



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**“CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE
ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA “CASA
COMUNAL ” PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI”**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO
CIVIL**

DIEGO GUSTAVO GARCÍA GARCÍA

ING. M.SC. JUAN MEDARDO SOLÁ QUINTUÑA

2016

DECLARACIÓN

Yo, Diego Gustavo García García, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Diego Gustavo García García

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Diego Gustavo García García, bajo mi supervisión.

Ing. M.Sc. Juan Medardo Solá Quintuña

DIRECTOR

DEDICATORIA

A mi amada esposa Valeria que ha sido el impulso durante mi carrera, que con su apoyo constante, confianza y amor incondicional ha sido amiga y compañera inseparable.

A mis hijos María Paz y José Julián quienes han sido mi mayor motivación, y la razón que me ha llevado a seguir superándome día a día, con su luz han iluminado mi vida y hacen mi camino más claro.

A mis padres con su amor y enseñanza han sembrado las virtudes que se necesitan para vivir con anhelo y felicidad.

AGRADECIMIENTOS

Primeramente quiero agradecerle a mi padre Dios quien me ha guiado y me ha dado la fuerza y la sabiduría necesaria para culminar con satisfacción mi tesis

A mi esposa, a mis hijos y a mis padres por su comprensión y apoyo durante el desarrollo de este trabajo, gracias a ustedes hoy puedo ver alcanzado una de mis metas más importantes en mi vida.

A mi director de tesis Ing. Msc. Juan Solá Quintuña por su valioso conocimiento y por todo su apoyo que me brindo al asesorarme en la realización de mi tesis.

Contenido

DECLARACIÓN.....	I
CERTIFICACIÓN	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
ÍNDICE DE TABLAS.....	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE ANEXOS	XIV
RESUMEN	XV
ABSTRACT.....	XVI
INTRODUCCIÓN	XVII
CAPITULO I: Estudios Preliminares	18
1.1 Levantamiento Topográfico.....	18
1.2 Estudios de Suelos	19
CAPITULO II: Pre dimensionamiento Estructural de la "Casa Comunal" para la Junta Parroquial de Sayausi	21
2.1 Determinación de Materiales	21
2.1.1 Hormigón Armado.....	21
2.1.2 Acero de refuerzo	22
2.1.3 Acero estructural.....	22
2.2 Descripción del proyecto.....	22
2.2.1 Datos generales.....	23
2.3 Predimensionamiento de los elementos estructurales.....	24
2.3.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales en hormigón armado.....	24
2.3.2 Predimensionamiento de los elementos estructurales en acero estructural	28
CAPITULO III: Determinación de Cargas para Cálculo y Diseño	32
3.1 Carga muerta o permanente.....	32
3.1.1 Carga muerta o permanente de la estructura de hormigón armado.....	32
3.1.2 Carga muerta o permanente de la estructura en acero estructural.....	36

3.2	Carga Viva	38
3.2.1	Cargas mayoradas de la estructura de hormigón armado – Elemento Losa. (Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis Ignacio Espino Marquez, Alfonso Emilio Olvera, 2005).....	38
3.2.2	Cargas mayoradas de la estructura de acero estructural – Elemento Losa.....	42
3.3	Carga de sismo	44
3.3.1	Análisis sísmico	45
3.3.2	Geología local.....	46
3.3.3	Cortante basal de diseño V	52

CAPITULO IV: Cálculo y Diseño Estructural de la "Casa Comunal" en Hormigón Armado..... 57

4.1	Modelación Estructural.....	57
4.2	Normas utilizadas para el diseño	61
4.3	Sistemas estructurales.....	61
4.4	Factores de reducción de resistencia	62
4.4.1	Requisitos de resistencia.....	63
4.4.2	Colocación del acero de refuerzo, especificaciones	63
4.4.3	Elementos a flexión	64
4.4.4	Elementos en flexo- compresión.....	71
4.5	Diseño de Losa	86
4.5.1	Tipos de losa	86
4.6	Diseño de Cimentación	91
4.6.1	Calculo de zapata aislada centrada.....	92
4.7	Estructura metálica de la cubierta.....	95
4.7.1	Diseño de miembros a flexión	96
4.8	Escalera.....	97

CAPITULO V: Cálculo y Diseño Estructural de la "Casa Comunal" en Estructura de Acero..... 101

5.1	Modelación Estructural.....	101
5.2	Normas utilizadas para el diseño	105
5.3	Criterio de la columna fuerte-débil	105
5.4	Diseño miembros en tracción.....	107
5.5	Diseño de miembros a compresión.....	108

5.5.1	Límites de esbeltez y longitud efectiva	109
5.5.2	Resistencia de compresión nominal	110
5.5.3	Tensión de pandeo por flexión.....	110
5.5.4	Tensión crítica de pandeo elástico.....	111
5.5.5	Diseño de miembros a flexión	112
5.6	Diseño de miembros en corte	114
5.7	Diseño de la losa tipo Steel deck.....	115
5.8	Calculo de zapata aislada centrada	121

CAPITULO VI: Análisis Comparativo Entre Acero Estructural y Hormigón Armado..... 125

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 130

Conclusiones..... 130

Bibliografía..... 132

ANEXOS 134

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Propiedades del hormigón para las columnas y las vigas	22
Tabla 2 Propiedades del acero de refuerzo.....	22
Tabla 3 Propiedades de los perfiles estructurales	22
Tabla 4 Distribución arquitectónica para cada planta.....	23
Tabla 5 Peso Unitario	32
Tabla 6 Carga permanente de la estructura de hormigón Armado.....	35
Tabla 7 Volumen de hormigón por m ²	36
Tabla 8 Carga permanente de la estructura de Acero Estructural.....	37
Tabla 9 Carga permanente de la estructura de hormigón Armado.....	38
Tabla 10 Cargas mayoradas de la estructura de hormigón armado (Planta baja)	39
Tabla 11 Cargas mayoradas de la estructura de hormigón armado (Planta alta)	40
Tabla 12 Cargas mayoradas de la estructura de hormigón armado (Planta alta)	41
Tabla 13 Cargas mayoradas de la estructura de acero estructural (Planta baja)	42
Tabla 14 Cargas mayoradas de la estructura de acero estructural (Planta alta)	43
Tabla 15 Cargas mayoradas de la estructura de acero estructural (Planta alta)	44
Tabla 16 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	45
Tabla 17 Clasificación de los perfiles del suelo	46
Tabla 18 Factores de sitio Fa	47
Tabla 19 Factores de sitio Fd.....	47
Tabla 20 Factores del comportamiento inelástico del subsuelo sitio Fs	48
Tabla 21 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	48
Tabla 22 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	49
Tabla 23 Datos para determinar la gráfica del Espectro sísmico elástico de aceleraciones	51
Tabla 24 Fuerza sísmicas laterales.....	53
Tabla 25 Peso de columnas, vigas y losa	54
Tabla 26 Fuerza sísmicas laterales.....	56
Tabla 27 Pesos de columnas, vigas y losa	56
Tabla 28 Factores de reducción de resistencia	61

Tabla 29 Factores de reducción de resistencia	62
Tabla 30 Diámetros mínimos y máximos de la varillas de refuerzo.....	63
Tabla 31 Diámetros mínimos de doblado	64
Tabla 32 Diseño del refuerzo a flexión	68
Tabla 33 Diseño del refuerzo a flexión	68
Tabla 34 Comprobación de separación de estribos	70
Tabla 35 Diseño de elementos sometido a compresión.....	76
Tabla 36	79
Tabla 37 Cuantía máxima de refuerzo longitudinal a flexo-compresión	81
Tabla 38 Comprobación de separación de estribos en las columnas	82
Tabla 39 Verificación de la resistencia a cortante	83
Tabla 40 Verificación de la resistencia a cortante	85
Tabla 41 Verificación de la resistencia a cortante	85
Tabla 42	88
Tabla 43 Tabla para el diseño de losas nervadas rectangulares	89
Tabla 44 Nivel +3.00m	89
Tabla 45 Verificación de la armadura mínima requerida	90
Tabla 46 Verificación del acero en la losa.....	90
Tabla 47 Diseño acorte por punzonamiento.....	93
Tabla 48 Diseño del refuerzo a flexión	93
Tabla 49 Resistencia a la flexión.....	96
Tabla 50 Verificación de la armadura máxima	99
Tabla 51 Verificación de la armadura máxima	100
Tabla 52 Verificación del dimensionamiento bajo carga de corte.....	101
Tabla 53 Resistencia a la tracción.....	108
Tabla 54 Resistencia a la tracción.....	111
Tabla 55 Resistencia a la flexión.....	113
Tabla 56 Resistencia a la flexión.....	113
Tabla 57 Resistencia en corte	114
Tabla 58 Calculo de la longitud limite L_p	118
Tabla 59 Calculo de la longitud limite L_r	119
Tabla 60 Calculo de la resistencia a la flexión.....	120
Tabla 61 Calculo de la resistencia al pandeo lateral - torsional.....	121
Tabla 62 Diseño acorte por punzonamiento.....	123
Tabla 63 Diseño del refuerzo a flexión	124

Tabla 64 Comparación económica.....	125
Tabla 65 Cronograma de trabajo en hormigón armado.....	126
Tabla 66 Cronograma de trabajo en acero estructural	127
Tabla 67 Propuesta en hormigón armado	128
Tabla 68 Propuesta en acero estructural	129

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Calicatas	20
Figura 2 Ubicación de la Casa Comunal de Sayausi	24
Figura 3 Gráfica para el predimensionado de columnas de hormigón armado	25
Figura 4 Gráfica para el predimensionado de vigas de hormigón armado	26
Figura 5 Luz libre entre vigas	27
Figura 6 Detalle de la losa de hormigón.....	28
Figura 7 Gráfica para el predimensionado de columnas de Acero Estructural.	28
Figura 8 Gráfica para el predimensionado de columnas de Acero Estructural.	29
Figura 9 Gráfica para el predimensionado de columnas de Acero Estructural.	31
Figura 10 Losa tipo en Hormigón Armado.....	33
Figura 11 Numeración las vigas y de los tableros	34
Figura 12 Ecuador, zona sísmica para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	45
Figura 13 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	52
Figura 14 Altura de las fuerzas laterales	54
Figura 15 Generación del modelo matemático.....	57
Figura 16 Definición de los elementos estructurales	58
Figura 17 Asignación de cargas	58
Figura 18 Deformación máxima	59
Figura 19 Momentos en el plano XZ	60
Figura 20 Momentos en el plano YZ	60
Figura 21 Fuerzas en las reacciones	60
Figura 22 Detalle de la viga.....	63
Figura 23 Características de los elementos a flexión	65
Figura 24 Requisitos del refuerzo longitud en elementos a flexión	66
Figura 25 Detalle de la sección de la viga N= +3.00m	67
Figura 26 Rectángulo de compresión equivalente bajo cargas últimas.....	68
Figura 27 Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal	69
Figura 28 Separación de los estribos	70
Figura 29 Armadura de corte viga tipo 1: B*H = 30*50cm.....	70
Figura 30 Factores de sobre-resistencia ϕ^o	71
Figura 31 Factor de amplificación dinámica en columnas.....	72
Figura 32 Separación de estribos transversales	74

Figura 33 Ejemplo de refuerzo transversal en columnas	75
Figura 34 Detalle de la columna.....	77
Figura 35 Armadura de corte de columna: B*H = 35*35cm.....	77
Figura 36	78
Figura 37	79
Figura 38 Curva de interacción nominal.....	80
Figura 39 Columna #10.....	84
Figura 40 Columna #10.....	84
Figura 41 Losa unidireccional.....	86
Figura 42 Losa bidireccional.....	87
Figura 43 Detalle de la losa.....	87
Figura 44 Detalle de losa	88
Figura 45 Detalle de losa y tableros	88
Figura 46 Zapata aislada.....	91
Figura 47 Reacción en el punto base 93.....	92
Figura 48 Detalle de la zapata.....	92
Figura 49 Detalle de Zapata	94
Figura 50 Detalle de una sección de la estructura metálica de la cubierta.....	95
Figura 51 Flexión en la viga	96
Figura 52 Detalle de la conexión viga-columna-cubierta.....	97
Figura 53 Modelado estructural de la escalera y reacciones de apoyo.....	98
Figura 54 Diagrama de momentos flectores.....	98
Figura 55 Detalle de la escalera.....	101
Figura 56 Generación del modelo matemático.....	101
Figura 57 Definición de los elementos estructurales	102
Figura 58 Asignación de cargas	102
Figura 59 Deformación máxima	103
Figura 60 Momentos en el plano XZ	103
Figura 61 Momentos en el plano YZ	104
Figura 62 Fuerzas en las reacciones	105
Figura 63 Determinación de M^*_{pv} para una columna interior de un PEM.....	107
Figura 64 Detalle de columna.....	107
Figura 65 Columna tipo C1 sometida a tracción.....	108
Figura 66 Tipos de miembros a compresión.	109
Figura 67 Valores de K para esbeltez	110

Figura 68 Columna tipo C1 sometida a compresión.....	111
Figura 69 Diagrama para la viga IPN 450 – IPN 350 respectivamente	112
Figura 70 Viga IPN T1 sometida a flexión	113
Figura 71 Viga IPN T3 sometida a flexión	113
Figura 72 Viga IPN T1 sometida a corte	114
Figura 73 Viga IPN T1 sometida a corte	115
Figura 74 Detalle de las vigas secundarias de la losa.....	116
Figura 75 Dimensiones del perfil para las vigas secundarias.....	119
Figura 76 Diagrama de momentos M_u	120
Figura 77 Momento por flexión ϕ^*M_p	120
Figura 78 Momento por pandeo lateral-torsional ϕ^*M_n	120
Figura 79 Detalle de la zapata.....	121
Figura 80 Reacción en el punto base 93	122
Figura 81 Detalle de la zapata.....	123
Figura 82 Detalle de la zapata.....	123

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 Análisis de precios unitarios	135
Anexo 2 Levantamiento topográfico	136
Anexo 3 Fotografías del proceso de inspección del suelo	138
Anexo 4 Plano arquitectónico.....	140
Anexo 5 Planos de diseño.....	141



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
CENTRO DE IDIOMAS

RESUMEN

El presente trabajo de investigación establece un análisis estructural comparativo de una casa comunal, entre hormigón armado y acero estructural, para la parroquia de Sayausi. La importancia de este trabajo nace con la necesidad de brindar un mejor servicio a la comunidad cuencana, mediante la implementación de esta estructura.

Para realizar el análisis estructural en los materiales propuestos, se realizó la modelación en el software SAP2000, en el que se obtuvieron los esfuerzos actuantes sobre la estructura, se determinó la geometría de los elementos (vigas, columnas, losa) y sus presupuestos con el análisis de precios unitarios. Las normas que se utilizaron son: Norma Ecuatoriana de la Construcción, ACI 318-14, y AISC 360-15.

Para luego proceder con la comparación técnica y económica, a fin de elegir la mejor estructura que aproveche el recurso público.

Palabras claves: DISEÑO ESTRUCTURAL, HORMIGÓN ARMADO, ACERO ESTRUCTURAL, CARGAS VIVAS, CARGAS MUERTAS.





UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
CENTRO DE IDIOMAS

ABSTRACT

This research establishes a comparative structural analysis of a communal house, including reinforced concrete and structural steel for the parish of Sayausí. The significance of this work was created with the need to provide better service to the cuencana community through the implementation of this structure.

For structural analysis in the proposed materials, modeling was performed in SAP2000 software, in which the forces acting on the structure were obtained, the geometry of the elements (beams, columns, slabs) and budgets was determined with analysis of unitary prices. The rules used are: Standard Ecuadorian Construction, ACI 318-14 and AISC 360-15.

And then proceed with the technical and economic comparison, in order to choose the best structure to use public resource.

Keywords: STRUCTURAL DESIGN, REINFORCED CONCRETE, STRUCTURAL STEEL, LOADS ALIVE, DEAD LOADS.

Cuenca, 01 de abril de 2016.

EL CENTRO DE IDIOMAS DE LA UCACUE, CERTIFICA QUE EL DOCUMENTO QUE ANTECEDE FUE
TRADUCIDO POR PERSONAL DEL CENTRO PARA LO CUAL DOY FE Y

SUSCRIBO.

ING. EDGAR VINTIMILLA V.
DIRECTOR



INTRODUCCIÓN

La infraestructura que posee el Gobierno Parroquial de Sayausi, ha asignado espacios físicos para las diferentes áreas que funcionan en la edificación, con el pasar del tiempo resulta insuficiente, inapropiado, incómodo para la atención al público, debido a que la población está en constante crecimiento poblacional.

Para solucionar el problema de espacios físicos se requiere construir la "Casa Comunal" de acuerdo a las exigencias y necesidades dadas para brindar un mejor servicio. La nueva "Casa Comunal" estaría ubicada en la Plazoleta de Sayausi, a pocos metros donde funcionaba anteriormente.

Para aprovechar al máximo el espacio de la construcción y sin desfavorecer al espacio físico que actualmente ocupa la plazoleta, se realizara la construcción que está planificada de dos plantas.

El diseño será realizado con la aplicación de las Normas Ecuatorianas de la Construcción y códigos ACI 318-14 para el Hormigón Armado y AISC 360-10 para el Acero Estructural; las mismas que no proporcionarán las cargas a ser aplicadas.

La estructura debe concebirse con un grado de seguridad apropiado, para que resistan todas las cargas y deformaciones susceptibles durante su construcción y vida útil.

Mediante la aplicación de nuestros conocimientos y de acuerdo a las normas que se encuentra vigentes, el propósito de esta investigación, denominado "CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL " PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI" es desarrollar un estudio que presente la información necesaria a través del modelado, análisis y diseño, que permitan seleccionar la estructura más apropiada, considerando el factor económico.

CAPITULO I: Estudios Preliminares

1.1 Levantamiento Topográfico

Topografía es el conjunto de principios, métodos, instrumentos y procedimientos utilizados para la obtención de datos, para que las pueda representar mediante un plano a escala con su forma, dimensiones, accidentes geográficos y edificaciones construida por el hombre. (Aranha Domingues, 1979)

Las actividades u operaciones necesarias para llevar a cabo el levantamiento topográfico, se divide en dos áreas de trabajo, que se detallan a continuación:

- En campo: Es efectuado directamente sobre el lugar de estudio, para capturar la información necesaria que permita determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno mediante instrumentos de medición al espacio físico.
- En oficina: Se descarga los datos adquiridos en el campo y se realiza los cálculos y la representación gráfica del terreno levantado. (Ing. Cecibel Torres Molinares; Ing. Pablo Martínez, 2006)

Para realizar este procedimiento es necesario contar con el personal y el equipo adecuado siendo:

- Topógrafo.
- Cadenero.
- Estacas.
- Estación total.
- GPS.
- Trípode.
- Mira.

Para el levantamiento del terreno en donde se emplazara la "Casa Comunal" se procedió con los siguientes pasos:

- Se realiza una inspección del terreno.
- Con GPS se toma la cota y coordenadas de dos puntos del terreno que nos servirán de partida para el levantamiento y poder orientar la estación total.
- Colocamos la estación en un punto antes mencionado, fijamos, nivelamos y procedemos a levantar el terreno en donde se ubicara la "Casa Comunal".

- Se colocan estacas en cada uno de los vértices donde será la "Casa Comunal", de un área de 300 m².

ANEXO 2 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

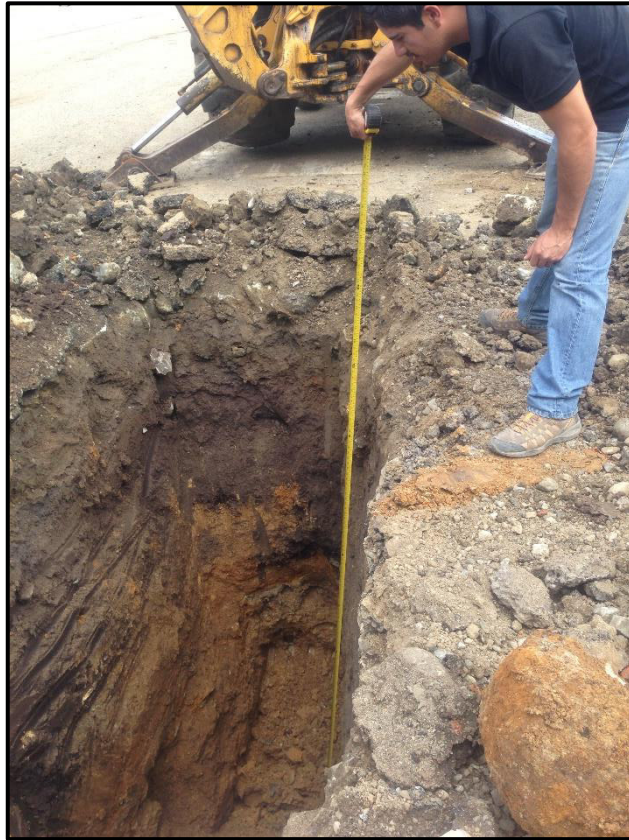
1.2 Estudios de Suelos

La adecuada caracterización del subsuelo es uno de los principales factores que permite un diseño seguro y económico de la cimentación de las estructuras. Para conseguir esta caracterización, se deberá tener conocimiento del tipo de proyecto y la variabilidad de los estratos en el sitio de implantación de la estructura. (Geotécnia y Cimentaciones (NEC_SE_GC), 2014)

Estudio de suelo que se ejecuta para un proyecto específico nos permite conocer las propiedades físicas y geo mecánicas del suelo, es decir la composición de elementos que conforman las capas de profundidad, que nos permitirá determinar el tipo de cimentaciones apropiadas para el proyecto a construir.

Para el estudio de suelo del presente proyecto, se realizó unas calicatas en el lugar indicado donde se pretende construir la "Casa Comunal" de la Parroquia de Sayausi, este proceso se realizó con una máquina retroexcavadora; observándose dos diferentes tipos de estratos de suelo como se indica en el anexo 3 y en la siguiente figura 1, de 0.00m hasta 1.50m de profundidad tenemos suelos cohesivos de color negro 100% arcilla, mientras que de 1.50m hasta 3.50m de profundidad el mismo suelo cohesivo pero esta vez en color café limo arcilloso.

Figura 1 Calicatas



Realizado: Autor

ANEXO 3 FOTOGRAFÍAS DEL PROCESO DEL ESTUDIO DE SUELO

CAPITULO II: Pre dimensionamiento Estructural de la "Casa Comunal" para la Junta Parroquial de Sayausi

2.1 Determinación de Materiales

El material de construcción, es la materia prima con la que el ingeniero, el arquitecto o el constructor, plasman en realidad los proyectos de las obras públicas y privadas, deben garantizar seguridad, bienestar y protección de la sociedad, usuarios y a los demás en su entorno

Los materiales de construcción utilizados en cualquier obra civil deben garantizar los niveles mínimos de calidad, propiedades físicas y mecánicas, de acuerdo a lo establecido en las normas y especificaciones aplicables a nuestro medio.

Los materiales de construcción deben cumplir con los siguientes requisitos:

- Resistencias mecánicas acordes con el uso que recibirán.
- Estabilidad química (resistencia a agentes agresivos).
- Estabilidad física (dimensional).
- Seguridad para su manejo y utilización.
- Protección de la higiene y salud de obreros y usuarios.
- No conspirar contra el ambiente.
- Aislamiento térmico y acústico (colaborar en el ahorro de energía).
- Estabilidad y protección en caso de incendio (resistencia al fuego).
- Comodidad de uso, estética y economía. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas, 2014)

2.1.1 Hormigón Armado

El concreto es un material obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas de cementos Portland, agregados (áridos) y agua, formando un material heterogéneo. Algunas veces se añaden ciertas sustancias, llamadas aditivos o adicicionantes, que mejoran y modifican algunas propiedades del concreto.

El concreto se fabrica en estado plástico, generando fácil moldeabilidad y continuidad de la estructura.

El concreto simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero débil a la tensión, denominándolo material no estructural. Para soportar estas tensiones, se debe emplear acero de refuerzo, generalmente se colocan barras, en las zonas donde se prevé que se desarrollen tensiones bajo las cargas de servicio

impuestas. (Oscar González Cuevas; Francisco Robles Fernández-Villegas, 2005)

Tabla 1 Propiedades del hormigón para las columnas y las vigas

Propiedades del hormigón del proyecto			
Resistencia a la compresión	$f'c=$	240,00	kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_c=$	232000,00	kg/cm ²
Módulo de Poisson	$\nu=$	0,20	

Fuente: (American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14, 2014) sección 19.2

2.1.2 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo corrugado, debe cumplir las especificaciones establecidas en el ACI A36 en la sección 3.5 para "Acero de Refuerzo".

Tabla 2 Propiedades del acero de refuerzo

Propiedades del acero de refuerzo del proyecto			
Límite de fluencia	$f_y=$	4200,00	kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_a=$	2100000,00	kg/cm ²
Módulo de Poisson	$\mu=$	0,30	

Fuente: (American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14, 2014) sección 20.2

2.1.3 Acero estructural

Los perfiles estructurales, placas de unión, y otros elementos metálicos, serán de tipo ASTM A36.

Tabla 3 Propiedades de los perfiles estructurales

Propiedades de los perfiles estructurales del proyecto			
Límite de fluencia	$f_y=$	2520,00	kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_a=$	2030000,00	kg/cm ²
Módulo de Poisson	$\mu=$	0,30	

Fuente: (American Society for Testing and Materials, ASTM A36/A36M-14, 2014)

2.2 Descripción del proyecto

El diseño estructural de la "Casa Comunal" para la Junta Parroquia de Sayausi, se realizará en hormigón armado y otra en acero estructural con el objetivo de

obtener la mejor opción estructural, la cual está conformado por una planta baja y una planta alta.

Tabla 4 Distribución arquitectónica para cada planta

PLANTA	ÁREA BRUTA (m²)	OCUPACIÓN
Planta Baja (m ²)	300	Oficina y Auditorio
Planta Alta (m ²)	300	Oficina
TOTAL (m ²)	600	

Realizado: Autor

Las estructuras tienen un área de construcción de 600m², la altura de cada piso es 3,06m, con una altura total de 8,55m incluida la cubierta.

2.2.1 Datos generales

Nombre del Proyecto:

“Casa Comunal” de la Parroquia de Sayausi

Área del terreno:

1000m²

Área de construcción:

600m²

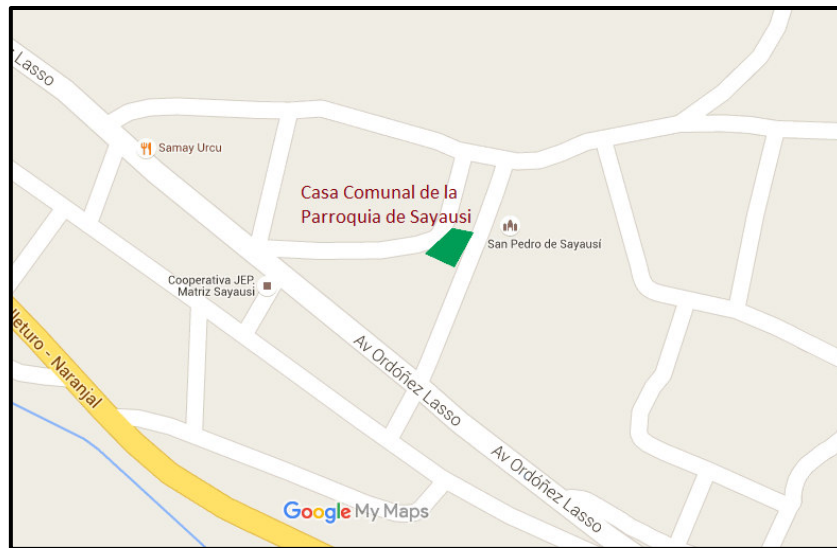
Infraestructura del sector:

La parroquia de Sayausi se encuentra en un sector rural de la ciudad de Cuenca, cuenta con servicios básicos en su totalidad.

Ubicación:

Se ubicara en la parroquia de Sayausi, junto a la iglesia de San Pedro de Sayausi, a una distancia aproximada de 8km desde la Ciudad, Cuenca-Ecuador.

Figura 2 Ubicación de la Casa Comunal de Sayausi



Fuente: Google Maps

2.3 Predimensionamiento de los elementos estructurales

Se define como predimensionamiento de los elementos que integran la estructura, como la determinación de sus propiedades geométricas y de la cantidad y posición. Estas características deben seleccionar de manera que satisfaga los requerimientos de seguridad y de comportamiento bajo condiciones de servicio. (Oscar González Cuevas; Francisco Robles Fernández-Villegas, 2005)

Se procura obtener secciones de resistencia suficiente, después se comprueba si estas dimensiones cumplen con los requisitos de resistencia, deformaciones, y el comportamiento de la estructura bajo la acción de las cargas de servicio y de las condiciones económicas. (Oscar González Cuevas; Francisco Robles Fernández-Villegas, 2005)

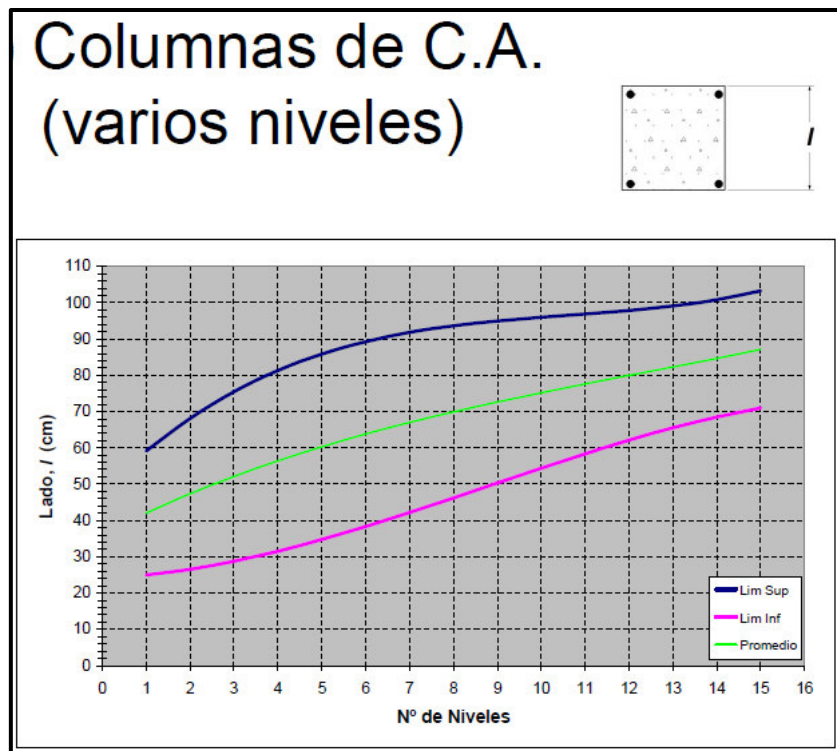
2.3.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales en hormigón armado

Se colocara columnas cuadradas, vigas descolgadas rectangulares con un peralte mayor a la base, y una losa alivianada.

2.3.1.1 Predimensionamiento de las columnas

Para el predimensionamiento de las columnas, se utilizara las “Gráficas para el Predimensionado de Estructuras” (Argimiro Castillo Gandica) :

Figura 3 Gráfica para el predimensionado de columnas de hormigón armado



Fuente: (Argimiro Castillo Gandica)

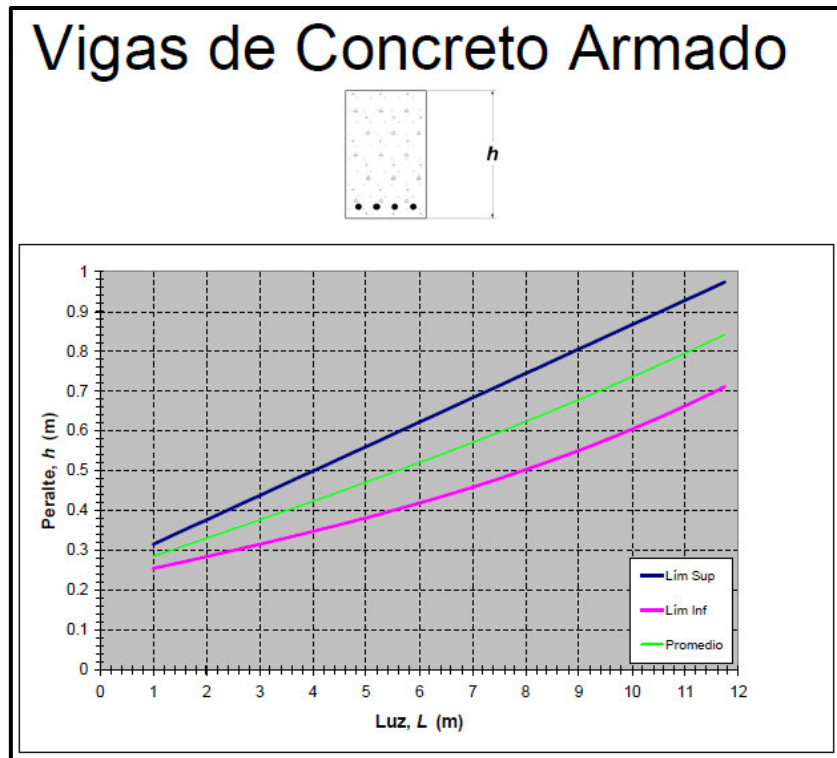
Nº de Niveles = 2
Se asume seccion cuadradas
Lado (l) = 35cm

Se considera secciones cuadradas de 35cm para todas las columnas de la estructura.

2.3.1.2 Predimensionamiento de las vigas

Para el predimensionamiento de las vigas se utilizara las “Gráficas para el Predimensionado de Estructuras” (Argimiro Castillo Gandica) :

Figura 4 Gráfica para el predimensionado de vigas de hormigón armado



Fuente: (Argimiro Castillo Gandica)

Luz (L)= 7,45m
 Peralte (h)= 0,5m = 50cm

Se procederá a realizar el cálculo del predimensionamiento del ancho de las vigas con la siguiente expresión (Ediciones CAEC, 1996)

$$\frac{2}{3} \cdot h \leq b \leq \frac{1}{2} \cdot h \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$b = \frac{2}{3} \cdot 50 = 33,33\text{cm} \approx 30\text{cm}$$

Se considera un peralte de 50cm y un ancho de 30cm para las vigas de la estructura de la primera planta alta, y de peralte de 40cm y un ancho de 30cm para la cubierta.

