contar con estribos que doble alrededor de ellas.

El código ACI recomienda lo siguiente:

El refuerzo máximo: $A_{st} = 0.08 A_g'$, esto además deberá estar sujeto a la facilidad de armado del acero y vaciado del concreto.

Refuerzo mínimo $A_{st} = 0.01 A_g$.

1.2.6.3. Diseño por cortante.

El diseño por cortante se basa en la siguiente expresión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u : resistencia requerida por corte

V_n : resistencia nominal al corte de la sección

$\phi = 0.85$ (Factor de reducción por cortante)

La resistencia nominal V_n está conformado por la contribución del concreto (V_c) y el acero (V_s), es decir:

$$V_n = V_c + V_s$$

Espaciamiento vertical de estribos "S".

- $S \leq 16 \Phi_p$ (Φ_p = diámetro de la varilla longitudinal)
- $S \leq 48\Phi_{\text{estribo}}$
- $S \leq$ menor dimensión de la sección transversal de columna.

E. Fuerza cortante que resiste el concreto.

El RNE determina la fuerza de cortante que resiste el concreto para miembro sujetos únicamente a corte, flexión y adicionalmente axiales, por medio de la siguiente expresión:

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

Donde:

V_c : fuerza cortante del concreto en Kg.

f'_c : resistencia a la compresión del concreto.

b : ancho de la columna en cm.

d : peralte efectivo de las columnas en cm.

P_u : carga axial última.

A_g : área de la sección transversal de la columna.

A. Fuerza cortante que resiste el acero transversal.

La fuerza cortante que el acero debe resistir es la diferencia, de la fuerza actuante y la fuerza resistente del concreto:

$$V_s = V_n - V_c$$

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

La fuerza cortante resistida por los estribos será:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

Donde:

V_s : Fuerza cortante que resiste el acero.

A_v : Área del refuerzo o estribos, a una distancia S , se revisa la suma de áreas de las ramas del estribo.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

S: Separación del refuerzo transversal.

d: Peralte efectivo de la viga en cm.

B. Disposiciones especiales para el refuerzo transversal en columnas Sismorresistente.

En columnas se deben cumplir con las siguientes disposiciones especiales para el refuerzo por cortante:

- Los estribos serán cerrados de diámetro mínimos de 3/8" con gancho estándar de 135°.
- Se usarán estribos de 3/8" de diámetro, como mínimo, para el caso de barras longitudinales hasta de 1" y estribos de 1/2", para barras de diámetros mayores como mínimo.
- Debe colocarse en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud l_c , medida desde la cara del nudo (zona de confinamiento), hasta una distancia que no sea menor que:

$$l_c \geq D_{\text{mayor}}$$

$$l_c \geq \frac{l_n}{6}$$

$$l_c \geq 45 \text{ cm}$$

Donde:

l_o : Zona de confinamiento.

D_{mayor} : Mayor diámetro de la sección transversal de la columna.

l_n : Luz libre del elemento.

Los estribos que se encuentren en la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento que no deben exceder del menor de los siguientes valores:

$$s \leq \frac{D_{\text{menor}}}{2}, \quad s \leq 10 \text{ cm}$$

El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento, no debe exceder el menor de los siguientes valores:

$$s \leq D_{\text{menor}}$$

$$s \leq 16d_{b(\text{menor})}$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Donde:

Db (menor): Diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.

Dmenor: Menor dimensión de la sección transversal del elemento de confinamiento.

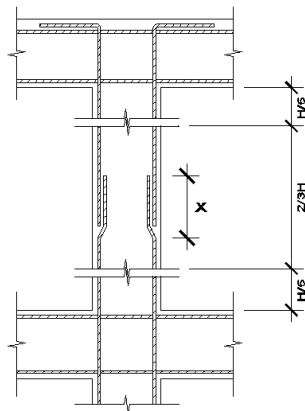
1.2.6.4. Detalle del refuerzo.

A. Empalme del refuerzo.

El empalme del refuerzo se hace por medio de traslape y los refuerzos se deben empalmar preferentemente en zonas de bajos esfuerzos, se recomienda hacer los empalmes dentro de los 2/3 centrales de la altura del elemento.

Figura 9.

Lugar Recomendado de Empalme de Acero en Columnas



La longitud de desarrollo l_d en compresión será el mayor de los siguientes valores:

$$l_d = \frac{0.08 \cdot d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$l_d = 0.004 \cdot d_b \cdot f_y$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

La longitud de desarrollo (l_d) no debe ser menor de 20 cm.

La longitud mínima de un empalme (l_e) traslapado en compresión será la longitud de desarrollo en compresión, pero no serpa mayor a $0.007 \cdot f_y \cdot d_b$, ni a 30cm.

B. Límites para el espaciamiento del refuerzo.

Se debe tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- En columnas la distancia libre entre barras longitudinales será mayor o igual a 1.5 veces su diámetro, a 4 cm y a 1.3 veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso.
- Las barras longitudinales de la columna se empalmarán de preferencia dentro de los 2/3 centrales de la altura del elemento, zona de esfuerzos bajos.
- El espaciamiento máximo entre estribos no deberá exceder 16 veces el diámetro de la barra longitudinal o la menor dimensión del elemento sujeto a compresión o 30cm.

1.2.7. Diseño de Muros de Corte

Los muros de corte, llamados comúnmente placas son elementos sometidos a flexo compresión y a esfuerzo cortante, por lo que su diseño es semejante a las columnas, solo que los muros son elementos más largos y se tienen otras consideraciones para su análisis y diseño.

Los muros deben diseñarse para:

- Resistir la variación del cortante en la altura.
- Resistir la variación de momento, que produce compresión en un extremo y tensión en el otro.
- Resistir las cargas gravitacionales que producen compresión.

1.2.7.1. Diseño por compresión.

Los muros de sección rectangular pueden ser diseñados de acuerdo a los requisitos del diseño empírico, si la resultante de todas las cargas amplificadas se ubique dentro del tercio central del espesor total, este método consiste en calcular la resistencia a la compresión ϕP_{nw} , de la siguiente expresión:

$$\phi P_{nw} = 0.55\phi \cdot f'_c \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k \cdot l_c}{32 \cdot t} \right)^2 \right]$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia igual a 0.7 (flexo compresión)

K: factor de restricción

Lc: distancia vertical entre apoyos (altura libre del muro en centímetros)

A_g: área de la sección transversal del muro en cm²

t: espesor del muro en cm.

f_c : resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²)

1.2.7.2. Diseño por flexión.

Los muros con esfuerzos de flexión debido a la acción de fuerzas coplanares se diseñan considerando:

A. Muros Esbeltos, cuando la relación entre la altura total y la longitud es mayor a 1, es decir $H/L \geq 1$.

El refuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, concentrando mayor refuerzo en los extremos:

$$M_u = \phi * t * d^2 * \rho * f_y * \left(1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f_c}\right)$$

Donde:

M_u : momento último actuante en el muro en Kg-cm.

ϕ : factor de reducción de resistencia (para flexión es 0.90)

t : espesor de la placa en cm.

d : peralte efectivo de la placa en cm.

ρ : cuantía de acero requerida en la placa.

f_y : esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²).

f_c : resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²).

Resolviendo la ecuación cuadrática obtenemos el valor de la cuantía de acero, del cual se obtiene:

$$A_s = \rho * t * d$$

El peralte efectivo de la sección se toma:

$$d = 0.8 * L_w$$

Donde:

L_w : Longitud del muro.

B. Muros poco esbeltos, cuando la relación entre la altura total y la longitud es menor a 1, es decir $H/L < 1$.

Usualmente estos muros tienen carga axial no significativa y la distribución de esfuerzos no cumple con los lineamientos establecidos para flexión y/o flexocompresión. El diseño de estos muros es semejante al diseño de vigas de pared.

1.2.7.3. Diseño por fuerza cortante.

Los muros con esfuerzos de corte debido a la acción de fuerzas coplanares se diseñan considerando:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$$V_n < 2.6 \sqrt{f_c} * t * d$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c} * t * d$$

Para cálculos más detallados se podrá considerar el menor valor de:

$$V_c = 0.85 * \sqrt{f_c} * t * d + \frac{P_u * d}{4 * l_w}$$
$$V_c = \left[0.15 * \sqrt{f_c} + \frac{l_w * (0.3 * \sqrt{f_c} + 0.2 * \frac{P_u}{l_w * t})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] * t * d$$

Si $(M_u/V_u - L/2)$ es negativo, no se deberá emplear esta última fórmula.

Donde:

M_u : Momento último actuante en el muro en Kg-m.

P_u : Carga última actuante en el muro en Kg.

V_u : Fuerza cortante última actuante en el muro en Kg.

ϕ : Factor de reducción de resistencia, para corte igual a 0.85

d : Espesor de la placa en cm

l_w : Longitud del muro

Refuerzo Horizontal por Corte

Cuando V_u exceda a ϕV_c se deberá colocar un refuerzo horizontal por corte, calculándose el área de refuerzo con la siguiente expresión:

$$V_s = A_v f_y d / s$$

La cuantía mínima de refuerzo horizontal (ρ_h) es de 0.0025, salvo que V_u sea menor que $0.5 \phi V_c$, entonces el valor de la cuantía horizontal puede reducirse hasta un mínimo de 0.0020.

El espaciamiento de este refuerzo no será mayor que $L/5$, $3t$ ó 45 cm, debiéndose anclar en los extremos confinados de la placa para que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

Refuerzo Vertical por Corte:

La cuantía vertical ρ_v no necesita ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

Se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 (2.5 - H / L) (\rho_h - 0.0025)$$

La cuantía mínima de este refuerzo es 0.0025 , pudiendo reducirse hasta 0.0015 cuando $V_u < 0.5 \phi V_c$.

El espaciamiento no deberá ser mayor que $L/3$, $3t$ ó 45 cm.

1.2.7.4. Diseño de elemento de borde o de confinamiento.

Se debe colocar elementos de confinamiento especial si el esfuerzo de compresión máxima que se genera en la fibra extrema es mayor a $0.20 \cdot f'_c$, para calcular dicho esfuerzo se considera las propiedades de la sección:

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \cdot l_w / 2}{I_g} > 0.2 \cdot f'_c$$

Donde:

P_u : Carga axial última.

M_u : Momento último.

A_g : Área bruta del elemento.

I_g : Momento de inercia de la sección.

l_w : Longitud del muro.

Longitud de confinamiento

El código ACI indica que se debe confinar hasta una distancia no menor que el mayor valor de $(C - 0.1 \cdot l_w)$ ó $C/2$.

$$C \geq \frac{l_w}{600 \cdot \frac{\Delta u}{h}}$$

Donde:

C : Profundidad del eje neutro.

l_w : Longitud total del muro

Δu : Desplazamiento de diseño.

h: Altura del muro.

La relación $\frac{\Delta u}{h}$ debe ser mayor a 0.007, en tal sentido podemos considerar:

$$\frac{\Delta u}{h} = 0.007$$

El acero de refuerzo transversal estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8" con gancho estándar a 135°, su distribución será teniendo en cuenta las disposiciones especiales para columna.

1.2.8. Diseño de Losa Aligerada

1.2.8.1. Análisis estructural.

Las losas aligeradas son elementos que cumplen principalmente dos funciones, la primera es la de transmitir hacia las vigas las cargas de la losa misma, las cargas vivas, cargas muertas, y la segunda es que une a la estructura de tal manera que se tenga un comportamiento uniforme en cada piso ante la acción de un sismo.

Para el cálculo de los momentos y fuerzas cortantes actuantes se tiene los siguientes métodos:

- Hardy Cross
- Método de los coeficientes del ACI
- Rigidez (SAP 2000)

A. Método de los coeficientes del ACI.

Este método permite calcular momentos y fuerzas cortantes para el diseño de elementos continuos, tales como vigas continuas, losas aligeradas o losas armadas en una dirección.

Para aplicar este método la losa aligerada tiene que cumplir las siguientes condiciones:

- Debe de haber dos o más tramos contiguos.
- Los tramos adyacentes deben ser de luces más o menos iguales, sin que la luz del tramo mayor exceda en más del 20 % de la luz del tramo menor ($L_{mayor} \leq 1.2 L_{menor}$).
- Los elementos sean prismáticos de sección constante.
- La carga viva no debe exceder de tres veces la carga muerta.
- Las cargas estén uniformemente distribuidas.

A continuación, se desarrollan los siguientes puntos:

a. Coeficientes del ACI para el cálculo de Momentos Flectores

Momentos positivos

Tramos extremos

El extremo discontinuo no está empotrado:

$$\left(\frac{1}{11}\right) W_u \cdot l_n^2$$

El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo:

$$\left(\frac{1}{14}\right) W_u \cdot l_n^2$$

Tramos interiores:

$$\left(\frac{1}{16}\right) W_u \cdot l_n^2$$

Momento negativo, en la cara exterior del primer apoyo interior.

Dos tramos:

$$\left(\frac{1}{9}\right) W_u \cdot l_n^2$$

Más de dos tramos:

$$\left(\frac{1}{10}\right) W_u \cdot l_n^2$$

En las demás caras de los apoyos interiores:

$$\left(\frac{1}{10}\right) W_u \cdot l_n^2$$

Momento negativo, en la cara interior de los apoyos exteriores para elementos
construidos monolíticamente con sus apoyos.

Cuando el apoyo es una viga:

$$\left(\frac{1}{24}\right) W_u \cdot l_n^2$$

Cuando el apoyo es una columna:

$$\left(\frac{1}{16}\right) W_u \cdot l_n^2$$

b. Coeficientes del ACI para el cálculo de Fuerzas Cortantes

En la cara exterior del primer apoyo interior:

$$\frac{1.15 W_u \times L}{2}$$

En la cara de todos los demás apoyos:

$$\frac{W_u \times L}{2}$$

Dónde: W_u = carga última distribuida

L_n = luz libre para momentos positivos o fuerzas cortantes y el promedio de las luces adyacentes para momentos negativos.

B. Método de rigideces – Software SAP2000.

La losa aligerada se idealiza como una viga continua con apoyos fijos y móviles, esto se puede hacer en el programa SAP2000 o ETABS, en la presente tesis se empleará el programa SAP2000. Se tiene que tener en cuenta que las luces son a la cara del apoyo, mas no al eje, esta consideración se realizará en el programa, asimismo la alternancia de las cargas vivas para obtener los mayores momentos positivos y negativos en cada tramo se realizan de acuerdo a la Norma E.060 Concreto Armado.

La resistencia requerida (U) será ante fuerzas de gravedad, es decir:

$$U=1.4 CM+1.7 CV$$

1.2.8.2. Diseño por flexión.

Las viguetas son elementos sometido a momento flector, estas se diseñan con las fórmulas de flexión, teniendo en cuenta la falla dúctil.

$$A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de capacidad por flexión, igual a 0.9.

d: Peralte efectivo.

b: Ancho de vigueta.

a: Altura del bloque comprimido rectangular equivalente de esfuerzos.

A. Cuantía balanceada de refuerzo.

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

B. Cuantía máxima de refuerzo.

El porcentaje de refuerzo “p” proporcionado no deberá exceder de 0.75 ρ_b , donde ρ_b es el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada, es decir:

$$\rho_{\text{máx}}=0.75 \rho_b$$

El área de refuerzo máxima a considerar:

$$A_{S_{\text{máx}}}=0.75 \rho_b *b*d$$

C. Cuantía mínima de refuerzo.

$$A_{S \text{ min}}=0.7 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} bd$$

Pero no debe ser menor que:

$$A_{S \text{ min}}=\frac{14}{f_y}bd \quad (\text{ACI})$$

1.2.8.3. Diseño por cortante.

La resistencia al corte en losas aligeradas es asumida generalmente por el concreto (V_c), la norma permite un incremento de 10% en la resistencia al corte de las viguetas, por lo que se tiene:

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

Del diagrama de fuerza cortante se obtendrá el cortante a una distancia “d” de la cara del apoyo (V_{du}).

1.2.8.4. Refuerzo por contracción y temperatura.

La Norma E.060 indica que el refuerzo por temperatura que deberá proveerse en la losa de 5cm de espesor de concreto tendrá una cuantía de 0.0018, para losas que usan barras corrugadas, con un espaciamiento no mayor a $5*t$ o 45cm, por lo que se tiene por metro lineal de losa:

$$A_{S \text{ temp.}}=0.0018*b*d$$

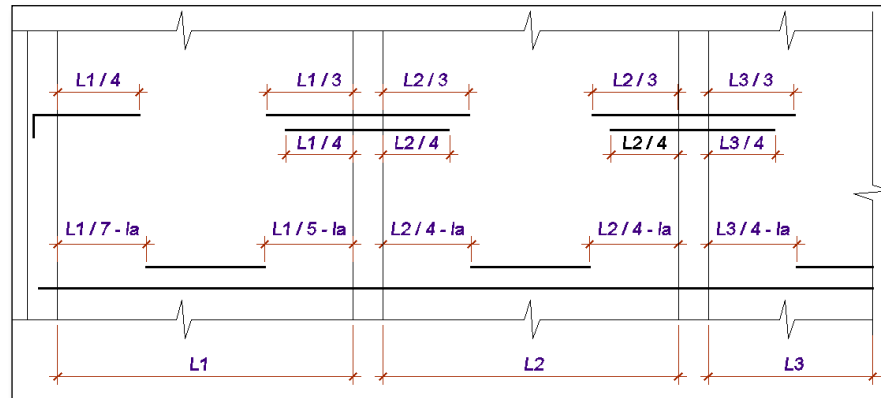
1.2.8.5. Corte del refuerzo.

Se tiene dos casos dependiendo al método empleado:

Cuando se aplique el método del coeficiente del ACI, el refuerzo se cortará como se muestra en la figura:

Figura 10.

Zonas para la Ubicación de Empalmes



Donde:

la = "d" o 12db

d: Peralte efectivo de la losa.

db: Diámetro de la barra.

1.2.8.6. Cargas y luces.

Para el diseño de losa aligerada se ha considerado las siguientes cargas:

Tabla 6.

Peso Unitario de Cargas Muertas y Cargas Vivas

Áreas	CM			CV
	Peso Propio kg/m ²	Acabados kg/m ²	Tabiquería kg/m ²	Norma tn/m ²
1er Piso				
Servicios Higiénicos	300	100	100	300
Comedor	300	100	100	400
Oficinas	300	100	100	250
2do Piso				
Servicios Higiénicos	300	100	100	300
Dormitorio	300	100	100	400
Azotea				
Techo	300	100		100

1.2.9. Diseño de Escaleras, Cisternas y Tanque Elevado

1.2.9.1. Diseño de escaleras.

El diseño de la escalera es similar al diseño de una losa maciza, se tiene en cuenta el peso propio y las cargas vivas que se presenten.

En las escaleras es necesario colocar refuerzos en el sentido longitudinal de la losa, los refuerzos transversales se emplean únicamente para que contribuyan a la distribución de la carga y para que absorban los esfuerzos por temperatura.

A. Análisis estructural.

La escalera se analiza de manera similar a una losa, cuya luz será igual a la proyección horizontal de la distancia entre sus apoyos, en el proyecto se tiene dos tramos, apoyados en los dos niveles que conecta.

B. Distribución del refuerzo.

La distribución del refuerzo por flexión y temperatura se realiza como se muestra en la figura:

B. Capacidad requerida de almacenamiento.

La capacidad de almacenamiento de la cisterna y el tanque elevado está en función de la dotación diaria requerida. La norma establece como mínima capacidad de almacenamiento las 3/4 partes de la dotación diaria para la cisterna y para el tanque elevado 1/3 de la dotación diaria.

C. Diseño estructural de cisterna.

Diseño de losa de tapa

Para el diseño se considera el armado en un solo sentido, pero se requerirá del refuerzo transversal por temperatura, se toma un acho unitario de 1.00m y un espesor (e).

Diseño de losa de fondo

La losa de fondo se encuentra directamente apoyada sobre el terreno y no presenta momentos de flexión, por lo cual se le coloca refuerzo mínimo y refuerzo por contracción de fragua y temperatura.

Diseño de losa de paredes

Se consideran dos casos probables de solicitaciones externas:

Cuando la cisterna se encuentra llena.

Cuando la cisterna se encuentra vacía.

Primer Caso:

Cuando la cisterna se encuentra llena, las solicitaciones corresponden al empuje hidrostático del agua, pero debido a que es opuesto al empuje del suelo y de la sobrecarga, resulta menos desfavorable que el segundo caso.

Segundo Caso:

Cuando la cisterna se encuentra vacía, las solicitaciones corresponden al empuje lateral del suelo y de la sobrecarga. Los momentos mayores se producen en los extremos y se pueden considerar empotrados.

D. Diseño estructural de Tanque Elevado

Se sigue el mismo procedimiento de diseño que para la cisterna, en este caso el caso más desfavorable será cuando el tanque esté lleno de agua, pues no habrá empuje del relleno. La losa de piso y de techo son diseñados como una losa maciza. En las paredes se colocará una cuantía mínima de acero de 0.0028, por ser el tanque elevado una estructura retenedora de líquidos.

1.2.10. Diseño de Cimentación

La cimentación es la parte de la estructura que se sitúa por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo, una cimentación adecuada evita que una parte de la estructura pueda asentarse más que la otra parte adyacente y se puedan generar esfuerzos demasiado altos, es a lo que se denomina asentamientos diferenciales. El suelo de fundación tiene que ser capaz de soportar el peso de la edificación considerando tanto las cargas permanentes como las sobrecargas.

Los tipos de cimentación superficial empleados en las estructuras de concreto armado pueden ser cimentación corrida, zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas y plateas de cimentación, cada uno aplicable sobre situaciones específicas. En el presente proyecto se empleará zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas y cimientos corridos.

1.2.10.1. Diseño de zapatas.

Las zapatas se dimensionan para transmitir al suelo de cimentación una presión máxima que no exceda la resistencia obtenida en el estudio de mecánica de suelos. Se consideran para este fin las cargas y momentos de servicio (sin factores de amplificación) en la base de las columnas.

A. Consideraciones generales para el diseño.

El diseño de cimentaciones involucra una serie de etapas las cuales se enumeran a continuación:

- Determinación de la presión neta del suelo y dimensionamiento de la zapata.
- Determinación de la reacción amplificada del suelo.
- Verificación del corte por flexión y por punzonamiento.
- Cálculo del refuerzo por flexión o refuerzo longitudinal.
- Verificación de la conexión columna-zapata o muro-zapata.

B. Presión neta del suelo y dimensionamiento de la zapata.

La presión neta es la capacidad del terreno reducida por efecto de la sobrecarga, el peso del suelo y el peso de la zapata, es decir:

$$q_n = q_s - \gamma_s h_s - \gamma_C h_C - S/C$$

Donde:

q_n : Capacidad portante neta del terreno en ton/m².

q_s : Capacidad portante de terreno en ton/m²

γ_s : Peso específico del suelo en ton/m³.

h_s : Altura del suelo sobre la zapata en m.

γ_c : Peso específico del concreto en ton/m³.

h_c : Altura de la cimentación en m.

S/C : Sobrecarga del terreno en ton/m².

De este modo el área de la zapata es:

$$A_z = \frac{K * P_T}{q_n}$$

Donde:

$K = 1.20$ (factor para considerar el peso propio de la zapata).

P_T : carga externa vertical sin amplificar.

C. Reacción amplificada del suelo.

La reacción amplificada del suelo se utiliza para el cálculo de los esfuerzos en la cimentación y para la determinación del refuerzo. La reacción del suelo sin amplificar está constituida por el peso de la zapata, el peso del suelo, las cargas aplicadas directamente sobre el suelo (sobrecarga, peso del piso, etc.) y las cargas provenientes de la columna o muro.

Las cargas que provienen de la columna o muro son amplificadas y con ellas se determina la reacción amplificada del suelo. Estrictamente, el cálculo de los esfuerzos en la cimentación se debe efectuar con la distribución de la reacción que presente el suelo. Sin embargo, por simplicidad, se asume que la presión del suelo es uniforme e igual al máximo esfuerzo que presenta el terreno, esta suposición es conservadora y simplifica el cálculo en terrenos granulares.

Así tenemos que el esfuerzo que actúa en la base de la cimentación resulta de la siguiente expresión:

$$W_{NU} = \frac{P_u}{A}$$

Donde:

W_{NU} : Presión última sobre el suelo.

Pu: Carga externa vertical amplificada o última.

A: Área de la cimentación.

D. Verificación por corte.

Para el diseño por corte, las cimentaciones se pueden estudiar como vigas chatas y anchas, o como losas con comportamiento en dos direcciones. El primer caso, se denomina corte por flexión y el segundo, corte por punzonamiento.

El corte por flexión está relacionado al comportamiento unidireccional de la cimentación mientras que el corte por punzonamiento se relaciona con el comportamiento de la losa en dos direcciones.

Por lo general, no se coloca refuerzo por corte en cimentaciones sino se verifica que el concreto solo soporte los esfuerzos. En caso de ser necesario, se incrementa el peralte de la zapata.

Corte por Flexión

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c \geq \frac{V_{ud}}{\phi}$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia, para corte es 0.85

f_c : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²)

b: Ancho de la sección analizada.

d: Peralte efectivo de la cimentación ($d = H_{zapata} - 7.5 \text{ cm}$)

La ubicación de la sección crítica depende de la naturaleza de la cimentación. Si se trata de una columna, muro o pedestal solidario a la zapata, se ubicará a “d” de su cara.

La fuerza cortante aplicada V_u será igual a la resultante de la reacción amplificada del suelo que actúa fuera de la sección crítica.

Entonces la fuerza cortante última será:

$$V_{ud} = W_{NU} \cdot B(L_v - d)$$

Donde:

V_u : Cortante que actúa en la sección crítica.

B: Ancho del área de contacto de la zapata.

L_v : Distancia entre la cara de la columna y el extremo de la cimentación.

d : Peralte efectivo de la zapata.

Si la fuerza cortante última es mayor que la resistencia al corte del concreto, entonces, será necesario incrementar el peralte de la zapata.

Corte por Punzonamiento

La sección crítica es perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro b_o sea mínimo, pero que no necesita aproximarse a menos de “ $d/2$ ” del perímetro del área de la columna.

La sección crítica en este caso está definida por cuatro rectas paralelas a los lados de las columnas, ubicadas a $d/2$ de la cara.

La resistencia del concreto al corte por punzonamiento será la menor de las siguientes expresiones:

$$V_c = 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$
$$V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$
$$V_c \geq \frac{V_{ud}}{\phi}$$

Donde:

V_c : Resistencia del concreto al corte.

ϕ : Factor de reducción de resistencia, para corte es 0.85

b_o : Perímetro de la sección crítica.

d : Peralte efectivo de la cimentación.

β_c : Relación del lado mayor al lado menor de la sección de la columna.

El corte aplicado (V_u) será la resultante de la presión amplificada del suelo que actúa fuera de la sección crítica. Entonces la fuerza cortante última será:

$$V_u = W_{NU} * (A_t - A_o)$$

Donde:

A_t : Área total de la zapata.

A_o : Área de la zapata que encierra el perímetro de la sección crítica.

Si la fuerza cortante última es mayor que la resistencia al corte del concreto entonces será necesario incrementar el peralte de la zapata.

Verificación por longitud de desarrollo.

$$l_{db} = 0.08 * db * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{ó} \quad l_{db} = 0.004 * db * f_y$$

Donde:

db: Diámetro de la barra desarrollada.

f_y: Esfuerzo de fluencia de acero de refuerzo.

f'c: Resistencia a la compresión del concreto.

La longitud de desarrollo (ld) no deberá ser menor de 20cm.

Tabla 7.

Longitud de Desarrollo en Elementos en Compresión

Ø	Ab	db	<u>0.08*db*f_y</u>	0.004*db*f _y	Ld
	cm ²	cm	√f'c		cm
1/2"	1.27	1.27	29.45	21.34	30.00
5/8"	1.98	1.59	36.81	26.67	37.00
3/4"	2.85	1.91	44.17	32.00	45.00
1"	5.07	2.54	58.89	42.67	59.00

E. Refuerzo longitudinal por flexión.

La cimentación se comporta como una losa sometida a flexión en dos direcciones. El diseño del refuerzo se efectúa considerando la flexión en cada dirección independientemente, analizando la zapata como un volado.

La sección crítica para el diseño por flexión se ubica en la cara de la columna, pedestal o muro, si éstos son de concreto.

$$M_U = \frac{W_{NU} * B * L_v^2}{2}$$

Donde:

M_u: Momento último actuante.

W_{NU}: Reacción amplificada del suelo en kg/m².

B: Ancho del área de contacto de la zapata.

L_v: Distancia entre la cara de la columna y el extremo de la zapata.

Para el cálculo del refuerzo por flexión, al igual que para viguetas y vigas.

El diseño por flexión se realiza en las dos direcciones de la zapata.

Cuantía Mínima de Refuerzo:

$$A_{s \text{ temp.}} = 0.0018 * b * d$$

1.2.10.2. Diseño de vigas de conexión.

En el presente proyecto se emplearán vigas de conexión para buscar la uniformidad en el asentamiento total de la estructura, estas se ubican en las zonas donde no hay muros por lo que no tiene un cimiento que conecte las zapatas, y además para que la estructura trabaje como una sola unidad.

A. Pre dimensionamiento de la viga.

Las dimensiones de la viga se pueden estimar mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Ancho: } b = \frac{P_D + P_L}{31 L} \geq \frac{h}{2}$$

$$\text{Alto: } h = \frac{L}{7}$$

Donde:

b: Ancho de la viga de cimentación.

h: Altura de la viga de cimentación.

L: Distancia al eje entre las columnas en m.

PD: Carga muerta sin amplificar en ton.

PL: Carga viva sin amplificar en ton.

B. Diseño por flexión.

Para el cálculo del refuerzo por flexión, al igual que para las viguetas y vigas.

Este refuerzo se colocará en la cara superior y a todo lo largo de la viga de cimentación, el cual tomará el momento flector producido en esa zona. En la cara inferior del elemento se distribuirá la mitad (1/2) del área de acero superior, pero, este no será menor que el área del acero mínimo.

$$A_{S_{\text{Inf}}} = \frac{A_{S_{\text{Superior}}}}{2} \geq A_{S_{\text{min.}}}$$

Cuantía Máxima de Refuerzo:

Se considera al igual que el diseño de vigas y viguetas.

C. Diseño por corte.

El RNE determina la fuerza cortante que resiste el concreto para miembros sujetos únicamente a corte y flexión, mediante la siguiente fórmula:

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

Donde:

V_c : Fuerza cortante del concreto en kg.

f_c : Resistencia a la compresión del concreto.

d : Peralte efectivo de la viga en cm.

b : Ancho de la viga en cm.

Si la fuerza cortante actuante es mayor que la fuerza cortante que resiste el concreto, esta diferencia será soportada por el acero:

$$V_s = V_n - V_c$$

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

La fuerza cortante resistida por los estribos verticales será:

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

Donde:

V_c : Fuerza cortante que resiste el concreto.

ϕ : Factor de reducción de resistencia, para corte es 0.85.

V_n : Fuerza cortante nominal.

V_u : Fuerza cortante última.

V_s : Fuerza cortante que resiste el acero.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

d : Peralte efectivo de la viga en cm.

S : Separación del refuerzo transversal.

A_v : Área de refuerzo por corte proporcionada por la suma de las áreas de las ramas de estribo ubicados en el alma del elemento.

Para el análisis estructural obtenemos el valor de la cortante última V_u y luego de restarle el cortante que resiste el concreto V_c , se tendrá el cortante que resistirá el acero.

- El refuerzo mínimo sugerido por el código debe colocarse siempre que:

$$\frac{V_c}{2} \leq V_n \leq V_c$$

El cual es igual a:

$$A_v = 3.5 \frac{b \cdot S}{f_y}$$

- El refuerzo tendrá un espaciamiento de $S \leq d/2$ ó $S \leq 60\text{cm}$.

El espaciamiento máximo para el refuerzo será:

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

- Este espaciamiento máximo precisado es válido siempre que:

$$V_s \leq 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

En caso que se exceda estos límites, los espaciamientos máximos deberán reducirse a la mitad, es decir:

$$S \leq d/4, \quad S \leq 30\text{cm}$$

- El refuerzo longitudinal tiene una cuantía máxima que no debe superarse para garantizar el comportamiento dúctil del elemento.

El RNE recomienda que:

$$V_s \leq 2.12 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

En caso que se requiera un aporte mayor del refuerzo transversal es necesario incrementar las dimensiones de la sección del elemento o aumentar la resistencia del concreto.

La distribución del refuerzo transversal en elementos sometidos a flexión que resistan fuerza de sismo, debe cumplir con lo siguiente:

- Estará constituido por estribos cerrados de diámetro mínimo 3/8" con gancho estándar a 135°.
- Se usarán estribos de 3/8" de diámetro como mínimo para el caso de barras longitudinales hasta 1" y estribos de 1/2" de diámetro, para barras de mayor diámetro, como mínimo.
- La zona de confinamiento será igual a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del apoyo al centro de la luz.

$$l_c = 2h$$

Los estribos se colocarán en esta zona con un espaciamiento “Sc” que no excederá el menor de los siguientes valores:

$$Sc \leq 0.25*d$$

$$Sc \leq 8*db_{(menor)}$$

$$Sc \leq 30 \text{ cm}$$

Donde:

lc: Longitud de confinamiento.

H: Peralte total de la viga.

Sc: Espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de confinamiento.

d: Peralte efectivo de la viga

db (menor): Diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.

El primer estribo deberá situarse a la mitad del espaciamiento Sc ó 5 cm. El espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento no excederá de 0.5d.

1.3. Marco Legal

En el desarrollo de la tesis se utilizará como base el Reglamento Nacional de Edificaciones, del Título III Edificaciones, en la sección III.2 Estructuras, específicamente los acápite siguientes:

- Norma técnica E.020 Cargas.
- Norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente.
- Norma técnica E.050 Suelos y Cimentaciones.
- Norma técnica E.060 Concreto Armado.
- Norma técnica E.070 Albañilería.

Asimismo, se ha tomado como guía el código de concreto reforzado del ACI 318-05 (American Concrete Institute).

1.4. Marco Conceptual

- **Resistencia:** Es la capacidad de un elemento estructural de soportar cargas.
- **Rigidez:** Se refiere a la capacidad de un elemento estructural de deformarse y recuperar su forma.
- **Estabilidad:** Se refiere a la capacidad de un elemento estructural de mantener su posición original cuando cesan las fuerzas.

- **Desplazamiento lateral:** Es el movimiento lateral de una edificación frente a la acción de una carga lateral.
- **Diafragma rígido:** Es una estructura rígida que cumple la función de amarrar los muros y vigas de una edificación, conocida como entrepiso.
- **Excentricidad:** Viene a ser la distancia entre el punto del centro de rigidez y el punto donde se ubica el centro de masa.
- **Piso Blando:** Es la planta y/o entrepiso cuya rigidez lateral es inferior a las plantas superiores.
- **Sismo:** Es un fenómeno de geodinámica interna que ocasiona movimientos en la corteza terrestre a causa del desplazamiento de las placas tectónicas.
- **Resistencia a la compresión ($f'c$):** viene a ser el esfuerzo máximo que puede soportar una materia bajo una carga de aplastamiento.
- **Módulo de elasticidad (Es):** Es un parámetro de cada material que indica la relación que existe entre los incrementos de tensión aplicados en el ensayo de tracción y los incrementos de deformación longitudinal unitaria.
- **Esfuerzo de fluencia (f_y):** Es el esfuerzo máximo que puede desarrollar un material sin causar una deformación plástica.
- **Concreto:** Es una mezcla de cemento, piedra, arena, agua y a veces aditivos que al fraguar es uno de los materiales de construcción más resistente.
- **Cargas:** Viene a ser las fuerzas externas aplicadas a un elemento estructural o producidas por su propio peso.
- **Losa aligerada:** es una plataforma de concreto armado, compuesto por cemento, piedra chancada, arena gruesa, agua, varillas de acero y para aligerarlo utilizan ladrillos huecos u otro material ligero.
- **Tabiquería:** es un muro no estructural que sirve para sub-dividir ambientes dentro de una edificación.
- **ETABS:** Es un programa para realizar el análisis estructural y dimensionamiento de edificios netamente.
- **SAP2000:** Es un programa para realizar el análisis estructural y dimensionamiento de todo tipo de estructuras.

- **Comisaría:** Es una dependencia policial que se encarga de garantizar la seguridad de su distrito.
- **Cortante basal:** Viene a ser la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso de una edificación, y se presenta en la base del mismo.

CAPÍTULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

2.1. Situación Problemática

2.1.1. Antecedentes del problema

El caserío San Martín de Porras no cuenta con una comisaría, a pesar de tener un área destinada para ella de 4,109.61 m². A la fecha sigue totalmente desolado y es uno de los puntos donde se acumula basura, y en las noches al no estar iluminado debidamente esa área; se reúnen personas de mal vivir a tomar y asaltar a los transeúntes.

Por otro lado, continuamente en las diferentes calles del lugar, se producen robos y asaltos a mano armada, tanto a estudiantes y personas en general; que vienen de sus labores del centro y sus colectivos solo les dejan por la Av. Jorge Chávez, Por ello; tiene que caminar de 1 a 5 cuadras para llegar a sus domicilios y en ese trayecto son vulnerables a los atracos.

El terreno se encuentra ubicado en el Caserío San Martín de Porras, del distrito, Provincia, y Departamento de Ica. Por la Calle Simón Bolívar Manzana “S”, al frente de la plazuela del lugar.

Figura 12.

Área del terreno en el Caserío San Martín de Porras - Cercado de Ica



2.1.2. Descripción del Problema

La tasa de denuncias a nivel nacional va creciendo año a año, tal como lo demuestra el censo a comisaría realizados por el INEI. Según las estadísticas, **la tasa más alta corresponde a denuncias por delitos contra el patrimonio 69.5%**, contra la seguridad pública 11.5%, contra la vida, el cuerpo y la Salud 10.6%, contra la libertad 5.4% y contra la administración pública 1.1%.

Figura 13.*Tasas de Denuncia por Comisión de Delitos*

DELITOS						
TASA DE DENUNCIAS POR COMISIÓN DE DELITOS, SEGÚN DEPARTAMENTO,						
2011 - 2016						
(Por cada 10,000 habitantes)						
Departamento	2011	2012	2013	2014	2015	2016
Total	80.7	90.2	98.3	106.0	112.1	113.0
Amazonas	79.6	96.7	114.6	75.5	56.7	78.8
Ancash	56.3	62.8	67.1	76.9	85.9	90.5
Apurímac	41.3	53.4	65.9	55.5	34.9	43.4
Arequipa	103.6	108.9	112.5	130.2	140.0	151.1
Ayacucho	50.1	54.4	59.2	70.3	63.8	45.0
Cajamarca	25.0	34.5	44.9	40.0	38.2	42.0
Callao	133.4	136.5	148.9	158.2	191.3	149.6
Cusco	55.7	66.1	75.6	109.5	70.4	89.0
Huancavelica	18.3	19.9	21.4	39.0	24.7	27.0
Huanuco	23.2	30.9	37.2	38.3	36.3	36.5
Ica	83.5	102.6	120.4	129.7	138.1	165.8
Junín	54.3	63.1	70.9	65.6	56.5	68.9
La libertad	52.1	74.9	74.4	101.9	84.0	89.2
Lambayeque	84.5	92.4	98.9	109.9	125.0	168.4
Lima	136.7	144.5	154.2	156.1	183.4	170.5
Provincia de Lima 1/	-	-	-	-	-	175.1
Región Lima 2/	-	-	-	-	-	127.1
Loreto	27.2	28.1	31.8	29.7	25.7	54.6
Madre de Dios	65.4	121.4	172.4	157.9	103.9	116.8
Moquegua	129.0	89.7	101.3	101.0	94.9	102.7
Pasco	33.8	39.8	43.8	65.8	34.7	30.6
Piura	41.1	64.0	67.1	88.5	87.3	90.7
Puno	12.9	15.2	17.6	29.3	23.4	33.2
San Martín	58.3	58.7	57.0	67.5	65.9	43.8
Tacna	59.2	103.1	115.5	115.3	87.0	93.3
Tumbes	104.0	128.6	148.5	165.5	133.1	136.1
Ucayali	47.4	42.2	75.2	83.4	121.1	122.3

Nota 1 : El total comprende a las denuncias por comisión de delitos registrados en Comisarías y Unidades Especializadas en Investigación Criminal.

Nota 2 : Información 2008-2010 corresponde a datos proporcionados por Ministerio del Interior MININTER

1/ Comprende los 43 distritos que conforman la provincia de Lima.

2/ Comprende las provincias de Barranca, Cajatambo, Canta, Cañete, Huaral, Huarochirí, Huaura, Oyón y Yauyoy.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática – Censos Nacionales de Comisarías, 2013-2014, Registro Nacional de Delitos en las Dependencias Policiales 2014, Registro Nacional de Denuncias de Delitos y Faltas 2015-2016 y Sistema de Denuncias Policiales (SIDPOL) 2015-2016.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática

El departamento de Ica, ha experimentado un incremento de 98.56% de denuncias en 5 años que comprende del 2011 al 2016, Esto representa un problema muy serio para la población. Además, en los centros poblados nuevos, como en el caso del Caserío San Martín

de Porras; se observa la falta de reacción rápida y eficaz de la PNP ante un acto delictivo, debido a la lejana distancia de sus comisarias.

Por otro lado; en el terreno desolado de la comisaria que para oscuro en las noches y en la plazuela, se reúnen fumones y personas de mal vivir que roban frecuentemente a las personas que transitan por el lugar, siendo así un peligro eminente para los pobladores y visitantes.

2.2. Formulación de Problemas

2.2.1. Problema general

- ¿En qué medida influye el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras?

2.2.2. Problemas específicos

- ¿En qué medida influye el predimensionamiento de los elementos estructurales en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras?
- ¿En qué medida influye el control de los desplazamientos laterales en ambas direcciones en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras?
- ¿En qué medida influye la aplicación del sistema estructural en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras?
- ¿En qué medida influye el tipo de suelo donde se colocará la cimentación en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras?
- ¿En qué medida influye la aplicación de la Norma E.030 de diseño sismorresistente en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras?
- ¿En qué medida influye la aplicación de los softwares ETABS 2016 y SAP2000 en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras?

2.3. Delimitación del Problema

2.3.1. Delimitación espacial o geográfica

La investigación se realizó en la ciudad de Ica – Provincia de Ica – Departamento Ica.

2.3.2. Delimitación Temporal:

La investigación tuvo un tiempo de duración de 17 meses, del mes octubre del 2018 al mes marzo del 2020.

2.3.3. Delimitación social:

La investigación tiene como fin el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del caserío San Martín de Porras.

2.3.4. Delimitación conceptual:

Es la determinación de como el predimensionamiento de los elementos estructurales, el control de los desplazamientos laterales en ambas direcciones de la estructura, la aplicación del sistema estructural, el tipo de suelo donde se colocará la cimentación, la aplicación de la Norma E.030 de diseño sismorresistente y la aplicación de los softwares ETABS 2016 y SAP2000 influyen en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B.

2.4. Justificación e Importancia de la Investigación

2.4.1. Justificación

2.4.1.1. Desde el punto de vista funcional

El desarrollo de la investigación, permitirá que por fin la población del Caserío San Martín de Porras cuente con todas entidades públicas propuestas en su plan inicial, como el Centro de Salud, Centros Educativos, Comedor Público y la Comisaría. Logrando ser así un poblado independiente y autónomo, con sus propias administraciones que le permitirá impulsarse rápidamente al desarrollo.

2.4.1.2. Desde el punto de vista social

La infraestructura propuesta brindará un adecuado servicio en la labor que desempeña la Policía Nacional del Perú, lo que garantizará una mayor seguridad a la población del Caserío y sobre todo contribuirá con su desarrollo, pues a través de este proyecto se incrementará un mayor número de efectivos policiales que combatirán con la delincuencia común y el crimen organizado.

2.4.1.3.Desde el punto de vista técnico

En la etapa operativa de la nueva comisaría Tipo B del Caserío San Martín de Porras, habrá una mayor y mejor cobertura de la PNP en nuestra ciudad, porque interactuarán entre sí; mejorando sus estrategias colectivas y de inteligencia para responder rápida y eficientemente frente a un acto delictivo.

2.4.1.4.Desde el punto de vista ambiental

Actualmente el terreno de la comisaría es un pampón si cercar y es uno de los principales puntos donde la gente acumulaba basura, y con la ejecución del proyecto que contará con áreas verdes, se cubrirá toda esta área desolada brindando una mejor apariencia al caserío. Además, la presencia policial perenne evitara que se acumule basura en otros puntos de la zona.

2.4.2. Importancia

Esta investigación es importante por permitirá diseñar una estructura, que cumpla con todos los parámetros de seguridad que establece las normas E.030 de diseño sismo resistente y E.060 de concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente, además de la aplicación de software de ETABS y SAP2000 en el cálculo exacto de los esfuerzos en cada uno de los elementos estructurales.

Además, la investigación servirá como referencia para la determinar los costos de construcción de la infraestructura propuesta, el cual brindará un adecuado servicio en la labor que desempeña la Policía Nacional del Perú.

2.5. Objetivos de Investigación

2.5.1. Objetivo General

- Determinar la influencia del análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.

2.5.2. Objetivos específicos

- Determinar la influencia del predimensionamiento de los elementos estructurales en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.
- Determinar la influencia del control de los desplazamientos laterales en ambas direcciones en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.

- Determinar la influencia de la aplicación del sistema estructural en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.
- Determinar la influencia del tipo de suelo donde se colocará la cimentación en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.
- Determinar la influencia de la aplicación de la Norma E.030 de diseño sismorresistente en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.
- Determinar la influencia de la aplicación de los softwares ETABS 2016 y SAP2000 en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.

2.6. Hipótesis de Investigación

2.6.1. Hipótesis General

- El análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B influye en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.

2.6.2. Hipótesis específicas

- El predimensionamiento de los elementos estructurales en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B influye en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.
- El control de los desplazamientos laterales en ambas direcciones en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B influye en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.
- La aplicación del sistema estructural en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B influye en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.
- El tipo de suelo donde se colocará la cimentación en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B influye en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.

- La aplicación de la Norma E.030 de diseño sismorresistente en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B influye en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.
- La aplicación de los softwares ETABS 2016 y SAP2000 en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B influye en beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.

2.7. Variables de Investigación

2.7.1. Identificación de variables

2.7.1.1. Independiente

Análisis y Diseño Estructural de la nueva comisaría Ica tipo B.

2.7.1.2. Dependiente

En beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras.

2.7.2. Operacionalización de variables

Tabla 8.

Operacionalización de variables

VARIABLE	OPERACIÓN DE VARIABLE	TIPO - NATURALEZA	ESCALA	INDICADOR	INSTRUMENTO
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARÍA ICA TIPO B.	Lograr la resistencia, rigidez y estabilidad de la nueva comisaría tipo B, frente a eventos sísmicos.	Independiente Cuantitativa	Ordinal	* El predimensionamiento de los elementos estructurales * El control de los desplazamientos laterales en ambas direcciones * La aplicación del sistema estructural * El tipo de suelo donde se colocará la cimentación * La aplicación de la Norma E.030 de diseño sismorresistente * La aplicación de los softwares ETABS 2016 y SAP2000	El * Normas, Reglamentos y/o manuales de construcción. * Ensayos de Laboratorio para el estudio de mecánica de suelos. * Libros de Geotecnia y Diseño de Estructuras * Softwares ETABS 2016 y SAP2000.
EN BENEFICIO DE LA POBLACIÓN DEL CASERÍO SAN MARTÍN DE PORRAS.	El beneficio que genera a la población del caserío San Martín de Porras, el tener una comisaría propia.	Dependiente Cuantitativa	Ordinal	* Nivel de reducción de inseguridad ciudadana en la zona.	* La tasa de denuncias de comisión de delitos, según fuentes del INEI

Fuente: Elaboración Propia

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo, Nivel y Diseño de Investigación

3.1.1. Tipo de investigación

Es una investigación aplicada y transversal.

3.1.2. Nivel de investigación

El estudio se desarrollará a un nivel descriptivo – explicativo, donde se validarán las características del problema a tratar, y sobre ello ofrecer una alternativa de solución.

3.1.3. Diseño de investigación

Es una investigación correlacional que es una técnica de diseño de investigación no experimental, porque busca establecer una relación entre dos variables estrechamente relacionadas, no hay ninguna suposición, y se busca describir y medir los indicadores de la variable y analizar su incidencia.

3.2. Población y Muestra Materia de Investigación

3.2.1. Población de estudio

Se considerará el análisis y diseño estructural de una comisaría, de acuerdo a la DIRECTIVA N° 04 - 13 – 2016 – DIRGEN - PNP/DIRNGI - B

3.2.2. Muestra de estudio

Una comisaría tipo B

CAPÍTULO IV: TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN

4.1. Técnicas de Recolección de Datos

- Normas, Reglamentos (RNE) y/o manuales de construcción.
- Ensayos de Laboratorio para el estudio de mecánica de suelos.
- Libros de Geotecnia y Diseño de Estructuras.
- Internet

4.2. Equipos e Instrumentos de Recolección de Datos

- Tamices, Hornos, Cuchara de Casagrande, Balanza, etc. (Para el Método para la clasificación de suelos).
- Equipo para el Ensayo de Corte Directo.

4.3. Técnicas de Procesamiento de Datos, Análisis e Interpretación de Resultados

Para el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría tipo B, se realizará lo siguiente:

- Se realiza el diseño arquitectónico de la comisaría tipo B, de acuerdo a los lineamientos establecidos en la DIRECTIVA N° 04 - 13 - 2016 - DIRGEN - PNP/DIRNGI - B.
- Se procede a la estructuración de la edificación que consiste en disponer y distribuir los elementos estructurales de forma adecuada, luego el predimensionamiento de los mismos y realizar el metrado de las cargas.
- Se realiza el estudio de mecánica de suelos, en la zona donde proyecta construir la nueva comisaría tipo B y obtener los parámetros de resistencia del suelo y su capacidad portante.
- Con la aplicación de la Norma E.030 (Diseño Sismorresistente) del reglamento nacional de edificaciones se realizará el análisis estructural de la edificación, que comprende entre ellos el análisis estático, análisis dinámico y análisis tiempo historia, utilizando los softwares ETABS y SAP2000, y donde analizaremos y verificaremos los desplazamientos laterales de la estructura que deberán estar dentro de los parámetros establecidos por la Norma E.030.
- Luego de verificar que el desplazamiento lateral de la estructura se encuentre dentro de los parámetros establecidos por la Norma E.030 (Diseño

Sismorresistente), se procede a determinar las fuerzas cortantes, axiales y momentos flectores de cada uno de los elementos estructurales.

- Con los resultados obtenidos se procede a realizar el diseño estructural de cada uno de los elementos estructurales de la edificación, incluyendo el diseño de la cimentación.

CAPÍTULO V: PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Presentación e Interpretación de Resultados

5.1.1. Cimentación

Se obtuvieron las siguientes dimensiones en la cimentación:

Zapatas Aisladas

Z-1: 2.00X1.80 m ; **Z-2:** 1.80X1.60 m

Zapatas Combinadas

Z-3: 4.10X1.60 m ; **Z-4:** 4.50X2.00 m

Figura 14.

Detalle del Refuerzo de las Zapatas



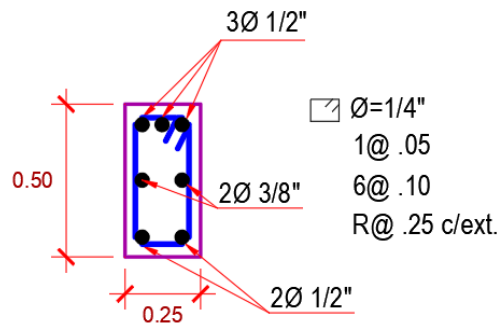
CUADRO DE ZAPATAS				
DESCRIPCION	DIMENSION	ALTURA	REFUERZO LONGITUDINAL	REFUERZO TRANSVERSAL
Z-1	1.80 X 2.00	0.60	Ø5/8"@0.15	Ø5/8"@0.15
Z-2	1.60 X 1.80	0.60	Ø5/8"@0.15	Ø5/8"@0.15
Z-3	1.60 X 4.10	0.60	Ø5/8"@0.15	Ø5/8"@0.15
Z-4	2.00 X 4.50	0.60	Ø5/8"@0.15	Ø5/8"@0.15
Z-5	2.30 X 2.30	0.60	Ø5/8"@0.15	Ø5/8"@0.15

Viga de Cimentación

VC-1: 0.50X0.25 m

Figura 15.

Detalle de las Viga de Cimentación de la Comisaria



Para un terreno de arena densa con una capacidad portante de 1.37 kg/cm², para una edificación de 3 pisos con luces libres máximas de 5.50 m. Se ha utilizado una cimentación superficial, que se ha conformado por zapatas combinadas y zapatas aisladas con vigas de interconexión con las dimensiones calculadas líneas arriba, gracias al análisis estructural de la misma, con la finalidad de lograr una mejor trasmisión de cargas al suelo y evitar los asentamientos diferenciales de la estructura.

5.1.2. Columnas

En este diseño se ha empleado columnas del tipo rectangular, circular y L, con las medidas y refuerzos óptimos, con la finalidad de soportar las cargas y otorgar una rigidez adecuada a la estructura en ambas direcciones, sin sobrepasar los desplazamientos laterales permitidos por la Norma E.030 (Diseño Sismorresistente).

Por tanto, se obtuvieron las siguientes dimensiones y refuerzos de las columnas:

Figura 16.

Detalle de Refuerzo de las Columnas.

TIPO	SECCION	ARMADURA	ESTRIBOS
C-1		10 Ø5/8" + 2 Ø1/2"	2 □ Ø 3/8" 1 @0.05, 6 @0.10 r@0.20
C-2		8 Ø5/8"	1 □ Ø 3/8" 2c □ Ø 1/4" 1 @0.05, 6 @0.10 r@0.20
C-2		6 Ø5/8"	□ Ø 3/8" 1 @0.05, 6 @0.10 r@0.20
C-4		10 Ø5/8"	□ Ø 3/8" 1 @0.05, 6 @0.10 r@0.20
C-5		4 Ø3/8"	□ Ø 1/4" 1 @0.05, 6 @0.10 r@0.20

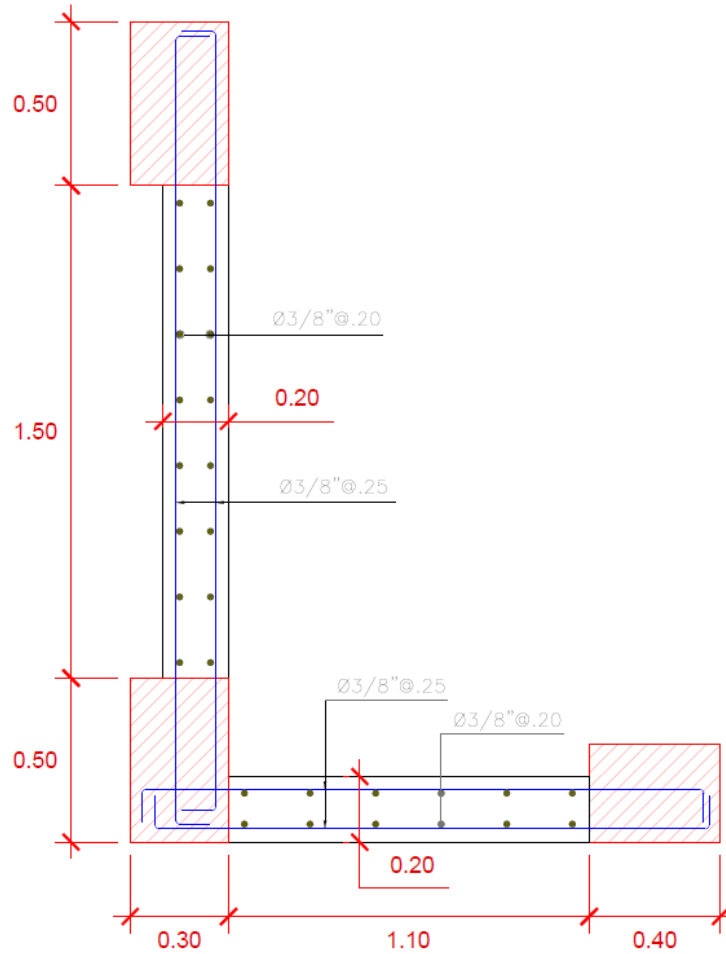
5.1.3. Muro de Corte

Se ha empleado Muros de Corte (placas), el cual han otorgado una mayor rigidez en ambas direcciones de la estructura, contrarrestado los efectos de torsión, y así minimizar las derivas de entrepiso calzándolas dentro de los límites permitidos por la Norma E.030.

A continuación, se detalla el refuerzo y medidas de los muros de corte empleado:

Figura 17.

Detalle del Refuerzo de Muro de Corte



5.1.4. Viga

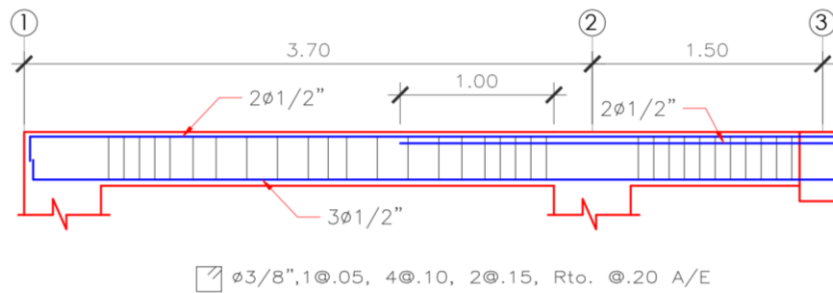
Se ha empleado los tres tipos de vigas:

V-P (Viga Principal): 0.30X0.40 m ; **V-S** (Viga Secundaria): 0.30X0.35 m ; **V-CH** (Viga Chata): 0.25X0.20 m

Con estas secciones y refuerzo se garantiza una rigidez adecuada de la estructura, además, se ha uniformizado las dimensiones de la viga a fin de evitar la falla plástica, que se refiere a la gran diferencia de rigideces entre elementos estructurales que causa aplastamiento entre uno y otro, en este caso tanto para vigas y columnas.

Figura 18.

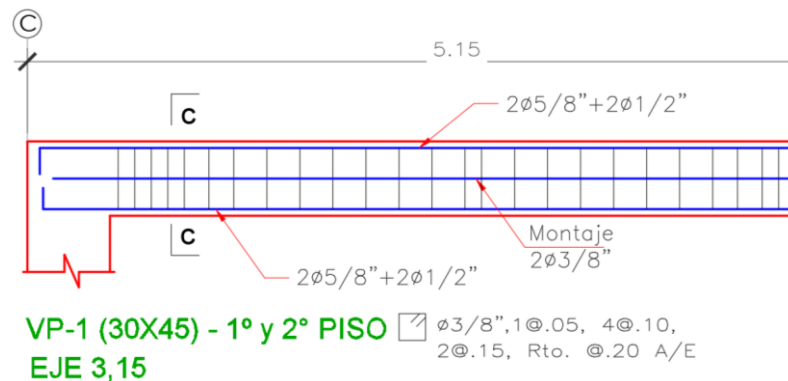
Detalle de Refuerzo de Viga Secundaria



VP-2 (30X35) - 1° y 2° PISO

Figura 19.

Detalle de Refuerzo de Viga Principal



VP-1 (30X45) - 1° y 2° PISO
EJE 3,15

5.1.5. Losa Aligerada

Para soportar las cargas vivas y muertas en los diferentes ambientes de la comisaría se ha empleado una losa aligerada de un espesor de 0.20 m y con viguetas de 0.10 m de ancho con refuerzos de acero positivo y negativo de 1/2". Además, provisto de un acero de temperatura de 1/4", con ellos garantizamos la transmisión de cargas adecuadamente a las vigas, columnas y cimentación.

Figura 20.

Corte Típico de Losa Aligerada

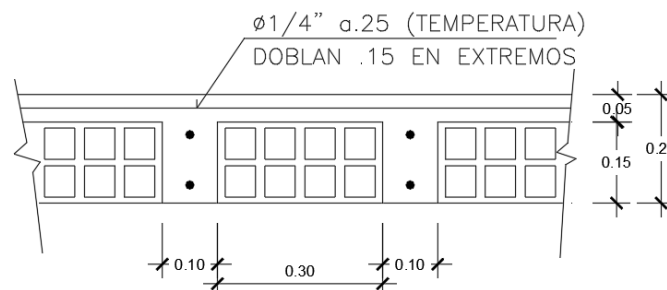
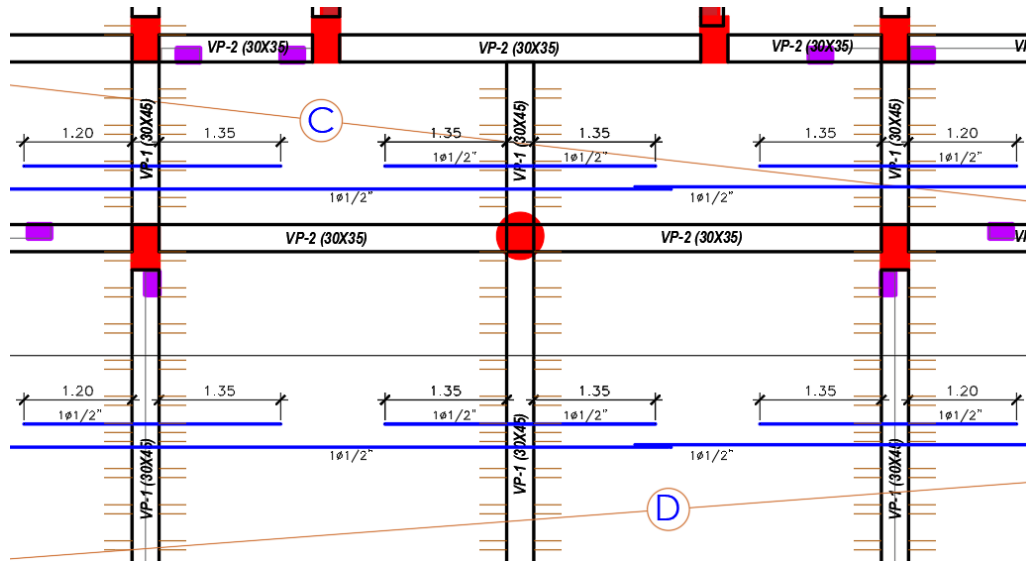


Figura 21.

Detalle de Refuerzo de Losa Aligerada

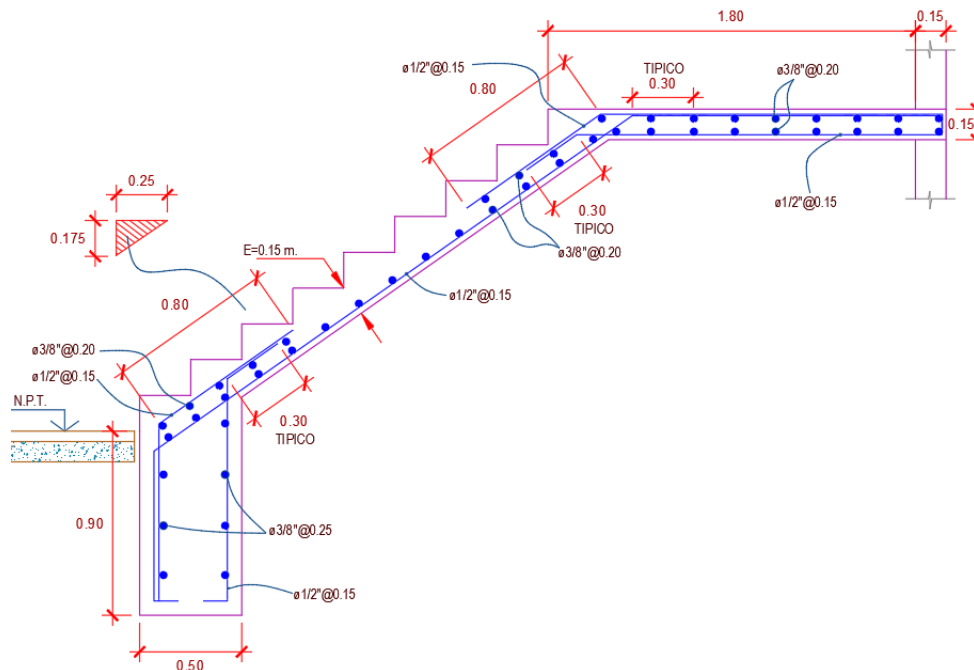


5.1.6. Escalera

Para una carga viva de 400 kg/m² en movimiento en la escalera y de las cargas muertas que la componen, se ha empleado acero de 1/2" y 3/8" de refuerzo en toda la escalera, garantizando así el tránsito seguro de las personas a lo largo de la vida útil de la estructura.

Figura 22.

Detalle del Refuerzo de Escalera

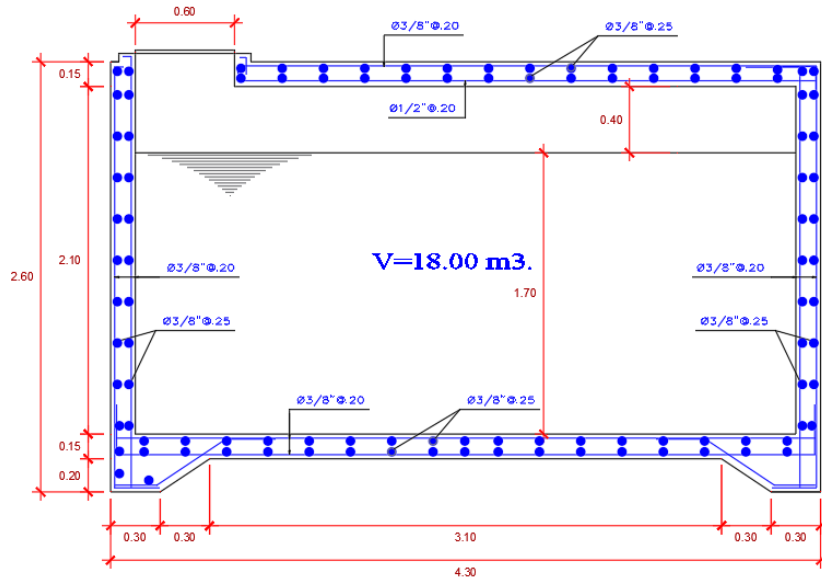


5.1.7. Cisterna y Tanque Elevado

Para una cisterna de 2.10 m de altura, en su punto más crítico (Estado vacío), se ha utilizado un acero de 3/8" doble malla para soportar los empujes del suelo sobre la estructura.