2.3.1.3 Predimensionamiento de la losa

Para el predimensionamiento de la losa se utilizara las siguientes relaciones (American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14, 2014)

$$h = \frac{\text{Ln}(800+0,0721 \cdot F_y)}{36000} \quad (\text{Ecuación 2})$$

Donde:

h : Espesor de la losa

L_n : Luz libre en la dirección larga medida de cara a cara de las vigas

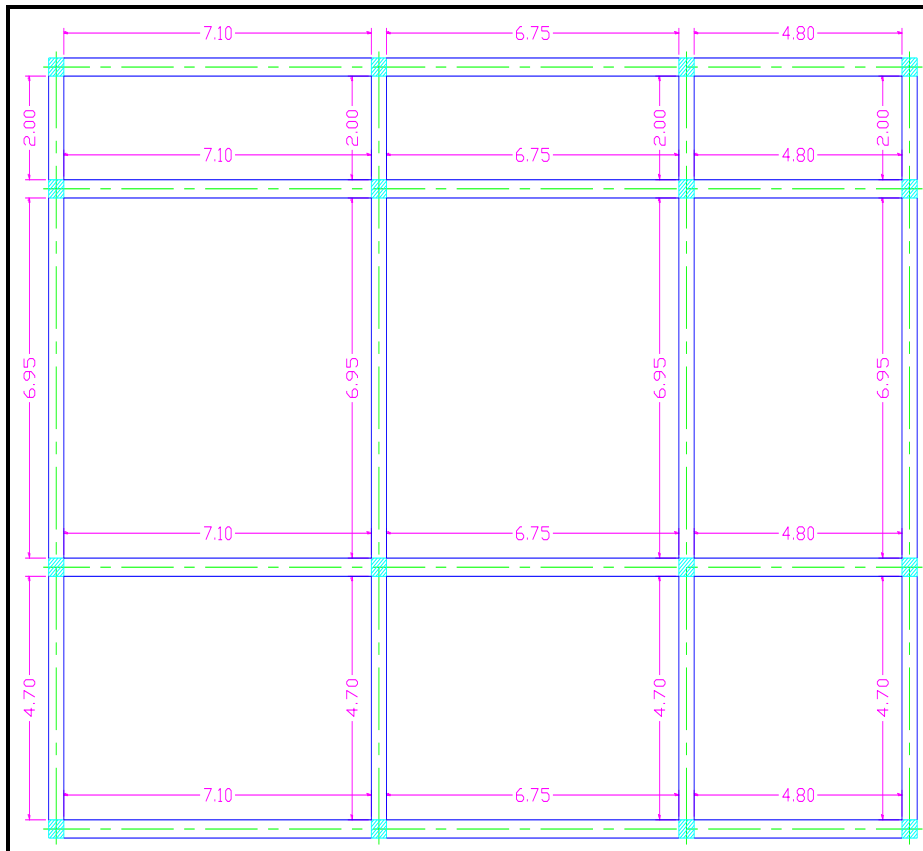
F_y : 4200 Kg/cm²

$$h = \frac{710 (800 + 0,0712 \cdot 4200)}{36000}$$

$$h = 21,68 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

$$h_{\text{compresión}} = 5 \text{ cm}$$

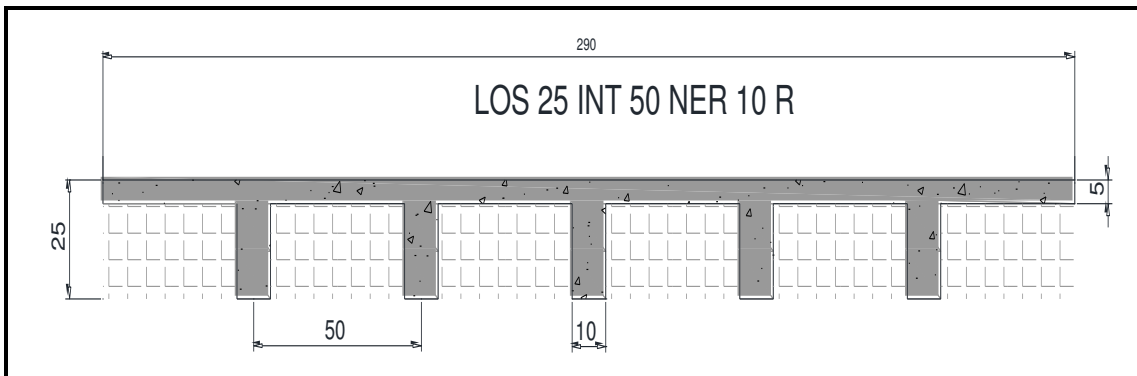
Figura 5 Luz libre entre vigas



Realizado: Autor

Se seleccionará un espesor tentativo de la losa de 25cm, losetas de compresión de 5cm, y nervios de 10cm, como se muestra en la figura 6.

Figura 6 Detalle de la losa de hormigón



Realizado: Autor

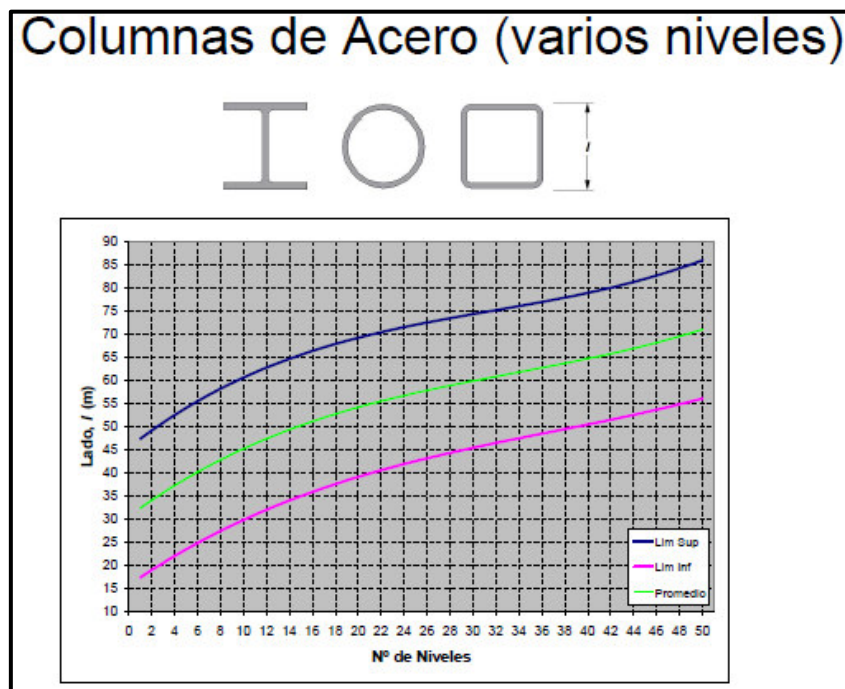
2.3.2 Predimensionamiento de los elementos estructurales en acero estructural

Para la estructura de acero, asumimos columnas con perfiles de sección cuadrada, vigas en perfiles I y losa steel deck.

2.3.2.1 Predimensionamiento de las columnas

Para el predimensionamiento de las columnas, se utilizara las “Gráficas para el Predimensionado de Estructuras” (Argimiro Castillo Gandica) :

Figura 7 Gráfica para el predimensionado de columnas de Acero Estructural



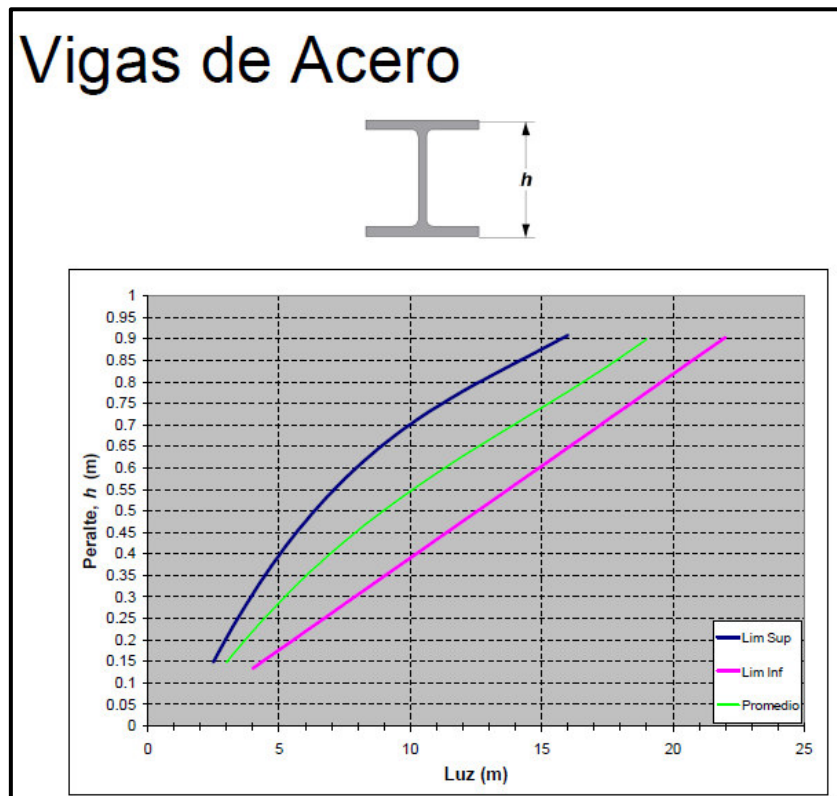
Fuente: (Argimiro Castillo Gandica)

Nº de Niveles = 2
 Se asume seccion cuadradas
 Lado (l)= 30cm

2.3.2.2 Predimensionamiento de las vigas

Para el predimensionamiento de las vigas se utilizara las “Gráficas para el Predimensionado de Estructuras” (Argimiro Castillo Gandica) :

Figura 8 Gráfica para el predimensionado de columnas de Acero Estructural



Fuente: (Argimiro Castillo Gandica)

Luz (L)= 7,45m
 Peralte (h)= 0,45m=45cm

Se procederá a realizar el cálculo de las predimensiones de las vigas con las siguientes expresiones, para tener mayor confiabilidad en los datos obtenidos anteriormente (Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. AISC 360-10, 2010)

$$\frac{Ln}{12} \leq h \leq \frac{Ln}{20} \quad (\text{Ecuación 3})$$

$$\frac{2}{3} \cdot h \leq b \leq \frac{1}{2} \cdot h$$

$$\epsilon_{alma} < \epsilon_{patín}$$

Donde:

- Ln: Luz libre en la dirección larga medida de cara a cara de las vigas
 h: Peralte
 b: Ancho

Se asume un peralte h se 45cm para determinar el ancho de las vigas.

$$b = \frac{2}{3} \cdot 45 = 30,00cm$$

$$b = \frac{1}{2} \cdot 45 = 22,5cm$$

$$\epsilon_{alma} = 10mm \text{ Dato impuesto según catálogo}$$

$$\epsilon_{patín} = 12mm \text{ Dato impuesto según catálogo}$$

Se considera un peralte de 45cm, ancho de 22cm, espesor del alma de 10mm y del patín de 12mm para todas las vigas de la estructura

2.3.2.3 Predimensionamiento de la losa

Las losas con placa colaborante, están constituidos por planchas de acero galvanizado y vigas secundarias de apoyo de acero estructural. Sobre esta plancha se coloca una capa de hormigón con una malla electrosoldada.

$$ht = \frac{l}{28} \quad (\text{Ecuación 4})$$

Donde:

- ht : Altura total de la placa colaborante más chapa de hormigón.
 l: Luz libre en la dirección larga medida de cara a cara de las columnas, como se muestra en la figura 5.

$$ht = \frac{710}{28} = 25cm$$

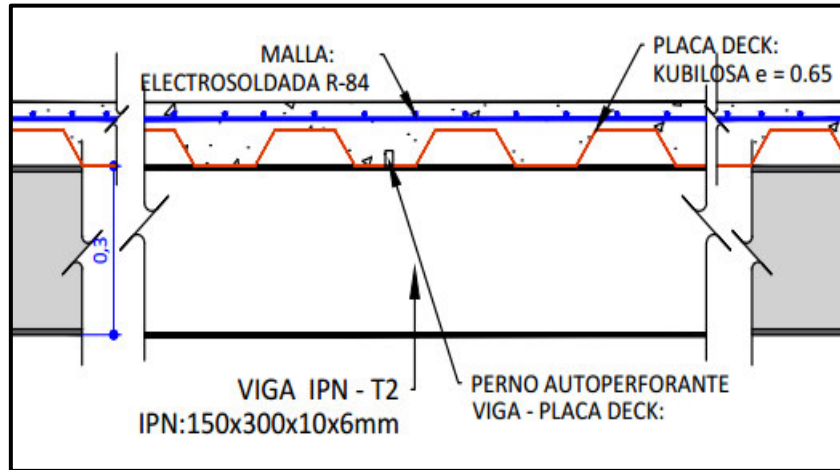
Sección de la losa: (figura 9.1)

Altura de la chapa de compresión (h) = 19,00cm

Altura de la placa colaborante (a)= 6,00cm

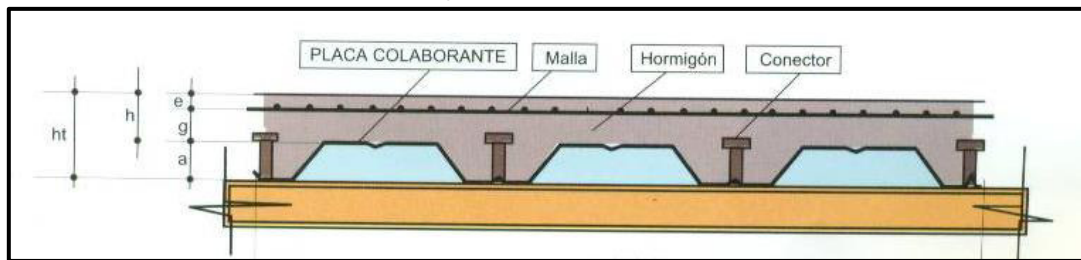
Plancha colaborante de marca "Kubilosa" de calibre ($e = 0,65\text{mm}$).
(Ing. Juan Solá Quintuña, 2011) - Apuntes de Clase.

Figura 9 Gráfica para el predimensionado de columnas de Acero Estructural



Realizado: Autor

Figura 9.1 Detalle de losa



Fuente: (Ing. Juan Solá Quintuña, 2011)

CAPITULO III: Determinación de Cargas para Cálculo y Diseño

Para la determinación de las cargas que deberán soportar la estructura se realizara de acuerdo a las especificaciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

3.1 Carga muerta o permanente

Se llama carga muerta o permanente al conjunto de acciones que se producen por el propio peso de todos los elementos estructurales y no estructurales, que permanecen en posición fija en la construcción. Son los elementos tales como: Vigas, columnas, losas, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, entre otros. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas, 2014)

Tabla 5 Peso Unitario

Material	Peso unitario
	(kg/m ³)
Hormigón simple	2200,00
Hormigón armado	2400,00
Ladrillo artesanal	1600,00
Acero	7850,00

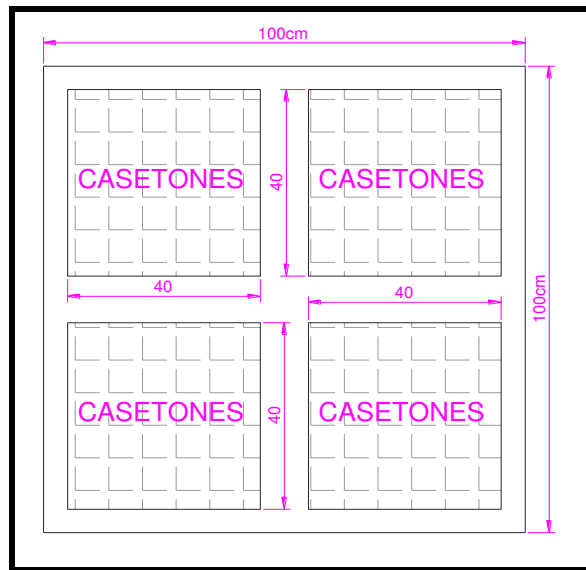
Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas, 2014)

3.1.1 Carga muerta o permanente de la estructura de hormigón armado

Carga muerta del hormigón

La carga muerta o permanente del hormigón se determinara de acuerdo a las dimensiones de la losa determinadas en el apartado anterior para 1.00 metro cuadrado de losa.

Figura 10 Losa tipo en Hormigón Armado



Fuente: Autor

$$V_{losa} = 1m \cdot 1m \cdot 0,25m = 0,25m^3$$

$$V_{casetón} = 4 * (0,40m \cdot 0,40m \cdot 0,20m) = 0,128m^3$$

$$V_{H^o} = V_{losa} - V_{casetón} \quad (Ecuación 5)$$

$$V_{H^o} = 0,25m^3 - 0,128m^3 = 0,122m^3$$

$$Peso \text{ del hormigón} = 0,122m^3 \cdot \frac{2400kg}{m^3} = 292,80Kg/m^2$$

Carga muerta de la mampostería

$$Peso \text{ mampostería} = \frac{L \cdot h_{piso} \cdot e \cdot \gamma_L}{Al} \quad (Ecuación 6)$$

Donde:

- L : Longitud de mampostería
- h_{piso} : Altura de piso
- e : Espesor del ladrillo
- γ_L : Peso unitario del ladrillo
- Al : Área libre del tablero "d", en la figura 11"

$$Peso \text{ mampostería} = \frac{7,1m \cdot 2,81m \cdot 0,15m \cdot 1600kg/m^3}{49,34m^2} = 97,04kg/m^2$$

Carga muerta del piso de rasante, $e = 0,04\text{m}$ de espesor

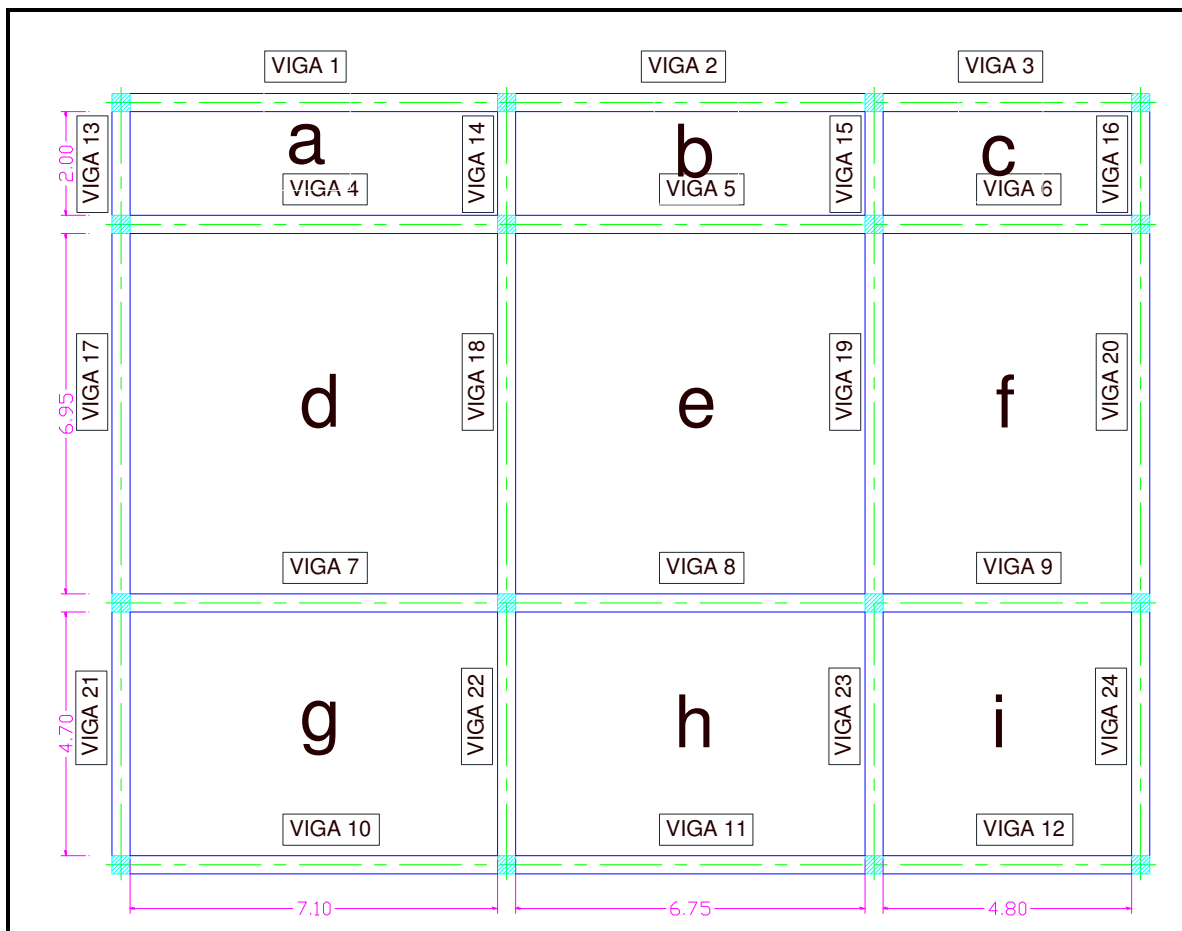
Donde:

$e = 0,04\text{m}$ de espesor (Baldosa, cerámica, entre otros)

Hormigón Simple = 2200 kg/cm^3

$$\text{Peso piso} = 0,04\text{m} \cdot 2200\text{kg/m}^3 = 88\text{kg/m}^2$$

Figura 11 Numeración las vigas y de los tableros



Realizado: Autor

Tabla 6 Carga permanente de la estructura de hormigón Armado

CARGAS MUERTAS O PERMANENTES (Kg/m2)										
Nº de Tablero		a	b	c	d	e	f	g	h	i
PLANTA BAJA	Peso del hormigón	292,80	292,80	292,80	292,80	292,80	292,80	292,80	292,80	292,80
	Peso del casetón	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Peso de la malla electrosoldada R-84	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72
	Peso rasante y piso	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00
	Peso cielo raso	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
	Instalaciones generales	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
	Peso mampostería	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	61,79	75,93	0,00
	TOTAL DE CARGA PERMANENTE	412,52	412,52	412,52	412,52	412,52	412,52	412,52	474,31	488,45
PLANTA ALTA	Peso del hormigón	292,80	292,80	292,80	292,80	292,80	292,80	292,80	292,80	292,80
	Peso del casetón	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Peso de la malla electrosoldada R-84	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72
	Peso rasante y piso	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00
	Peso cielo raso	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
	Instalaciones generales	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
	Peso mampostería	94,99	99,91	0,00	97,04	0,00	177,90	177,90	62,75	49,32
	TOTAL DE CARGA PERMANENTE	507,51	512,43	412,52	509,56	412,52	590,42	590,42	475,27	461,84
CUBIERTA	Peso propio de armadura	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00
	Correas	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
	Eternit	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
	Peso cielo raso	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
	Instalaciones generales	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00
	Teja de barro cocido sin mortero	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00
	TOTAL DE CARGA PERMANENTE	144,00	144,00	144,00	144,00	144,00	144,00	144,00	144,00	144,00

Realizado: Autor

3.1.2 Carga muerta o permanente de la estructura en acero estructural

Carga muerta del hormigón

Tabla 7 Volumen de hormigón por m²

Volumen de hormigón	
Espesor de losa (h)	Hormigón
(cm)	(m ³ /m ²)
5	0,073
6	0,082
7	0,092
8	0,102
9	0,112
10	0,121
11	0,131
12	0,141

Fuente: Apuntes de clases de la asignatura de Estructuras dictada por Ing. Juan Solá Quintuña

El espesor de la chapa de compresión es de 19,00cm.
Se obtiene el volumen utilizando los valores de la Tabla 7

Espesor de losa	Hormigón en m ³ /m ²
12.00cm	Tabla 7 = 0,141
7.00cm	Adicional (1.00*1.00*0.07) = 0,070
Total 19.00cm	0,211

$$\text{Densidad del hormigón simple} = 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Peso del hormigón} = 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,211 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} = 462,20 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Carga muerta de la mampostería

Según (Ecuación 6)

$$\text{Peso mampostería} = \frac{7,1\text{m} \cdot 2,81\text{m} \cdot 0,15\text{m} \cdot 1600\text{kg}/\text{m}^3}{49,34\text{m}^2} = 97,04\text{kg}/\text{m}^2$$

Carga muerta del piso de rasante, e = 0.04m de espesor

$$\text{Peso piso} = 0,04\text{m} \cdot 2200\text{kg}/\text{m}^3 = 88\text{kg}/\text{m}^2$$

Tabla 8 Carga permanente de la estructura de Acero Estructural

CARGAS MUERTAS O PERMANENTES (Kg/m2)											
Nº de Tablero		a	b	c	d	e	f	g	h	i	
PLANTA BAJA	Peso del hormigón	464,20	464,20	464,20	464,20	464,20	464,20	464,20	464,20	464,20	
	Peso viga secundario	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	
	Peso de la malla electrosoldada R-84	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	
	Peso novalosa calibre 0,76	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	
	Peso rasante y piso	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	
	Peso cielo raso	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	
	Instalaciones generales	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	
	Peso mampostería	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	61,79	75,93	0,00
	TOTAL DE CARGA PERMANENTE	621,43	621,43	621,43	621,43	621,43	621,43	621,43	683,22	697,36	621,43
PLANTA ALTA	Peso del hormigón	464,20	464,20	464,20	464,20	464,20	464,20	464,20	464,20	464,20	
	Peso viga secundario	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	
	Peso de la malla electrosoldada R-84	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	
	Peso novalosa calibre 0,76	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	7,51	
	Peso rasante y piso	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	88,00	
	Peso cielo raso	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	
	Instalaciones generales	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	
	Peso mampostería	94,99	99,91	0,00	97,04	0,00	177,90	177,90	62,75	49,32	
	TOTAL DE CARGA PERMANENTE	716,42	721,34	621,43	718,47	621,43	799,33	799,33	684,18	670,75	
CUBIERTA	Peso propio de armadura	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	
	Correas	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	
	Eternit	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	
	Peso cielo raso	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	
	Instalaciones generales	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	
	Teja de barro cocido sin mortero	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00	
	TOTAL DE CARGA PERMANENTE	144,00	144,00	144,00	144,00	144,00	144,00	144,00	144,00	144,00	

Realizado: Autor

3.2 Carga Viva

La carga viva o sobrecarga de uso que se utilizara para el diseño, depende de la operación y ocupación a la que está destinada la edificación y está formada por los pesos de personas, muebles, equipo y accesorios móviles o temporales. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas, 2014)

Tabla 9 Carga permanente de la estructura de hormigón Armado

Ocupación o uso	Carga Uniforme (kg/m ²)
Oficinas	240,00
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	70,00
Escaleras y rutas de escape	480,00

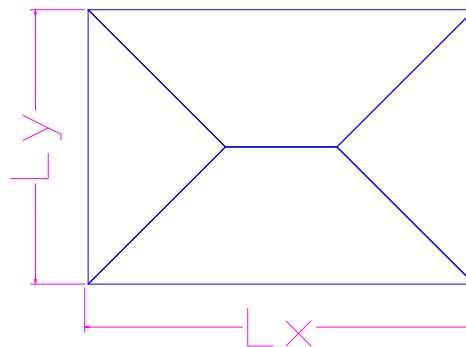
Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas, 2014)

3.2.1 Cargas mayoradas de la estructura de hormigón armado – Elemento Losa. (Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis Ignacio Espino Marquez, Alfonso Emilio Olvera, 2005)

- Cuando $L_x > L_y$

Donde:

L_y = Luz menor, entre ejes.



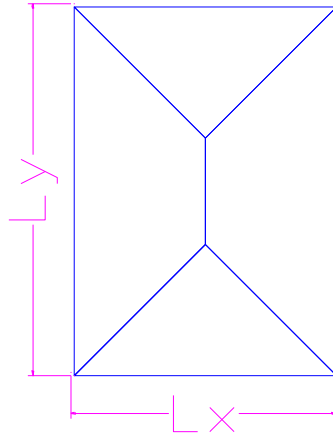
$$q_{Triangular} = \frac{u \cdot L_y}{4} \quad \text{(Ecuación 7)}$$

$$q_{Trapezoidal} = \frac{u \cdot L_y}{4} (2m); \dots \dots m = \frac{L_y}{L_x} \quad \text{(Ecuación 8)}$$

- Cuando $L_x < L_y$

Donde:

L_x = Luz menor, entre ejes.



$$q_{Triangular} = \frac{u \cdot L_x}{4} \quad (\text{Ecuación 9})$$

$$q_{Trapezoidal} = \frac{u \cdot L_x}{4} (2m) \dots \dots \dots m = \frac{L_x}{L_y} \quad (\text{Ecuación 10})$$

Tabla 10 Cargas mayoradas de la estructura de hormigón armado (Planta baja)

PLANTA BAJA							
Viga	L_x	L_y	Carga Muerta	Carga Viva	$U(1,4 \cdot D + 1,4 \cdot L)$	q	q_{total}
	m	m	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m	Kg/m
1	7,45	2,35	412,52	240,00	913,53	338,59	338,59
2	7,10	2,35	412,52	240,00	913,53	355,28	355,28
3	5,15	2,35	412,52	240,00	913,53	489,80	489,80
4	7,45	2,35	412,52	240,00	913,53	338,59	
4	7,45	7,30	412,52	240,00	913,53	3267,24	3605,83
5	7,10	2,35	412,52	240,00	913,53	355,28	
5	7,10	7,30	412,52	240,00	913,53	3154,17	3509,45
6	5,15	2,35	412,52	240,00	913,53	489,80	
6	5,15	7,30	412,52	240,00	913,53	1659,52	2149,33
7	7,45	7,30	412,52	240,00	913,53	3267,24	
7	7,45	5,05	474,31	240,00	1000,03	1711,63	4978,87
8	7,10	7,30	412,52	240,00	913,53	3154,17	
8	7,10	5,05	488,45	240,00	1019,83	1831,57	4985,74
9	5,15	7,30	412,52	240,00	913,53	1659,52	

9	5,15	5,05	412,52	240,00	913,53	2261,87	3921,39
10	7,45	5,05	474,31	240,00	1000,03	1711,63	1711,63
11	7,10	5,05	488,45	240,00	1019,83	1831,57	1831,57
12	5,15	5,05	412,52	240,00	913,53	2261,87	2261,87
13	7,45	2,35	412,52	240,00	913,53	338,59	338,59
14	7,45	2,35	412,52	240,00	913,53	338,59	
14	7,10	2,35	412,52	240,00	913,53	355,28	693,87
15	7,10	2,35	412,52	240,00	913,53	355,28	
15	5,15	2,35	412,52	240,00	913,53	489,80	845,08
16	5,15	2,35	412,52	240,00	913,53	489,80	489,80
17	7,45	7,30	412,52	240,00	913,53	3267,24	3267,24
18	7,45	7,30	412,52	240,00	913,53	3267,24	
18	7,10	7,30	412,52	240,00	913,53	3154,17	6421,42
19	7,10	7,30	412,52	240,00	913,53	3154,17	
19	5,15	7,30	412,52	240,00	913,53	1659,52	4813,70
20	5,15	7,30	412,52	240,00	913,53	1659,52	1659,52
21	7,45	5,05	474,31	240,00	1000,03	1711,63	1711,63
22	7,45	5,05	474,31	240,00	1000,03	1711,63	
22	7,10	5,05	488,45	240,00	1019,83	1831,57	3543,20
23	7,10	5,05	488,45	240,00	1019,83	1831,57	
23	5,15	5,05	412,52	240,00	913,53	2261,87	4093,44
24	5,15	5,05	412,52	240,00	913,53	2261,87	2261,87

Realizado: Autor

Tabla 11 Cargas mayoradas de la estructura de hormigón armado (Planta alta)

PLANTA ALTA							
Viga	Lx	Ly	Carga Muerta	Carga Viva	U(1,4*D+1,4*L)	q	qtotal
	m	m	Kg/m2	Kg/m2	Kg/m2	Kg/m	Kg/m
1	7,45	2,35	507,51	240,00	1046,51	387,88	387,88
2	7,10	2,35	512,43	240,00	1053,40	409,68	409,68
3	5,15	2,35	412,52	240,00	913,53	489,80	489,80
4	7,45	2,35	507,51	240,00	1046,51	387,88	
4	7,45	7,30	509,56	240,00	1049,38	3753,11	4140,99
5	7,10	2,35	512,43	240,00	1053,40	409,68	
5	7,10	7,30	412,52	240,00	913,53	3154,17	3563,85
6	5,15	2,35	412,52	240,00	913,53	489,80	
6	5,15	7,30	590,42	240,00	1162,59	2111,97	2601,77
7	7,45	7,30	509,56	240,00	1049,38	3753,11	
7	7,45	5,05	590,42	240,00	1162,59	1989,86	5742,97
8	7,10	7,30	412,52	240,00	913,53	3154,17	
8	7,10	5,05	475,27	240,00	1001,38	1798,43	4952,60

9	5,15	7,30	590,42	240,00	1162,59	2111,97	
9	5,15	5,05	461,84	240,00	982,58	2432,85	4544,81
10	7,45	5,05	590,42	240,00	1162,59	1989,86	1989,86
11	7,10	5,05	475,27	240,00	1001,38	1798,43	1798,43
12	5,15	5,05	461,84	240,00	982,58	2432,85	2432,85
13	7,45	2,35	507,51	240,00	1046,51	387,88	387,88
14	7,45	2,35	507,51	240,00	1046,51	387,88	
14	7,10	2,35	512,43	240,00	1053,40	409,68	797,55
15	7,10	2,35	512,43	240,00	1053,40	409,68	
15	5,15	2,35	412,52	240,00	913,53	489,80	899,48
16	5,15	2,35	412,52	240,00	913,53	489,80	489,80
17	7,45	7,30	509,56	240,00	1049,38	3753,11	3753,11
18	7,45	7,30	509,56	240,00	1049,38	3753,11	
18	7,10	7,30	412,52	240,00	913,53	3154,17	6907,29
19	7,10	7,30	412,52	240,00	913,53	3154,17	
19	5,15	7,30	590,42	240,00	1162,59	2111,97	5266,14
20	5,15	7,30	590,42	240,00	1162,59	2111,97	2111,97
21	7,45	5,05	590,42	240,00	1162,59	1989,86	1989,86
22	7,45	5,05	590,42	240,00	1162,59	1989,86	
22	7,10	5,05	475,27	240,00	1001,38	1798,43	3788,28
23	7,10	5,05	475,27	240,00	1001,38	1798,43	
23	5,15	5,05	461,84	240,00	982,58	2432,85	4231,27
24	5,15	5,05	461,84	240,00	982,58	2432,85	2432,85

Realizado: Autor

Tabla 12 Cargas mayoradas de la estructura de hormigón armado (Planta alta)

CUBIERTA						
Viga	Lx	Ly	Carga Muerta	Carga Viva	U(1,4*D+1,4*L)	q
	m	m	Kg/m2	Kg/m2	Kg/m2	Kg/m
25	21,20	16,20	144,00	70,00	299,60	1854,41
26	21,20	16,20	144,00	70,00	299,60	1854,41
27	21,20	16,20	144,00	70,00	299,60	1854,41
28	21,20	16,20	144,00	70,00	299,60	1854,41

Realizado: Autor

3.2.2 Cargas mayoradas de la estructura de acero estructural – Elemento Losa.

Tabla 13 Cargas mayoradas de la estructura de acero estructural (Planta baja)

PLANTA BAJA						
Viga	Lx	Ly	Carga Muerta	Carga Viva	U(1,4*D+1,4*L)	q
	m	m	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m
1	7,45	2,35	621,43	240,00	1206,00	446,99
2	7,10	2,35	621,43	240,00	1206,00	469,02
3	5,15	2,35	621,43	240,00	1206,00	646,62
4	7,45	2,35	621,43	240,00	1206,00	
4	7,45	7,30	621,43	240,00	1206,00	4760,27
5	7,10	2,35	621,43	240,00	1206,00	
5	7,10	7,30	621,43	240,00	1206,00	4633,04
6	5,15	2,35	621,43	240,00	1206,00	
6	5,15	7,30	621,43	240,00	1206,00	2837,45
7	7,45	7,30	621,43	240,00	1206,00	
7	7,45	5,05	683,22	240,00	1292,50	6525,50
8	7,10	7,30	621,43	240,00	1206,00	
8	7,10	5,05	697,36	240,00	1312,31	6520,85
9	5,15	7,30	621,43	240,00	1206,00	
9	5,15	5,05	621,43	240,00	1206,00	5176,86
10	7,45	5,05	683,22	240,00	1292,50	2212,22
11	7,10	5,05	697,36	240,00	1312,31	2356,84
12	5,15	5,05	621,43	240,00	1206,00	2986,03
13	7,45	2,35	621,43	240,00	1206,00	446,99
14	7,45	2,35	621,43	240,00	1206,00	
14	7,10	2,35	621,43	240,00	1206,00	916,01
15	7,10	2,35	621,43	240,00	1206,00	
15	5,15	2,35	621,43	240,00	1206,00	1115,64
16	5,15	2,35	621,43	240,00	1206,00	646,62
17	7,45	7,30	621,43	240,00	1206,00	4313,28
18	7,45	7,30	621,43	240,00	1206,00	
18	7,10	7,30	621,43	240,00	1206,00	8477,29
19	7,10	7,30	621,43	240,00	1206,00	
19	5,15	7,30	621,43	240,00	1206,00	6354,85
20	5,15	7,30	621,43	240,00	1206,00	2190,83
21	7,45	5,05	683,22	240,00	1292,50	2212,22
22	7,45	5,05	683,22	240,00	1292,50	
22	7,10	5,05	697,36	240,00	1312,31	4569,06
23	7,10	5,05	697,36	240,00	1312,31	
23	5,15	5,05	621,43	240,00	1206,00	5342,86
24	5,15	5,05	621,43	240,00	1206,00	2986,03

Realizado: Autor

Tabla 14 Cargas mayoradas de la estructura de acero estructural (Planta alta)

PLANTA ALTA						
Viga	Lx	Ly	Carga Muerta	Carga Viva	U(1,4*D+1,4*L)	q
	m	m	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m
1	7,45	2,35	716,42	240,00	1338,98	496,28
2	7,10	2,35	721,34	240,00	1345,88	523,42
3	5,15	2,35	621,43	240,00	1206,00	646,62
4	7,45	2,35	716,42	240,00	1338,98	
4	7,45	7,30	718,47	240,00	1341,85	5295,43
5	7,10	2,35	721,34	240,00	1345,88	
5	7,10	7,30	621,43	240,00	1206,00	4687,43
6	5,15	2,35	621,43	240,00	1206,00	
6	5,15	7,30	799,33	240,00	1455,06	3289,89
7	7,45	7,30	718,47	240,00	1341,85	
7	7,45	5,05	799,33	240,00	1455,06	7289,60
8	7,10	7,30	621,43	240,00	1206,00	
8	7,10	5,05	684,18	240,00	1293,85	6487,71
9	5,15	7,30	799,33	240,00	1455,06	
9	5,15	5,05	670,75	240,00	1275,06	5800,28
10	7,45	5,05	799,33	240,00	1455,06	2490,45
11	7,10	5,05	684,18	240,00	1293,85	2323,70
12	5,15	5,05	670,75	240,00	1275,06	3157,00
13	7,45	2,35	716,42	240,00	1338,98	496,28
14	7,45	2,35	716,42	240,00	1338,98	
14	7,10	2,35	721,34	240,00	1345,88	1019,70
15	7,10	2,35	721,34	240,00	1345,88	
15	5,15	2,35	621,43	240,00	1206,00	1170,04
16	5,15	2,35	621,43	240,00	1206,00	646,62
17	7,45	7,30	718,47	240,00	1341,85	4799,15
18	7,45	7,30	718,47	240,00	1341,85	
18	7,10	7,30	621,43	240,00	1206,00	8963,16
19	7,10	7,30	621,43	240,00	1206,00	
19	5,15	7,30	799,33	240,00	1455,06	6807,29
20	5,15	7,30	799,33	240,00	1455,06	2643,28
21	7,45	5,05	799,33	240,00	1455,06	2490,45
22	7,45	5,05	799,33	240,00	1455,06	
22	7,10	5,05	684,18	240,00	1293,85	4814,14
23	7,10	5,05	684,18	240,00	1293,85	
23	5,15	5,05	670,75	240,00	1275,06	5480,70
24	5,15	5,05	670,75	240,00	1275,06	3157,00

Realizado: Autor

Tabla 15 Cargas mayoradas de la estructura de acero estructural (Planta alta)

CUBIERTA						
Viga	Lx	Ly	Carga Muerta	Carga Viva	U(1,4*D+1,4*L)	q
	m		Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m
25	21,20	16,20	144,00	70,00	299,60	1854,41
26	21,20	16,20	144,00	70,00	299,60	1854,41
27	21,20	16,20	144,00	70,00	299,60	1854,41
28	21,20	16,20	144,00	70,00	299,60	1854,41

Realizado: Autor

3.3 Carga de sismo

El Ecuador se encuentra ubicada dentro del area del cinturón de fuego del Pacifico por lo que es considerada una zona de alto peligro sísmico, debido a esto es necesario realizar el análisis sísmico

Los sismos producen cargas sobre la estructura a través de su interacción con el suelo y las características de su respuesta. Estas cargas resultan de la distorsión de la estructura a causa del movimiento del suelo y de la resistencia lateral de la estructura. Su magnitud depende de la cantidad y tipo de aceleraciones del suelo, masa y la rigidez de la estructura. (R. C. HIBBELER, 2012)

Se realizará un análisis sísmico estático para el diseño sísmico mediante la aplicación de fuerzas estáticas externas aplicadas de manera lateral a la estructura, de acuerdo a las especificaciones que se presentan en el capítulo Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción actual, con la finalidad de analizar la estructura.

Las estructuras deben cumplir los requisitos mínimos establecidos en esta norma:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas, 2014)

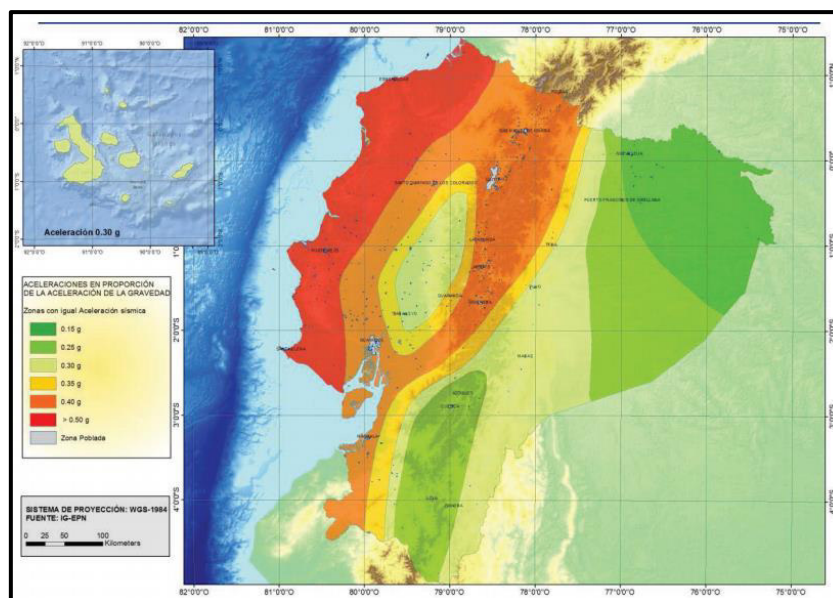
3.3.1 Análisis sísmico

3.3.1.1 Zonificación sísmica y factor de zona Z

El valor Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El Ecuador se divide en seis zonas sísmicas, caracterizada por el factor de zona Z. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_DS. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente, 2014)

Figura 12 Ecuador, zona sísmica para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_DS. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente, 2014)

Tabla 16 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

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

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_DS. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente, 2014)

3.3.2 Geología local

3.3.2.1 Perfiles del suelo

En la siguiente tabla se define los seis tipos de perfil de suelo.

Tabla 17 Clasificación de los perfiles del suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_DS. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente, 2014)

3.3.2.2 Coeficientes de perfil de suelo

En las siguientes tablas encontramos los coeficientes para los perfiles A, B, C, D, y E, y para el perfil F no se encuentra especificado, por lo que requiere un análisis especial.

- **Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto**

Tabla 18 Factores de sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_DS. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente, 2014)

- **Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca**

Tabla 19 Factores de sitio F_d

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

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_DS. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente, 2014)

- **Coefficiente del comportamiento no lineal de los suelos**

Tabla 20 Factores del comportamiento inelástico del subsuelo sitio F_s

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

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_DS. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente, 2014)

3.3.2.3 Categoría de edificio y coeficiente de importancia " I "

Las estructuras a diseñarse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la siguiente tabla, este factor depende del tipo de ocupación a la que estará destinada.

Tabla 21 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

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

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_DS. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente, 2014)

3.3.2.4 Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor de reducción de las fuerzas sísmicas de diseño depende de varios aspectos de agrupación de estructuras, condiciones constructivas, calidad de los materiales y de la construcción. Este factor permite que las estructuras y las

conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con una correcta ductilidad.

Tabla 22 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_DS. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente, 2014)

3.3.2.5 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones de acuerdo a la NEC_SE_DS 2014

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones se determina con las siguientes expresiones:

$$S_a = n \cdot Z \cdot F_a \cdot I \quad T \leq T_c \quad (\text{Ecuación 11})$$

$$S_a = n \cdot Z \cdot F_a \cdot I \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad T > T_c \quad (\text{Ecuación 12})$$

Donde:

- n: Razón entre la aceleración espectral S_a
- r: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
- T: Periodo fundamental de vibración de la estructura
- T_c : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

3.3.2.6 Parámetros para determinar el espectro elástico

La "Casa Comunal" estará ubicada en la parroquia de Sayausi en la ciudad de Cuenca.

- Factor de zona sísmica Z
Amenaza sísmica alta
Z: 0,25
- Tipo de perfil de suelo
Perfil que contiene un espesor H mayor de 3m de arcillas blandas (Tipo E)
- Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs
Factor de sitio
Fa: 1,4
Factor de sitio
Fd: 1,75
Factor de sitio
Fs: 1,6
- Factor de importancia I
Otras estructuras
I: 1,00
- Factor, depende de la ubicación geográfica
Tipo de suelo E
r: 1,00
- Relación de amplificación espectral
Región: Sierra
n: 2,48

Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico

$$T_c = 0,55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ecuación 13})$$

$$T_c: 1,1 \text{ seg}$$

$$T_c = 0,1 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ecuación 14})$$

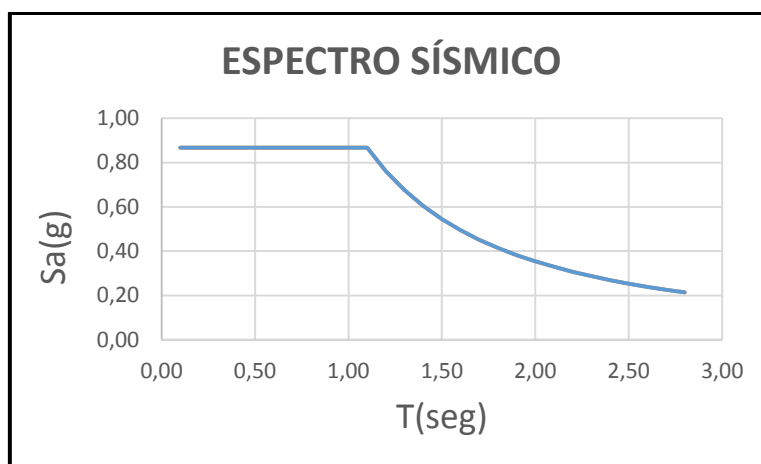
$$T_c: 0,2 \text{ seg}$$

Tabla 23 Datos para determinar la gráfica del Espectro sísmico elástico de aceleraciones

T	Sa
(seg)	(g)
0,10	0,87
0,20	0,87
0,30	0,87
0,40	0,87
0,50	0,87
0,60	0,87
0,70	0,87
0,80	0,87
0,90	0,87
1,00	0,87
1,10	0,87
1,20	0,76
1,30	0,68
1,40	0,60
1,50	0,55
1,60	0,49
1,70	0,45
1,80	0,41
1,90	0,38
2,00	0,35
2,10	0,33
2,20	0,31
2,30	0,29
2,40	0,27
2,50	0,25
2,60	0,24
2,70	0,23
2,80	0,21

Realizado: Autor

Figura 13 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Realizado: Autor

3.3.3 Cortante basal de diseño V

3.3.3.1 Cortante basal de diseño de la estructura de hormigón armado

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_DS. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente, 2014)

$$V = \frac{I \cdot Sa(Ta)}{R \cdot \emptyset P \cdot \emptyset E} \cdot W \quad (\text{Ecuación 15})$$

Donde:

- Sa(Ta): Espectro de diseño
- $\emptyset P$ y $\emptyset E$: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño
- I: Coeficiente de importancia
- R: Factor de reducción de resistencia sísmica
- V: Cortante basal total de diseño
- W: Carga sísmica reactiva

Determinación del periodo de vibración T

$$T = Ct \cdot h_n^\alpha \quad (\text{Ecuación 16})$$

Donde:

- Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio
- hn: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros
- T: Periodo de vibración

- Coeficiente de importancia

Otras estructuras

I: 1,00

- Factor de reducción de resistencia sísmica

R: 8,00

- Coeficiente de configuración en planta y elevación

ØP: 1

ØE: 1

- Coeficiente que depende del tipo de edificio

Ct: 0,055

α: 0,9

- Altura máxima de la edificación

R: 8,00

- Periodo de vibración

T: 0,38

Determinación del cortante basal

V = 43585,93 kg.

Determinación de las fuerzas sísmicas laterales

Fuerzas laterales son las que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_DS. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente, 2014)

$$F_i = \frac{(V-ft)(W_i*h_i)}{\Sigma(W_i*h_i)} \quad (\text{Ecuación 17})$$

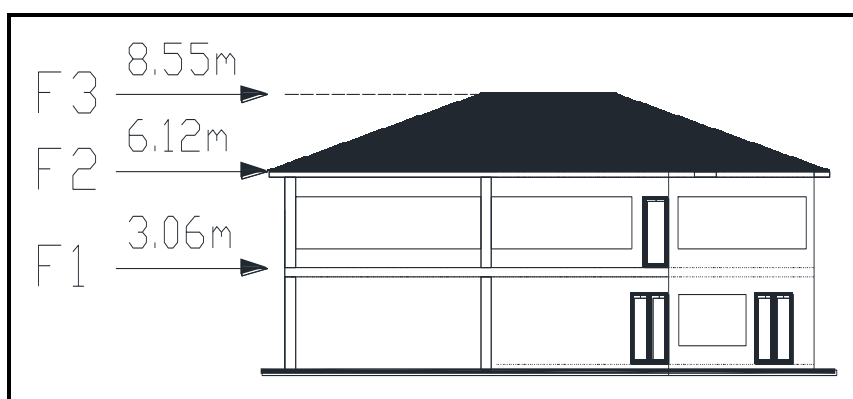
$$F_1 = \frac{(43585.93 - 0)(521403.29)}{2064026.90} = 11010.44 \text{ kg}$$

Tabla 24 Fuerza sísmicas laterales

PISO	h _i	W _i	W _i *h _i	F _i
	(m)	(Kg)	(Kg*m)	(Kg)
1º PLANTA BAJA	3,06	170393,23	521403,29	11010,44
1º PLANTA ALTA	6,12	179080,66	1095973,63	23143,61
CUBIERTA	8,55	52239,76	446649,98	9431,88
TOTAL		401713,65	2064026,90	43585,93

Realizado: Autor

Figura 14 Altura de las fuerzas laterales



Realizado: Autor

hi: Altura por piso acumulable, ver figura 14.

Wi: Peso (Losas, vigas y columnas independiente de cada planta), tabla 25.

Fi: Fuerza sísmica lateral, ver figura 14.

Ft = 0

Tabla 25 Peso de columnas, vigas y losa

PESO DE COLUMNAS, VIGAS Y LOSA						
	Elemento	Área	Longitud	Peso Unitario	Cantidad	Peso
		cm ²	m	Kg/m ³		kg
Nivel 0+3,06	Columna (35X35cm)	1225,00	3,06	2400,00	16,00	14394,24
	Viga (50X30cm)	1500,00	2,00	2400,00	4,00	2880,00
	Viga (50X30cm)	1500,00	6,95	2400,00	4,00	10008,00
	Viga (50X30cm)	1500,00	4,70	2400,00	4,00	6768,00
	Viga (50X30cm)	1500,00	7,10	2400,00	4,00	10224,00
	Viga (50X30cm)	1500,00	6,75	2400,00	4,00	9720,00
	Viga (50X30cm)	1500,00	4,80	2400,00	4,00	6912,00
	Losa (Σ tableros)					109486,99
	Total					170393,23
Nivel 0+6,12	Columna (35X35cm)	1225,00	3,06	2400,00	16,00	14394,24
	Viga (40X30cm)	1200,00	2,00	2400,00	4,00	2304,00
	Viga (40X30cm)	1200,00	6,95	2400,00	4,00	8006,40
	Viga (40X30cm)	1200,00	4,70	2400,00	4,00	5414,40
	Viga (40X30cm)	1200,00	7,10	2400,00	4,00	8179,20
	Viga (40X30cm)	1200,00	6,75	2400,00	4,00	7776,00
	Viga (40X30cm)	1200,00	4,80	2400,00	4,00	5529,60
	Losa (Σ tableros)					127476,82
	Total					179080,66
Nivel 0+8,55	2G 200X50X15X3mm	18,62	8,74	7850,00	4,00	511,00
	2G 200X50X15X3mm	18,62	5,00	7850,00	1,00	73,08
	Cubierta					51655,68
	Total					52239,76

Realizado: Autor

3.3.3.2 Cortante basal de diseño de la estructura de acero estructural

Determinación del periodo de vibración T

$$T = Ct \cdot h_n^\alpha \quad (\text{Ecuación 18})$$

- Coeficiente de importancia
Otras estructuras
I: 1,00
- Factor de reducción de resistencia sísmica
R: 8,00
- Coeficiente de configuración en planta y elevación
ØP : 1
ØE : 1
- Coeficiente que depende del tipo de edificio
Ct: 0,072
 α : 0,8
- Altura máxima de la edificación
R: 8,00
- Periodo de vibración
T : 0,40

Determinación del cortante basal

V = 45784,03 kg.

Determinación de las fuerzas sísmicas laterales

$$F_i = \frac{(V-ft)(W_i*hi)}{\Sigma(W_i*hi)} \quad (\text{Ecuación 19})$$

$$F_1 = \frac{(45784.03 - 0)(538226.13)}{2171094.54} = 11350.11 \text{ kg}$$

Tabla 26 Fuerza sísmicas laterales

PISO	hi	Wi	Wi*hi	Fi
	m	Kg	Kg*m	Kg
1º PLANTA BAJA	3,06	175890,89	538226,13	11350,11
2º PLANTA ALTA	6,12	193880,72	1186549,99	25021,96
CUBIERTA	8,55	52200,98	446318,42	9411,96
TOTAL		421972,59	2171094,54	45784,03

Realizado: Autor

Donde:

hi: Altura por piso acumulable, ver figura 14.

Wi: Peso (Losas, vigas y columnas independiente de cada planta), ver tabla 27.

Fi: Fuerza sísmica lateral, ver figura 14.

Ft = 0

Tabla 27 Pesos de columnas, vigas y losa

PESO DE COLUMNAS, VIGAS Y LOSA						
	Elemento	Área	Longitud	Peso Unitario	Cantidad	Peso
		cm2	m	Kg/m3		kg
Nivel 0+3,06	Columna 2C 300X150X5mm	154,00	3,06	7850,00	16,00	5918,77
	Viga (IPN - T1)	72,00	2,00	7850,00	4,00	452,16
	Viga (IPN - T1)	72,00	6,95	7850,00	4,00	1571,26
	Viga (IPN - T1)	72,00	4,70	7850,00	4,00	1062,58
	Viga (IPN - T1)	72,00	7,10	7850,00	4,00	1605,17
	Viga (IPN - T1)	72,00	6,75	7850,00	4,00	1526,04
	Viga (IPN - T1)	72,00	4,80	7850,00	4,00	1085,18
	Losa (Σ tableros)					162669,73
Total						175890,89
Nivel 0+6,12	Columna 2C 300X150X5mm	154,00	3,06	7850,00	16,00	5918,77
	Viga (IPN - T3)	72,00	2,00	7850,00	4,00	452,16
	Viga (IPN - T3)	72,00	6,95	7850,00	4,00	1571,26
	Viga (IPN - T3)	72,00	4,70	7850,00	4,00	1062,58
	Viga (IPN - T3)	72,00	7,10	7850,00	4,00	1605,17
	Viga (IPN - T3)	72,00	6,75	7850,00	4,00	1526,04
	Viga (IPN - T3)	72,00	4,80	7850,00	4,00	1085,18
	Losa (Σ tableros)					180659,56
Total						193880,72
Nivel 0+8,55	Columna 2G 300X100X35X5mm	18,62	8,74	7850,00	4,00	511,00
	Columna 2G 300X100X35X5mm	5,00	8,74	7850,00	1,00	34,30
	Cubierta					51655,68
Total						52200,98

Realizado: Autor

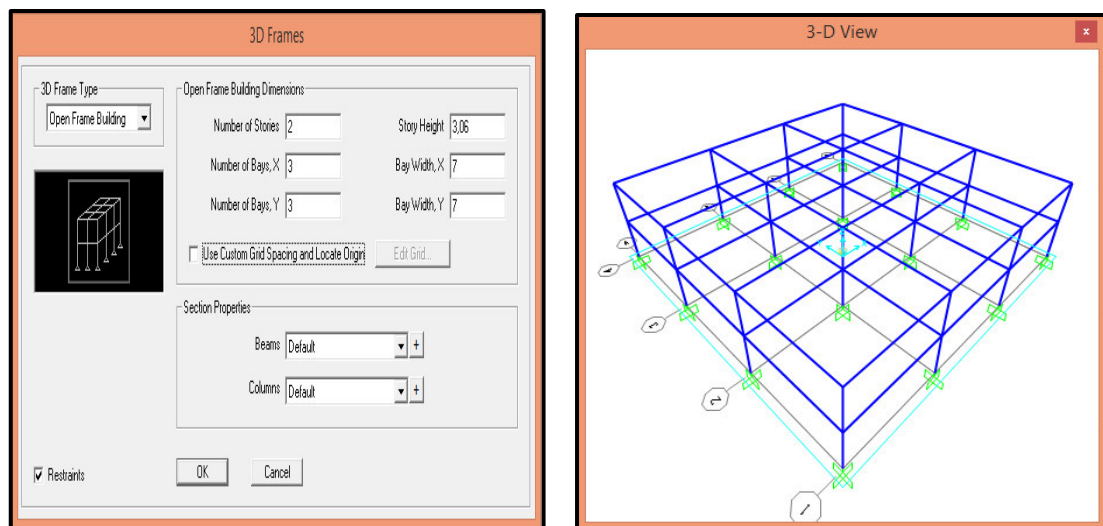
CAPITULO IV: Cálculo y Diseño Estructural de la "Casa Comunal" en Hormigón Armado

4.1 Modelación Estructural

SAP2000 es uno de los programas estructurales de mayor utilización en este campo. Preparado para analizar cualquier tipo de estructura con complejas geometrías, nos permite asignar cargas, seleccionar secciones, materiales, entre otras opciones.

Esta es una herramienta de cálculo estructural con interfaz gráfico en tres dimensiones, realiza el análisis estructural mediante la aplicación de los elementos finitos.

Figura 15 Generación del modelo matemático

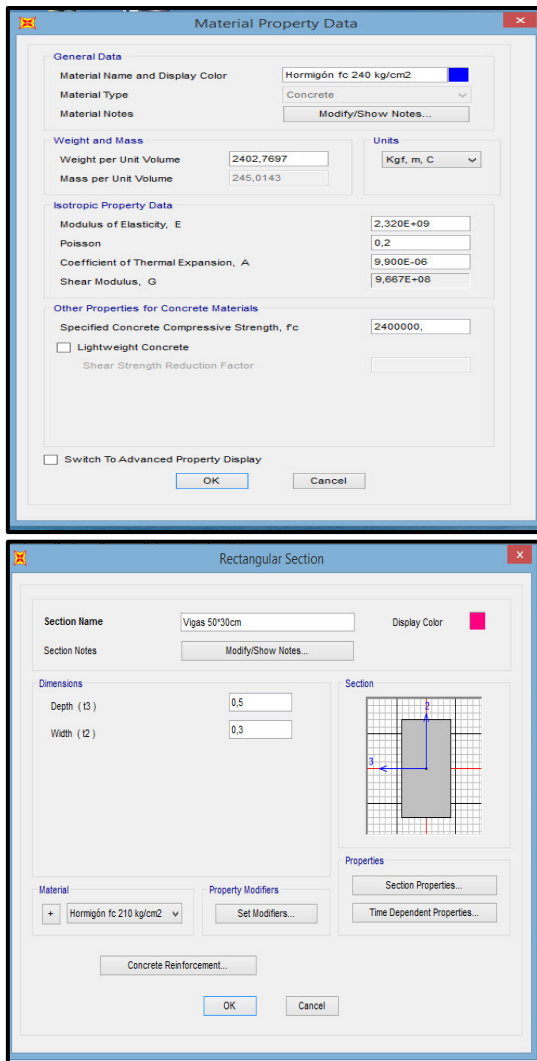


Fuente: SAP2000

El modelo generado en el software estructural se realizó de acuerdo a las dimensiones establecidas en el plano arquitectónico.

A continuación se definirán los materiales, propiedades y dimensiones de los elementos estructurales de hormigón armado establecidas para este proyecto.

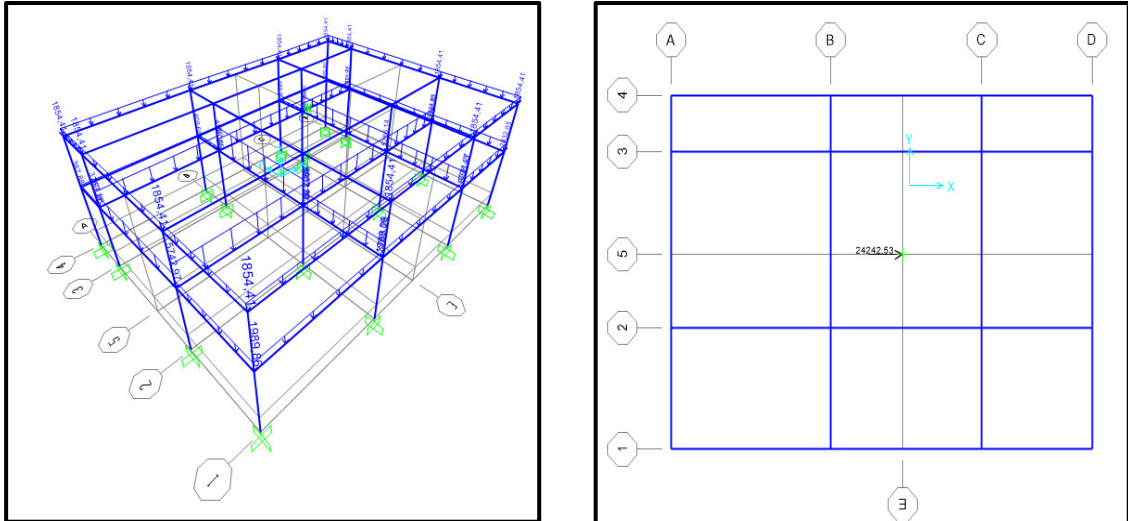
Figura 16 Definición de los elementos estructurales



Fuente: SAP2000

Se procederá a definir condiciones de apoyo, asignar las cargas mayoradas distribuidas linealmente a cada una de las vigas, y se colocara las cargas sísmicas aplicadas de manera lateral en el centro de masa de cada piso de la estructura.

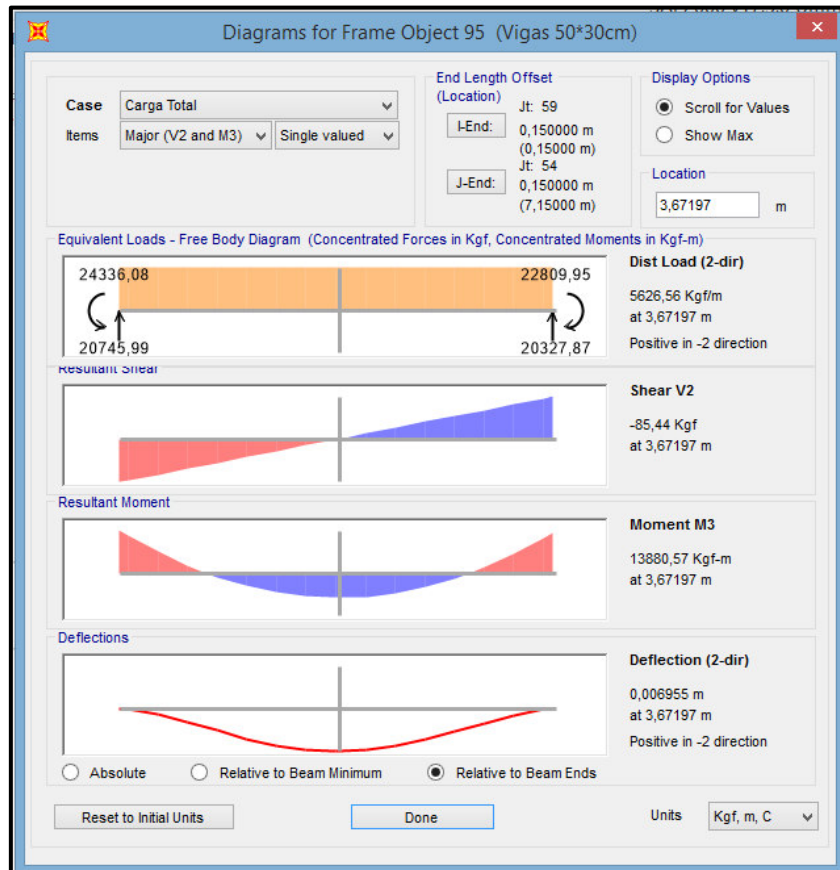
Figura 17 Asignación de cargas



Fuente: SAP2000

Una vez concluido con la modelación de la estructura en el programa SAP2000, nos genera un listado de resultados, que deben ser interpretados y analizados, que tengan coherencia con las cargas, dimensiones y combinaciones ingresadas.

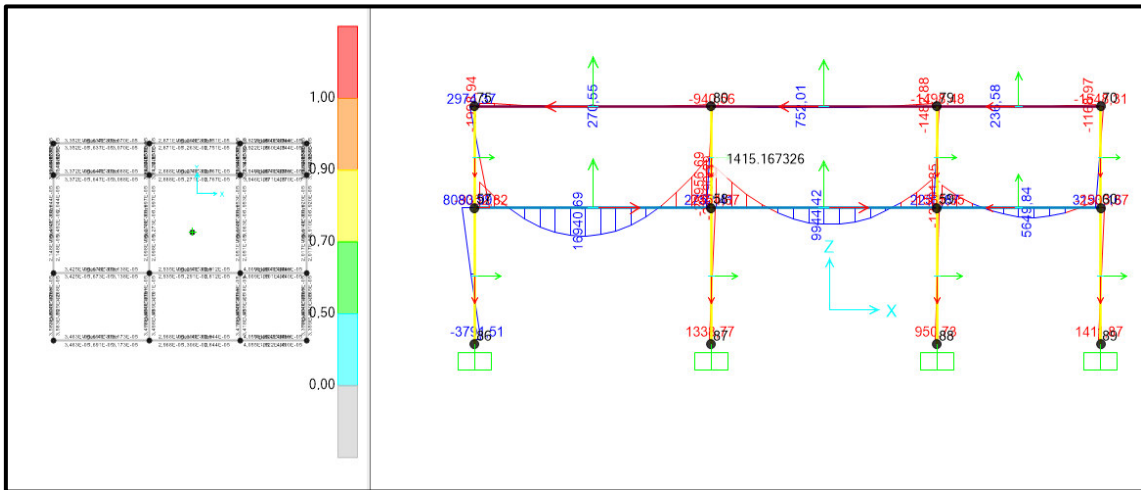
Figura 18 Deformación máxima



Fuente: SAP2000

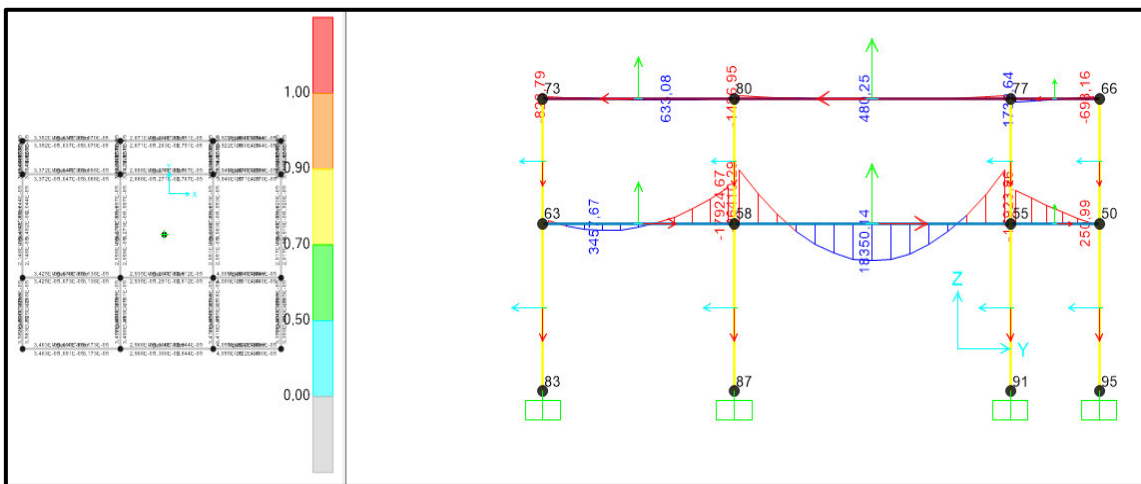
Como se puede observar en la figura la máxima deformación obtenida es 0,6cm.

Figura 19 Momentos en el plano XZ



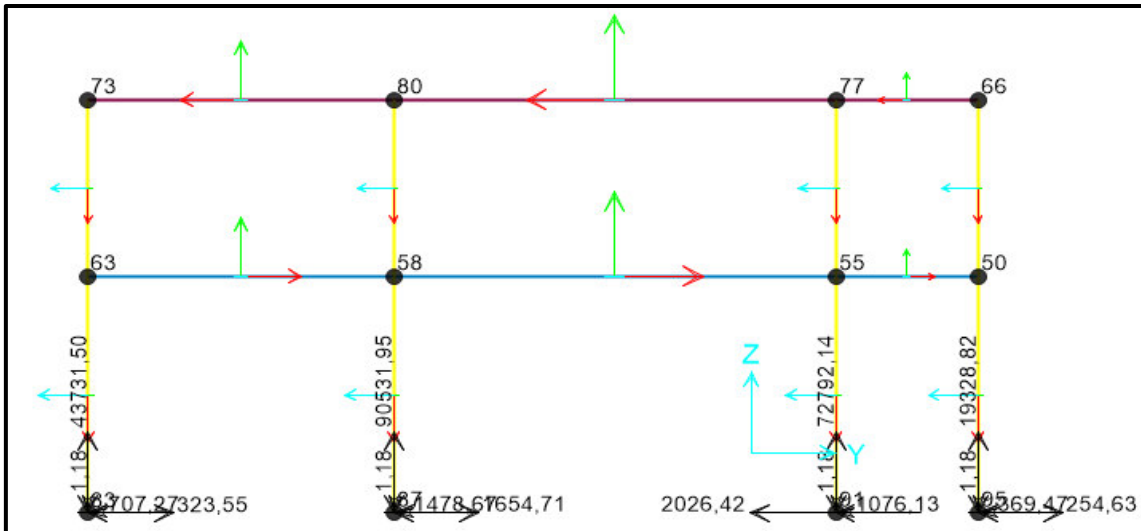
Fuente: SAP2000

Figura 20 Momentos en el plano YZ



Fuente: SAP2000

Figura 21 Fuerzas en las reacciones



Fuente: SAP2000

4.2 Normas utilizadas para el diseño

En el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado, se utilizará los requisitos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción:

- NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)
- NEC-SE-DS: Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente
- NEC-SE-GM: Geotecnia y Diseño de Cimentaciones
- NEC-SE-HM: Estructura de Hormigón Armado

Se utilizará la norma extranjera:

- Instituto Americano de Concreto (ACI 318-14)

Para el diseño de la estructura de la cubierta, se utilizará los requisitos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción:

- NEC-SE-AC: Estructuras de Acero

4.3 Sistemas estructurales

A continuación se indica la clasificación de estructuras de hormigón armado en función del mecanismo dúctil esperado

Tabla 28 Factores de reducción de resistencia

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

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014)

4.4 Factores de reducción de resistencia

Los factores de reducción de resistencia son definidos a continuación de acuerdo a al (American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14, 2014)

Tabla 29 Factores de reducción de resistencia

Solicitaciones	Factores de reducción de resistencia ϕ
Secciones controladas por tracción	0.90
Tracción axial	0.90
Secciones controladas por compresión	
• Elementos con refuerzo transversal en espiral	0.75
• Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

4.4.1 Requisitos de resistencia

El requisito básico para el diseño por resistencia puede expresarse de siguiente manera (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014):

$$\phi P_n \geq P_u \quad (\text{Ecuación 20})$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Ecuación 21})$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ecuación 22})$$

Donde:

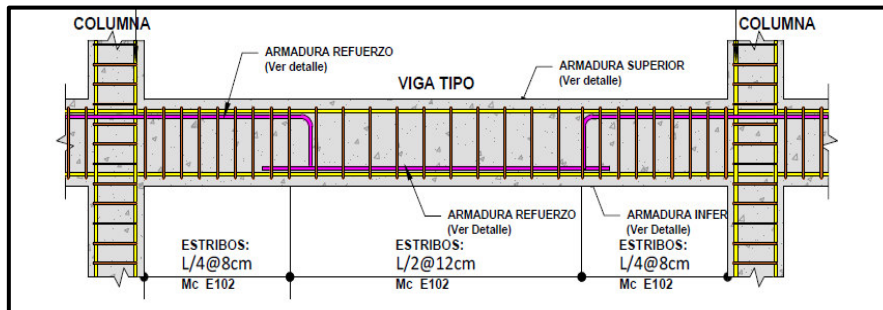
P_u : Resistencia a carga axial requerida

M_u : Resistencia a momento requerido

V_u : Resistencia a cortante requerida

4.4.2 Colocación del acero de refuerzo, especificaciones

Figura 22 Detalle de la viga



Realizado: Autor

4.4.2.1 Diámetros de acero de refuerzo

Tabla 30 Diámetros mínimos y máximos de la varillas de refuerzo

Tipo	Diámetro mínimo de barra, d_b	Diámetro máximo de barra, d_b
Barras corrugadas	8 mm	36 mm
Alambre para mallas	4 mm	10mm
Estribos	10 mm	16mm

Dónde:
db: diámetro nominal

4.4.2.2 Corte y doblez

Ganchos estándares

Doblez de 180° mas una extensión de 4db, pero no menor de 60mm en el extremo libre de la barra.