Figura 23.

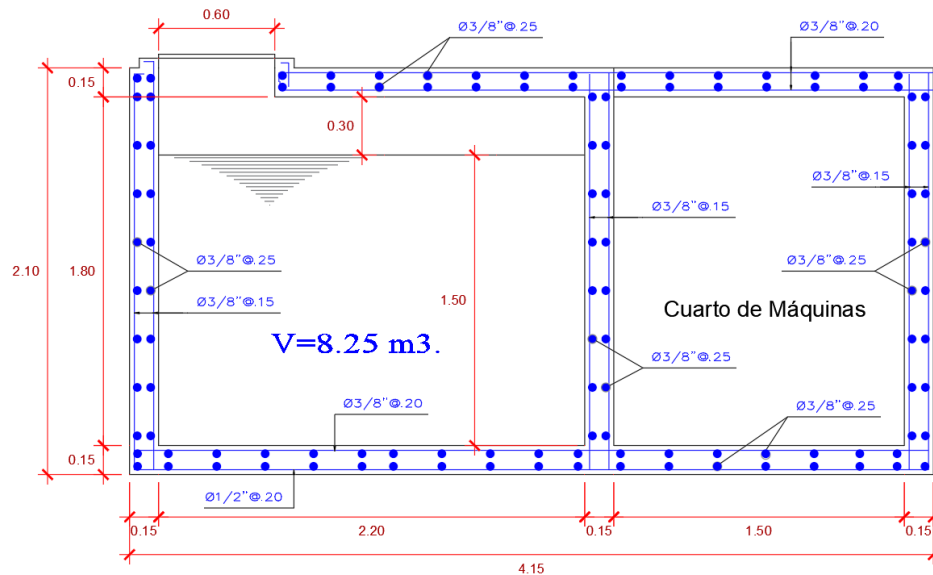
Detalle del Refuerzo de la Cisterna



Y para el tanque elevado con una altura de 1.80 m, en su punto más crítico (Estado lleno), se ha utilizado un acero de 3/8" doble malla para soportar los empujes hidrostático sobre la estructura.

Figura 24.

Detalle del Refuerzo del Tanque Elevado



5.2. Discusión de resultados

En la presente tesis, se ha obtenido los siguientes resultados:

5.2.1. Con respecto al predimensionamiento

Uno de los primeros pasos y de los más importante en el análisis y diseño estructural de la comisaría en estudio, fue la estructuración de la edificación y el predimensionamiento de los elementos estructurales como son: Losas, Vigas, Columnas y Placas. Siendo la estructuración la base que determino la ubicación y distribución de los elementos estructurales de forma adecuada, es decir, ubicarlos de tal manera que el edificio presente un buen comportamiento frente a cargas de gravedad y/o sismo.

Con los procedimientos normalizados para el predimensionamiento de los elementos estructurales, nos permitió estimar las dimensiones óptimas que se requieren para los mismos, soportando así las cargas por gravedad y cargas sísmicas, a la cual la estructura va estar expuesta. Estas secciones transversales estimadas, se verificará posteriormente en el control de desplazamiento de la estructura que no deberán superar los máximos permitidos en la Norma E.030 de diseño sismorresistente.

En el predimensionamiento de la estructura se obtuvieron las siguientes secciones transversales:

Columnas:

C-1: Tipo L 0.50x0.50 m ; **C-2:** 0.30X0.40 m ; **C-3:**0.30X0.40 m **C-4:** Diámetro 0.50 m ; **C-5:**0.15X0.25 m

Vigas:

0.30X0.40 m; 0.30X0.35 m ; 0.25X0.20 m

Placas:

Espesor = 0.20 m

Losa Aligerada:

Espesor = 0.20 m

5.2.2. Con respecto al control de desplazamiento

Con la estructuración adecuada y las secciones transversales optimas de cada elemento estructural, se realizó el análisis estructural estático y dinámico, y se obtuvo los siguientes desplazamientos laterales máximos:

Tabla 9.*Resultado de los Desplazamientos Laterales en la Dirección X-X y Y-Y*

DIRECCION X-X					
NIVEL	Dr. Max.	0.75*R	Dr. Obtenido	Dr. Norma	Calificación
3	0.0002	6	0.0013	0.007	CUMPLE
2	0.0002	6	0.0013	0.007	CUMPLE
1	0.0001	6	0.0009	0.007	CUMPLE
DIRECCION Y-Y					
3	0.0001	6	0.0008	0.007	CUMPLE
2	0.0002	6	0.0010	0.007	CUMPLE
1	0.0001	6	0.0007	0.007	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede apreciar ningún valor pasa del máximo permitido por la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (0.007), esto se debe a la inclusión de placas en varios lugares de la edificación, que fue necesario debido a que se buscaba que la edificación no sea muy flexible, y ello le da la utilización de placas. Las placas se colocaron en las escaleras, ingreso y parte posterior, lugares que son vulnerables a fallas ante eventos sísmicos.

Por tanto, se garantiza que la estructuración y secciones transversales obtenidas en el predimensionamiento son correctas y que la edificación resistirá los eventos sísmicos de la zona.

5.2.3. Con respecto al sistema estructural

De acuerdo a la DIRECTIVA N° 04 - 13 - 2016 - DIRGEN - PNP/DIRNGI - B, de la Policía Nacional de Perú, expresa que el sistema estructural de la Comisaría Tipo B deberá ser un sistema porticado.

En el análisis y diseño estructural de la comisaría se empleó un sistema estructural porticado, compuesta por pórticos y muros estructurales (Placas). Este sistema estructural, con la estructuración adecuada permitió lograr una edificación sismorresistente, donde las placas otorgaron una mayor rigidez en ambas direcciones contrarrestado los efectos de

torsión en la estructura, y así minimizar las derivas de entrepiso calzándolas dentro de los límites permitidos por la Norma E.030.

5.2.4. Con respecto al tipo de suelo donde se colocará la cimentación

De acuerdo a la exploración de campo y los resultados del estudio de mecánica de suelos, obtenemos las siguientes características y tipo de suelo donde se va fundar la estructura:

- Tipo de Suelo: S-P (Arena Mal Graduada no plástica densa)
- Densidad húmeda del suelo 1.76 gr/cm³
- Contenido de humedad 3.81%.
- Angulo de fricción interna: 33°
- Cohesión Cu: 0.05 kg/cm²
- Peso específico natural: $\gamma = 1.76 \text{ g/cm}^3$
- Cota de fundación Df = 1.50m

Por tanto, para una edificación de 3 pisos, con luces libres máximas de 5.50 m que transmitirán sus cargas al terreno mediante cimentación superficial y teniendo en cuenta los parámetros de resistencia del suelo se ha obtenido una capacidad portante de 1.37 kg/cm².

Por ello, debido a que es un terreno arenoso denso, en el que se va a fundar una estructura con sistema porticado, donde las columnas son las encargadas de transmitir las cargas de la misma, se optó por definir que el tipo de cimentación superficial esté conformada por zapatas combinadas y zapatas aisladas con vigas de conexión para la transmisión de cargas al suelo y uniformizar el asentamiento total de la estructura, siendo la opción más económica y segura. Además, teniendo en cuenta que la presión máxima transmitida al suelo, no exceda la resistencia obtenida en el estudio de mecánica de suelos.

Finalmente, se obtuvieron las siguientes dimensiones en la cimentación:

Z-1: 2.00X1.80 m ; **Z-2:** 1.80X1.60 m ; **Z-3:** 4.10X1.60 m ;

Z-4: 4.50X2.00 m ; **VC-1:** 0.50X0.25 m

5.2.5. Con respecto a la aplicación de la Norma E.030

La aplicación de la norma E.030 de Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, nos permitió cumplir con las condiciones mínimas que debe tener el análisis y diseño de la comisaría tipo B, y así tengan un comportamiento sísmico acorde con su filosofía y principios que son:

FILOSOFIA:

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

PRINCIPIOS:

a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.

b. La estructura debe soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.

5.2.6. Con respecto a la aplicación de los softwares ETABS y SAP 2000

La aplicación de los softwares ETABS y SAP 2000 nos permitió optimizar de manera más real los resultados del análisis estructural en el diseño de la comisaría, brindándonos detalles en tiempo real en 2D y 3D del modelado, y así interpretar los resultados de manera más sencilla, puesto que nos facilitó gráficos, tablas, filtros y herramientas. Obteniéndose así los desplazamientos, cargas y esfuerzos más críticos que actúan sobre la estructura. Donde el ETABS se utilizó en el modelamiento de la edificación y el SAP2000 en el modelamiento de la cisterna, tanque elevado y losa aligerada de la estructura.

Además, los softwares utilizados, tienen la opción de cargar los parámetros de la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, el cual nos permitió cumplir con los objetivos previsto.

CAPÍTULO VI: COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS

6.1. Contrastación de hipótesis general

- El análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B influye en el beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras, porque permite tener el estudio detallado de la estructura de acuerdo a las normativas vigentes y así realizar fácilmente el expediente técnico para su posterior financiamiento y ejecución.

6.2. Contrastación de hipótesis específicas

- La aplicación de un sistema estructural en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B influye en el beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras, porque nos permitió tener una controlada transmisión de cargas entre elementos, en este caso un sistema porticado, que se inicia la transmisión de cargas desde la losa de entrepiso a las vigas, luego a las columnas, y están las transmiten a la cimentación y por ultimo las cargas se transmite y disipan en el suelo.
- El tipo de suelo donde se colocará la cimentación en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B influye en el beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras, porque nos permitió conocer optar por el mejor sistema de cimentación que se adecuara al sistema estructural y al tipo de suelo, y lograr así una correcta interacción entre suelo y estructura.
- La aplicación de la Norma E.030 de diseño sismorresistente en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B influye en el beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras, porque nos permitió cumplir con las condiciones mínimas que debe tener el análisis y diseño de la comisaría tipo B, y así tengan un comportamiento sísmico acorde con su filosofía y principios.
- La aplicación de los softwares ETABS 2016 y SAP2000 en el análisis y diseño estructural de la nueva comisaría Ica tipo B influye en el beneficio de la población del Caserío San Martín de Porras, porque nos permitió optimizar de manera más real los resultados del análisis estructural en el diseño de la comisaría, brindándonos detalles en tiempo real en 2D y 3D del modelado, y así interpretar los resultados de manera más sencilla, puesto que nos facilitó gráficos, tablas,

filtros y herramientas. Obteniéndose así los desplazamientos, cargas y esfuerzos más críticos que actúan sobre la estructura.

CONCLUSIONES

- La estructuración y predimensionamiento, se realizó de acuerdo con los criterios aprendidos en los cursos de Análisis Estructural y Concreto Armado, siendo la base que determino la ubicación y distribución de los elementos estructurales en forma adecuada, el cual nos ha permitido lograr un control adecuado de las deflexiones en la estructura.
- Las colocaciones de placas y/o muros de corte han otorgado rigidez en ambas direcciones de la estructura, y con ello el control de los desplazamientos máximos de la misma, con resultados que estuvieron por debajo de 0.007 en el concreto armado, que se realizó en el análisis estructural estático y dinámico, de acuerdo a lo que establece la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.
- El sistema estructural aplicado en el diseño de la estructura, es el sistema porticado, de acuerdo a lo que expresa la DIRECTIVA N° 04 - 13 - 2016 - DIRGEN - PNP/DIRNGI - B de la Policía Nacional de Perú; por la ventaja de permitir modificaciones de los tabiques para la creación de nuevos ambientes, siendo así un sistema muy útil y practico.
- El tipo de suelo encontrado en el lugar es la Arena mal graduada (S-P) no plástica, densa; con los siguientes parámetros geotécnicos:
Densidad húmeda del suelo 1.76 gr/cm^3
Contenido de humedad 3.81%.
Angulo de fricción interna: 33°
Cohesión Cu: 0.05 kg/cm^2
Peso específico natural: $\gamma = 1.76 \text{ gr/cm}^3$
Cota de fundación Df = 1.50m
Obteniéndose una capacidad portante por corte de 1.37 kg/cm^2 , para una edificación de 3 pisos con luces libres máximas de 5.50 m. Por ello, se optó por definir que el tipo de cimentación superficial esté conformada por zapatas combinadas y zapatas aisladas con vigas de interconexión, para lograr una mejor trasmisión de cargas al suelo y evitar los asentamientos diferenciales de la estructura, siendo la opción más económica y segura.

Finalmente, se obtuvieron las siguientes dimensiones en la cimentación:

Z-1: 2.00X1.80 m ; **Z-2:** 1.80X1.60 m ; **Z-3:** 4.10X1.60 m ;
Z-4: 4.50X2.00 m ; **VC-1:** 0.50X0.25 m

- La aplicación de los Softwares ETABS y SAP 2000, nos permitió realizar un modelamiento más cercano a la realidad en 2D y 3D del modelado; y así interpretar los resultados de manera más sencilla, puesto que nos facilitó gráficos, tablas, filtros y herramientas. Obteniéndose así los desplazamientos, cargas y esfuerzos más críticos que actúan sobre la estructura. Donde el ETABS se utilizó en el modelamiento de la edificación y el SAP 2000 en el modelamiento de la cisterna, tanque elevado y losa aligerada de la estructura.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda que el predimensionamiento de los elementos estructurales sea uniforme las dimensiones en los diferentes niveles de la edificación, con la finalidad de tener una mayor facilidad en el proceso constructivo.
- Para la aplicación de los softwares ETABS y SAP 2000, debemos conocer muy bien de cómo funciona los algoritmos del programa y saber cómo incorporar los parámetros de la Norma E.030 dentro de sus funciones, para la correcta evaluación del modelo, y así obtener resultados confiables.
- Para los profesionales que recién se inician en el diseño y análisis estructural, se recomienda utilizar hojas de cálculo con los procedimientos que se conoce y comparar los resultados con los programas de ETABS y SAP 2000, a fin de familiarizarse con los programas y lograr así un mayor grado de confiabilidad en la utilización de los mismos.
- Para el diseño de los elementos estructurales es muy importante buscar la facilidad del proceso constructivo, a fin de evitar modificaciones durante su ejecución.
- Para el diseño y análisis estructural siempre se deberá tener presente las recomendaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, porque viene a ser el resultado de muchas investigaciones de los profesionales a lo largo tiempo.

FUENTES DE INFORMACIÓN

- Blanco B. Antonio (1997). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. (1. ° ed.). Lima – Perú: Capitulo de Ingeniería Civil.
- DIRECTIVA N° 04 - 13 – 2016 – DIRGEN - PNP/DIRNGI – B (2016). Policía Nacional de Perú.
- Harmsen, Teodoro (2005). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. (3. ° ed.). Lima – Perú: Fondo Editorial.
- Mayurí Montero, Guillermo Mauricio y Muñoz Ramírez, Jeremy Alejandro (2011). Desarrollo del proyecto integral sismo resistente de la escuela de sub-oficiales de la policía nacional del Perú en la región Ica – I etapa. (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional “San Luis Gonzaga”). (Acceso el 20 de octubre del 2019).
- Morales Morales, Roberto (2006). Diseño en Concreto Armado. (1. ° ed.). Lima – Perú: Fondo Editorial ICG.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2019). (1. ° ed.). Lima – Perú

ANEXOS

7. Memoria de Cálculo

7.1.1. Predimensionamiento

7.1.1.1. Predimensionamiento de Losas Aligeradas

De acuerdo a los planos de arquitectura se define, que las luces más desfavorables en la comisaría y en calabozo son:

Tabla 10.

Predimensionamiento de Losa Aligerada – Comisaría y Calabozo

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA - COMISARIA

TRAMO	L (m)	L/20	L/25	Promedio	Diseño
B-C	3.75	0.19	0.15	0.17	0.20
F-G	3.75	0.19	0.15	0.17	0.20
3-4	3.55	0.18	0.14	0.16	0.20
4-5	3.60	0.18	0.14	0.16	0.20
5-6	3.60	0.18	0.14	0.16	0.20
6-7	3.55	0.18	0.14	0.16	0.20
7-8	1.75	0.09	0.07	0.08	0.20
7-9	3.875	0.19	0.16	0.17	0.20
7-11	3.875	0.19	0.16	0.17	0.20
10-11	1.75	0.09	0.07	0.08	0.20
11-12	3.55	0.18	0.14	0.16	0.20
12-13	3.60	0.18	0.14	0.16	0.20
13-14	3.60	0.18	0.14	0.16	0.20
14-15	3.55	0.18	0.14	0.16	0.20
A-B	3.00	0.15	0.12	0.14	0.20

Fuente: Elaboración Propia

Para uniformizar la losa aligerada se tomará el valor de:

E losa aligerada = 0.20 m

7.1.1.2. Predimensionamiento de Vigas

Tanto en la comisaría y el calabozo tenemos vigas continuas, por tal motivo se tomará la siguiente expresión para el predimensionamiento inicial de las vigas.

Tabla 11.

Predimensionamiento de Vigas - Comisaría

TRAMO	L (m)	L/10	L/12	PROMEDIO	B = (0.5H)
1-3	4.55	0.46	0.38	0.42	0.19
3-4	3.48	0.35	0.29	0.32	0.15
4-5	3.55	0.36	0.30	0.33	0.15
5-6	3.55	0.36	0.30	0.33	0.15
6-7	3.48	0.35	0.29	0.32	0.15
7-8	1.70	0.17	0.14	0.16	0.07
7-9	3.780	0.38	0.32	0.35	0.16
7-11	3.780	0.38	0.32	0.35	0.16
10-11	1.70	0.17	0.14	0.16	0.07
11-12	3.48	0.35	0.29	0.32	0.15
12-13	3.55	0.36	0.30	0.33	0.15
13-14	3.55	0.36	0.30	0.33	0.15
14-15	3.48	0.35	0.29	0.32	0.15
15-17	4.55	0.46	0.38	0.42	0.19
Se asume:	30X35	cm2			
B-C	1.50	0.15	0.13	0.14	0.07
D-C	3.45	0.35	0.29	0.32	0.16
C-E	4.40	0.44	0.37	0.40	0.20
E-F	1.80	0.18	0.15	0.17	0.08
H-G	3.45	0.35	0.29	0.32	0.16
H-F	4.40	0.44	0.37	0.40	0.20
Se asume:	30x40	cm2			

Fuente: Elaboración Propia

7.1.1.3. Predimensionamiento de Columnas

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones,

$$\text{Columna Esquinada} \quad : A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.35 \times f_c}$$

$$\text{Columna Excéntrica} \quad : A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.35 \times f_c}$$

$$\text{Columna Centrada} \quad : A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.45 \times f_c}$$

Donde:

$$P_{servicio} = P \times \text{Área Tributaria} \times N^{\circ} \text{ Pisos}$$

Para el valor de P, se tiene los siguientes valores:

$$P = 1500 \quad \text{Kg/m}^2 \quad \text{Edificaciones Esenciales}$$

$$P = 1250 \quad \text{Kg/m}^2 \quad \text{Edificaciones Importante}$$

$$P = 1000 \quad \text{Kg/m}^2 \quad \text{Edificaciones Comunes}$$

A continuación, se detallan los cálculos realizados para determinar las cargas de cada nivel.

Pabellón comisaria

Para esta estructura tenemos los siguientes datos,

N° pisos: 3

Categoría: A Edificaciones Esenciales

$$P = 1500 \text{ kg/m}^2$$

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

Figura 25.*Predimensionamiento de Columnas – Comisaría*

TIPO	COLUMNA	P (kg/m ²)	AREA TRIBUTARIA (m ²)	Pservicio (Kg)	f _c (kg/cm ²)	AREA REQUERIDA (cm ²)	LADOS b (cm) h (cm)		AREA DE COLUMNA (cm ²)
ESQUINERA	A7	1,500.00	1.47	6,615.00	210.00	90.00	30.00	50.00	1,500.00
CENTRICA	A8	1,500.00	7.25	32,625.00	210.00	345.24	30.00	50.00	1,500.00
ESQUINERA	B1	1,500.00	5.95	26,775.00	210.00	364.29	30.00	50.00	1,500.00
EXCENTRICA	B3	1,500.00	11.75	52,875.00	210.00	719.39	30.00	50.00	1,500.00
EXCENTRICA	B4	1,500.00	10.33	46,485.00	210.00	632.45	30.00	50.00	1,500.00
EXCENTRICA	B5	1,500.00	10.40	46,800.00	210.00	636.73	30.00	50.00	1,500.00
EXCENTRICA	B6	1,500.00	10.33	46,485.00	210.00	632.45	30.00	50.00	1,500.00
EXCENTRICA	B7	1,500.00	12.37	55,665.00	210.00	757.35	30.00	50.00	1,500.00
CENTRICA	B9	1,500.00	14.44	64,980.00	210.00	687.62	30.00	50.00	1,500.00
CENTRICA	D3	1,500.00	11.25	50,625.00	210.00	535.71	30.00	50.00	1,500.00
CENTRICA	D4	1,500.00	13.77	61,965.00	210.00	655.71	30.00	50.00	1,500.00
CENTRICA	D5	1,500.00	13.86	62,370.00	210.00	660.00	30.00	50.00	1,500.00
CENTRICA	D6	1,500.00	13.77	61,965.00	210.00	655.71	30.00	50.00	1,500.00
CENTRICA	D7	1,500.00	14.27	64,215.00	210.00	679.52	30.00	50.00	1,500.00
CENTRICA	D9	1,500.00	14.85	66,825.00	210.00	707.14	30.00	50.00	1,500.00
CENTRICA	E3	1,500.00	11.25	50,625.00	210.00	535.71	30.00	50.00	1,500.00
EXCENTRICA	E4	1,500.00	13.77	61,965.00	210.00	843.06	30.00	50.00	1,500.00
CENTRICA	E5	1,500.00	13.86	62,370.00	210.00	660.00	30.00	50.00	1,500.00
CENTRICA	E6	1,500.00	13.77	61,965.00	210.00	655.71	30.00	50.00	1,500.00
CENTRICA	E7	1,500.00	10.44	46,980.00	210.00	497.14	30.00	50.00	1,500.00
ESQUINERA	G1	1,500.00	5.95	26,775.00	210.00	364.29	30.00	50.00	1,500.00
EXCENTRICA	G3	1,500.00	11.75	52,875.00	210.00	719.39	30.00	50.00	1,500.00
EXCENTRICA	G4	1,500.00	10.33	46,485.00	210.00	632.45	30.00	50.00	1,500.00
EXCENTRICA	G5	1,500.00	10.40	46,800.00	210.00	636.73	30.00	50.00	1,500.00
EXCENTRICA	G6	1,500.00	10.33	46,485.00	210.00	632.45	30.00	50.00	1,500.00
EXCENTRICA	G7	1,500.00	7.83	35,235.00	210.00	479.39	30.00	50.00	1,500.00

Fuente: Elaboración propia.

Por lo que consideraremos las columnas de sección 30x50cm, puesto que como se puede apreciar en todos los casos las columnas propuestas soportan el esfuerzo axial máximo que se requiere en cada caso y se plantea la misma sección en toda la altura por ser una edificación de pocos pisos.

7.1.1.4.Escaleras

Requisitos arquitectónicos:

P : 0.25 m
 CP : 0.145 m
 b : 2.00 m

Para el cálculo del espesor promedio consideraremos las siguientes formulas:

$$t_m = t_n + \frac{1}{2} CP ; t_n = \frac{t}{\cos \alpha} ; \cos \alpha = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$$

Ln	Ln/20	Ln/25	Diseño (t)	
2.00	0.10	0.08	0.15	
P	CP	Cos (α)	tn	tm
0.25	0.175	0.82	0.18	0.27

7.1.1.5. Cisterna y tanque elevado

a) Cálculo de la dotación:

Según el RNE provee que la dotación para este tipo de establecimientos debe de ser de 200 litros por persona residente.

$$D = 120 \times 200$$

$$D = 24\ 000 \text{ l}$$

b) Cálculo de volumen de almacenamiento:

$$V = \frac{3}{4} * 24\ 000$$

$$= 18\ 000 \text{ l} = 18 \text{ m}^3$$

Del cálculo tenemos que el volumen de almacenamiento es de 18 m³, con este dato podemos dimensionar la cisterna, la cual tendrá las siguientes dimensiones: 4.00m X 2.70m y 1.70 m de altura.

c) Cálculo de volumen del tanque elevado:

$$V = \frac{1}{3} * 24\ 000$$

$$V = 8\ 000 \text{ l}$$

Por tanto, el tanque elevado será de 8 m³, y las dimensiones serán la siguiente: 3.85m X 2.50m y 1.20 m de altura.

7.1.2. Medrado de cargas

7.1.2.1. Medrado de cargas para losas aligeradas

El ancho tributario que carga cada vigueta es de 40 cm, es decir que, tanto la carga viva y la carga muerta se multiplicará por ese ancho.

Cargas en Losas Aligeradas

Tabla 12.

Cargas de Losa Aligerada

Áreas	Peso Propio kg/m ²	CM			Vigueta kg/m	CV	
		Acabados kg/m ²	Tabiquería kg/m ²	Total CM kg/m ²		Norma kg/m ²	Vigueta kg/m
1er Piso							
Servicios Higiénicos	350	100	100	570	228	300	120
Comedor	350	100	100	570	228	400	160
Oficinas	350	100	100	570	228	250	100
2do Piso							
Servicios Higiénicos	350	100	100	570	228	300	120
Dormitorio	350	100	100	570	228	400	160
Azotea							
Techo	350	100		450	180	100	40

Fuente: Elaboración Propia

7.1.2.2. Cálculo de peso de la edificación

El presente proyecto está considerado en la categoría A, por ser un establecimiento policial.

Figura 26.*Cálculo de Peso de la Losa Aligerada del 1 Piso*

Descripción	Cant.	DIMENSIONES			Area (m2)	Peso Unit.	Parcial (ton)	Total (ton)
		L	A	H				
Losa Aligerada						Peso ton/m2	167.45	
Entre A-C								
7-8	1.00				2.30	0.35	0.81	5.31
8-9	1.00				1.46	0.35	0.51	
	1.00				3.83	0.35	1.34	
9-10	1.00				1.46	0.35	0.51	
	1.00				3.83	0.35	1.34	
10-11	1.00				2.30	0.35	0.81	
Entre C-E								
1-3	1.00				17.34	0.35	6.07	72.27
3-4	1.00				16.68	0.35	5.84	
4-5	1.00				17.04	0.35	5.96	
5-6	1.00				17.04	0.35	5.96	
6-7	1.00				16.68	0.35	5.84	
7-9	1.00				18.48	0.35	6.47	
9-11	1.00				18.48	0.35	6.47	
11-12	1.00				16.68	0.35	5.84	
12-13	1.00				17.04	0.35	5.96	
13-14	1.00				17.01	0.35	5.95	
14-15	1.00				16.68	0.35	5.84	
15-17	1.00				17.34	0.35	6.07	
Entre E-F								
2-3	1.00				3.28	0.35	1.15	24.82
3-4	1.00				6.26	0.35	2.19	
4-5	1.00				6.39	0.35	2.24	
5-6	1.00				6.39	0.35	2.24	
6-7	1.00				6.26	0.35	2.19	
7-9	1.00				6.93	0.35	2.43	
9-11	1.00				6.93	0.35	2.43	
11-12	1.00				6.26	0.35	2.19	
12-13	1.00				6.39	0.35	2.24	
13-14	1.00				6.39	0.35	2.24	
14-15	1.00				6.26	0.35	2.19	
15-16	1.00				3.16	0.35	1.11	
Entre F-H								
1-3	1.00				17.34	0.35	6.07	65.05
3-4	1.00				16.68	0.35	5.84	
4-5	1.00				17.04	0.35	5.96	
5-6	1.00				17.04	0.35	5.96	
6-7	1.00				16.68	0.35	5.84	
7-8	1.00				8.16	0.35	2.86	
10-11	1.00				8.16	0.35	2.86	
11-12	1.00				16.68	0.35	5.84	
12-13	1.00				17.04	0.35	5.96	

Fuente: Elaboración Propia

Figura 27.*Cálculo de Peso de Estructuras del 1 Piso*

Descripción	Cant.	DIMENSIONES			Área (m2)	Peso Unit.	Parcial (ton)	Total (ton)
		L	A	H				
Columnas						Peso kg/m3	110.36	
C1	4.00			4.80	0.21	2.40	9.68	
C2	54.00	0.50	0.30	4.80		2.40	93.31	
C3	2.00	0.40	0.30	4.80		2.40	2.76	
C4	2.00			4.80	0.20	2.40	4.61	
Placas						Peso kg/m3	94.69	
Eje B	2.00	1.10	0.15	4.80		2.40	3.80	
Eje D	2.00	2.95	0.25	4.80		2.40	16.99	
Eje G	2.00	2.95	0.25	4.80		2.40	16.99	
Eje H	2.00	1.70	0.20	4.80		2.40	7.83	
Eje 1	1.00	4.10	0.25	4.80		2.40	11.81	
Eje 7	1.00	1.50	0.15	4.80		2.40	2.59	
Eje 8	1.00	4.40	0.20	4.80		2.40	10.14	
Eje 10	1.00	4.40	0.20	4.80		2.40	10.14	
Eje 11	1.00	1.50	0.15	4.80		2.40	2.59	
Eje 17	1.00	4.10	0.25	4.80		2.40	11.81	
Tabiquería y Acabados						Peso ton/m2	117.78	
Tabiquería	1.00				588.90	0.10	58.89	
Acabados	1.00				588.90	0.10	58.89	
Sobrecarga				% Norma		Peso ton/m2	98.79	
Oficinas	1.00			0.50	223.74	0.25	27.97	
Corredores	1.00			0.50	98.90	0.40	19.78	
Dormitorio	1.00			0.50	39.41	0.40	7.88	
Comedor	1.00			0.50	182.65	0.40	36.53	
Baños	1.00			0.50	44.20	0.30	6.63	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 13.*Peso del 1er Piso*

RESUMEN 1ER PISO:	
Losa Aligerada	167.45
Vigas	99.17
Columnas	110.36
Placas	94.69
Tabiquería y Acabados	117.78
Sobrecarga	98.79
Piso 1	688.24 Ton

Fuente: Elaboración Propia

Con el mismo procedimiento de cálculo se determinó el peso del 2 y 3 piso de la edificación, siendo los resultados los siguientes:

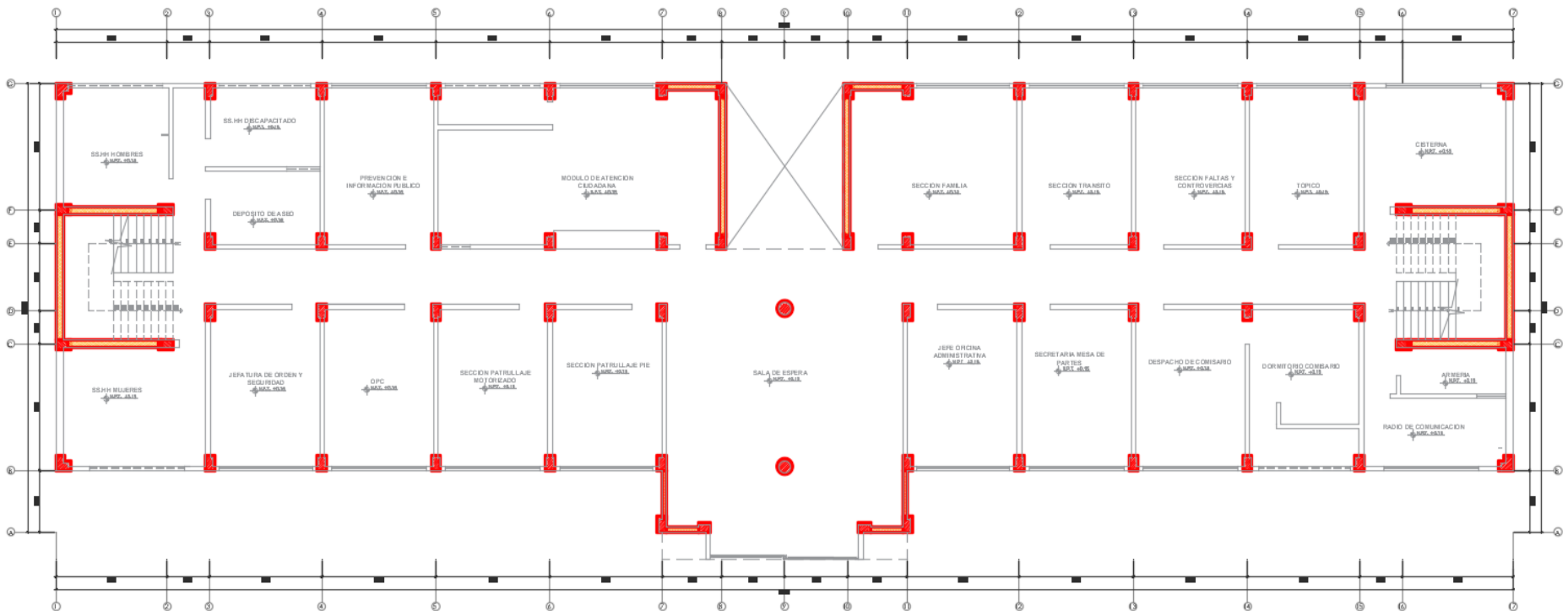
1er Piso	688.24
2do Piso	629.46
3er Piso	474.80
Total	1,792.50 Ton

Esquema estructural

A continuación, se muestra un esquema con los elementos verticales principales, los cuales serán los encargados de transmitir las cargas de toda la edificación al terreno.

Figura 28.

Esquema Estructural Planteado



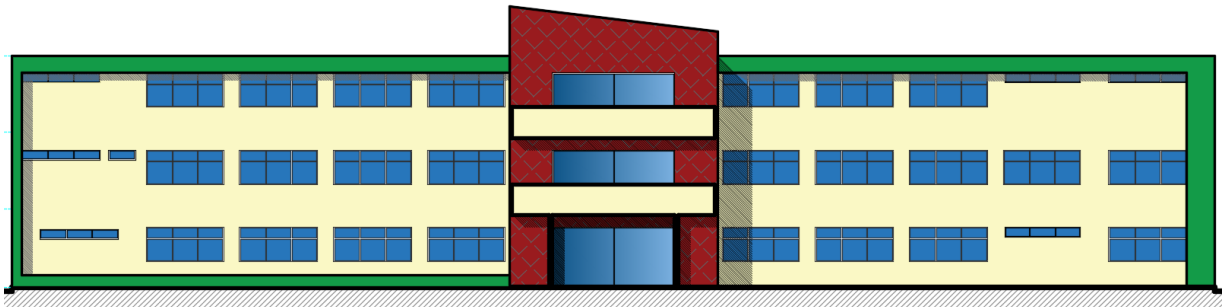
7.1.3. Estudio de Mecánica de Suelos

7.1.3.1. Características estructurales del proyecto

La edificación propuesta de acuerdo al Ante-Proyecto se considera que estará constituida por dos edificios porticados (Con Pórticos de concreto) con proyecciones de 01 y 03 piso, y con luces libres máximas de 5.50 m que transmitirán sus cargas al terreno mediante cimentación superficial.

Figura 29.

Edificación de Tres Niveles, Elevación Principal



7.1.3.2. Exploración e investigación de campo

El programa de exploración geotécnica se desarrolló los siguientes pasos:

- Reconocimiento de campo
- Ubicación y excavación de calicatas: Se realizaron en total 03 calicatas, cumpliendo con el mínimo número de puntos de investigación de acuerdo a la Norma E.050 de suelos y cimentaciones.
- Ejecución de ensayos in situ (el ensayo de densidad de campo).
- Toma de muestras representativas alteradas, para los ensayos en laboratorio.

Perforaciones exploratorias

Dentro del área del terreno destinada para cimentar el Edificio, se ubicaron 03 Calicatas de Exploración Geotécnica a cielo abierto, las que se excavaron manualmente hasta una profundidad promedio de 3.00 m por debajo del nivel de terreno natural, este procedimiento de exploración permitió identificar in situ, que dentro del área en estudio existe un gran manto de suelo conformado por arena pobremente graduada con presencia de limos; luego se procedió a determinar el Perfil estratigráfico realizándose la clasificación preliminar del suelo utilizando el procedimiento visual de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Figura 30.

Exploración de Campo, se Observa Calicata N°2



7.1.3.3. Ensayos de campo

Se realizó el ensayo de densidad de campo.

Densidad de Campo - NTP 339.143 (ASTM D1556)

Se emplea la siguiente expresión:

$$\gamma_d = \frac{P}{V}$$

Donde:

Yd : Densidad natural o húmeda

P : Peso de la muestra recuperada del agujero

V : Volumen del agujero

Se realizó tres ensayos de cono de arena, uno en cada calicata a la profundidad de 1.80 m.

Obteniéndose los siguientes resultados:

Figura 31.

Resultados del Ensayo de Cono de Arena

MUESTRA N°	C-1	C-2	C-3	UND.
	E-1	E-1	E-1	
RECIPIENTE N°	1	2	3	
1. DENS. SUELO HUMEDO (γ_h)	1.77	1.76	1.75	gr/cm ³
2. DENS. SUELO SECO (γ_d)	1.71	1.69	1.69	gr/cm ³

Fuente: Elaboración Propia.

Por lo que se tomará el promedio de estos resultados, siendo el valor de la densidad húmeda del suelo 1.76 gr/cm³.

Figura 32.

Realización del Ensayo de Densidad de Campo por el Cono de Arena



7.1.3.4. ENSAYOS DE LABORATORIO

CONTENIDO DE HUMEDAD NPT 339.127 (ASTM D 2216)

Para el cálculo del contenido de humedad se usa la siguiente fórmula:

$$P = \frac{W_w}{W_s} * 100\%$$

Donde:

P: Contenido de humedad (%)

W_w: Peso del agua en la muestra (gr).

W_s: Peso de la muestra seca (gr).

Figura 33.*Resultados del Ensayo de Contenido de Humedad*

CONTENIDO DE HUMEDAD				
RECIPIENTE (Tara) N°	1	2	3	UND
1. P. TOTAL HÚMEDO (Wth)	376.70	392.50	401.20	gr.
2. P. TOTAL SECO (Wts)	366.10	381.50	390.10	gr.
3. P. AGUA (Ww)	10.60	11.00	11.10	gr.
4. P. RECIPIENTE (t) (Capsula)	92.80	89.60	95.20	gr.
5. P. SUELO SECO (Ws)	273.30	291.90	294.90	gr.
6. % HUMEDAD SUELO (%w)	3.88	3.79	3.76	%

Por lo que se tomará el promedio de estos resultados, siendo el valor del contenido de humedad 3.81%.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO NTP 339.128 (ASTM D 422)

Se tienen las siguientes formulas:

Coefficiente de Uniformidad:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Coefficiente de curvatura o coeficiente de graduación del suelo:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Figura 34.*Resultados del Ensayo de Contenido de Humedad*

CALICATA	C-1	C-2	C-3
ESTRATO	E-1	E-1	E-1
D10 (mm)	0.118	0.118	0.116
D30 (mm)	0.202	0.201	0.200
D60 (mm)	0.324	0.322	0.323
Cu	2.75	2.72	2.77
Cc	1.07	1.07	1.07

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 35.

Realización del Ensayo de Granulometría por Tamizado



CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS) NTP 339.134 (ASTM D 2487)

Con los resultados obtenidos del Laboratorio, los suelos se han identificado y clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de clasificación de suelos (SUCS), obteniéndose para las tres calicatas un mismo tipo de suelo, este corresponde a Arena Mal Graduada (SP), además se visualizó que este se presenta en un solo estrato.

Figura 36.

Clasificación de Suelos

CALICATA	TIPO	SIMBOLO
C1 - E1	Arena mal graduada	S-P
C2 - E1	Arena mal graduada	S-P
C3 - E1	Arena mal graduada	S-P

Fuente: Elaboración Propia

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D 3080

El ensayo se realizó en el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNICA.

Figura 37.

Realización del Ensayo de Corte Directo



7.1.3.5. Perfiles estratigráficos

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

En toda la altura de la exploración se ha encontrado material uniforme, conformado por arena mal graduada con pequeñas presencias de limo. En las tres calicatas se ha encontrado las mismas características, y al mismo tiempo se ha identificado un único estrato.

Hasta la profundidad explorada no se ha registrado presencia de nivel freático, de acuerdo a datos proporcionados en la zona el nivel del agua subterránea se encuentra a una profundidad promedio de 25m.

Figura 38.

Perfil Estratigráfico de Calicata 1

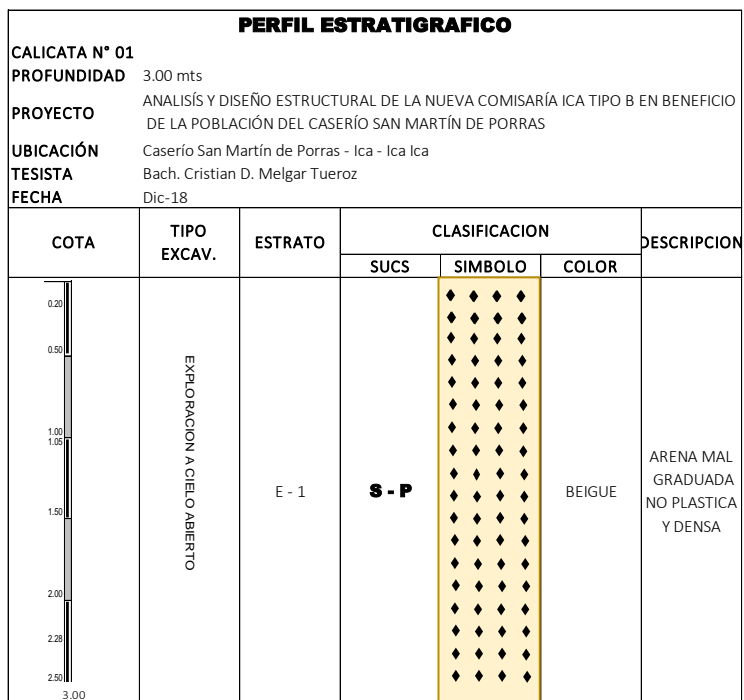


Figura 39.

Perfil Estratigráfico de Calicata 2

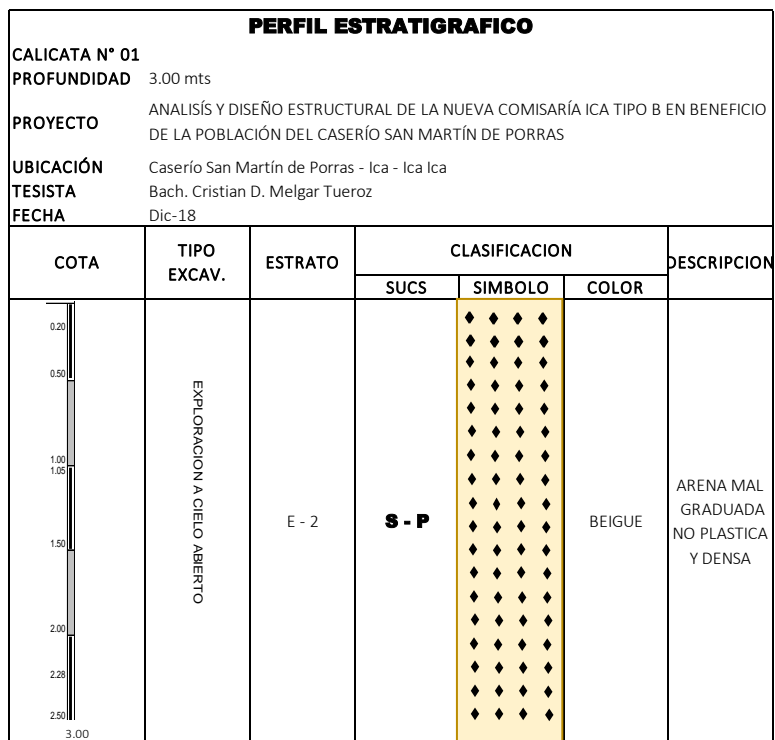
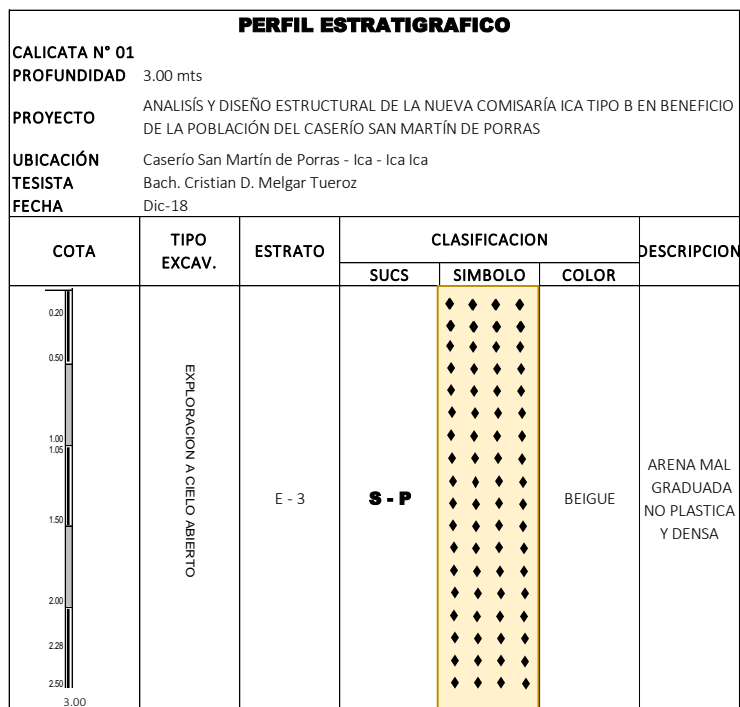


Figura 40.

Perfil Estratigráfico de Calicata 3



7.1.3.6. Capacidad portante del suelo

Para el cálculo de la capacidad portante se tiene varios métodos entre los cuales tenemos:

- Ecuación de Terzagui
- Ecuación de Meyerhof
- Ecuación de Vesic

En la presente tesis se realiza un comparativo entre estos métodos.

De los resultados del ensayo de corte directo son:

Clasificación de suelo: ARENA POBREMENTE GRADUADA “SP”

Ángulo de fricción interna: 33°
 Cohesión cu: 0.05 kg/cm2
 Peso específico natural $\gamma =$ 1.76 g/cm3

Correcciones a los resultados del ensayo de corte directo:

$$\phi = 33^\circ \quad \text{--->} \quad \phi' = \arctan\left(\frac{2}{3} \tan(33^\circ)\right) = 23.41^\circ$$

$$c = 0.05 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{--->} \quad c' = \frac{2}{3} \cdot (0.05) = 0.03 \text{ kg/cm}^2$$

Luego tenemos:

Ángulo de fricción interna:	23.41°	
Cohesión cu:	0.03	kg/cm2
Peso específico natural γ =	1.76	g/cm3

Reemplazando en cada formula tenemos:

Tabla 14.

Comparación de Resultados – Capacidad Portante

	Terzaghi	Meyerhof	Vesic
Nq	10.231	9.034	9.034
Nc	21.746	18.557	18.557
Ny	9.534	5.173	8.689
sc	1.30	1.46	1.49
sq	-	1.23	1.43
sy	0.80	1.23	0.60
Df	-	-	1.50
B	-	-	1.72
Df/B	-	-	0.87
k	-	-	0.87
dc	-	1.26	1.35
dq	-	1.13	1.63
dy	-	1.13	1.00
qu	4.11	4.77	5.87
FS	3.00	3.00	3.00
q adm	1.37	1.59	1.96

Fuente: Elaboración Propia

Los factores de inclinación, de terreno y de base se han tomado igual a la unidad por estar la cimentación sometida únicamente a carga vertical. En la tabla N°31 se puede observar que por medio de la ecuación de Terzaghi se obtiene el menor valor, esto es debido a que no toma en cuenta la resistencia al cortante proveída por el suelo. En la presente tesis

para fines de diseño de cimentaciones se empleará el valor más desfavorable, es decir, la capacidad portante de 1.37 kg/cm².

7.1.3.7. Capacidad de carga por asentamiento

Para verificar la capacidad de carga por asentamiento utilizaremos las siguientes ecuaciones:

a) Cuando $B < 1.20$ m

$$Q_{adm} = (0.135 N - 0.169) f_E \cdot f_{NF} \cdot f_{\delta} \cdot f_{DF}$$

b) Cuando $B > 1.20$ m

$$Q_{adm} = (0.0864 N - 0.108) \left(\frac{B+0.30}{2}\right)^2 \cdot f_E \cdot f_{NF} \cdot f_{\delta} \cdot f_{DF}$$

Donde:

f_E = Factor de corrección por espesor de estrato

f_{NF} = Factor de corrección por posición de napa freática

f_δ = Factor de corrección por asentamiento

f_{DF} = Factor de corrección por cota de fundación

N = Numero de golpes

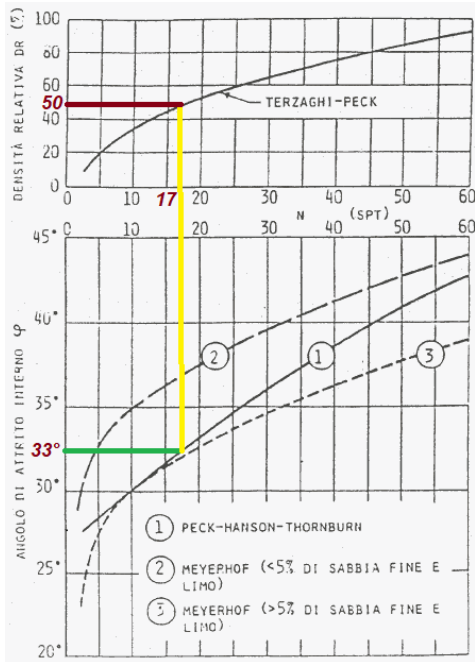
B = Ancho de cimentación

RELACIONES ENTRE EL NUMERO DE GOLPES “N” DEL SPT DENSIDAD RELATIVA Y ANGULO DE FRICCION INTERNA (ϕ)

Terzaghi y Peck, relaciona los valores de $N-D_R$ y $N-\phi$ en forma independiente de la profundidad a la que se efectúa el ensayo y por lo tanto de la sobrecarga efectiva en el nivel considerado tal como se indica en el grafico siguiente:

Figura 41.

Relaciones Entre el Número de Golpes “n” del SPT, Densidad Relativa y Angulo de Fricción Interna de Terzaghi – Peck



CORRELACIONES N- D_R y N- ϕ (Terzaghi – Peck)

Considerando:

$\phi = 33^\circ$ de acuerdo al gráfico de correlación tenemos:

$N = 17$

$DR = 50 \%$ (Densidad relativa del suelo)

De acuerdo a datos obtenidos en exploración de campo la posición del Nivel freático

$D_w = 50$ m.

La cota de Fundación **$D_f = 1.50$ m**

Ancho de cimentación **$B = 2.00$ m** zapata rectangular

Factor de corrección por espesor de estrato

$E = 1.5B = 3.00$ Espesor de estrato de fundación

$E/B = 1.50$, $f_E = 1.20$ para zapata rectangular

Factor de corrección por posición de napa freática

$f_{NF} = 1$ cuando N.F es profundo

Factor de corrección por asentamiento

$f_\delta = 0.80$

Factor de corrección por cota de fundación

$f_{DF} = 0.67 + 0.66DF/B$ cuando $0.50 < DF/B < 1$

$$f_{DF} = 1.17$$

Considerando $B = 2.00$ m

Con estos valores obtenemos:

$$Q_{adm} = (0.0864 N - 0.108) \left(\frac{B+0.30}{2}\right)^2 \cdot f_E \cdot f_{NF} \cdot f_{\delta} \cdot f_{DF}$$

$$Q_{adm} = (0.0864(17) - 0.108) \left(\frac{2.00+0.30}{2}\right)^2 \cdot 1.20 \cdot 1.00 \cdot 0.80 \cdot 1.17$$

$$Q_{adm} = 0.11(17) [0.5 + (0.5 \times 50 / 1.50 + 1.80)]$$

$$Q_{adm} = 2.02 \text{ kg/cm}^2 \text{ Capacidad Admisible por Asentamiento}$$

Por tanto, la Capacidad Admisible del suelo de Fundación, considerando Zapata Rectangular de 2.00 m de ancho y una Cota de Fundación $D_f=1.50$ m para toda el área investigada es:

$$Q_{adm} = 1.37 \text{ kg/cm}^2$$

7.1.3.8. Evaluación por Asentamientos

Los asentamientos de suelos granulares (Arenas), ocurren casi inmediatamente después que la carga de la cimentación es impuesta sobre el suelo y se calcula en base de la Teoría de la Elasticidad (Lambe y Whitman).

Para obtener la presión de contacto correspondiente a un asentamiento de 2.5 cm (1”), se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme.

$$S_i = \frac{q B(1 - \nu^2) 2I_f}{E_s}$$

Figura 42.

Variables de la Evaluación por Asentamiento

Descripción	Símbolo	Unidades
Asentamiento	S	cm
Ancho de Cimentación	B	cm
Presión de Trabajo	q	Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	Es	Kg/cm ²
Relación de Poisson	ν	-----
Factor de Forma	lf	-----

El suelo a nivel de fundación se ha identificado como Arena mal graduada, en estado denso.

Considerando:

$$B = 2.00 \text{ m}$$

$E_s = 350 \text{ kg/cm}^2$ Arena densa

$q_u = 1.37 \text{ kg/cm}^2$

$v = 0.30$ Arena densa

Para $n=L/B = 2.00/2.00=1.00$ $I_f = 0.635$ $2I_f = 1.27$

El valor del asentamiento máximo que puede producirse para el caso de la cimentación flexible será:

$$S_i = \frac{1.37 \times 200(1 - 0.30^2) \times 1.27}{350 \text{ kg/cm}^2} = 0.81 \text{ cm}$$

$S_i = 0.90 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm}$ Valor límite permisible

Los asentamientos para la presión de trabajo máxima alcanzan valores por debajo del valor límite permisible de 2.54 cm, por tanto, se puede considerar como presiones admisibles aceptables.

7.1.4. Análisis Estructural

7.1.4.1. Generalidades.

Para el presente proyecto se tiene 3 estructuras a analizar, el pabellón policial de 3 niveles, el calabozo de 1 nivel y la estructura del tanque elevado. Para lograr este propósito se empleará el software ETABS versión 2016, que es un programa muy versátil en el análisis estructural y nos brinda resultados aceptables.

7.1.4.2. Análisis sísmico.

Análisis estático

Factor de uso o importancia (U):

El pabellón policial es una edificación esencial, es de categoría A2 (Central de Policías), por lo tanto, el valor de U será 1.50.

Coefficiente Reducción de Fuerzas Sísmicas (R)

La edificación será de concreto armado, con pórticos y muros estructurales, siendo el coeficiente básico R_0 igual 8.

Los factores de Irregularidad en altura (I_a) y en planta (I_p), inicialmente se asumen igual a la unidad.

Por lo tanto, el coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R) será 8.

Factor de zona:

La ciudad de Ica se encuentra en la **ZONA 4**, por lo tanto, **Z = 0.45**

Factor del suelo (S):

Será considerado el perfil de suelo como tipo S2: Suelos Intermedios, por ser un suelo medianamente rígido, en este caso una arena densa con un estrato de gran espesor, esto debido a que se trata de terrenos de dunas en la ciudad de Ica, el cual tiene una capacidad portante de 1.37 Kg/cm².

Por ello, el factor de amplificación del suelo para el proyecto será **S = 1.05**

Figura 43.

Factor de Suelo

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S₀	S₁	S₂	S₃
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.8	1.00	1.6	2.00

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Los períodos **T_P** y **T_L** se solo dependen del tipo de perfil de suelo, para el proyecto se tiene **T_P = 0.6** y **T_L = 2.0**

Figura 44.

Período "Tp" y "Tl"

Perfil de suelo Perfil				
	S₀	S₁	S₂	S₃
T_P	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Factor de Amplificación Sísmica (C):

Determinación del valor de C:

$h_n = 9.60 \text{ m}$

$CT = 45.00$ (Para ambas direcciones X e Y)

$$T = h_n/CT = 9.60 / 45 = 0.213 < T_p \quad , \quad T(\text{ETABS}) = 0.154 < T_p$$

Por tanto: $C = 2.50$

Una vez calculado el valor de C se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

$$C/R = 2.5/8 = 0.3125 \text{ ---- OK}$$

La expresión anterior establece un valor mínimo para C/R, de esta manera se está aplicando un factor de seguridad para que la cortante basal no sea reducido, por el contrario, se considere un valor considerable.

Cálculo la fuerza cortante en la base

$$V = \frac{Z U C S}{R} * P$$

Donde:

$$Z = 0.45$$

$$U = 1.50$$

$$C = 2.50$$

$$S = 1.05$$

$$R = 8.00$$

$$P = 1,792.50 \text{ Ton}$$

$$V = \frac{0.45 \cdot 1.50 \cdot 2.5 \cdot 1.05}{8} * 1792.5$$

$$V = 397.01 \text{ Ton}$$

Distribución de la fuerza sísmica en altura

Para determinar la distribución de la fuerza sísmica en altura se calcula mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Para T menor o igual a 0,50 segundos: $k = 1.00$

Para T mayor a 0,50 segundos: $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$

Como el valor de T es 0.274, cumple la primera condición entonces k es igual

En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral actuante, se tiene que aplicar un momento torsor accidental (Mn) que se calcula como:

$$M_{i_i} = \pm F_i \cdot e_i$$

La excentricidad accidental en cada nivel e_i , se considera como 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

A continuación, se detalla los cálculos previos para realizar el análisis estático:

Excentricidad:

$$L_x = 48.95 \text{ m} \text{ ----- } e_x = 2.45 \text{ m}$$

$$L_y = 15.175 \text{ m} \text{ ----- } e_y = 0.76 \text{ m}$$

Figura 45.

Distribución de Fuerzas en Altura

Nivel	P (ton)	h _i (m)	P _i *h _i ^k	a _i	V	F _i
Nivel 3	421.29	9.60	4044.40	0.39	397.01	154.36
Nivel 2	650.50	6.45	4195.70	0.40	397.01	160.13
Nivel 1	720.70	3.3	2162.10	0.21	397.01	82.52

1792.5

Total = 10402.00

Fuente: Elaboración Propia

Momentos en la dirección X:

Figura 46.

Momentos en la Dirección X

Nivel	F _i (ton)	e _x (m)	M _x (tn-m)
Nivel 3	154.36	2.45	377.79
Nivel 2	160.13	2.45	391.93
Nivel 1	82.52	2.45	201.96

Fuente: Elaboración Propia

Momentos en la dirección Y:

Figura 47.

Momentos en la Dirección Y

Nivel	Fi (ton)	ey (m)	My (tn-m)
Nivel 3	154.36	0.76	117.12
Nivel 2	160.13	0.76	121.50
Nivel 1	82.52	0.76	62.61

Fuente: Elaboración Propia

Análisis dinámico

Los valores de cada una de las variables ya han sido definidos por lo que se presenta a continuación a modo de resumen cada una de ellas.

Símbolo	Valor	Descripción
Z =	0.45	Zona 4
U =	1.50	Factor de Importancia
S =	1.05	Factor de Suelo
Tp =	0.60	Periodo de la Plataforma de suelo
R =	8.00	Coefficiente de reducción (Pórticos)
ZUS/R =	0.089	Constante (Pórticos)

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Con estos valores y junto con el factor de amplificación sísmica “C” se tiene la aceleración espectral en función del periodo “T”, que se muestra para cada una de las estructuras en los siguientes gráficos:

Figura 48.

Espectro de Pseudo – Aceleraciones en X

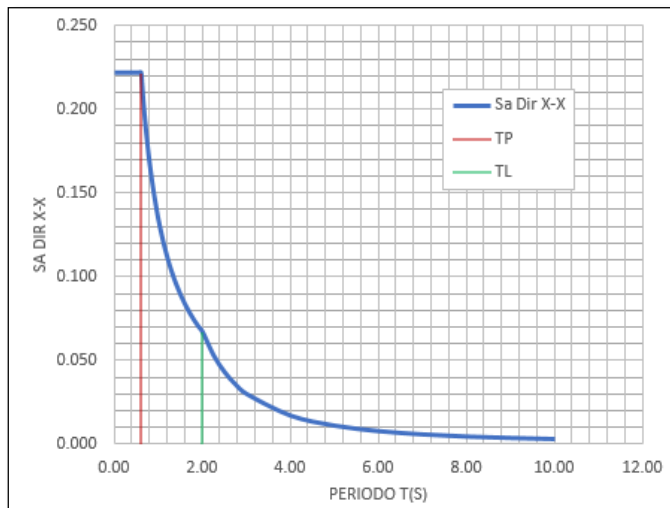


Figura 49.

Espectro de Pseudo – Aceleraciones en Y

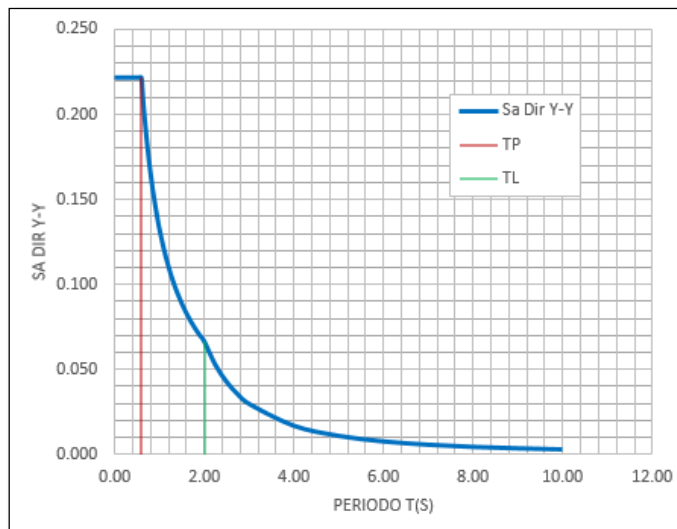


Figura 50.

Ratio de Masa Participativa Modal

Caso	ItemTipo	Item	Estático	Dinámico
			%	%
Modal	Acceleration	UX	99.95	98.48
Modal	Acceleration	UY	99.92	98.23
Modal	Acceleration	UZ	0	0
Modal-Ritz	Acceleration	UX	100	100
Modal-Ritz	Acceleration	UY	100	99.99
Modal-Ritz	Acceleration	UZ	0	0

Fuente: Elaboración Propia

Se ha verificado que en cada dirección las sumas de las masas efectivas superan el 90% de la masa total en los tres primeros modos de vibración, cumpliendo de esta forma lo establecido por la Norma E.030 en el análisis dinámico modal espectral, indicándonos que la estructura es regular.

7.1.4.3. Idealización de la estructura.

Se emplea el programa ETABS para el modelamiento de la edificación.

Figura 51.

Vista Isométrica de la edificación

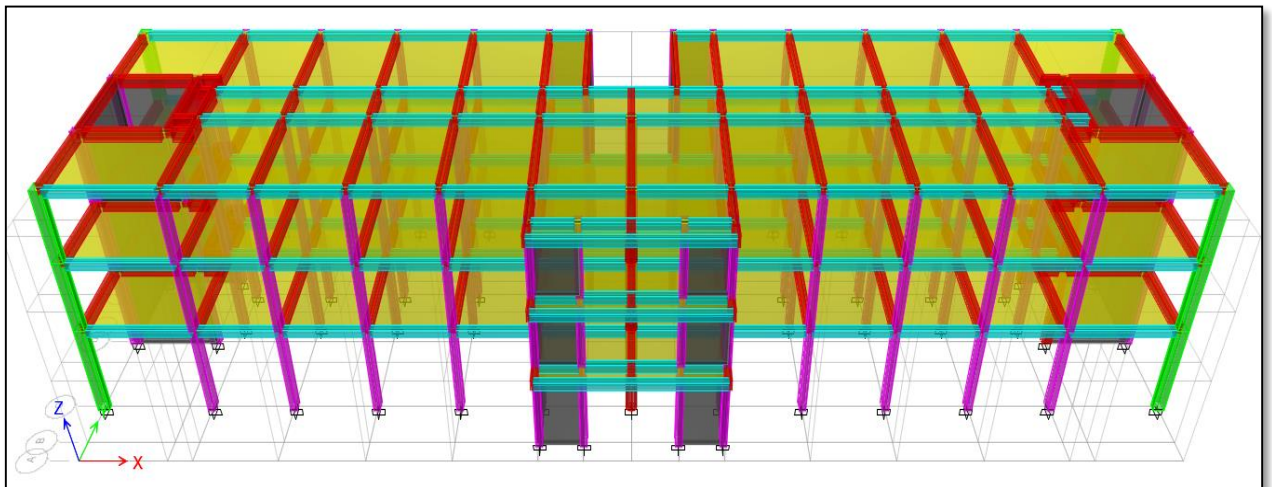


Figura 52.