Doblez de 90° mas una extensión de 12db, en el extremo libre de la barra.

Para estribos y ganchos de estribo:

Barra Nº 16 y menor, doblez de 90° más 6db de extensión en el extremo libre de la barra.

Barra Nº 19, Nº 22 y Nº 25, doblez de 90° más 12db de extensión en el extremo libre de la barra.

Barra Nº 25 y menor, doblez de 135° más 6db de extensión en el extremo libre de la barra. (American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14, 2014)

Diámetros mínimos de doblado

Tabla 31 Diámetros mínimos de doblado

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
No. 10 a No. 25	$6d_b$
No. 29, No. 32 y No. 36	$8d_b$
No. 43 y No. 57	$10d_b$

Fuente: (American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14, 2014)

4.4.2.3 Traslapes

En columnas, muros y vigas, el traslape del refuerzo longitudinal se realizara en forma alternada:

- En ningún caso se podrá traslapar más del 50% del refuerzo la longitud de traslape.
- La distancia ente traslape alternos debe ser mayor que 30 veces el diámetro de la varilla de refuerzo.

4.4.3 Elementos a flexión

Las vigas y otros elementos sometidos a flexión deberán presentar las siguientes características:

- Ser parte de sistemas resistentes a cargas sísmica
- Resistir fuerzas fundamentalmente por flexión
- Las fuerzas axiales mayoradas de compresión del elemento P_u , no exceda la siguiente expresión:

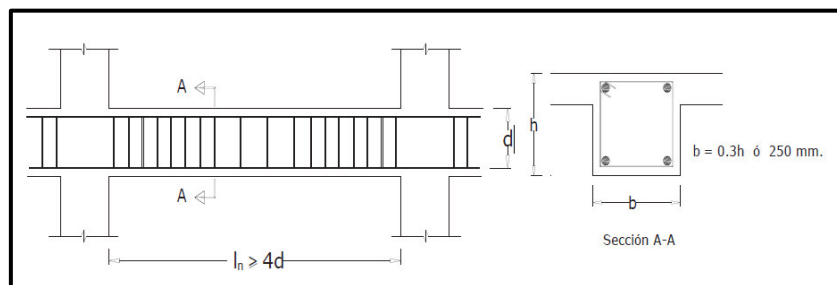
$$P_u < 0,10 \cdot f'c \cdot A_g \quad (\text{Ecuación 23})$$

Donde:

$f'c$: Resistencia a la compresión (MPa)

A_g : Área bruta de la sección (mm²)

Figura 23 Características de los elementos a flexión



Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014)

- La luz libre sea mayor a cuatro veces la altura útil de la sección transversal, ver figura 23.
- El ancho mínimo B sea 250mm, ver figura 23.
- El peralte mínimo cumpla con los requisitos de ACI 318-14 en la sección 9.5 “Control de deflexiones”

El ϕV_n (Resistencia nominal al cortante) vigas y columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de las siguientes expresiones:

- La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por la (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_DS. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente, 2014)

4.4.3.1 Distancia entre los apoyos laterales

La separación entre los apoyos laterales de una viga no debe exceder de 50 veces el menor ancho "b" del ala o cara de compresión. Deben tomarse en cuenta los efectos de la excentricidad lateral de la carga al determinar la separación entre los apoyos laterales.

4.4.3.2 Refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión

En toda sección de un elemento a flexión en que se requiera acero a tracción, el valor de "As min" es tal como sigue:

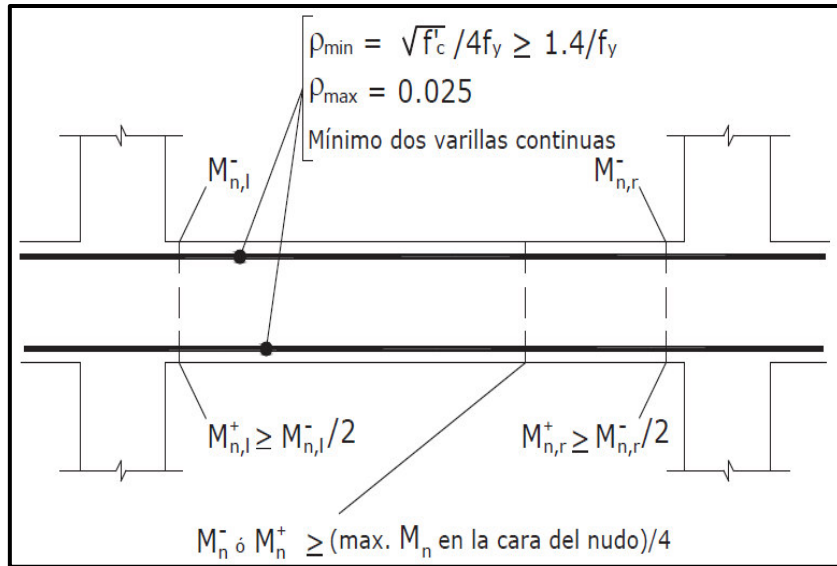
En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el As proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_s \geq \max\left[\frac{1,4}{f_y} \cdot b_w \cdot d; A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d\right] \quad (\text{Ecuación 24})$$

Donde:

- As min: Área mínima de refuerzo de flexión (mm²)
bw: Ancho del alma o diámetro de la sección circular
d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (mm)
Fy: Resistencia especificada a la fluencia de refuerzo (Mpa)
F'c: Resistencia específica a la compresión del hormigón (Mpa)

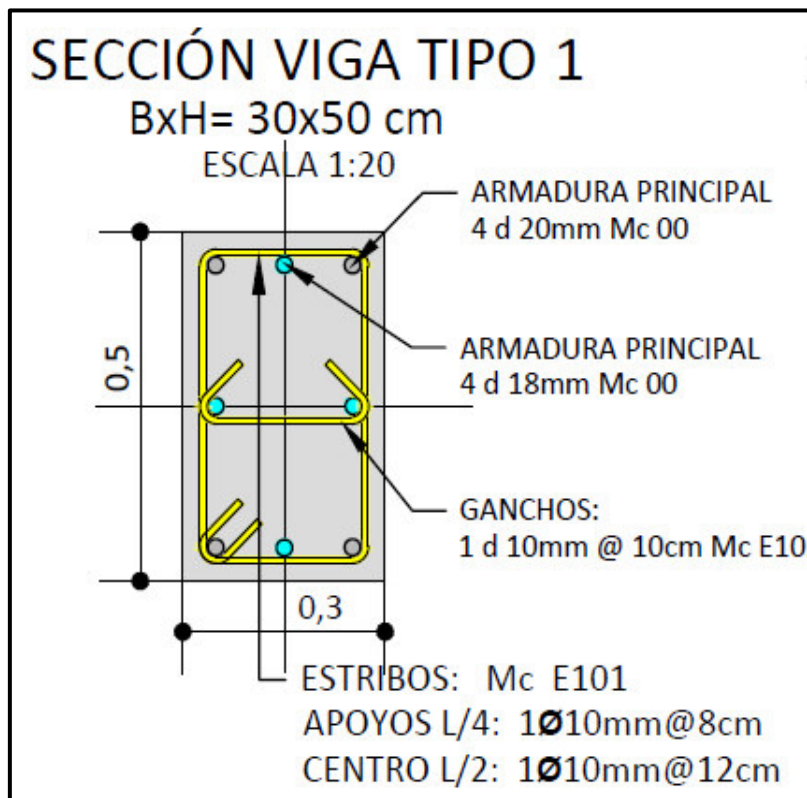
Figura 24 Requisitos del refuerzo longitud en elementos a flexión



Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014)

4.4.3.3 Comprobación de los elementos a flexión

Figura 25 Detalle de la sección de la viga N= +3.00m



Realizado: Autor

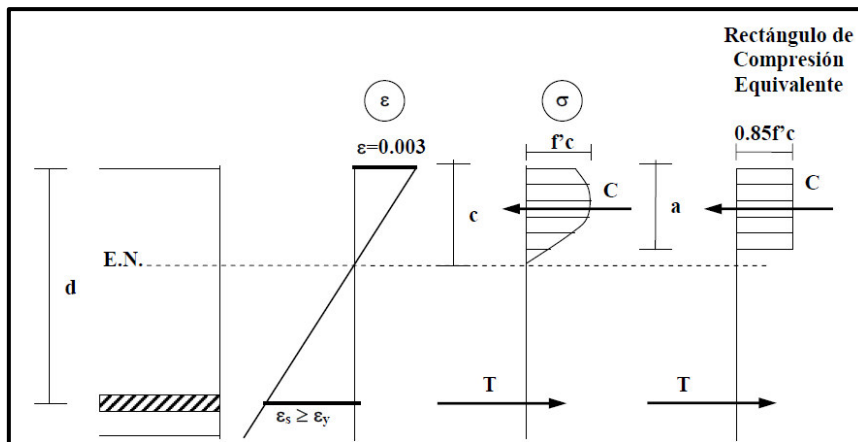
$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

(Ecuación 25)

$$\phi Mn = \phi * (As * fy * (d - \frac{a}{2}))$$

(Ecuación 26)

Figura 26 Rectángulo de compresión equivalente bajo cargas últimas



Fuente: (Marcelo Romo Proaño, M. Sc., 2008)

Tabla 32 Diseño del refuerzo a flexión

Viga 7 (En el Centro)		
(Dato: Sap 2000) Momento max=	1694069	kg*cm
Sección H ^o		
Peralte (h)=	50.00	cm
Base (b)=	30.00	cm
Recubrimiento=	4.00	cm
Peralte efectivo (d)=	46.00	cm
f'c=	240.00	Kg/cm
Acero de refuerzo		
Diámetro (cm)	# Varillas	Área (cm ²)
2,00	4.00	12,57
1,80	3.00	7,63
Área total (As)=		20,20
Fy =	4200.00	Kg/cm
Diseño		
Ø=	0,90	
a=(As*fy)/(0,85*f'c*b)..... (Ec. 25)	13,86	cm
ØMn=Ø*(As*fy*(d-a/2))... (Ec. 26)	2983177,66	Kg/cm OK
Cuantia = P		
(ver figura 26) Pmin=	0,0033	
Putil=	0,0135	Ok
(ver figura 24) Pmax=	0,0250	

Realizado: Autor

Tabla 33 Diseño del refuerzo a flexión

Viga 7 (En el extremo)

(Dato: Sap 2000) Momento max=	2895668,94	kg*cm
Sección H^o		
Peralte (h)=	50.00	cm
Base (b)=	30.00	cm
Recubrimiento=	4.00	cm
Peralte efectivo (d)=	46.00	cm
f'c=	240.00	Kg/cm
Acero de refuerzo		
Diámetro (cm)	# Varillas	Área (cm ²)
2,00	4.00	12,57
1,80	3.00	7,63
Área total (As)=		20,20
Fy =	4200.00	Kg/cm
Diseño		
Ø=	0,9	
$a=(As*fy)/(0,85*f'c*b).....(Ec. 25)$	13,86	cm
$ØMn=Ø*(As*fy*(d-a/2))...(Ec. 26)$	2983177,66	OK
Cuantía = P		
(ver figura 26) Pmin=	0,0033	
Putil=	0,0135	Ok
(ver figura 24) Pmax=	0,0250	

Realizado: Autor

4.4.3.4 Estribos para confinamiento

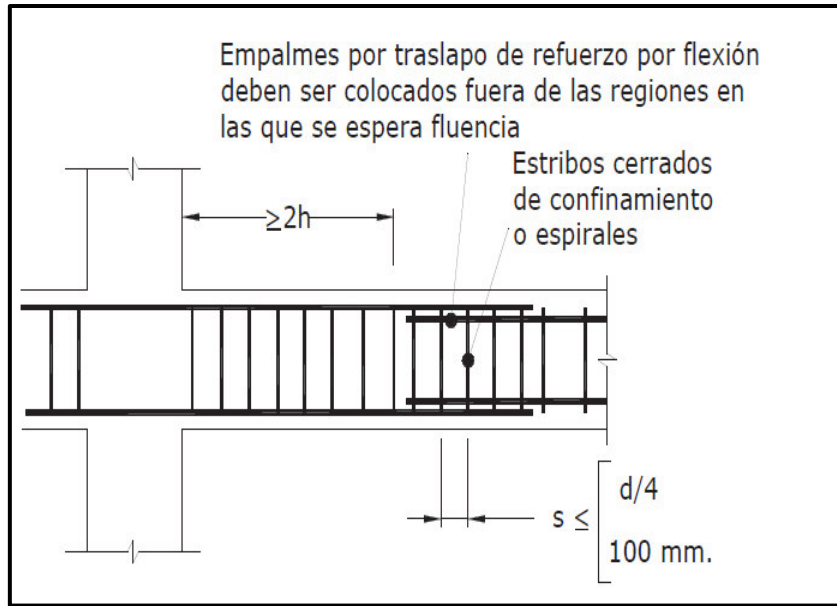
Se deberá prever estribos para confinamiento, de al menos 10 mm de diámetro, en toda la longitud de traslape de varillas de refuerzo longitudinal.

El espaciamiento máximo de este refuerzo en esas zonas no puede exceder $d/4$ ó 100mm, tal como se muestra en la siguiente figura 27:

Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal. No se debe hacer traslapes en:

- Los nudos
- Una distancia menor que $2h$ de los extremos del elemento, donde h es su peralte
- Sitios donde el análisis indique la posibilidad de formación de rótulas plásticas.

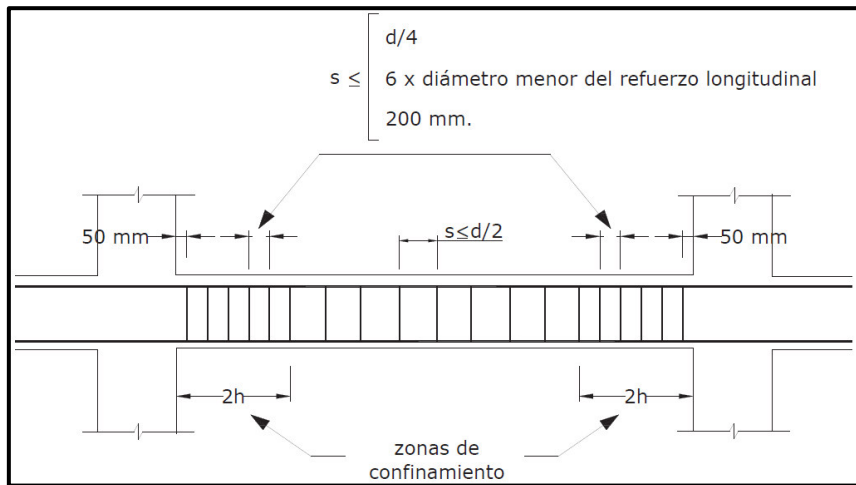
Figura 27 Confinamiento en traslape de varillas de refuerzo longitudinal



Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014)

Ubicación de los estribos para confinamiento

Figura 28 Separación de los estribos



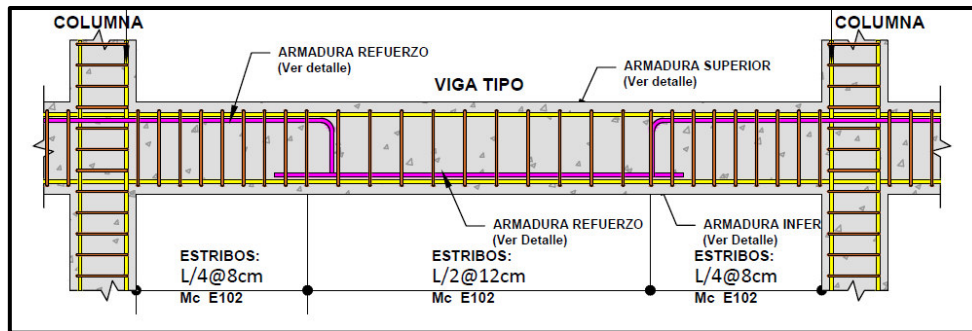
Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014)

Tabla 34 Comprobación de separación de estribos

Comprobación de separación de estribos. Figura 29			
Longitud de confinamiento: $L / 4 = 7450 / 4 =$	1862,5	mm	Ok
s (zona de confinamiento)=	80	mm	Ok
s (Zona permitida para traslapos)=	120	mm	Ok

Realizado: Autor

Figura 29 Armadura de corte viga tipo 1: $B \cdot H = 30 \cdot 50 \text{ cm}$



Realizado: Autor

4.4.4 Elementos en flexo- compresión

4.4.4.1 Diseño del refuerzo principal (longitudinal) en columnas

- **Momentos últimos**

Los momentos últimos no deberán ser menores a los calculados con la siguiente expresión (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014):

$$S_{cp} = \phi^{\circ} \cdot w_f \cdot S_E \quad (\text{Ecuación 27})$$

Donde

S_{cp} : Momentos últimos para el diseño

ϕ° : Factor de sobre-resistencia de las rotulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña

w_f : Factor de amplificación dinámica

S_E : Fuerza sísmica obtenida en un análisis elástico

- **El factor de sobre resistencia ϕ°**

Este factor de sobre resistencia se determinará con la siguiente expresión (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014):

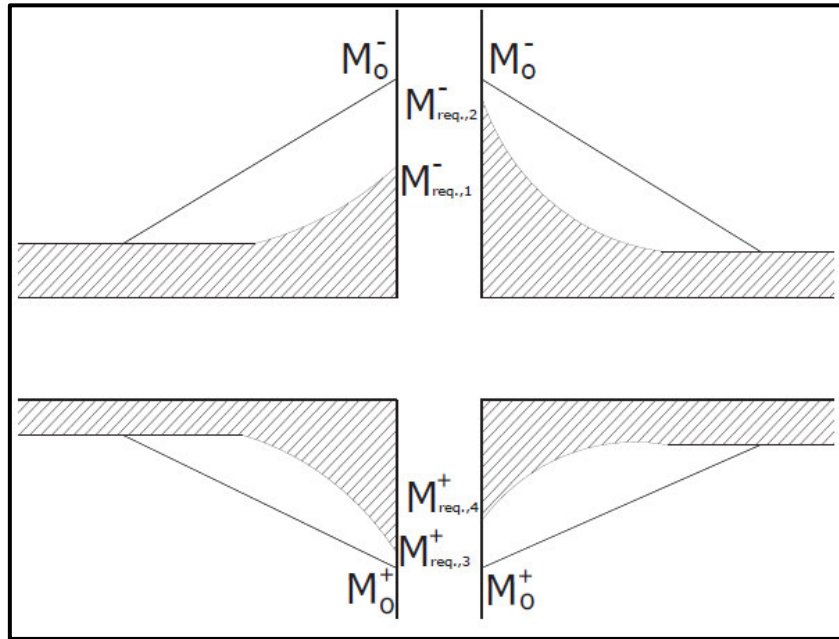
$$\phi^{\circ} = \frac{M_o^- + M_o^+}{M_{req}^- + M_{req}^+} \quad (\text{Ecuación 28})$$

Donde

M_o : Capacidad en sobre-resistencia de las rotulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña

M_{req} : Capacidad requerida

Figura 30 Factores de sobre-resistencia ϕ°



Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014)

$$M_o = 1,27 \cdot A_s \cdot F_y \cdot (d - d') \quad (\text{Ecuación 29})$$

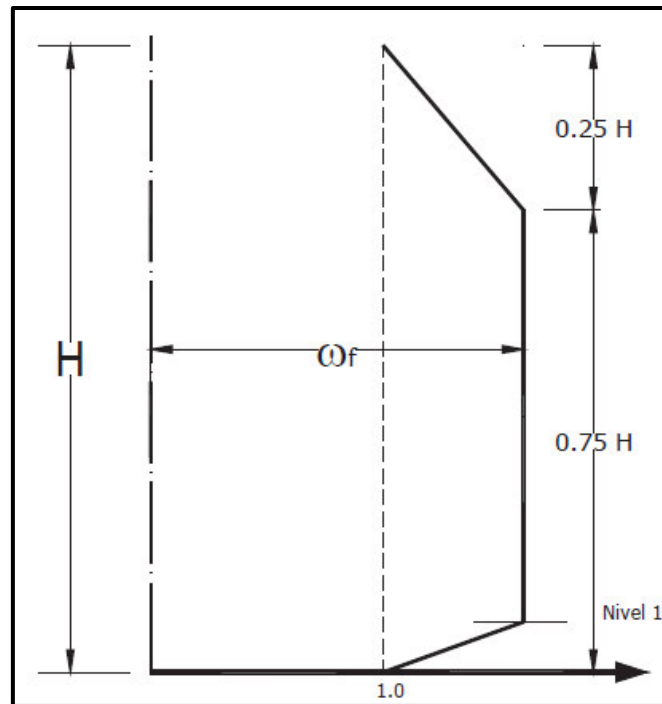
Donde:

- M_o: Capacidad en sobre resistencia de las rotulas plástica en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que de diseño.
- A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción
- d: Distancia desde la fibra externa en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.
- F_y: Resistencia especificada a fluencia del refuerzo
- d': Distancia desde la fibra externa en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión

- **Factor de amplificación dinámica para flexión W_f**

El factor de amplificación dinámica para flexión depende de la demanda de ductilidad μ en la estructura, y debe aplicarse desde el nivel 1 hasta un $\frac{3}{4}$ de la altura de la estructura, como se muestra en la siguiente figura (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014):

Figura 31 Factor de amplificación dinámica en columnas



Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014)

$$w_f = 1,15 + 0,13 \cdot \left(\frac{u}{1,8} - 1\right) > 1,15 \quad (\text{Ecuación 30})$$

Donde:

Wf: Factor de amplificación dinámica

μ : Coeficiente de ductilidad

- **Cuantía máxima de refuerzo longitudinal**

Debe cumplir con la siguiente expresión (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014):

$$0,01 \leq \frac{P_g}{A_g} \leq 0,03 \quad (\text{Ecuación 31})$$

Donde:

Pg: Área del refuerzo longitudinal

Ag: Área bruta de la sección

4.4.4.2 Refuerzo transversal, confinamiento

- **Refuerzo transversal**

La longitud no puede ser menor que:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento,

- La máxima dimensión de su sección transversal
- 450mm.

- **Separación**

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de las tres siguientes opciones (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014):

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor
- S_o , definido con la siguiente expresión:

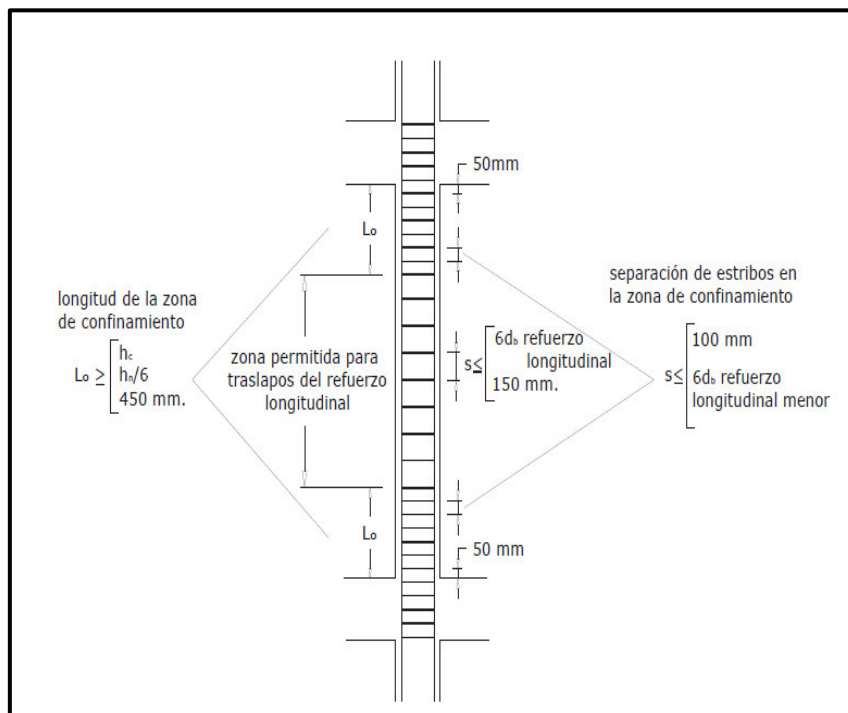
$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right) \quad \text{(Ecuación 32)}$$

Donde:

S_o : Espaciamiento de centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud L_o (mm), no debe ser mayor a 150mm y no es necesario tomarlo menor a 100mm.

hx : Espaciamiento de los gancho suplementarios

Figura 32 Separación de estribos transversales



Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014)

- **Cuantía de refuerzo (P)**

$$P_s = 0,12 \cdot \frac{f'c}{f_{yt}} \quad (\text{Ecuación 33})$$

$$P_s = 0,45 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'c}{f_{yt}} \quad (\text{Ecuación 34})$$

Donde:

Ag: Área bruta

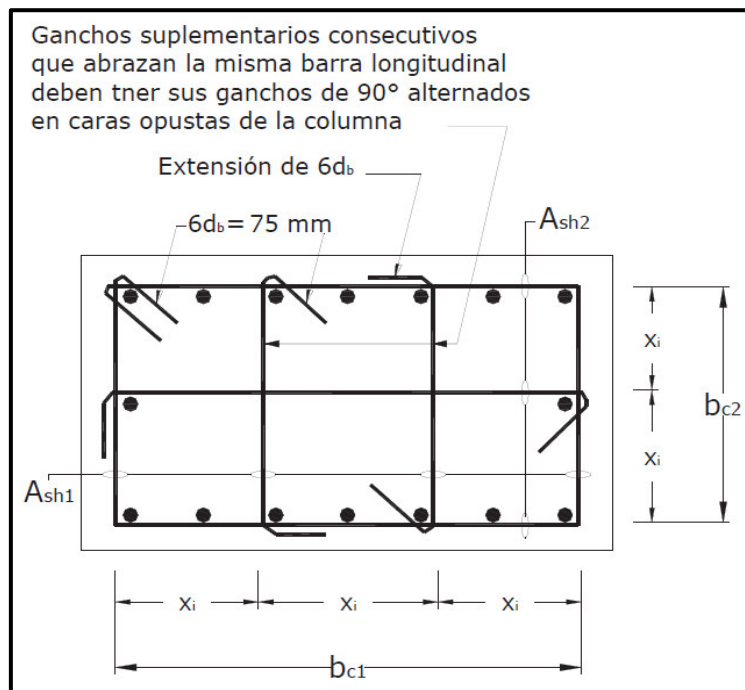
Ach: Área de la conexión interior confinada

Fyt: Esfuerzo de fluencia del acero transversal

- **Separación entre estribos (s)**

- No debe exceder de seis veces el diámetro menor de refuerzo longitudinal, ni tampoco 100mm.
- En las regiones fuera de L_o , la separación máxima del refuerzo no debe exceder de seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, ni tampoco 200mm.
- Cuando una dimensión del elemento sea 500mm o superior se debe colocar varillas longitudinales con amarre suplementarios separados no más de $x_i=350$ mm en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento como se indica en la figura. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014)

Figura 33 Ejemplo de refuerzo transversal en columnas



Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado, 2014)

4.4.4.3 Resistencia a la compresión de columnas de hormigón armado con estribos transversales

El diseño de secciones transversales sometidas a cortante debe ser basado en (American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14, 2014):

$$\phi P_n \geq P_u \quad (\text{Ecuación 35})$$

Donde:

P_u: Fuerza cortante mayorada en la sección considerada

P_n: Fuerza Nominal

$$P_n = 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + A_s \cdot f_y) \quad (\text{Ecuación 36})$$

$$A_c = A_g - A_s \quad (\text{Ecuación 37})$$

Ø: 0,7 Para columnas con estribos

A_s: Área del refuerzo, ver figura 34

A_g: Área bruta de la sección= b*h

A_c: Área del hormigón

Para zonas sísmicas, la Norma Ecuatoriana de la Construcción establece una cuantía mínima de armado principal en columnas de 0,01 y una máxima más restrictiva de 0,06 (Marcelo Romo Proaño, M.Sc, 2008)

$$P_{min} = 0,01 \quad (\text{Ecuación 38})$$

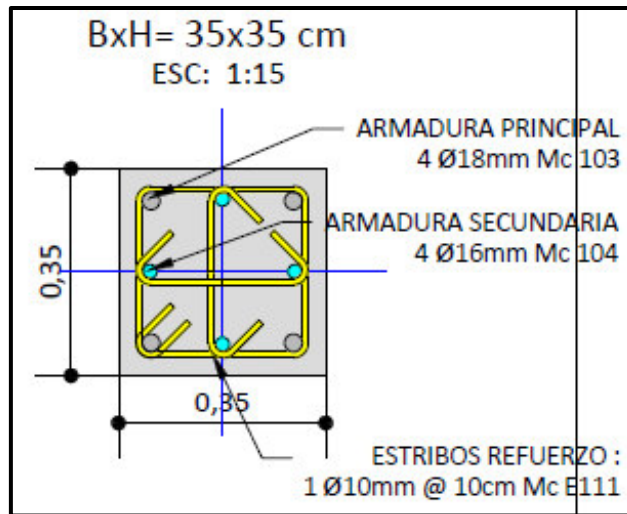
$$P_{min} = 0,06 \quad (\text{Ecuación 39})$$

Tabla 35 Diseño de elementos sometido a compresión

Diseño de los elementos sometidos a compresión (nudo 10)		
Base (b)=	35.00	cm
Altura (h)=	35.00	cm
Peralte (d)=	31.00	cm
f'c=	240.00	Kg/cm ²
Fy=	4200.00	Kg/cm ²
Ø=	0,70	
A _g =	1225.00	cm ²
A _c =	1206,78	cm ²
A _s =	18,22	cm ²
ØP _n =	180718,76	Kg OK
P _u (obtenido SAP2000)=	90531,95	kg
Verificación de cuantía (P)		
P _{min} =	0,01	
P _{util} = A _s /A _g =	0,0149	Ok
P _{max} =	0,06	

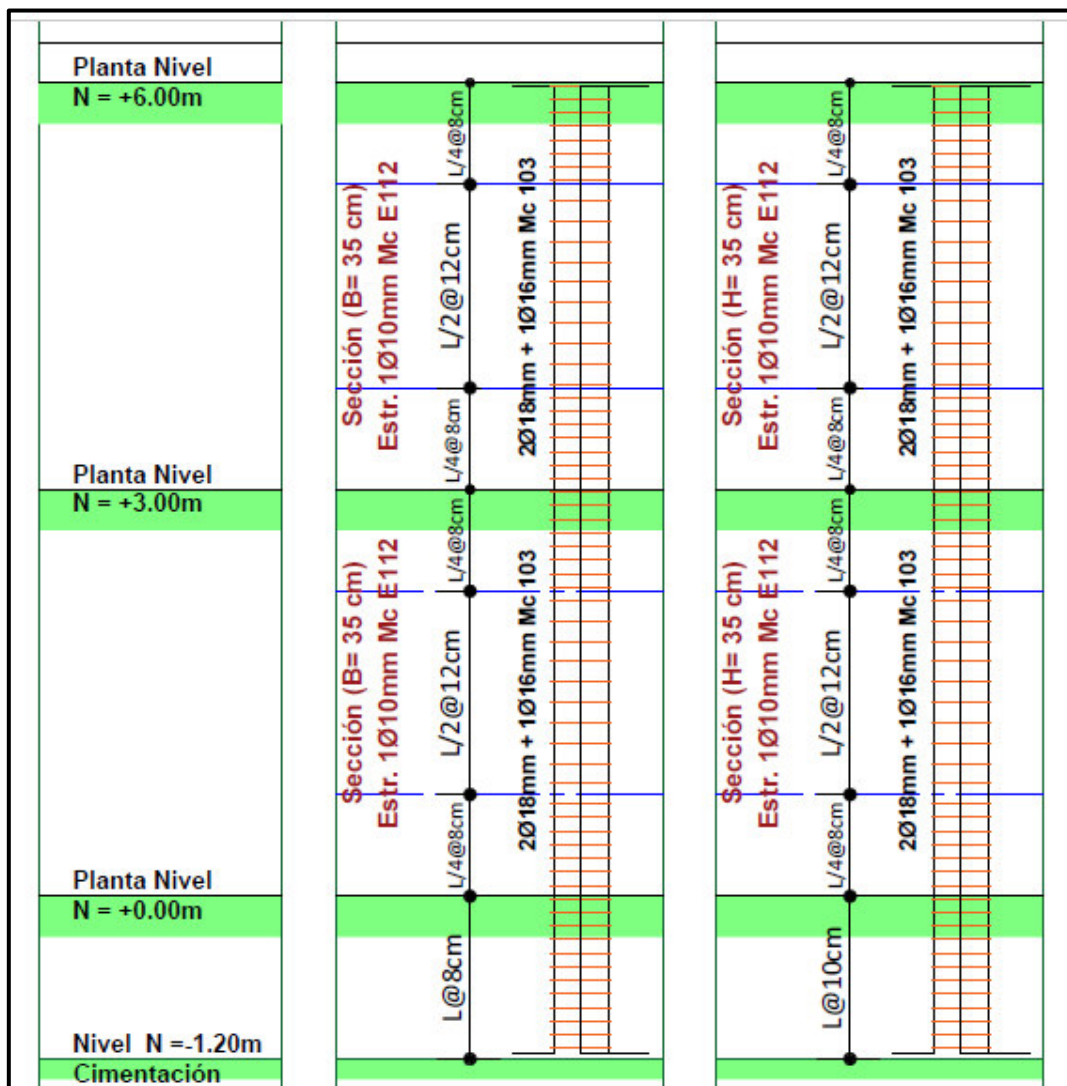
Realizado: Autor

Figura 34 Detalle de la columna



Realizado: Autor

Figura 35 Armadura de corte de columna: B*H = 35*35cm

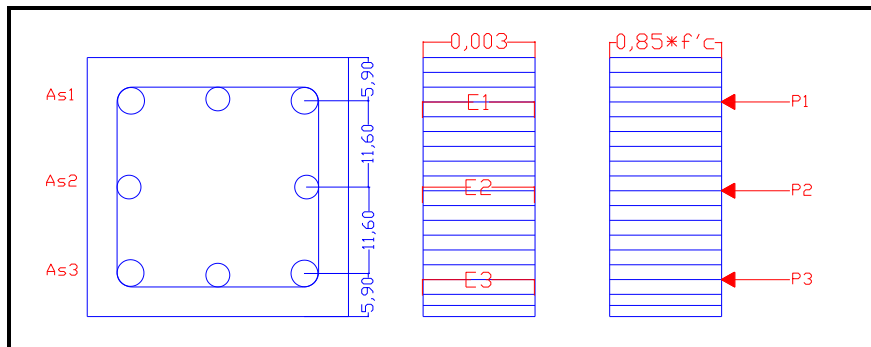


Realizado: Autor

4.4.4.4 Resistencia a la flexo-compresión de columnas de hormigón armado mediante diagramas de interacción

Para la comprobación se ha desarrollado una hoja de cálculo en donde partiendo de las características geométricas de la sección se determina el diagrama de interacción de una columna, mediante el cálculo de la capacidad de carga axial y de flexión. (Marcelo Romo Proaño, M.Sc, 2008)

Figura 36 Diagrama 1



Realizado: Autor

Deformación unitaria que provoca la fluencia de acero es:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (\text{Ecuación 40})$$

Donde:

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero

E_s : Modulo de elasticidad del acero; $E_s=2100000 \text{ kg/cm}^2$

Cualquier deformación unitaria en el acero que este por debajo de la deformación de fluencia ($\varepsilon_s < \varepsilon_y$) define esfuerzos en el acero que se pueden calcular con la siguiente expresión:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (\text{Ecuación 41})$$

Cualquier deformación unitaria en el acero que supere la deformación de fluencia ($\varepsilon_s > \varepsilon_y$) define esfuerzos en el acero que se pueden calcular con la siguiente expresión:

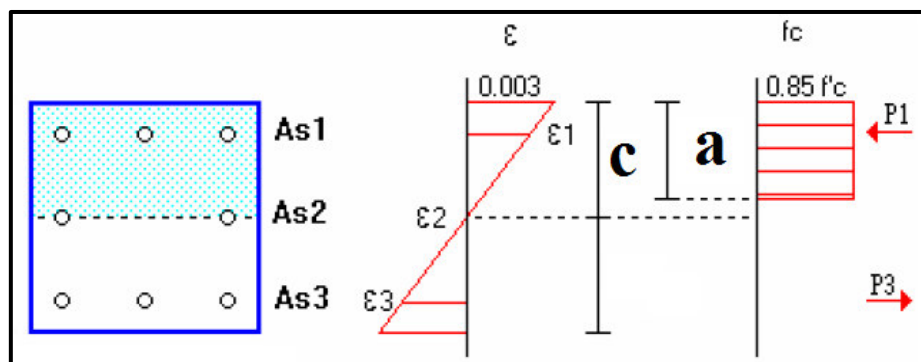
$$f_s = f_y \quad (\text{Ecuación 42})$$

$$a = 0,85 \cdot c \quad (\text{Ecuación 43})$$

La fuerza de compresión en el hormigón se determina con la siguiente ecuación:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (\text{Ecuación 44})$$

Figura 37 Diagrama 2



(Marcelo Romo Proaño, M.Sc, 2008)

Se indicara en una tabla los datos de solicitaciones nominales obtenidas (M_n , P_n) de acuerdo a las dimensiones de los elementos estructurales.

Tabla 36

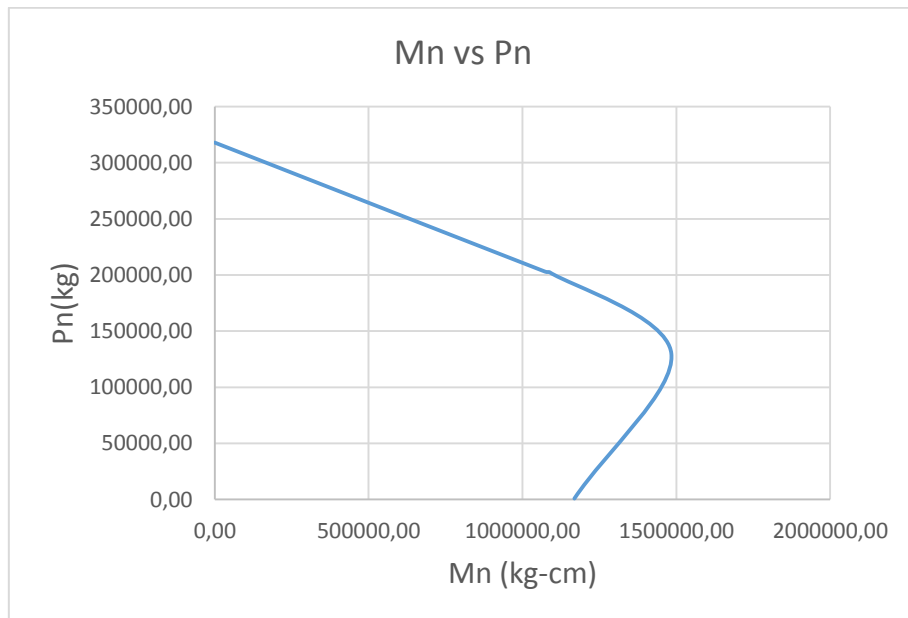
Diámetro(mm):	Área(m ²):	
18.00	2,54	
16.00	2,01	
Datos de sección:		
h=	35.00	cm
b=	35.00	cm
F _y =	4200.00	Kg/cm ²
E _s =	2100000.00	Kg/cm ²
f' _c =	240.00	Kg/cm ²
Área de Aceros:		
As1=	7,10	cm ²
As2=	2,01	cm ³
As3=	7,10	cm ⁴
Deformación unitaria que provoca fluencia en el acero:		
E _y =	0,002	
Deformación permitida en el hormigón:		
E _u =	0,003	
Iteración: Punto #1		
Calculo de deformaciones unitarias:		
E1=	0,003	
E2=	0,003	
E3=	0,003	
Calculo de esfuerzos en el acero:		
Fs1=F _y	4200.00	Kg/cm ²
Fs2=F _y	4200.00	Kg/cm ²
Fs3=F _y	4200.00	Kg/cm ²

Calculo de la fuerza de compresión en el hormigón:		
Cc=	$0,85 \cdot 240 \cdot 35 \cdot 35$	(Ecuación 44)
Cc=	249900.00	kg
Calculo de las fuerzas de compresión en el acero:		
P1=	$As1 \cdot Fs1$	$7,10 \cdot 4200$
P1=	29820	Kg
P2=	8442	Kg
P3=	29820	Kg
Calculo de la carga nominal:		
Pn=	$Cc + P1 + P2 + P3$	
Pn=	317982	kg
Calculo del momento flector nominal:		
Mn=	$Cc \cdot 0 + P1 \cdot 11,6 - Cc \cdot 0 - P3 \cdot 11,6$	
Mn=	0	Kg-cm

Realizado: Autor

Punto	c	a	Mn	Pn
	cm	cm	kg-cm	kg
1	0,00	0,00	0,00	317982,00
2	31,00	26,35	1073135,18	203049,00
3	25,00	21,25	1088600,63	202419,00
4	17,50	14,88	1483807,37	130063,50
5	8,00	6,80	1168860,00	840,00

Figura 38 Curva de interacción nominal



Realizado: Autor

Diseño del refuerzo a flexo-compresión

$$\rho_{util} = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (\text{Ecuación 45})$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad (\text{Ecuación 46})$$

$$\rho_{max} = 0,025 \quad (\text{Ecuación 47})$$

$$M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (\text{Ecuación 48})$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (\text{Ecuación 49})$$

Tabla 37 Cuantía máxima de refuerzo longitudinal a flexo-compresión

Diseño del refuerzo a flexocompresión		
Base (b)=	35,00	cm
Altura (h)=	35,00	cm
f _y =	4200,00	kg/cm ²
f' _c =	240,00	kg/cm ²
Área bruta de sección (A _g)=	1225,00	cm ²
Área del refuerzo long. (4Ø18)=	10,18	cm ²
Área del refuerzo long. (4Ø16)=	8,04	cm ²
Área de refuerzo long. (A _s)=	18,22	cm ²
a=	10,72	cm
d=	31,00	cm
Φ=	0,90	
ΦM _n =	1766043,72	kg-cm
Mu(obtenido SAP2000)=	234467,40	kg-cm
Verificación de cuantía		
P _{min} =	0,0033	
P _{util} =	0,0149	Ok
P _{max} =	0,025	

Realizado: Autor

Se verificará que la separación de los estribos en las columnas cumpla con los requisitos establecidos en la figura 34 y figura 35.

Tabla 38 Comprobación de separación de estribos en las columnas

Comprobación de separación de estribos			
Longitud de confinamiento=	750,00	mm	Ok
s (zona de confinamiento)=	80,00	mm	Ok
s (zona permitida para traslapes)=	120,00	mm	Ok

Realizado: Autor

4.4.4.5 Requisito de capacidad en cortante de las columnas y las vigas

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ecuación 50})$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ecuación 51})$$

Donde:

V_u : Fuerza cortante mayorada en la sección considerada

V_n : Resistencia nominal a cortante

V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

V_s : Resistencia nominal al cortante proporcionado por el refuerzo de cortante

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón se obtendrá con la siguiente expresión (American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14, 2014):

$$V_c = 2 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{2000 \cdot A_g}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Ecuación 52})$$

Donde:

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal

A_g : Área total de la sección de hormigón

λ : Factor de modificación

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón

b_w : Ancho del alma

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro del refuerzo longitudinal en tracción

La resistencia nominal al cortante proporcionado por el refuerzo de cortante se obtendrá con la siguiente expresión (American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14, 2014):

$$V_s = \frac{A_v \cdot F_{yt} \cdot d}{s} \quad (\text{Ecuación 53})$$

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s

F_{yt} : Esfuerzo de fluencia del acero transversal

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro del refuerzo longitudinal en tracción

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en dirección paralela al refuerzo longitudinal

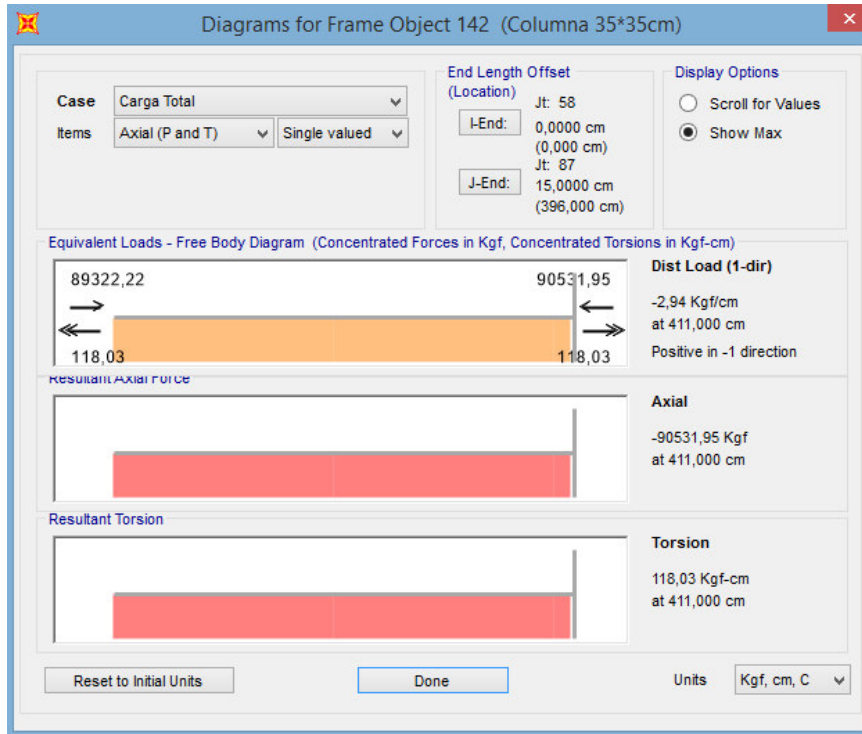
Tabla 39 Verificación de la resistencia a cortante

Diseño de los elementos sometidos a cortante (Columna en los extremos)		
Base (b)=	35,00	cm
Altura (h)=	35,00	cm
Peralte (d)=	26,00	cm
A_g =	1225,00	cm ²
f'_c =	240,00	Kg/cm ²
F_y =	4200,00	Kg/cm ²
λ =	1,00	
$\Phi_{estribo}$ =	1,00	cm
A_v =	1,57	cm ²
N_u =(figura 39) SAP2000	90531,95	Kg
\emptyset =	0,75	
$(1+(N_u/2000 \cdot A_g))$ =	1,04	
V_c =	29237,19	Kg
s =	8,00	cm
V_s =	21441,37	kg
$\emptyset V_n$ =	38008,92	kg
V_u (Obtenido del SAP2000)=	932,69	kg

Ok

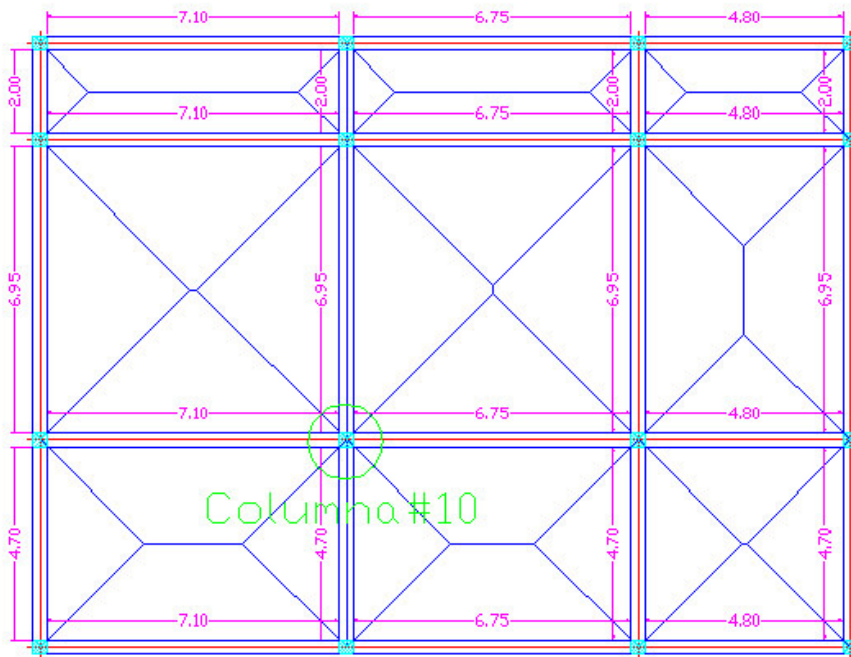
Realizado: Autor

Figura 39 Columna #10



Fuente: SAP2000

Figura 40 Columna #10



Realizado: Autor

Tabla 40 Verificación de la resistencia a cortante

Diseño de los elementos sometidos a cortante (Columna en centro)		
Base (b)=	35,00	cm
Altura (h)=	35,00	cm
Peralte (d)=	26,00	cm
Ag=	1225,00	cm ²
f'c=	240,00	Kg/cm ²
Fy=	4200,00	Kg/cm ²
λ =	1,00	
Φ estribo=	1,00	cm
Av=	1,57	cm ²
Nu=	90531,95	Kg
\emptyset =	0,75	
$(1+(Nu/2000*Ag))$ =	1,04	
Vc=	29237,19	Kg
s=	12,00	cm
Vs=	14294,25	kg
$\emptyset Vn$ =	32648,58	kg
Vu(Obtenido del SAP2000)=	1654,71	kg

Ok

Realizado: Autor

Tabla 41 Verificación de la resistencia a cortante

Diseño de los elementos sometidos a cortante (Viga)		
Base (b)=	35,00	cm
Altura (h)=	35,00	cm
Peralte (d)=	26,00	cm
Ag=	1225,00	cm ²
f'c=	240,00	Kg/cm ²
Fy=	4200,00	Kg/cm ²
λ =	1,00	
Φ estribo=	1,00	cm
Av=	1,57	cm ²
Nu=	0,00	Kg
\emptyset =	0,75	
$(1+(Nu/2000*Ag))$ =	1,00	
Vc=	28195,32	Kg
s=	8,00	cm

Vs=	21441,37	kg	Ok
ØVn=	37227,52	kg	
Vu(Obtenido del SAP2000)=	25366,76	kg	

Realizado: Autor

4.5 Diseño de Losa

4.5.1 Tipos de losa

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes con respecto a su peralte. Las acciones principales sobre las losas son cargas normales a su plano, ya que se usan para disponer de superficies planas útiles horizontales como son los pisos de edificios. (Oscar González Cuevas; Francisco Robles Fernández-Villegas, 2005)

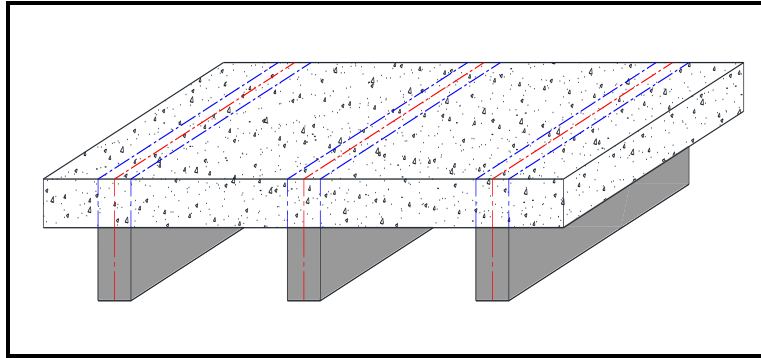
4.5.1.1 Losas unidireccionales

Las losas que se muestra en la figura 41, son denominadas losas unidireccionales, trabajan únicamente en una dirección perpendicular a los apoyos, estos apoyos pueden ser las vigas principales de un marco, vigas secundarias que se apoyan a su vez en vigas principales o en muros, o muros de mampostería que soportan losas directamente.

Estas losas se comportan básicamente como vigas anchas, que se suelen diseñar tomando como referencia una franja de ancho unitario. Cuando las losas rectangulares se apoyan en dos extremos opuestos, y carecen de apoyo en los otros dos bordes restantes, trabajan y se diseñan como losas unidireccionales.

Cuando la losa rectangular se apoya en sus cuatro lados, la relación largo / ancho es mayor o igual a 2, la losa trabaja fundamentalmente en la dirección más corta, y se la suele diseñar unidireccionalmente, aunque se debe proveer un mínimo de armado en la dirección ortogonal (dirección larga), particularmente en la zona cercana a los apoyos, donde siempre se desarrollan momentos flectores negativos importantes. Los momentos positivos en la dirección larga son generalmente pequeños, pero también deben ser tomados en consideración (tracción en las fibras superiores). (Marcelo Romo Proaño, M.Sc, 2008)

Figura 41 Losa unidireccional



Realizado: Autor

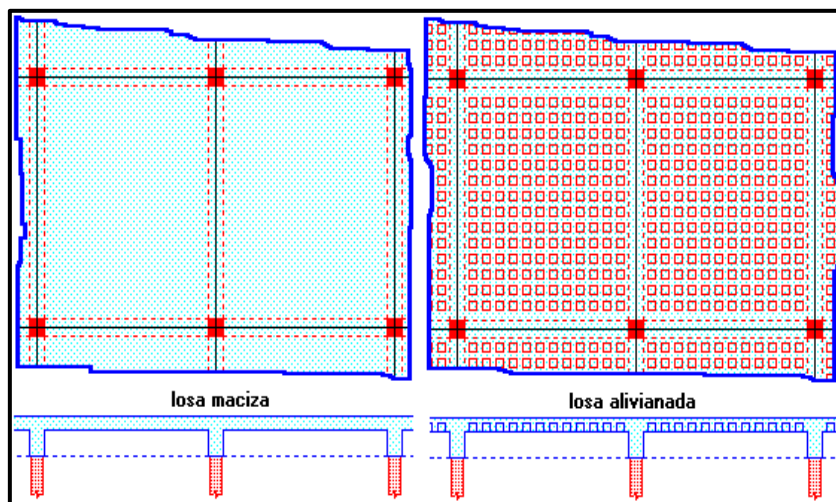
4.5.1.2 Losas bidireccionales

Cuando las losas se sustentan en dos direcciones ortogonales, se desarrollan esfuerzos y deformaciones en ambas direcciones.

Las deformaciones producidas por flexión en una de las direcciones generan esfuerzos flexionantes en la dirección perpendicular debido al efecto de Poisson. Las solicitaciones de diseño para las losas bidireccionales dependen de las cargas y las condiciones de apoyo (o de carencia de apoyo).

También debe tomarse en consideración que simultáneamente a la flexión en las dos direcciones, aparecen momentos torsionantes que actúan sobre la losa. (Marcelo Romo Proaño, M.Sc, 2008).

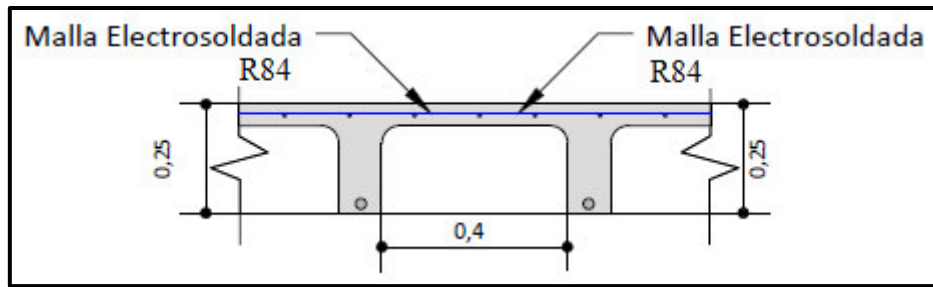
Figura 42 Losa bidireccional



Fuente: Marcelo Romo Proaño, M.Sc

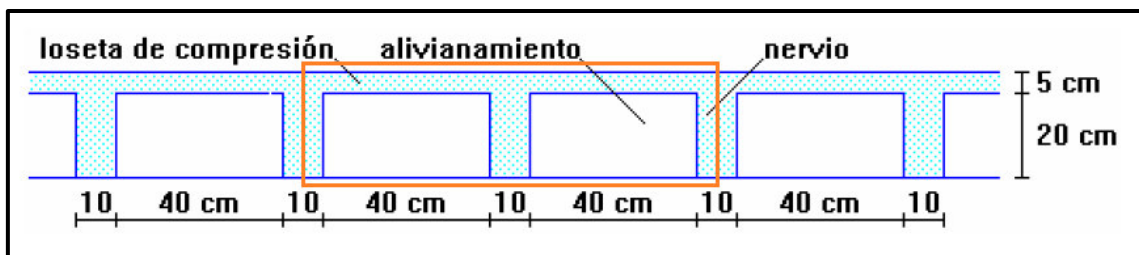
Considerando los datos del pre diseño un espesor de losa de 25 cm, con loseta de compresión de 5 cm, nervios de 10 cm de espesor y alivianamientos de casetos de 40 cm X 40 cm de 20 cm de altura.

Figura 43 Detalle de la losa



Realizado: Autor

Figura 44 Detalle de losa



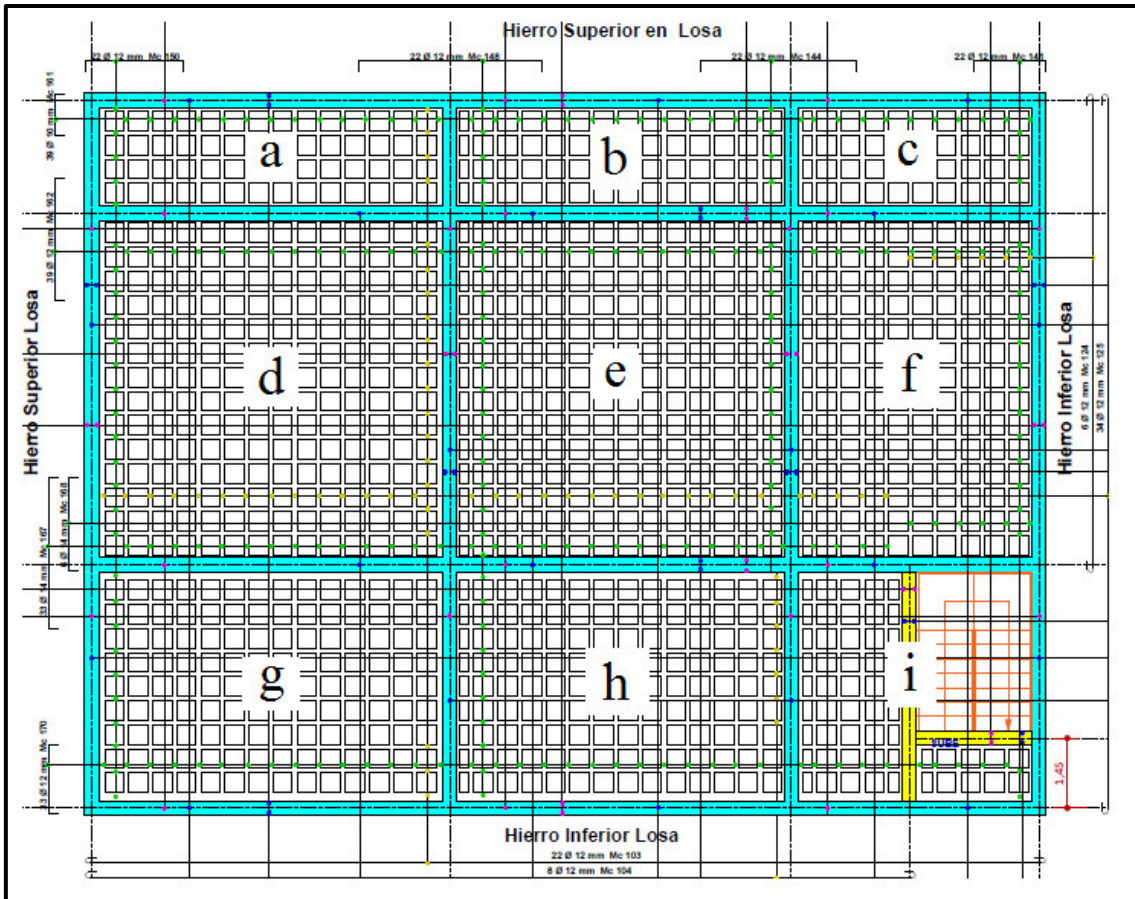
Realizado: Autor

Tabla 42

Tablero d		
Peso del hormigón	292,80	Kg/m ²
Peso de la malla electrosoldada R-84	1,72	Kg/m ²
Peso rasante y piso	88,00	Kg/m ²
Peso cielo raso	20,00	Kg/m ²
Peso de Instalaciones generales	10,00	Kg/m ²
Peso de mampostería	97,04	Kg/m ²
Carga permanente (D)	509,56	Kg/m ²
Carga Viva (L)	240,00	Kg/m ²
Carga de diseño $U=(1,4*D+1,4*L)$	1049,38	Kg/m ²

Realizado: Autor

Figura 45 Detalle de losa y tableros



Los coeficientes para el diseño del tablero "d" se obtienen del modelo 2 de las tablas para losas nervadas, considerando que la dirección más corta está en el sentido y.

Tabla 43 Tabla para el diseño de losas nervadas rectangulares

Losa	Fórmula	Coef	Lx/Ly					
			1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	200	241	281	315	336	339
	$\Delta = 0.0001 q \cdot \delta \cdot L_x^4 / (E \cdot h^3)$ $M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$ $M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$ $M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$ $M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	δ m_{y-} m_{y+} m_{x-} m_{x+}	265	347	443	545	635	691

Fuente: (Marcelo Romo Proaño, M.Sc, 2008)

Tabla 44 Nivel +3.00m

Tablero	Lx	ly	Lx/ly	my(-)	my(+)	mx(-)	mx(+)	Muy(-)	Muy(+)	Mux(-)	Mux(+)
	m	m						kg.m/m	kg.m/m	kg.m/m	kg.m/m
d	7,45	7,3	1,02	718	354	597	269	3136,41	1752,54	3477,13	1566,75

Realizado: Autor

La armadura para el momento flector positivo se calculó con un ancho de compresión de 100cm, correspondiente a la loseta de compresión, y la armadura para el momento flector negativo utilizó un ancho efectivo de 20cm, pues la zona comprimida corresponde a los nervios.

La armadura mínima requerida en losas alivianadas es:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad (\text{Ecuación 54})$$

Tabla 45 Verificación de la armadura mínima requerida

Verificación de la armadura mínima requerida		
F'c=	240,00	kg/cm ²
Fy=	4200,00	kg/cm ²
b=	20,00	cm
d=	21,00	cm
ρmin=	0,0033	
Asmin=(ρmin*b*d)	1,40	cm ² /m
Asmin=	0,70	cm ² /nervio

Realizado: Autor

Determinación de la Armadura Longitudinal Negativa (hierro superior):

Para calcular la sección de acero requerida en una pieza rectangular sometida a flexión se puede utilizar la siguiente expresión. (Marcelo Romo Proaño, M.Sc, 2008)

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad (\text{Ecuación 55})$$

Dónde: $\phi = 0.90$

Tabla 46 Verificación del acero en la losa

Losa	M	b	d	f'c	Fy	As	As	Asreal		Comprobación	
	kg.m/m	cm	cm	kg/cm2	kg/cm2	cm2/m	cm2/nervio	cm2/nervio			
d	Muy(-)	3136,41	20	21	240	4200	4,43	2,22	1Ø 12	2,26	Ok
	Muy(+)	1752,54	100	21	240	4200	2,23	1,12	1Ø 12	2,26	Ok
	Mux(-)	3477,13	20	21	240	4200	4,99	2,50	1Ø 14	3,33	Ok
	Mux(+)	1566,75	100	21	240	4200	1,99	1,00	1Ø 12	2,26	Ok

Realizado: Autor

4.6 Diseño de Cimentación

La cimentación es la parte de la estructura que permite la trasmisión de las cargas que actúan, hacia el suelo o hacia la roca subyacente.

Cuando los suelos reciben la carga de la estructura, se comprimen en mayor o en menor grado, y producen asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación y por consiguiente de toda la estructura. Durante el diseño se debe controlar tanto los asentamientos absolutos como los asentamientos diferenciales. (Marcelo Romo Proaño, M.Sc, 2008)

Zapata aislada

Figura 46 Zapata aislada



Fuente: Internet

Se utiliza como soporte de una sola columna, o de varias columnas cercanas en cuyo caso sirve de elemento integrador. Pueden utilizar una zapata de hormigón armado, o un macizo de hormigón simple o de hormigón ciclópeo.

Las zapatas de hormigón armado deberían tener al menos 40 cm de peralte en edificaciones de varios pisos, para asegurar una mínima rigidez para flexión. Se pueden admitir espesores inferiores en el caso de estructuras livianas no superiores a dos pisos. (Marcelo Romo Proaño, M.Sc, 2008)

4.6.1 Calculo de zapata aislada centrada

Diseño a cortante por punzonamiento

La resistencia a cortante por punzonamiento se determina de la siguiente manera: (American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14, 2014)

$$\phi V_c > V_u \quad \text{(Ecuación 56)}$$

$$V_c = 0,55 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \text{(Ecuación 57)}$$

$$\phi = 0,75 \quad \text{(Ecuación 58)}$$

Donde:

Vu: Fuerza cortante mayorada en la sección considerada

Vn: Resistencia nominal a cortante

b: Ancho del alma

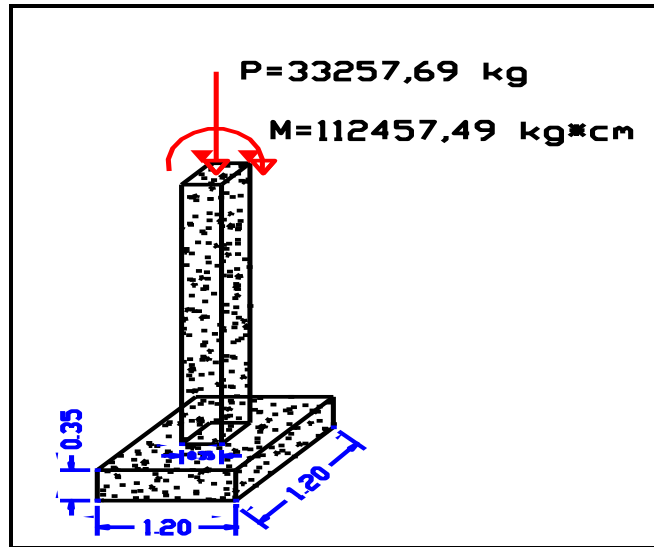
d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro del refuerzo longitudinal en tracción

Figura 47 Reacción en el punto base 93

Joint Object	93	Joint Element	93
	1	2	3
Force	-578,448	-716,298	33257,687
Moment	112457,49	-95678,5	-118,032

Fuente: SAP2000

Figura 48 Detalle de la zapata



Realizado: Autor

Tabla 47 Diseño acorte por punzonamiento

Diseño a corte por punzonamiento (punto 93)		
Vu(Obtenido SAP2000)=	33257,69	kg
h=	35,00	cm
b=	120,00	cm
Avc(b·h)=	5425,00	cm ²
F'c=	240,00	kg/cm ²
vc=	8,52	kg/cm ²
Ø=	0,75	
ØVc=	34668,04	kg

Ok

Realizado: Autor

Diseño del refuerzo a flexión

La resistencia del refuerzo a flexión se determina de la siguiente manera: (American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14, 2014)

$$\rho_{util} = \frac{As}{b \cdot d} \quad (\text{Ecuación 59})$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad (\text{Ecuación 60})$$

$$\rho_{max} = 0,025 \quad (\text{Ecuación 61})$$

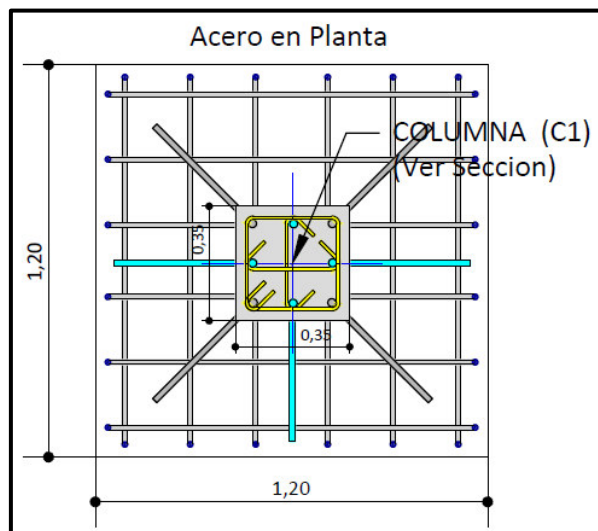
Tabla 48 Diseño del refuerzo a flexión

Diseño del refuerzo a flexión		
Momento max(Obtenido SAP2000)=	112457,49	kg*cm

Sección Hº		
Peralte (h)=	35	cm
Base (b)=	120	cm
Recubrimiento=	5	cm
Peralte efectivo (d)=	30	cm
f'c=	240	Kg/cm
Acero de refuerzo		
Diámetro (cm)	# Varillas	Área (cm2)
1,4	12	18,47
Fy =	4200	Kg/cm2
Diseño		
Ø=	0,9	
$a=(A_s \cdot f_y)/(0,85 \cdot f'_c \cdot b)$	3,17	cm
$\phi Mn = \phi \cdot (A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2))$	1944485,58	Kg-cm OK
Cuantía		
Pmin=	0,0033	
Putil=	0,0055	Ok
Pmax=	0,0250	

Realizado: Autor

Figura 49 Detalle de Zapata

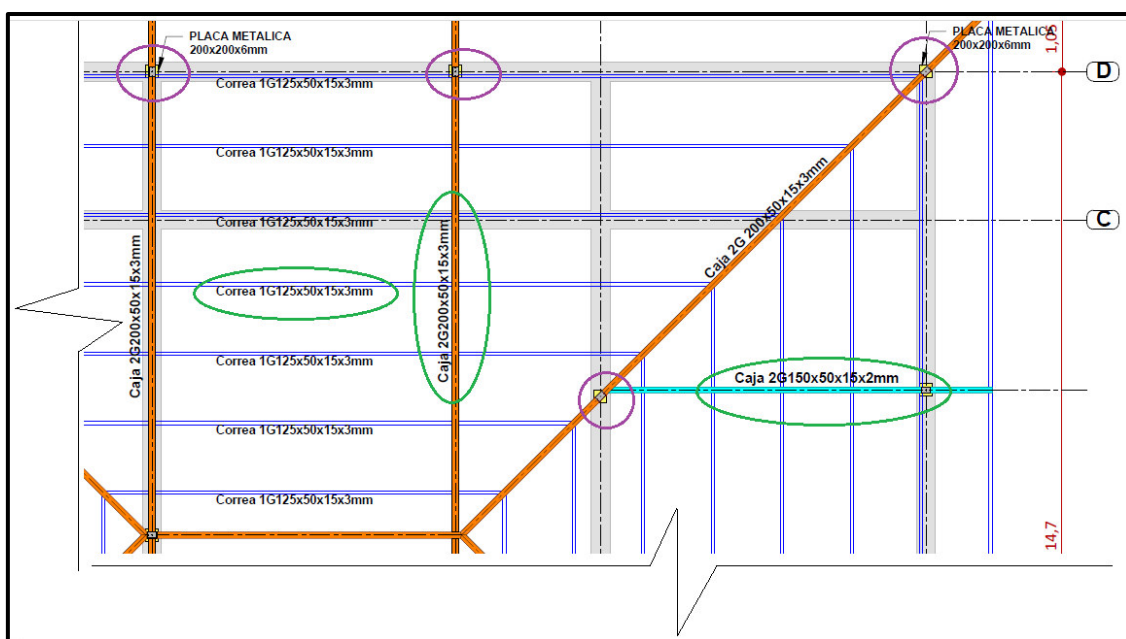


Realizado: Autor

4.7 Estructura metálica de la cubierta

La estructura dispone de una cubierta metálica sencilla, conformada por perfiles de acero ASTM A36: para las vigas principales en caja formada por 2G200X50X15X3 mm, otra caja formada por 2G150X50X15X2 mm, para las vigas secundarias y correas de 1G125X50X15X3 mm. Como se observa en la siguiente figura:

Figura 50 Detalle de una sección de la estructura metálica de la cubierta



Realizado: Autor

Determinación de la carga lineal distribuida sobre las vigas principales de la cubierta:

Tabla 49

Lx	Ly	Carga Muerta	Carga Viva	U(1,4*D+1,4*L)	q
m	m	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m
3,73	9,24	144,00	70,00	299,60	225,56
4,80	9,24	144,00	70,00	299,60	373,53
Total carga distribuida (q kg/m)					599,08

Realizado: Autor

Determinación de la reacción en el punto A (RA): (Apuntes, Ing. Roberto Gamón T, 2004)

$$RA = \frac{q \cdot L}{2} \quad (\text{Ecuación 62})$$

$$RA = 2767,77 \text{ kg}$$

Ecuación del momento flector para cualquier punto de la viga:

$$M_x = RA \cdot X - \frac{q \cdot X^2}{2} \quad (\text{Ecuación 63})$$

$$M_x = 2767,77 \cdot X - 499,54 \cdot X^2$$

El tramo central de la viga está sometido a los valores de momentos flectores mayores, entonces se evaluara para: 4,62 que representan a 1/2 de la longitud de la viga.

$$M(4,62) = 2124,72 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M(4,62) = 212472 \text{ kg} - \text{cm}$$

4.7.1 Diseño de miembros a flexión

La resistencia de diseño en flexión debe ser determinada de la siguiente manera: (Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. AISC 360-10, 2010)

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (\text{Ecuación 64})$$

$$\phi_b \cdot M_n \quad (\text{Ecuación 65})$$

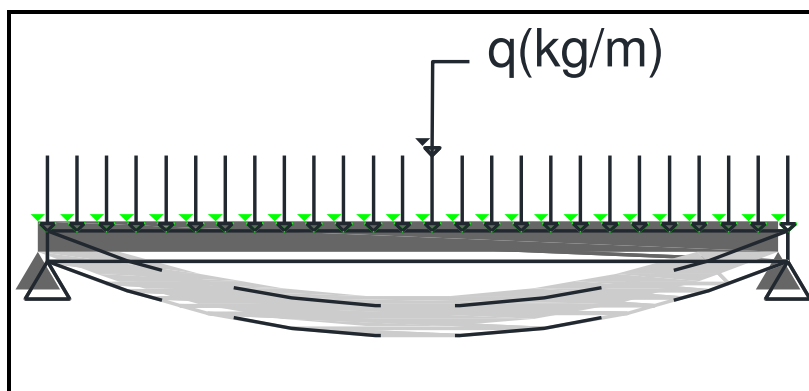
$$\phi_b = 0,90 \quad (\text{Ecuación 66})$$

Donde:

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizada

Z_x: Módulo de sección plástica entorno al eje x

Figura 51 Flexión en la viga



Realizado: Autor

Tabla 50 Resistencia a la flexión

Resistencia a la flexión (viga principal)

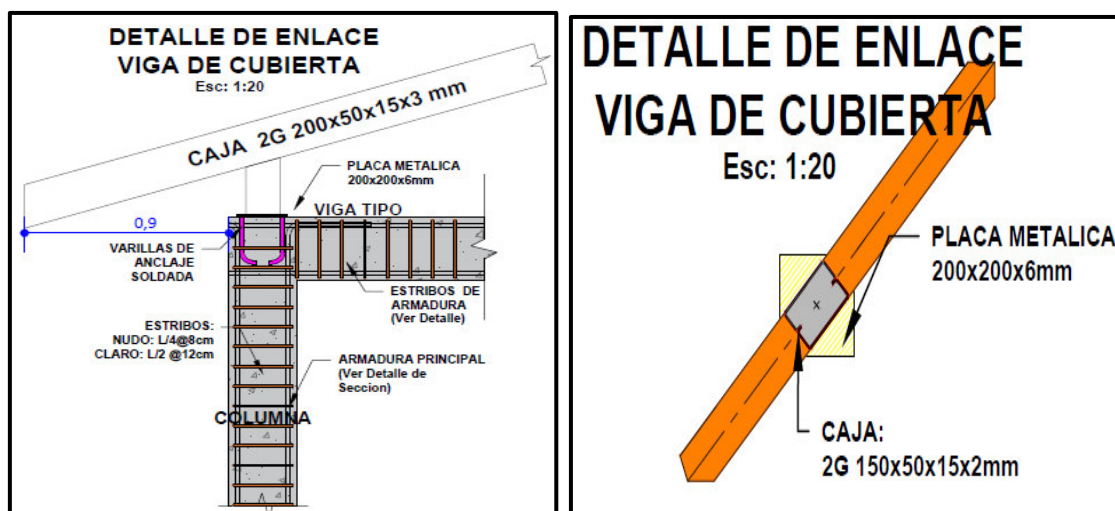
2G200X50X15X3mm		
Zx=	102,06	cm ³
Fy=	2520,00	kg/cm ²
Mn=	257191,00	Kg-cm
Øb=	0,90	
Øb·Mn=	231472,00	Kg-cm
Mu=	212472,00	Kg-cm

OK

Realizado: Autor

La conexión de anclaje de la cubierta a la viga-columna se realiza mediante una caja formada por 2G150X50X15X2 mm, más una placa metálica de 200X200X6 mm, y varillas de anclaje, siendo estos tres elementos soldados entre sí, este tipo de juntas deberá cumplir con las especificaciones del código AWS-99

Figura 52 Detalle de enlace viga de cubierta



Realizado: Autor

4.8 Escalera

La escalera se diseñó respetando la geometría arquitectónica de la estructura en estudio.

Ancho de la escalera: 1,20 m

Longitud de la grada: 6.60 m

Nº de escalones: 16

Huella: 0,30 m

Contrahuella: 0,18 m

Refuerzo longitudinal: 7Ø14mm@18cm

Refuerzo longitudinal: 1Ø12mm@20cm

Determinación de las cargas de diseño

Se calculará el peso para un metro lineal de escalera y la sobrecarga que actúa sobre esa sección.

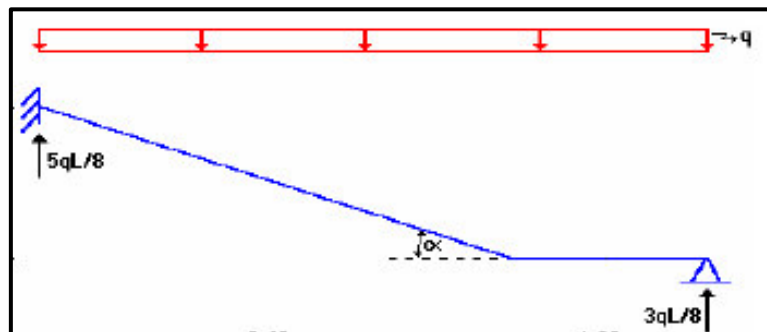
Peso de la losa=	345,6	kg/m
Peso relleno de gradas=	237,6	kg/m
Peso enlucido y masillado	105,6	kg/m
Recubrimiento de piso=	52,8	kg/m
Carga permanente=	741,6	kg/m

Carga permanente = 741,6 kg/m

Carga viva = 1,2*480 = 576 Kg/m

Carga ultima de diseño = 1,4*741,6 + 1,4*576 = 1844,64 kg/m

Figura 53 Modelado estructural de la escalera y reacciones de apoyo



Autor: (Marcelo Romo Proaño, M.Sc, 2008)

$$L = \text{Longitud grada} + \text{Longitud descanso} \quad (\text{Ecuación 67})$$

$$L = 3,30 \text{ m}$$

$$RA = \frac{5 \cdot q \cdot L}{8} \quad (\text{Ecuación 68})$$

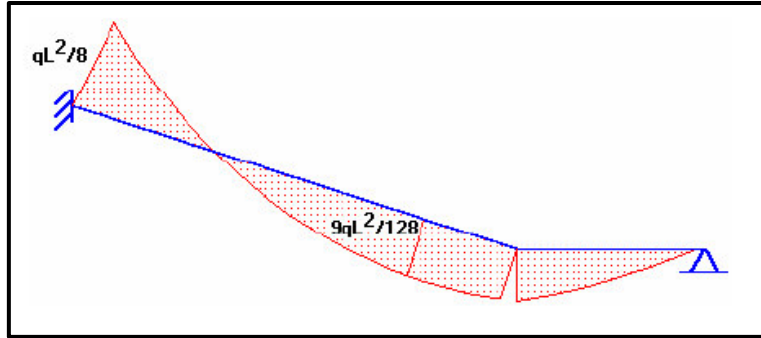
$$RA = 3804,57 \text{ kg}$$

$$RB = \frac{3 \cdot q \cdot L}{8} \quad (\text{Ecuación 69})$$

$$RB = 2282,74 \text{ kg}$$

Determinación de los momentos flectores últimos de diseño (Marcelo Romo Proaño, M.Sc, 2008):

Figura 54 Diagrama de momentos flectores



Autor: (Marcelo Romo Proaño, M.Sc, 2008)

Momento flector negativo

$$Mu = \frac{q \cdot L^2}{8} - \frac{5}{8} \cdot (q \cdot L) \cdot x + q \cdot \frac{x^2}{2} \quad (\text{Ecuación 70})$$

$$L = 3,30 \text{ m}$$

$$X = 0,00 \text{ m}$$

$$Mu = 251101,6 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento flector positivo

$$Mu = \frac{9 \cdot q \cdot L^2}{128} \quad (\text{Ecuación 71})$$

$$Mu = 141244,7 \text{ kg} - \text{cm}$$

Verificación de la armadura máxima requerida

$$As = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{0,85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad (\text{Ecuación 72})$$

$$\rho_{real} = \frac{As}{b \cdot d} \quad (\text{Ecuación 73})$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (\text{Ecuación 74})$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \frac{0,003}{\frac{fy}{Es} + 0,003} \quad (\text{Ecuación 75})$$

$$\rho_{real} < \rho_{max} \quad (\text{Ecuación 76})$$

Tabla 51 Verificación de la armadura máxima

Verificación de la armadura máxima requerida		
Mu=	251101,62	kg-cm
f'c=	240	kg/cm ²
Fy=	4200	kg/cm ²
b=	100	cm

d=	12	cm
As=	5,83	cm ²
Asreal		
Diámetro=	1,40	cm
# varillas=	6	u
Asreal=	9,24	cm ²
Asreal	> As	OK
Determinación de la cuantía real de armado		
p _{real} =	0,0077	
Verificación de la armadura máxima permisible		
ρ _{max} =	0,75*ρ _b	
β ₁ =	0,85	
E _s =	2100000	kg/cm ²
ρ _b =	0,0247	
ρ _{max} =	0,0186 >	0,0077 Ok

Realizado: Autor

Verificación de la armadura mínima requerida

Tabla 52 Verificación de la armadura máxima

Verificación de la armadura mínima requerida		
Mu=	141244,66	kg-cm
f' _c =	240	kg/cm ²
F _y =	4200	kg/cm ²
b=	100	cm
d=	12	cm
As=	3,20	cm ²
Asreal		
diámetro=	1,4	cm
# varillas=	6	u
Asreal=	9,24	cm ²
Asreal	> As	OK
Determinación de la cuantía real de armado		
p _{real} =	0,0077	
Verificación de la armadura máxima permisible		
ρ _{max} =	0,75*ρ _b	
β ₁ =	0,85	
E _s =	2100000	kg/cm ²
ρ _b =	0,0248	
ρ _{max} =	0,0186 >	0,0077 Ok

Realizado: Autor

Verificación del dimensionamiento bajo carga de corte

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c}$$

(Ecuación 77)

$$Vu = \frac{vu}{\phi \cdot b \cdot d}$$

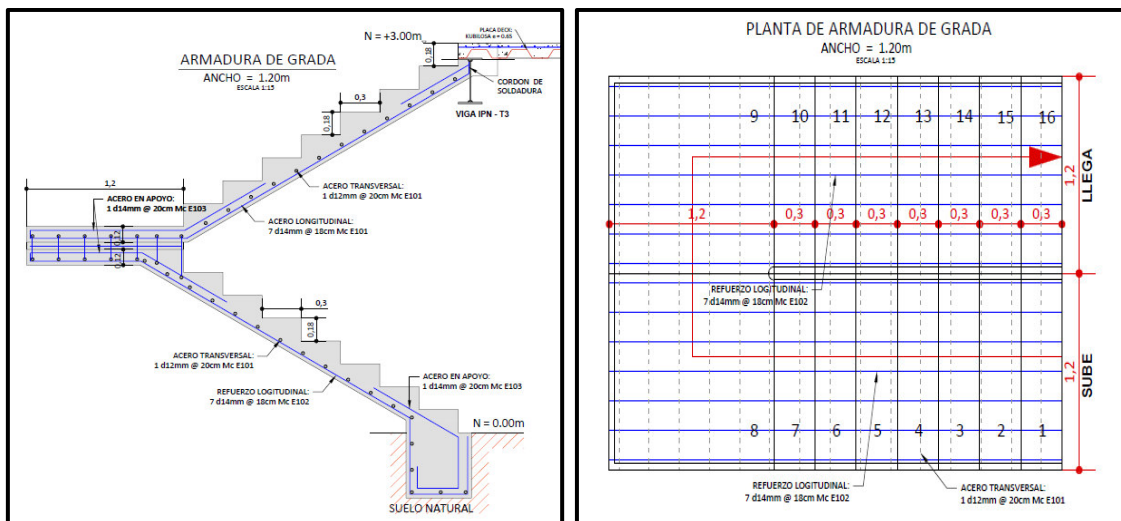
(Ecuación 78)

Tabla 53 Verificación del dimensionamiento bajo carga de corte

Verificación del dimensionamiento bajo carga de corte		
f'c=	240	kg/cm2
Vc=	8,21	kg/cm2
∅=	0,85	
Vu=	3,73	kg/cm2
Vu	< Vc	Ok

Realizado: Autor

Figura 55 Detalle de la escalera

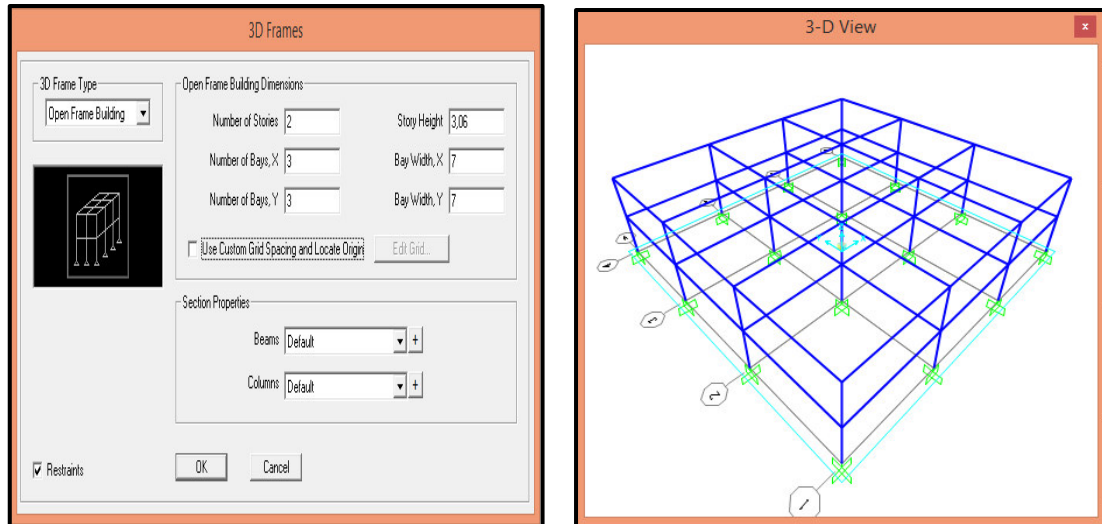


Realizado: Autor

CAPITULO V: Cálculo y Diseño Estructural de la "Casa Comunal" en Estructura de Acero

5.1 Modelación Estructural

Figura 56 Generación del modelo matemático

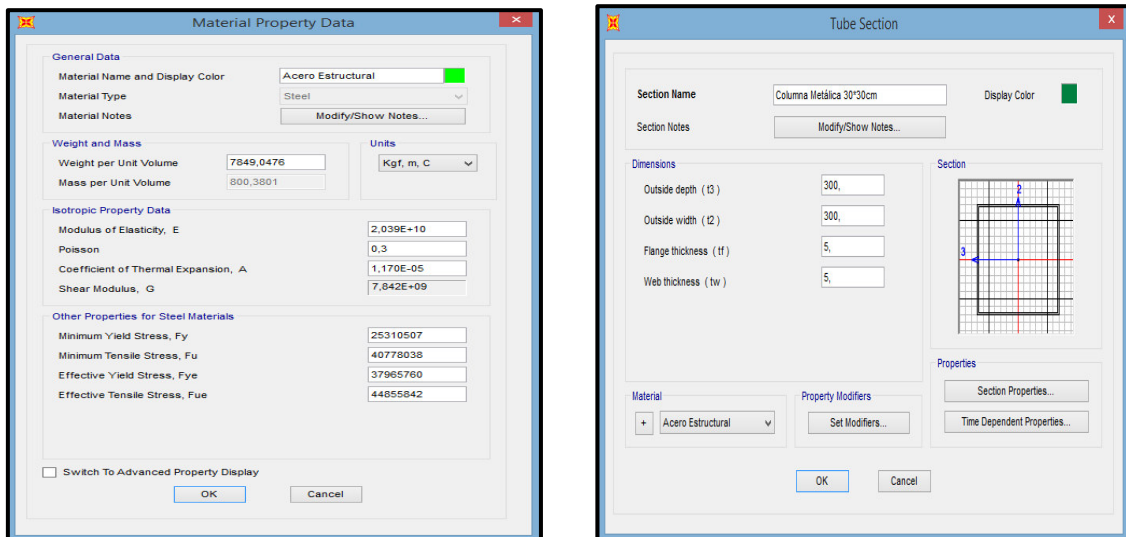


Fuente: SAP2000

El modelo generado en el software estructural se realizó de acuerdo a las dimensiones establecidas en el plano arquitectónico.

A continuación se definirán los materiales, propiedades y dimensiones de los elementos estructurales de la estructura de acero establecidas para este proyecto.

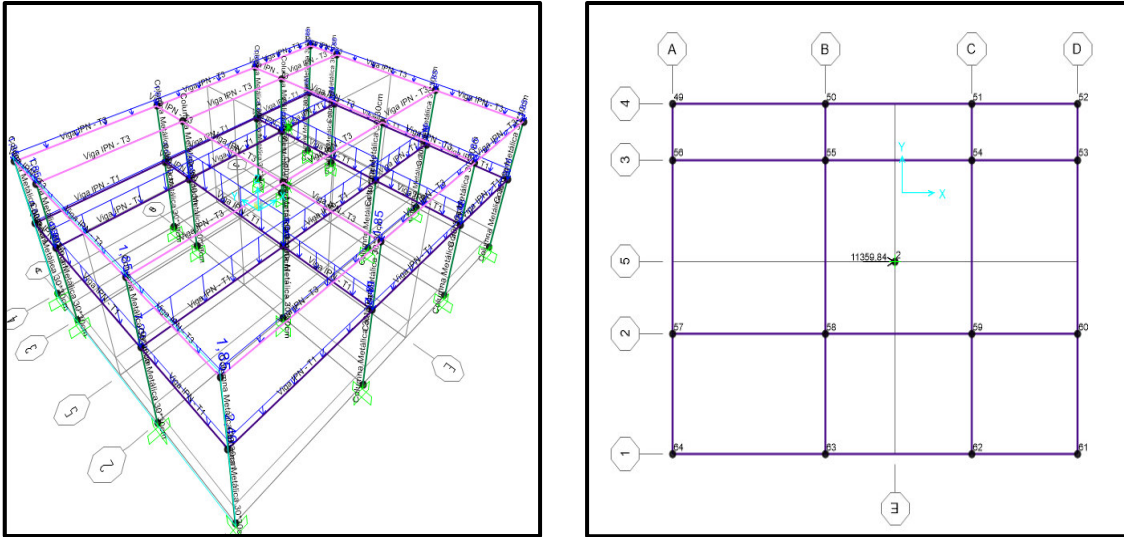
Figura 57 Definición de los elementos estructurales



Fuente: SAP2000

Se procederá a definir condiciones de apoyo, asignar las cargas mayoradas distribuidas linealmente a cada una de las vigas, y se colocara las cargas sísmicas aplicadas de manera lateral en el centro de masa de cada piso de la estructuras.

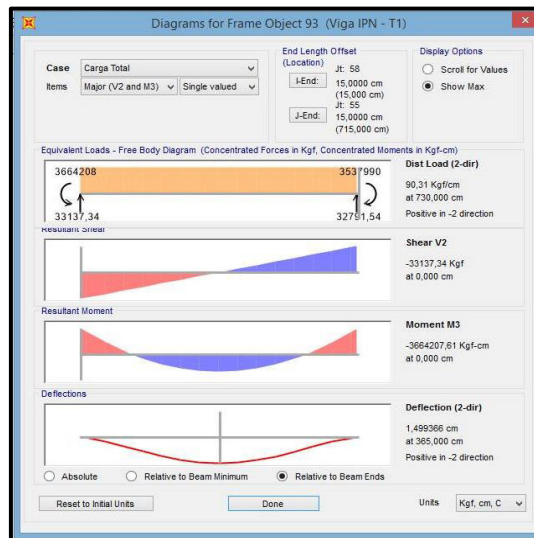
Figura 58 Asignación de cargas



Fuente: SAP2000

Una vez concluido con la modelación de la estructura en el programa SAP2000, nos genera un listado de resultados, que deben ser interpretados y analizados, que tengan coherencia con las cargas, dimensiones y combinaciones ingresadas.

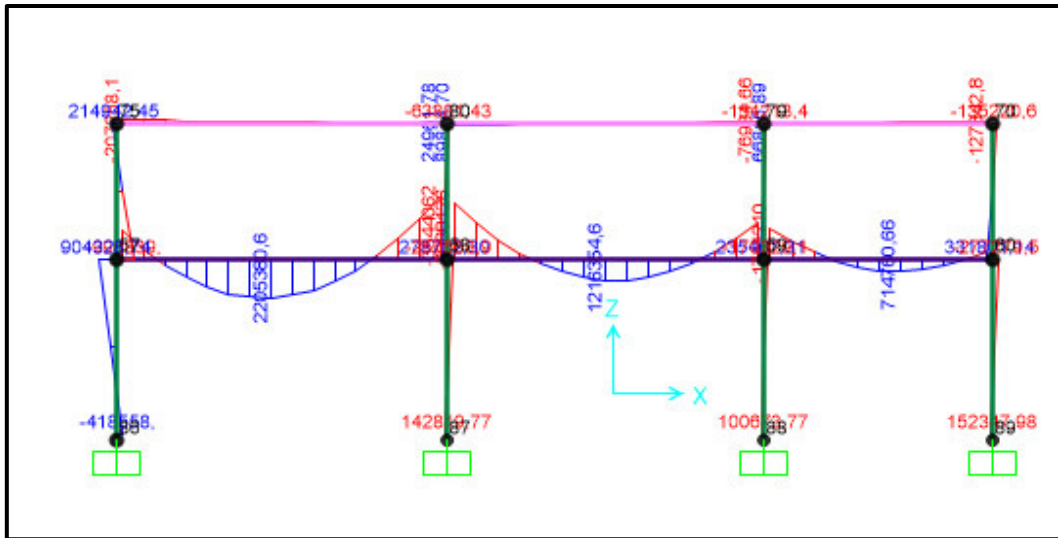
Figura 59 Deformación máxima



Fuente: SAP2000

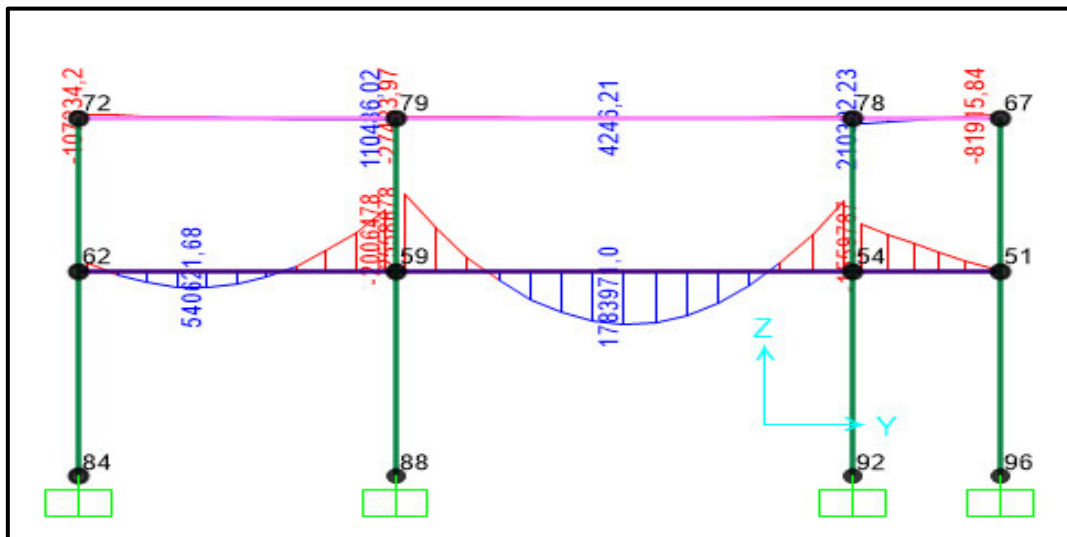
Como se puede observar en la figura la máxima deformación obtenida es 0,6cm.

Figura 60 Momentos en el plano XZ



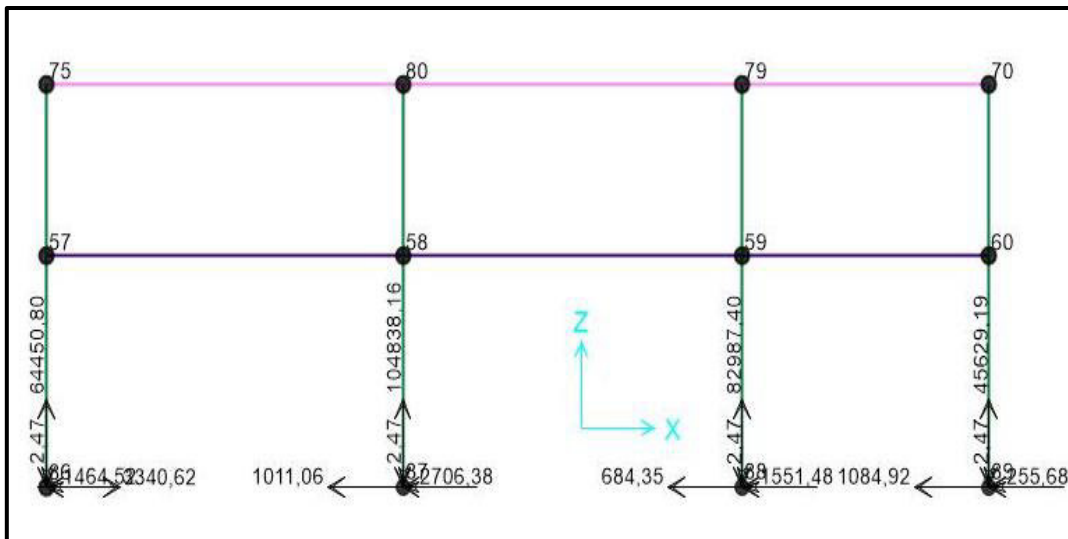
Fuente: SAP2000

Figura 61 Momentos en el plano YZ



Fuente: SAP2000

Figura 62 Fuerzas en las reacciones



Fuente: SAP2000

5.2 Normas utilizadas para el diseño

En el diseño de los elementos estructurales de la edificación de acero, se utilizará los requisitos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción:

- NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)
- NEC-SE-DS: peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente
- NEC-SE-GM: Geotecnia y Diseño de Cimentaciones
- NEC-SE-HM: Estructura de Hormigón Armado
- NEC-SE-AC: Estructuras de Acero

Se utilizará la norma extranjera:

- Specification for Structural Steel Buildings (American Institute of Steel Construction (AISC))

5.3 Criterio de columna fuerte – viga débil

El criterio de columna fuerte – viga débil tiene como objetivo fundamental contar con un sistema estructural en el cual las columnas son generalmente más fuertes que las vigas a fin de forzar el estado límite de fluencia por flexión en las vigas en los diferentes niveles de los pórticos especiales a momento (PEM) cuando éstos estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. De esta manera, se logra un alto nivel de disipación de energía. (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_AC. Estructuras de Acero, 2014)

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*} \geq 1 \quad (\text{Ecuación 79})$$

Donde:

ΣM_{pc} : La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta

ΣM_{pv} : La suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Zc \left(Fyc - \frac{Puc}{Ag} \right) \quad (\text{Ecuación 80})$$

Donde:

Ag: Área gruesa

Fyc: Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado para las columnas

Puc: Resistencia a carga axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga para las columnas

Zc: Modulo plástico de la columna

$$\Sigma M_{pv}^* = \Sigma (1,1 \cdot Ry \cdot Fyv \cdot Zv + Muv) \quad (\text{Ecuación 81})$$

Donde:

Fyv: Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado para las vigas

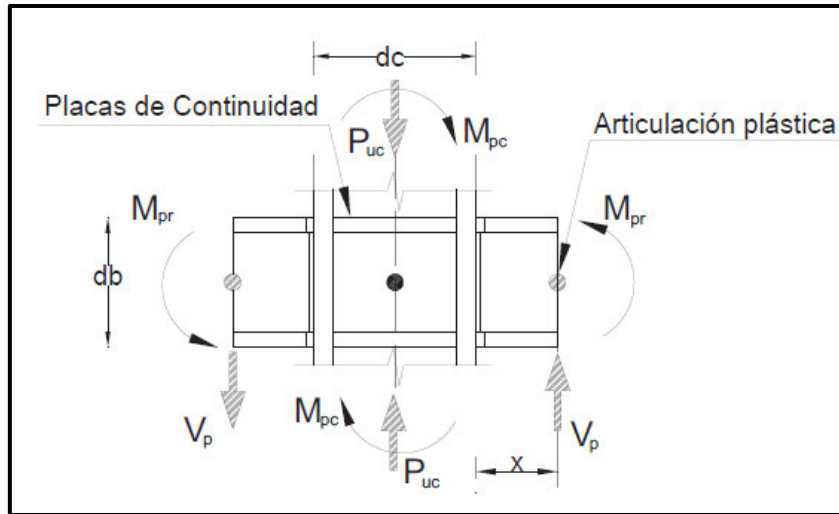
Muv: Momento adicional basado en combinaciones DFCR, producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástica cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna.

Ry: Factor de esfuerzo de fluencia probables

Zc: Modulo plástico de la columna

En la siguiente figura se presenta un esquema para la determinación de M_{pv}^* para el caso de una columna interior de un PEM.

Figura 63 Determinación de M^*_{pv} para una columna interior de un PEM



Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_AC. Estructuras de Acero, 2014)

5.4 Diseño miembros en tracción

La resistencia de diseño $\Phi_t \cdot P_n$ de miembros solicitados a tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia en tracción en la sección bruta y fractura en tracción en la sección neta. (Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. AISC 360-10, 2010)

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad (\text{Ecuación 82})$$

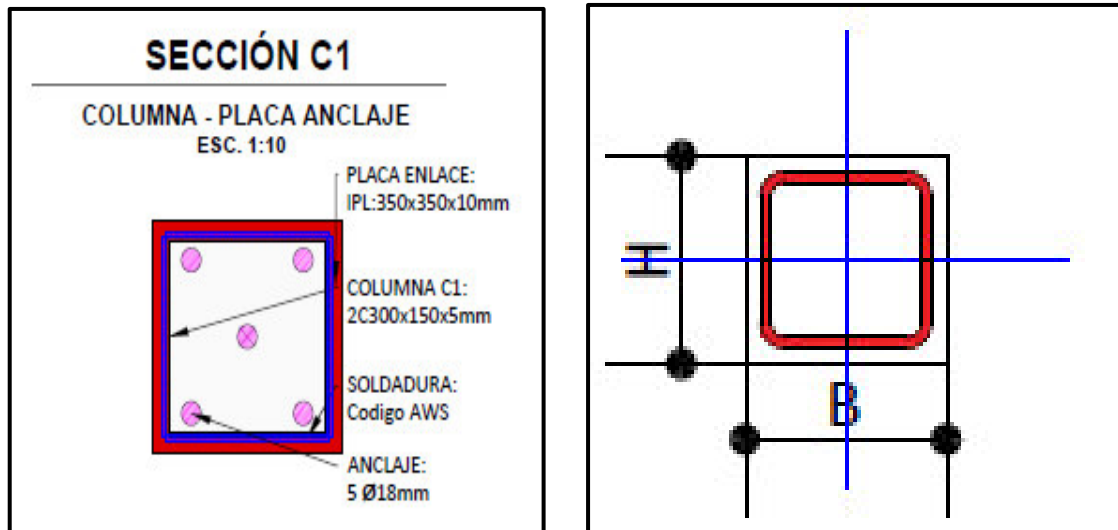
Donde:

Φ_t : 0,9

A_g : Área bruta del miembro, cm^2

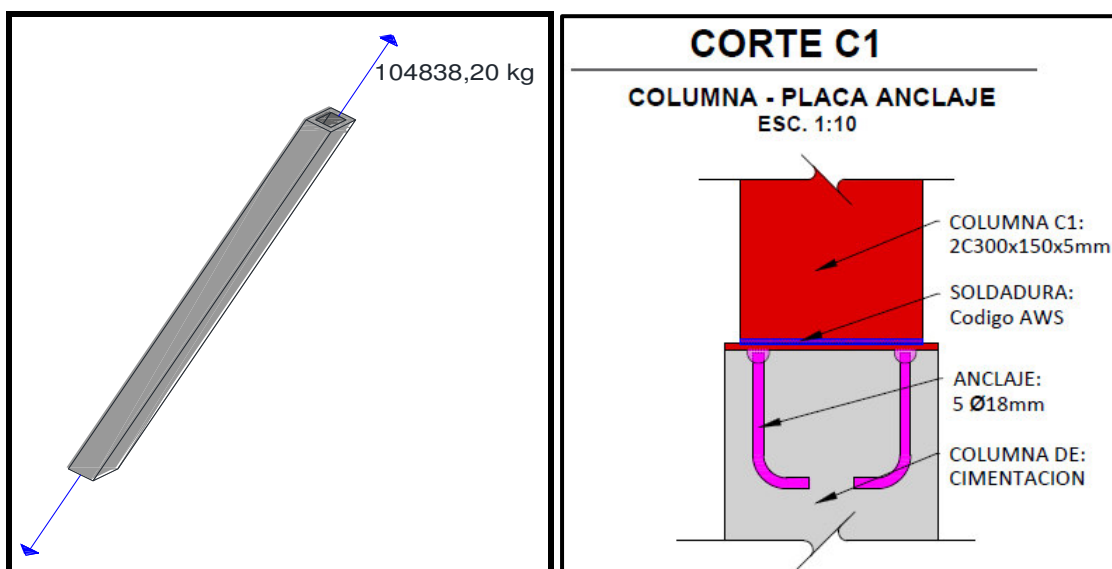
F_y : Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizada Kg/cm^2

Figura 64 Detalle de columna



Realizado: Autor

Figura 65 Columna tipo C1 sometida a tracción



Realizado: Autor

Tabla 54 Resistencia a la tracción

Resistencia a la tracción (Columna Tipo C1)		
2 C 300X150X5		
Pu(Obtenido SAP2000)=	104838,20	kg
Ag=	59,00	cm ²
Fy=	2520,00	kg/cm ²
Øt=	0,90	
Øt·Pn=	133812,00	kg

Ok

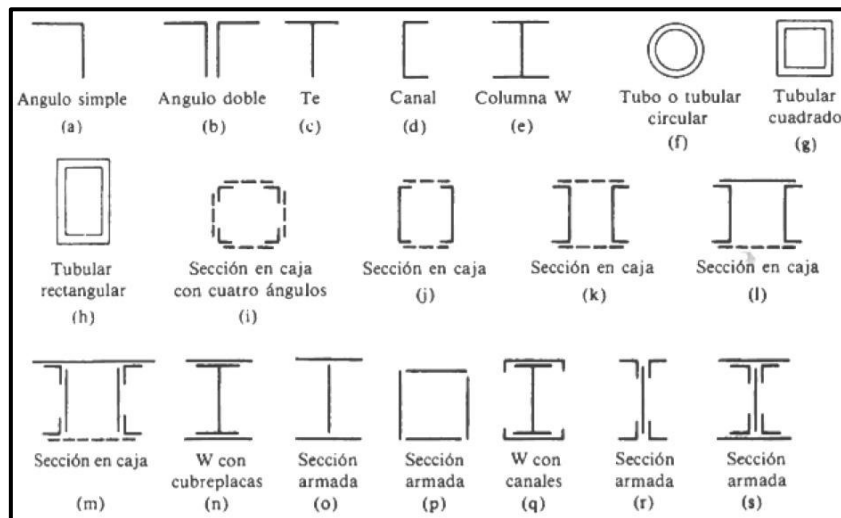
Realizado: Autor

5.5 Diseño de miembros a compresión

Las secciones utilizadas para elementos a compresión son similares a los que se utiliza para miembros en tensión, con excepción de aquellos en que las resistencias de los miembros a compresión varían en relación inversa con la de esbeltez y se requiere miembros rígidos.