Vista Superior de la Edificación

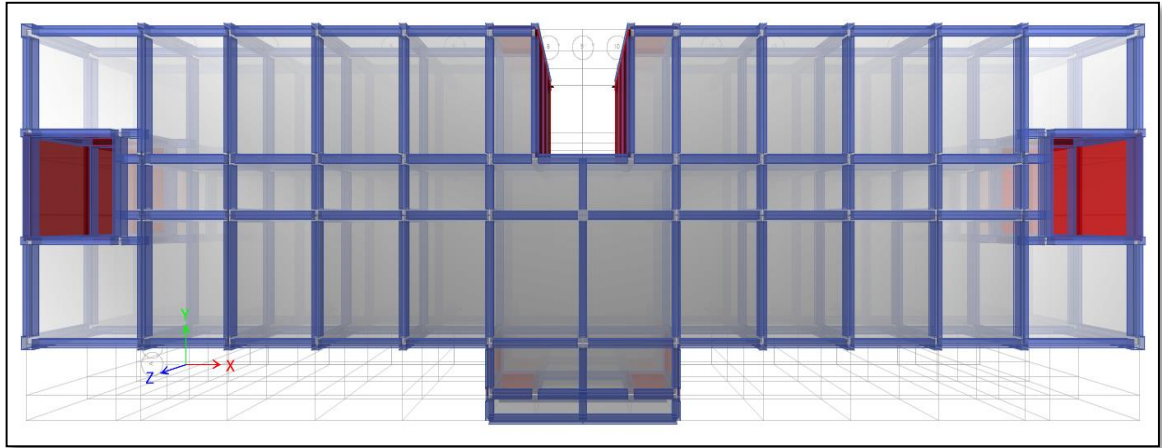
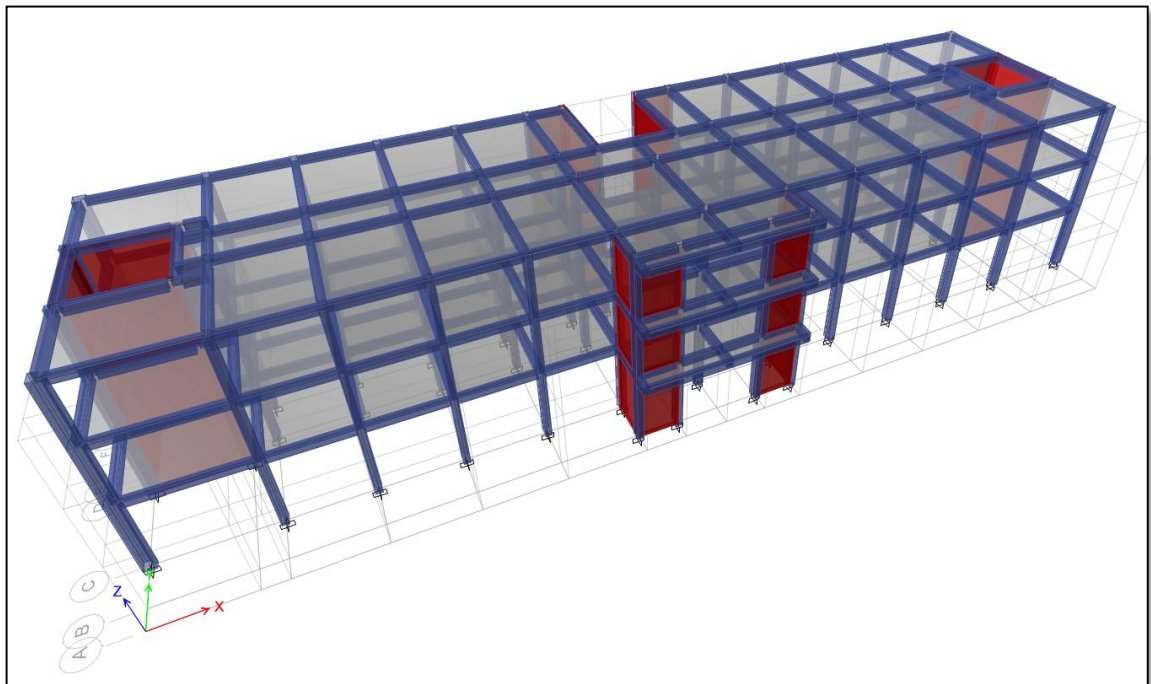


Figura 53.

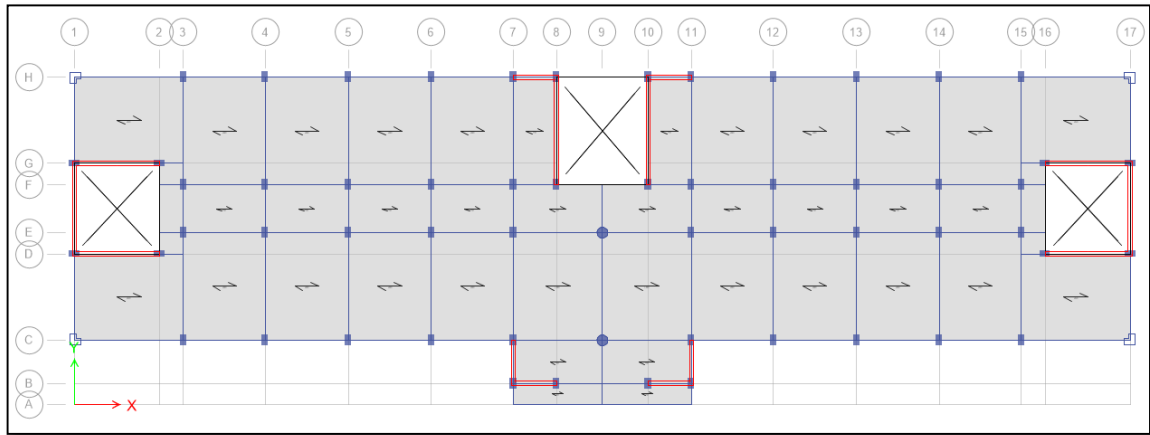
Vista Tridimensional, Modelamiento en el Programa ETABS.



7.1.4.4. Aplicación del software ETABS

Figura 54.

Vista de Ejes en X e Y, para el Modelamiento en ETABS



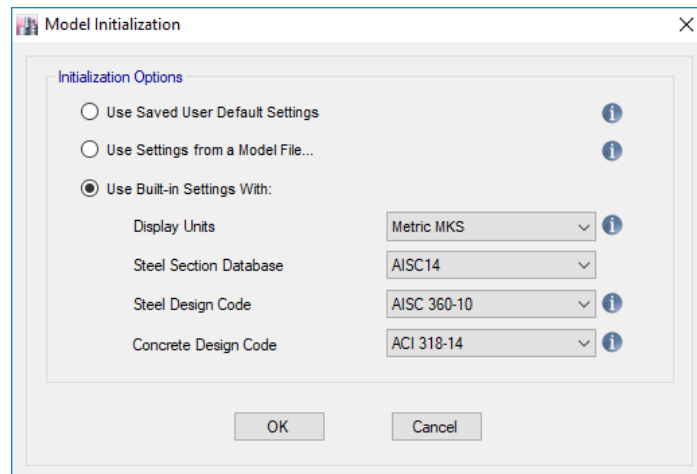
7.1.4.5. Introducción de datos en el software ETABS.

Luego de tener el predimensionamiento de la estructura, se procede a realizar el modelamiento en un programa de cálculo, para la presente tesis se emplea el software ETABS versión 2016, a continuación, se detalla los procedimientos para la introducción de datos y los criterios a emplear de acuerdo a las normas vigentes.

- A. Inicializando el modelo: Seleccionamos las unidades MKS (metro-kilogramos-segundo) y la norma de diseño en concreto ACI 318-14.

Figura 55.

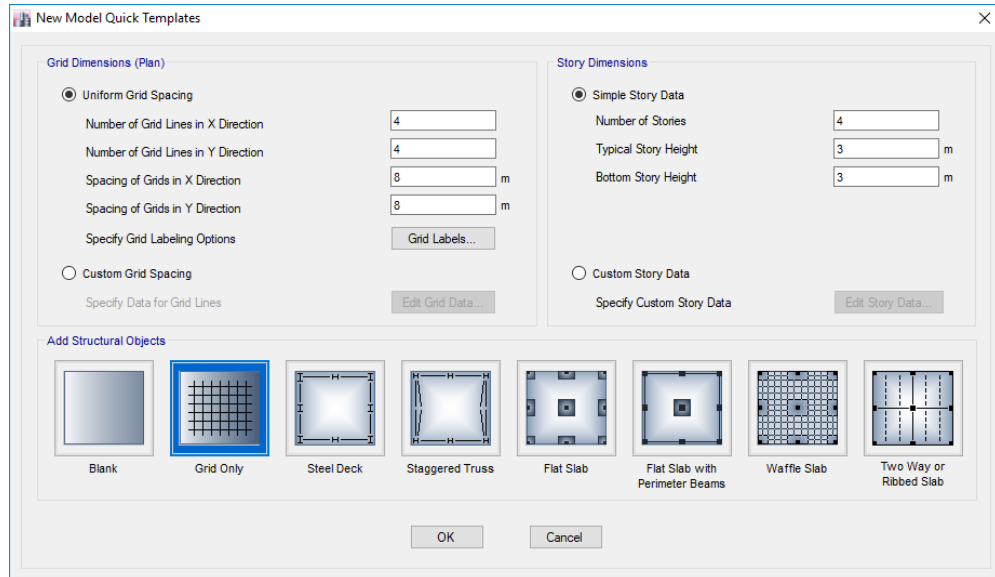
Iniciando Modelamiento en ETABS Versión 2016



- B. Editamos las grillas del modelo y seleccionamos la opción Grid Only (solo guillas).

Figura 56.

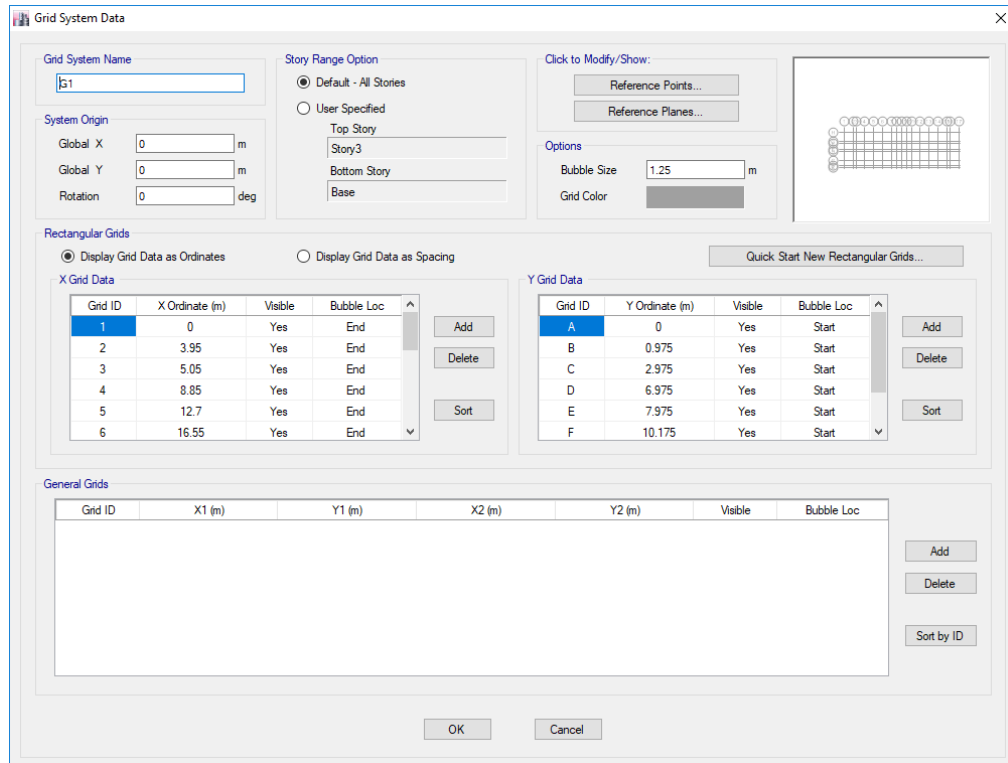
Editamos el Número de Grillas del Modelo de ETABS



C. Modificamos las guillas de acuerdo a los ejes establecidos en planta:

Figura 57.

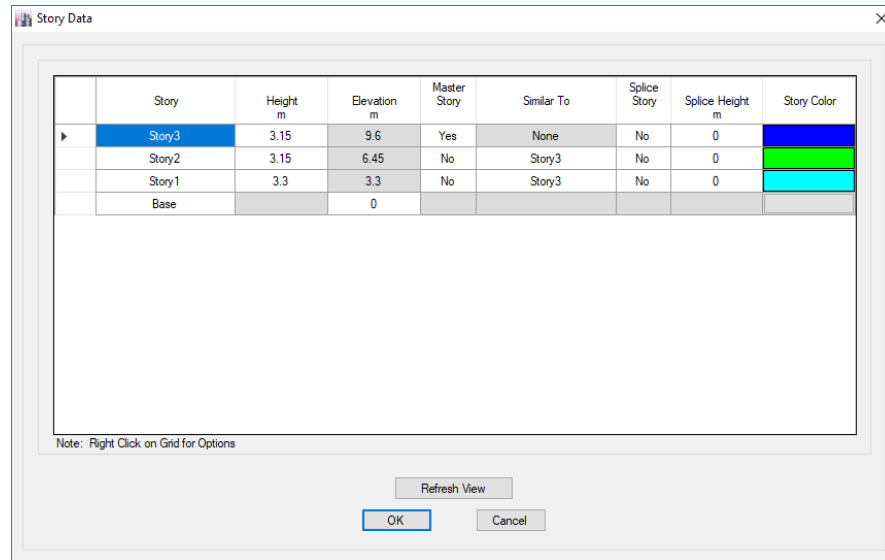
Modificando Grillas del Modelo



D. Modificamos las alturas de los pisos:

Figura 58.

Modificamos las Alturas de los Pisos en ETABS



E. Definición de las propiedades del material CONCRETO:

Figura 59.

Definición de las Propiedades del Material Concreto

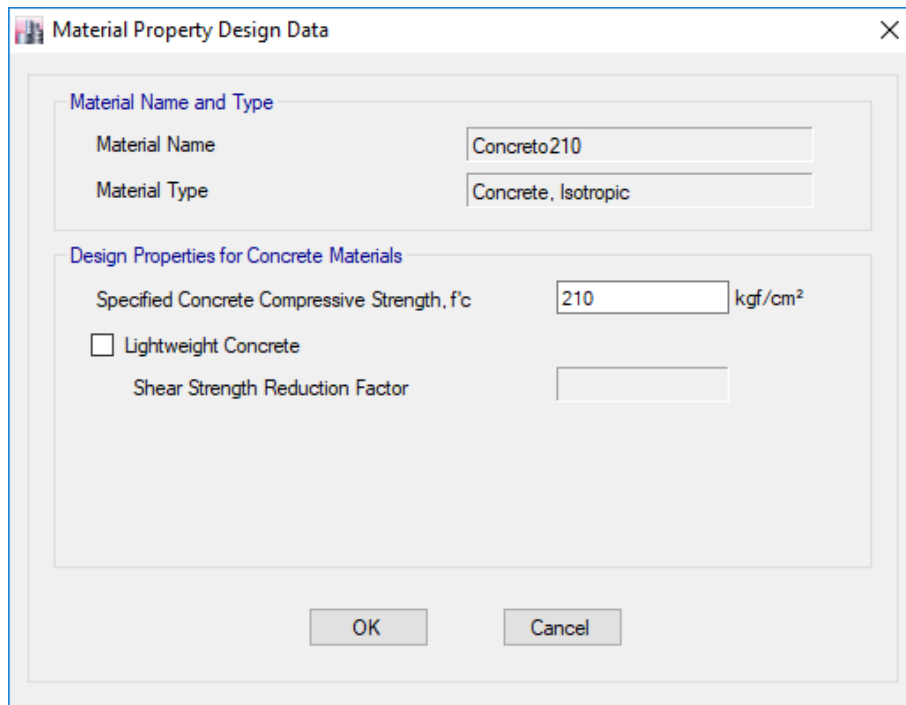


Figura 60.

Definición de las Propiedades del Material Concreto

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Contains fields for "Material Name" (set to "Concreto210"), "Material Type" (set to "Concrete"), "Directional Symmetry Type" (set to "Isotropic"), "Material Display Color" (with a color swatch and a "Change..." button), and "Material Notes" (with a "Modify/Show Notes..." button).
- Material Weight and Mass:** Features two radio buttons: "Specify Weight Density" (selected) and "Specify Mass Density". Below are input fields for "Weight per Unit Volume" (2400 kg/m³) and "Mass per Unit Volume" (2400 kg/m³).
- Mechanical Property Data:** Includes input fields for "Modulus of Elasticity, E" (2173.71 kgf/mm²), "Poisson's Ratio, U" (0.2), "Coefficient of Thermal Expansion, A" (0.0000099 1/C), and "Shear Modulus, G" (905.71 kgf/mm²).
- Design Property Data:** Contains a single button labeled "Modify/Show Material Property Design Data...".
- Advanced Material Property Data:** Contains three buttons: "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", and "Time Dependent Properties...".

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

7.1.4.6. Desplazamiento lateral de la estructura.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según la norma NTP E.030 Diseño Sismorresistente, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso.

Para el edificio se obtuvieron los siguientes resultados:

Figura 61.

Desplazamientos en la Dirección X-X y Y-Y

DIRECCION X-X					
NIVEL	Dr. Max.	0.75*R	Dr. Obtenido	Dr. Norma	Calificación
3	0.0002	6	0.0013	0.007	CUMPLE
2	0.0002	6	0.0013	0.007	CUMPLE
1	0.0001	6	0.0009	0.007	CUMPLE
DIRECCION Y-Y					
3	0.0001	6	0.0008	0.007	CUMPLE
2	0.0002	6	0.0010	0.007	CUMPLE
1	0.0001	6	0.0007	0.007	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Como se puede apreciar ningún valor pasa del máximo permitido por la norma (0.007), esto se debe a la inclusión de placas en varios lugares, esto fue necesario debido a que se buscaba que la edificación no sea muy flexible, y ello lo da la utilización de placas. Las placas se colocaron en las escaleras, ingreso y parte posterior, lugares que son vulnerables a fallas ante eventos sísmicos.

7.1.4.7. Fuerza cortante en la base

Revisión del Cortante Mínimo en la base

Para la revisión del cortante en la base, se tuvo en cuenta lo señalado en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, donde para estructuras regulares señala que debe ser mínimo el 80% del cortante estático.

Esto se hace comparando el valor obtenido del análisis estático donde se calculó la cortante basal de 397.01 ton, del cual el 80% es 317.61 ton, para ello del análisis dinámico se obtuvo:

$$V_{din X} = 313.57 \text{ Ton} < 80\% * V_{est} \text{ No Cumple}$$

Se aplicará un factor de $317.61/312.31 = 1.017$, con ello cumple lo exigido por la norma, tal como lo menciona en el

Fuerza Cortante Mínima en el Ítem 29.4.2. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se escalan proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos

$$V_{din Y} = 322.69 \text{ Ton} > 80\% * V_{est} \text{ -----} > \text{Cumple}$$

Figura 62.

Resultado de las Fuerzas Cortantes de la Edificación

Descripción	Dirección X (V Ton)	Dirección Y (V Ton)
V Estático	397.01	397.01
V min (80% Vest.)	317.61	317.61
V dinámico (Etabs)	312.31	321.36
V min. / Vdin.	1.017	0.988

Fuente: Elaboración Propia

Como se indica en la norma, los factores modifican solo las fuerzas internas, no así a los desplazamientos que se calcularon en el ítem anterior.

7.1.4.8. Junta de separación sísmica

El valor de S debe tomarse como el mayor de las siguientes expresiones:

- $S > 2/3$ de la suma de los desplazamientos de los bloques adyacentes
- $S = 0.006 * h$ en cm

Donde h es la altura total del edificio (cm)

- $S = 0.006 * 960 = 5.76$ cm
- S asumido = 6 cm
- $S > 3$ cm

Si existe junta sísmica adyacente:

$$S/2 = 6/2 = 3 \text{ cm}$$

Finalmente se consideró una junta de separación sísmica de 6.0 cm (S=2.5")

7.1.4.9. Consideraciones para el diseño de elementos estructurales.

Las combinaciones de carga son de acuerdo a la Norma E.060 Concreto Armado, acápite 9.2, para nuestro caso usaremos los siguientes:

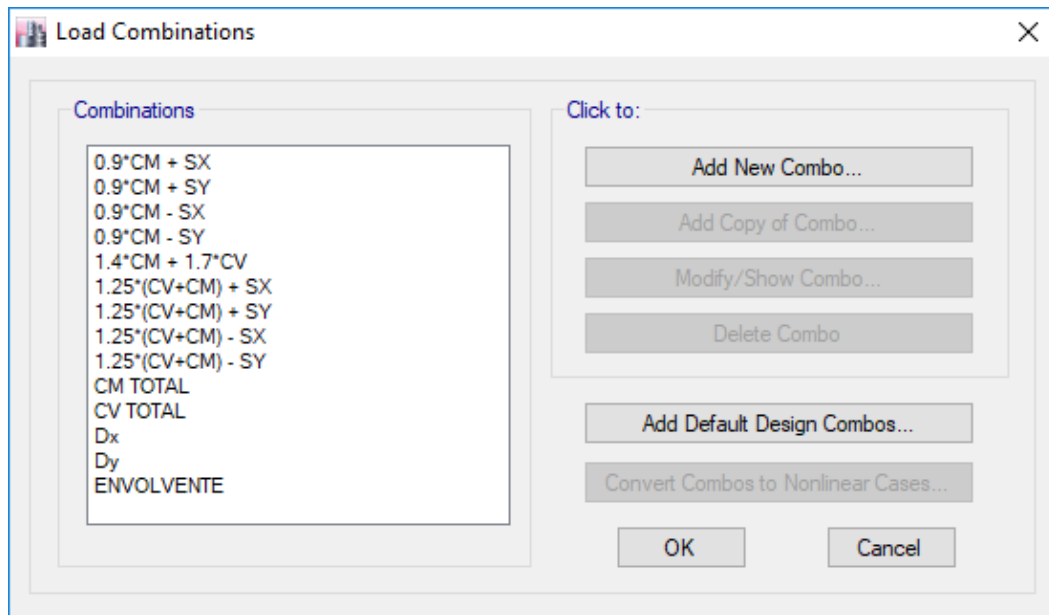
- $U1 = 1.4 * CM + 1.7 * CV$

- $U2 = 1.25*(CV+CM) + SX$
- $U3 = 1.25*(CV+CM) - SX$
- $U4 = 1.25*(CV+CM) + SY$
- $U5 = 1.25*(CV+CM) - SY$
- $U6 = 0.9*CM + SX$
- $U7 = 0.9*CM - SX$
- $U8 = 0.9*CM + SY$
- $U9 = 0.9*CM - SY$
- $ENV=U1+U2+U3+U4+U5+U6+U7+U8+U9$

En la siguiente ilustración se muestra las combinaciones creadas para el análisis estructural en el programa ETABS:

Figura 63.

Combinaciones de Carga para Diseño Estructural en ETABS



7.1.5. Diseño de Vigas

7.1.5.1. Diseño del refuerzo

Se realizará el procedimiento de diseño para una viga de manera detallada, como ilustración de los pasos a seguir, para las demás vigas se muestra los resultados en tablas.

Figura 64.

Diagrama de Momentos Flectores por Peso Propio.

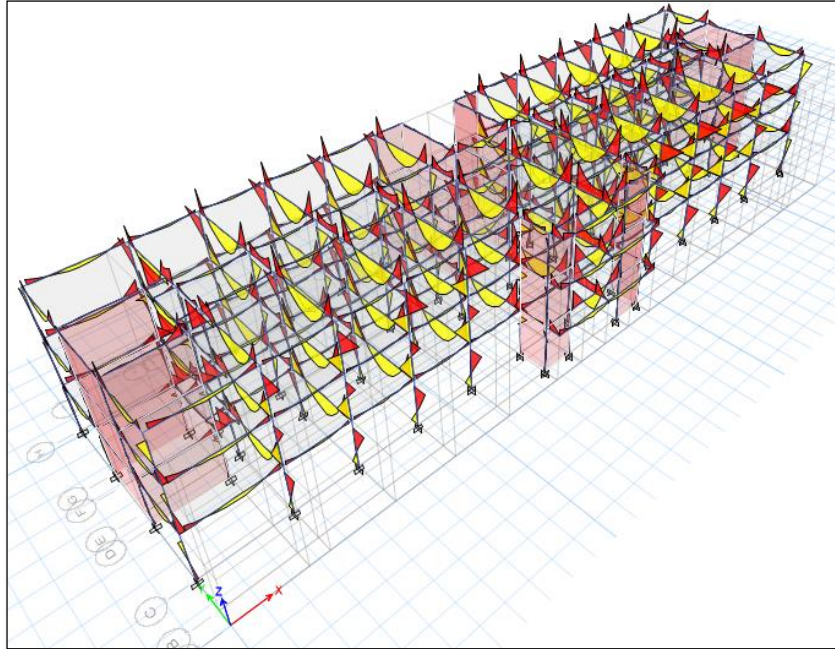


Figura 65.

Diagrama de Momentos Flectores por Peso Propio Eje 5

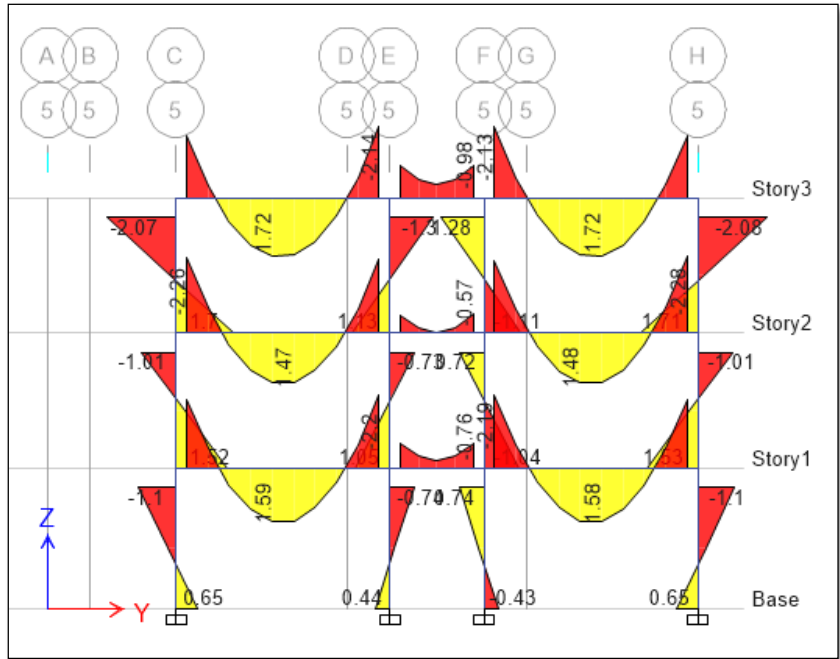
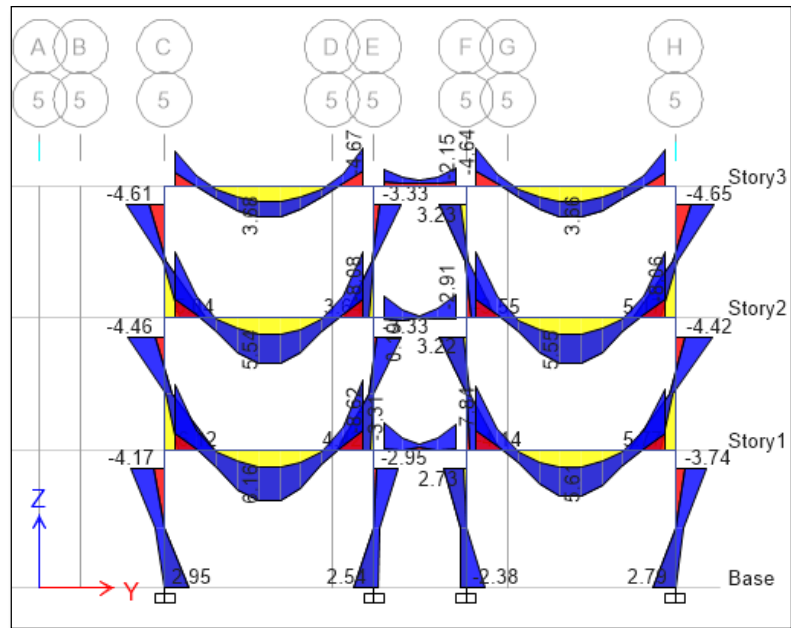


Figura 66.

Diagrama de Momentos Flectores por Envoltura Eje 5.



Se realizará el procedimiento de diseño para la viga V30x45 del primer piso entre los ejes C - D:

Datos:

Viga: V30x45

B = 30cm

H = 45cm

Rec = 4cm

D = H - rec = 45 - 4 = 41cm

f_c = 210 kg/cm²

f_y = 4200 kg/cm²

Diagrama de Momentos Flectores:

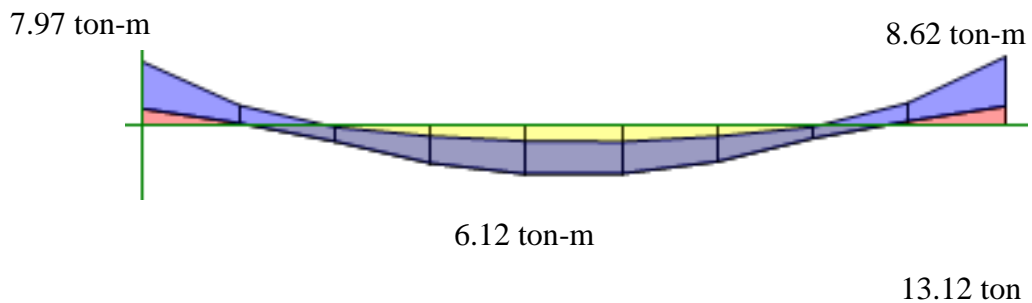
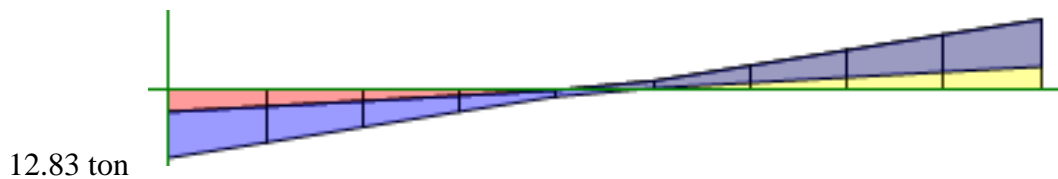


Diagrama de Fuerzas Cortantes:



Diseño por Flexión

M (-) = 7.93 ton-m (Izquierdo)

As mín = 2.97 cm²

As máx. = 19.60 cm²

$$\rho_{\max} = 0.75 \times 0.85^2 \times f'_c / f_y \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$K_U = \frac{M_u}{bd^2} = 15.80$$

Resolviendo la ecuación de 2° grado, se tiene:

$$\rho = 0.0044$$

$$A_s = 0.0044 \times 30 \times 41$$

$$A_s = 5.41 \text{ cm}^2$$

Usar: 3φ5/8" + 2φ1/2" A_s = 8.58 cm²

M (-) = 8.62 ton-m (Derecho)

As mín. = 2.97 cm²

As máx. = 19.60 cm²

$$K_U = \frac{M_u}{bd^2} = 17.09$$

Resolviendo la ecuación de 2° grado, se tiene:

$$\rho = 0.0048$$

$$A_s = 0.0048 * 30 * 41$$

$$A_s = 5.90 \text{ cm}^2$$

Usar: 3φ5/8" + 2φ1/2" A_s = 8.58 cm²

M (+) = 6.12 ton-m (Central)

As mín. = 2.97 cm²

As máx. = 19.60 cm²

$$K_U = \frac{M_u}{bd^2} = 17.09$$

Resolviendo la ecuación de 2° grado, se tiene:

$$\rho = 0.0033$$

$$A_s = 0.0033 * 30 * 41$$

$$A_s = 4.06 \text{ cm}^2$$

Usar: 3φ5/8" + 2φ1/2" A_s = 8.58 cm²

Diseño por Corte

V (-) = 12.83 ton (Izquierdo)

$$V_c = 0.53 * 30 * 41 * \sqrt{210} = 8.03 \text{ ton}$$

$$V_s = 12.83 - 8.03 = 4.80 \text{ ton}$$

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

Usando estribos de φ3/8":

$$s = \frac{0.71 * 4200 * 41}{4800} = 25.47 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la distribución estribos será:

C/E φ3/8": 1@0.05, 4@0.10, 2@0.15, R@0.20m

V (-) = 13.12 ton (Derecho)

$$V_c = 0.53 * 30 * 41 * \sqrt{210} = 8.03 \text{ ton}$$

$$V_s = 13.12 - 8.03 = 5.09 \text{ ton}$$

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

Usando estribos de $\phi 3/8''$:

$$s = \frac{0.71 * 4200 * 41}{5090} = 24.02 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la distribución estribos será:

C/E $\phi 3/8''$: 1@0.05, 4@0.10, 2@0.15, R@0.20m

Figura 67.

Detalle de Refuerzo de Viga

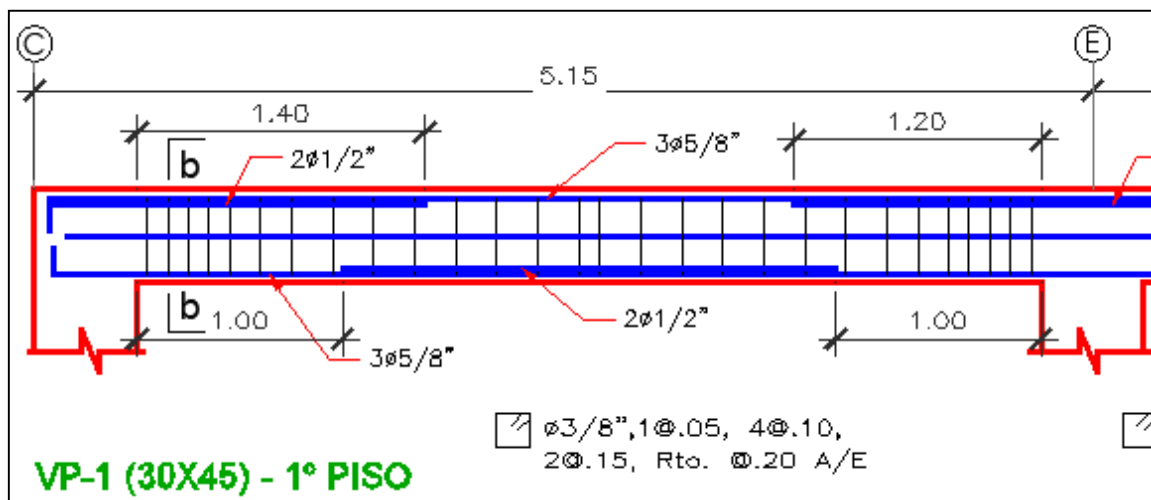


Figura 68.

Diseño del Pórtico 1

VIGA	DATOS					RESULTADOS					
	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>Rec.</i>	<i>d</i>	<i>f'c</i>	<i>Fy</i>	<i>Mu</i>	<i>pcal.</i>	<i>As calc.</i>	<i>TOMAR</i>	
	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>kg/cm2</i>	<i>kg/cm2</i>	<i>ton-m</i>		<i>cm2</i>	<i>cm2</i>	
V30X45 EJE 1/C-D	30	45	4	41	210	4200	3.33	0.0018	2.21	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
PISO 1	30	45	4	41	210	4200	2.38	0.0013	1.60	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
	30	45	4	41	210	4200	4.39	0.0024	2.95	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
V30X45 EJE 1/G-H	30	45	4	41	210	4200	4.34	0.0023	2.83	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
PISO 1	30	45	4	41	210	4200	2.38	0.0013	1.60	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
	30	45	4	41	210	4200	3.38	0.0018	2.21	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
V30X45 EJE 1/C-D	30	45	4	41	210	4200	3.52	0.0019	2.34	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
PISO 2	30	45	4	41	210	4200	2.33	0.0012	1.48	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
	30	45	4	41	210	4200	4.53	0.0024	2.95	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
V30X45 EJE 1/G-H	30	45	4	41	210	4200	4.45	0.0024	2.95	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
PISO 2	30	45	4	41	210	4200	2.33	0.0012	1.48	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
	30	45	4	41	210	4200	3.61	0.0019	2.34	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
V30X45 EJE 1/C-D	30	45	4	41	210	4200	2.17	0.0012	1.48	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
PISO 3	30	45	4	41	210	4200	1.63	0.0009	1.11	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
	30	45	4	41	210	4200	3.48	0.0019	2.34	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
V30X45 EJE 1/G-H	30	45	4	41	210	4200	3.39	0.0018	2.21	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
PISO 3	30	45	4	41	210	4200	1.64	0.0009	1.11	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"
	30	45	4	41	210	4200	2.25	0.0012	1.48	2.97	2Ø5/8" + 1Ø1/2"

7.1.6. Diseño de Columnas

7.1.6.1. Diseño del refuerzo.

Se realizará el procedimiento de diseño para una columna de manera detallada como ilustración de los pasos a seguir, para las demás columnas se muestra los resultados en tablas.

Columna: C-2 (30X50) EJE 4-E

Datos de Diseño:

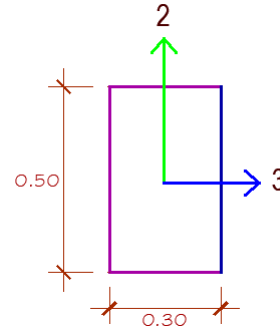
Ancho (b) = 30 cm

Altura (h) = 50 cm

Largo (L) = 3.30 m

Recubrimiento (rec) = 4 cm

Peralte efectivo (d) = 46 cm



Se identifican los ejes locales de la columna a diseñar, en X el eje 3 e Y para el eje

2.

Para un refuerzo de $8\text{Ø}5/8'' = 16.00 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1.07\%$), se obtiene los siguientes diagramas de interacción para ambas direcciones:

Los resultados del análisis estructural en el programa ETABS son:

Tabla 15.*Resultados del Análisis Estructural en el Programa ETABS*

	P	M2	M3
COMBINACIONES	Ton	Ton-m	Ton-m
1.4*CM + 1.7*CV	60.61	0.00	1.66
1.25*(CV+CM) + SX Max	50.86	0.50	1.38
1.25*(CV+CM) + SX Min	50.91	-0.50	1.36
1.25*(CV+CM) - SX Max	50.86	0.50	1.38
1.25*(CV+CM) - SX Min	50.91	-0.50	1.36
1.25*(CV+CM) + SY Max	49.09	0.00	2.54
1.25*(CV+CM) + SY Min	52.69	0.00	0.20
1.25*(CV+CM) - SY Max	49.09	0.00	2.54
1.25*(CV+CM) - SY Min	52.69	0.00	0.20
0.9*CM + SX Max	25.76	0.50	0.60
0.9*CM + SX Min	25.81	-0.50	0.59
0.9*CM - SX Max	25.76	0.50	0.60
0.9*CM - SX Min	25.81	-0.50	0.59
0.9*CM + SY Max	23.99	0.00	1.76
0.9*CM + SY Min	27.59	0.00	-0.58
0.9*CM - SY Max	23.99	0.00	1.76
0.9*CM - SY Min	27.59	0.00	-0.58

Fuente: Elaboración propia

Resistencia de la columna en el sentido X-X:

Figura 69.

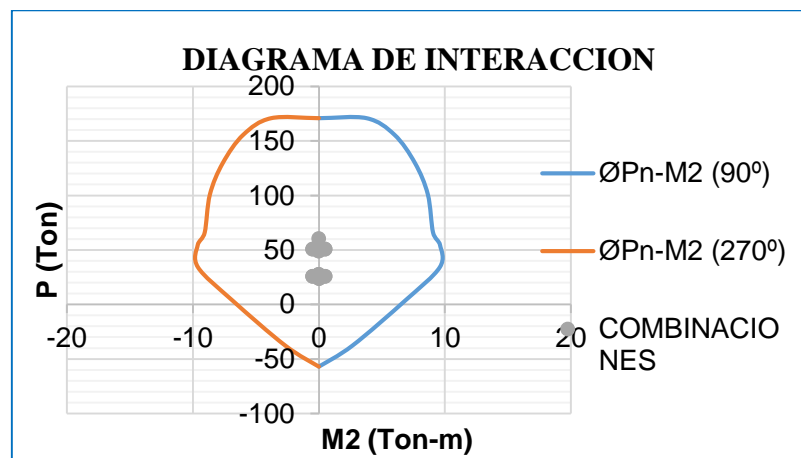
Resistencia de la Columna en el Sentido X-X

Punto	P tonf Ton	M2	
		90°	270°
1	170.7414	0.00	0.00
2	170.7414	3.78	-3.78
3	155.5939	5.99	-5.99
4	129.6235	7.62	-7.62
5	100.9036	8.63	-8.63
6	65.9743	9.05	-9.05
7	54.4864	9.60	-9.60
8	34.1475	9.58	-9.58
9	3.6441	6.84	-6.84
10	-37.5526	2.68	-2.68
11	-56.9486	0.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia

Figura 70.

Diagrama de Interacción – Sentido X-X



Como se puede apreciar en el diagrama de interacción los valores resultantes de las combinaciones (M_u , P_u), están dentro de contorno que indica la resistencia de la columna, por lo que la cuantía asignada es suficiente.

Resistencia de la columna en el sentido Y-Y:

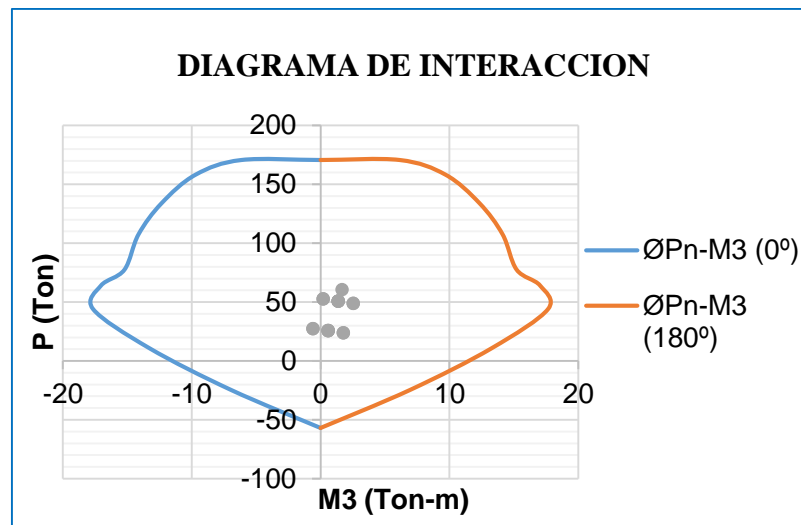
Figura 71.

Resistencia de la Columna en el Sentido Y-Y

Punto	P tonf	M3	
	Ton	0°	180°
1	170.74	0.00	0.00
2	170.74	6.14	-6.14
3	158.29	9.69	-9.69
4	134.04	12.34	-12.34
5	107.45	14.13	-14.13
6	77.51	15.22	-15.22
7	64.08	17.04	-17.04
8	44.24	17.67	-17.67
9	10.88	13.30	-13.30
10	-24.51	6.97	-6.97
11	-56.95	0.00	0.00

Figura 72.

Diagrama de Interacción – Sentido Y-Y



Verificación de Columna por Corte:

Para diseñar por cortante se debe encontrar los momentos resistentes de la columna (nominales) con el acero colocado, en este caso $8\text{Ø}5/8'' = 16.00 \text{ cm}^2$, teniendo un diagrama de interacción de columna del cual se obtiene el valor de M_n para cada P_u actuante.

Se analizará los momentos alrededor de la dirección X por ser el más desfavorable, es decir, el momento M3:

Figura 73.

Momentos Alrededor de la Dirección X

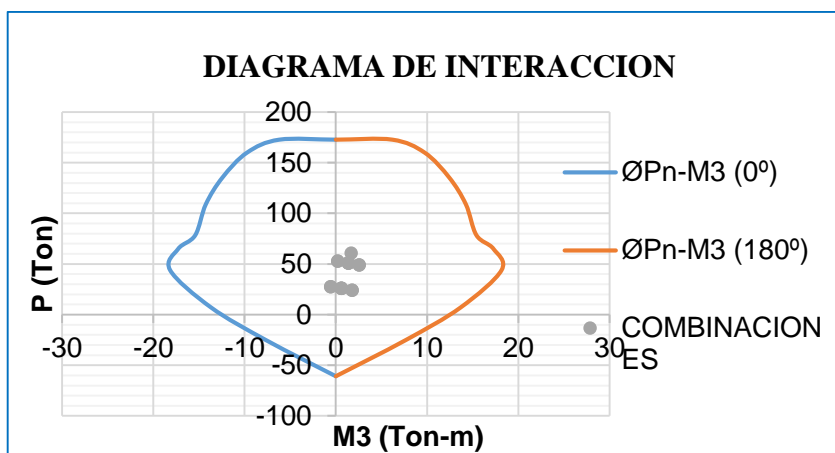


Diagrama de Interacción con el acero colocado en la dirección Y.

En el grafico se obtiene los siguientes valores para cada combinación:

Figura 74.

Combinaciones de Carga

COMBINACIONES	P	Mn
	Ton	Ton-m
1.4*CM + 1.7*CV	60.61	17.27
1.25*(CV+CM) + SX Max	50.86	18.17
1.25*(CV+CM) + SX Min	50.91	18.17
1.25*(CV+CM) - SX Max	50.86	18.17
1.25*(CV+CM) - SX Min	50.91	18.17
1.25*(CV+CM) + SY Max	49.09	18.17
1.25*(CV+CM) + SY Min	52.69	18.17
1.25*(CV+CM) - SY Max	49.09	18.17
1.25*(CV+CM) - SY Min	52.69	18.17
0.9*CM + SX Max	25.76	13.70
0.9*CM + SX Min	25.81	13.70
0.9*CM - SX Max	25.76	13.70
0.9*CM - SX Min	25.81	13.70
0.9*CM + SY Max	23.99	13.70
0.9*CM + SY Min	27.59	13.70
0.9*CM - SY Max	23.99	13.70
0.9*CM - SY Min	27.59	13.70

Se toma el mayor que es el que toma en cuenta la hipótesis de sismo:

$$M_n = 18.17 \text{ ton-m}$$

Cálculo de cortante de diseño:

$$V_u = \frac{18.17 + 18.17}{3.30} = 11.01 \text{ ton}$$

Cálculo del cortante resistido por el concreto:

$$V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{0.0071 * 52690}{1500} \right) * \sqrt{210} * 30 * 46$$

$$V_c = 13242.37 \text{ kg} = 13.24 \text{ ton}$$

Como el cortante del concreto sobrepasa los cortantes actuantes, se colocará el acero transversal mínimo exigido por la norma.

Por requisitos de espaciamiento máximo serán necesarios estribos de 3/8" cada 30cm y dentro de los extremos de confinamiento cada 10 cm.

Cálculo de la separación de estribos para elementos sismorresistentes a flexo compresión:

Longitud de la zona de confinamiento (l_o)

- $h/6 = 3.30/6 = 55 \text{ cm}$
- $\max. (30, 50) = 50 \text{ cm}$
- 45cm

Espaciamiento dentro de l_o (S):

- $\text{Mín. } (30/2, 50/2) = 15 \text{ cm}$
- 10 cm

Espaciamiento fuera de l_o (S'):

- $16d_b = 16 * 1.59 = 25.40 \text{ cm}$
- $\text{Mín. } (30, 50) = 30 \text{ cm}$
- 30cm

Espaciamiento dentro del nudo (S''):

- 15cm

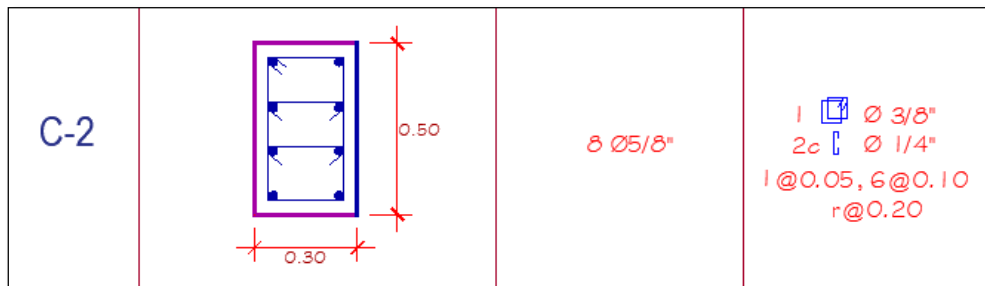
Por lo tanto, se tiene la siguiente distribución de estribos:

8Ø5/8"

Estribos 1Ø3/8": 1@0.05, 6@0.10, R0.20 A/E.

Figura 75.

Detalles de Refuerzo de Columna



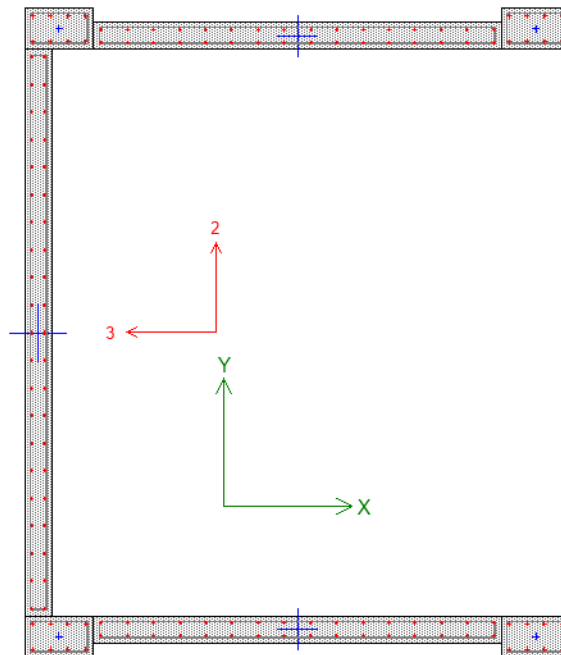
7.1.7. Diseño de Muros de Corte

7.1.7.1. Diseño de refuerzo.

Se diseñará el refuerzo para la placa PL-01:

Figura 76.

Gráfico de la Placa PL-01



Datos de Diseño:

Recubrimiento (rec) = 4 cm

Se identifican los ejes locales de la columna a diseñar, en X el eje 3 e Y para el eje

2.

Para un refuerzo considerando las columnas con acero mínimo y con una distribución de fierro de 3/8", se obtiene los siguientes diagramas de interacción para ambas direcciones:

Los resultados del análisis estructural en el programa ETABS son:

Figura 77.

Combinaciones de Carga de Placas

	P	M2	M3
COMBINACIONES	Ton	Ton-m	Ton-m
1.4*CM + 1.7*CV	183.64	-12.01	11.18
1.25*(CV+CM) + SX Max	104.56	422.81	13.89
1.25*(CV+CM) + SX Min	214.18	-442.17	4.44
1.25*(CV+CM) - SX Max	104.56	422.81	13.89
1.25*(CV+CM) - SX Min	214.18	-442.17	4.44
1.25*(CV+CM) + SY Max	159.37	-9.67	360.42
1.25*(CV+CM) + SY Min	159.37	-9.69	-342.09
1.25*(CV+CM) - SY Max	159.37	-9.67	360.42
1.25*(CV+CM) - SY Min	159.37	-9.69	-342.09
0.9*CM + SX Max	44.50	429.02	8.58
0.9*CM + SX Min	154.13	-435.96	-0.87
0.9*CM - SX Max	44.50	429.02	8.58
0.9*CM - SX Min	154.13	-435.96	-0.87
0.9*CM + SY Max	99.31	-3.45	355.11
0.9*CM + SY Min	99.31	-3.48	-347.40
0.9*CM - SY Max	99.31	-3.45	355.11
0.9*CM - SY Min	99.31	-3.48	-347.40

Fuente: Elaboración Propia

Resistencia de la placa en el sentido X-X:

Figura 78.

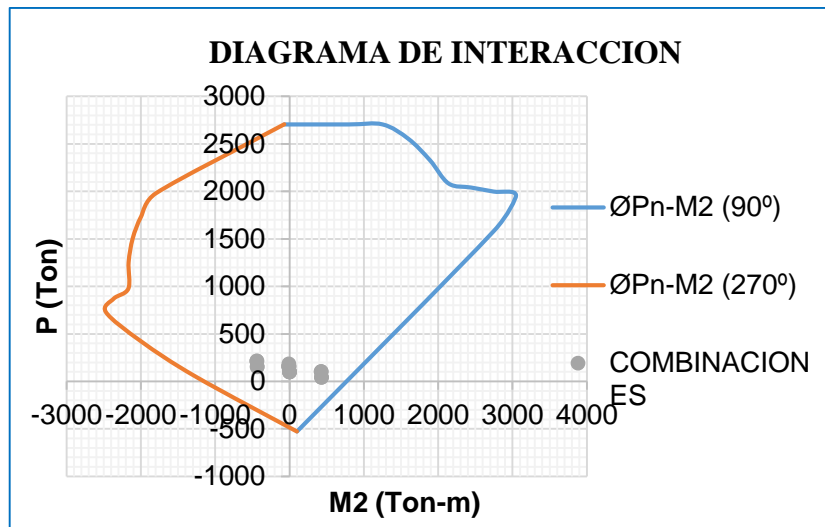
Resistencia de la Placa en el Sentido X-X

Punto	P tonf	M2	
	Ton	90°	270°
1	2705.799	-69.44	-69.44
2	1980.16	797.63	-1794.35
3	1735.731	1252.47	-1994.01
4	1502.759	1598.61	-2108.27
5	1252.865	1890.40	-2163.01
6	975.7389	2139.39	-2166.59
7	869.5918	2442.09	-2363.83
8	728.415	2744.79	-2468.88
9	417.8666	3047.48	-1990.97
10	48.157	2752.12	-1259.07
11	-528.58	100.39	100.39

Fuente: Elaboración Propia

Figura 79.

Diagrama de Interacción – Sentido X-X



Como se puede apreciar en el diagrama de interacción los valores resultantes de las combinaciones (μ , P_u), están dentro de contorno que indica la resistencia de la placa, por lo que la cuantía asignada es suficiente por flexión.

Resistencia de la placa en el sentido Y-Y:

Figura 80.

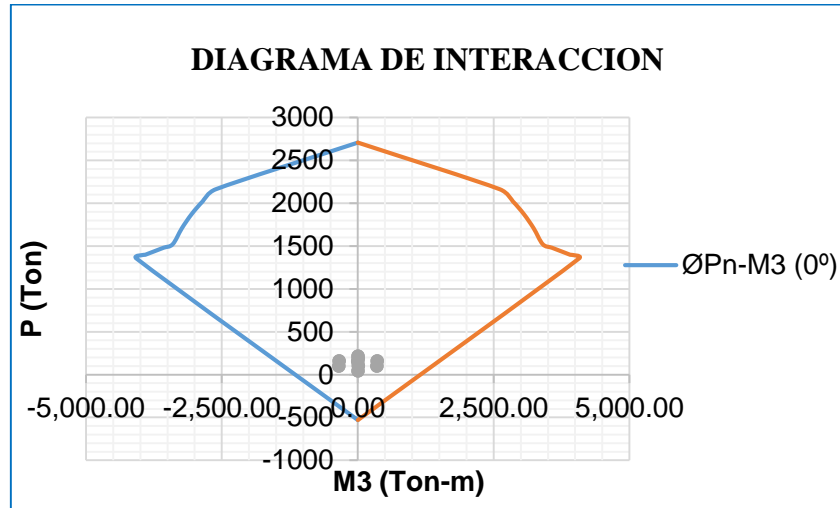
Resistencia de la Placa en el Sentido Y-Y

Punto	P tonf	M3	
	Ton	0°	180°
1	2705.80	0.00	0.00
2	2161.50	2614.03	-2614.03
3	2020.81	2853.31	-2853.31
4	1871.05	3057.67	-3057.67
5	1707.23	3236.08	-3236.08
6	1521.24	3403.78	-3403.78
7	1480.23	3572.07	-3572.07
8	1439.21	3740.35	-3740.35
9	1398.20	3908.64	-3908.64
10	1357.18	4076.92	-4076.92
11	-528.58	0.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia

Figura 81.

Diagrama de Interacción – Sentido Y-Y



Como se puede apreciar en el diagrama de interacción los valores resultantes de las combinaciones (Mu, Pu), están dentro de contorno que indica la resistencia de la placa, por lo que la cuantía asignada es suficiente.

7.1.8. Diseño de Losa Aligerada

A. Cuantía balanceada de refuerzo.

Como se aprecia la cuantía es función de la resistencia del concreto y el esfuerzo de fluencia del acero, por lo que, siendo los valores de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ los más usuales, se puede obtener:

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 \cdot \frac{210}{4200} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right)$$
$$\rho_b = 0.0213$$

B. Cuantía máxima de refuerzo.

b: Ancho de la sección (10cm)

d: Peralte efectivo (usando losa aligerada de 20cm, $20 - 3 = 17\text{cm}$)

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.75 * 0.0213 * 10 * 17$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 2.72 \text{ cm}^2$$

Esta restricción se da por el hecho de que se busca la falla dúctil y no una falla frágil, donde primero el concreto llega a su resistencia de compresión y se produce la falla y luego el acero, lo cual no sería conveniente por la seguridad de los ocupantes.

C. Cuantía mínima de refuerzo.

Donde $f'c$ y f_y están en kg/cm^2

$$A_{s \text{ min}} = 0.7 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 10 * 17 = 0.41 \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que:

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{f_y} b d \quad (\text{ACI})$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14}{4200} * 10 * 17 = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 1 \phi \ 3/8''$$

7.1.8.1. Diseño por cortante.

Siendo ϕ para corte 0.85, y reemplazando los valores para una losa aligerada de 20cm de espesor, se tiene:

$$V_c = 1.1 * 0.85 * 0.53 * 10 * 17 * \sqrt{210} = 1220.8 \text{ kg} = 1.22 \text{ ton}$$

Del diagrama de fuerza cortante se obtendrá el cortante a una distancia “d” de la cara del apoyo (V_{du}).

7.1.8.2. Refuerzo por contracción y temperatura.

La norma E.060 indica que el refuerzo por temperatura que deberá proveerse en la losa de 5cm de espesor de concreto tendrá una cuantía de 0.0018, para losas que usan barras corrugadas, con un espaciamiento no mayor a $5*t$ o 45cm, por lo que se tiene por metro lineal de losa:

$$A_{s \text{ temp.}} = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de 1/4” que tiene un área de 0.25 cm^2 , el espaciamiento es:

$$5*t = 5*5 = 25 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.25 * 100}{0.9} = 28 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se usará $\emptyset \ 1/4'' @ \ 0.25 \text{ m}$

7.1.8.3. Cargas y luces.

Las luces de las viguetas están en el orden de 3.48 a 4.75m, estas son tomadas a la cara del apoyo.

7.1.8.4. Diseño del refuerzo en losas aligeradas.

Se diseñará la losa aligerada que se delimita desde el eje C a E, para el cual se toma como un ancho tributario de 0.40m, el cual es soportado por cada vigueta.

Figura 82.

Luces de Losa Aligerada y Cargas Aplicadas.

Luces	L	PP	CM	D (PP+CM)	1.4D+1.7L	Ancho 0.40m	
							kg/m ²
L1 =	4.75 m	300	300	200	500	1210	484
L2 =	3.48 m	400	300	200	500	1380	552
L3 =	3.55 m	400	300	200	500	1380	552
L4 =	3.55 m	400	300	200	500	1380	552
L5 =	3.48 m	400	300	200	500	1380	552
L6 =	3.85 m	400	300	200	500	1380	552
L7 =	3.85 m	400	300	200	500	1380	552
L8 =	3.48 m	400	300	200	500	1380	552
L9 =	3.55 m	400	300	200	500	1380	552
L10 =	3.55 m	250	300	200	500	1125	450
L11 =	3.48 m	250	300	200	500	1125	450
L12 =	4.75 m	250	300	200	500	1125	450

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se muestra los diagramas de momento flector y de fuerzas cortantes en los paños del segundo piso, se muestra el modelo en el programa SAP2000, luego se detalla el diseño por flexión y verificación por cortante.

CARGAS ASIGNADAS (ton/ml):

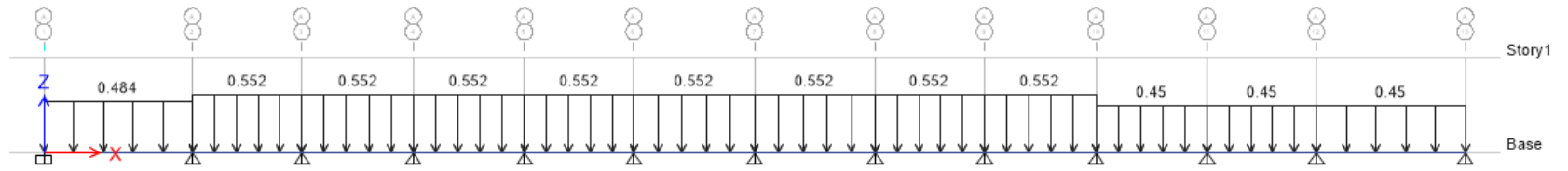


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES (ton-m):

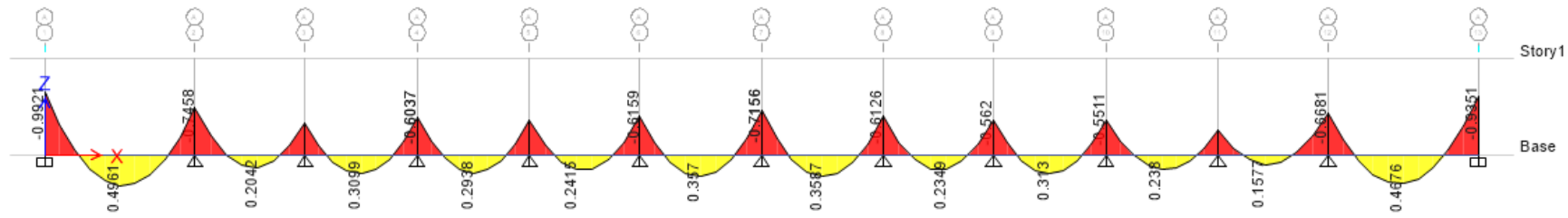
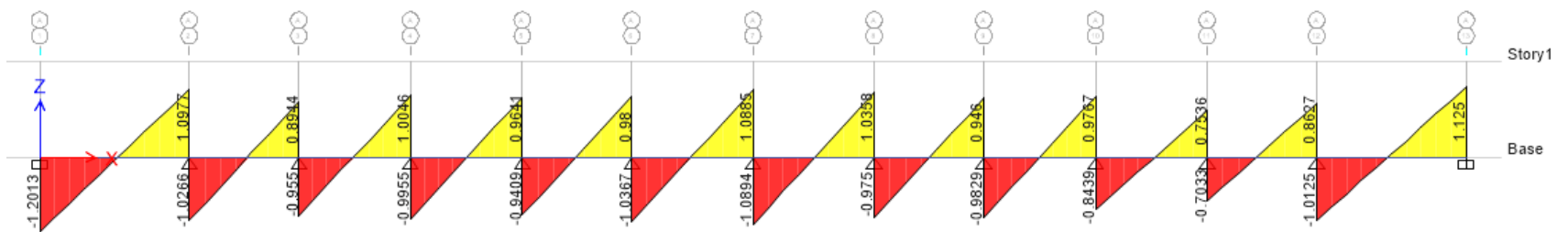


DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE (ton):



Considerando los siguientes datos:

Vigueta: V10x20

$b_w = 10\text{cm}$ (M-) o $b_w = 40\text{cm}$ (M+)

$H = 20\text{cm}$

$\text{Rec} = 2.5\text{cm}$

$d = H - \text{rec} = 20 - 2.5 = 17.5\text{cm}$

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

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

$A_s \text{ mín.} = 0.42 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ máx.} = 2.79 \text{ cm}^2$

Diseño por Flexión:

$M (-) = 0.99 \text{ ton}$

$$K_U = 32.33$$

Resolviendo la ecuación de 2° grado, se tiene:

$$\rho = 0.0097$$

$$A_s = 0.0097 * 10 * 17.5$$

$$A_s = 1.69 \text{ cm}^2$$

Usar: $1\phi 1/2'' + 1\phi 3/8''$ $A_s = 2.00 \text{ cm}^2$

$M (-) = 0.75 \text{ ton}$

$$K_U = 24.49$$

Resolviendo la ecuación de 2° grado, se tiene:

$$\rho = 0.0071$$

$$A_s = 0.0071 * 10 * 17.5$$

$$A_s = 1.24 \text{ cm}^2$$

Usar: $1\phi 1/2''$ $A_s = 1.29 \text{ cm}^2$

$M (-) = 0.55 \text{ ton}$

$$K_U = 17.96$$

Resolviendo la ecuación de 2° grado, se tiene:

$$\rho = 0.0051$$

$$A_s = 0.0051 * 10 * 17.5$$

$$A_s = 0.88 \text{ cm}^2$$

Usar: $1\phi 1/2''$ $A_s = 1.29 \text{ cm}^2$

$M (+) = 0.50 \text{ ton}$

$$K_U = 16.33$$

Resolviendo la ecuación de 2° grado, se tiene:

$$\rho = 0.0011$$

$$A_s = 0.0011 * 40 * 17.5$$

$$A_s = 0.77 \text{ cm}^2$$

Usar: $1\phi 1/2''$ $A_s = 1.29 \text{ cm}^2$

$M (+) = 0.21 \text{ ton}$

$$K_U = 6.86$$

Resolviendo la ecuación de 2° grado, se tiene:

$$\rho = 0.0005$$

$$A_s = 0.0005 * 40 * 17.5$$

$$A_s = 0.32 \text{ cm}^2$$

Usar: $1\phi 1/2''$ $A_s = 1.29 \text{ cm}^2$

$M (+) = 0.31 \text{ ton}$

$$K_U = 10.12$$

Resolviendo la ecuación de 2° grado, se tiene:

$$\rho = 0.0007$$

$$A_s = 0.0007 * 40 * 17.5$$

$$A_s = 0.47 \text{ cm}^2$$

Usar: $1\phi 1/2''$ $A_s = 1.29 \text{ cm}^2$

Diseño por Corte

Resistencia del concreto al corte:

$$V_c = 1.1 * 0.85 * 0.53 * 10 * 17.5 * \sqrt{210} = 1.26 \text{ ton}$$

De diagrama de fuerzas cortantes se tiene como máximo 1.20 ton que es menor que la fuerza que soporta el concreto, por lo que, no es necesario adicionar refuerzos o ensanches de viguetas.

7.1.9. Diseño de Escaleras, Cisternas y Tanque Elevado

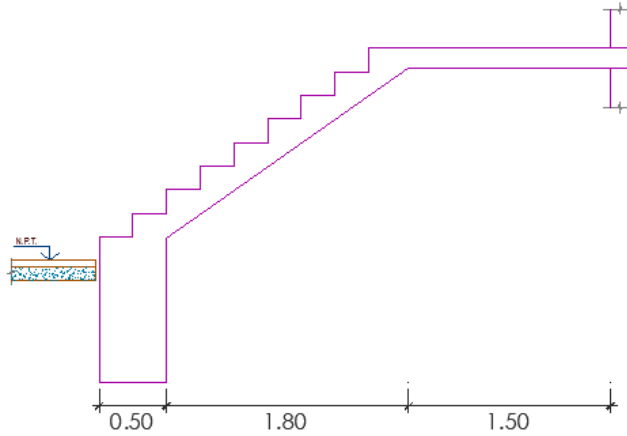
Por lo tanto, el espesor equivalente es de 0.27m.

Diseño de los tramos de escalera.

Diseño del 1er Tramo:

Figura 83.

Medidas de la Escalera de Diseño del 1 Tramo



Características del concreto y acero:

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

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

Del predimensionamiento tenemos:

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

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

$$\cos \alpha = 0.82$$

$$t = 0.15 \text{ m}$$

$$t_m = 0.27 \text{ m}$$

Figura 84.

Metrado de Cargas de Escalera del 1° Tramo

CARGA MUERTA				
Tramo inclinado				
Descripción	Ancho	Espesor	Peso Unit.	Peso
	m		kg/m2, kg/m3	m
Peso propio	1.00	0.27	2400.00	648.00
Acabados	1.00		100.00	100.00
			CM =	748.00
Tramo de descanso				
Descripción	Ancho	Espesor	Peso Unit.	Peso
	m		kg/m2, kg/m3	m
Peso propio	1.00	0.15	2400.00	360.00
Acabados	1.00		100.00	100.00
			CM =	460.00
CARGA VIVA				
Tramo inclinado y descanso				
Descripción	Ancho	Peso Unit.	Peso	
	m	kg/m2	m	
Sobrecarga	1.00	400.00	400.00	
		CM =	400.00	
CARGA AMPLIFICADA: $U = 1.4CM + 1.7CV$				
Tramo inclinado				
CM =	748.00	kg/m		
CV =	400.00	kg/m	U1 =	1727.2 kg/m
Tramo de descanso				
CM =	460.00	kg/m		
CV =	400.00	kg/m	U2 =	1324 kg/m

Análisis Estructural:

Cargas asignadas

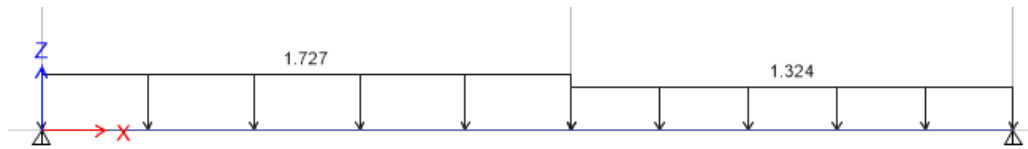


Diagrama de Momentos Flectores:

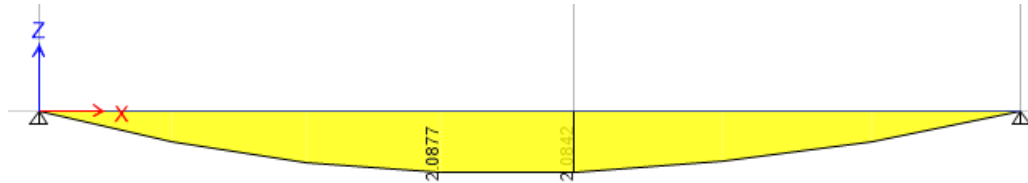
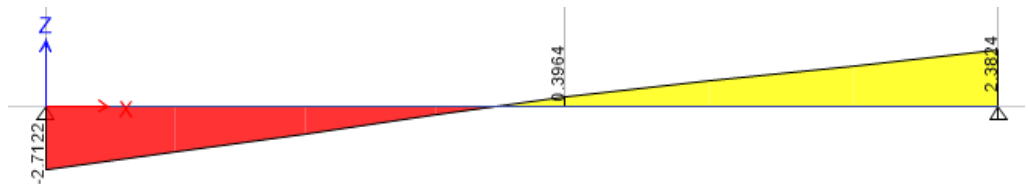


Diagrama de Fuerzas Cortantes



$M_{to\ máx.} = 2.09\ \text{ton-m}$

Momentos de diseño:

Momento positivo

$M(+)\ \text{diseño} = 0.80 \times M_{to\ máx.} = 1.672\ \text{ton-m}$

Momento negativo

$M(-)\ \text{diseño} = 1/2 \times M_{to(+)\ \text{diseño}} = 0.836\ \text{ton-m}$

Diseño por Flexión:

Cuantía Mínima de Refuerzo

Se exige un refuerzo mínimo por flexión:

$b = 100\ \text{cm}$ (Long. unitario 1 m)

$t = 15\ \text{cm}$ (Espesor)

$A_s\ \text{mín.} = 2.7\ \text{cm}^2$

Figura 85.*Diseño de Refuerzo de Escalera Tramo 1***Refuerzo para Momento Positivo**

M(+)	diseño =	1.67	ton-m		
b		100.00	cm	Long Unitario 1m	
h		15.00	cm		
Rec.		2.50	cm		
d		12.50	cm		
f _c		210.00	kg/cm ²		
f _y		4200.00	kg/cm ²		
pcal.		0.0029			
As calc.		3.63	cm ²		
Usando varilla de	Ø1/2"	Área =	1.29	cm ²	
El espaciamiento será:					
S =		35.59	cm		
Usando varilla de	Ø1/2"	@	15	cm	

Refuerzo para Momento Negativo

M(-)	diseño =	0.84	ton-m		
b		100.00	cm	Long Unitario 1m	
h		15.00	cm		
Rec.		2.50	cm		
d		12.50	cm		
f _c		210.00	kg/cm ²		
f _y		4200.00	kg/cm ²		
pcal.		0.0014			
As calc.		1.75	cm ²		
Usando varilla de	Ø1/2"	Área =	1.29	cm ²	
El espaciamiento será:					
S =		73.71	cm		
Usando varilla de	Ø1/2"	@	15	cm	

Figura 86.

Diseño de Refuerzo de Temperatura y por Corte de Escalera Tramo 1

Refuerzo Transversal por contracción y temperatura

b =	100	cm	Long Unitario 1m	
t =	15	cm	Espesor	
As mín =	2.7	cm ²		
Usando varilla de	Ø3/8"	Área =	0.71	cm ²
El espaciamiento será:				
S =	26.30	cm		
Usando varilla de	Ø3/8"	@	20	cm

Diseño por Corte

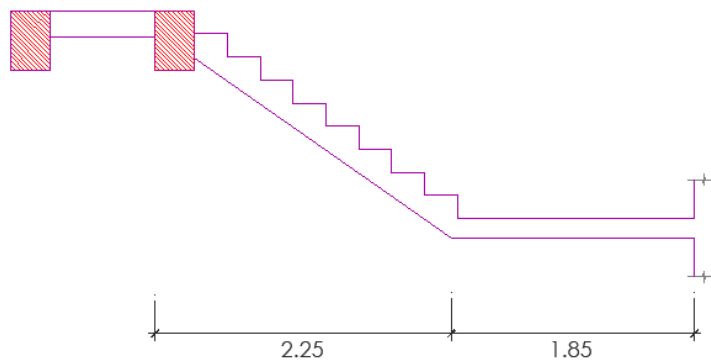
f _c =	210	kg/cm ²
b =	100.00	cm
h =	15.00	cm
Rec. =	2.50	cm
d =	12.50	cm
Ø =	0.85	
V _c =	8160.46	kg
V _c =	8.16	ton
V _u =	2.71	ton

Como $V_c > V_u$ la sección es conforme, no requiere refuerzo.

Diseño del 2do Tramo

Figura 87.

Medidas de la Escalera de Diseño del 2 Tramo



Realizando los mismos cálculos para el primer tramo se obtienen los siguientes resultados:

Figura 88.

Diseño de Refuerzo de Escalera del 2 Tramo

Refuerzo para Momento Positivo

Usando varilla de $\text{Ø}1/2''$ @ 15 cm

Refuerzo para Momento Negativo

Usando varilla de $\text{Ø}1/2''$ @ 15 cm

Refuerzo Transversal por contracción y temperatura

Usando varilla de $\text{Ø}3/8''$ @ 20 cm

Diseño por Corte

$V_c = 8.16$ ton

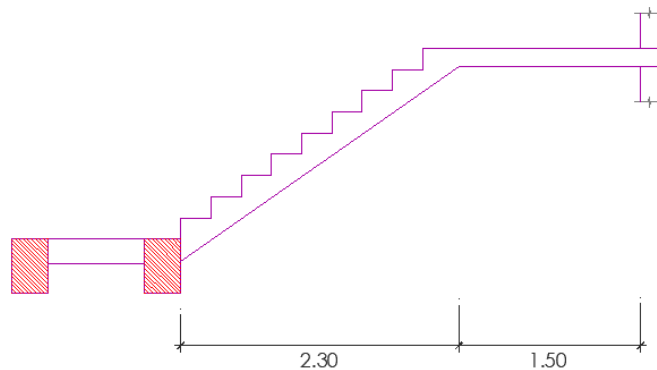
$V_u = 3.37$ ton

Como $V_c > V_u$ la sección es conforme, no requiere refuerzo.

Diseño del 3er Tramo

Figura 89.

Medidas de la Escalera de Diseño del 3 Tramo



Realizando los mismos cálculos para el primer tramo se obtienen los siguientes resultados:

Figura 90.

Diseño de Refuerzo de Escalera del 3 Tramo

Refuerzo para Momento Positivo

Usando varilla de $\text{Ø}1/2''$ @ 15 cm

Refuerzo para Momento Negativo

Usando varilla de $\text{Ø}1/2''$ @ 15 cm

Refuerzo Transversal por contracción y temperatura

Usando varilla de $\text{Ø}3/8''$ @ 20 cm

Diseño por Corte

$V_c = 8.16$ ton

$V_u = 3.16$ ton

Como $V_c > V_u$ la sección es conforme, no requiere refuerzo.

7.1.9.1. Diseño de cisterna y tanque elevado.

Estimación de dotación.

$$D=24\ 000\ \text{l/día}$$

Capacidad requerida de almacenamiento.

Capacidad de la cisterna:

$$V_{\text{cisterna}}=18\ \text{m}^3$$

Capacidad del Tanque elevado:

$$V_{\text{tanque elevado}}=8\ \text{m}^3$$

Dimensionamiento de la cisterna.

La cisterna tendrá forma rectangular, se consideró una relación de 1 a 1.5 respecto al ancho y largo de sus dimensiones, en cuanto a la altura estará en función de la altura para alcanzar el volumen más una altura de borde libre que se considerará 40cm.

Las dimensiones de la cisterna serán:

Ancho = 2.70 m

Largo = 4.00 m

Alto (incluye borde libre) = 2.10 m

Borde Libre = 0.40 m

Dimensionamiento del tanque elevado.

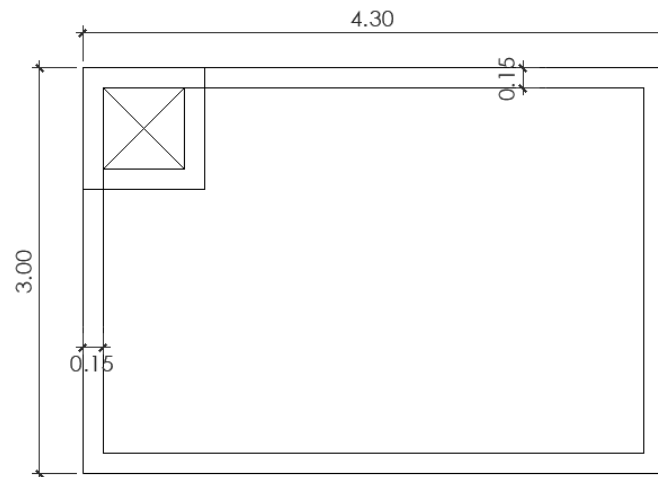
Para el tanque elevado se requiere una capacidad de almacenamiento de 8000 litros, se considera el uso del tanque elevado de forma rectangular de concreto armado.

Diseño estructural de cisterna.

Se tiene las siguientes dimensiones:

Figura 91.

Dimensionamiento de la Cisterna



Diseño de losa de tapa

Para el diseño se considera el armado en un solo sentido, pero se requerirá del refuerzo transversal por temperatura, se toma un acho unitario de 1.00m y un espesor igual a 15cm, del cual se obtiene:

Metrado de cargas

$$\text{Peso propio} : P_p = 0.15 * 1.00 * 2.40 = 0.36 \text{ tn/m}$$

$$\text{Acabados} : A = 0.10 * 1.00 = 0.10 \text{ tn/m}$$

$$\text{Sobrecarga} : S/C = 0.20 * 1.00 = 0.20 \text{ tn/m}$$

Carga Última:

$$W_u = 1.4P_D + 1.7P_L = 0.984 \text{ ton/m}$$

Momentos máximos actuantes

$$M(+)=\frac{W_u * L^2}{8}=1.97 \text{ tn-m}$$

$$M(-)=\frac{W_u * L^2}{24}=0.66 \text{ tn-m}$$

Peralte efectivo

$$d = h - r - \Phi/2$$

$$d = 15 - 2.5 - 1.27/2 = 11.87 \text{ cm}$$

Diseño por flexión

Cuantía Mínima de Refuerzo:

Se exige un refuerzo mínimo por flexión:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 15$$

$$A_{s_{\min}} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Refuerzo para momento positivo:

$$M(+)=1.97 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{M}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}, \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

Resolviendo se tiene:

$$A_s = 4.60 \text{ cm}^2$$

Por lo que se colocará el acero obtenido:

$$A_{s_{\min}} = 4.60 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de Ø1/2", área = 1.29 cm²

El espaciamiento será:

$$S = \frac{A_s \cdot 100}{A_{s(+)}} = \frac{1.29 * 100}{4.60} = 28.04 \text{ cm}$$

Se usará varillas de Ø1/2" @ 0.20 m

Refuerzo para momento negativo:

$$M(-)=0.66 \text{ ton-m}$$

Resolviendo se usará varillas de Ø3/8" @ 0.25m

Diseño de losa de fondo

La losa de fondo se encuentra directamente apoyada sobre el terreno y no presenta momentos de flexión, por lo cual se le coloca refuerzo mínimo y refuerzo por contracción de fragua y temperatura. Considerando un ancho unitario de 1.00m se tiene:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 15$$

$$A_{s_{\min}} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de Ø3/8", área = 0.71 cm²

El espaciamiento será:

$$S = \frac{As * 100}{As \text{ temp.}} = \frac{0.71 * 100}{2.70} = 26.30 \text{ cm}$$

Se usará varillas de Ø3/8" @ 0.20m

Refuerzo Transversal por contracción y temperatura:

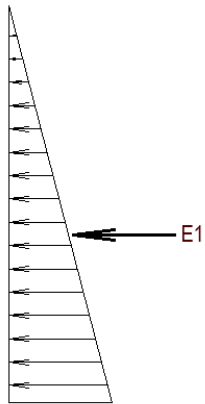
Se usará varillas de Ø3/8" @ 0.25m

Diseño de losa de paredes

Se consideran dos casos probables de solicitaciones externas:

1. Cuando la cisterna se encuentra llena.
2. Cuando la cisterna se encuentra vacía.

Empuje debido a la acción lateral del suelo:



$$E1 = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot k_a \cdot H^2$$

Donde:

γ_s : Peso Específico del suelo (1.73 ton/m³)

K_a : Coeficiente de empuje activo (Rankine)

H : Altura del relleno.

Coeficiente de empuje activo:

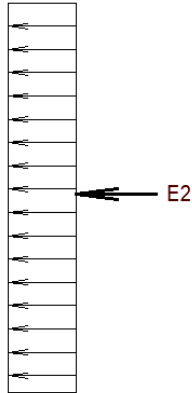
$$\phi = 33^\circ \quad \rightarrow \quad K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{33}{2} \right) = 0.29$$

$$E1 = \frac{1}{2} (1.76) (0.29) (2.25)^2$$

$$E1 = 1.31 \text{ tn/m} \quad \dots \text{WD}$$

Considerando como ancho tributario de 1.00m de pared de la cisterna.

Empuje debido a la carga viva:



$$E2 = \frac{S}{C} \cdot K_a \cdot H$$

Donde:

S/C: Sobrecarga (considerando 0.20 ton/m²)

Ka: Coeficiente de empuje activo (Rankine)

H: Altura del relleno.

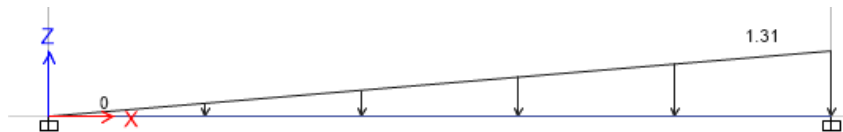
$$E2 = (0.2)(0.29)(2.25)$$

$$E2 = 0.13 \text{ tn/m ... (WL)}$$

Hacemos el modelamiento de la sección de losa con apoyos empotrados, en el software SAP2000 y amplificaremos de acuerdo a la norma.

$$WU = 1.4 WD + 1.7 WL$$

CARGA MUERTA ASIGNADA: D



CARGA VIVA ASIGNADA: L

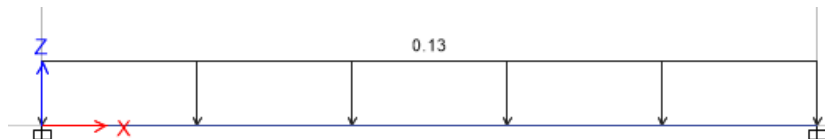


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES:



DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES:



Cuantía Mínima de Refuerzo:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 15$$

$$A_{s_{\min}} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Refuerzo para momento positivo:

$$M(+)=0.24 \text{ ton-m}$$

Resolviendo se tiene:

$$A_s = 0.54 \text{ cm}^2$$

Pero se debe colocar como mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de $\varnothing 3/8''$, área = 0.71 cm^2

El espaciamiento será:

$$S = \frac{A_s \cdot 100}{A_s(+)} = \frac{0.71 * 100}{2.70} = 26.30 \text{ cm}$$

Se usará varillas de $\varnothing 3/8'' @ 0.20\text{m}$

Refuerzo para momento negativo:

$$M(-)=0.55 \text{ ton-m}$$

Resolviendo se usará varillas de $\varnothing 3/8'' @ 0.20\text{m}$

Refuerzo Transversal por contracción y temperatura:

Se usará varillas de $\varnothing 3/8'' @ 0.25\text{m}$

Diseño por Cortante

La zona donde se evaluó la fuerza cortante última fue en la cara del apoyo. El cálculo de la resistencia del concreto (V_c) se hizo considerando el ancho de la dimensión total de la losa en la dirección analizada.

Donde:

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

$$d = 12.50 \text{ cm}$$

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

$$\phi V_c = 8.16 \text{ ton} > V_u = 1.21 \text{ ton} \Rightarrow \text{OK}$$

Entonces no hay ningún problema por cortantes, ya que la resistencia del concreto es bastante elevada.

Diseño estructural de Tanque Elevado

Se sigue el mismo procedimiento de diseño que para la cisterna, en este caso el caso más desfavorable será cuando el tanque esté lleno de agua, pues no habrá empuje del relleno. La losa de piso y de techo son diseñados como una losa maciza. En las paredes se colocará una cuantía mínima de acero de 0.0028, por ser el tanque elevado una estructura retenedora de líquidos.

Las paredes adicionalmente fueron diseñadas para soportar las cargas que reciben del empuje lateral del agua.

Diseño de losa de tapa:

Metrado de cargas

$$\text{Peso propio} : P_p = 0.15 * 1.00 * 2.40 = 0.36 \text{ tn/m}$$

$$\text{Acabados} : A = 0.10 * 1.00 = 0.10 \text{ tn/m}$$

$$\text{Sobrecarga} : S/C = 0.10 * 1.00 = 0.10 \text{ tn/m}$$

Carga Última:

$$W_u = 1.4P_D + 1.7P_L = 0.814 \text{ ton/m}$$

Momentos máximos actuantes

Siendo $L = 2.50 \text{ m}$

$$M(+)=\frac{W_u * L^2}{8}=0.64 \text{ tn-m}$$

$$M(-)=\frac{W_u * L^2}{24}=0.21 \text{ tn-m}$$

Peralte efectivo

$$d = h - r - \Phi/2$$

$$d = 15 - 2.5 - 1.27/2 = 11.87 \text{ cm}$$

Diseño por Flexión

Cuantía Mínima de Refuerzo:

Se exige un refuerzo mínimo por flexión:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 15$$

$$A_{s_{\min}} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Refuerzo para momento positivo:

$$M(+)=0.64 \text{ ton-m}$$

Resolviendo se tiene:

$$A_s = 1.44 \text{ cm}^2$$

Por lo que se colocará el acero obtenido por ser mayor que el mínimo:

$$A_{s_{\min}}=2.70 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de Ø3/8", área = 0.71 cm²

El espaciamiento será:

Se usará varillas de Ø3/8" @ 0.20m

Refuerzo para momento negativo:

$$M(-)=0.21 \text{ ton-m}$$

Resolviendo se usará varillas de Ø3/8" @ 0.20m

Refuerzo Transversal por contracción y temperatura:

Se usará varillas de Ø3/8" @ 0.25m

Diseño de losa de fondo

La losa de fondo se encuentra apoyada sobre las columnas y el muro perimetral de albañilería, se analizará por flexión tomando en cuenta el peso propio y el peso del agua considerando el tanque lleno. Se sigue los mismos pasos que en la losa de tapa.

Metrado de cargas

$$\text{Peso propio} : P_p = 0.15 * 1.00 * 2.40 = 0.36 \text{ tn/m}$$

$$\text{Acabados} : A = 0.10 * 1.00 = 0.10 \text{ tn/m}$$

$$\text{Sobrecarga} : S/C = 0.10 * 1.00 = 0.10 \text{ tn/m}$$

$$\text{Carga de Agua: H}_2\text{O} = 1.50 * 1.00 * 1.00 = 1.50 \text{ ton/m}$$

Carga Última:

$$W_u = 1.4P_D + 1.7P_L = 2.914 \text{ ton/m}$$

Momentos máximos actuantes

Siendo $L = 2.50 \text{ m}$

$$M(+)=\frac{W_u * L^2}{8}=2.28 \text{ tn-m}$$

$$M(-)=\frac{W_u * L^2}{24}=0.76 \text{ tn-m}$$

Peralte efectivo

$$d = h - r - \Phi/2$$

$$d = 15 - 2.5 - 1.27/2 = 11.87 \text{ cm}$$

Diseño por Flexión

Cuantía Mínima de Refuerzo:

Se exige un refuerzo mínimo por flexión:

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 100 * 15$$

$$A_{s_{\min}} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Refuerzo para momento positivo:

$$M(+)=2.28 \text{ ton-m}$$

Resolviendo se usará varillas de Ø1/2" @ 0.20 m

Refuerzo para momento negativo:

$$M(-)=0.76 \text{ ton-m}$$

Resolviendo se usará varillas de Ø3/8" @ 0.20m

Refuerzo Transversal por contracción y temperatura:

Se usará varillas de Ø3/8" @ 0.25m

Diseño de losa de paredes

Se consideran dos casos probables de solicitaciones externas:

Empuje debido a la presión hidrostática:

Presión hidrostática:

$$Ph = \rho * h * g$$

Donde:

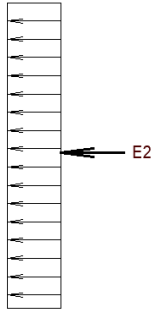
$$Ph = 1.5 * 9.81 * 1$$

$$Ph = 14715 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$Ph = 1.50 \text{ tonf/m} \quad \dots \text{WD}$$

Considerando como ancho tributario de 1.00m de pared de la cisterna.

Empuje debido a la carga viva:



$$E2 = \frac{S}{C} \cdot H$$

Donde:

S/C: Sobrecarga (considerando 0.20 ton/m²)

H: Altura del relleno.

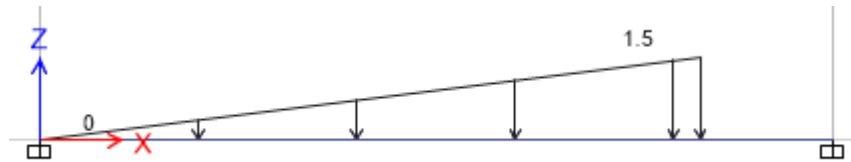
$$E2 = (0.2)(1)$$

$$E2 = 0.20 \text{ tn/m} \dots (\text{WL})$$

Hacemos el modelamiento de la sección de losa con apoyos empotrados, en el software SAP2000 y amplificaremos de acuerdo a la norma.

$$WU = 1.4 \text{ WD} + 1.7 \text{ WL}$$

CARGA MUERTA ASIGNADA: D



CARGA VIVA ASIGNADA: L

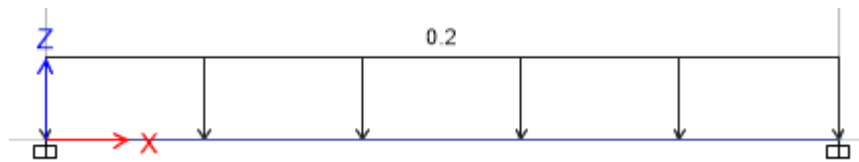


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES:

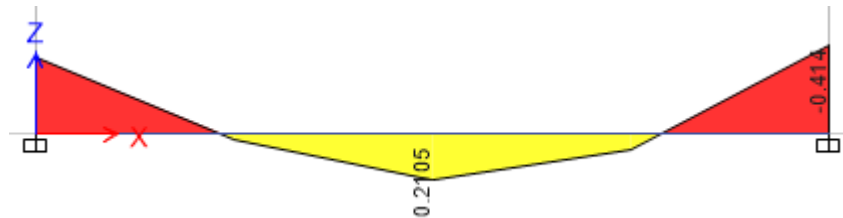
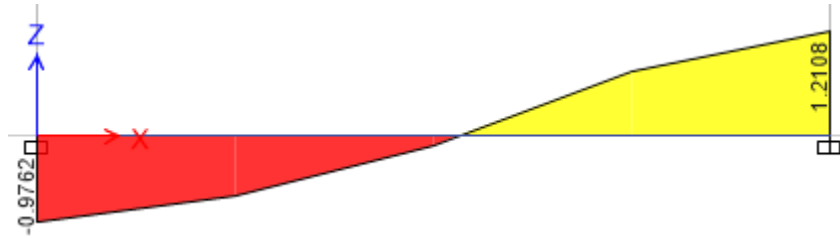


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES:



Cuantía Mínima de Refuerzo:

$$A_{s_{\min}} = 0.0028 * 100 * 15$$

$$A_{s_{\min}} = 4.20 \text{ cm}^2$$

Refuerzo para momento positivo:

$$M(+)=0.21 \text{ ton-m}$$

Resolviendo se usará varillas de Ø3/8" @ 0.15m

Refuerzo para momento negativo:

$$M(-)=0.41 \text{ ton-m}$$

Resolviendo se usará varillas de Ø3/8" @ 0.15m

Refuerzo Transversal por contracción y temperatura:

Se usará varillas de Ø3/8" @ 0.25m

Diseño por Cortante

Donde:

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

$$d = 12.50 \text{ cm}$$

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

$$\phi Vc = 8.16 \text{ ton} > Vu = 1.21 \text{ ton} \Rightarrow \text{OK}$$

Entonces no hay ningún problema por cortantes, ya que la resistencia del concreto es bastante elevada.

7.1.10. Diseño de Cimentación

7.1.10.1. Diseño del refuerzo de zapatas.

A continuación, se realiza el diseño de las zapatas y vigas de conexión de la estructura del proyecto.

Figura 92.*Datos Para el Diseño de la Cimentación*

Carga muerta sin amplificar	PD =	15.12	Tn.
Carga viva sin amplificar	PL =	3.47	Tn.
Ancho del Elemento	B =	0.50	m.
Largo del Elemento	H =	0.50	m.
Resistencia a la compresión	f _c =	210.00	Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia	f _y =	4200.00	Kg/cm ²
Peso específico del concreto	γ _c =	2400.00	Kg/m ³

Parámetros del suelo:

Capacidad portante del suelo	q _s =	13.48	Tn/m ²
Peso específico del suelo	γ _s =	1.76	Tn/m ³
Cota de fundación	h _f =	1.50	m
Altura de la zapata	h _z =	0.60	m.
Sobrecarga	=	0.10	Tn/m ²

Fuente: Elaboración Propia

Figura 93.

Cálculo de capacidad Portante y Diseño por Corte por Flexión

Capacidad portante neta del terreno

$$q_n = q_s - \gamma s - \gamma_c s / c$$

$$q_n = 10.36 \text{ Tn/m}^2$$

Área de la Zapata

$$A_z = \frac{1.2 \cdot P_t}{q_n} \quad A_z = 2.15$$

Dimensiones en Planta de la Zapata.

$$b = \sqrt{A_z}$$

$$b = 1.47$$

Usar: $B_z = 1.80 \text{ m.}$

$$L_z = 1.80 \text{ m.}$$

$$A_z = 3.24 \text{ m}^2.$$

Reacción Amplificada del Suelo

$$W_{NU} = \frac{P_u}{A}$$

$$P_u = 27.07 \text{ Tn.}$$

$$W_{NU} = 8.35 \text{ Tn/m}^2.$$

Corte por Flexión

En dirección longitudinal:

$$V_{ud} = W_{NU} \cdot B \cdot (L_v - d)$$
$$d = 0.525 \text{ m.}$$
$$L_v = 0.65 \text{ m.}$$

$$V_{ud} = 1.88 \text{ Tn.}$$

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

$$V_c = 72.58 \text{ Tn.}$$

$$V_c \geq V_{du} = 2.21 \text{ Tn. Es conforme}$$

En dirección transversal:

$$d = 0.525 \text{ m.}$$

$$L_v = 0.65 \text{ m.}$$

$$V_{ud} = 1.88 \text{ Tn.}$$

$$V_c = 72.58 \text{ Tn.}$$

$$V_c \geq V_{du} = 2.21 \text{ Tn. Es conforme}$$

Fuente: Elaboración Propia

Figura 94.

Diseño por Corte por Punzonamiento y Verificación por Longitud de Desarrollo

Corte por Punzonamiento

$$\begin{aligned} A_t &= 3.24 \text{ m}^2. \\ A_o &= 1.05 \text{ m}^2. \\ V_u &= 18.29 \text{ Tn.} \\ b_o &= 4.10 \text{ m.} & \beta_c &= 1.00 \\ V_c &= 343.12 \text{ Tn.} & V_c &= 508.4 \text{ Tn.} \\ \text{Entonces: } V_c &= 343.12 \text{ Tn.} \\ V_c &\geq V_u &= 21.52 \text{ Tn.} & \text{ Es conforme} \end{aligned}$$

Verificación por longitud de desarrollo

El diámetro mayor de la barra de refuerzo de la columna es:

$$\emptyset = 5/8''$$

Entonces la L_d es:

$$L_d = 0.37 \text{ m.}$$

La altura de la zapata debe ser:

$$H_z \geq L_d + r$$

$$r = 0.10 \text{ m.} \quad \text{Recubrimiento del refuerzo de la columna.}$$

$$H_z = 0.47 \text{ m.} < 0.60 \text{ m.} \quad \text{Es conforme}$$

Fuente: Elaboración Propia

Figura 95.

Refuerzo por Flexión en Dirección Longitudinal

Refuerzo por Flexión

En dirección longitudinal

$$L_v = 1.30 \text{ m.}$$

$$M_u = 12.71 \text{ Tn-m.}$$

Donde:

$$\emptyset = 0.90$$

$$d = 0.525 \text{ m.}$$

$$b = 1.80 \text{ m.}$$

Resolviendo se tiene:

$$A_s = 6.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = 17.01 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Entonces: } A_s = 17.01 \text{ cm}^2.$$

Espaciamiento:

$$\text{Usando: } \emptyset = 5/8''$$

$$A_{\emptyset \text{ varilla}} = 2.00 \text{ cm}^2.$$

$$b = 1.80 \text{ m.}$$

$$r = 7.50 \text{ cm.}$$

$$S = 19.40 \text{ cm.}$$

$$\text{Usamos: } \emptyset = 5/8'' \quad @ \quad 15.00 \text{ cm.}$$

Fuente: Elaboración Propia

Figura 96.

Refuerzo por Flexión en Dirección Transversal

En dirección transversal

$$L_v = 1.30 \text{ m.}$$

$$M_u = 12.71 \text{ Tn-m.}$$

Donde:

$$\varnothing = 0.90$$

$$d = 0.525 \text{ m.}$$

$$b = 1.80 \text{ m.}$$

Resolviendo se tiene:

$$A_s = 1.6 \text{ cm}^2.$$

$$b = 1.80 \text{ m.}$$

$$A_{s \text{ min}} = 17.01 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Entonces: } A_s = 17.01 \text{ cm}^2.$$

Espaciamiento:

$$\text{Usando: } \varnothing = 5/8''$$

$$A_{\varnothing \text{ varilla}} = 2.00 \text{ cm}^2.$$

$$b = 1.80 \text{ m.}$$

$$r = 7.50 \text{ cm.}$$

$$S = 19.40 \text{ cm.}$$

$$\text{Usamos: } \varnothing = 5/8'' \quad @ \quad 15.00 \text{ cm.}$$

Fuente: Elaboración Propia

La capacidad portante del suelo es de 1.37 kg/cm^2 y a través de programa ETABS, se ha calculado las cargas de servicio de cada columna y se verifica que las dimensiones de las zapatas aisladas y combinadas sean las correctas, verificando así, que la presión ejercida en el suelo no supere la presión admisible del suelo.

Zapata Z-1 (1.80X2.00m) Aislada:

C-1 (Tipo L) Esquinera: $P_u = 27,200.00 \text{ kg}$, Área Zapata= $36,000.00 \text{ cm}^2$ y Presión= 0.76 kg/cm^2 OK.

C-2 (Rectangular) Perimetral: $P_u = 44,050.00 \text{ kg}$, Área Zapata= $36,000.00 \text{ cm}^2$ y Presión= 1.22 kg/cm^2 OK.

Zapata Z-4 (2.00X4.50m) Combinada:

2 C-2 (Rectangular) Central: $P_u = 110,040.00 \text{ kg}$, Área Zapata= $90,000.00 \text{ cm}^2$ y Presión= 1.22 kg/cm^2 OK.

8. Información Complementaria

Figura 97.

Análisis Granulométrico de C-1

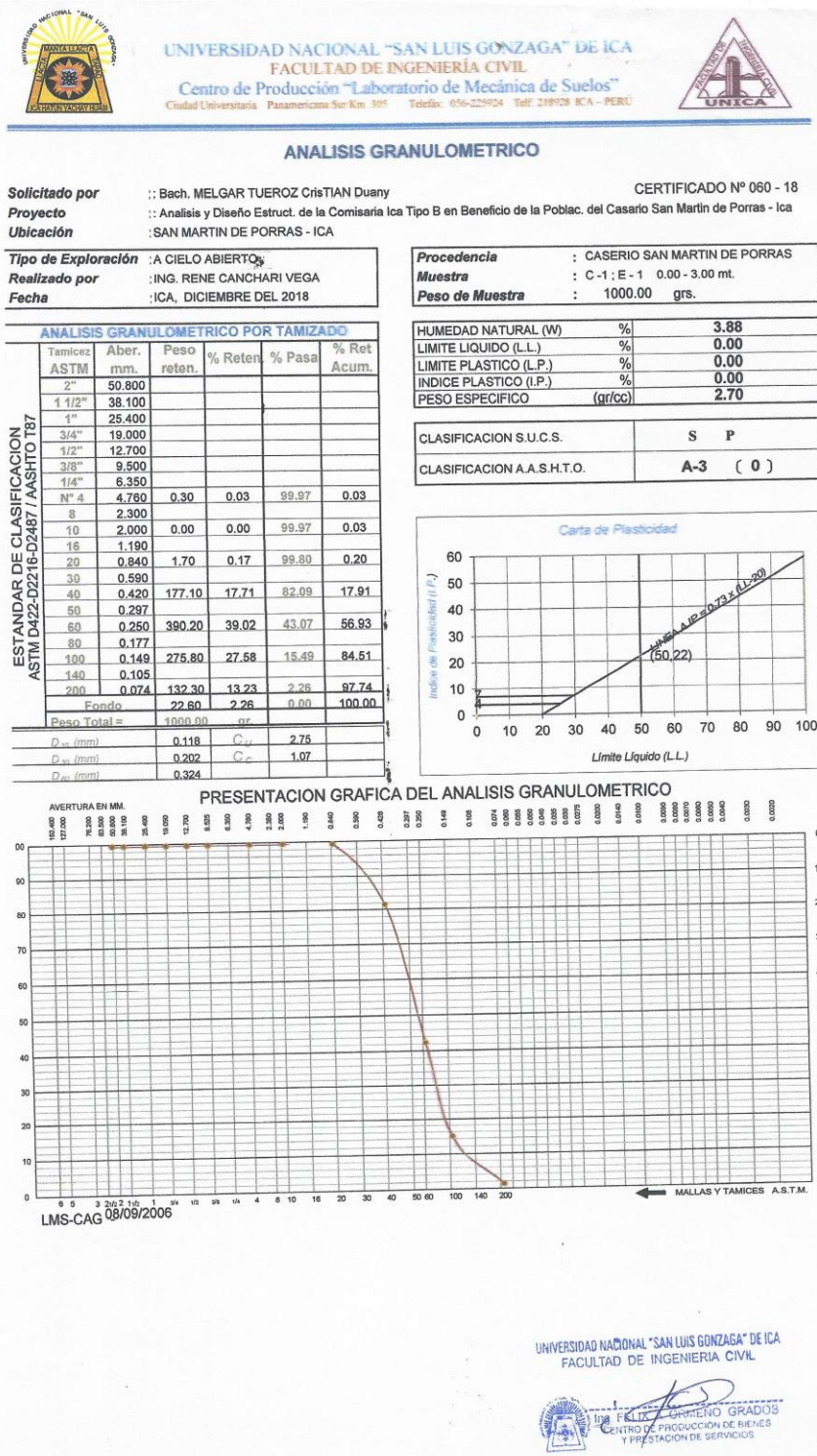


Figura 99.

Análisis Granulométrico de C-3

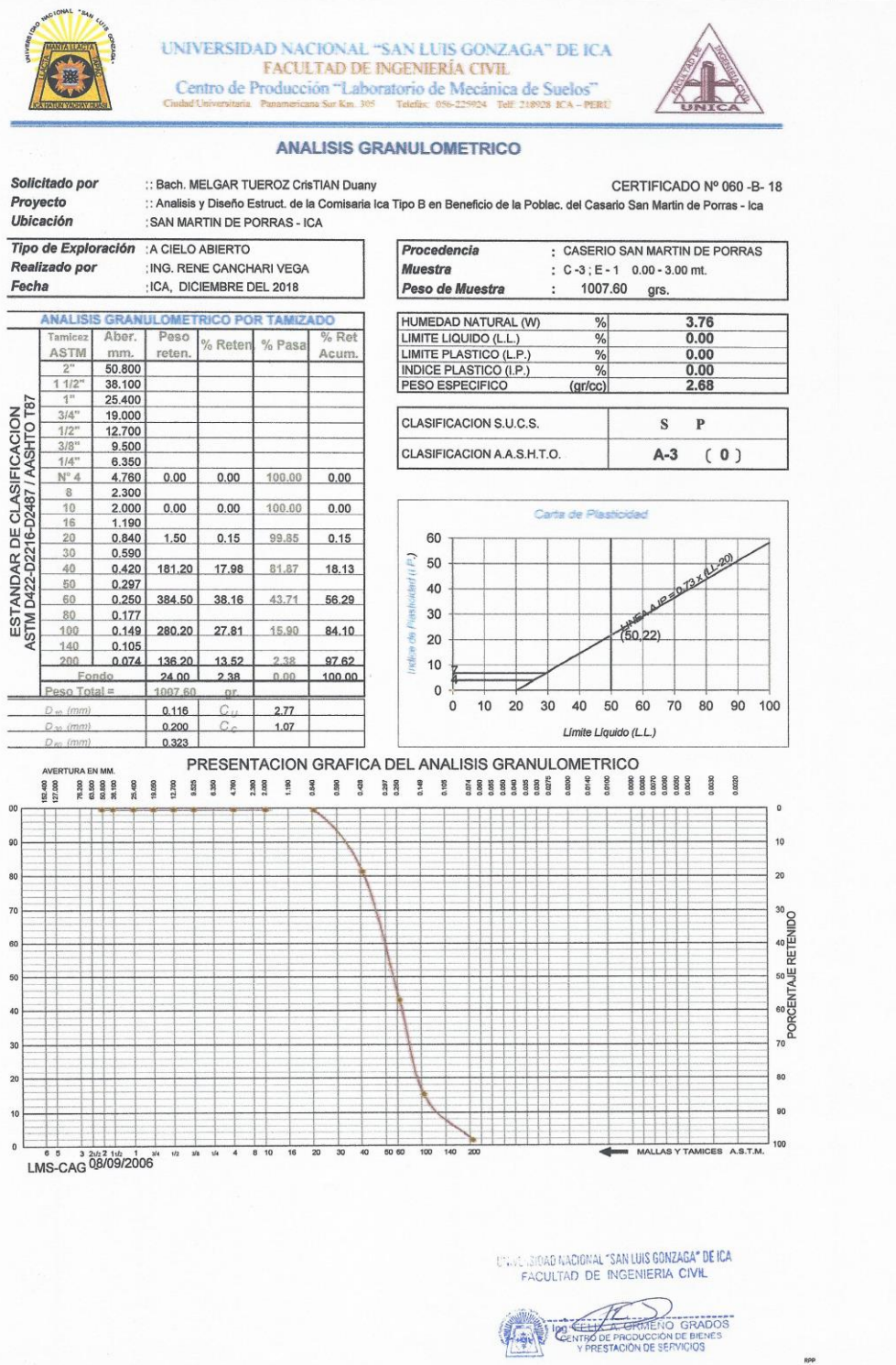




Figura 100.

Densidad In Situ del Terreno



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Centro de Investigación "Mecánica de Suelos"
 Ciudad Universitaria Panamericana Sur Km. 305 - Telef. 056-620115



**DENSIDAD IN SITU
METODO DEL CONO DE ARENA**

CERTIFICADO N° 030-18

SOLICITANTE **MELGAR TUEROZ Cristian Duany**

OBRA **ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS**

UBICACIÓN **CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS - ICA**


MATERIAL **SUELO NATURAL (C - 1 ; E - 1)**

FECHA **Ica, Diciembre del 2018**

TECNICO OPERADOR : **Ing. RENE CANCHARI VEGA**

MUESTRA N°	C - 1	C - 2	C - 3
CAPA	E- 1	E - 1	E - 1
LUGAR			
LADO:	EJE	EJE	EJE
1. Peso de la lata + suelo humedo	4,945.00	4,917.00	5,050.00
2. Peso de la lata	215.00	215.00	215.00
3. Peso del suelo humedo (1 - 2)	4,730.00	4,702.00	4,835.00
4. Peso de arena + frasco	5,924.00	5,945.00	6,145.00
5. Peso de la arena que queda + el frasco + el peso de arena embudo	0.00	0.00	0.00
6. Peso del arena empleada (4 - 5)	2,243.00	2,248.40	2,343.00
7. Densidad de la arena	3,681.00	3,696.60	3,802.00
8. Densidad de la arena	1.38	1.38	1.38
9. Volumen del hueco (6/7)	2,667.39	2,678.70	2,755.10
10. Peso de la grava al aire	0.00	0.00	0.00
11. Volumen de la grava por desplaz.	0.00	0.00	0.00
12. Peso del suelo (3 - 9)	4,730.00	4,702.00	4,835.00
13. Volumen del suelo (8 - 10)	2,667.39	2,678.70	2,755.07
14. Densidad del suelo humedo(11/12)	1.77	1.76	1.76
15. Humedad contenida en el suelo	3.88	3.79	3.76
16. Densidad del suelo seco	1.71	1.69	1.69
17. Densidad del suelo seco gr/cm3	1.71	1.69	1.69
18. Max. Dens. determinada en la curva	0.00	0.00	0.00
19. Porcentaje de compactacion(16/17)	0.00	0.00	0.00
20. Compactacion especificada	0.00	0.00	0.00
Espesor compactado (mt.)	0.00	0.00	0.00
Control de humedad			
RECIPIENTE N°	1	2	3
1. Peso de la lata + suelo humedo	376.70	392.50	401.20
2. Peso de la lata + suelo seco	366.10	381.50	390.10
3. Peso de agua	10.60	11.00	11.10
4. Peso de lata	92.80	89.60	95.20
5. Suelo seco	273.30	291.90	294.90
6. Porcentaje de humedad con Speedy	3.88	3.79	3.76


UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL




Ing. FELIX ORMENO GRADOS
 CENTRO DE PRODUCCION DE BIENES Y PRESTACION DE SERVICIOS

Figura 101.

Ensayo de Corte Directo de Espécimen 1



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Centro de Producción del "Laboratorio de Mecánica de Suelos"
Ciudad Universitaria - Panamericana Sur Km 305 - Telef. #320452 - ICA - PERU



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3080

CERTIFICADO N° 31 -18


SOLICITANTE : Bach. MELGAR TUEROZ Cristian Duany
PROYECTO : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS
UBICACIÓN : SAN MARTIN DE PORRAS - ICA
FECHA : ICA, DICIEMBRE DEL 2018
Sondaje : C - ; - 1 **Clasif. (SUCS)** : S P / ARENA POBREMENTE GRADUADA
Muestra : E - 1 **Velocidad (mm/min)** : 0.5
Profundidad : 1.50 mt. **Coef. Anillo CR (div/kg.)** : 0.306
Estado : Remoledeado

DATOS DEL ESPECIMEN 1

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	128.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.77
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	4.28
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	0.50
Hum. inicial (%)	3.88	Carg. Normal (kg)	20.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	162	0	0.00	0.00
10	0.250	132	28	8.57	0.24
20	0.500	100	32	9.79	0.27
30	0.750	71	36	11.02	0.31
40	1.000	50	39	11.93	0.33
50	1.250	31	40	12.24	0.34
60	1.500	22	41	12.55	0.35
70	1.750	12	43	13.16	0.37
80	2.000	8	44	13.46	0.37
90	2.250	4	44	13.46	0.37
100	2.500	1	44	13.46	0.37
110	2.750				
120	3.000				
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				
210	5.250				
220	5.500				


UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL




Ing. ESTEBAN GRADOS
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES
ESTACIÓN DE SERVICIOS

Figura 102.

Ensayo de Corte Directo de Espécimen 2



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Centro de Producción del "Laboratorio de Mecánica de Suelos"
Ciudad Universitaria Panamericana Sur Km 305 Telef # 320452 - ICA - PERU



ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM - 3089

CERTIFICADO N° 31-18

SOLICITANTE : Bach. MELGAR TUEROZ Cristian Duany
PROYECTO : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS

UBICACIÓN : SAN MARTIN DE PORRAS - ICA


FECHA : ICA, DICIEMBRE DEL 2018
Sondaje : C - ; - 1 **Clasif. (SUCS)** : S P / ARENA POBREMENTE GRADUADA
Muestra : E - 1 **Velocidad (mm/min)** : 0.5
Profundidad : 1.50 mt. **Coef. Anillo CR (div/kg 0.306)**
Estado : Remoldeado

DATOS DEL ESPECIMEN 2

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	128.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.77
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	4.73
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	1.00
Hum. inicial (%)	3.88	Carg. Normal (kg)	40.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	134	0	0.00	0.00
10	0.250	121	65	19.89	0.55
20	0.500	80	80	24.48	0.68
30	0.750	51	82	25.09	0.70
40	1.000	32	82	25.09	0.70
50	1.250	15	83	25.40	0.71
60	1.500	0	84	25.70	0.71
70	1.750	0	84	25.70	0.71
80	2.000	0	84	25.70	0.71
90	2.250	0	84	25.70	0.71
100	2.500	0	84	25.70	0.71
110	2.750				0.71
120	3.000				
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				


UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL




Ing. FELIX GARCIA GRADOS
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS

Figura 103.

Ensayo de Corte Directo de Espécimen 3



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Centro de Producción del "Laboratorio de Mecánica de Suelos"
Ciudad Universitaria Panamericana Sur Km.305 Telef: #320452 - ICA-PERU



ENSAYO DE CORTE DIRECTO **CERTIFICADO N° 31 -18**

SOLICITANTE : Bach. MELGAR TUEROZ Cristian Duany
PROYECTO : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS

UBICACIÓN : SAN MARTIN DE PORRAS - ICA


FECHA : ICA, DICIEMBRE DEL 2018
Sondaje : C - ; - 1 **Clasif. (SUCS)** : S P / ARENA POBREMENTE GRADUADA
Muestra : E - 1 **Velocidad (mm/min)** : 0.5
Profundidad : 1.50 mt. **Coef. Anillo CR (div/kg.)** : 0.306
Estado : Remoldeado

DATOS DEL ESPECIMEN 3

Longitud (cm)	6.00	Peso del espec. (gr.)	128.00
Altura (cm)	2.00	Dens. Nat. (kg/cm ³)	1.77
Área (cm ²)	36.00	hum. final (%)	4.28
Volum. (cm ³)	72.00	Esf. Normal (kg/cm ²)	1.50
Hum. inicial (%)	3.88	Carg. Normal (kg)	80.00

Deform. Tangencial		desplaz. vertical	desplazam. horizontal	Fuerza de corte	Esfuerzo de corte
div.	mm	(divisiones)	(divisiones)	(kg)	(kg/cm ²)
0	0.000	215	0	0.00	0.00
10	0.250	203	75	22.95	0.64
20	0.500	167	84	25.70	0.71
30	0.750	137	92	28.15	0.78
40	1.000	110	99	30.29	0.84
50	1.250	92	105	32.13	0.89
60	1.500	76	110	33.66	0.94
70	1.750	65	114	34.88	0.97
80	2.000	58	117	35.80	0.99
90	2.250	52	119	36.41	1.01
100	2.500	48	120	36.72	1.02
110	2.750	46	120	36.72	1.02
120	3.000				
130	3.250				
140	3.500				
150	3.750				
160	4.000				
170	4.250				
180	4.500				
190	4.750				
200	5.000				

UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



Ing. FÉLIX CORDERO GRADOS
CENTRO DE PRODUCCIÓN DE BIENES Y PRESTACIÓN DE SERVICIOS

Figura 104.

Parámetros de Resistencia del Suelo

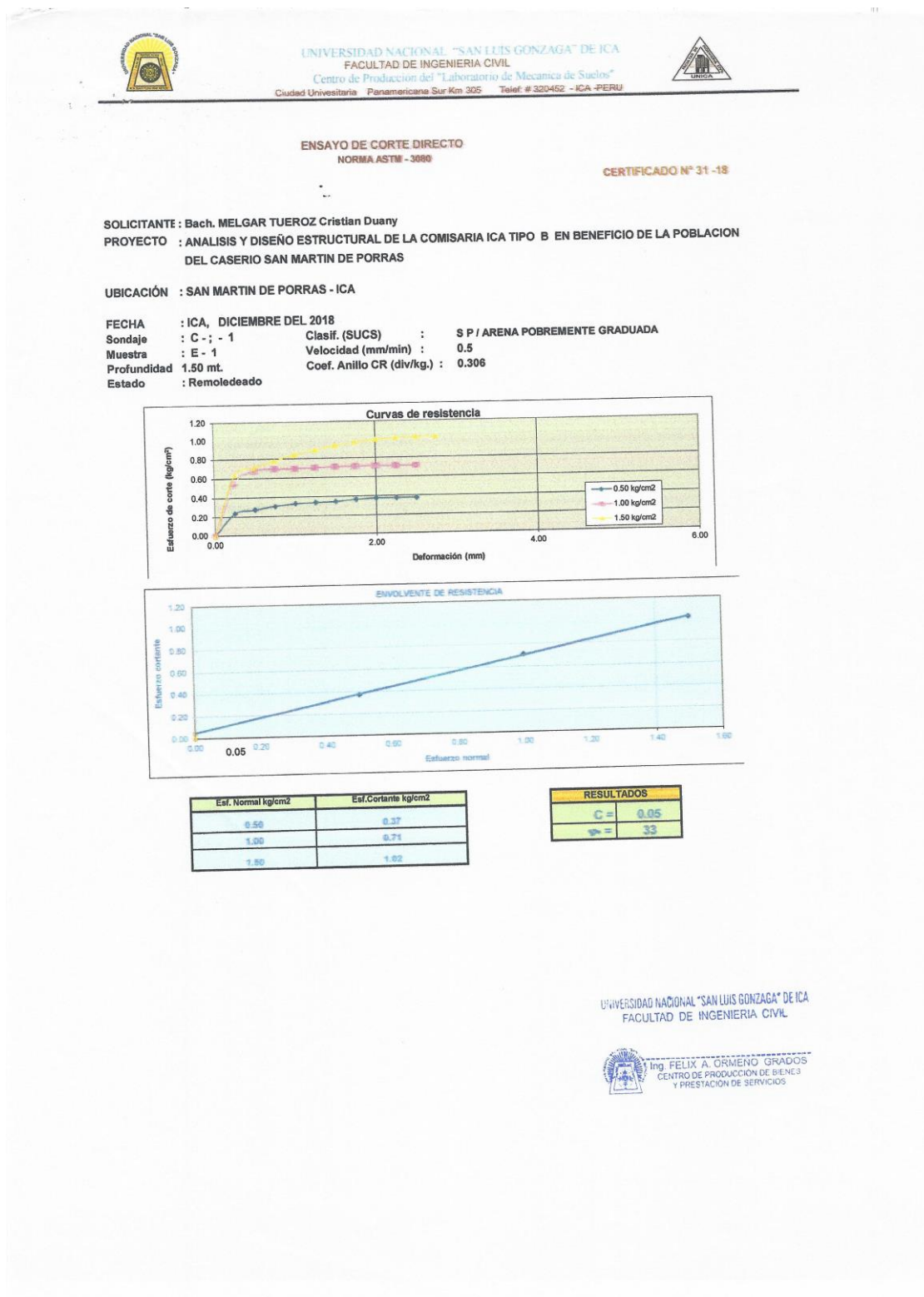


Figura 105.

Presupuesto del Proyecto - Parte 1 de 4

Presupuesto					
Presupuesto	0104006	TESIS: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS			
Subpresupuesto	001	COMISARIA ICA TIPO B			
Cliente	POLICIA NACIONAL DEL PERU			Costo al	06/02/2020
Lugar	ICA - ICA - ICA				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio \$/.	Parcial \$/.
01	OBRAS PROVISIONALES, TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD				136,886.38
01.01	OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES				48,914.98
01.01.01	OBRAS PROVISIONALES				26,628.25
01.01.01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA 3.60mX2.40M	und	1.00	1,295.51	1,295.51
01.01.01.02	CASETA DE ALMACEN Y/O GUARDIANIA	m2	40.00	66.05	2,642.00
01.01.01.03	CERCO PERIMETRICO PROVISIONAL, MALLA CON POSTES DE MAQUERA DE 4"X4"	m	143.40	133.38	19,128.09
01.01.01.04	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	est	1.00	2,402.05	2,402.05
01.01.02	INSTALACIONES PROVISIONALES				8,000.00
01.01.02.01	AGUA PARA LA CONSTRUCCION				2,000.00
01.01.02.01.01	OSTENSION DEL SERVICIO PARA AGUA DE CONSTRUCCION	gb	1.00	2,000.00	2,000.00
01.01.02.02	DESAGUE PARA LA CONSTRUCCION				1,500.00
01.01.02.02.01	DESAGUE PARA LA CONSTRUCCION	gb	1.00	1,500.00	1,500.00
01.01.02.03	ENERGIA ELECTRICA PROVISIONAL				2,500.00
01.01.02.03.01	CONEXION E INSTALACION DE ENERGIA ELECTRICA PROVISIONAL	gb	1.00	1,000.00	1,000.00
01.01.02.03.02	CONSUMO Y MANTENIMIENTO DE ENERGIA ELECTRICA PROVISIONAL	gb	1.00	1,500.00	1,500.00
01.01.03	TRABAJOS PRELIMINARES				18,888.71
01.01.03.01	LIMPIEZA DEL TERRENO				8,910.88
01.01.03.01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	1,232.56	1.38	1,700.93
01.01.03.01.02	LIMPIEZA PERMANENTE EN OBRA	mes	10.00	721.00	7,210.00
01.01.03.02	TRAZOS, NIVELES Y REPLANTEO				8,477.78
01.01.03.02.01	TRAZO Y REPLANTEO INICIAL	m2	4,110.83	1.87	8,684.75
01.01.03.02.02	REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	m2	1,232.56	2.12	2,613.03
01.02	SEGURIDAD Y SALUD				86,870.40
01.02.01	ELABORACION, IMPLEMENTACION Y ADMINISTRACION DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EN EL TRABAJO	gb	1.00	1,728.00	1,728.00
01.02.02	EQUIPOS DE PROTECCION INDIVIDUAL	und	120.00	577.87	69,344.40
01.02.03	EQUIPOS DE PROTECCION COLECTIVA	gb	1.00	3,500.00	3,500.00
01.02.04	SEÑALIZACION TEMPORAL DE SEGURIDAD	gb	1.00	900.00	900.00
01.02.05	CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD	gb	1.00	8,000.00	8,000.00
01.02.06	RECURSOS PARA RESPUESTAS ANTE EMERGENCIAS EN SEGURIDAD Y SALUD DURANTE EL TRABAJO	gb	1.00	2,500.00	2,500.00
02	ESTRUCTURAS				1,064,877.84
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				74,826.22
02.01.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS	m3	768.21	46.88	35,860.04
02.01.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	258.00	39.76	10,258.08
02.01.03	REFINE, NIVELACION Y COMPACTADO	m2	669.56	3.50	2,343.46
02.01.04	ACARREO DE MATERIAL DE EXCAVACION A ZONA DE ELIMINACION	m3	632.77	10.49	6,637.76
02.01.05	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	632.77	25.28	15,998.43
02.01.06	AFIRMADO E=0.10 m PARA PISOS INTERIORES Y EXTERIORES	m2	669.56	5.57	3,729.45
02.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				86,400.16
02.02.01	CONCRETO CIMIENTOS CORRIDOS MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON 30% PIEDRA	m3	235.18	170.25	40,039.40
02.02.02	CONCRETO SOBRECIMENTOS MEZCLA 1:8 - 25% P.M.	m3	21.39	282.08	5,995.48
02.02.03	CONCRETO SOLADO MEZCLA 1:10 CEMENTO-HORMIGON e=0.10 m.	m2	238.08	27.95	6,598.44
02.02.04	FALSO PISO DE 4" MEZCLA 1:8 C:H	m2	669.56	19.85	13,156.85
02.03	VEREDAS DE CONCRETO				820.64
02.03.01	EXCAVACION MANUAL FIVEREDAS	m3	4.31	40.02	172.49
02.03.02	VEREDA DE CONCRETO Fc=17 \$/kg/m2.	m2	6.46	41.17	265.96
02.03.03	ENCOFRADO VEREDAS h=0.15 m.	m2	8.18	22.26	182.09
02.04	PAVIMENTOS				27,884.68
02.04.01	CONCRETO Fc=210 kg/cm2, ESTACIONAMIENTO	m3	45.77	398.76	18,251.25
02.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	19.47	46.75	910.22
02.04.03	DOWEL LIBO DE 1/2" EN LOSA (JUNTAS LONGITUDINALES)	kg	94.86	7.42	703.86
02.04.04	DOWEL LIBO DE 1" EN LOSA (JUNTAS TRANSVERSALES)	kg	678.72	11.83	8,029.26
02.05	SARDINELES				4,948.81
02.05.01	CONCRETO Fc=175 kg/cm2, SARDINELES	m3	5.22	345.88	1,804.45

Figura 106.

Presupuesto del Proyecto - Parte 2 de 4

Presupuesto					
Presupuesto	0104006	TESIS: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS			
Subpresupuesto	001	COMISARIA ICA TIPO B			
Cliente	POLICIA NACIONAL DEL PERU			Costo al	06/02/2020
Lugar	ICA - ICA - ICA				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio \$/.	Parcial \$/.
02.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	38.00	46.75	1,776.50
02.05.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2	kg	79.82	5.80	462.96
02.06	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				882,098.28
02.06.01	ZAPATAS				46,498.71
02.06.01.01	CONCRETO ZAPATAS fc=210 kg/cm2	m3	100.33	298.04	29,902.35
02.06.01.02	ACERO CORRUGADO Fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA ZAPATAS	kg	3,203.93	5.18	16,598.36
02.06.02	VIGAS DE CIMENTACION				6,601.88
02.06.02.01	CONCRETO VIGAS DE CIMENTACION fc=210 kg/cm2	m3	6.60	290.13	1,914.86
02.06.02.02	ENCOFRADO EN VIGA DE CIMENTACION	m2	52.80	34.32	1,812.10
02.06.02.03	ACERO CORRUGADO Fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60 EN VIGAS DE CIMENTACION	kg	533.59	5.20	2,774.07
02.06.03	SOBRECIMIENTO ARMADO				18,002.40
02.06.03.01	CONCRETO SOBRECIMENTOS fc=175 kg/cm2	m3	19.00	288.09	5,129.20
02.06.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE SOBRECIMIENTO	m2	254.57	35.82	9,118.70
02.06.03.03	ACERO CORRUGADO Fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	914.31	5.20	4,754.41
02.06.04	COLUMNAS				209,873.08
02.06.04.01	CONCRETO EN COLUMNAS fc=210 kg/cm2	m3	128.96	332.83	42,258.10
02.06.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	1,360.83	36.93	50,248.07
02.06.04.03	ACERO CORRUGADO Fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60 EN COLUMNAS	kg	21,436.33	5.20	111,468.92
02.06.05	COLUMNETAS Y VIGAS EN TABIQUES				88,884.46
02.06.05.01	CONCRETO fc=210 kg/cm2	m3	69.53	332.83	23,141.67
02.06.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	927.11	36.93	34,238.17
02.06.05.03	ACERO CORRUGADO Fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	7,972.04	5.20	41,454.01
02.06.06	LOSAS ALIGERADAS				188,626.06
02.06.06.01	ENCOFRADO NORMAL DE LOSAS ALIGERADAS	m2	1,520.86	41.72	63,450.28
02.06.06.02	CONCRETO EN LOSA ALIGERADA fc=210 kg/cm2	m3	133.08	328.50	43,450.02
02.06.06.03	ACERO CORRUGADO Fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60 P/LOSAS ALIGERADA	kg	8,874.25	5.01	44,459.00
02.06.06.04	LADRILLO DE TECHO DE 15 x 30 x 30 cm DE ARCILLA	und	12,928.00	2.72	35,164.16
02.06.07	VIGAS				188,363.15
02.06.07.01	CONCRETO VIGAS fc=210 kg/cm2	m3	135.02	312.37	42,178.20
02.06.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	1,005.26	47.55	47,800.11
02.06.07.03	ACERO CORRUGADO Fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60 EN VIGAS	kg	19,110.93	5.20	99,378.84
02.06.08	PLACAS				88,088.80
02.06.08.01	CONCRETO EN PLACAS fc=210 kg/cm2	m3	96.67	332.83	32,174.08
02.06.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	m2	708.86	36.93	26,104.34
02.06.08.03	ACERO CORRUGADO Fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60 EN PLACAS	kg	5,732.85	5.20	29,809.78
02.06.09	ESCALERAS				26,287.84
02.06.09.01	CONCRETO ESCALERAS fc=210 kg/cm2	m3	24.53	285.57	7,005.03
02.06.09.02	ENCOFRADO DE ESCALERAS	m2	148.47	30.90	4,587.72
02.06.09.03	ACERO CORRUGADO Fy= 4200 kg/cm2 GRADO 60 P/ESCALERAS	kg	2,723.51	5.01	13,644.79
02.06.10	CISTERNA				8,318.08
02.06.10.01	CONCRETO EN CISTERNA fc=210 kg/cm2	m3	9.54	299.16	2,853.99
02.06.10.02	CISTERNA, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	42.42	36.23	1,538.88
02.06.10.03	ACERO CORRUGADO Fy= 4200 kg/cm2	kg	779.71	5.07	3,953.13
02.06.10.04	JUNTA DE PVC, TIPO WATER STOP P/ O SIMILAR	m	18.80	51.81	974.03
02.06.11	TANQUE ELEVADO				8,780.38
02.06.11.01	CONCRETO EN TANQUE ELEVADO fc=210 kg/cm2	m3	7.41	299.16	2,216.78
02.06.11.02	TANQUE ELEVADO, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	76.46	36.23	2,770.15
02.06.11.03	ACERO CORRUGADO Fy= 4200 kg/cm2	kg	744.27	5.07	3,773.45
03	ARQUITECTURA				988,466.37
03.01	MUROS Y TABIQUES				81,828.71
03.01.01	MURO LADRILLO K.K DE ARCILLA 18 H (09x013x0.24) AMARRE DE CABEZA, JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5	m2	117.71	62.24	7,328.27
03.01.02	MURO LADRILLO K.K DE ARCILLA 18 H (0.09x0.13x0.24) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5	m2	1,503.42	56.27	84,597.44
03.02	REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS				278,461.99
03.02.01	TARRAJEO DE CIELOSAS	m2	1,520.86	27.55	41,899.00

Figura 107.