Los miembros formados por ángulos sencillos son satisfactorios como arriostramiento y miembros a compresión de armaduras ligeras, los ángulos con lados iguales pueden ser más económicos que de lados desiguales, porque sus radios de giro mínimo son mayores para la misma área de acero. (Jack C. MacCormac, 2008)

Figura 66 Tipos de miembros a compresión.



Fuente: (Jack C. MacCormac, 2008)

Los elementos a compresión presentan diferentes maneras que pueden fallar entre la cuales podemos mencionar: (Jack C. MacCormac, 2008)

- Mientras más larga sea el elemento, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar.
- Tipo de conexión en los extremos.
- Excentricidad de la carga.
- Imperfecciones en el material y en las dimensiones, torceduras, entre otros.

5.5.1 Límites de esbeltez y longitud efectiva

$$\frac{Kl}{r} < 200 \quad (\text{Ecuación 83})$$

Donde

l : longitud no arriostrada lateralmente del miembro, cm

r : radio de giro, cm

K : factor de longitud efectiva

Figura 67 Valores de K para esbeltez

TABLA C-C2.2 Valores Aproximados del Factor de Largo Efectivo, K						
La geometría deformada se muestra en línea discontinua	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para condiciones aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Vínculo en el extremo	<ul style="list-style-type: none"> Restricción a la rotación y desplazamiento Rotación libre - restricción al desplazamiento Restricción a rotación - desplazamiento libre Rotación y traslación libres 					

Autor: (American Society for Testing and Materials, ASTM A36/A36M-14, 2014)

5.5.2 Resistencia de compresión nominal

La resistencia de compresión nominal se determinara con la siguiente expresión: (Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. AISC 360-10, 2010)

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (\text{Ecuación 84})$$

$$\Phi_c \cdot P_n \quad (\text{Ecuación 85})$$

$$\Phi_c = 0,90 \quad (\text{Ecuación 86})$$

5.5.3 Tensión de pandeo por flexión

La Tensión de pandeo por flexión se determinara con la siguiente expresión: (Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. AISC 360-10, 2010)

$$\frac{Kl}{r} \leq 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{ó } F_e \geq 0,44 \cdot F_y) \quad (\text{Ecuación 87})$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] \cdot F_y \quad (\text{Ecuación 88})$$

$$\frac{Kl}{r} > 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{ó } F_e > 0,44 \cdot F_y) \quad (\text{Ecuación 89})$$

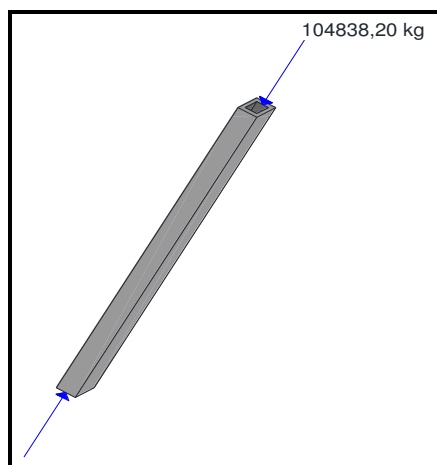
$$F_{cr} = 0,877 \cdot F_e \quad (\text{Ecuación 90})$$

5.5.4 Tensión crítica de pandeo elástico

La Tensión crítica de pandeo elástico se determinara con la siguiente expresión: (Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. AISC 360-10, 2010)

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot l}{r}\right)^2} \quad (\text{Ecuación 91})$$

Figura 68 Columna tipo C1 sometida a compresión



Realizado: Autor

Tabla 55 Resistencia a la tracción

Resistencia a la compresión (Columna Tipo C1)				
2 C 300X150X5				
Pu(Obtenido SAP2000)=	104838,20			kg
Área=	59,00			cm ²
Longitud del perfil =	300,00			cm
Datos del material				
Acero estructural ASTM A36				
E =	2030000,00			Kg/cm ²
Fy =	2520,00			Kg/cm ²
Resistencia a la compresión				
K=	0,80			
rx=ry=	12,05			
K · L / rx =	19,93	<	200	Ok
4,71 · √(E/Fy) =	133,68	≥	19,93	
Fe =	50440,71	Kg/cm ²		
Fcr =	2467,85	Kg/cm ²		
Pn =	145603,20	Kg		
Φc =	0,90			
Φc · Pn=	131042,80	cm ²		Ok

Realizado: Autor

5.5.5 Diseño de miembros a flexión

La resistencia de diseño en flexión debe ser determinada de la siguiente manera: (Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. AISC 360-10, 2010)

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (\text{Ecuación 92})$$

$$\Phi_b \cdot M_n \quad (\text{Ecuación 93})$$

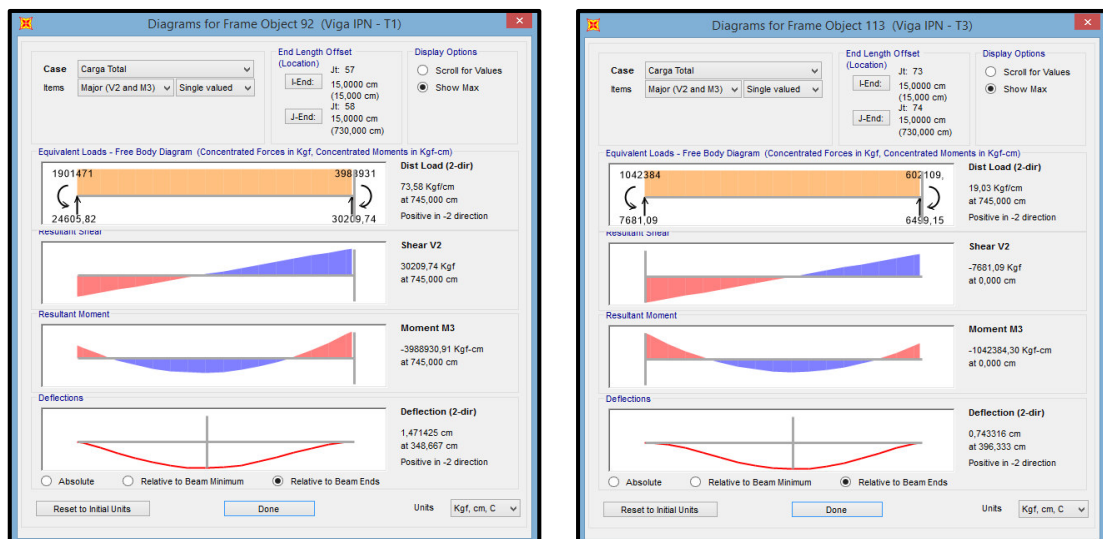
$$\Phi_b = 0,90 \quad (\text{Ecuación 94})$$

Donde:

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado

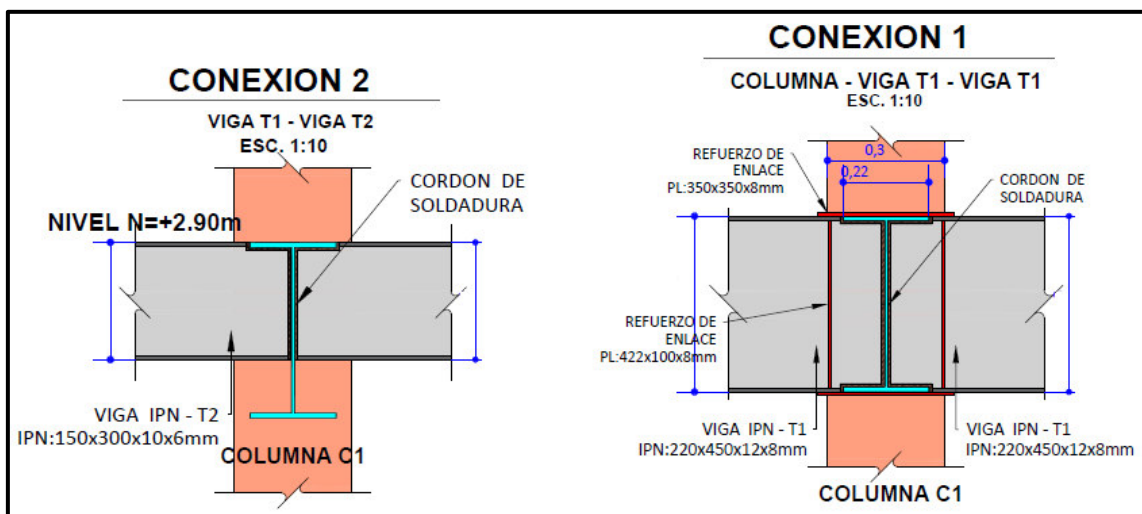
Z_x = módulo de sección plástico en torno al eje x

Figura 69 Diagrama para la viga IPN 450 – IPN 300 respectivamente



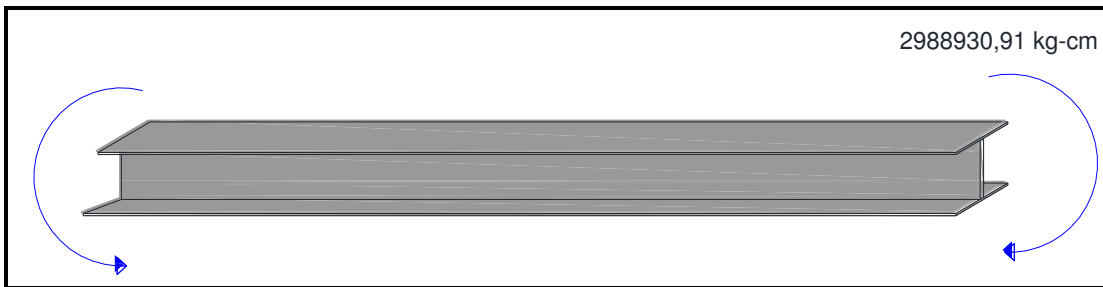
Fuente: SAP2000

Figura 70 Detalles de conexión 1 y 2



Realizado: Autor

Figura 71 Viga IPN T1 sometida a flexión



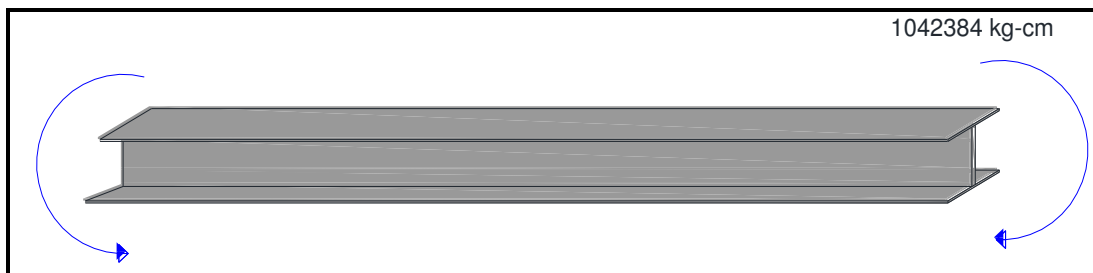
Realizado: Autor

Tabla 56 Resistencia a la flexión

Resistencia a la flexión (Viga IPN T1)		
IPN 450		
Mu(Obtenido SAP2000)=	2988930,91	Kg-cm
Zx=	1354,83	cm3
Fy=	2520,00	kg/cm2
Øb=	0,90	
Øb·Mn=	3072754,44	Kg-cm Ok

Realizado: Autor

Figura 72 Viga IPN T3 sometida a flexión



Realizado: Autor

Tabla 57 Resistencia a la flexión

Resistencia a la flexión (Viga IPN T3)		
IPN 350		
Mu(Obtenido SAP2000)=	1042384,30	Kg-cm
Zx=	731,59	cm3
Fy=	2520,00	kg/cm2
Øb=	0,90	
Øb·Mn=	1659246,12	Kg-cm Ok

Realizado: Autor

5.6 Diseño de miembros en corte

La resistencia de corte de diseño se determina de la siguiente manera: (Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. AISC 360-10, 2010)

Miembros con almas no atiesadas o atiesadas

- Resistencia de corte nominal

Esta sección aplica para las almas de miembros de simetría doble o simple y canales solicitados a corte.

La resistencia de corte nominal, V_n de almas no atiesadas de acuerdo al estado límite de fluencia en corte y pandeo en corte es:

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_w \quad (\text{Ecuación 95})$$

$$\phi_v \cdot V_n \quad (\text{Ecuación 96})$$

$$\phi_v = 0,90 \quad (\text{Ecuación 97})$$

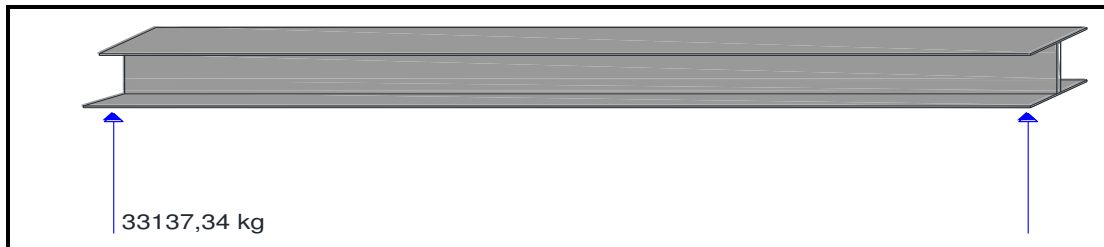
Donde:

F_y : Tensión de fluencia en corte mínima especificada del tipo de acero utilizada.

A_w : La altura total multiplicada por el espesor.

C_v : Coeficiente de corte del alma

Figura 73 Viga IPN T1 sometida a corte



Realizado: Autor

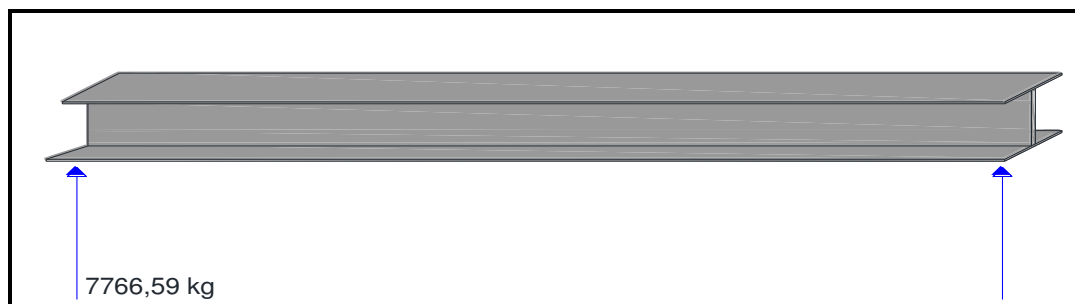
Tabla 58 Resistencia en corte

Resistencia en corte (Viga IPN T1)		
IPN 450		
V_u (Obtenido SAP2000)=	33137,34	kg
h =	45,00	cm
t_w =	0,80	cm
A_w =	36,00	cm ²
C_v =	1,00	
F_y =	2520,00	kg/cm ²
ϕ_v =	0,90	
$\phi_v \cdot V_n$ =	48988,80	kg

Ok

Realizado: Autor

Figura 74 Viga IPN T1 sometida a corte



Realizado: Autor

Tabla 59 Resistencia al corte

Resistencia en corte (Viga IPN T3)		
IPN 350		
Vu(Obtenido SAP2000)=	7766,59	kg
h=	35,00	cm
tw=	0,80	cm
Aw=	28,00	cm ²
Cv=	1,00	
Fy=	2520,00	kg/cm ²
Øv=	0,90	
Øt·Vn=	38102,40	kg

Ok

Realizado: Autor

5.7 Diseño de la losa tipo Steel Deck

- Altura de la placa colaborante (a)= 6cm
- Altura de la chapa de compresión (h) = 19cm
- Resistencia del hormigón=240 kg/cm²
- Plancha colaborante de marca “kubilosa”, espesor= 0,65mm.

Tabla 60

Tipo de carga permanente	Kg/m ²
Peso del hormigón	464,20
Peso de la malla electrosoldada R-84	1,72
Peso kubilosa, calibre 0,65	7,51
Peso rasante y piso	88,00
Instalaciones generales	10,00
TOTAL DE CARGA PERMANENTE	571,23

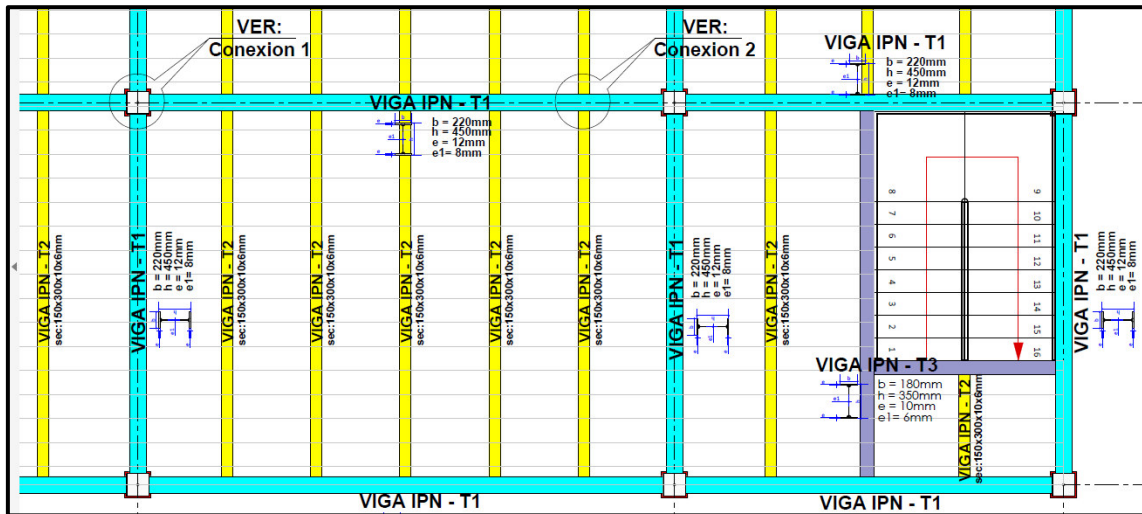
Realizado: Autor

Las vigas secundarias se ubican cada S=1,2 m de eje a eje de las vigas

$$1,00m \leq S \leq 2,20m \text{ Ok}$$

(Ecuación 98)

Figura 75 Detalle de las vigas de la losa



Realizado: Autor

A continuación se determina la carga lineal distribuida sobre las vigas secundarias

Tabla 61

Lx m	Ly m	Carga Muerta Kg/m ²	Carga Viva Kg/m ²	U(1,4*D+1,4*L) Kg/m ²	q Kg/m
1,20	7,30	571,00	240,00	1135,40	111,98
1,20	7,30	571,00	240,00	1135,40	111,98
Total carga lineal distribuida (q kg/m)					223,97

Realizado: Autor

Determinación de la reacción en el punto A (RA): (Apuntes, Ing. Roberto Gamón T, 2004)

$$RA = \frac{q \cdot L}{2} \quad \text{(Ecuación 99)}$$

$$RA = 867,32 \text{ kg} \quad \text{(Ecuación 100)}$$

Ecuación del momento flector para cualquier punto de la viga:

$$Mx = RA \cdot X - \frac{q \cdot X^2}{2} \quad \text{(Ecuación 101)}$$

$$Mx = 867,32 \cdot X - 111,98 \cdot X^2 \quad \text{(Ecuación 102)}$$

El tramo central de la viga está sometido a los valores de momentos flectores mayores, entonces se avaluara para: 3.715, 1,858 y 5.573 que representan a 1/2, 1/4, y 3/4 de la longitud de la viga.

$$M(1,858) = 1224,67 \text{ kg} - m$$

$$M(3,715) = 1676,58 \text{ kg} - m$$

$$M(2,477) = 1355,72 \text{ kg} - m$$

Factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos al volcamiento (C_b). (Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. AISC 360-10, 2010)

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{max}}{2,5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot R_m \leq 3,00 \quad (\text{Ecuación 103})$$

Donde:

M_{max} : Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado

M_A : Valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado

M_B : Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado

M_C : Valor absoluto del momento en el tercio cuarto del segmento no arriostrado

R_m : Parámetro de manosimetría de sección transversal

$$R_m = 1 \text{ (para miembros con doble simetría)}$$

$$R_m = 1 \text{ (para miembros con simple simetría solicitados a flexión con curvatura simple)}$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot 1676,58}{2,5 \cdot 1676,58 + 3 \cdot 1224,67 + 4 \cdot 1676,58 + 3 \cdot 1355,72} \cdot R_m \leq 3,00$$

$$C_b = 1,12 \leq 3,00 \text{ Ok}$$

Resistencia de diseño en flexión, ($\phi_b \cdot M_n$) donde $\phi_b = 0,9$

Fluencia

La resistencia a la fluencia se determina de la siguiente manera: (Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. AISC 360-10, 2010)

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (\text{Ecuación 104})$$

$$\phi_b \cdot M_n \quad (\text{Ecuación 105})$$

$$\phi_b = 0,90 \quad (\text{Ecuación 106})$$

Donde:

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado

Z_x = módulo de sección plástico entorno al eje x

Pandeo lateral torsional

La resistencia al pandeo lateral-torsional se determina de la siguiente manera: (Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. AISC 360-10, 2010)

$$M_n = C_b \cdot [M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot S_x) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)] \leq M_p \quad (\text{Ecuación 107})$$

Se debe controlar el rango de comportamiento que está trabajando la viga, y para ello es necesario conocer los valores límites de L_p y L_r de la sección.

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ecuación 108})$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_o}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot F_y}{E} \cdot \frac{S_x \cdot h_o}{J_c}\right)^2}} \quad (\text{Ecuación 109})$$

Donde:

c: 1.00; para secciones H con doble simetría

h_o: distancia entre el centroide de alas

E: Modulo de elasticidad del acero

J: Constante torsional

S_x: Modulo de sección elástico entorno al eje x

$$r_{ts} = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x} \quad (\text{Ecuación 110})$$

Donde:

C_w: Constante de alabeo de la sección transversal de un perfil

r_y, r_x: Radio de giro

d: Altura total del perfil

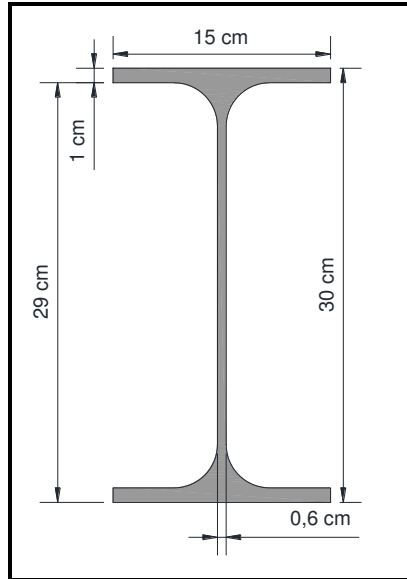
t_f: Espesor de ala

Tabla 62 Calculo de la longitud limite L_p

Calculo de L _p		
E=	2030000,00	Kg/cm ²
F _y =	2520,00	Kg/cm ²
R _y =	3,47	cm ³
L _p =	173,34	cm

Realizado: Autor

Figura 76 Dimensiones del perfil para las vigas secundarias



Realizado: Autor

Tabla 63 Calculo de la longitud limite Lr

Calculo de Lr		
E=	2030000,00	Kg/cm ²
Fy=	2520,00	Kg/cm ²
ry=	3,47	cm
rx=	12,58	cm
J=	11,57	cm ⁴
cw=	650000,00	cm ⁶
Ix=	7407,60	cm ⁴
Iy=	563,00	cm ⁴
Sx=	552,60	cm ³
Sy=	115,02	cm ³
rts ² =	34,62	
rts=	5,88	
c=	1,00	
d=	30,00	cm
tf=	1,00	cm
ho=	29,00	cm
lr=	734,21	cm

Realizado: Autor

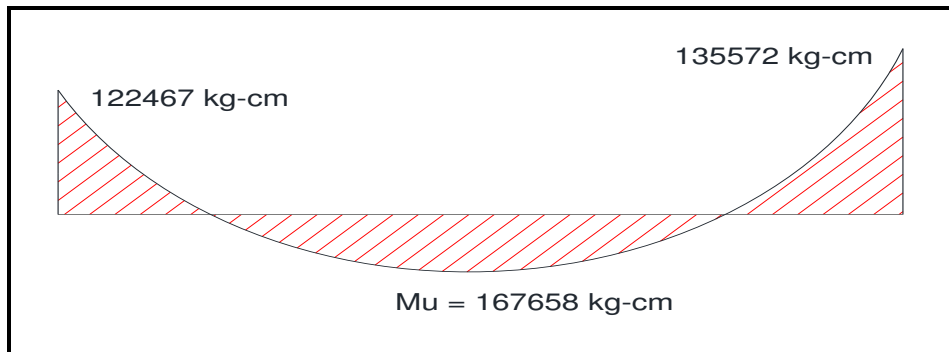
$$Lp = 173,34\text{cm} < Lb = 730,00\text{cm} < Lr = 734,21\text{cm} \text{ Ok}$$

Tabla 64 Calculo de la resistencia a la flexión

Resistencia a la flexión (Viga IPN T2)		
IPN 300		
Zx=	493,84	cm ³
Fy=	2520,00	kg/cm ²
Mp=	1244476,80	Kg-cm
Øb	0,90	
Øb·Mp=	1120029,12	Kg-cm

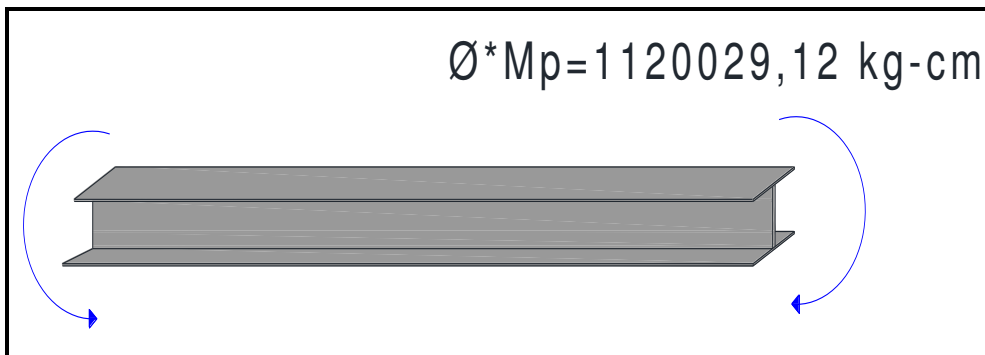
Realizado: Autor

Figura 77 Diagrama de momentos Mu



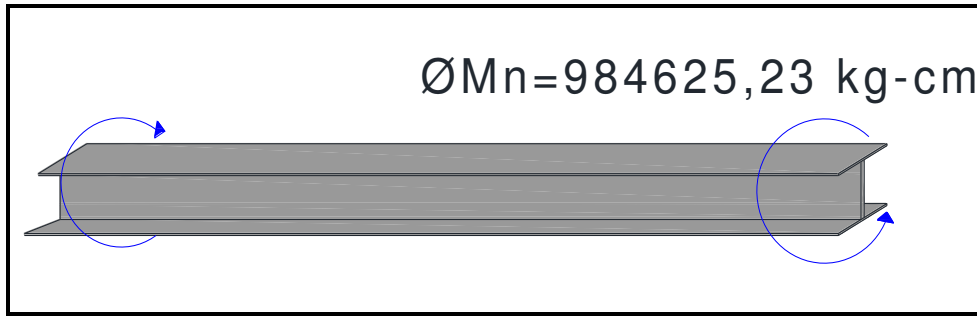
Realizado: Autor

Figura 78 Momento por flexión $\phi \cdot M_p$



Realizado: Autor

Figura 79 Momento por pandeo lateral-torsional $\phi \cdot M_n$



Realizado: Autor

Tabla 65 Calculo de la resistencia al pandeo lateral - torsional

Pandeo lateral - torsional (Viga IPN T2)		
IPN 300		
Cb=	1,12	
Mp=	1244476,80	Kg-cm
Fy=	2520	Kg/cm2
Sx=	552,60	cm3
Lb=	730	cm
Lp=	173,34	cm
Lr=	734,21	cm
Mn=	1094028,039	Kg-cm
Øb	0,90	
Øb·Mn=	984625,23	Kg-cm

OK

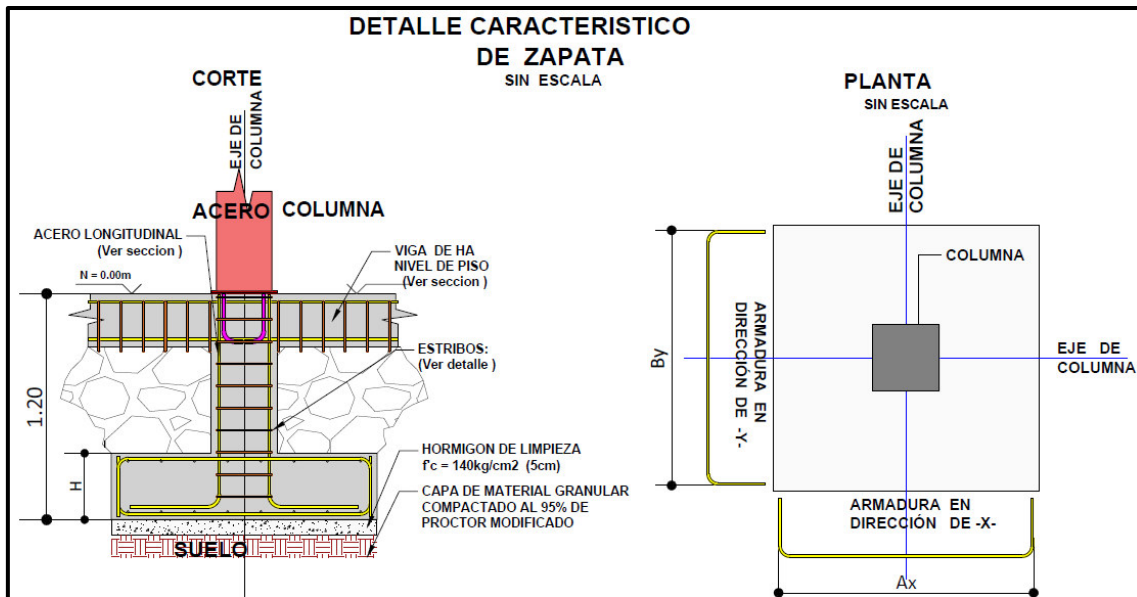
Realizado: Autor

$$\phi_b \cdot M_n > M_u < \phi_b \cdot M_p \quad (\text{Ecuación 111})$$

$$984625,23 \text{ Kg} \cdot \text{cm} > 167658,00 \text{ Kg} \cdot \text{cm} < 1120029,12 \text{ Kg} \cdot \text{cm} \quad \text{OK}$$

5.8 Calculo de zapata aislada centrada

Figura 80 Detalle de la zapata



Realizado: Autor

Diseño a cortante por punzonamiento

La resistencia a cortante por punzonamiento se determina de la siguiente manera: (American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14, 2014)

$$\phi V_c > V_u \quad (\text{Ecuación 112})$$

$$V_c = 0,55 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ecuación 113})$$

$$\phi = 0,75 \quad (\text{Ecuación 114})$$

Donde:

V_u : Fuerza cortante mayorada en la sección considerada

V_n : Resistencia nominal a cortante

b : ancho del alma

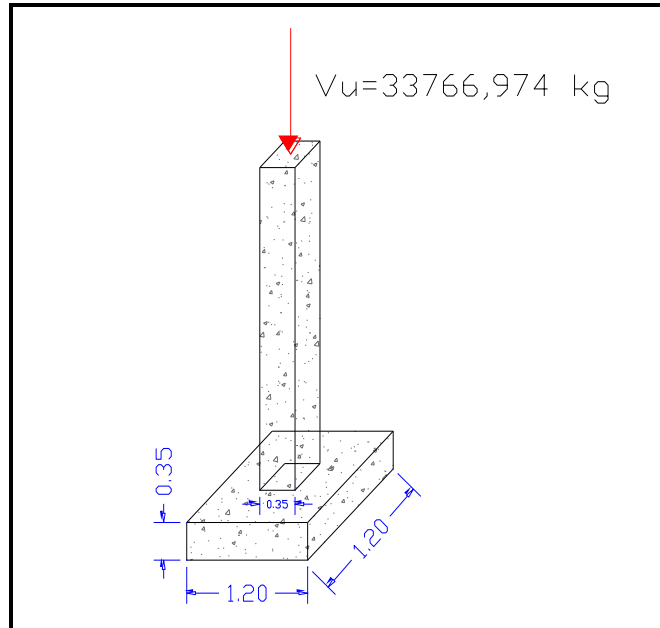
d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centro del refuerzo longitudinal en tracción

Figura 81 Reacción en el punto base 93

Joint Reactions in Joint Local CoordSys			
Joint Object	93	Joint Element	93
	1	2	3
Force	-612,170	-652,437	30766,974
Moment	97686,636	-99231,9	-247,357

Fuente: SAP2000

Figura 82 Detalle de la zapata



Realizado: Autor

Tabla 66 Diseño acorte por punzonamiento

Diseño a corte por punzonamiento (punto 93)		
Vu(Obtenido SAP2000)=	33766,974	kg
h=	35,00	cm
b=	155,00	cm
Avc(b·h)=	5425,00	cm ²
F'c=	240	kg/cm ²
vc=	8,52	kg/cm ²
Ø=	0,75	
ØVc=	34668,04	kg

Ok

Realizado: Autor

Diseño del refuerzo a flexión

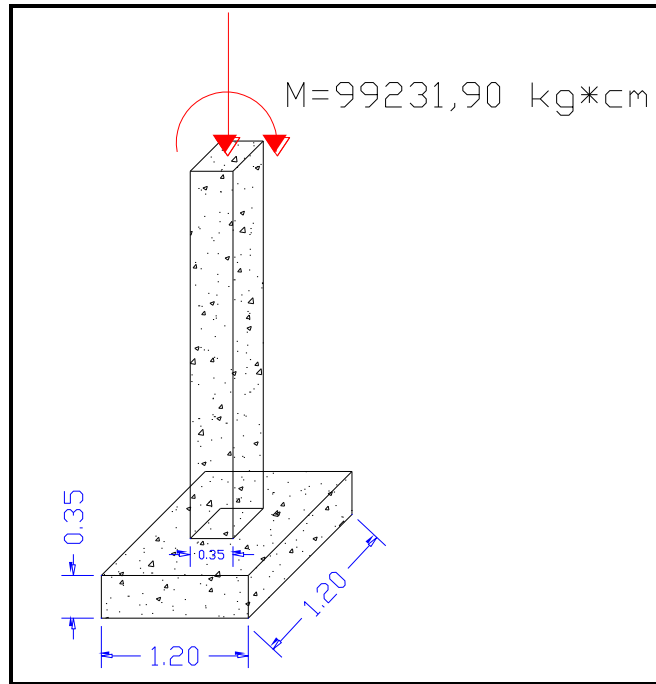
La resistencia del refuerzo a flexión se determina de la siguiente manera: (American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14, 2014)

$$\rho_{util} = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (\text{Ecuación 115})$$

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \quad (\text{Ecuación 116})$$

$$\rho_{max} = 0,025 \quad (\text{Ecuación 117})$$

Figura 83 Detalle de la zapata



Realizado: Autor

Tabla 67 Diseño del refuerzo a flexión

Diseño del refuerzo a flexión		
Momento max(Obtenido SAP2000)=	99231,90	kg*cm
Sección H ^o		
Peralte (h)=	35	cm
Base (b)=	120	cm
Recubrimiento=	7	cm
Peralte efectivo (d)=	28	
f'c=	240	Kg/cm
Acero de refuerzo		
Diámetro	# Varillas	Área (cm ²)
1,0	12	18,47
Fy =	4200	Kg/cm ²
Diseño		
Ø=	0,9	
a=(As*fy)/(0,85*f'c*b)	3,17	cm
ØMn=Ø*(As*fy*(d-a/2))	1844485,58	Kg-cm OK
Cuantía		
Pmin=	0,0033	
Putil=	0,0055	Ok
Pmax=	0,0250	

Realizado: Autor

CAPITULO VI: Análisis Comparativo Entre Acero Estructural y Hormigón Armado

En este último capítulo vamos a determinar los parámetros económicos, que nos permitirá seleccionar la mejor opción al momento de tomar una decisión para concebir la estructura

Tabla 68 Comparación económica

Tipo de Estructura	Área de construcción (m2)	Presupuesto (dólares)	Costo * m2 (Presupuesto/Área)
Acero Estructural	600,00	222735.35	371,23
Hormigón Armado	600,00	129749,84	215,89

Realizado: Autor

$$\% \text{ Incremento} = \frac{\text{Acero Estructural}}{\text{Hormigón Armado}} \quad (\text{Ecuación 118})$$

$$\% \text{ Incremento} = \frac{222735.35}{129749,84}$$

$$\% \text{ Incremento} = 71,66\%$$

De los datos conseguidos de esta comparación económica se obtiene que si construimos la estructura en Acero Estructural resultaría más costosa que construir en Hormigón Armado en un 71,66%, siendo el costo por metro cuadrado en Hormigón Armado de 215,89 dólares, mientras que en Acero Estructural el costo por metro cuadrado es de 371,23 dólares.