Presupuesto del Proyecto - Parte 3 de 4

Presupuesto						
Presupuesto	0104006	TESIS: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS				
Subpresupuesto	001	COMISARIA ICA TIPO B				
Ciente		POLICIA NACIONAL DEL PERU			Costo al	06/02/2020
Lugar	ICA - ICA - ICA					
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.	
03.02.02	TARRAJEO EN MUROS EXTERIORES CON C/A-1:5 E=1.5CM	m2	1,095.42	54.06	59,218.41	
03.02.03	TARRAJEO EN MUROS INTERIORES CON C/A-1:5 E=1.5CM	m2	1,858.98	36.07	67,042.59	
03.02.04	TARRAJEO DE VIGAS	m2	1,392.37	25.03	34,851.02	
03.02.05	TARRAJEO COLUMNAS	m2	1,900.63	24.24	46,071.27	
03.02.06	TARRAJEO DE PASOS Y CONTRAPASOS	m2	183.43	42.81	7,852.04	
03.02.07	BRUÑAS DE 1 X 1 cm	m	3,442.46	2.38	8,193.05	
03.02.08	VESTIDURA DE DERRAMES	m	910.38	13.82	12,399.38	
03.02.09	TARRAJEO CON IMPERMEABILIZANTE, MORTERO CIA 1:3	m2	56.46	33.18	1,873.34	
03.03	FIBOS				147,288.98	
03.03.01	CONTRAFIBO DE 4MM, MEZCLA 1:5, ACAB. CON PASTA 1:2	m2	1,744.77	23.68	41,316.15	
03.03.02	FIBO CERAMICO 30 X 30 PEGADO CON CEMENTO Y FRAGUA DE PORCELANA	m2	1,744.77	46.16	80,538.58	
03.03.03	ZOCALO DE CERAMICO DE 30x30	m	90.05	23.48	2,114.37	
03.03.04	CONTRAZOCALO DE CEMENTO FULIDO h=0.10 m	m	1,296.82	17.97	23,300.26	
03.04	CARPINTERIA DE MADERA				26,284.98	
03.04.01	PUERTA CONTRAPLACADA CN TRIPLAY 6mm	m2	97.86	211.98	20,744.36	
03.04.02	PUERTA MAMPARA ACRILICA PM-1	und	3.00	800.00	2,400.00	
03.04.03	PUERTA MAMPARA ACRILICA PM-2	und	1.00	800.00	800.00	
03.04.04	PUERTA MAMPARA ACRILICA PM-3	und	1.00	450.00	450.00	
03.04.05	PUERTA MAMPARA ACRILICA PM-4	und	2.00	550.00	1,100.00	
03.05	CARPINTERIA METALICA				20,812.48	
03.05.01	PORTON METALICO DE INGRESO POSTERIOR	und	1.00	850.00	850.00	
03.05.02	PUERTA METALICA P-01	und	6.00	280.00	1,680.00	
03.05.03	VENTANA METALICA CON PERFIL DE 1"X1/8" FUA MARCO T DE 1"	m2	223.56	83.21	18,802.43	
03.06	CERRAJERIA				8,862.10	
03.06.01	CERRADURA PARA PUERTAS	und	59.00	41.65	2,457.35	
03.06.02	BISAGRAS CAPUCHINA ALUMINIZADA DE 4"	und	236.00	15.31	3,613.16	
03.06.03	MANIJA DE BRONCE 4" PARA PUERTAS	und	59.00	9.01	531.59	
03.07	VIDRIOS				16,000.88	
03.07.01	VIDRIO SEMIDOBLE INCOLORO CRUDO	pt	2,459.12	6.10	15,000.83	
03.08	PINTURAS				188,161.88	
03.08.01	PINTURA LATEX EN CIELO RASO Y VIGAS	m2	2,913.23	15.05	43,844.11	
03.08.02	PINTURA LATEX EN MUROS INTERIORES Y EXTERIORES	m2	4,991.28	17.11	85,403.80	
03.08.03	PINTURA BARNIZ EN CARPINTERIA DE MADERA	m2	97.86	14.15	1,384.72	
03.08.04	PINTURA ESMALTE DOS MANOS CARPINTERIA METALICA	m2	223.56	11.28	2,521.76	
03.09	EQUIPAMIENTOS Y MOBILIARIOS				260,000.00	
03.09.01	EQUIPAMIENTO MIN	gb	1.00	250,000.00	250,000.00	
04	INSTALACIONES SANITARIAS				68,200.20	
04.01	INSTALACIONES DE AGUA FRIA				14,286.86	
04.01.01	SALIDA DE AGUA FRIA TUBERIA PVC C-10 Ø 1/2"	pto	98.00	42.20	4,135.00	
04.01.02	TUBERIA PVC SP DE Ø=1/2"	m	283.90	14.80	4,144.94	
04.01.03	TUBERIA PVC SP DE Ø=3/4"	m	165.50	16.16	2,674.48	
04.01.04	TUBERIA PVC SP DE Ø=1"	m	30.05	17.80	534.89	
04.01.05	VALVULA CHECK DE BRONCE DE 1"	und	1.00	70.03	70.03	
04.01.06	VALVULA COMPUERTA DE 1/2"	und	16.00	86.16	1,378.56	
04.01.07	VALVULA COMPUERTA DE 3/4"	und	2.00	91.84	183.68	
04.01.08	GRIFO DE RIEGO DE 1/2"	und	2.00	35.53	71.06	
04.01.09	ESCALERA DE GATO	und	2.00	280.00	560.00	
04.01.10	PROVISION Y COLOCACION DE ELECTROBOMBA 0.50 HP	und	1.00	512.61	512.61	
04.02	INSTALACIONES DE DESAGUE				16,811.88	
04.02.01	SALIDA DESAGUE DE PVC SAL 2"	pto	66.00	34.77	2,294.82	
04.02.02	SALIDA DESAGUE DE PVC SAL 4"	pto	32.00	92.36	2,955.52	
04.02.03	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA PVC SAL 2"	m	119.90	23.77	2,850.02	
04.02.04	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA PVC SAL 4"	m	108.90	38.75	4,258.63	
04.02.05	TUBERIA COLECTORA DE DESAGUE PVC Ø"	m	47.00	27.52	1,293.44	
04.02.06	REGISTRO DE BRONCE 4"	und	9.00	48.98	422.84	
04.02.07	REGISTRO DE BRONCE 2"	und	13.00	36.43	473.59	

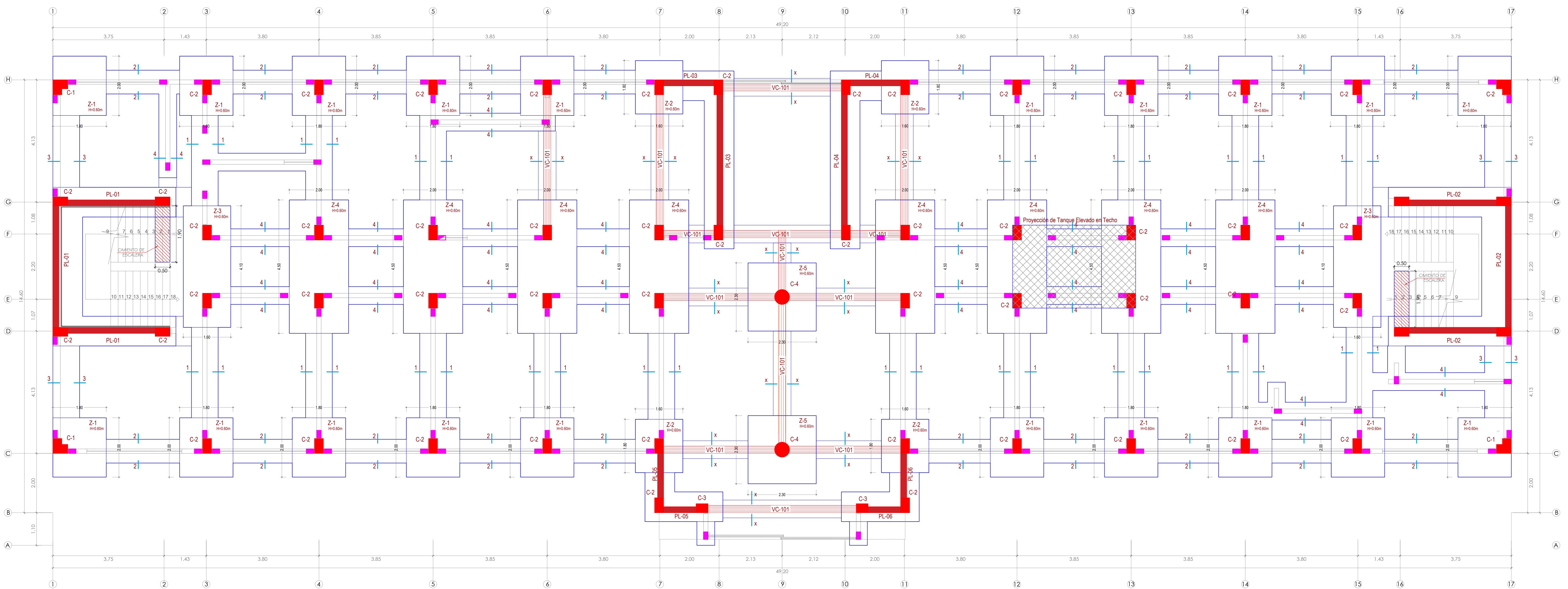
Figura 108.

Presupuesto del Proyecto - Parte 4 de 4

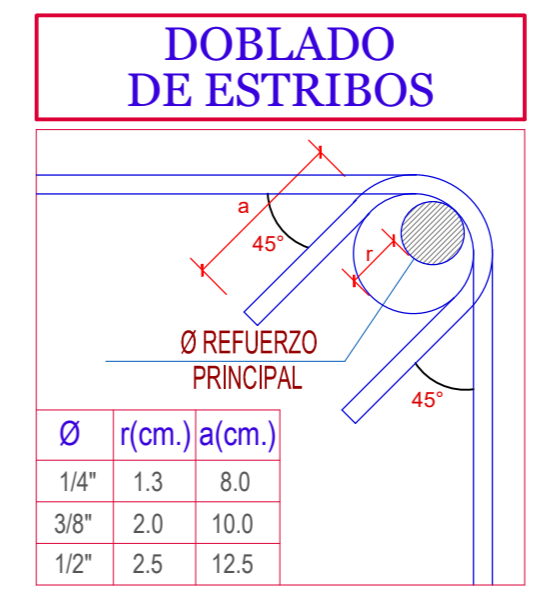
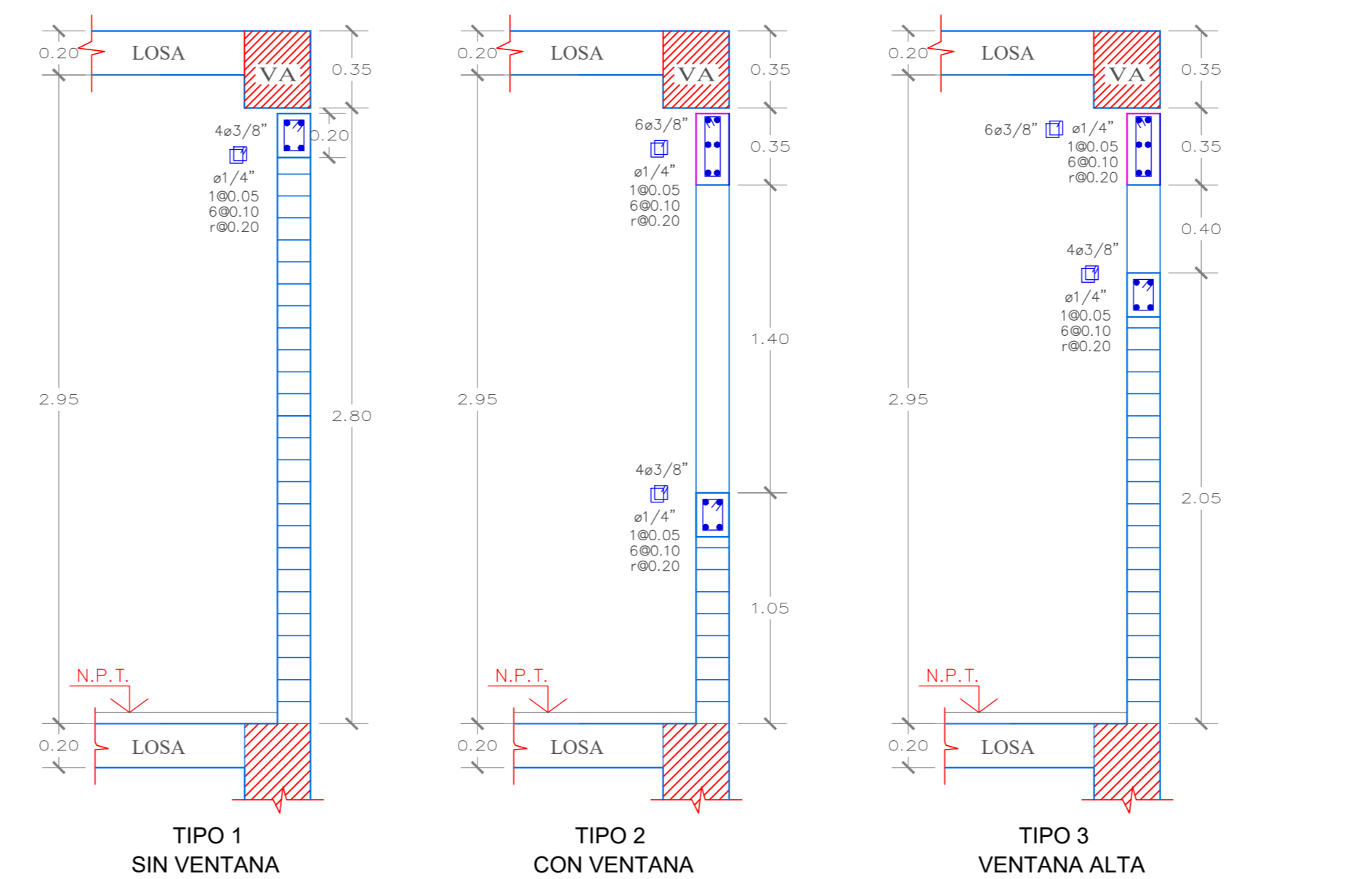
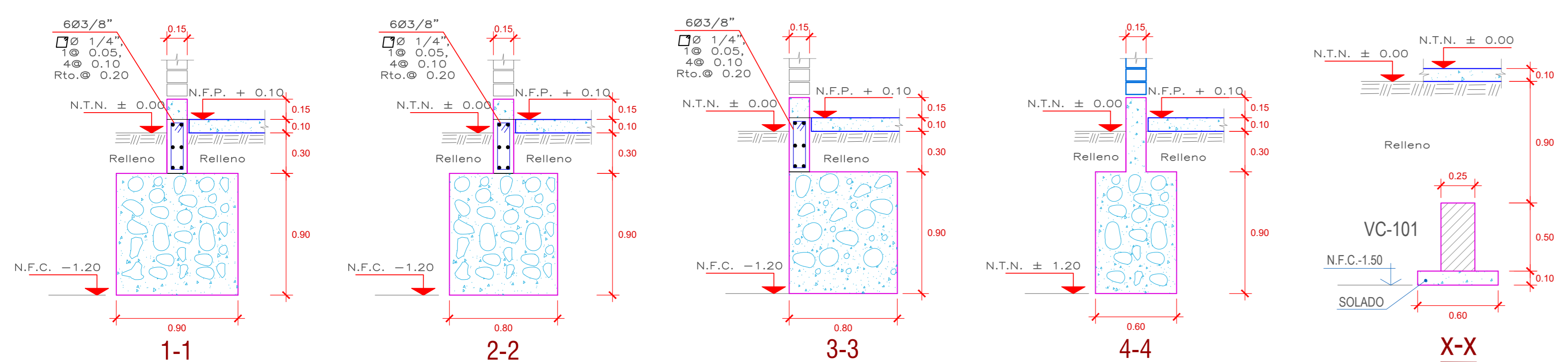
Presupuesto					
Presupuesto	0104006	TESIS: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS			
Subpresupuesto	001	COMISARIA ICA TIPO B			
Cliente		POLICIA NACIONAL DEL PERU	Costo al		06/02/2020
Lugar		ICA - ICA - ICA			
Item	Descripción	Und.	Medrado	Precio S/.	Parcial S/.
04.02.08	CAJAS DE REGISTRO DE DESAGUE 12" x 24"	und	8.00	158.00	1,264.00
04.02.09	SOMBRERO DE VENTILACION 2"	und	8.00	14.34	114.72
04.03	ACCESORIOS, EQUIPOS SANITARIOS Y ACCESORIOS				18,818.23
04.03.01	LAVATORIO IMPORTADO OVALUN COLOR	und	33.00	275.91	9,105.03
04.03.02	INODORO NACIONAL SIFON JET COLOR	und	32.00	215.16	6,885.12
04.03.03	LAVADERO DE ACERO INOXIDABLE UNA POZA	und	2.00	164.70	329.40
04.03.04	PAPELERA DE LOSA Y BARRA PLASTICA	und	32.00	54.01	1,728.32
04.03.05	JABONERA DE LOSA	und	24.00	31.89	765.36
04.04	PRUEBAS HIDRAULICAS Y DESINFECCION DE TUBERIAS				7,208.74
04.04.01	LIMPIEZA, DESINFECCION Y PRUEBAS DE RED DE AGUA FRIA	m	479.45	14.38	6,894.49
04.04.02	PRUEBA HIDRAULICA DE DESAGUE	gib	1.00	315.25	315.25
05	INSTALACIONES ELECTRICAS				182,776.88
05.01	CENTRO DE LUZ				8,947.00
05.01.01	CENTRO DE LUZ CON PVC-SAP	pto	175.00	50.84	8,947.00
05.02	SALIDAS				18,071.74
05.02.01	SALIDA DE TOMACORRIENTE DOBLE UNIVERSAL	pto	119.00	85.06	10,122.14
05.02.02	SALIDA PARA TELEFONO EXTERNO	pto	20.00	122.90	2,458.00
05.02.03	SALIDA PARA ANTENA DE TELEVISION	pto	4.00	122.90	491.60
05.03	CONDUCTORES ELECTRICOS				6,348.68
05.03.01	CONDUCTOR NHX-90 DE 2.5 mm ² PARA CENTRO DE LUZ	m	1,009.00	2.10	3,378.90
05.03.02	CONDUCTOR NHX-90 DE 4.00 mm ² PARA TOMACORRIENTES	m	1,167.20	2.54	2,964.69
05.04	TUBERIAS Y ACCESORIOS				10,018.27
05.04.01	TUBERIA PVC-SAP ELECTRICA DE 20 mm	m	1,279.60	7.83	10,018.27
05.05	INTERRUPTORES				3,487.62
05.05.01	INTERRUPTOR SIMPLE	und	57.00	43.27	2,465.39
05.05.02	INTERRUPTOR DOBLE	und	5.00	54.27	271.35
05.05.03	INTERRUPTOR EN CONMUTACION	und	14.00	54.27	759.78
05.06	ARTEFACTOS DE ILUMINACION				118,444.28
05.06.01	LUMINARIA MODELO DAYZONE LED MODULE DE 51W	und	43.00	881.44	37,901.92
05.06.02	LUMINARIA MODELO LUZ SPACE LED MODULE DE 23W	und	95.00	781.44	74,236.80
05.06.03	LUMINARIA TIPO SOLA DE 42W	und	37.00	170.42	6,305.54
05.07	TABLEROS DE DISTRIBUCION				847.62
05.07.01	TABLERO DE DISTRIBUCION COMPLETA PARA S.E. TRIFASICA DE 100KVA/380/220 V	und	4.00	211.88	847.52
05.08	POZO A TIERRA				604.79
05.08.01	POZO A TIERRA	und	1.00	604.79	604.79
06	VARIOS				2,136.30
06.01	ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION DE C* F'c=210 kg/cm ²	und	51.00	35.00	1,785.00
06.02	DISEÑO DE MEZCLA DE CONCRETO F'c=210 kg/cm ²	und	1.00	350.00	350.00
07	IMPACTO AMBIENTAL				2,600.00
07.01	MITIGACION DE IMPACTO AMBIENTAL				2,600.00
07.01.01	MITIGACION DEL IMPACTO AMBIENTAL	gib	1.00	2,500.00	2,500.00
	COSTO DIRECTO				2,381,829.28
	GASTOS GENERALES 10%				238,182.93
	UTILIDAD 6%				118,191.48
	SUBTOTAL				2,741,403.69
	IMPUESTO (IGV 18%)				493,462.88
	TOTAL PRESUPUESTO				3,234,866.57
	EXPEDIENTE TECNICO				80,871.41
	SUPERVISION				181,742.82
	PRESUPUESTO TOTAL DEL PROYECTO				3,477,470.84
SON : TRES MILLONES CUATROCIENTOS SESENTISIETE MIL CUATROCIENTOS SETENTA Y SEIS NUEVE SOLES					

Figura 109.

Planos de la Comisaría

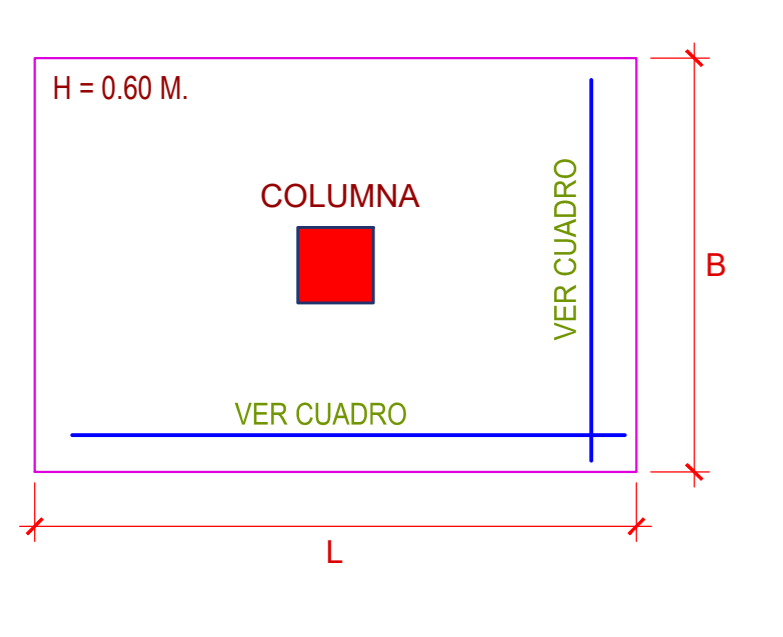


CIMENTACION - PABELLON
ESCALA : 1/50



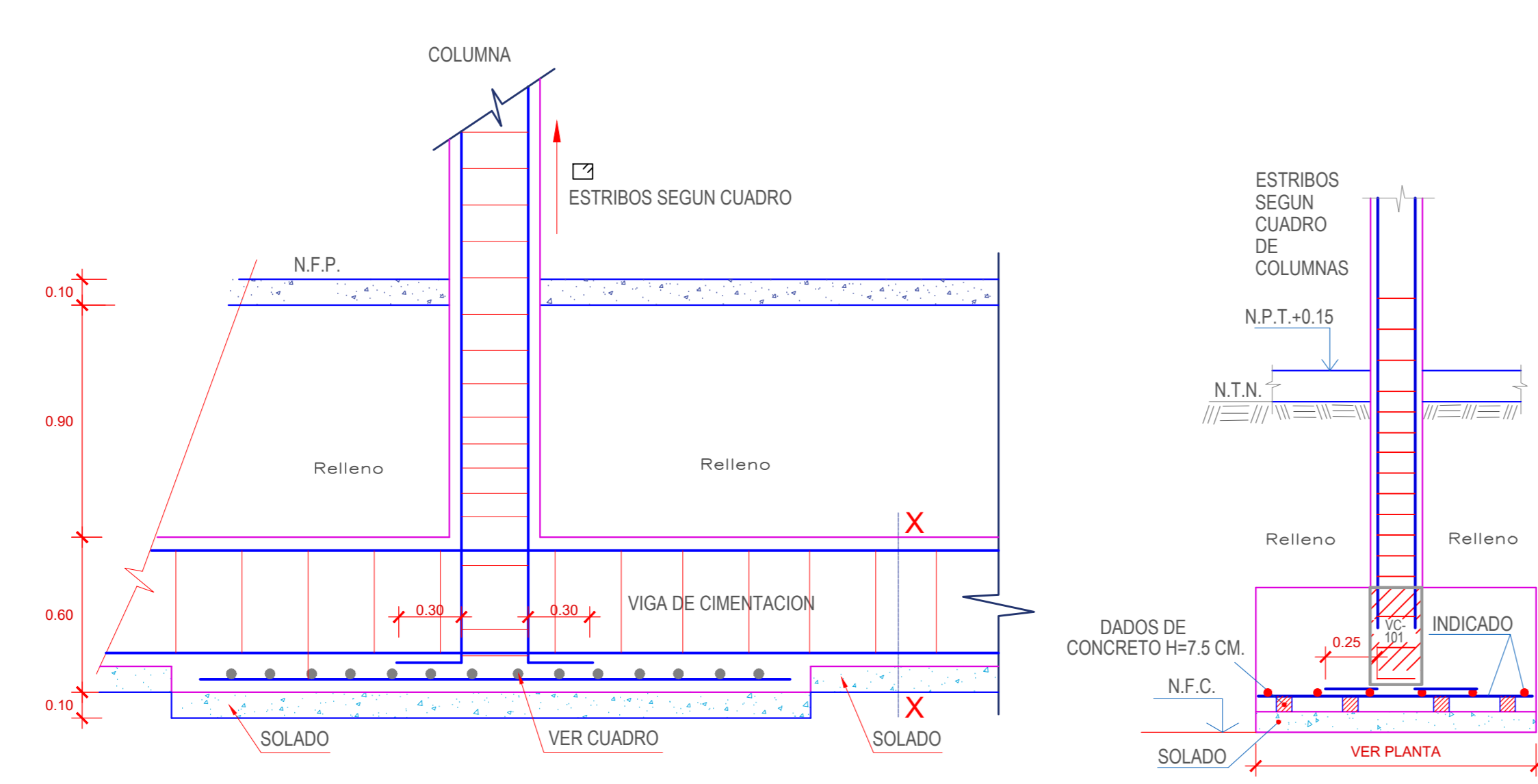
TIPO	SECCION	ARMADURA	ESTRIBOS
C-1		10 Ø3/8" + 2 Ø1/2"	Ø 3/8" @ 0.50, 6Ø 10 @ 0.20
C-2		6 Ø3/8"	Ø 3/8" @ 0.50, 6Ø 10 @ 0.20
C-2		4 Ø3/8"	Ø 3/8" @ 0.50, 6Ø 10 @ 0.20
C-4		10 Ø3/8"	Ø 3/8" @ 0.50, 6Ø 10 @ 0.20
C-5		4 Ø3/8"	Ø 3/8" @ 0.50, 6Ø 10 @ 0.20

CONCRETO SIMPLE	$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ C.H.
Cemento corrido	$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ C.H + 30% P.G.
Sobrecimiento simple	$f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ C.H + 25% P.M.
CONCRETO ARMADO	Zapatas, Columnas, Vigas de cimentacion, escaleras, Sobrecimiento, vigas y aligerados: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTO	Losas Aligeradas y vigas chatas 2.5 cm.
Zapatas	= 7.5cm
Columnas	= 3.5 cm.
Vigas peraltadas	= 4.0 cm.
Vigas chatas	= 2.5 cm.
Vigas de cimentacion	= 5.0 cm.
Escalera	= 2.5cm.
El recubrimiento deberá medirse a la cara exterior del estribo.	
PARAMETROS DE CIMENTACION	Cota de Fundación en Zapatas $D_f = 1.50 \text{ m}$.
Capacidad Máxima Admisibles	$G_l = 1.37 \text{ kg/cm}^2$ (Verificar en campo)
ANALISIS SISMICO	Se encuentra Ubicado en la Zona 4
Factor de Zona	= 2-0.45
SOBRECARGAS	1° y 2° piso = 200 kg/m ²
Escaleras	= 400 kg/m ²
Azotea	= 150 kg/m ²
LONGITUD DE TRASLAPE	Longitud mínima de anclaje y traslape de armadura = 3Ø diámetros.
MUROS	Muro de Ladrillo de arcilla King Kong 18 Huecos con Mortero 1:5 cemento:arena gruesa: 1m ³ = 45kg/cm ² Junta máxima: 1.5cm., mínima: 1.0 cm.

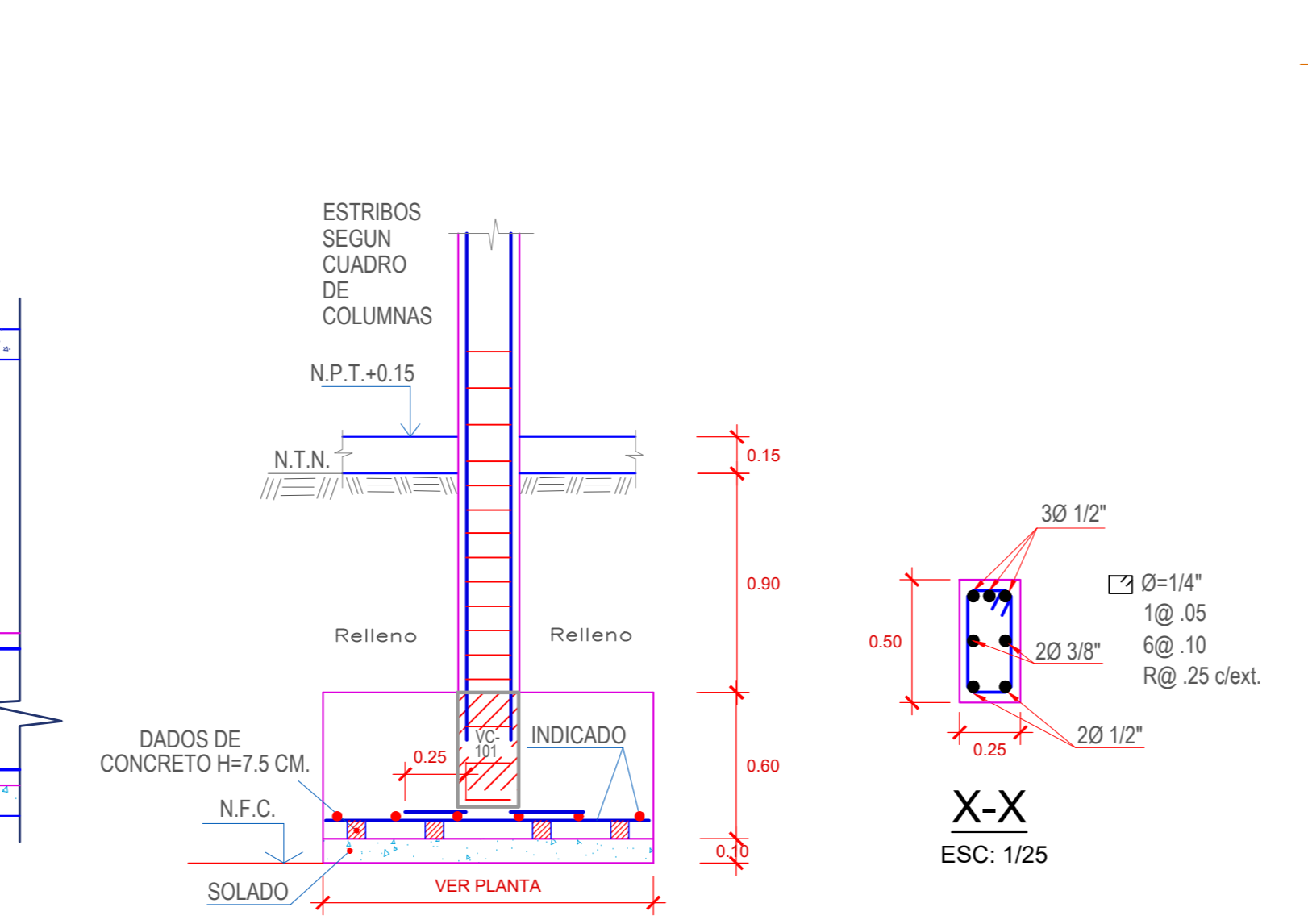


DESCRIPCION	DIMENSION	ALTURA	REFUERZO LONGITUDINAL	REFUERZO TRANSVERSAL
Z-1	1.50 X 2.00	0.60	Ø5/8"@0.15	Ø5/8"@0.15
Z-2	1.60 X 1.60	0.60	Ø5/8"@0.15	Ø5/8"@0.15
Z-3	1.60 X 4.10	0.60	Ø5/8"@0.15	Ø5/8"@0.15
Z-4	2.00 X 4.50	0.60	Ø5/8"@0.15	Ø5/8"@0.15
Z-5	2.30 X 2.30	0.60	Ø5/8"@0.15	Ø5/8"@0.15

DIMENSIONES DE ZAPATAS
ESC: 1/25



DETALLE DE ZAPATA-VIGA DE CIMENTACION
ESC: 1/20



DETALLE DE ZAPATA
ESC: 1/25

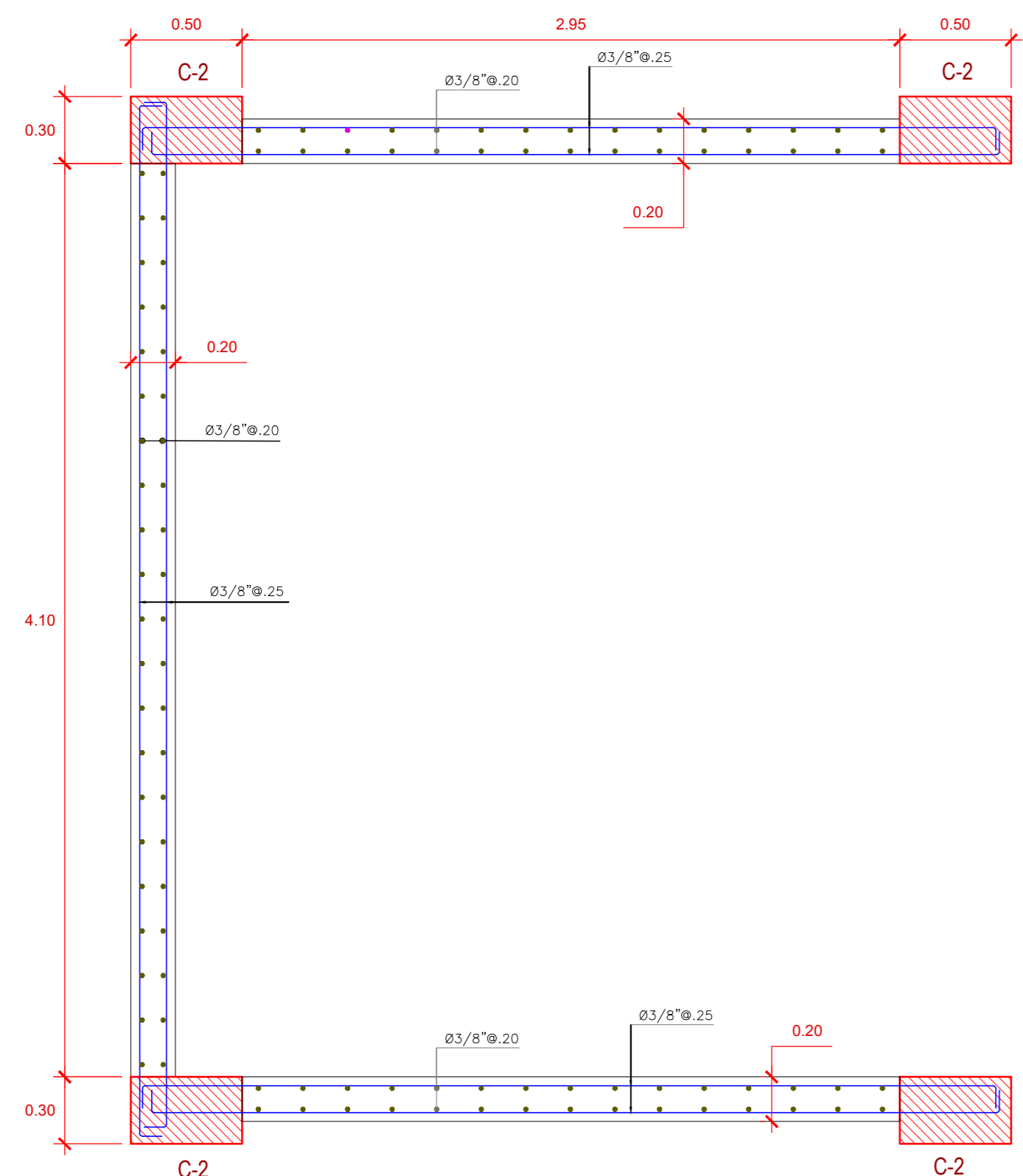
DETALLE DE VANOS
ESC: 1/25

a	b	c	d
3/8"	15		
1/2"	15		
5/8"	20		
3/4"	25		
1"	35		

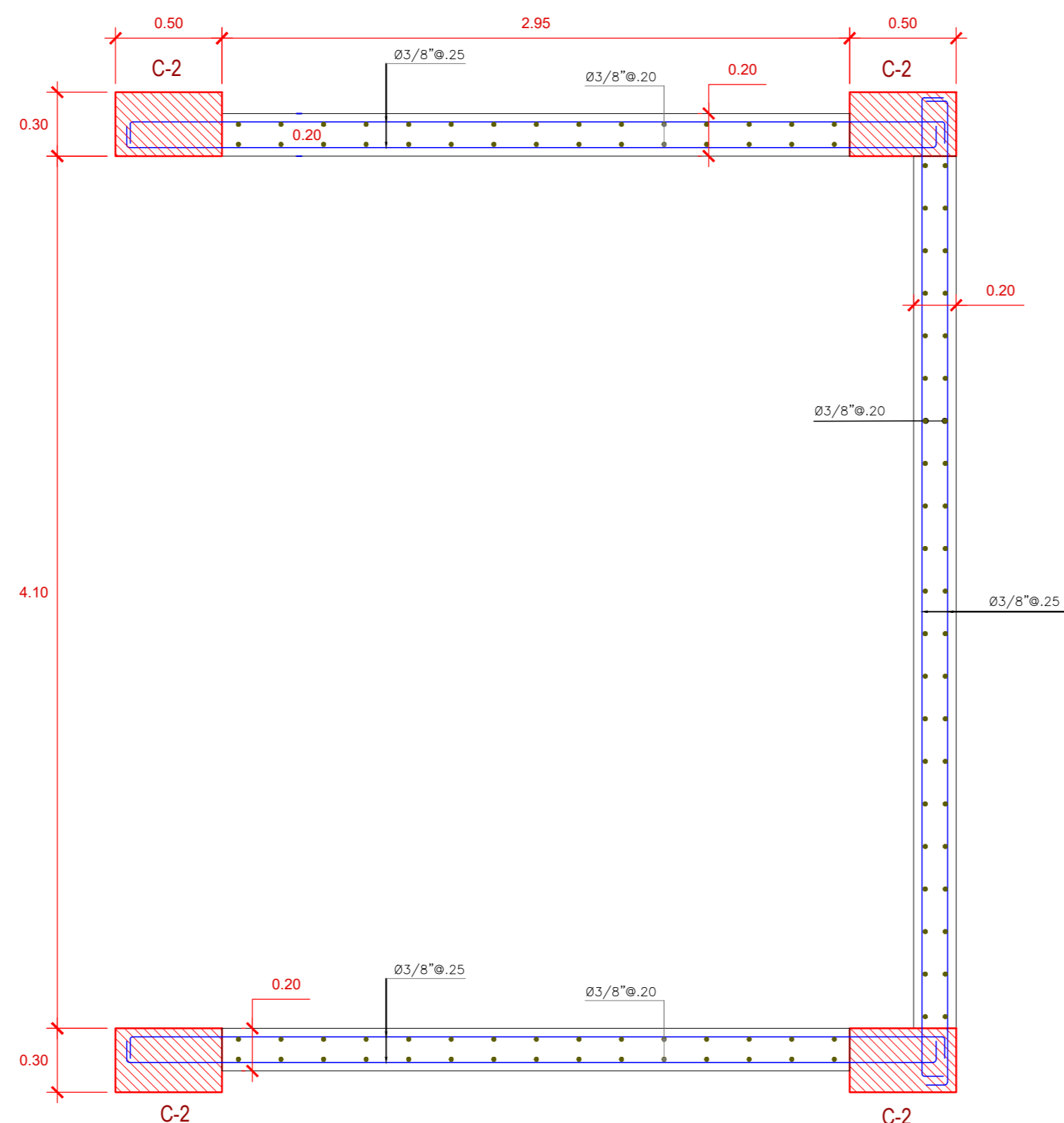
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUM. (cm)	LOSAS Y VIGAS EN COLUMNAS
6mm	30	30	
3/8"	40	30	
1/2"	50	40	
5/8"	60	50	
3/4"	70	60	
1"	120	90	

Ø	L	Rmin.
6mm	10cm	1.5cm
3/8"	15cm	2.0cm

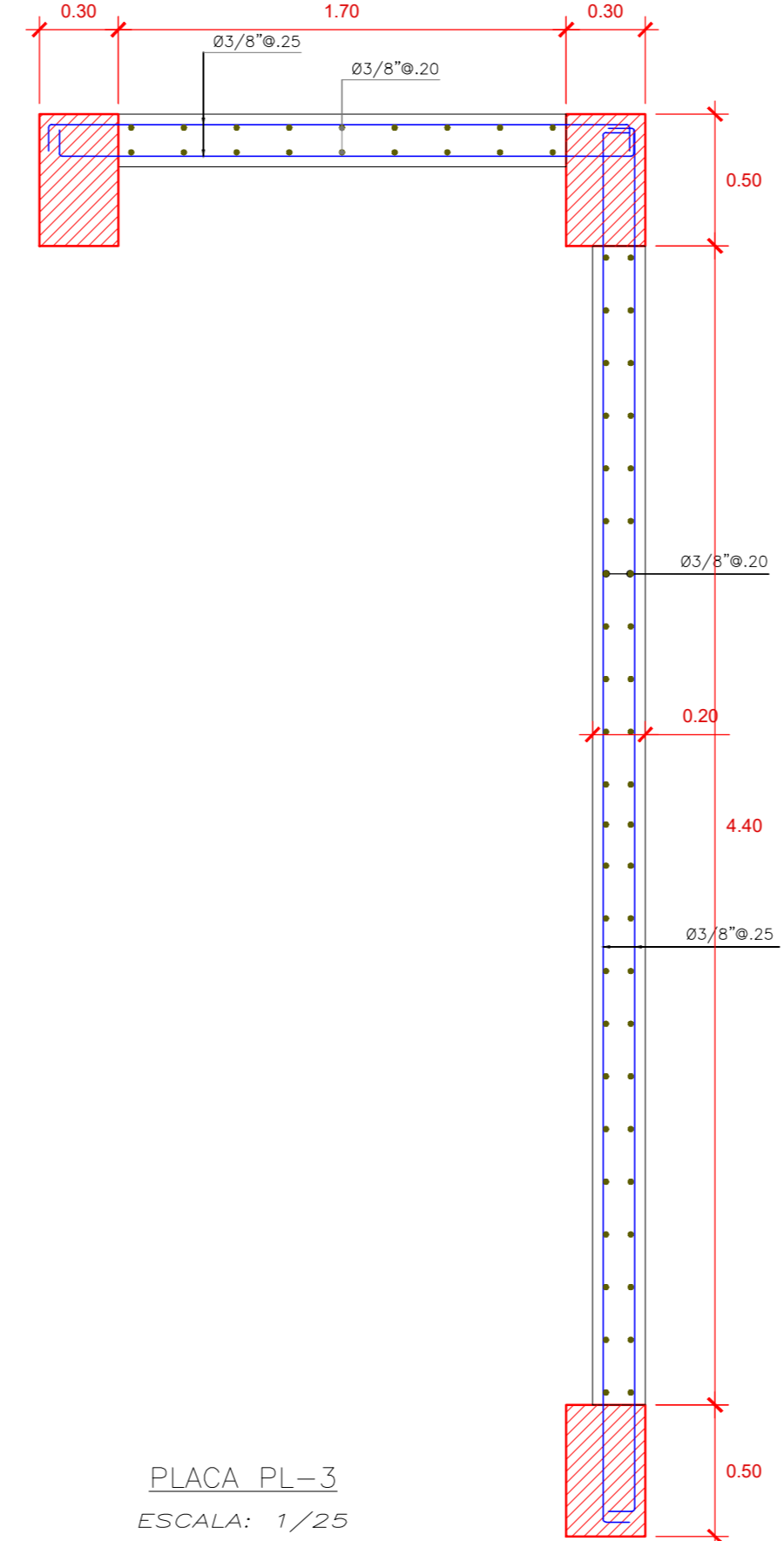
		TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"		DPTO.	ICA
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" Lt. PNP		PROV.	ICA
PLANO: CIMENTACION		DIBUJO: CDMT ESCALA: 1 : 50 FECHA: ENE. 2020		LAMINA: E-01	
BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ		ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES			



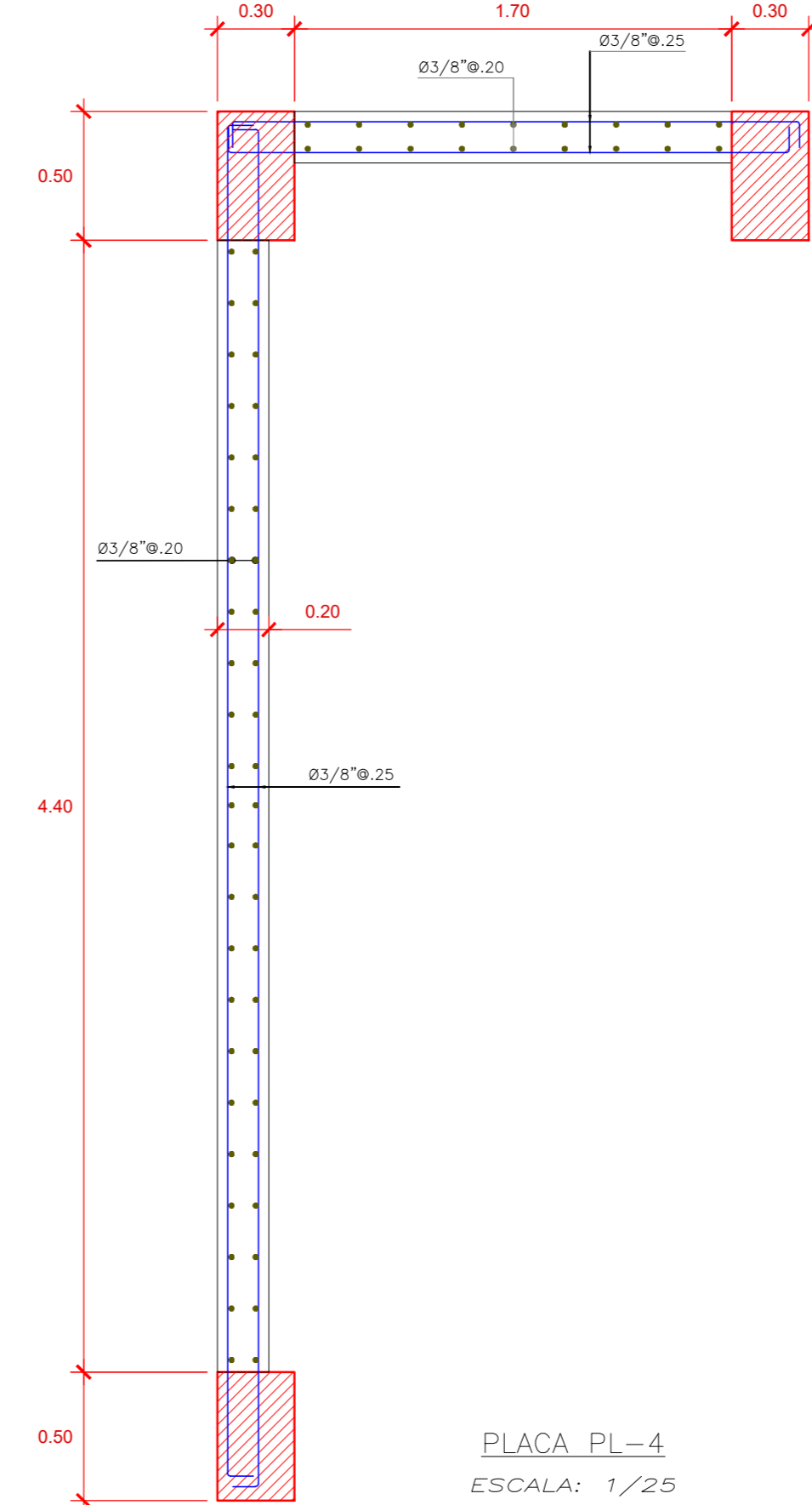
PLACA PL-1
ESCALA: 1/25



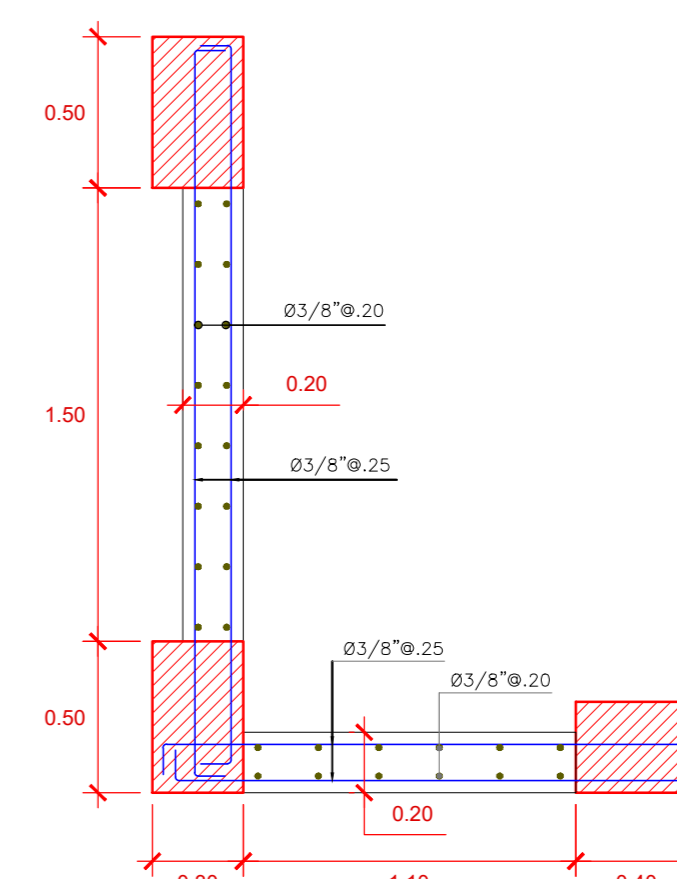
PLACA PL-2
ESCALA: 1/25



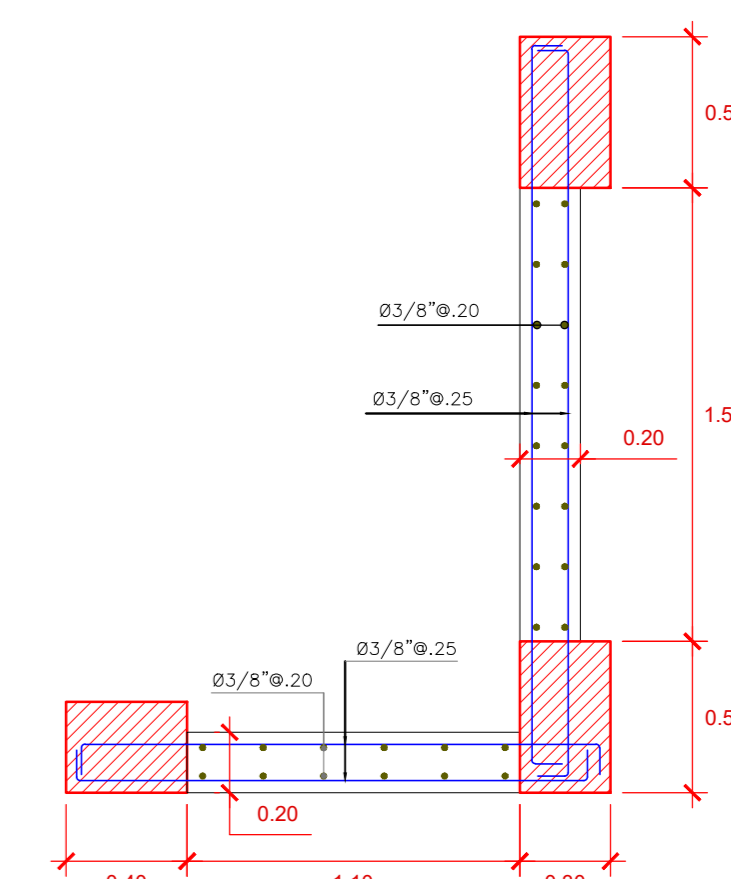
PLACA PL-3
ESCALA: 1/25



PLACA PL-4
ESCALA: 1/25

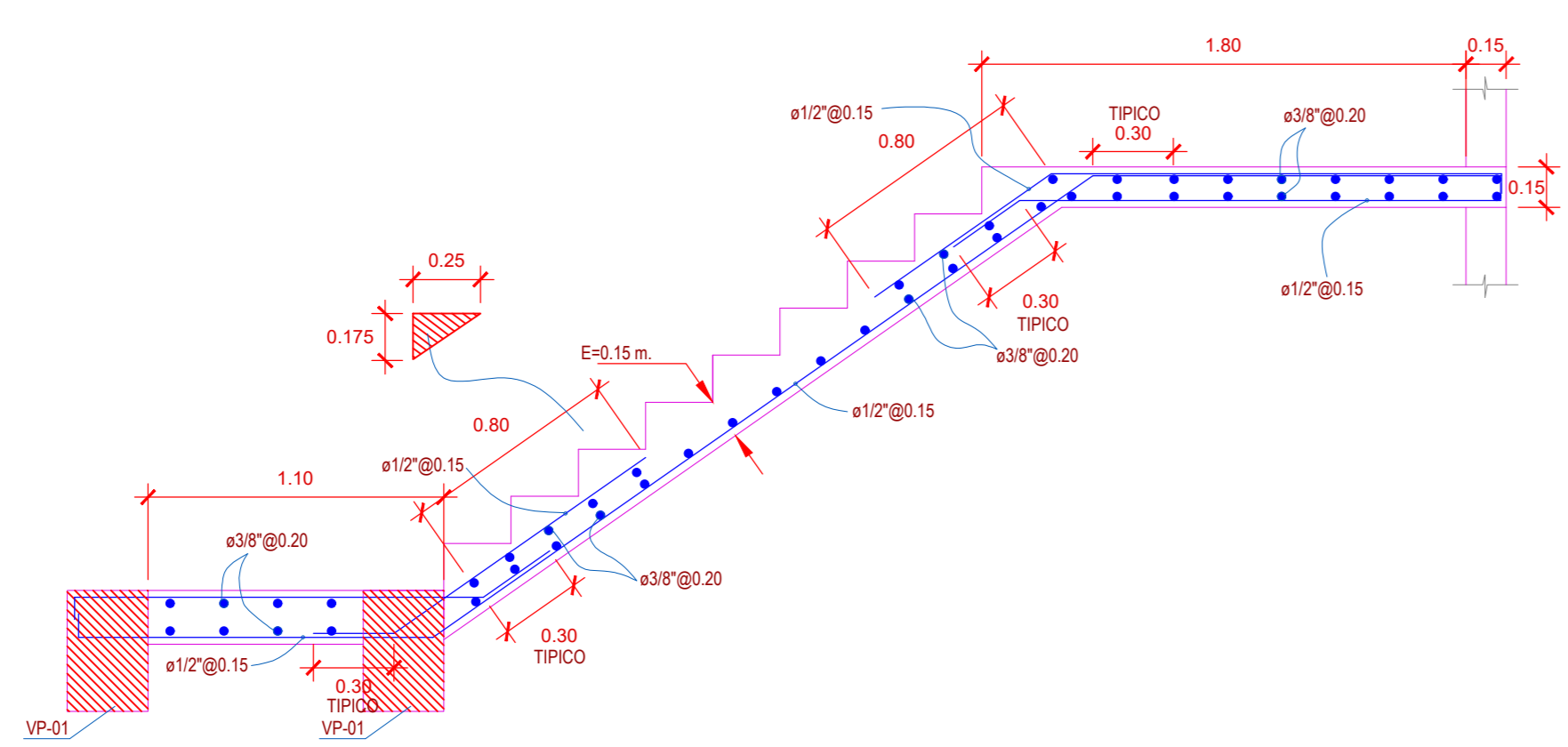


PLACA PL-5
ESCALA: 1/25

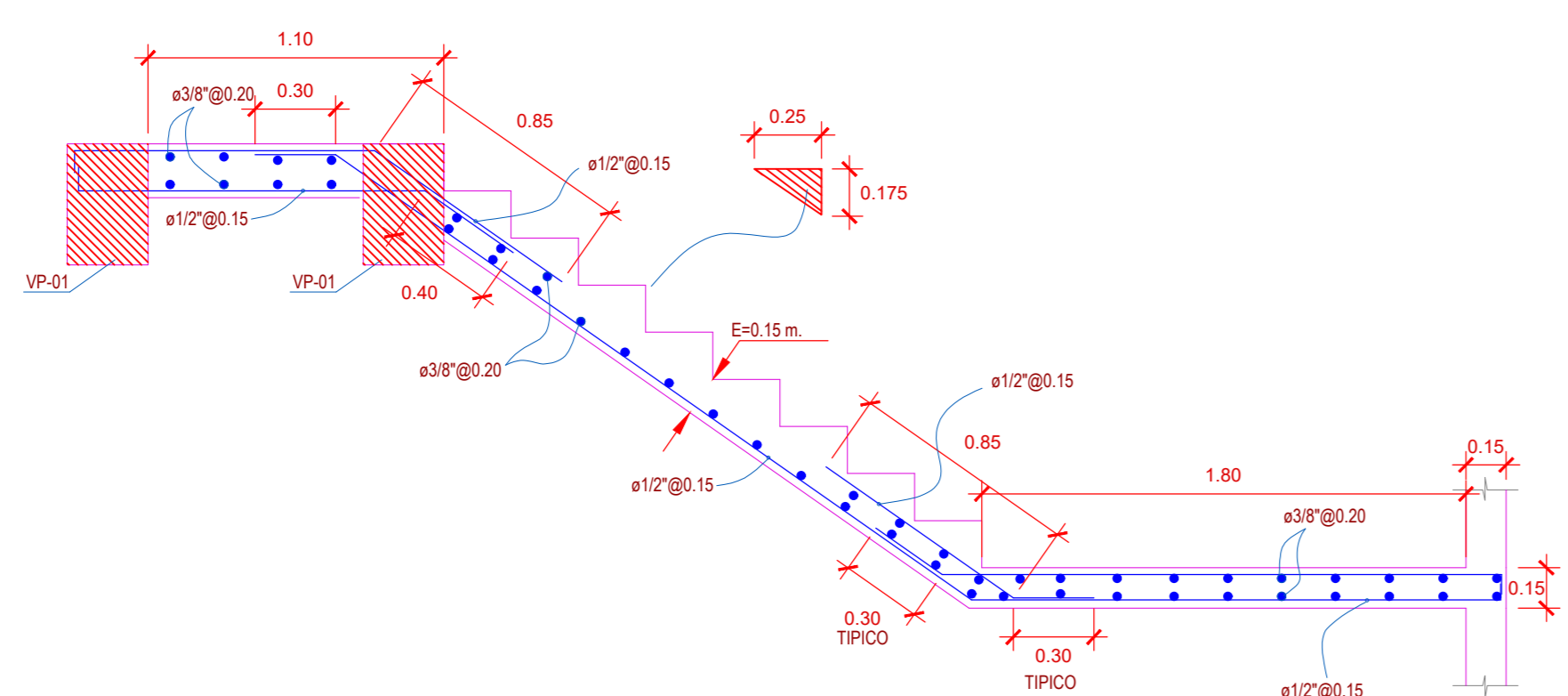


PLACA PL-6
ESCALA: 1/25

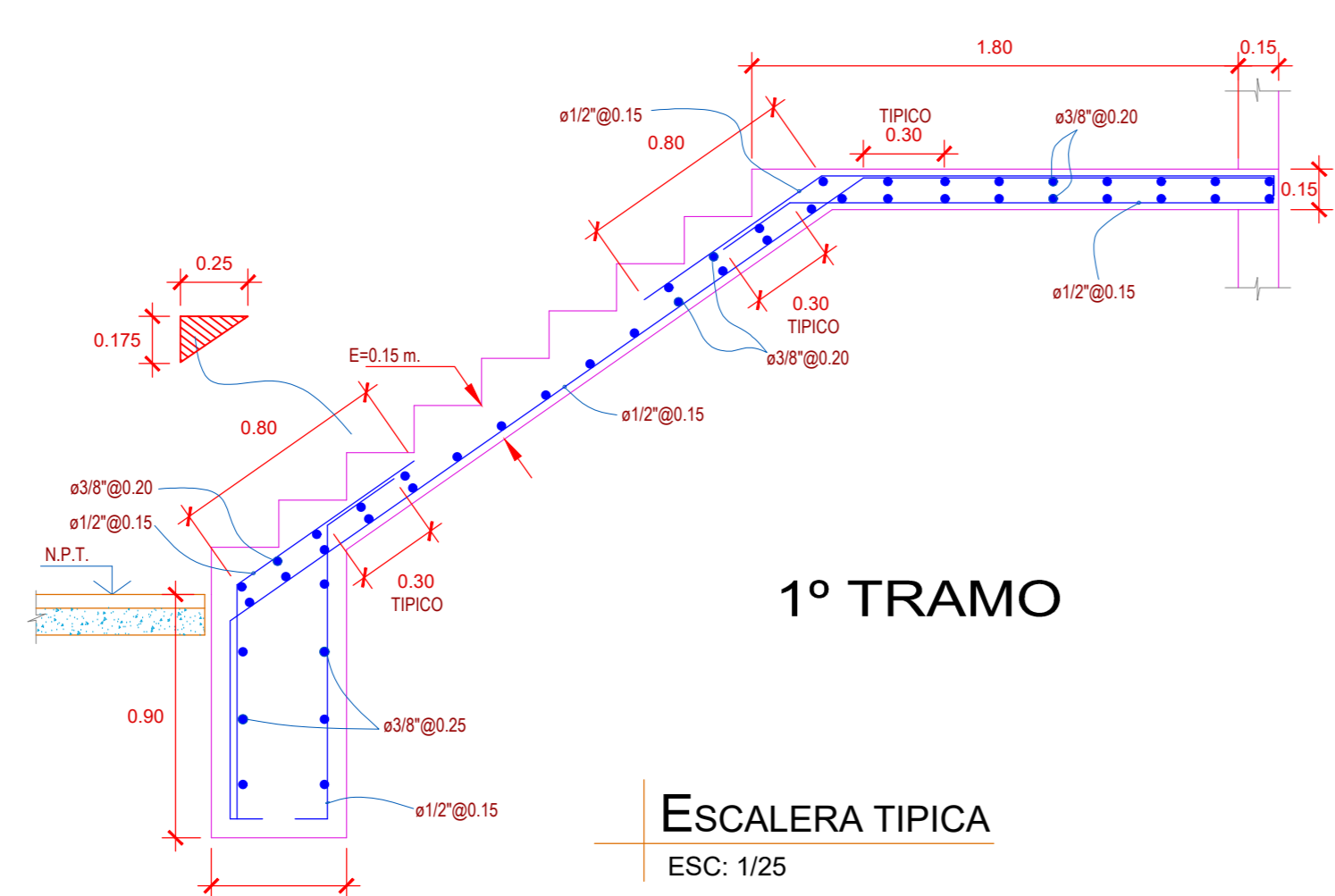
DETALLE DE PLACAS
ESC: 1/25



3° y 5° TRAMO

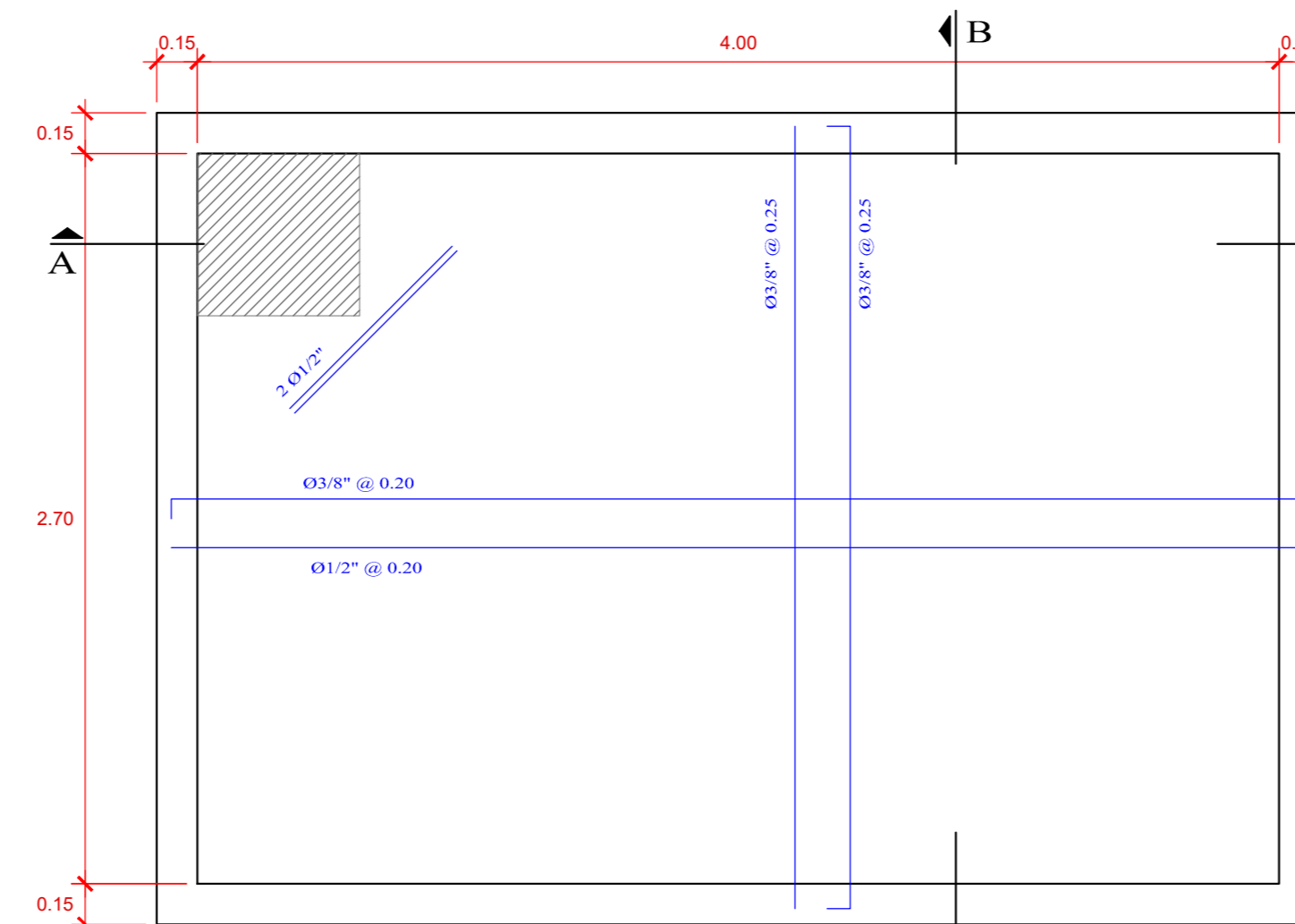


2°, 4° y 6° TRAMO



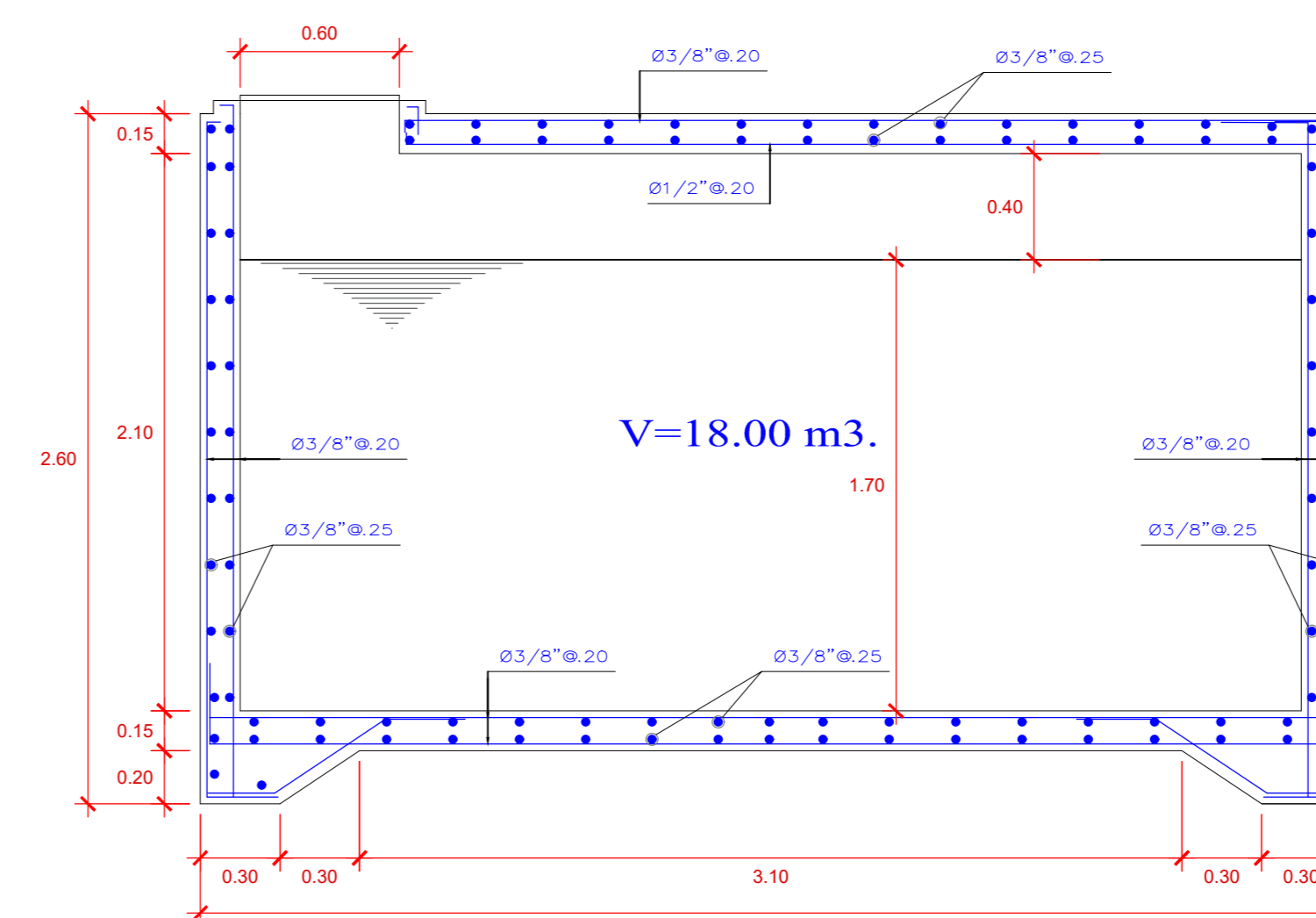
1° TRAMO

ESCALERA TIPICA
ESC: 1/25

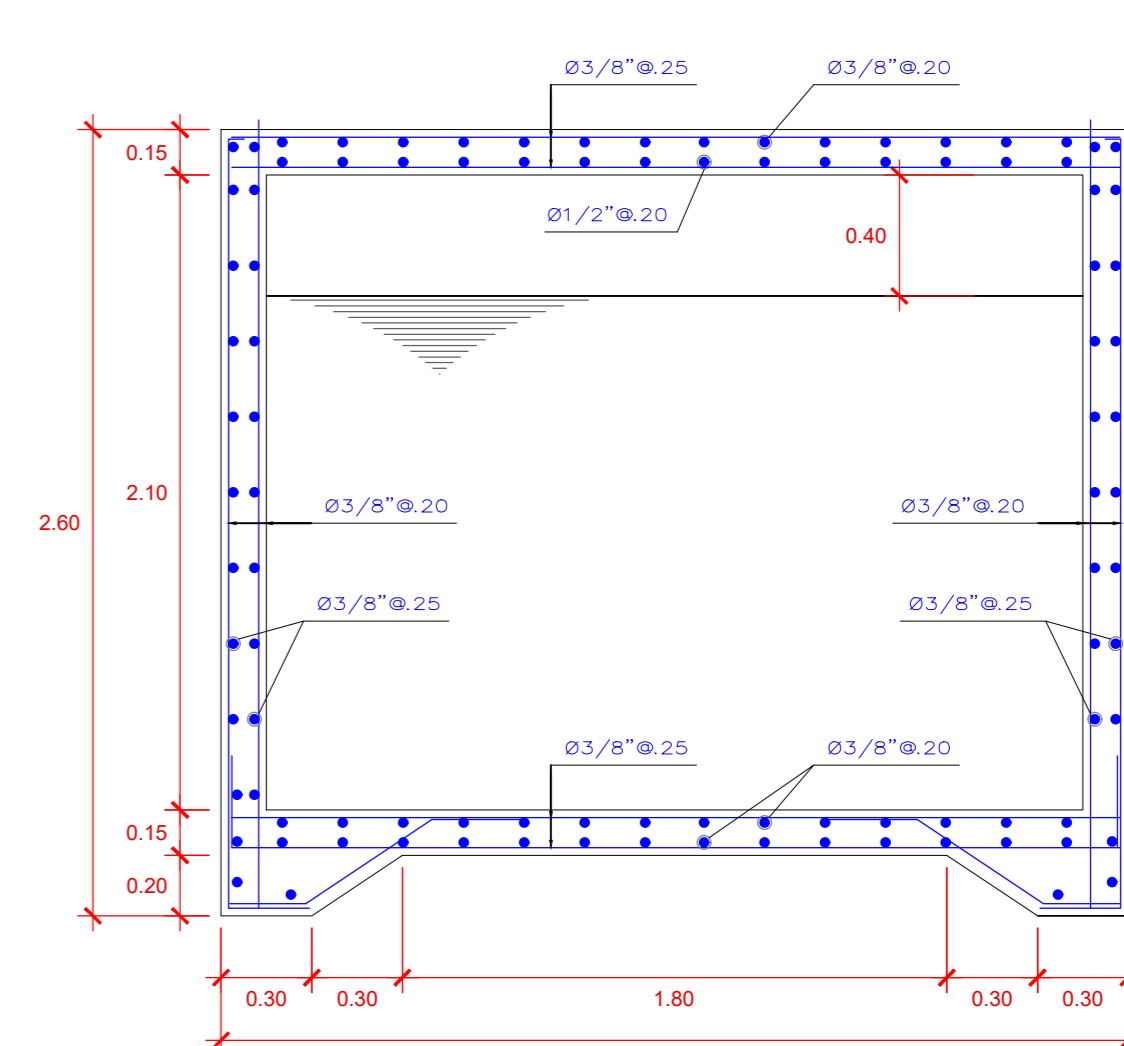


PLANTA

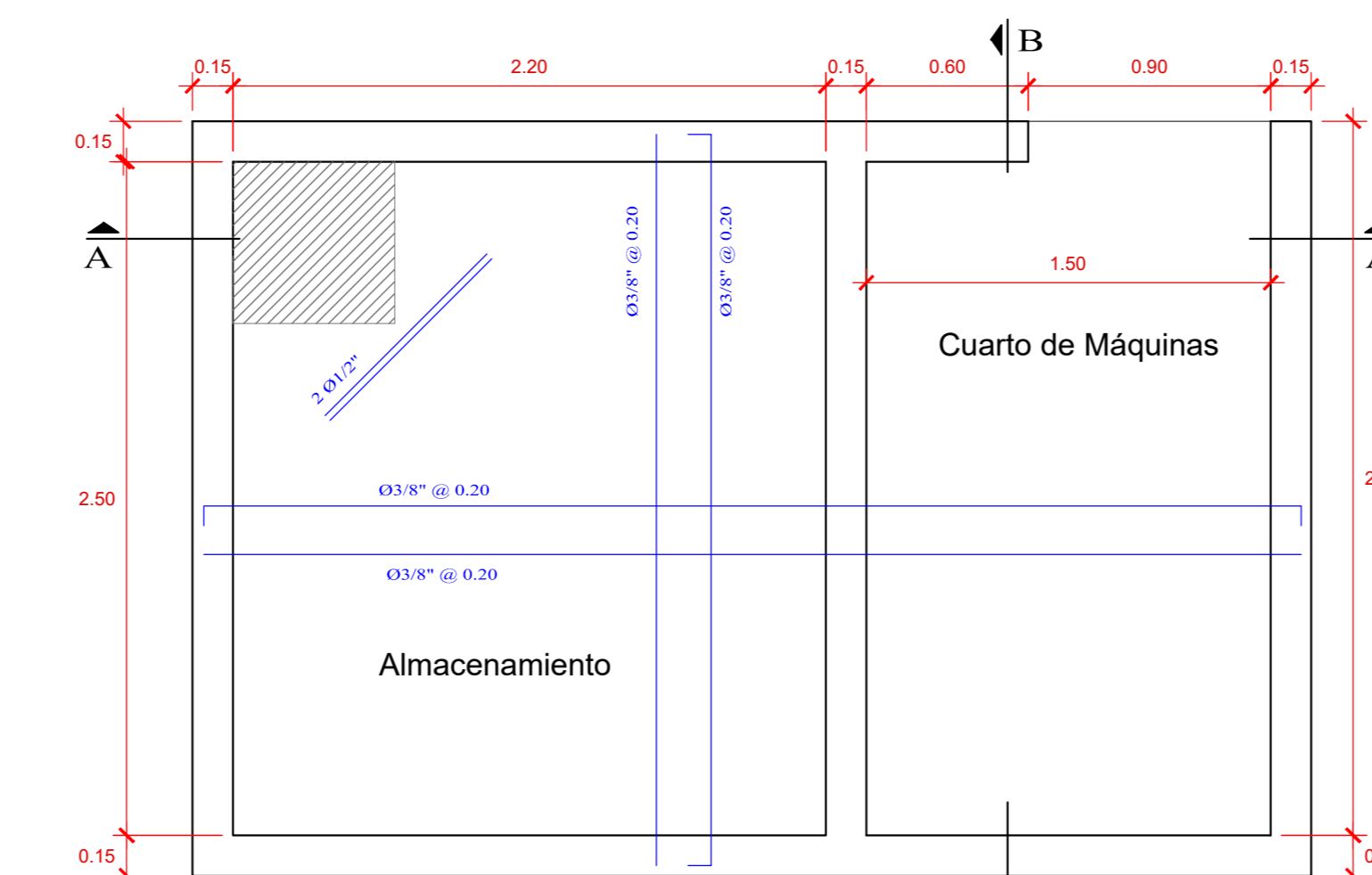
CISTERNA V=18m3
ESC: 1/25



CORTE A-A

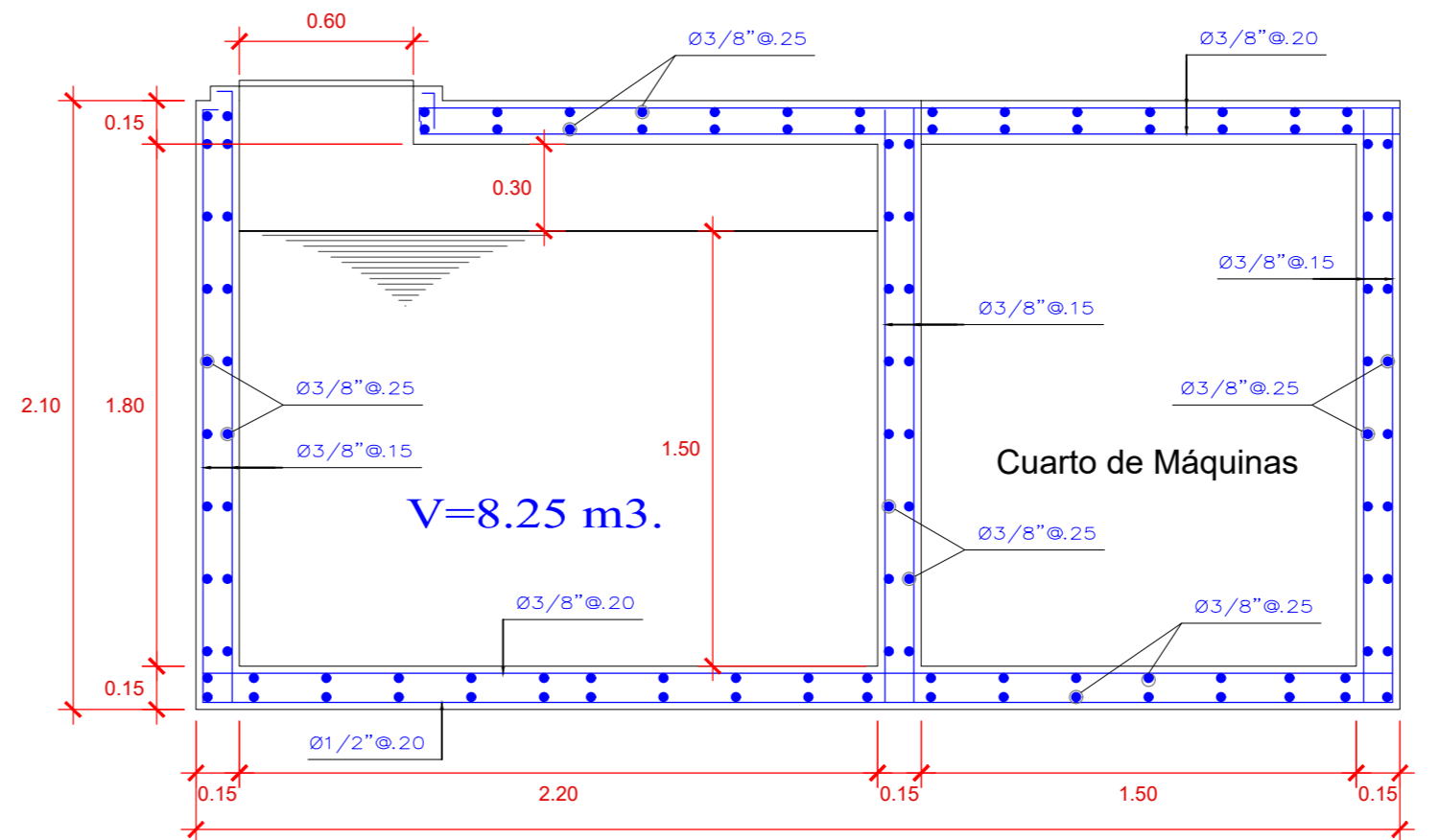


CORTE B-B

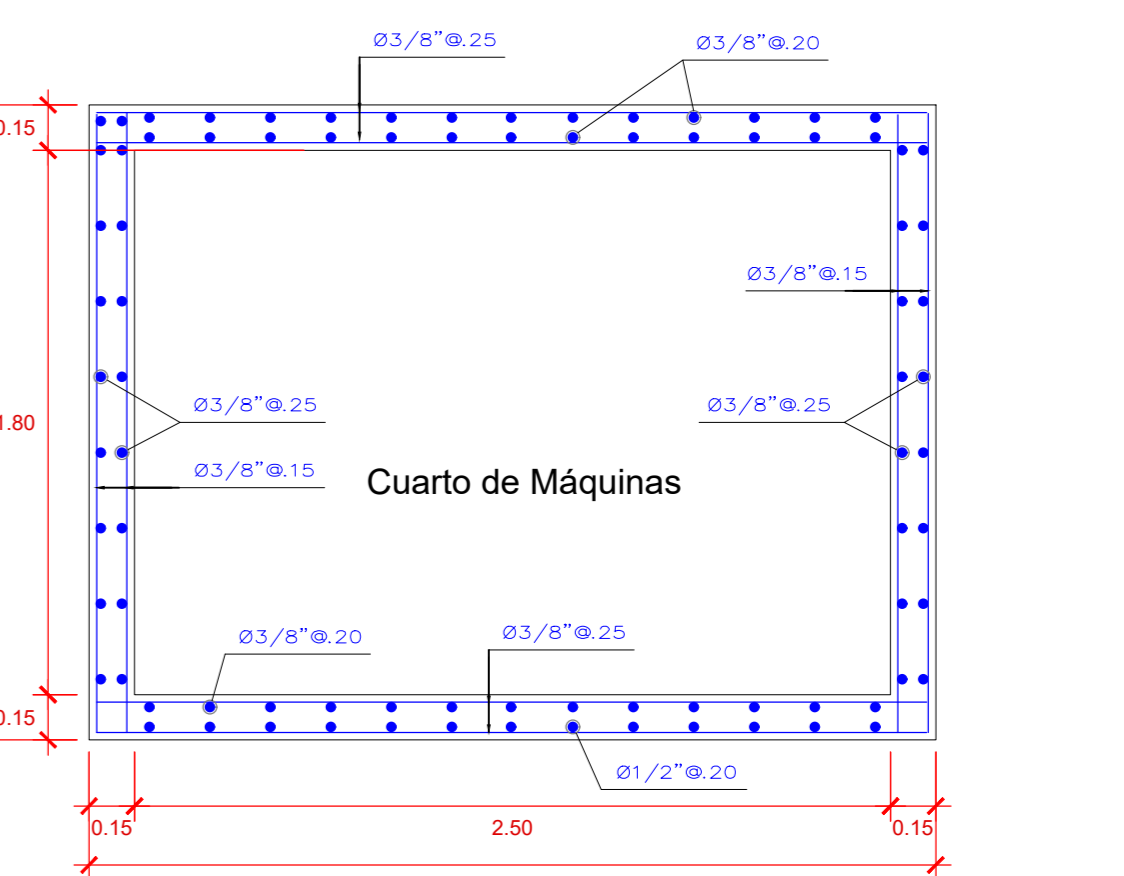


PLANTA

TANQUE ELEVADO V=8.25m3
ESC: 1/25

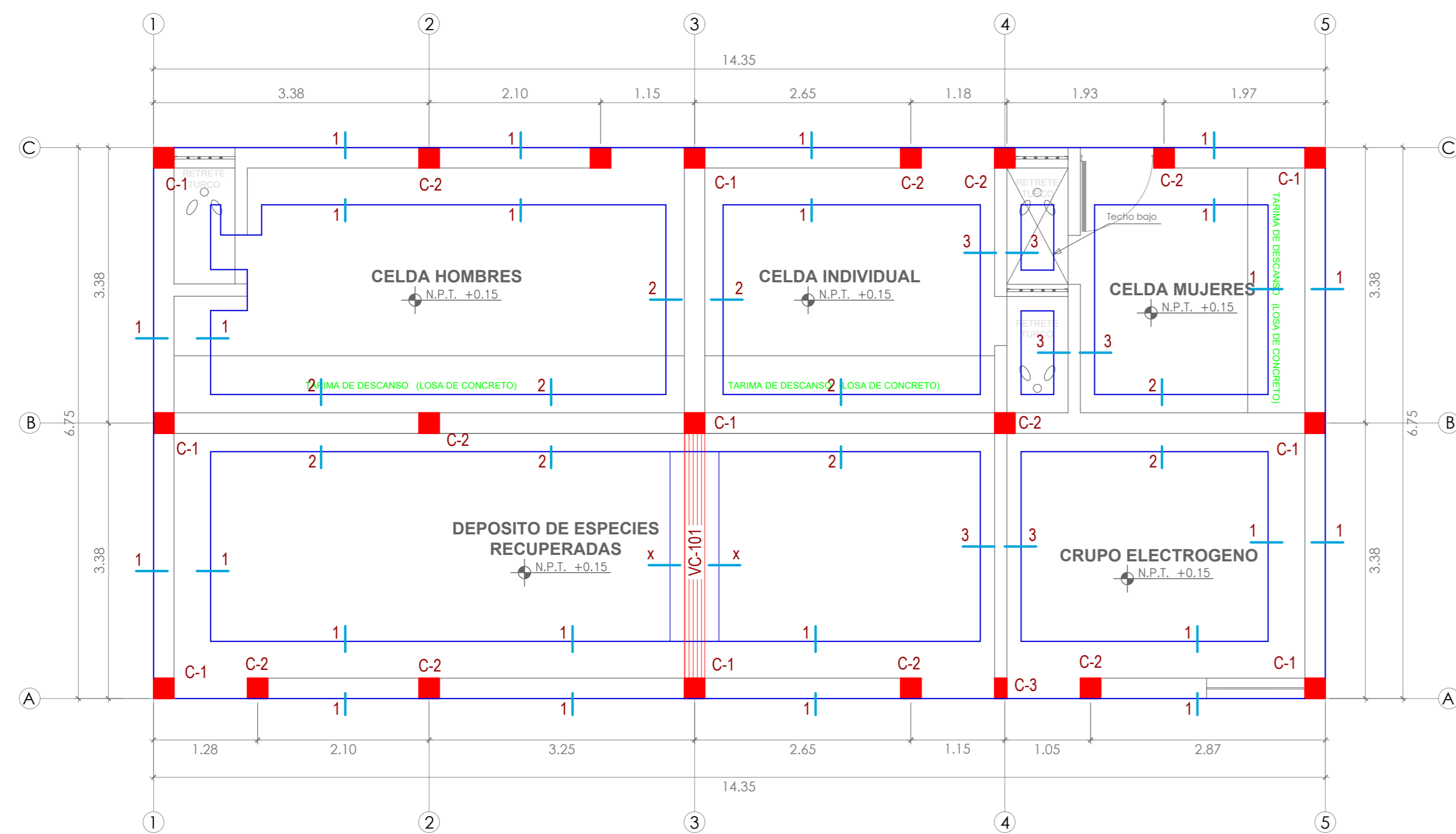


CORTE A-A

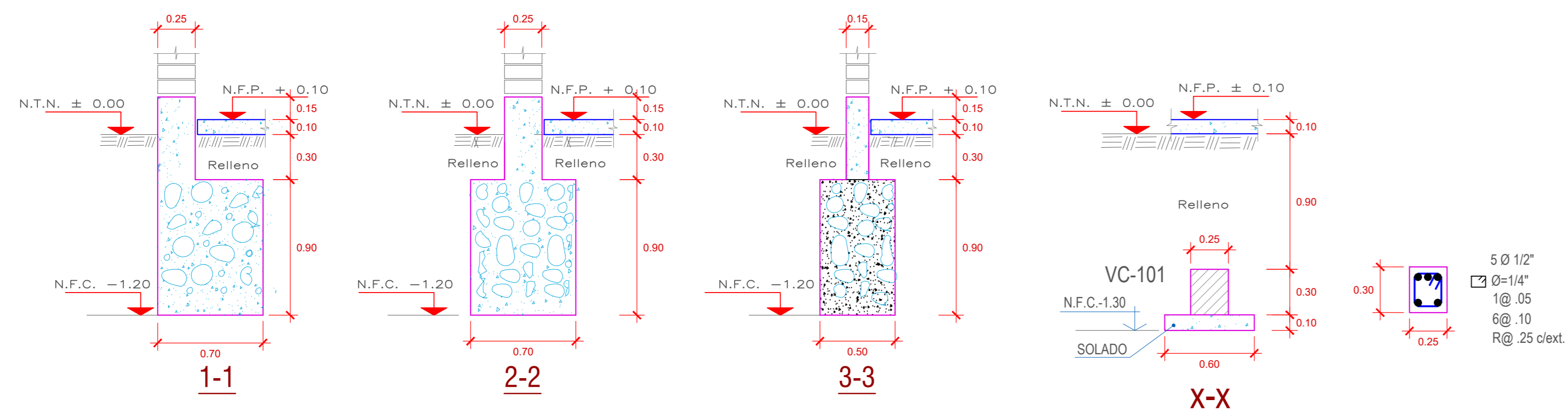


CORTE B-B

		TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"		DPTO.:	ICA
				PROV.:	ICA
				DIST.:	ICA
ESPECIALIDAD:	UBICACION:	DIBUJO:	CDMT:	E-02	
PLANO:	CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" LT. PNP	ESCALA:	1 : 50		
DETALLES		FECHA:	ENE. 2020		
BACHILLER:	CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ	ASESOR DE TESIS:	MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES		



CIMENTACION - CALABOZO
ESCALA : 1/50



CUADRO DE COLUMNAS			
TIPO	SECCION	ARMADURA	ESTRIBOS
C-1		6 Ø 1/2"	Ø 1/4" 1 @ 05, 6 @ 0.10 1 @ 0.20
C-2		4 Ø 1/2"	Ø 1/4" 1 @ 05, 6 @ 0.10 1 @ 0.20
C-3		4 Ø 3/8"	Ø 1/4" 1 @ 05, 6 @ 0.10 1 @ 0.20

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO SIMPLE Solado $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ C.H. Cemento corrido $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ C.H + 30% P.G. Sobrecimiento simple $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$ C.H + 25% P.M.	
CONCRETO ARMADO Zapatas, Columnas, Vigas de cimentacion, escaleras, Sobrecimiento, Vigas y aligerados $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
RECUBRIMIENTO Losas Aligeradas y vigas chatas = 2.5 cm. Zapatas = 7.5cm Columnas = 3.5 cm. Vigas peraltadas = 4.0 cm. Vigas chatas = 2.5 cm. Vigas de cimentacion = 5.0 cm. Escalera = 2.5cm. El recubrimiento deberá medirse a la cara exterior del estribo.	
PARAMETROS DE CIMENTACION Cota de Fundación en Zapatas $D_f = 1.50 \text{ m}$. Capacidad Máxima Admisible $G_t = 1.37 \text{ kg/cm}^2$ (Verificar en campo)	
ANALISIS SISMICO Se encuentra Ubicado en la Zona 4 Factor de Zona $Z = 0.45$	
SOBRECARGAS 1° y 2° piso = 200 kg/m^2 Escaleras = 400 kg/m^2 Azotea = 150 kg/m^2	
LONGITUD DE TRASLAPE Longitud mínima de anclaje y traslape de armadura - 36 diámetros.	
MUROS Muro de Ladillo de arcilla King Kong 18 Huecos con Mortero 1:5 cemento:arena gruesa. $f'm = 45 \text{ kg/cm}^2$ Junta máxima: 1.5cm. , mínima: 1.0 cm.	

CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS

a	G (cm)
3/8"	15
1/2"	15
5/8"	20
3/4"	25
1"	35

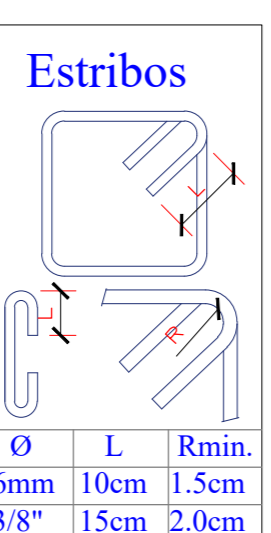
NOTA:
EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL, EN VIGAS Y COLUMNAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALIGUAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.

Traslapes y Empalmes	
Ø	COLUM. (cm)
6mm	30
3/8"	40
1/2"	50
5/8"	60
3/4"	70
1"	90

LOSAS Y VIGAS
No se permiten empalmes del refuerzo superior e inferior en una longitud de 1/4 de la longitud total de apoyo.

EN COLUMNAS
Los empalmes L se aplican en el tercer centro más del área de armado en una misma sección.
No se empalmarán más del 25% del área de armado en una misma sección.

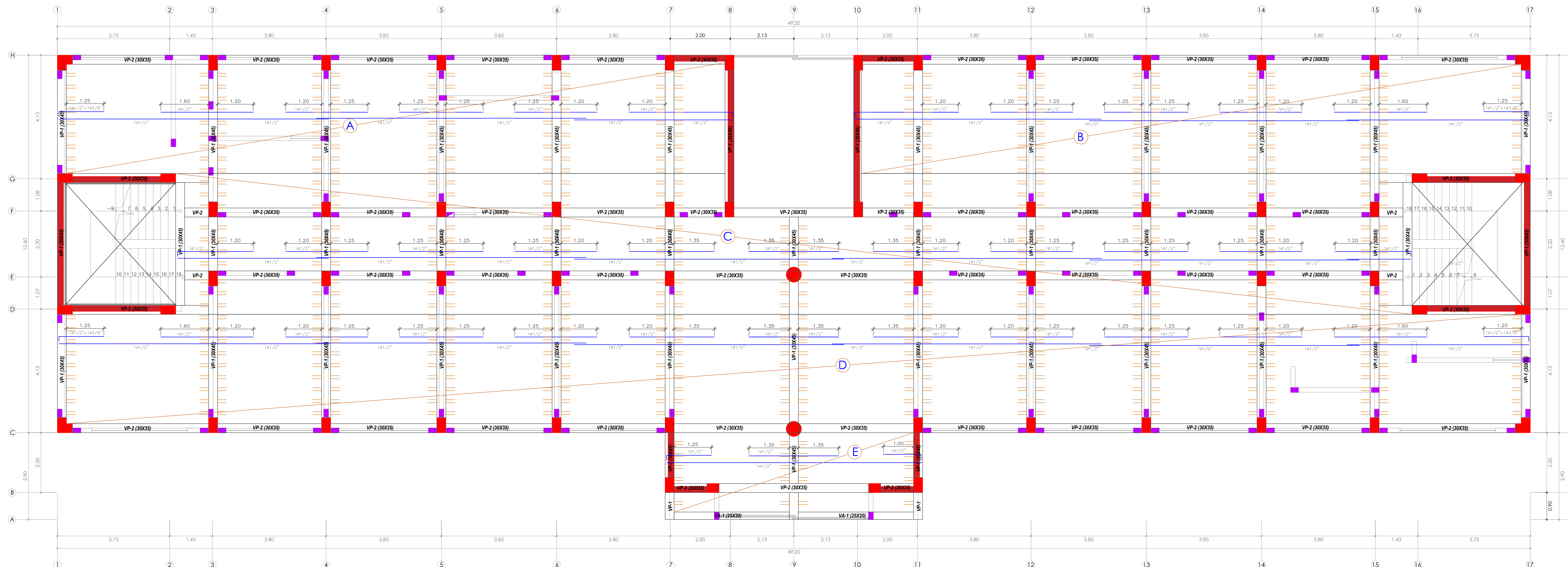
Ø	L	Rmin.
6mm	10cm	1.5cm
3/8"	15cm	2.0cm



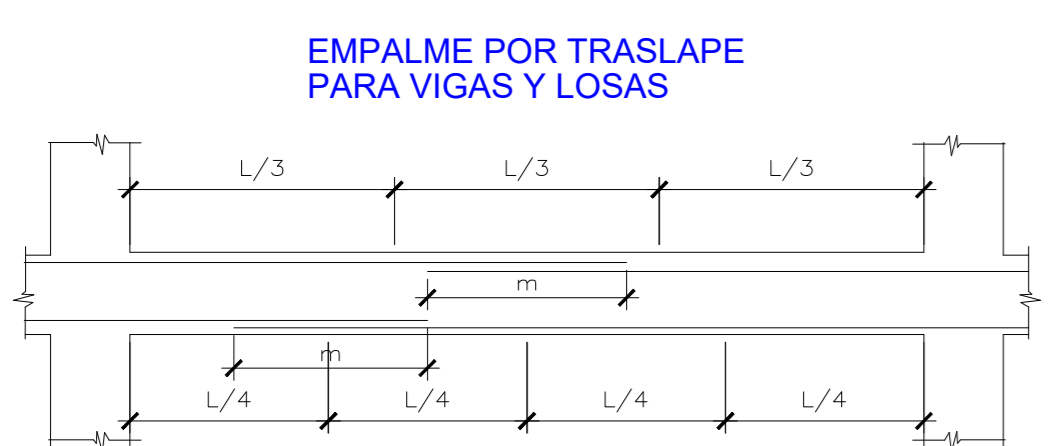
DOBLADO DE ESTRIBOS

Ø	r (cm.)	a (cm.)
1/4"	1.3	8.0
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.5	12.5

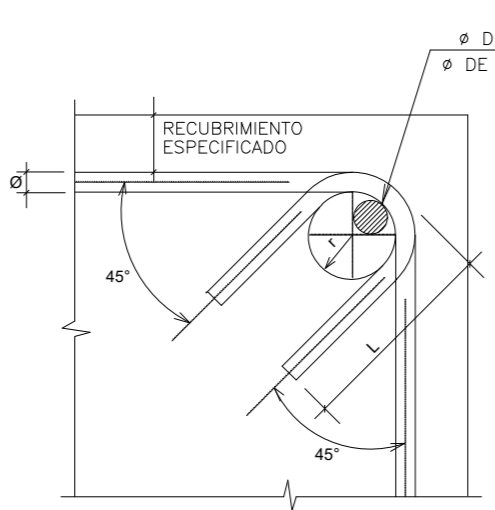
		TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"		DPTO.: ICA PROV.: ICA DIST.: ICA	
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" LT. PNP		DIBUJO: CDMT ESCALA: 1 : 50 FECHA: ENE. 2020	
PLANO: CIMENTACION-CALABOZO		BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ		ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES	
				E-03	



TECHO ALIGERADO - PRIMER NIVEL
ESCALA : 1/50

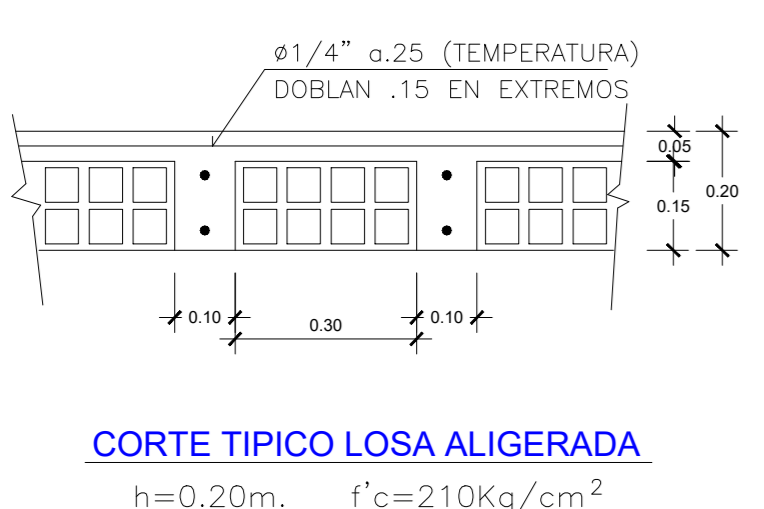


Ø	f	L
3/8"	0.25	10
1/2"	0.30	10
5/8"	0.35	15



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS

Ø	COLON	LOSAS Y VIGAS	ENCOLUMAS
6 mm	30		
3/8"	40	30	
1/2"	50	40	
5/8"	60	50	
3/4"	70	60	
1"	80	70	



CORTE TÍPICO LOSA ALIGERADA
h=0.20m. f'c=210kg/cm²



UNION DE VIGAS

TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y ALIGERADOS

NOTAS

- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 %
- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA FIERRO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" O 5/8"

VALORES DE m

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
h CUALQUIERA	h < 0.30	h > 0.30
3/8"	0.40	0.40
1/2"	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.50
3/4"	0.60	0.55
1"	1.15	1.00

EMPALME VERTICAL

Ø	X
3/8"	0.40
1/2"	0.50
5/8"	0.55
3/4"	0.65
1"	1.20

ESPECIFICACIONES TECNICAS

MATERIALES: CONCRETO f'c = 210 kg/cm²
ACERO f'y = 4200 kg/cm²

SOBRECARGA: 1" 1"3"
ACOSTA 5/6 = 180 kg/m²
ESCALERA Y PASADIZO 5/5 = 400 kg/m²

RECURRIMIENTOS: VIGAS CHATAS 2.50 cm
VIGAS PERALTAS Y COLUMNAS 3.50 cm
LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS 2.00 cm

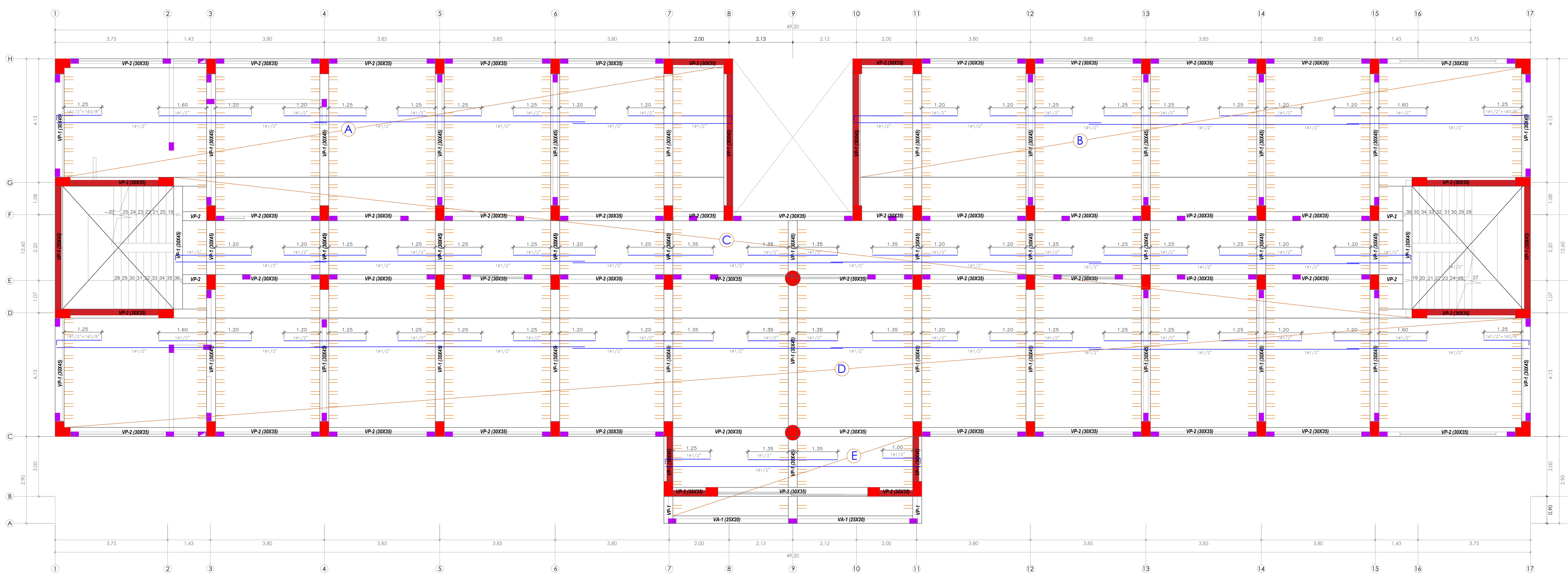
TRASLAPES: # 1/2" = 50 cm # 5/8" = 60 cm
3/8" = 40 cm

NOTA: LA CONSTRUCCION SE EFECTUARA DE ACUERDO AL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES Y A LAS ESPECIFICACIONES EN LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE PARA EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA.

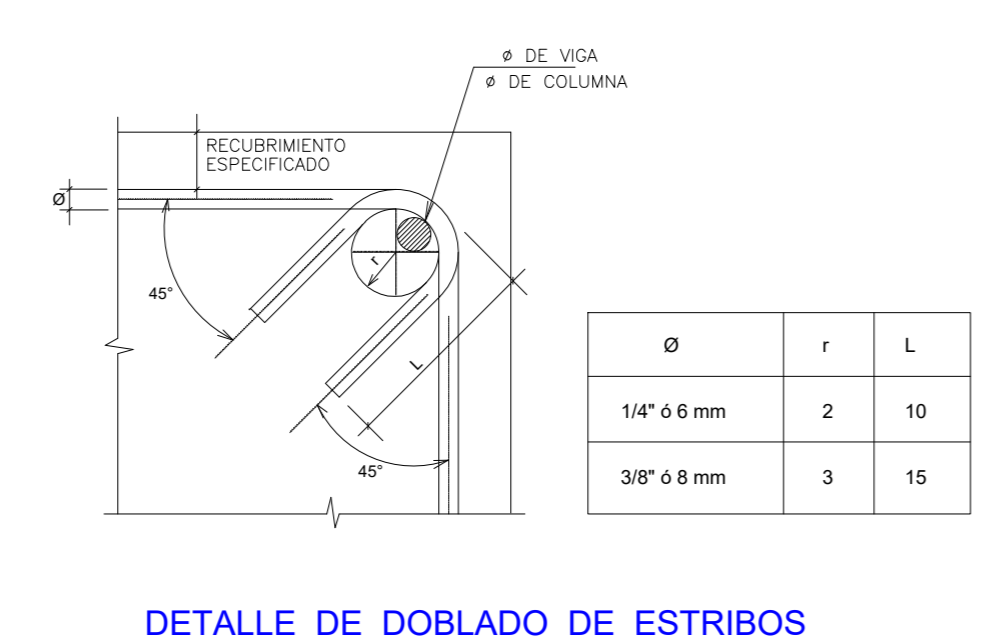
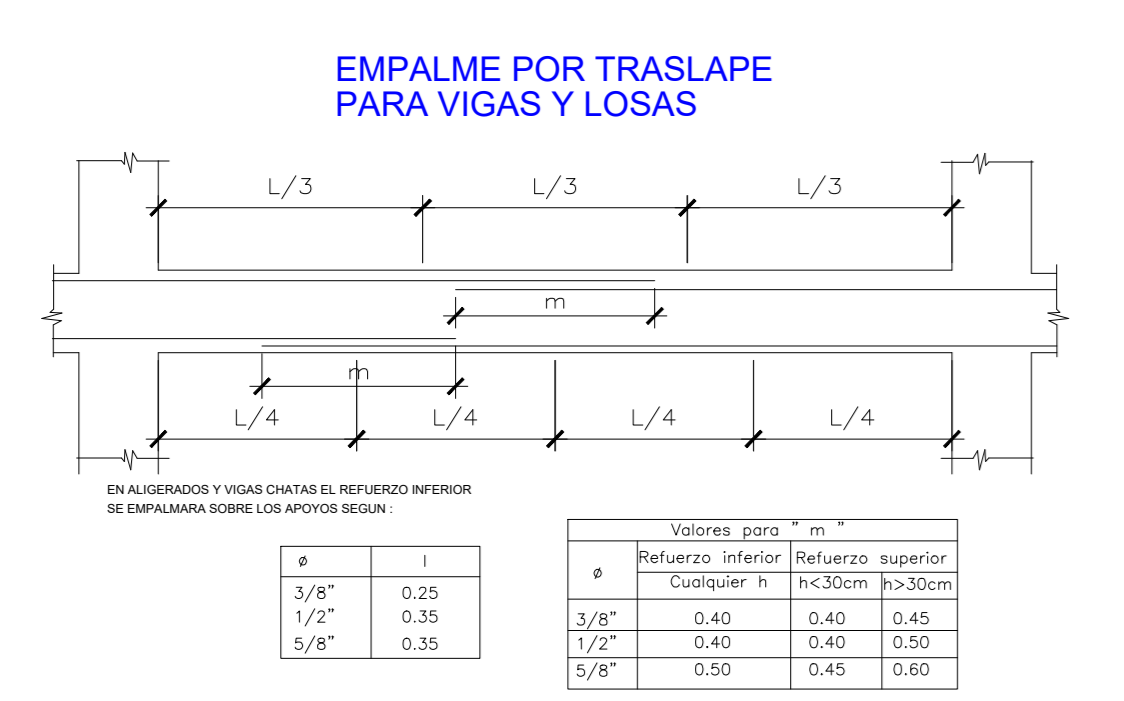
DET. DE ENCUENTRO: VIGA-COLUMNA

DETALLE DE ENCUENTRO ENTRE VIGAS

	TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS" ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS PLANO: TECHO 1°NIVEL BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ	UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR MZ. "H" LT. PNP ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES	DPTO. ICA PROV. ICA DIST.: ICA DIBUJO: CDMT ESCALA: 1 : 50 FECHA: ENE. 2020	LAMINA: E-04
--	---	--	--	--------------



TECHO ALIGERADO - SEGUNDO NIVEL
ESCALA : 1/50



TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y ALIGERADOS

NOTAS

- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 %.
- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA FIERRO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" O 5/8"

VALORES DE m

Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	h < 0.30	h > 0.30	h < 0.30	h > 0.30
3/8"	0.40	0.45	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.50	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.60	0.60
3/4"	0.60	0.55	0.75	0.75
1"	1.15	1.00	1.30	1.30

EMPALME VERTICAL

Ø	X
3/8"	0.40
1/2"	0.50
5/8"	0.55
3/4"	0.65
1"	1.20

ESPECIFICACIONES TECNICAS

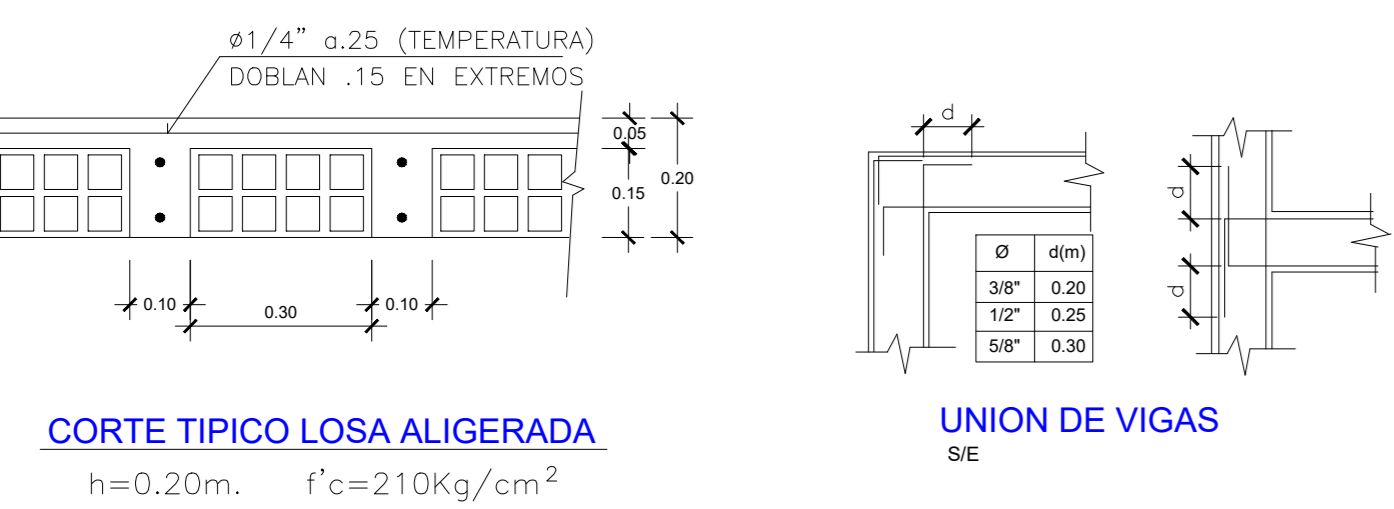
MATERIALES: CONCRETO $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
ACERO $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

SOBRECARGA: 1" 2x3" $S/C = 200 \text{ kg/m}^2$
AZOTEA $S/C = 150 \text{ kg/m}^2$
ESCALERA Y PASADIZO $S/C = 400 \text{ kg/m}^2$

RECURRIMIENTOS: VIGAS CUALES 2.50 cm.
VIGAS REALZADAS Y COLUMNAS 3.50 cm.
LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS 3.00 cm.

TRASLAPES: # 1/2" = 50 cm. # 5/8" = 60 cm.
3/8" = 40 cm.

NOTA: LA CONSTRUCCION SE EFECTUARA DE ACUERDO AL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES Y A LAS ESPECIFICACIONES EN LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE PARA EDIFICACIONES DE ALUMBRUM.

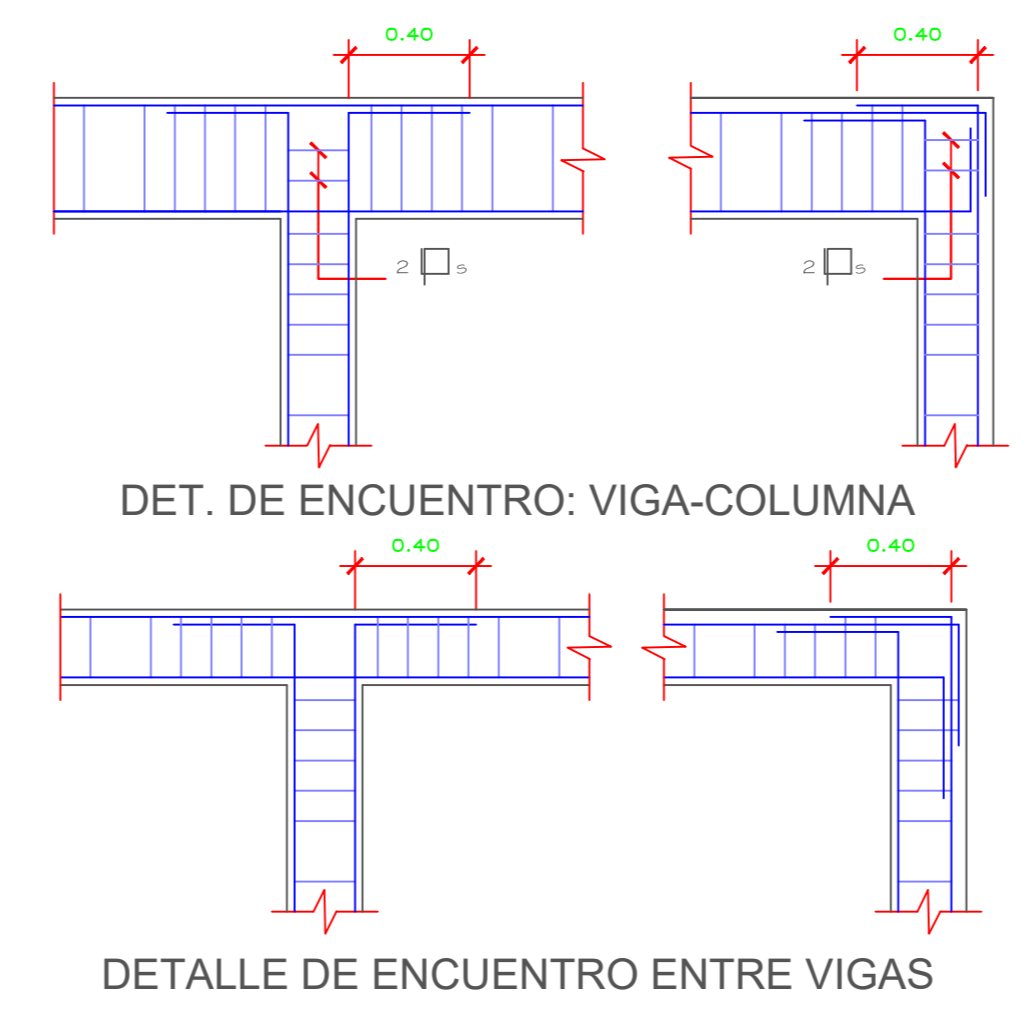


TRASLAPES Y EMPALMES

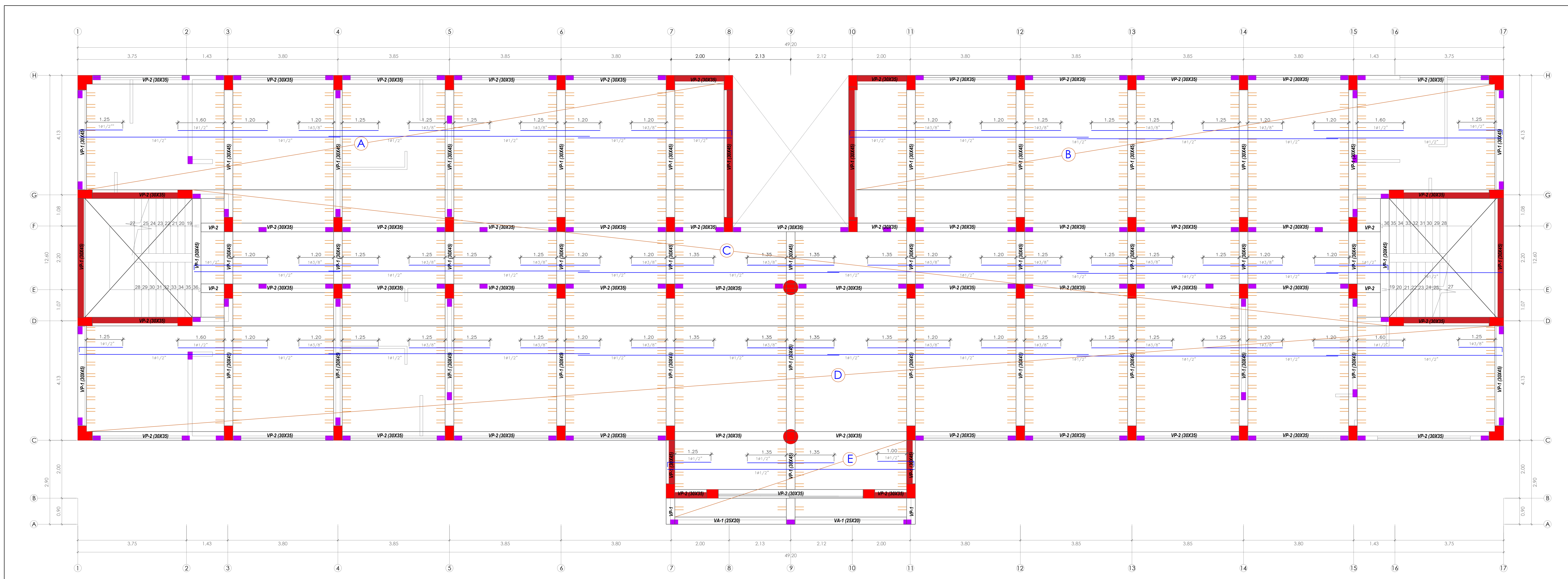
Ø	LOSAS Y VIGAS		EN COLUMNAS
	LOSAS	VIGAS	
8 mm	30	30	
3/8"	40	30	
1/2"	50	45	
5/8"	60	50	
3/4"	70	60	
1"	100	90	

ESTRIBOS

No se permiten empalmes de refuerzo superior en el superior (negativo) inferior central de luz de la losa más de 30% de 15 mm o 15 mm de 30% de 15 mm o 15 mm de 30% de 15 mm.

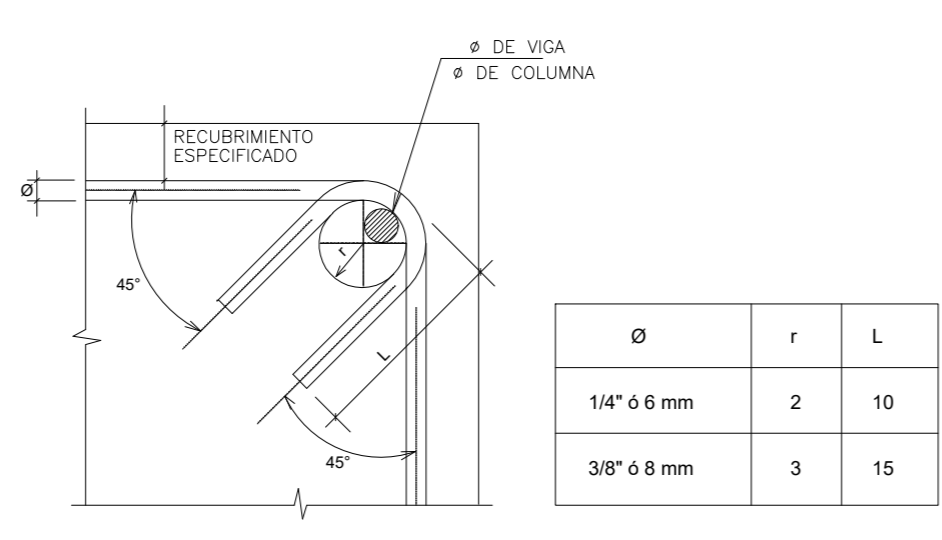
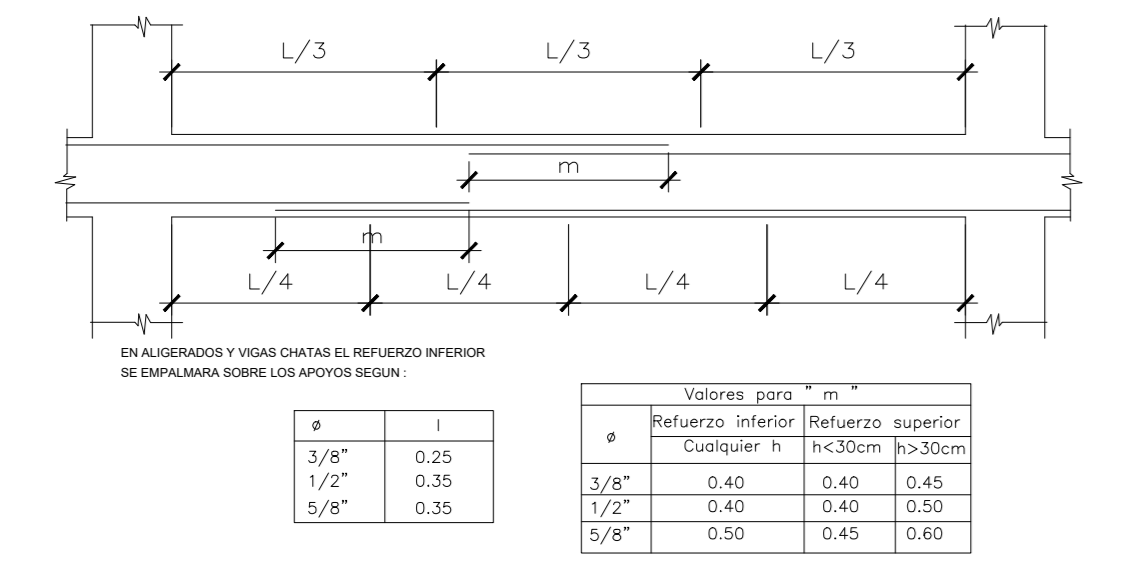


	TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO 'SAN MARTIN DE PORRAS'"	DPTO.: ICA PROV.: ICA DIST.: ICA
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS PLANO: TECHO 2°NIVEL BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ	UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" LT. PNP ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES

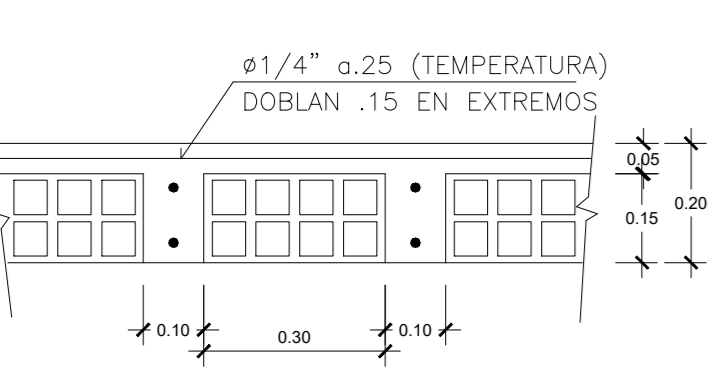


TECHO ALIGERADO - TERCER NIVEL (AZOTEA)
 ESCALA : 1/50

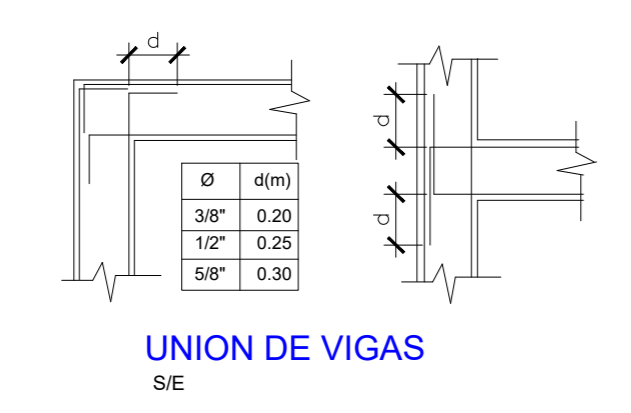
EMPALME POR TRASLAPES PARA VIGAS Y LOSAS



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS



CORTE TÍPICO LOSA ALIGERADA
 h=0.20m. f'c=210kg/cm²



UNION DE VIGAS

TRASLAPES Y EMPALMES		ESTRIBOS	
Ø	LONGITUD (cm)	EN LOSAS Y VIGAS	EN COLUMNAS
8mm	30		
3/8"	40		
1/2"	50		
5/8"	60		
3/4"	70		
1"	80		

TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y ALIGERADOS

NOTAS

- NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA DE UNA MISMA SECCIÓN
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 %
- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INTERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APUNTES SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA FIERRO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" O 5/8"

VALORES DE m

Ø	REFUERZO INTERIOR	REFUERZO SUPERIOR
Ø	n CALDERERA	n 3 0.30
3/8"	0.40	0.40 0.45
1/2"	0.40	0.40 0.50
5/8"	0.50	0.45 0.60
3/4"	0.60	0.55 0.75
1"	1.15	1.00 1.30

EMPALME VERTICAL

Ø	X
3/8"	0.40
1/2"	0.50
5/8"	0.55
3/4"	0.65
1"	1.20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

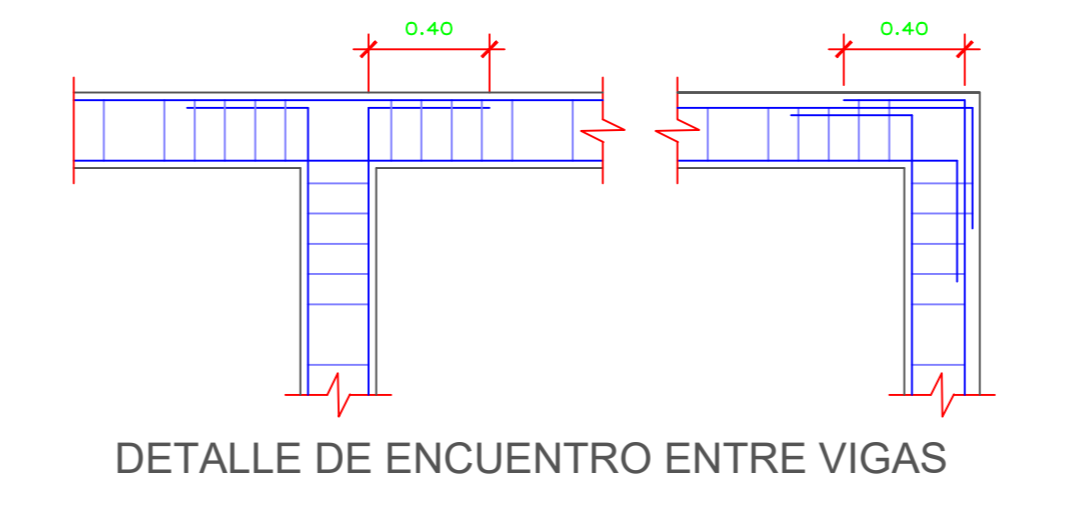
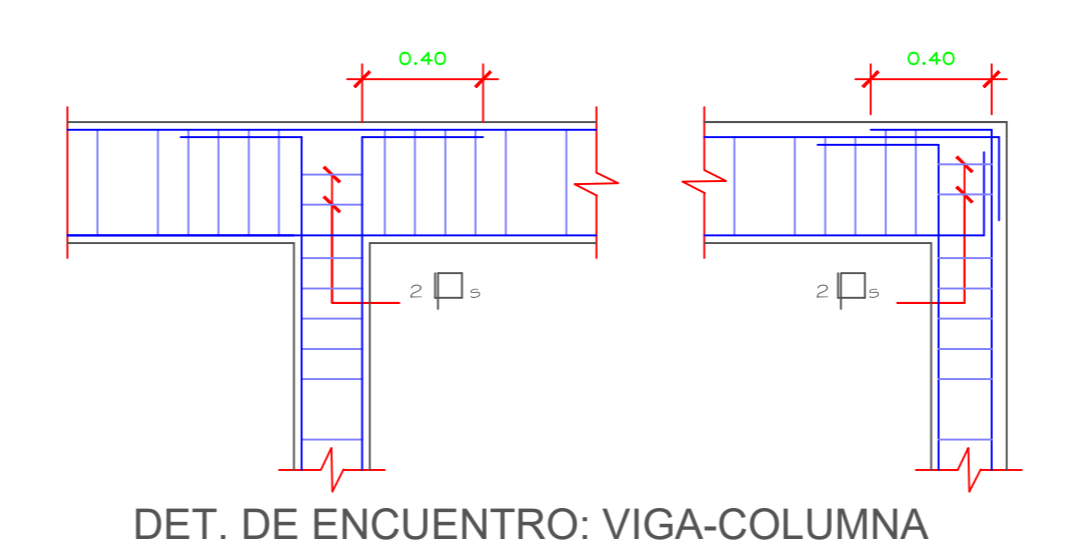
MATERIALES: CONCRETO f'c = 210 kg/cm², ACERO fy = 4200 kg/cm²

SOBRECARGA: 15.23' ACOSTA S/C = 200 kg/m², ESCALERA Y PASADIZO S/C = 150 kg/m², AZOTEA S/C = 400 kg/m²

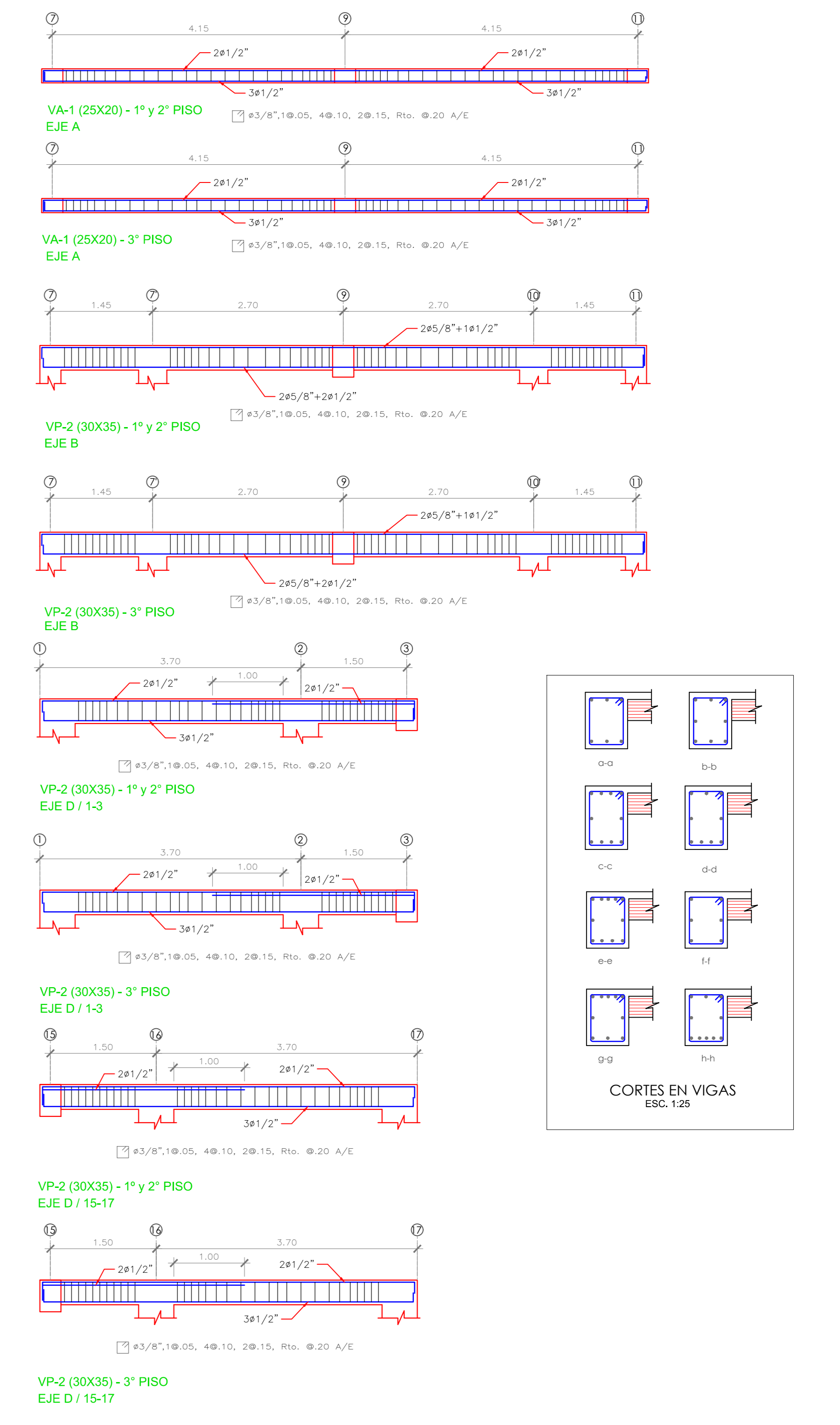
RECUBRIMIENTOS: VIGAS CHATAS 2.50 cm, VIGAS PERALTE Y COLUMNAS 3.50 cm, LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS 2.00 cm

TRASLAPES: 1/2" = 50 cm, 3/8" = 40 cm, 5/8" = 60 cm

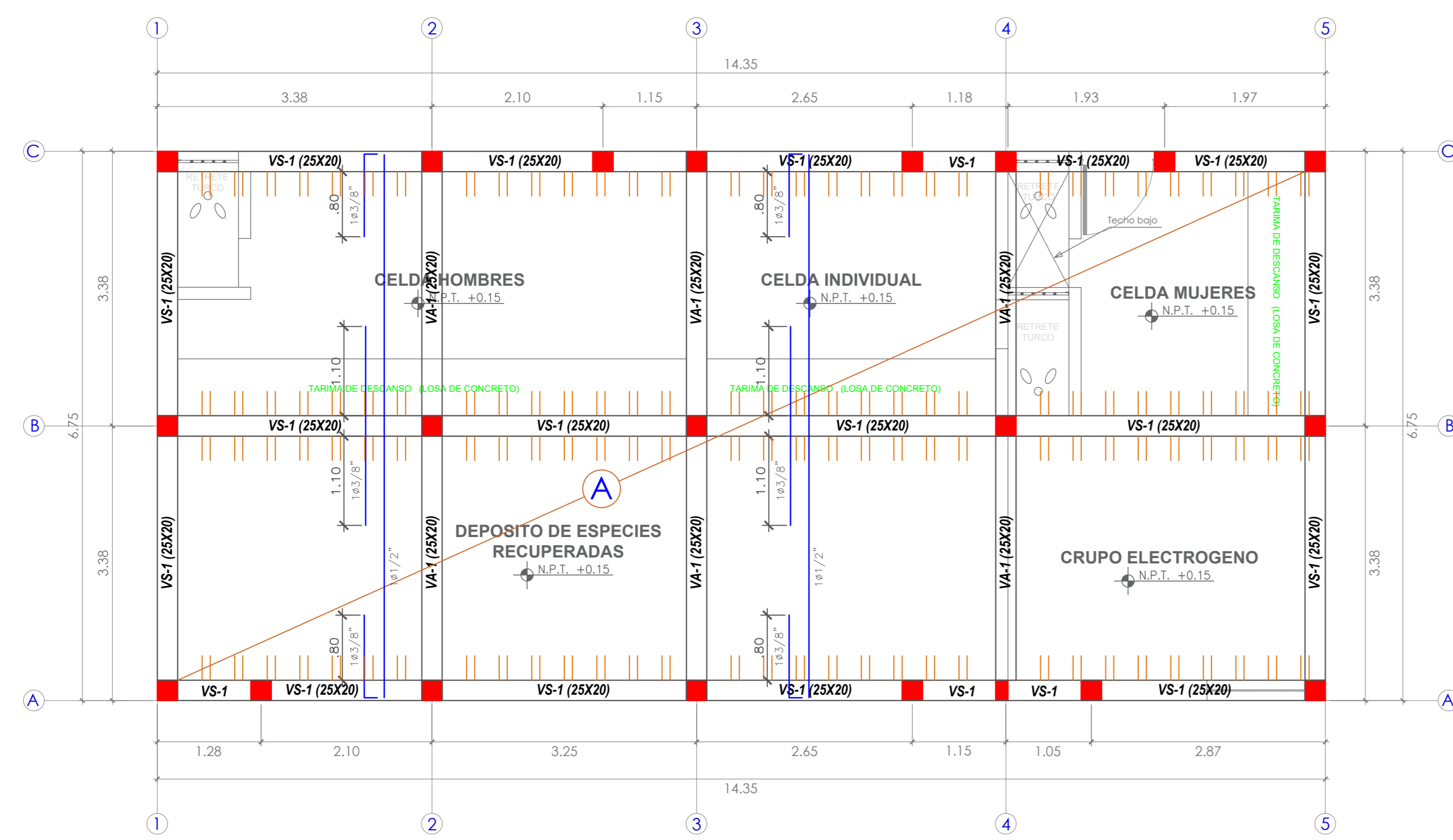
NOTA: LA CONSTRUCCIÓN SE EFECTUARA DE ACUERDO AL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES Y A LAS ESPECIFICACIONES EN LAS NORMAS DE DISEÑO SONO RESISTENTE PARA EDIFICACIONES DE ALMULLERA.



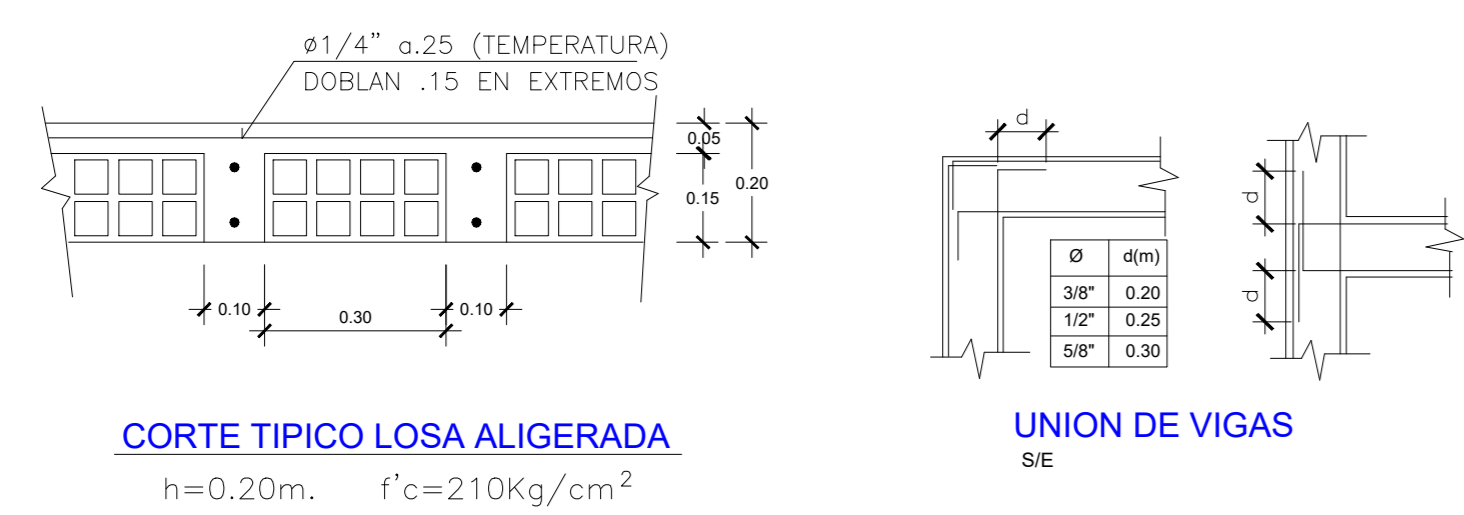
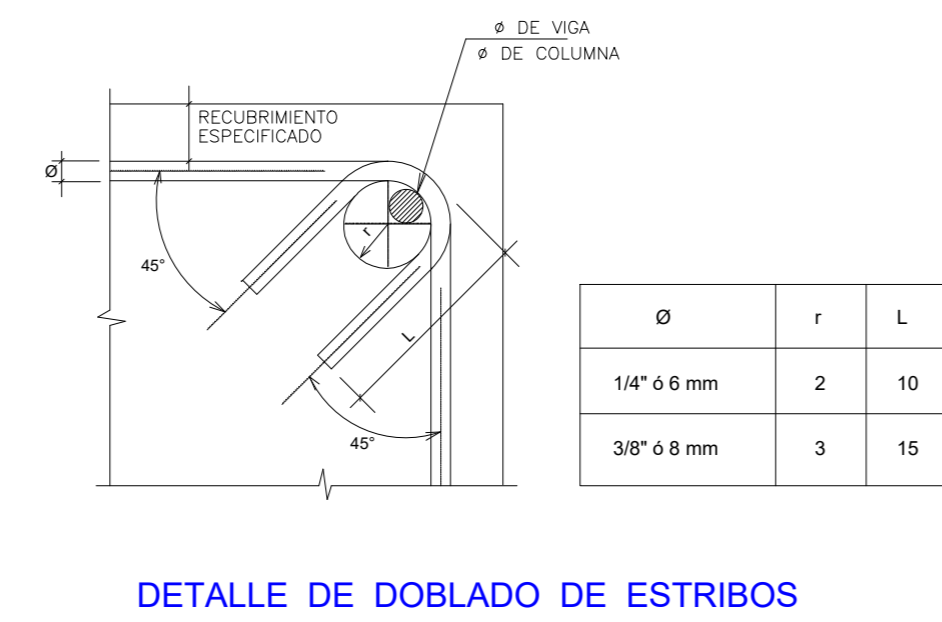
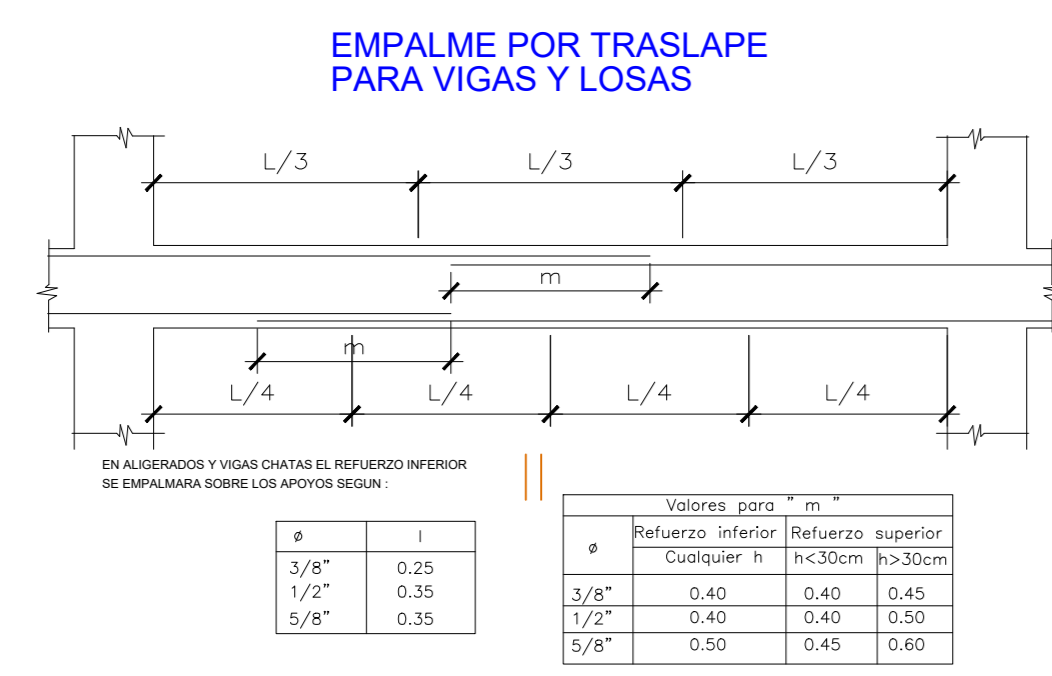
		TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"		DPTO.	ICA
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. 74* LT. PNP		PROV.	ICA
PLANO: TECHO 3°NIVEL		DIBUJO: CDMT		LAMINA:	E-06
BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ		ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES		ESCALA:	1 : 50
				FECHA:	ENE. 2020



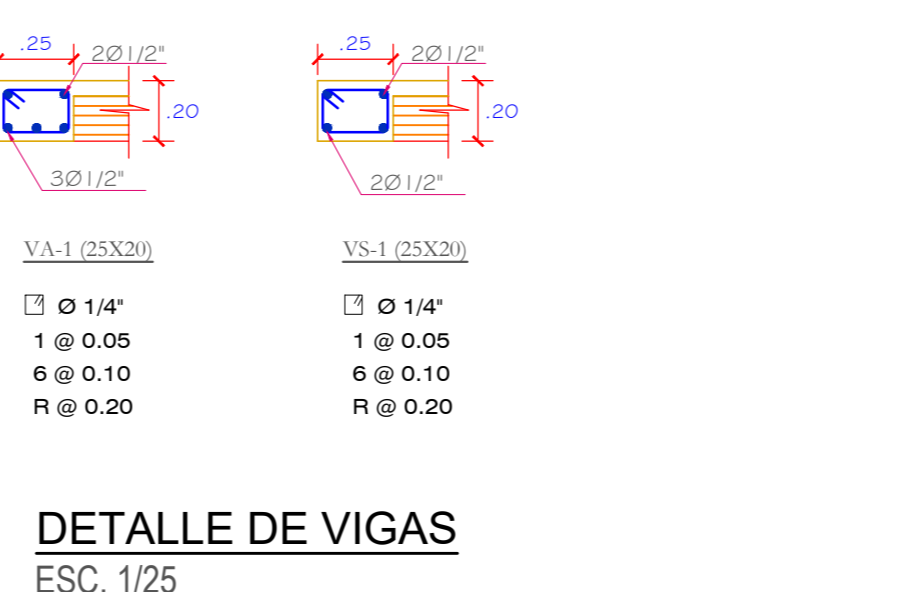
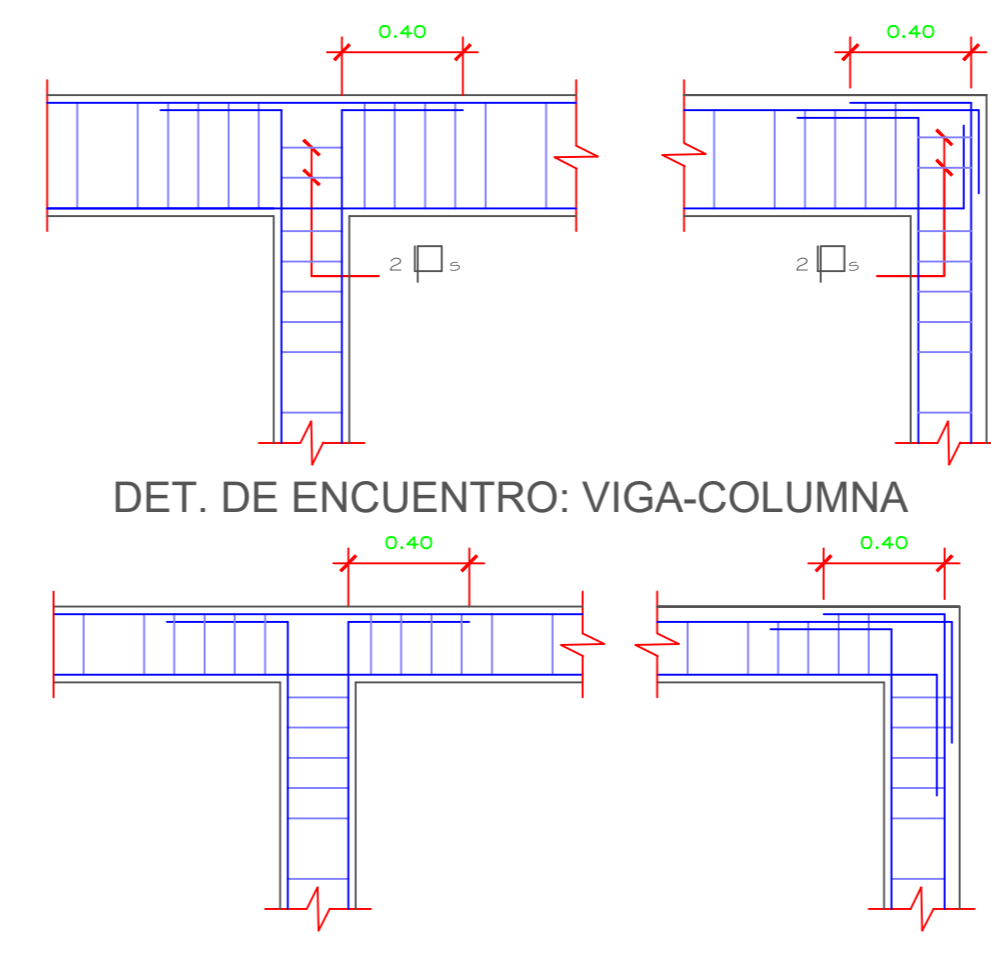
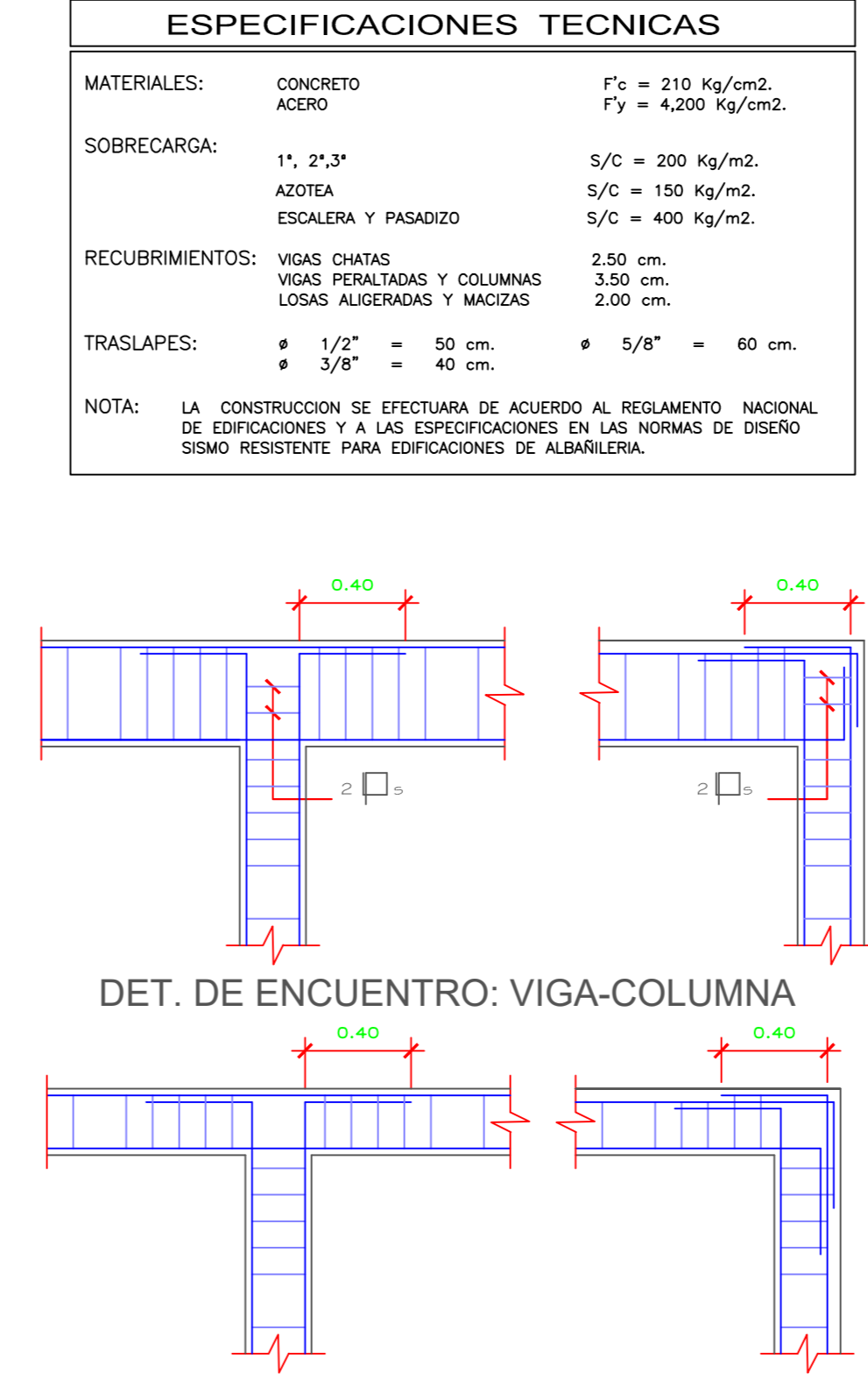
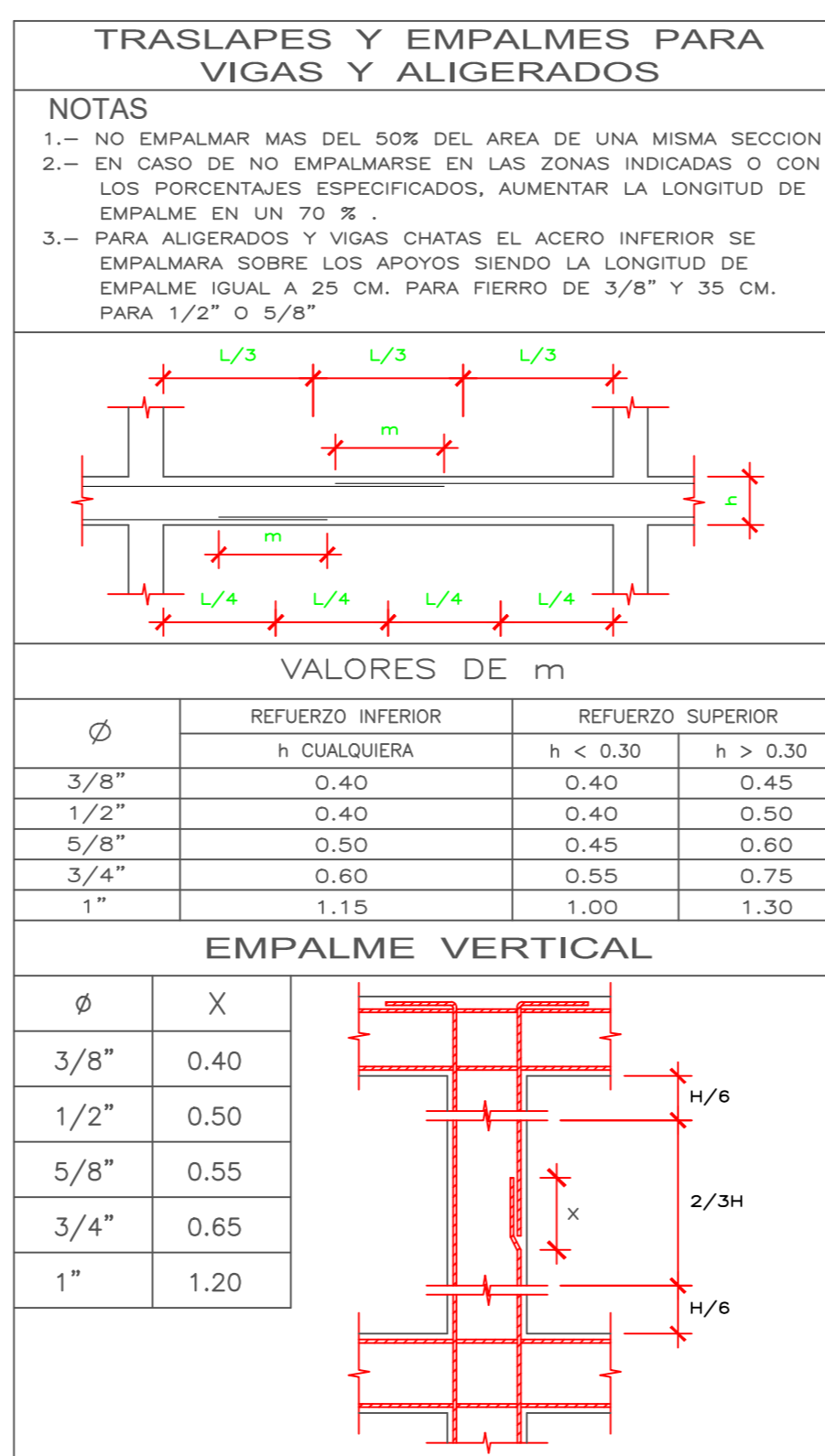
		TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"		DFTO.: ICA
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" LT. PNF		PROV.: ICA
PLANO: DETALLE DE VIGAS		DIBUJO: CDMT		LAMINA: E-07
BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ		ASesor DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES		FECHA: ENE. 2020



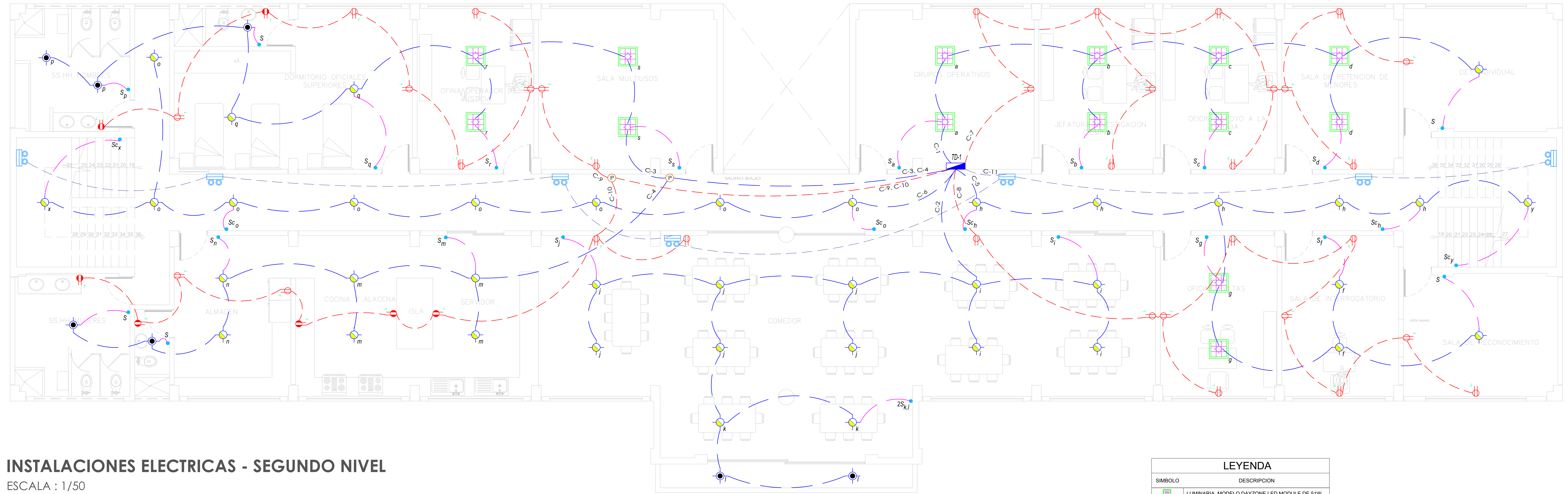
TECHO ALIGERADO - 1º NIVEL
ESCALA : 1/50



Ø	LOSAS	COLUM.	LOSAS Y VIGAS	EN COLUMNAS
6 mm	30			
3/8"	40			
1/2"	50			
3/8"	80			
1/2"	90			
5/8"	120			

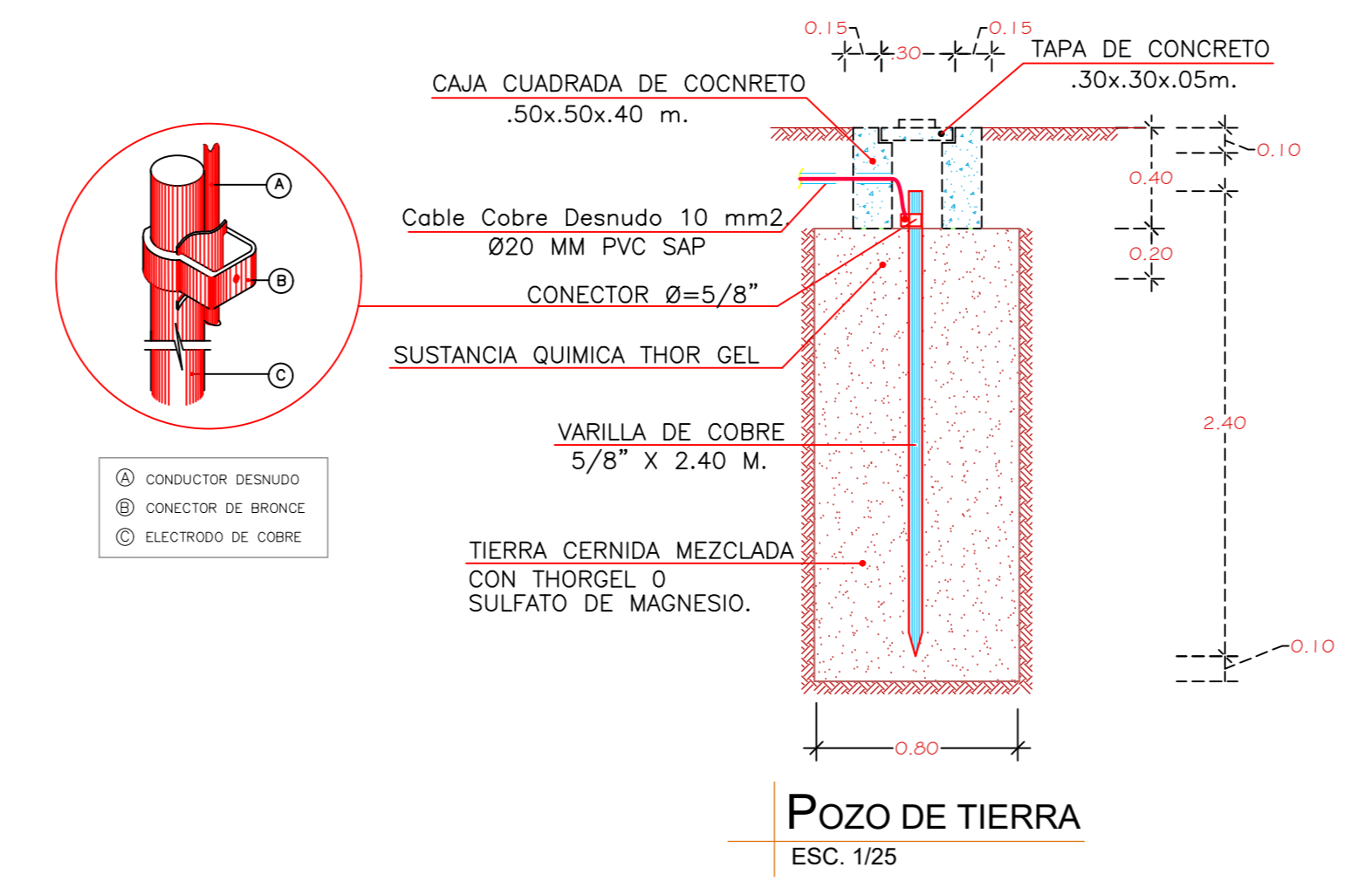
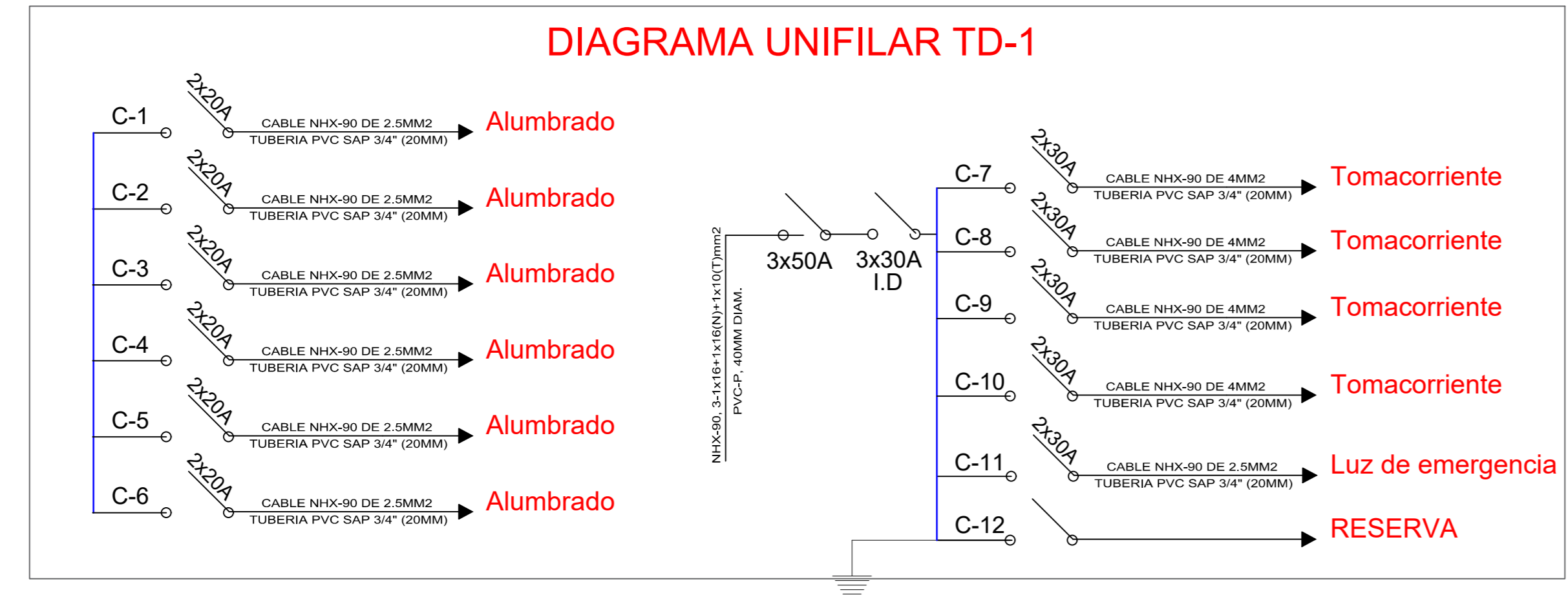


	TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"	DPTO.: ICA PROV.: ICA DIST.: ICA
	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS PLANO: TECHO-CALABOZO BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ	UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS, CALLE SIMON BOLIVAR MZ. "H" LT. PNP ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES

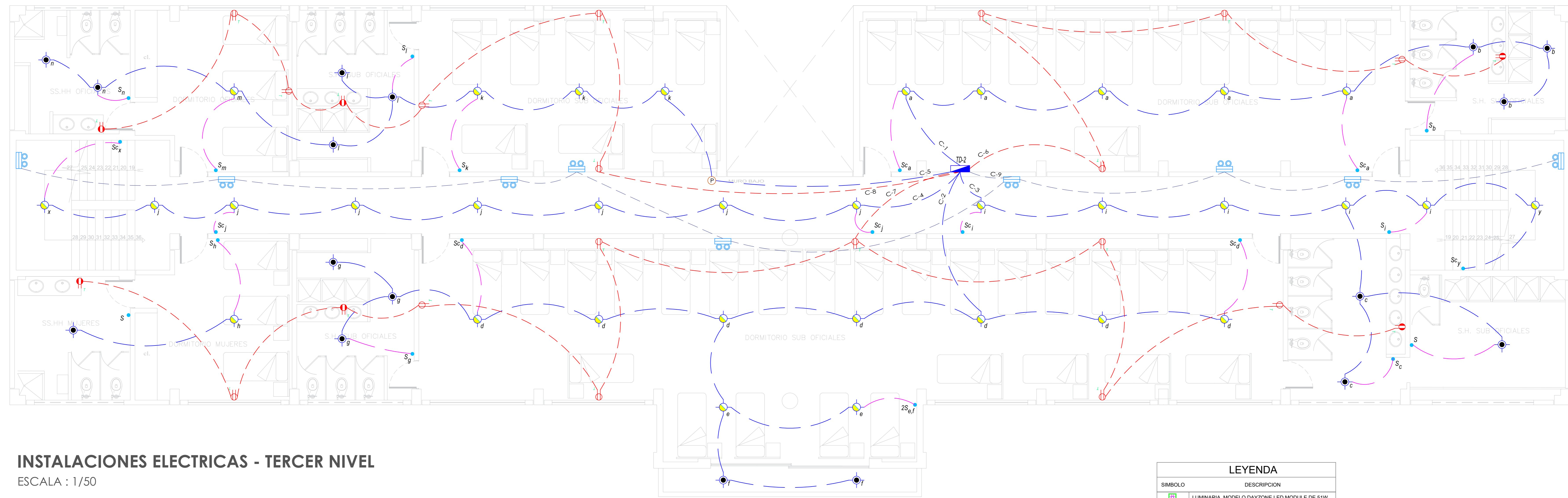


INSTALACIONES ELECTRICAS - SEGUNDO NIVEL
 ESCALA : 1/50

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
[Symbol]	LUMINARIA MODELO DAYZONE LED MODULE DE 51W
[Symbol]	LUMINARIA MODELO LUZ SPACE LED MODULE DE 23W
[Symbol]	LUMINARIA TIPO BOLA DE 42W
[Symbol]	INTERRUPTOR SIMPLE
[Symbol]	INTERRUPTOR DE CONMUTACION
[Symbol]	SUB TABLERO DE DISTRIBUCION
[Symbol]	SISTEMA DE POZO A TIERRA
[Symbol]	LUCES DE EMERGENCIA EN PARED
[Symbol]	TOMACORRIENTE BIPOLAR DOBLE EN PARED
[Symbol]	TOMACORRIENTE CON PROTECCION DE HUMEDAD

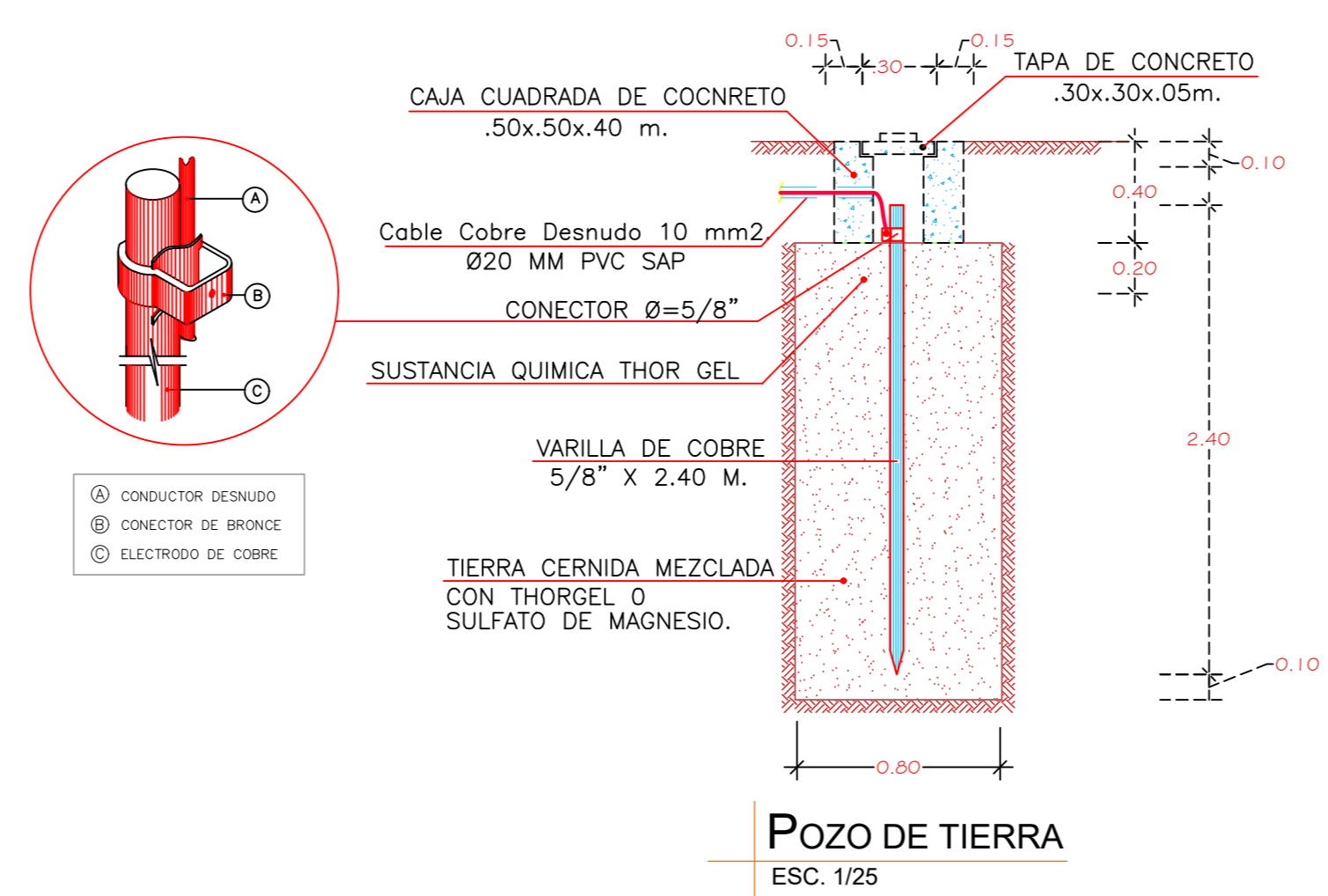
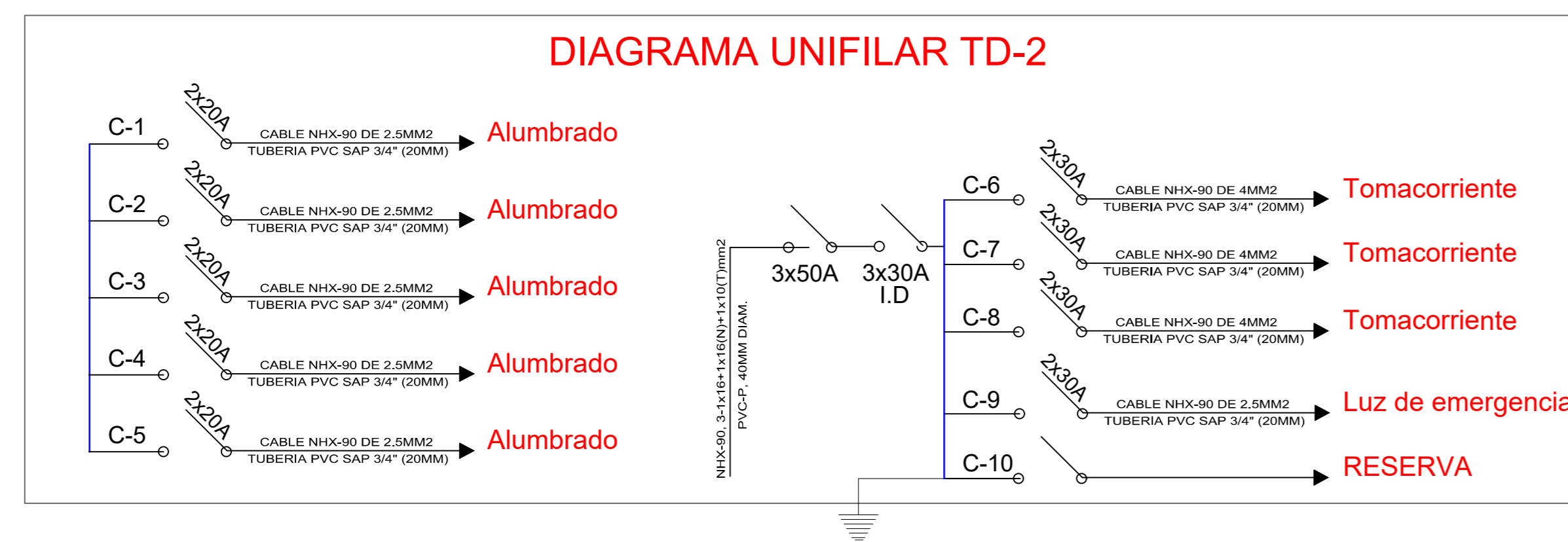


	TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"	DPTO.:	ICA
		PROV.:	ICA
		DIST.:	ICA
ESPECIALIDAD: INSTALACIONE ELECTRICAS PLANO: ALUMBRADO Y TOMACORRIENTES BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ	UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" LT. PNP ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES	DIBUJO: CDMT ESCALA: 1 : 100 FECHA: ENE. 2020	LAMINA: IE-02



INSTALACIONES ELECTRICAS - TERCER NIVEL

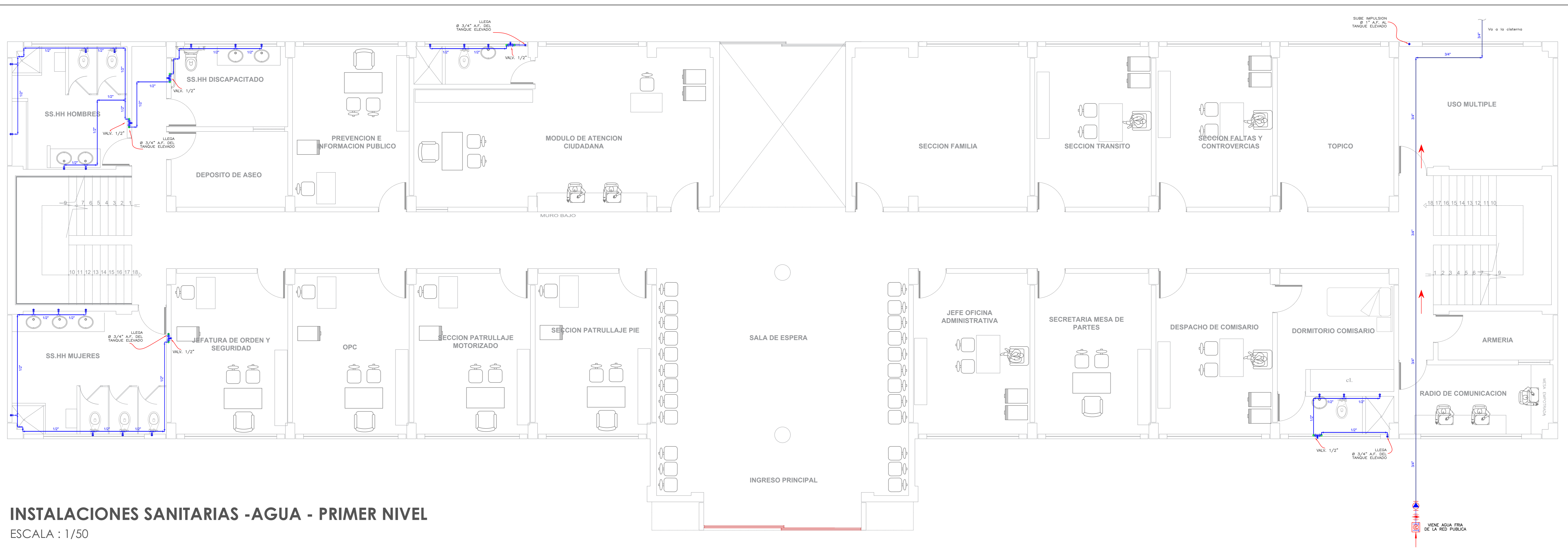
ESCALA : 1/50



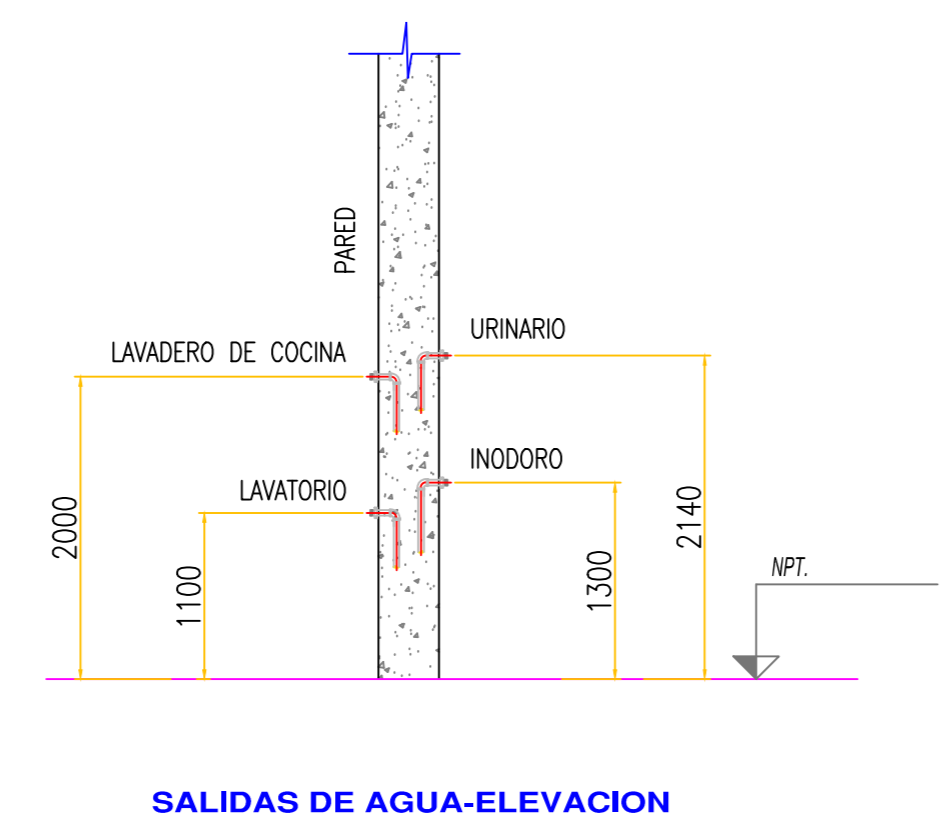
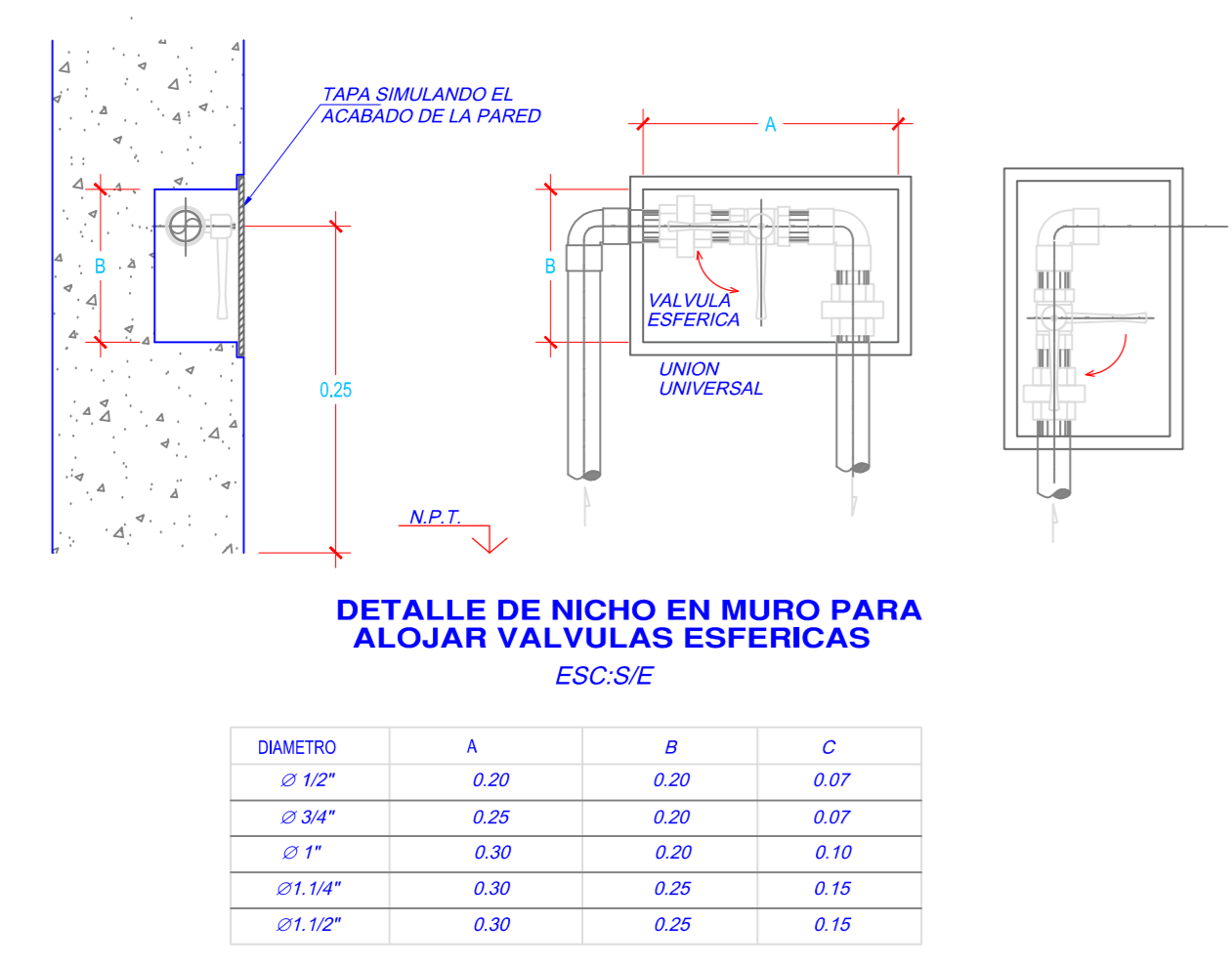
LEYENDA

SIMBOLO	DESCRIPCION
[Luminaria]	LUMINARIA MODELO DAYZONE LED MODULE DE 61W
[Luminaria]	LUMINARIA MODELO LUZ SPACE LED MODULE DE 23W
[Luminaria]	LUMINARIA TIPO BOLA DE 42W
[Interruptor]	INTERRUPTOR SIMPLE
[Interruptor]	INTERRUPTOR DE CONMUTACION
[Panel]	SUB TABLERO DE DISTRIBUCION
[Tierra]	SISTEMA DE POZO A TIERRA
[Luz]	LUCE DE EMERGENCIA EN PARED
[Tomacorriente]	TOMACORRIENTE BIPOLAR DOBLE EN PARED
[Tomacorriente]	TOMACORRIENTE CON PROTECCION DE HUMEDAD

	TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"	DPTO.:	ICA	
	ESPECIALIDAD: INSTALACIONES ELECTRICAS	UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" LT. PNP	PROV.:	ICA
PLANO: ALUMBRADO Y TOMACORRIENTES	DIBUJO: CDMT	ESCALA: 1 : 100	DIST.:	ICA
BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ	ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES	FECHA: ENE. 2020	IE-03	



INSTALACIONES SANITARIAS -AGUA - PRIMER NIVEL
 ESCALA : 1/50



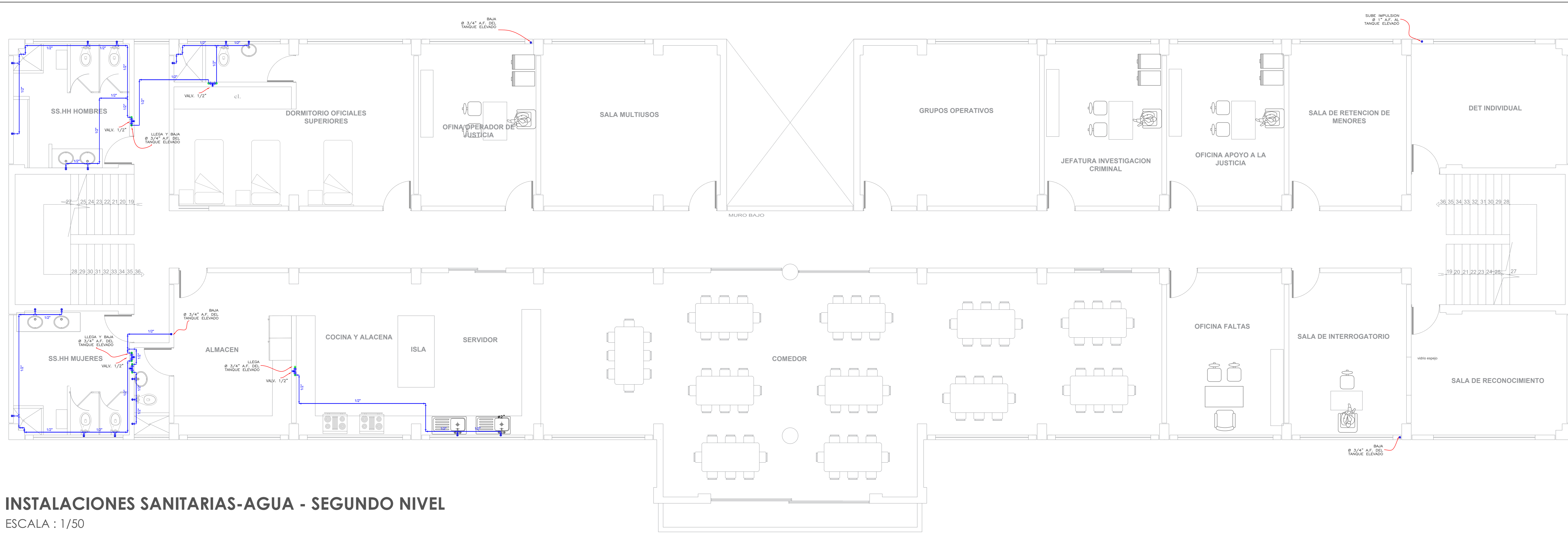
ESPECIFICACIONES TECNICAS

- LOS TUBOS Y ACCESORIOS DE LA RED DE AGUA FRIA SERAN DE PVC DEL TIPO PESADO CLASE 10 PARA UNA PRESION DE TRABAJO DE 150 Lbs/in².
- LOS TUBOS Y ACCESORIOS DE LA RED DE AGUA CALIENTE SERAN DE CPVC.
- LAS VALVULAS SERAN DE BRONCE E IRON EN NICHOS CON MARCO Y TAPA DE MADERA ENTRE UNIONES UNIVERSALES.
- LAS TUBERIAS SERAN BELLADAS CON PEGAMENTO ESPECIAL.
- TODAS LAS TUBERIAS QUE ESTAN EN CONTACTO DIRECTO CON EL TERRENO SERAN SERAN PROTEGIDAS CON UNA CAPA DE ARENA DE 5-20 CM.
- LOS ACCESORIOS SERAN DE PVC DEL TIPO PESADO.
- UNA VEZ TERMINADA LA INSTALACION Y ANTES DE CUBRIR LAS TUBERIAS DE AGUA SE SOMETERAN A LA PRUEBA HIDRAULICA QUE CONSISTIRA EN EL LLENADO DEL TRAMO POR EL PUNTO MAS BAJO, DRENANDO EL AIRE POR EL PUNTO MAS ELEVADO. CON BOMBA MANUAL SE LLEVARA LA PRESION A 100 lbs/in² CERRANDO LA LLAVE DE PRUEBA. SE MANTENDRA LA PRESION DURANTE 30 MINUTOS SIN PRESENTAR ESCAPES.
- LA TUBERIA EMPOTRADA SE FLANEA ANTES DEL VACADO PARA EVITAR VACIO ENTRE ELLA Y EL CONCRETO.

LEYENDA AGUA

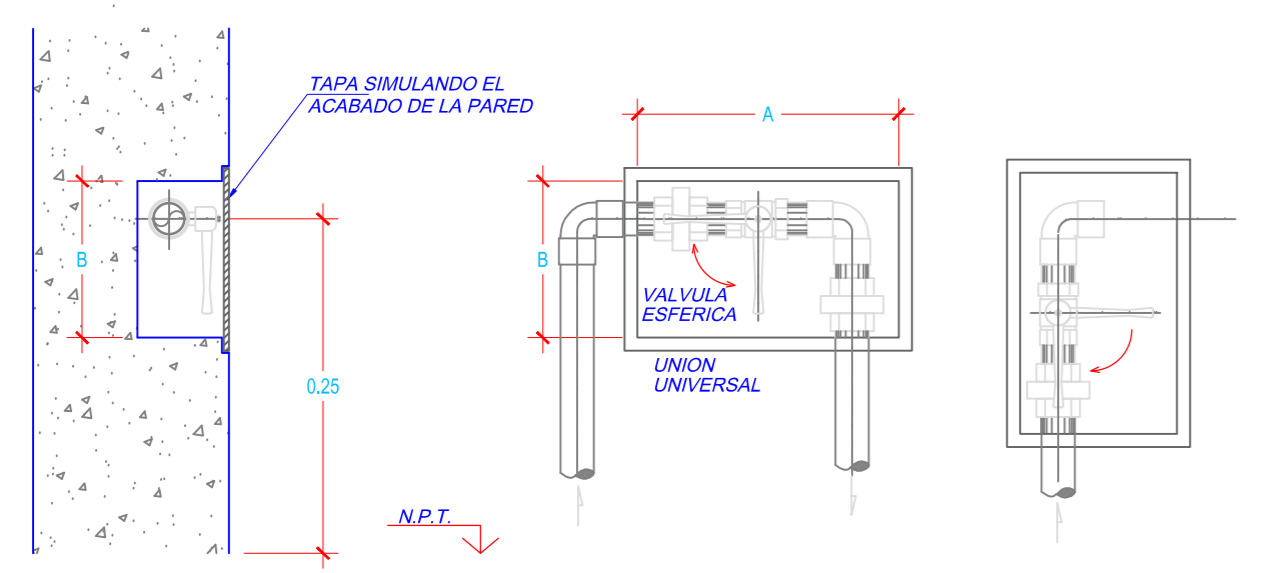
SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
	MEDIDOR DE AGUA
	TUBERIA DE AGUA FRIA PVC
	TUBERIA DE AGUA CALIENTE CPVC
	CODO DE 90°
	CODO DE 45°
	TEE
	CRUCE DE TUBERIAS SIN CONEXION
	UNION UNIVERSAL
	VALVULA ESFERICA
	VALVULA CHECK ENTRE 2 U.U.
	SALIDA DE AGUA FRIA
	LLAVE DE RIEGO

	TESIS: "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"	DPTO.:	ICA
		PROV.:	ICA
		DIST.:	ICA
ESPECIALIDAD: INSTALACIONES SANITARIAS	UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" LT. PNP	DIBUJO: CDMT	LAMINA: IS-01
PLANO: AGUA FRIA 1°PISO		ESCALA: 1 : 50	
BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ	ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES	FECHA: ENE. 2020	



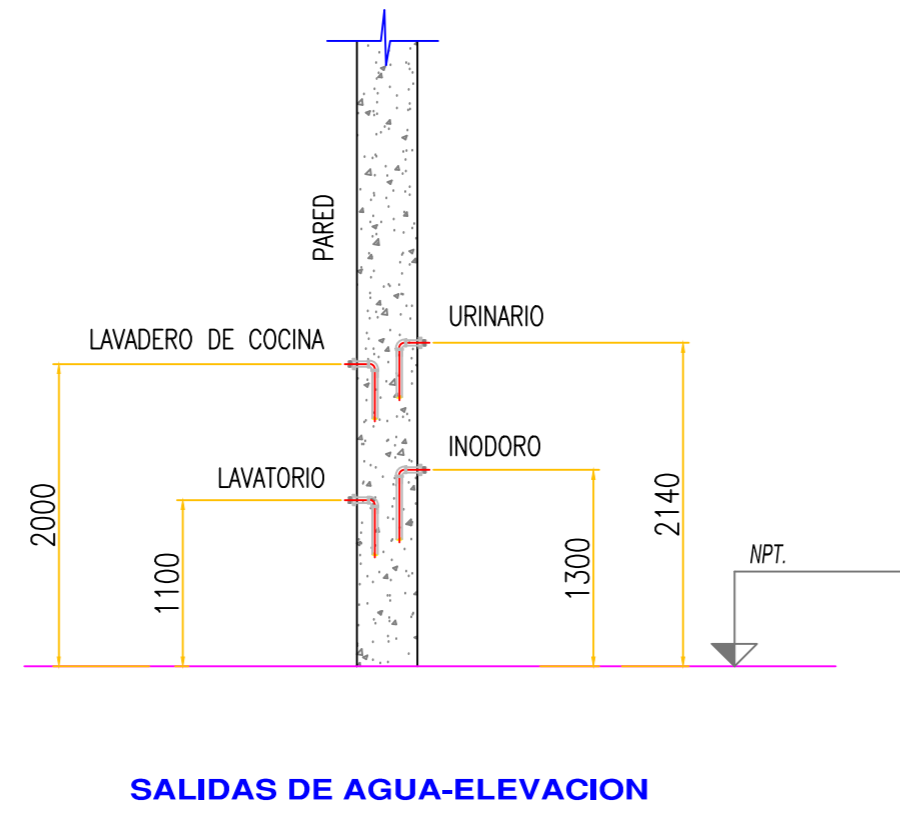
INSTALACIONES SANITARIAS-AGUA - SEGUNDO NIVEL

ESCALA : 1/50



DETALLE DE NICHOS EN MURO PARA ALOJAR VALVULAS ESFERICAS ESCS/E

DIAMETRO	A	B	C
1/2"	0.20	0.20	0.07
3/4"	0.25	0.20	0.07
1"	0.30	0.20	0.10
1 1/4"	0.30	0.25	0.15
1 1/2"	0.30	0.25	0.15



ESPECIFICACIONES TECNICAS

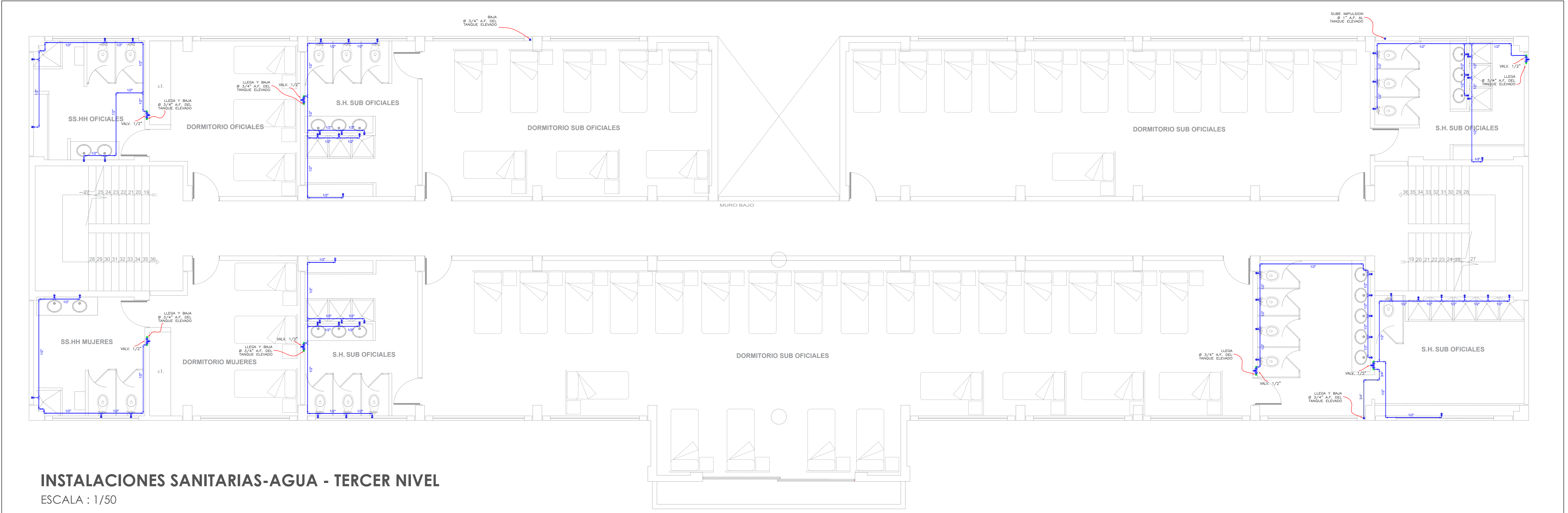
- LOS TUBOS Y ACCESORIOS DE LA RED DE AGUA FRIA SERAN DE PVC DEL TIPO PESADO CLASE 10 PARA UNA PRESION DE TRABAJO DE 150 Lbs/in².
- LOS TUBOS Y ACCESORIOS DE LA RED DE AGUA CALIENTE SERAN DE CPVC.
- LAS VALVULAS SERAN DE BRONCE E IRAN EN NICHOS CON MARCO Y TAPA DE MADERA ENTRE UNIONES UNIVERSALES.
- LAS TUBERIAS SERAN SELLADAS CON PEGAMENTO ESPECIAL.
- TODAS LAS TUBERIAS QUE ESTAN EN CONTACTO DIRECTO CON EL TERRENO SERAN SERAN PROTEGIDAS CON UNA CAPA DE ARENA DE 50/20 CM.
- LOS ACCESORIOS SERAN DE PVC DEL TIPO PESADO.
- UNA VEZ TERMINADA LA INSTALACION Y ANTES DE CUBRIR LAS TUBERIAS DE AGUA SE SOMETERAN A LA PRUEBA HIDRAULICA QUE CONSISTIRA EN EL LLENADO DEL TRAMO POR EL PUNTO MAS BAJA, DRENANDO EL AIRE POR EL PUNTO MAS ELEVADO, CON BOMBA MANUAL, SE LLEVARA LA PRESION A 100 Lbs/in² CERRANDO LA LLAVE DE PRUEBA, DEBERA MANTENERSE LA PRESION DURANTE 30 MINUTOS SIN PRESENTAR ESCAPES.
- LA TUBERIA EMPOTRADA SE FLJARA ANTES DEL VACIADO PARA EVITAR VACIO ENTRE ELLA Y EL CONCRETO.

LEYENDA AGUA

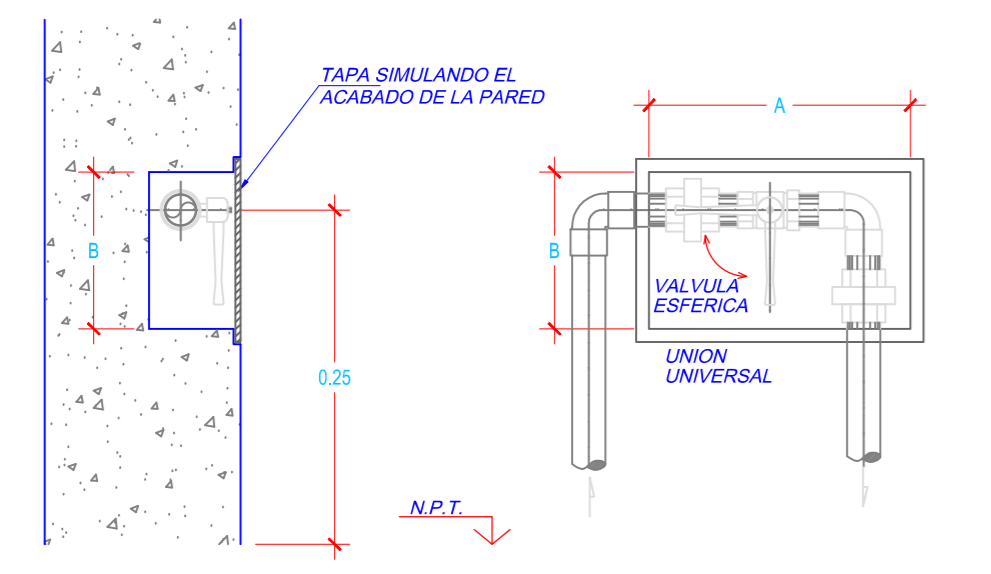
SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
	MEDIDOR DE AGUA
	TUBERIA DE AGUA FRIA PVC
	TUBERIA DE AGUA CALIENTE CPVC
	CODO DE 90°
	CODO DE 45°
	TEE
	CRUCE DE TUBERIAS SIN CONEXION
	UNION UNIVERSAL
	VALVULA ESFERICA
	VALVULA CHECK ENTRE 2 U.U.
	SALIDA DE AGUA FRIA
	LLAVE DE RIEGO

	TESIS: "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"	DPTO.: ICA PROV.: ICA DIST.: ICA	
	ESPECIALIDAD: INSTALACIONES SANITARIAS	UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" LT. PNP	DIBUJO: CDMT ESCALA: 1 : 50 FECHA: ENE. 2020
	PLANO: AGUA FRIA 2°PISO	BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ	ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES

IS-02

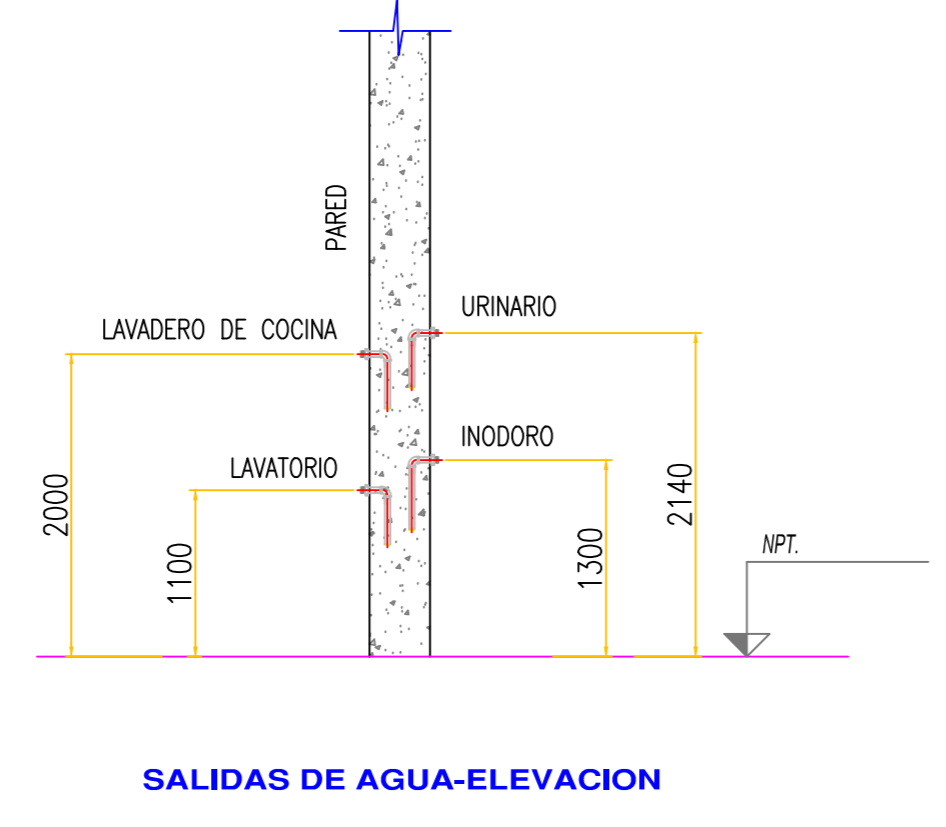


INSTALACIONES SANITARIAS-AGUA - TERCER NIVEL
 ESCALA : 1/50



DETALLE DE NICHOS EN MURO PARA ALOJAR VALVULAS ESFERICAS ESC.5E

DIAMETRO	A	B	C
1.5"	0.20	0.20	0.07
2.0"	0.25	0.20	0.07
2.5"	0.30	0.20	0.10
3.0"	0.30	0.25	0.10
3.5"	0.30	0.25	0.10



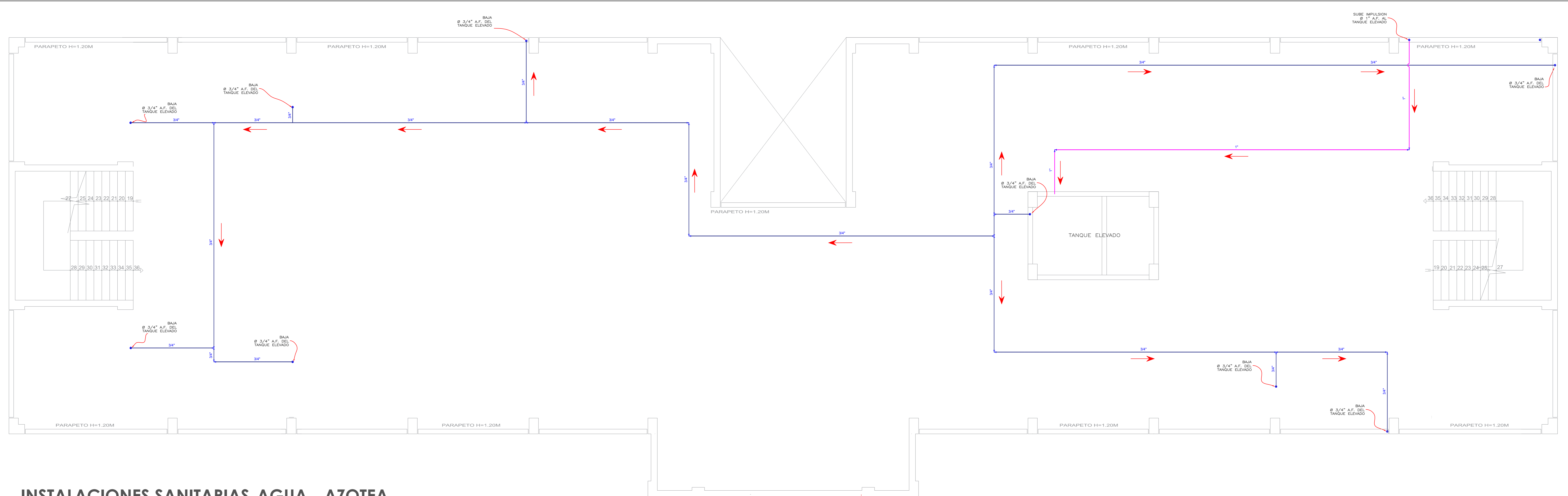
ESPECIFICACIONES TECNICAS

- LOS TUBOS Y ACCESORIOS DE LA RED DE AGUA FRIA SERAN DE PVC DEL TIPO PESADO CLASE 10 PARA UNA PRESION DE TRABAJO DE 150 Lbs/in²
- LOS TUBOS Y ACCESORIOS DE LA RED DE AGUA CALIENTE SERAN DE CPVC.
- LAS VALVULAS SERAN DE BRONCE E IRAN EN NICHOS CON MURDO Y TAPA DE MADERA ENTRE UNIONES UNIVERSALES.
- LAS TUBERIAS SERAN SELLADAS CON PEGAMENTO ESPECIAL.
- TODAS LAS TUBERIAS QUE ESTAN EN CONTACTO DIRECTO CON EL TERRENO SERAN SERAN PROTEGIDAS CON UNA CAPA DE ARENA DE E=20 CM.
- LOS ACCESORIOS SERAN DE PVC DEL TIPO PESADO
- UNA VEZ TERMINADA LA INSTALACION Y ANTES DE CUBRIR LAS TUBERIAS DE AGUA SE SOMETERAN A LA PRUEBA HIDRAULICA QUE CONSISTIRA EN EL LLENADO DEL TRAMO POR EL PUNTO MAS BAJO, DESANANDO EL AIRE POR EL PUNTO MAS ELEVADO, CON BOMBA MANUAL SE LLEVARA LA PRESION A 100Lbs/in² CERRANDO LA LLAVE DE PRUEBA, DEBERA MANTENERSE LA PRESION DURANTE 30 MINUTOS SIN PRESENTAR ESCALFES.
- LA TUBERIA EMPOTRADA SE FLUJARA ANTES DEL VACIADO PARA EVITAR VACIO ENTRE ELLA Y EL CONCRETO

LEYENDA AGUA

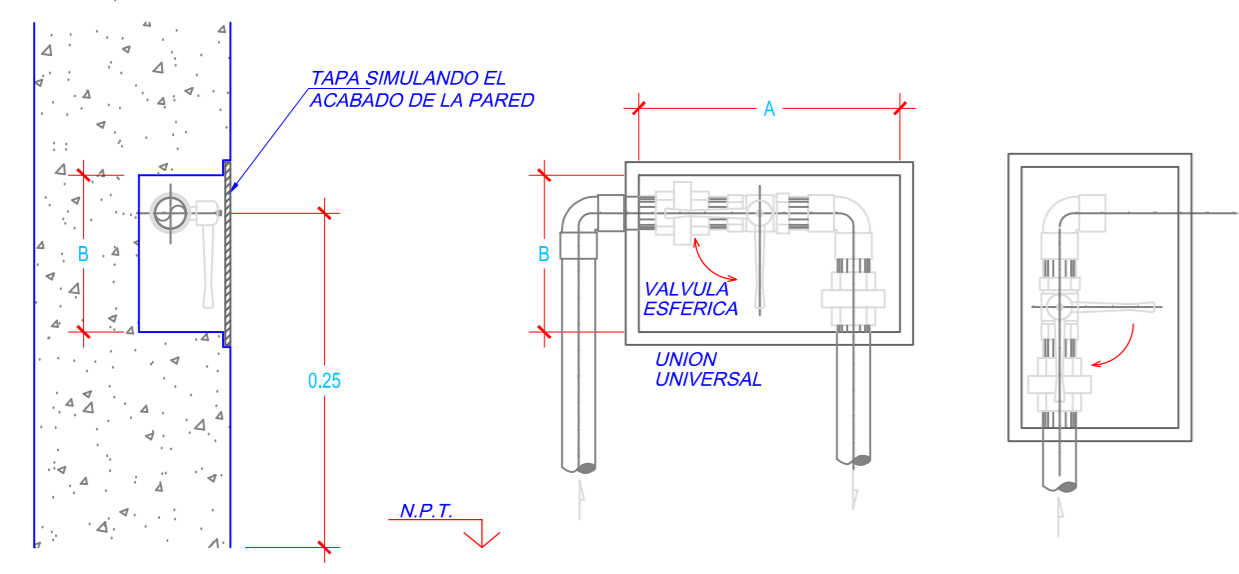
SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
	MEDIDOR DE AGUA
	TUBERIA DE AGUA FRIA PVC
	TUBERIA DE AGUA CALIENTE CPVC
	CODO DE 90°
	CODO DE 45°
	TEE
	CRUCE DE TUBERIAS SIN CONEXION
	UNION UNIVERSAL
	VALVULA ESFERICA
	VALVULA CHECK ENTRE 2 U.U.
	SALIDA DE AGUA FRIA
	LLAVE DE RIEGO

	TESIS: "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"	DPTO:	ICA
		PROV.:	ICA
		DIST.:	ICA
ESPECIALIDAD: INSTALACIONES SANITARIAS	UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" LT. PNP	DIBUJO: CDMT	LAMINA: IS-03
PLANO: AGUA FRIA 3°PISO		ESCALA: 1 : 50	
BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ	ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES	FECHA: ENE. 2020	



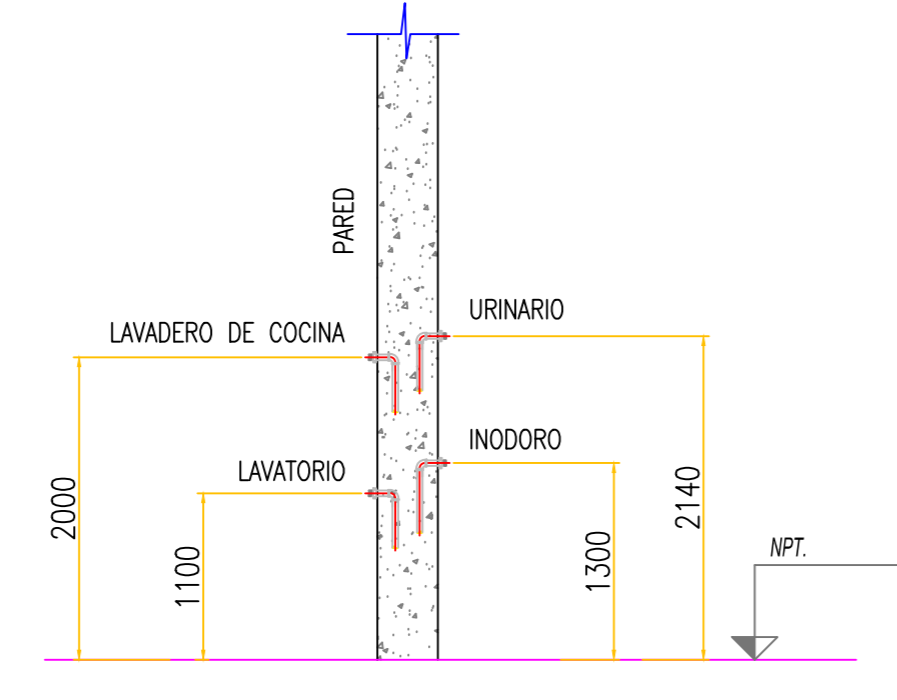
INSTALACIONES SANITARIAS-AGUA - AZOTEA

ESCALA : 1/50



DETALLE DE NICHOS EN MURO PARA ALOJAR VALVULAS ESFERICAS ESC: 1/50

DIAMETRO	A	B	C
Ø 1/2"	0.20	0.20	0.07
Ø 3/4"	0.20	0.20	0.07
Ø 1"	0.20	0.20	0.10
Ø 1.1/4"	0.20	0.25	0.15
Ø 1.1/2"	0.20	0.25	0.15



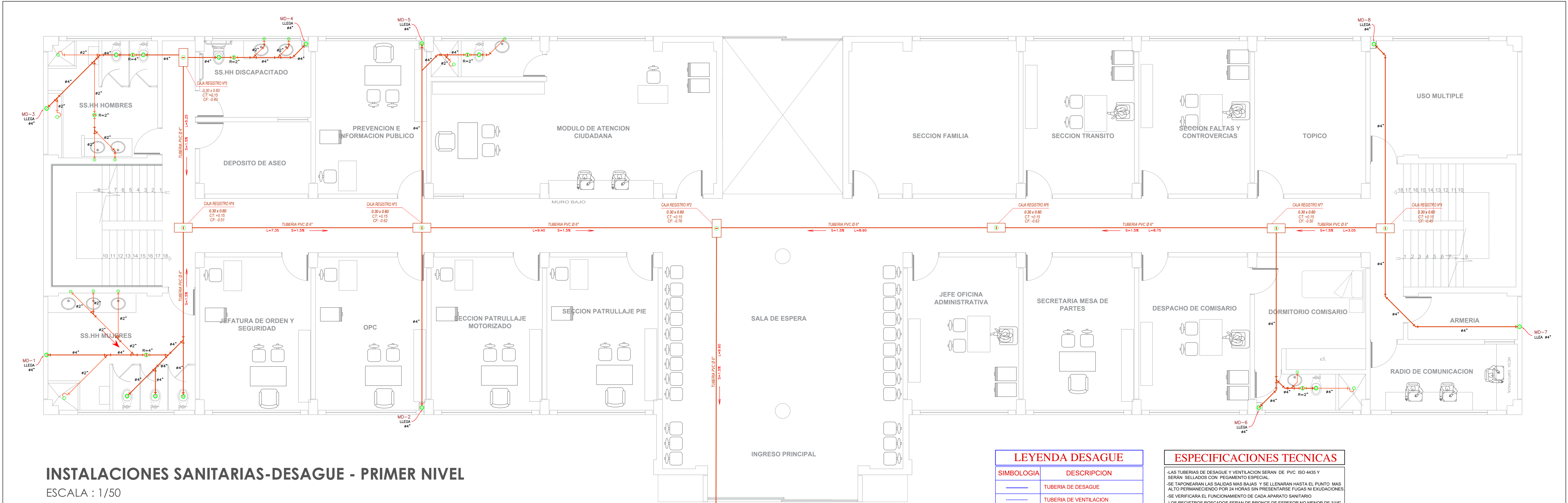
SALIDAS DE AGUA-ELEVACION

ESPECIFICACIONES TECNICAS

LOS TUBOS Y ACCESORIOS DE LA RED DE AGUA FRIA SERAN DE PVC DEL TIPO PESADO CLASE 10 PARA UNA PRESION DE TRABAJO DE 150 LB/INCH².
 LOS TUBOS Y ACCESORIOS DE LA RED DE AGUA CALIENTE SERAN DE CPVC.
 LAS VALVULAS SERAN DE BRONCE E IRAN EN NICHOS CON MARCO Y TAPA DE MADERA ENTRE UNIONES UNIVERSALES.
 LAS TUBERIAS SERAN SELLADAS CON PEGAMENTO ESPECIAL.
 TODAS LA TUBERIAS QUE ESTAN EN CONTACTO DIRECTO CON EL TERRENO SERAN SERAN PROTEGIDAS CON UNA CAPA DE ARENA DE 5-10 CM.
 LOS ACCESORIOS SERAN DE PVC DEL TIPO PESADO.
 UNA VEZ TERMINADA LA INSTALACION Y ANTES DE CUBRIR LAS TUBERIAS DE AGUA SE SOMETERAN A LA PRUEBA HIDRAULICA QUE CONSISTIRA EN EL LLENADO DEL TRAMO POR EL PUNTO MAS BAJO, DRENANDO EL AIRE POR EL PUNTO MAS ELEVADO, CON BOMBA MANUAL SE LLEVARA LA PRESION A 100 LB/INCH² CERRANDO LA LLAVE DE PRUEBA, DEBERA MANTENERSE LA PRESION DURANTE 30 MINUTOS SIN PRESENTAR ESCAPES, LA TUBERIA EMPOTRADA SE FUERA ANTES DEL VACIADO PARA EVITAR VACIO ENTRE ELLA Y EL CONCRETO.

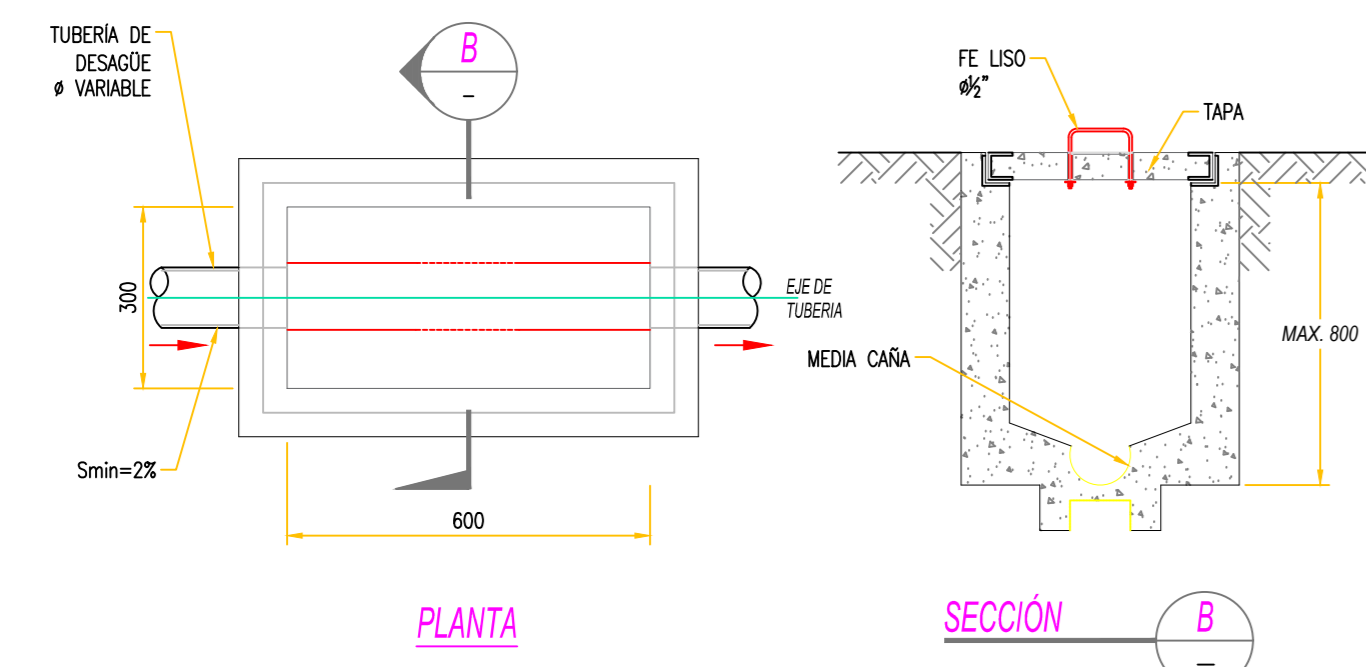
LEYENDA AGUA	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
	MEDIDOR DE AGUA
	TUBERIA DE AGUA FRIA PVC
	TUBERIA DE AGUA CALIENTE CPVC
	CODO DE 90°
	CODO DE 45°
	TEE
	CRUCE DE TUBERIAS SIN CONEXION
	UNION UNIVERSAL
	VALVULA ESFERICA
	VALVULA CHECK ENTRE 2 U.U.
	SALIDA DE AGUA FRIA
	LLAVE DE RIEGO

	TESIS: "ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO 'B' EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO 'SAN MARTIN DE PORRAS'"	DPTO:	ICA
	ESPECIALIDAD: INSTALACIONES SANITARIAS	UBIACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS, CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" LT. PNP	PROV.:
PLANO: AGUA FRIA AZOTEA	DIBUJO: CDMT ESCALA: 1 : 50 FECHA: ENE. 2020	DIST.:	ICA
BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ	ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES	IS-04	

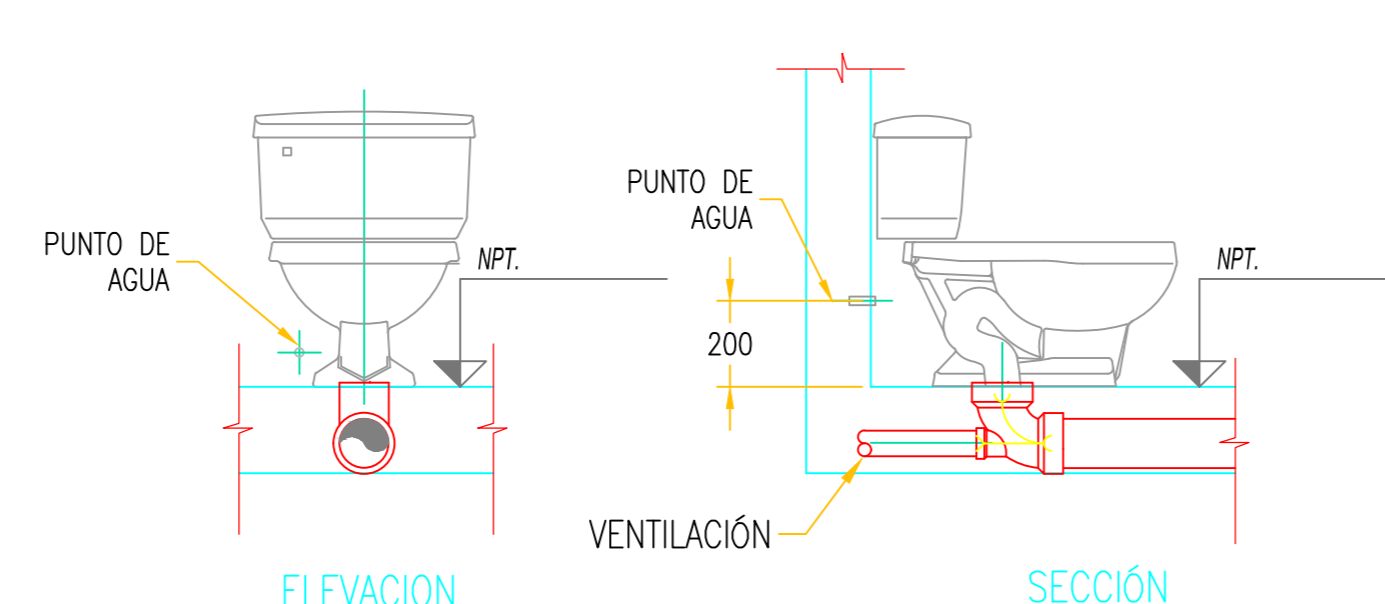


INSTALACIONES SANITARIAS-DESAGUE - PRIMER NIVEL

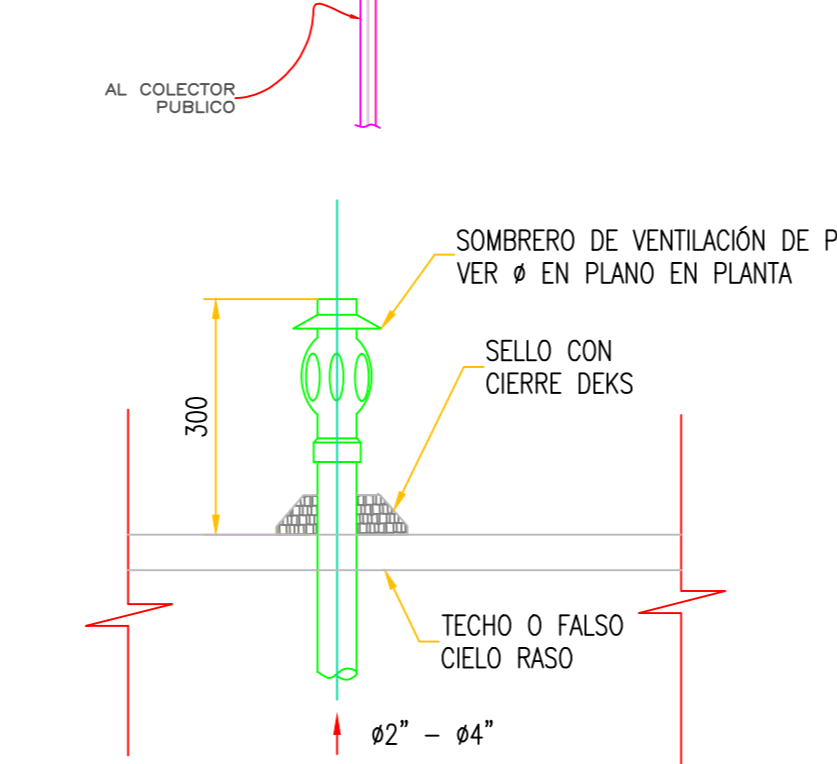
ESCALA : 1/50



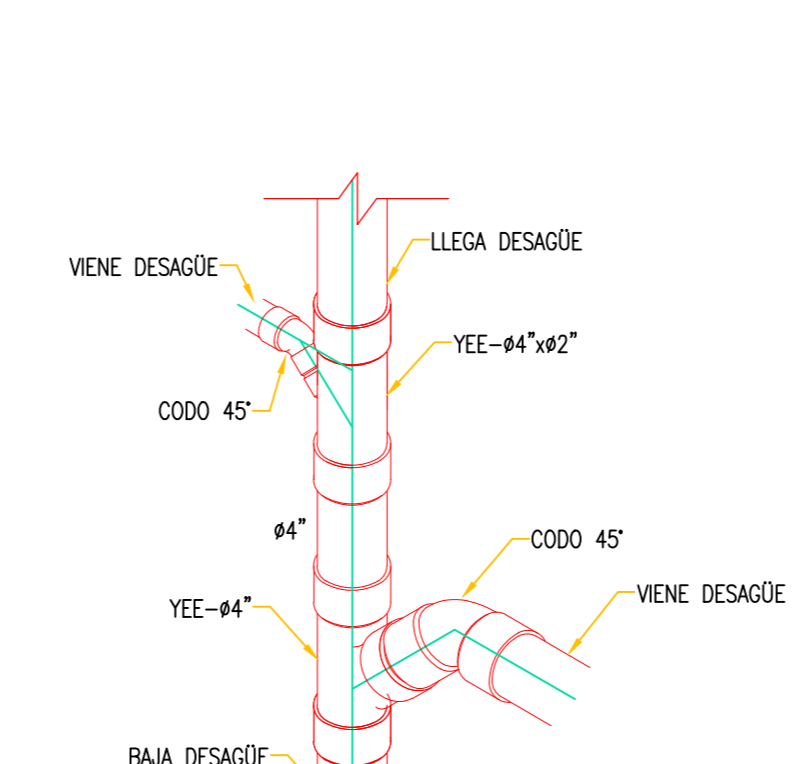
DETALLE CAJA DE REGISTRO DE CONCRETO 300x600mm



DETALLE DE INSTALACIONES EN INODORO CON TANQUE



PASE DE TUBERIA DE VENTILACIÓN

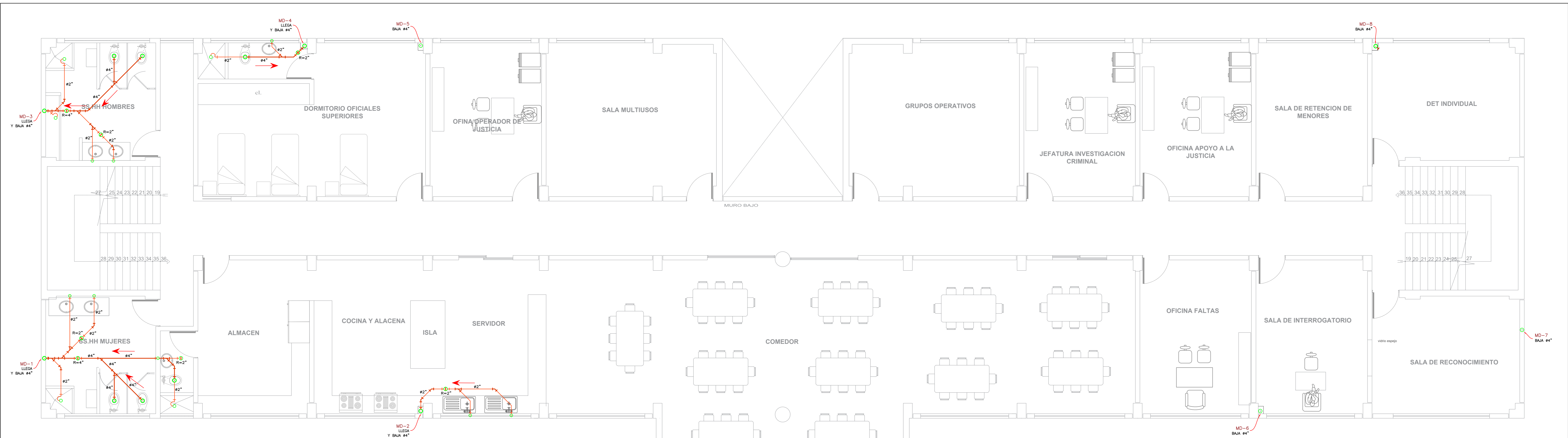


DETALLE TÍPICO DE CONEXIÓN A MONTANTE

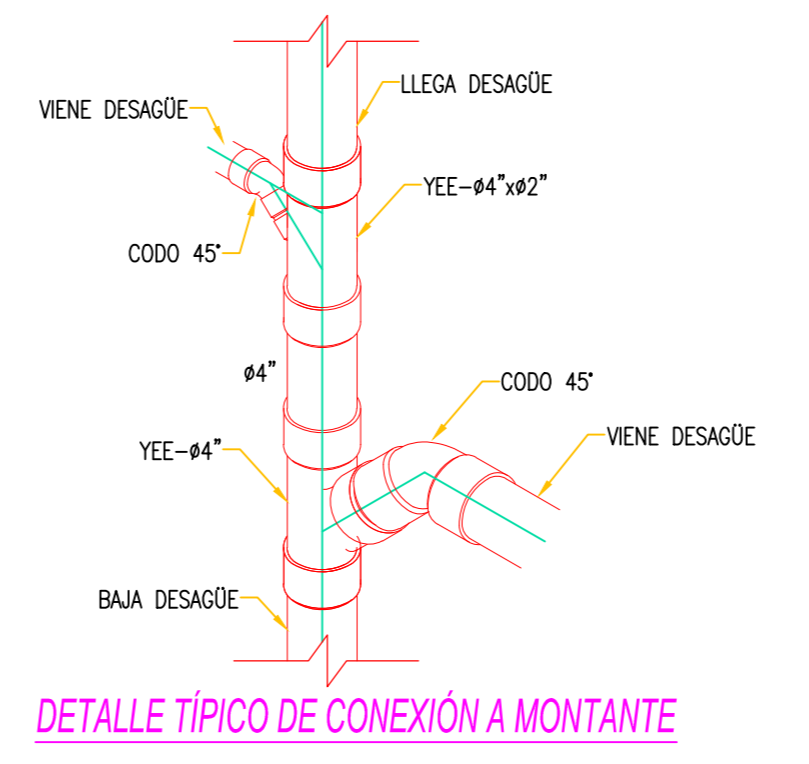
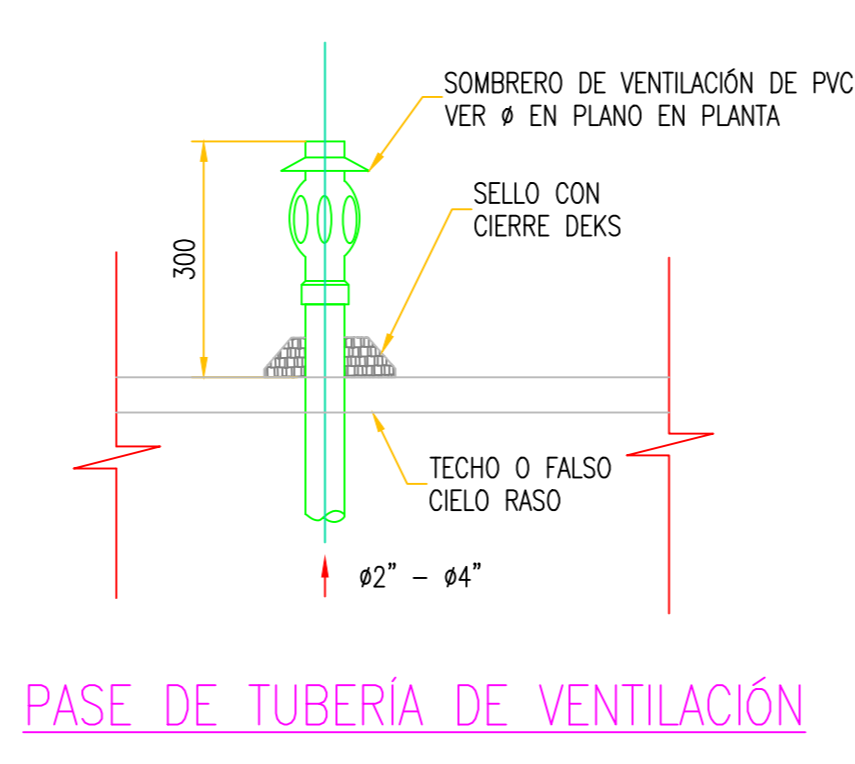
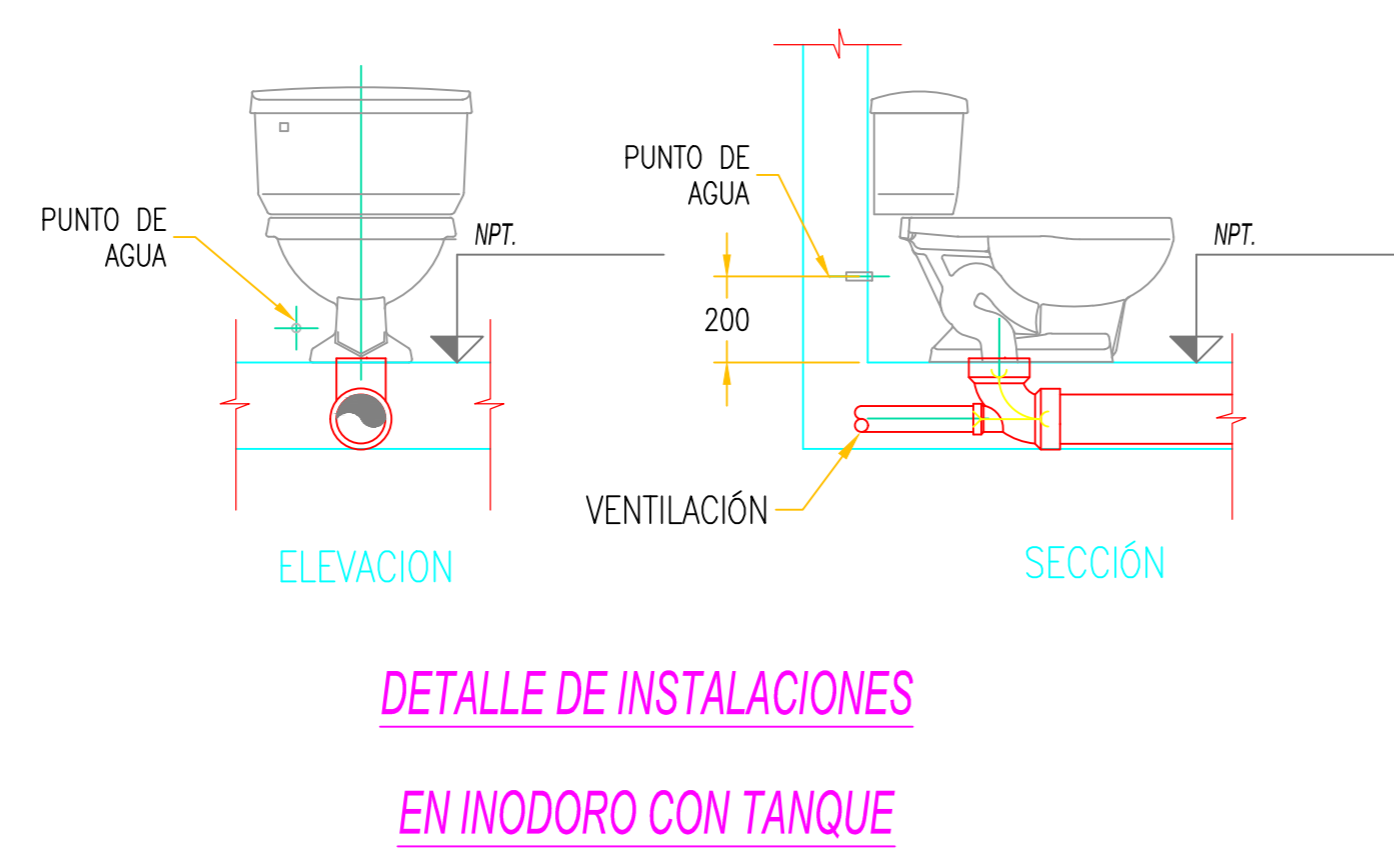
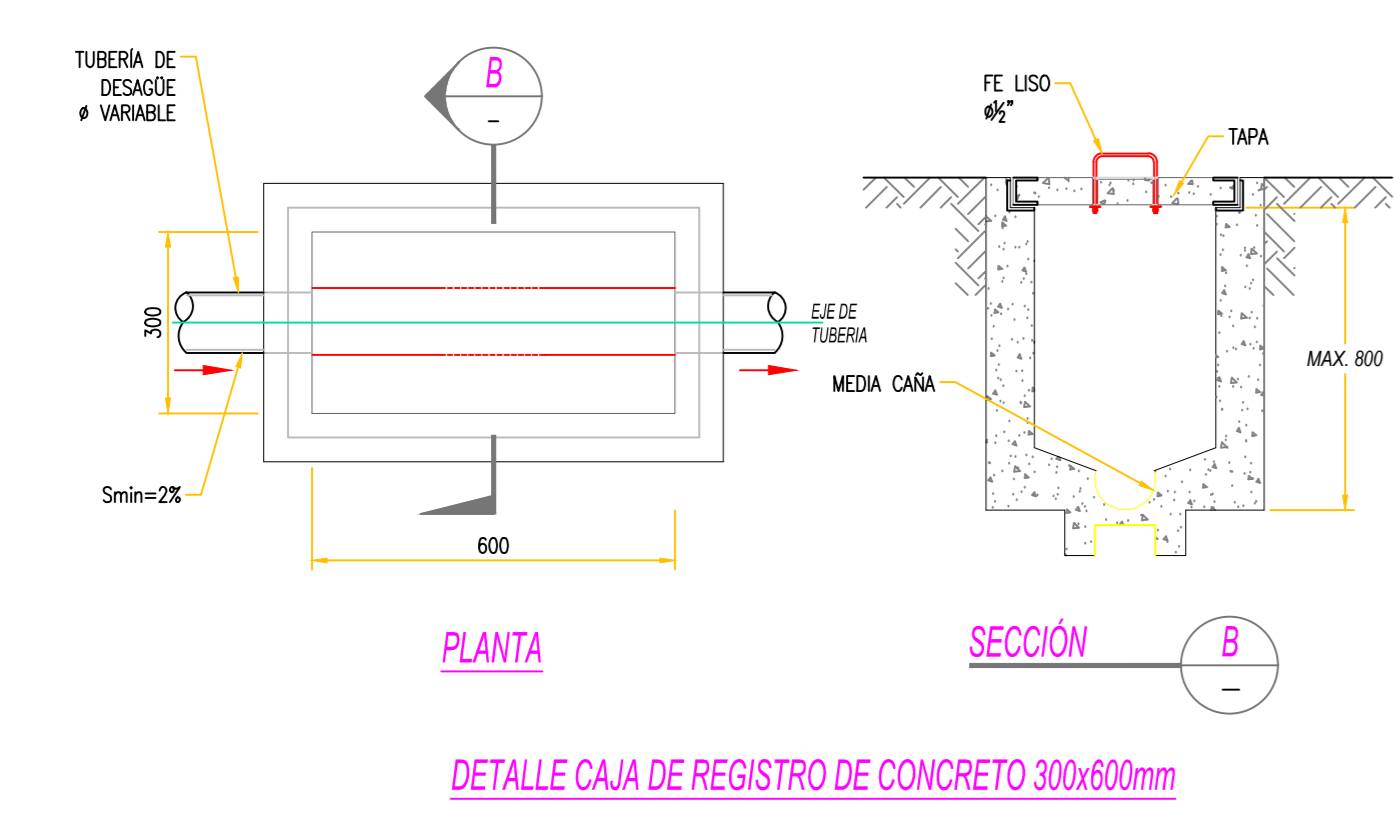
LEYENDA DESAGUE	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
	TUBERIA DE DESAGUE
	TUBERIA DE VENTILACION
	CODO DE 45°
	YEE
	TEE SANITARIA
	YEE DOBLE
	CAJA DE REGISTRO
	CAJA DE REGISTRO CIEGA CON REGISTRO ROSCADO DE PISO 6"
	REGISTRO ROSCADO DE BRONCE EN PISO
	PUNTO DE DESAGUE CON TRAMPA 1" Y SUMIDERO
	PUNTO DE DESAGUE

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
-LAS TUBERIAS DE DESAGUE Y VENTILACION SERAN DE PVC ISO 4435 Y SERAN SELLADAS CON PEGAMENTO ESPECIAL.	
-SE TAPONARAN LAS SALIDAS MAS BAJAS Y SE LLENARAN HASTA EL PUNTO MAS ALTO PERMANECIENDO POR 24 HORAS SIN PRESENTARSE FUGAS NI EXUDACIONES.	
-SE VERIFICARA EL FUNCIONAMIENTO DE CADA APARATO SANITARIO.	
-LOS REGISTROS ROSCADOS SERAN DE BRONCE DE ESPESOR NO MENOR DE 3/16" ROSCADOS Y DOTADOS DE RANURA QUE FACILITE SU REMOCION.	
-TODOS LOS EXTREMOS DE TUBERIAS QUE TERMINEN EN EL TECHO LLEVARAN SU SOMBRERO DE VENTILACION Y SE PROLONGARAN A 1.50 m. SOBRE EL NIVEL TERMINADO DE TECHO.	
-EL ACABADO DE LAS TAPAS DE LAS CAJAS DE REGISTRO SERAN DEL MISMO MATERIAL QUE DEL PISO TERMINADO Y SUS COTAS DE FONDO SERAN VERIFICADOS PARA OBTENER LAS PENDIENTES INDICADAS.	

TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARÍA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"		DPTO.:	ICA
		PROV.:	ICA
		DIST.:	ICA
ESPECIALIDAD:	INSTALACIONES SANITARIAS	LUBICACION:	CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" LT. PNP
PLANO:	DESAGUE 1°PISO	DIBUJO:	CDMT
		ESCALA:	1 : 50
		FECHA:	ENE. 2020
BACHILLER:	CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ	ASESOR DE TESIS:	MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES
			LAMINA:
			IS-05



INSTALACIONES SANITARIAS-DESAGUE - SEGUNDO NIVEL
 ESCALA : 1/50



LEYENDA DESAGUE	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
	TUBERIA DE DESAGUE
	TUBERIA DE VENTILACION
	CODO DE 45°
	YEE
	YEE SANITARIA
	YEE DOBLE
	CAJA DE REGISTRO
	CAJA DE REGISTRO CIEGA CON REGISTRO ROSCADO DE PISO 6"
	REGISTRO ROSCADO DE BRONCE EN PISO
	PUNTO DE DESAGUE CON TRAMPA "P" Y SUMIDERO
	PUNTO DE DESAGUE

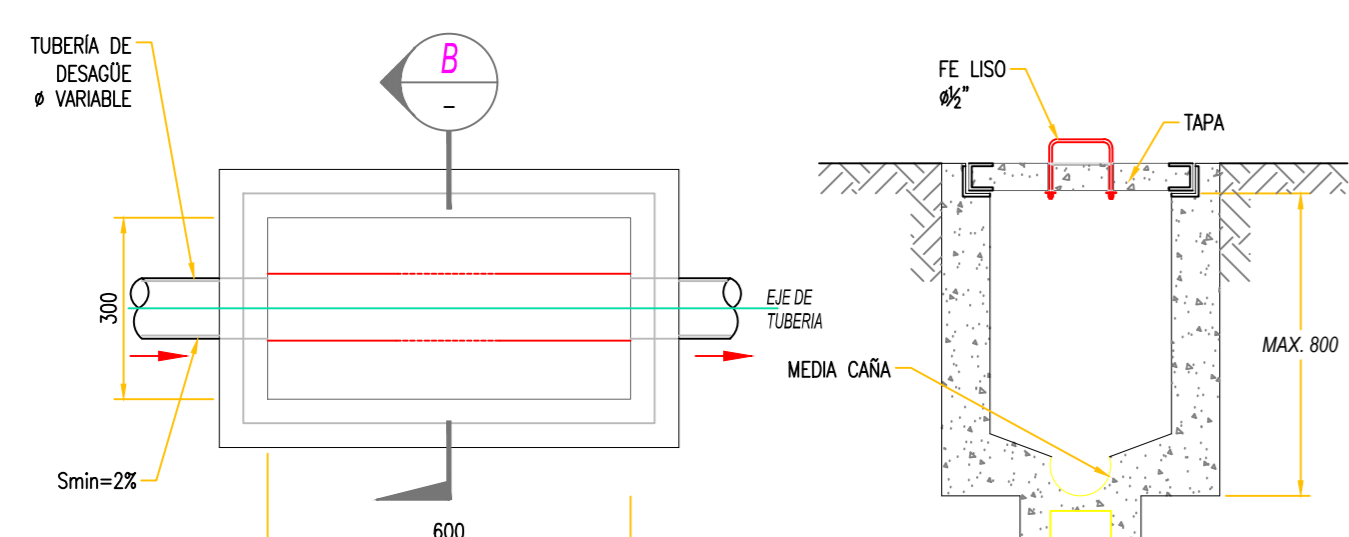
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
-LAS TUBERIAS DE DESAGUE Y VENTILACION SERAN DE PVC ISO 4455 Y SERAN SELLADOS CON PEGAMENTO ESPECIAL.	
-SE TAPONARAN LAS SALIDAS MAS BAJAS Y SE LLENARAN HASTA EL PUNTO MAS ALTO PERMANECIENDO POR 24 HORAS SIN PRESENTARSE FUGAS NI EXUDACIONES.	
-SE VERIFICARA EL FUNCIONAMIENTO DE CADA APARATO SANITARIO.	
-LOS REGISTROS ROSCADOS SERAN DE BRONCE DE ESPESOR NO MENOR DE 3/16" ROSCADOS Y DOTADOS DE RANURA QUE FACILITE SU REMOCION.	
-TODOS LOS EXTREMOS DE TUBERIAS QUE TERMINAN EN EL TECHO LLEVARAN SU SOMBRERO DE VENTILACION Y SE PROLONGARAN A 0.60 m. SOBRE EL NIVEL TERMINADO DE TECHO.	
-EL ACABADO DE LAS TAVAS DE LAS CAJAS DE REGISTRO SERAN DEL MISMO MATERIAL QUE DEL PISO TERMINADO Y SUS COTAS DE FONDO SERAN VERIFICADOS PARA OBTENER LAS PENDIENTES INDICADAS.	

	TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"	DPTO.:	ICA
		PROV.:	ICA
		DIST.:	ICA
ESPECIALIDAD: INSTALACIONES SANITARIAS	UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" LT. PNP	DIBUJO: CDMT	LAMINA: IS-06
PLANO: DESAGUE 2°PISO		ESCALA: 1 : 50	
BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ	ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES	FECHA: ENE. 2020	

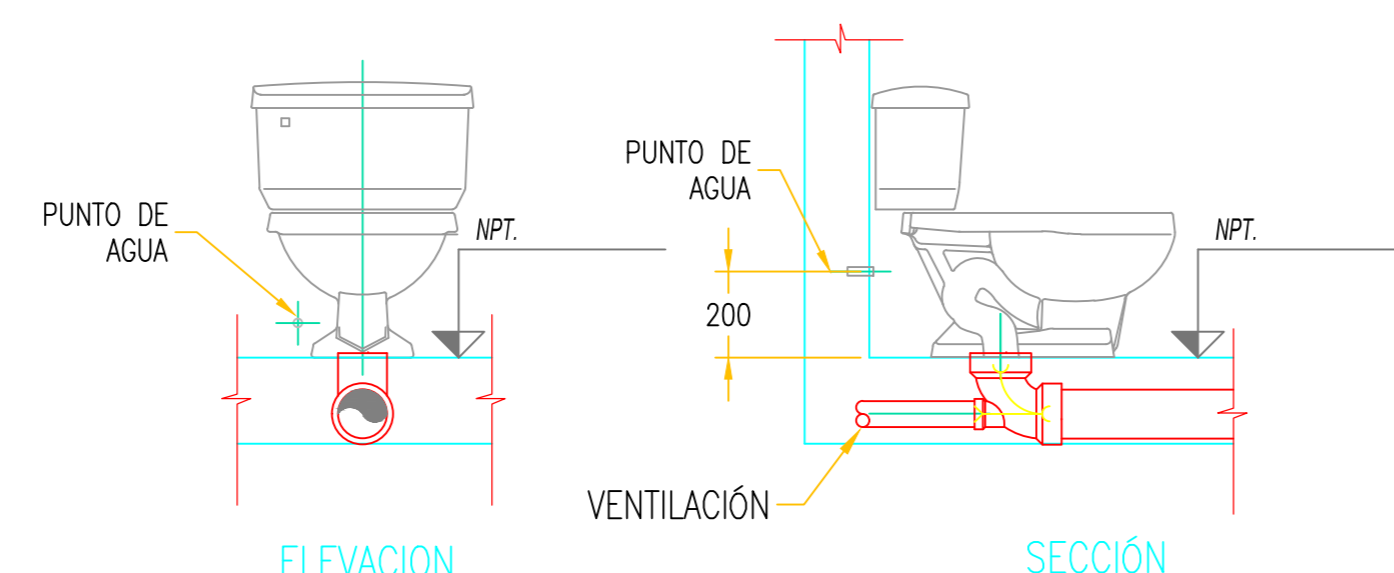


INSTALACIONES SANITARIAS-DESAGUE - TERCER NIVEL

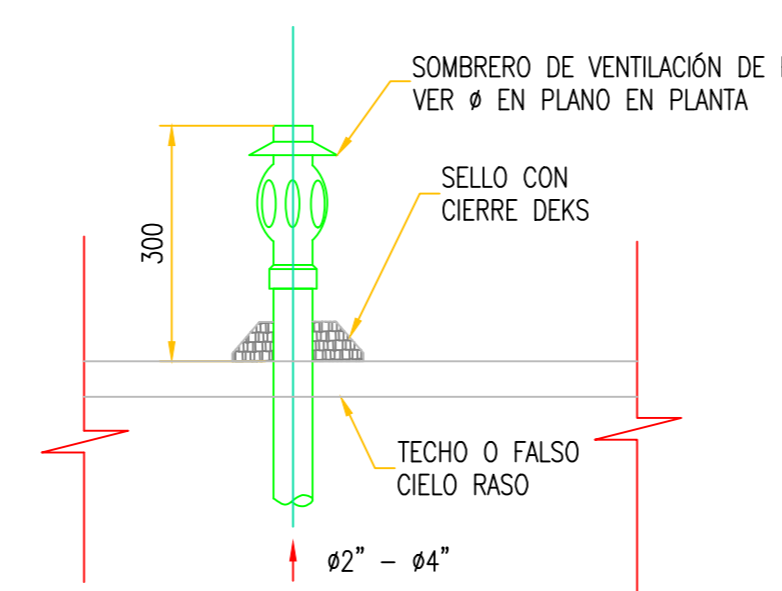
ESCALA : 1/50



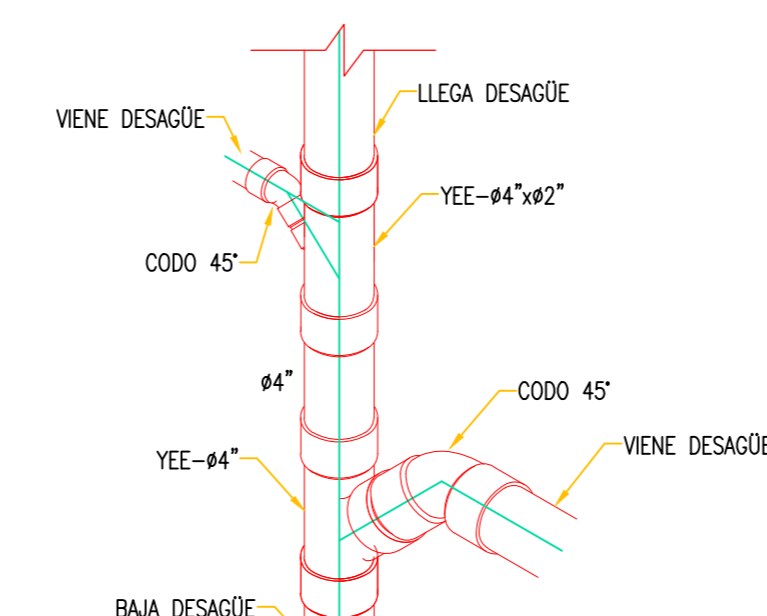
PLANTA
DETALLE CAJA DE REGISTRO DE CONCRETO 300x600mm



ELEVACION SECCION
DETALLE DE INSTALACIONES EN INODORO CON TANQUE



PASE DE TUBERÍA DE VENTILACIÓN



DETALLE TÍPICO DE CONEXIÓN A MONTANTE

LEYENDA DESAGUE	
SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
	TUBERIA DE DESAGUE
	TUBERIA DE VENTILACION
	CODO DE 45°
	YEE
	TEE SANITARIA
	YEE DOBLE
	CAJA DE REGISTRO
	CAJA DE REGISTRO CIEGA CON REGISTRO ROSCADO DE PISO 6"
	REGISTRO ROSCADO DE BRONCE EN PISO
	PUNTO DE DESAGUE CON TRAMPA "P" Y SUMIDERO
	PUNTO DE DESAGUE

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
-LAS TUBERIAS DE DESAGUE Y VENTILACION SERAN DE PVC ISO 4435 Y SERAN SELLADOS CON PEGAMENTO ESPECIAL.	
-SE TAPONARAN LAS SALIDAS MAS BAJAS Y SE LLENARAN HASTA EL PUNTO MAS ALTO PERMANECIENDO POR 24 HORAS SIN PRESENTARSE FUGAS NI EXUDACIONES.	
-SE VERIFICARA EL FUNCIONAMIENTO DE CADA APARATO SANITARIO.	
-LOS REGISTROS ROSCADOS SERAN DE BRONCE DE ESPESOR NO MENOR DE 3/16" ROSCADOS Y DOTADOS DE RANURA QUE FACILITE SU REMOCION.	
-TODOS LOS EXTREMOS DE TUBERIAS QUE TERMINEN EN EL TECHO LLEVARAN SU SOMBRERO DE VENTILACION Y SE PROLONGARAN A 100 CM. SOBRE EL NIVEL TERMINADO DE TECHO.	
-EL ACABADO DE LAS TAPAS DE LAS CAJAS DE REGISTRO SERAN DEL MISMO MATERIAL QUE DEL PISO TERMINADO Y SUS COTAS DE FONDO SERAN VERIFICADOS PARA OBTENER LAS PENDIENTES INDICADAS.	

	TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA NUEVA COMISARIA ICA TIPO B EN BENEFICIO DE LA POBLACION DEL CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS"	DPTO.:	ICA
		PROV.:	ICA
		DIST.:	ICA
ESPECIALIDAD: INSTALACIONES SANITARIAS	UBICACION: CASERIO SAN MARTIN DE PORRAS CALLE SIMON BOLIVAR Mz. "H" LT. PNP	DIBUJO: ESCALA: FECHA:	CDMT 1 : 50 ENE. 2020
PLANO: DESAGUE 3°PISO			IS-07
BACHILLER: CRISTIAN DUANY MELGAR TUEROZ	ASESOR DE TESIS: MAG. ING. JORGE TELLO GONZALES		