En cambio en la comparación técnica, el tiempo que le tomaría el proceso constructivo de la estructura en Acero Estructural son de 4,5 meses (tabla 55); en condiciones climatológicas óptimas, mientras que siendo de Hormigón Armado tomaría 5,5 meses concebir la estructura (tabla 56); de igual manera en condiciones optimas

Tabla 69 Cronograma de trabajo en hormigón armado

CRONOGRAMA DE TRABAJO

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

PROPUESTA EN HORMIGÓN ARMADO						PERIODOS MESES					
						Cimentación		Planta Baja		Segunda Planta	
Item	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unit.	P. Total	1 mes	2 mes	3 mes	4 mes	5 mes	6 mes
001	Bodega provisional	m2	25,00	50,88	1.271,92	■					
002	Cerramiento provisional	m	90,00	12,40	1.116,06	■	■	■	■		
003	Replanteo y nivelación	m2	300,00	1,68	503,39	■					
004	Excavación manual en material sin clasificar	m3	56,00	16,33	914,71	■					
005	Excavación mecánica en material sin clasificar	m3	165,2	2,77	457,16	■					
006	Relleno compactado con material de sitio	m3	25,00	6,26	156,57		■				
007	Relleno compactado con material de mejoramiento	m3	120,00	18,66	2.239,76		■				
008	Transporte de materiales hasta 6km, incluye pago en escombrera	m3	196,20	3,05	598,70		■				
009	Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm2	m3	3,50	110,70	387,46		■				
010	Hormigón Simple f'c= 240 kg/cm2	m3	121,76	141,77	17.262,62		■	■		■	■
011	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% Piedra) f'c= 180 kg/cm2	m3	49,2	116,04	5.709,23		■				
012	Encofrado recto de madera (varios usos), incluye apuntalamiento	m2	1225,182	13,40	16.414,65	■	■	■	■	■	
013	Casetones de 40*40*20 cm (varios usos)	u	1200,00	1,36	1.629,82				■		
014	Acero de refuerzo cortado y figurado (fy= 4200 kg/cm2)	kg	16196,59	3,78	61.215,67		■	■	■		■
015	Malla electrosoldada tipo R-84	m2	630	7,82	4.925,77			■		■	
016	Señalización	m	10	104,46	1.044,60	■	■	■	■	■	■
	SUBTOTAL				115848,07						
	12% DEL IVA				13901,77						
	TOTAL PROPUESTA PRESUPUESTO				129749,84						

Son: SON CIENTO VEINTE Y NUEVE MIL SETECIENTOS CUARENTA Y NUEVE 84/100 DÓLARES

Realizado: Autor

Tabla 70 Cronograma de trabajo en acero estructural

CRONOGRAMA DE TRABAJO

“CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA “CASA COMUNAL” PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI”

PROPUESTA EN ACERO ESTRUCTURAL						PERIODOS MESES				
						Cimentación	Planta Baja	Segunda Planta	Cubierta	
Item	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unit.	P. Total	1 mes	2 mes	3 mes	4 mes	5 mes
001	Bodega provisional	m2	25,00	50,88	1.271,92					
002	Cerramiento provisional	m	90,00	12,40	1.116,06					
003	Replanteo y nivelación	m2	300,00	1,68	503,39					
004	Excavación manual en material sin clasificar	m3	56,00	16,33	914,71					
005	Excavación mecánica en material sin clasificar	m3	165,20	2,77	457,16					
006	Relleno compactado con material de sitio	m3	25,00	6,26	156,57					
007	Relleno compactado con material de mejoramiento	m3	120,00	18,66	2.239,76					
008	Transporte de materiales hasta 6km, incluye pago en escombrera	m3	196,20	3,05	598,70					
009	Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm2	m3	3,50	110,70	387,46					
010	Hormigón Simple f'c= 240 kg/cm2	m3	96,90	141,77	13.738,19					
011	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% Piedra) f'c= 180 kg/cm2	m3	49,20	116,04	5.709,23					
012	Encofrado recto de madera (varios usos), incluye apuntalamiento	m2	320,47	13,40	4.293,58					
017	Placa colaborante de acero galvanizado e=0,65mm, para losa suministro y colocación, incluye conectores de cortante	kg	1783.51	25,52	45510.72					
014	Acero de refuerzo cortado y figurado (fy= 4200 kg/cm2)	kg	5370,23	3,78	20.297,00					
018	Acero ASTM A36 estructural en perfiles, suministros y montaje, incluye pintura anticorrosiva	kg	27044.62	3,54	95706.04					
015	Malla electrosoldada tipo R-84	m2	630,00	7,82	4.925,77					
016	Señalización	m	10,00	104,46	1.044,60					
	SUBTOTAL				198870.85					
	12% DEL IVA				23864.50					
	TOTAL PROPUESTA PRESUPUESTO				222735.35					

SON DOSCIENTOS VEINTE Y DOS MIL SETECIENTOS TREINTA Y CINCO 35/100 DÓLARES

Son:

Realizado: Autor

Tabla 71 Propuesta en hormigón armado



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA					
"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"					
Trabajo de Graduación:		Diego Gustavo Garcia Garcia			
PROPUESTA EN HORMIGÓN ARMADO					
Item	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P Total
001	Bodega provisional	m2	25,00	50,88	1.271,92
002	Cerramiento provisional	m	90,00	12,40	1.116,06
003	Replanteo y nivelación	m2	300,00	1,68	503,39
004	Excavación manual en material sin clasificar	m3	56,00	16,33	914,71
005	Excavación mecánica en material sin clasificar	m3	165,2	2,77	457,16
006	Relleno compactado con material de sitio	m3	25,00	6,26	156,57
007	Relleno compactado con material de mejoramiento	m3	120,00	18,66	2.239,76
008	Transporte de materiales hasta 6km, incluye pago en escombrera	m3	196,20	3,05	598,70
009	Hormigón Simple $f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$	m3	3,50	110,70	387,46
010	Hormigón Simple $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$	m3	121,76	141,77	17.262,62
011	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% Piedra) $f'c= 180 \text{ kg/cm}^2$	m3	49,2	116,04	5.709,23
012	Encofrado recto de madera (varios usos), incluye apuntalamiento	m2	1225,182	13,40	16.414,65
013	Casetones de 40*40*20 cm (varios usos)	u	1200,00	1,36	1.629,82
014	Acero de refuerzo cortado y figurado ($f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$)	kg	16196,594	3,78	61.215,67
015	Malla electrosoldada tipo R-84	m2	630	7,82	4.925,77
016	Señalización	m	10	104,46	1.044,60
	SUBTOTAL				115848,07
	12% DEL IVA				13901,77
	TOTAL PROPUESTA PRESUPUESTO				129749,84

Son:

SON CIENTO VEINTE Y NUEVE MIL SETECIENTOS CUARENTA Y NUEVE 84/100 DÓLARES

Realizado: Autor

Tabla 72 Propuesta en acero estructural



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA					
"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"					
Trabajo de Graduación:		Diego Gustavo Garcia Garcia			
PROPUESTA EN ACERO ESTRUCTURAL					
Item	Rubro	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P Total
001	Bodega provisional	m2	25,00	50,88	1.271,92
002	Cerramiento provisional	m	90,00	12,40	1.116,06
003	Replanteo y nivelación	m2	300,00	1,68	503,39
004	Excavación manual en material sin clasificar	m3	56,00	16,33	914,71
005	Excavación mecanica en material sin clasificar	m3	165,20	2,77	457,16
006	Relleno compactado con material de sitio	m3	25,00	6,26	156,57
007	Relleno compactado con material de mejoramiento	m3	120,00	18,66	2.239,76
008	Transporte de materiales hasta 6km, incluye pago en escombrera	m3	196,20	3,05	598,70
009	Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm2	m3	3,50	110,70	387,46
010	Hormigón Simple f'c= 240 kg/cm2	m3	96,90	141,77	13.738,19
011	Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% Piedra) f'c= 180 kg/cm2	m3	49,20	116,04	5.709,23
012	Encofrado recto de madera (varios usos), incluye apuntalamiento	m2	320,47	13,40	4.293,58
017	Placa colaborante de acero galvanizado e=0,65mm, para losa suministro y colocación, incluye conectores de cortante	kg	1783,51	25,52	45510,72
014	Acero de refuerzo cortado y figurado (fy= 4200 kg/cm2)	kg	5370,23	3,78	20.297,00
018	Acero ASTM A36 estructural en perfiles, suministros y montaje, incluye pintura anticorrosiva	kg	27044,62	3,54	95706,04
015	Malla electrosoldada tipo R-84	m2	630,00	7,82	4.925,77
016	Señalización	m	10,00	104,46	1.044,60
	SUBTOTAL				198870,85
	12% DEL IVA				23864,50
	TOTAL PROPUESTA PRESUPUESTO				222735,35

Son: SON DOSCIENTOS VEINTE Y DOS MIL SETECIENTOS TREINTA Y CINCO 35/100 DÓLARES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Al finalizar este trabajo de investigación se puede llegar a las siguientes conclusiones:

- El diseño de cada uno de los miembros estructurales para cada una de las variantes, tanto en Hormigón Armado como Acero Estructural, bajo las recomendaciones del ACI 318-14, como del AISC 2010, cumpliendo el criterio de columna fuerte – viga débil; para determinar las secciones respectivas de cada uno de los elementos.
- El resultado de comparación con respecto a la parte económica obtenemos que la estructura en Acero ser 45,519% más costosa que la de Hormigón Armado, aunque lleve más tiempo concebir la estructura según la comparación técnica en Hormigón Armado resultara más económico su construcción

Recomendaciones

- Como después de este análisis ha predominado evidente mente la opción de concebir la estructura en hormigón armado
- Los diseños estructurales deben estar sujetos a las normas de construcción que se encuentran vigentes en nuestro medio, verificando que los valores obtenidos se encuentren dentro de los límites máximos y mínimos establecidos.

Bibliografía

- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_DS. Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente. (2014). En *Normas Ecuatorianas de la Construcción*.
- American Concrete Institute ACI 318S-14 y ACI 318R-14*. (2014). Estados Unidos.
- American Society for Testing and Materials, ASTM A36/A36M-14. (2014). Estados Unidos.
- Apuntes, Ing. Roberto Gamón T. (2004).
- Aranha Domingues. (1979).
- Argimiro Castillo Gandica. (s.f.). Gráficos para el predimensionado de estructuras. Venezuela.
- Ediciones CAEC. (1996). *CUBICACIONES Y RESISTENCIAS DE MATERIALES*. Barcelona: Ediciones CAEC.
- Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis Ignacio Espino Marquez, Alfonso Emilio Olvera. (2005). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE CASAS HABITACIÓN*. Mexico D.F.: McGraw-Hill/Interamericana Editores, S.A. de C.V.
- Geotécnia y Cimentaciones (NEC_SE_GC). (2014). En *Norma Ecuatoriana de la Construcción* (pág. 18).
- Ing. Cecibel Torres Molinares; Ing. Pablo Martínez. (2006). *Procedimiento para Levantamiento Topográfico*.
- Ing. José Vázquez Calero. (2012). Apuntes de la asignatura de Estructuras .
- Ing. Juan Solá Quintuña. (2011). Apuntes de clases de Estructuras.
- Jack C. MacCormac. (2008). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. MÉTODO LRFD*. La Habana: Editorial Félix Varela.
- Marcelo Romo Proaño, M. Sc. (2008). CAPÍTULO VII. DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO. En M. S. Marcelo Romo Proaño, *TEMAS DE HORMIGÓN ARMADO*. Quito.
- Marcelo Romo Proaño, M.Sc. (2008). CAPÍTULO IX. INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE CIMENTACIONES DE HORMIGÓN ARMADO. En M. Marcelo Romo Proaño, *TEMAS DE HORMIGÓN ARMADO*. Quito.
- Marcelo Romo Proaño, M.Sc. (2008). CAPITULO VIII. DISEÑO DE LOSAS DE HORMIGÓN ARMADO. En M. Marcelo Romo Proaño, *TEMAS DE HORMIGÓN ARMADO*. Quito.
- Marcelo Romo Proaño, M.Sc. (2008). CAPÍTULO X. COMPRESION AXIAL EN LOS ELEMNTOS DE HORMIGON ARMADO. En M. Marcelo Romo Proaño, *TEMAS DE HORMIGÓN ARMADO* (pág. 9). Quito.
- NEC-11. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. CAPITULO 1. CARGAS Y MATERIALES. (2011).

- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_AC. Estructuras de Acero. (2014). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*.
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas. (2014). En *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*.
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_CG. Cargas no Sísmicas. (2014). En *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*.
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. NEC_SE_HM. Estructuras de Hormigón Armado. (2014). En *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*.
- Oscar González Cuevas; Francisco Robles Fernández-Villegas. (2005). *ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO*. México: Limusa S.A.,
- R. C. HIBBELER. (2012). *Análisis Estructural*. Mexico.
- Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. AISC 360-10. (2010).*
- Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. AISC 360-10. (2010).*

ANEXOS



UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA

COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

CASILLA 01.01.1937
CUENCA-ECUADOR

Oficio No. 251-015.016 UAICAD-UCACUE
Cuenca a, 16 de febrero de 2016

Licenciado
Martín Lucero
PRESIDENTE
GAD PARROQUIAL DE SAYAUSI
En su despacho.-

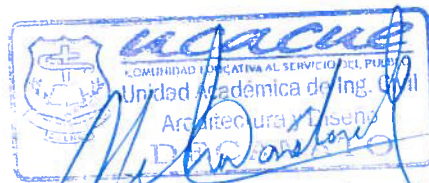
De mi consideración:

Luego de expresarle un cordial saludo, nos permitimos informar que el Señor **DIEGO GUSTAVO GARCIA GARCIA**, alumno de la carrera de Ingeniería Civil de la Unidad Académica de Ingeniería Civil, Arquitectura y Diseño de la Universidad Católica de Cuenca, se encuentra interesado en desarrollar el proyecto de tesis sobre **CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGON ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI.**

En tal sentido, nos comprometemos como **UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**, entregar los estudios realizados que refleje del **CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL** antes indicado; para los intereses particulares del **GAD PARROQUIAL DE SAYAUSI**, bajo nuestra responsabilidad.

Por la favorable acogida que sabrá dar a la presente, anticipo mi agradecimiento.

Atentamente,



Ing. Federico Córdova González
DECANO DE LA UNIDAD ACADÉMICA
DE INGENIERIA CIVIL, ARQUITECTURA Y DISEÑO



FECHA **25 FEB 2016** HORA: **12:00**

RECIBIDO POR: **F. Alvarez**

CANTIDAD	HOJAS	CARPETAS	SOBRES	CD'S	OTROS
99	-	-	-	-	-
2016					



Gobierno Parroquial de Sayausí

Administración 2014 - 2019

Oficio N° 031 G.P.S.

Sayausí, 25 de febrero del 2016

Ingeniero

Federico Córdova González

**DECANO DE LA UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL,
ARQUITECTURA Y DISEÑO**

Presente

De mi consideración

Reciba un cordial saludo y a la vez todo deseo de éxito en las labores que desempeña muy acertadamente.

En respuesta al oficio N° 251-015.016 UAICAS-UCACUE en donde se comprometen como Universidad Católica de Cuenca entregar los estudios realizados que refleje del Cálculo y Diseño Estructural; en tal sentido acepto que el señor Diego Gustavo García García realice el proyecto de tesis del Cálculo y Diseño Estructural Comparativo entre Acero Estructural y Hormigón Armado de la Casa Comunal, siempre que se cumpla con el compromiso de entregar los estudios antes indicados.

Me suscribo de usted con sentimiento de consideración y estima.

Atentamente


Lcdo. Martín E. Lucero Quito
PRESIDENTE DEL GOBIERNO PARROQUIAL DE SAYAUSÍ
M.L/f.a.



Anexo 1 Análisis de precios unitarios



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo García García

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 001
Rubro: Bodega provisional
Unidad: m²

EQUIPO

Descripción:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramientas varias	1,00	0,50	0,50	0,60	0,30
Amoladora	1,00	0,50	0,50	0,60	0,30
Parcial A					0,60

MANO DE OBRA

Descripción:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Peon	3,00	3,01	9,03	0,80	7,22
Albañil	2,00	3,05	6,10	0,80	4,88
Inspector de obra	1,00	3,38	3,38	0,80	2,70
Parcial B					14,81

MATERIALES

Descripción:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Clavos de 2" a 31/2"	kg	0,40	2,20	0,88
Pingos de Eucaliptos 4 a 7 metros	m	3,00	1,00	3,00
Tira 2,50m	u	3,00	1,20	3,60
Plancha de zinc	u	0,80	11,50	9,20
Plywood	u	0,30	22,00	6,60
f'c= 140 kg/cm ² , e=4cm	m ²	0,04	110,70	4,43
Parcial C				27,71

TOTAL COSTO DIRECTO		43,12
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	7,76
COSTO TOTAL DEL RUBRO		50,88

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo García García

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 002
Rubro: Cerramiento provisional
Unidad: m

EQUIPO

Descripción:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramientas varias	1,00	0,50	0,50	0,60	0,30
Parcial A					0,30

MANO DE OBRA

Descripción:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Peon	3,00	3,01	9,03	0,10	0,90
Albañil	1,00	3,05	3,05	0,10	0,31
Maestro de obra	1,00	3,21	3,21	0,10	0,32
Parcial B					1,53

MATERIALES

Descripción:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Postes de madera 3 metros	u	1,00	2,50	2,50
Excavación manual en material sin clasificar	m3	0,40	10,45	4,18
Tela para cerramiento provisional	m	1,00	2,00	2,00
Parcial C				8,68

TOTAL COSTO DIRECTO		10,51
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	1,89
COSTO TOTAL DEL RUBRO		12,40

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo García García

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 003
Rubro: Replanteo y nivelación
Unidad: m2

EQUIPO

Descripción:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramientas varias	1,00	0,50	0,50	0,05	0,03
Equipo de topografía	1,00	3,00	3,00	0,05	0,15
Parcial A					0,18

MANO DE OBRA

Descripción:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Peon	1,00	3,01	3,01	0,10	0,30
Albañil	1,00	3,05	3,05	0,10	0,31
Topografo	1,00	3,21	3,21	0,10	0,32
Parcial B					0,93

MATERIALES

Descripción:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Clavos de 2" a 3 1/2"	kg	0,10	2,20	0,22
Pingos de Eucaliptos 4 a 7 metros	m	0,10	1,00	0,10
Parcial C				0,32

TOTAL COSTO DIRECTO		1,42
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,26
COSTO TOTAL DEL RUBRO		1,68

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo García García

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 004
Rubro: Excavación manual en material sin clasificar
Unidad: m3

EQUIPO

Descripción:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramientas varias	1,00	0,50	0,50	2,00	1,00
Parcial A					1,00

MANO DE OBRA

Descripción:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Maestro de obra	1,00	3,21	3,21	0,25	0,80
Peon	2,00	3,01	6,02	2,00	12,04
Parcial B					12,84

TOTAL COSTO DIRECTO		13,84
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	2,49
COSTO TOTAL DEL RUBRO		16,33

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo Garcia Garcia

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 005
Rubro: Excavación mecanica en material sin clasificar
Unidad: m3

EQUIPO

Descripcion:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Retroexcavadora	1,00	25,00	25,00	0,06	1,50
Parcial A					1,50

MANO DE OBRA

Descripcion:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Maestro de obra	1,00	3,21	3,21	0,05	0,16
Peon	2,00	3,01	6,02	0,06	0,36
Ayudante de maquinaria	1,00	3,09	3,09	0,05	0,15
Operador de Maquinaria pesada	1,00	3,38	3,38	0,05	0,17
Parcial B					0,85

TOTAL COSTO DIRECTO		2,35
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,42
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2,77

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo Garcia Garcia

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 006
Rubro: Relleno compactado con material de sitio
Unidad: m3

EQUIPO

Descripcion:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramientas varias	1,00	0,40	0,40	0,35	0,14
Vibroapisonador	1,00	3,00	3,00	0,35	1,05
Parcial A					1,19

MANO DE OBRA

Descripcion:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Peon	1,00	3,01	3,01	0,25	0,75
Albañil	1,00	3,05	3,05	0,25	0,76
Maestro de obra	1,00	3,21	3,21	0,25	0,80
Parcial B					2,32

MATERIALES

Descripcion:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Agua	lt	10,00	0,05	0,50
Material de sitio	m3	1,00	1,30	1,30
Parcial C				1,80

TOTAL COSTO DIRECTO		5,31
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,96
COSTO TOTAL DEL RUBRO		6,26

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo Garcia Garcia

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 007
Rubro: Relleno compactado con material de mejoramiento
Unidad: m3

EQUIPO

Descripcion:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramientas varias	1,00	0,40	0,40	0,35	0,14
Vibroapisonador	1,00	3,00	3,00	0,35	1,05
Parcial A					1,19

MANO DE OBRA

Descripcion:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Peon	1,00	3,01	3,01	0,25	0,75
Albañil	1,00	3,05	3,05	0,25	0,76
Maestro de obra	1,00	3,21	3,21	0,25	0,80
Parcial B					2,32

MATERIALES

Descripcion:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Agua	lt	10,00	0,05	0,50
Material de mejoramiento puesto en obra	m3	1,00	11,81	11,81
Parcial C				12,31

TOTAL COSTO DIRECTO		15,82
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	2,85
COSTO TOTAL DEL RUBRO		18,66

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo García García

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 008
Rubro: Transporte de materiales hasta 6km, incluye pago en escombrera
Unidad: m3

EQUIPO

Descripción:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Volquetas 8,00m3	1,00	28,00	28,00	0,05	1,40
Parcial A					1,40

MANO DE OBRA

Descripción:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Chofer de volqueta	1,00	4,36	4,36	0,10	0,44
Parcial B					0,44

MATERIALES

Descripción:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Pago por concepto de escombrera	m3	1,00	0,75	0,75
Parcial C				0,75

TOTAL COSTO DIRECTO		2,59
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,47
COSTO TOTAL DEL RUBRO		3,05

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo Garcia Garcia

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 009
Rubro: Hormigón Simple $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$
Unidad: m3

EQUIPO

Descripcion:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramienta varias	6,00	0,50	3,00	0,80	2,40
Concretera de un saco	1,00	4,00	4,00	0,80	3,20
Parcial A					5,60

MANO DE OBRA

Descripcion:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Maestro de obra	1,00	3,21	3,21	0,50	1,61
Peon	3,00	3,01	9,03	0,50	4,52
Ayudante de Albañil	1,00	3,01	3,01	0,50	1,51
Parcial B					7,63

MATERIALES

Descripcion:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Agua	lt	180,00	0,05	9,00
Arena puesta en obra	m3	0,60	18,00	10,80
Grava puesta en obra	m3	1,00	18,00	18,00
Cemento portland tipo I, puesto en obra	saco	5,50	7,78	42,79
Parcial C				80,59

TOTAL COSTO DIRECTO		93,82
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	16,89
COSTO TOTAL DEL RUBRO		110,70

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo Garcia Garcia

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 010
Rubro: Hormigón Simple $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
Unidad: m³

EQUIPO

Descripcion:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramienta varias	6,00	0,50	3,00	0,80	2,40
Concretera de un saco	1,00	4,00	4,00	0,80	3,20
Parcial A					5,60

MANO DE OBRA

Descripcion:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Maestro de obra	1,00	3,21	3,21	0,50	1,61
Peon	3,00	3,01	9,03	0,50	4,52
Ayudante de Albañil	1,00	3,01	3,01	0,50	1,51
Parcial B					7,63

MATERIALES

Descripcion:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Agua	lt	180,00	0,05	9,00
Arena puesta en obra	m ³	0,55	18,00	9,90
Grava puesta en obra	m ³	1,00	18,00	18,00
Cemento portland tipo I, puesto en obra	saco	9,00	7,78	70,02
Parcial C				106,92

TOTAL COSTO DIRECTO		120,15
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	21,63
COSTO TOTAL DEL RUBRO		141,77

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo Garcia Garcia

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 011
Rubro: Hormigón ciclópeo (60% H.S. y 40% Piedra) $f'c= 180 \text{ kg/cm}^2$
Unidad: m3

EQUIPO

Descripcion:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramienta varias	6,00	0,50	3,00	0,80	2,40
Parcial A					2,40

MANO DE OBRA

Descripcion:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Maestro de obra	1,00	3,21	3,21	0,50	1,61
Peon	2,00	3,01	6,02	0,50	3,01
Ayudante de Albañil	1,00	3,01	3,01	0,50	1,51
Parcial B					6,12

MATERIALES

Descripcion:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Agua	lt	90,00	0,05	4,50
Piedra puesta en obra	m3	0,40	18,00	7,20
Hormigón Simple $f'c= 180 \text{ kg/cm}^2$	m3	0,60	130,20	78,12
Parcial C				89,82

TOTAL COSTO DIRECTO		98,34
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	17,70
COSTO TOTAL DEL RUBRO		116,04

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo García García

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 012
Rubro: Encogrado recto de madera (varios usos), incluye apuntalamiento
Unidad: m²

EQUIPO

Descripción:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramienta varias	3,00	0,50	1,50	0,10	0,15
Parcial A					0,15

MANO DE OBRA

Descripción:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Maestro de obra	1,00	3,21	3,21	0,10	0,32
Peon	2,00	3,01	6,02	0,10	0,60
Ayudante de Albañil	1,00	3,01	3,01	0,10	0,30
Parcial B					1,22

MATERIALES

Descripción:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Clavos de 2" a 3 1/2"	kg	0,40	2,20	0,88
Pingos de Eucaliptos 4 a 7 metros	m	3,00	1,00	3,00
Tira 2,50m	m	3,00	1,20	3,60
Tabla de encofrado	u	1,00	2,50	2,50
Parcial C				9,98

TOTAL COSTO DIRECTO		11,35
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	2,04
COSTO TOTAL DEL RUBRO		13,40

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo García García

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 013
Rubro: Casetones de 40*40*20 cm (varios usos)
Unidad: u

EQUIPO

Descripción:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramienta varias	1,00	0,50	0,50	0,10	0,05
Parcial A					0,05

MANO DE OBRA

Descripción:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Ayudante de Albañil	1,00	3,01	3,01	0,10	0,30
Parcial B					0,30

MATERIALES

Descripción:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Casetones de 40*40*20cm	u	1,00	0,80	0,80
Parcial C				0,80

TOTAL COSTO DIRECTO		1,15
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,21
COSTO TOTAL DEL RUBRO		1,36

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo García García

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 014
Rubro: Acero de refuerzo cortado y figurado ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$)
Unidad: kg

EQUIPO

Descripción:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramienta varias	1,00	0,50	0,50	0,10	0,05
Amoladora	1,00	0,50	0,50	1,10	0,55
Parcial A					0,60

MANO DE OBRA

Descripción:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Maestro de obra	1,00	3,21	3,21	0,10	0,32
Peon	1,00	3,01	3,01	0,10	0,30
Ayudante de fierro	1,00	3,01	3,01	0,10	0,30
Fierro	1,00	3,05	3,05	0,10	0,31
Parcial B					1,23

MATERIALES

Descripción:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Acero en varillas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1,10	1,25	1,38
Alambre de amarre No. 18 negro recocado	kg	0,05	1,96	0,10
Parcial C				1,38

TOTAL COSTO DIRECTO		3,20
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,58
COSTO TOTAL DEL RUBRO		3,78

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo García García

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 015
Rubro: Malla electrosoldada tipo R-84
Unidad: m2

EQUIPO

Descripción:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramienta varias	1,00	0,50	0,50	0,10	0,05
Amoladora	1,00	0,50	0,50	1,10	0,55
Parcial A					0,60

MANO DE OBRA

Descripción:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Maestro de obra	1,00	3,21	3,21	0,10	0,32
Peon	1,00	3,01	3,01	0,50	1,51
Parcial B					1,83

MATERIALES

Descripción:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Malla electrosoldada tipo R-84	u	0,10	42,00	4,20
Alambre de amarre No. 18 negro recocido	kg	0,10	2,10	0,21
Parcial C				4,20

TOTAL COSTO DIRECTO		6,63
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	1,19
COSTO TOTAL DEL RUBRO		7,82

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo García García

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 016
Rubro: Señalización
Unidad: m

EQUIPO

Descripción:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramienta varias	1,00	0,50	0,50	0,10	0,05
Parcial A					0,05

MANO DE OBRA

Descripción:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Peon	1,00	3,01	3,01	0,50	1,51
Parcial B					1,51

MATERIALES

Descripción:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Paso peatonal	m	1,00	34,85	34,85
Suministro e instalación de plástico	m2	1,00	0,12	0,12
Suministro e instalación de señales	u	1,00	40,47	40,47
Suministro e instalación de cinta	m	1,00	0,32	0,32
Suministro e instalación de poste delineador	u	1,00	3,40	3,40
Suministro e instalación de poste conos	u	1,00	6,68	6,68
Suministro e instalación de malla de seguridad	m	1,00	1,13	1,13
Parcial C				86,97

TOTAL COSTO DIRECTO		88,53
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	15,93
COSTO TOTAL DEL RUBRO		104,46

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo Garcia Garcia

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 017
Rubro: Placa colaborante de acero galvanizado $e=0,65\text{mm}$, para losa suministro y colocación, incluye conectores de cortante
Unidad: kg

EQUIPO

Descripcion:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramienta varias	1,00	0,50	0,50	0,10	0,05
Equipo de suelda	1,00	0,80	0,80	0,50	0,40
Parcial A					0,45

MANO DE OBRA

Descripcion:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Albañil	1,00	3,05	3,05	0,50	1,53
Peon	1,00	3,01	3,01	0,50	1,51
Maestro mayor en ejecución de obras	1,00	4,00	4,00	0,50	2,00
Parcial B					5,03

MATERIALES

Descripcion:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Acero en varillas $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$	kg	0,50	1,12	0,56
Suelda 6011	kg	0,50	2,57	1,29
Placa Colaborante $e=65\text{mm}$	u	1,00	14,30	14,30
Parcial C				16,15

TOTAL COSTO DIRECTO		21,63
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	3,89
COSTO TOTAL DEL RUBRO		25,52

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo Garcia Garcia

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Item: 018
Rubro: Acero ASTM A36 estructural en perfiles, suministros y montaje, incluye pintura anticorrosiva
Unidad: kg

EQUIPO

Descripcion:	Cantidad:	Tarifa:	C/Hora:	Rendim:	Costo
Herramienta varias	2,00	0,50	1,00	0,05	0,05
Compresor/ Soplete	0,50	1,50	0,75	0,05	0,04
Soldadora Electrica 240A	1,00	1,00	1,00	0,01	0,01
Grua Movil	1,00	30,00	30,00	0,01	0,30
Parcial A					0,40

MANO DE OBRA

Descripcion:	Cantidad:	Jor/hora	C/Hora:	Rendim:	Costo
Maestro soldador calificado	1,00	3,06	3,06	0,05	0,15
Maestro de obra	1,00	3,21	3,21	0,05	0,16
Ayudante de fierro	1,00	3,01	3,01	0,05	0,15
Operador de grua	1,00	3,38	3,38	0,05	0,17
Parcial B					0,63

MATERIALES

Descripcion:	Unidad	Cantidad	P. Unita	Costo
Acero A36 acero plancha laminado en caliente	kg	1,00	1,28	1,28
Soldadura 70/18*1/8"	kg	0,05	3,95	0,20
Anticorrosivo	gl	0,01	12,10	0,12
Esmalte	gl	0,01	23,80	0,24
Diluyente	gl	0,01	13,20	0,13
Parcial C				1,97

TOTAL COSTO DIRECTO		3,00
C. INDIRECTO Y UTILIDAD	18%	0,54
COSTO TOTAL DEL RUBRO		3,54

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

Trabajo de Graduación: Diego Gustavo García García

CANTIDADES DE OBRA

Item:	Rubro:	Unidad:	Elemento:	Longitud:	Ancho:	Altura:	Total:
009	Hormigón Simple f'c= 140 kg/cm ²	m ³	Zapatas #16	1,70	1,70	0,075	3,50
010	Hormigón Simple f'c= 240 kg/cm ²	m ³	Zapatas #16	1,20	1,20	0,35	8,06
			Vigas +0,00m	130,40	0,30	0,30	11,74
			Vigas +3,00m	130,40	0,30	0,50	19,56
			Vigas +6,00m	130,40	0,30	0,40	15,65
			Columnas #16	6,85	0,35	0,35	13,43
			Losa +3,00m H. Armado	20,00	15,00	0,12	36,60
			Gradas	6,6	1,2	0,25	1,98
			Desperdicios				14,75
			Hormigón Armado			Total	121,76
014	Acero de refuerzo cortado y figurado (fy= 4200 kg/cm ²)	kg	Cimentación incluye columnas				5070,23
			Losa +3,00m H. Armado				4742,31
			Vigas +6,00m H. Armado				2508,40
			Perfiles en Cubierta				3545,51
			Placas de anclaje				30,14
			Gradas				200
			Desperdicios				100
			Hormigón Armado			Total	16196,59
010	Hormigón Simple f'c= 240 kg/cm ²	m ³	Zapatas #16	1,2	1,2	0,35	8,06
			Vigas +0,00m	130,4	0,3	0,3	11,74
			Columnas #16	0,85	0,35	0,35	1,67
			Losa +3,00m H. Armado	20,00	15,00	0,21	63,30
			Gradas	6,6	1,2	0,25	1,98
			Desperdicios				10,15
			Acero Estructural			Total	96,90

Firma



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

"CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGÓN ARMADO DE LA "CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI"

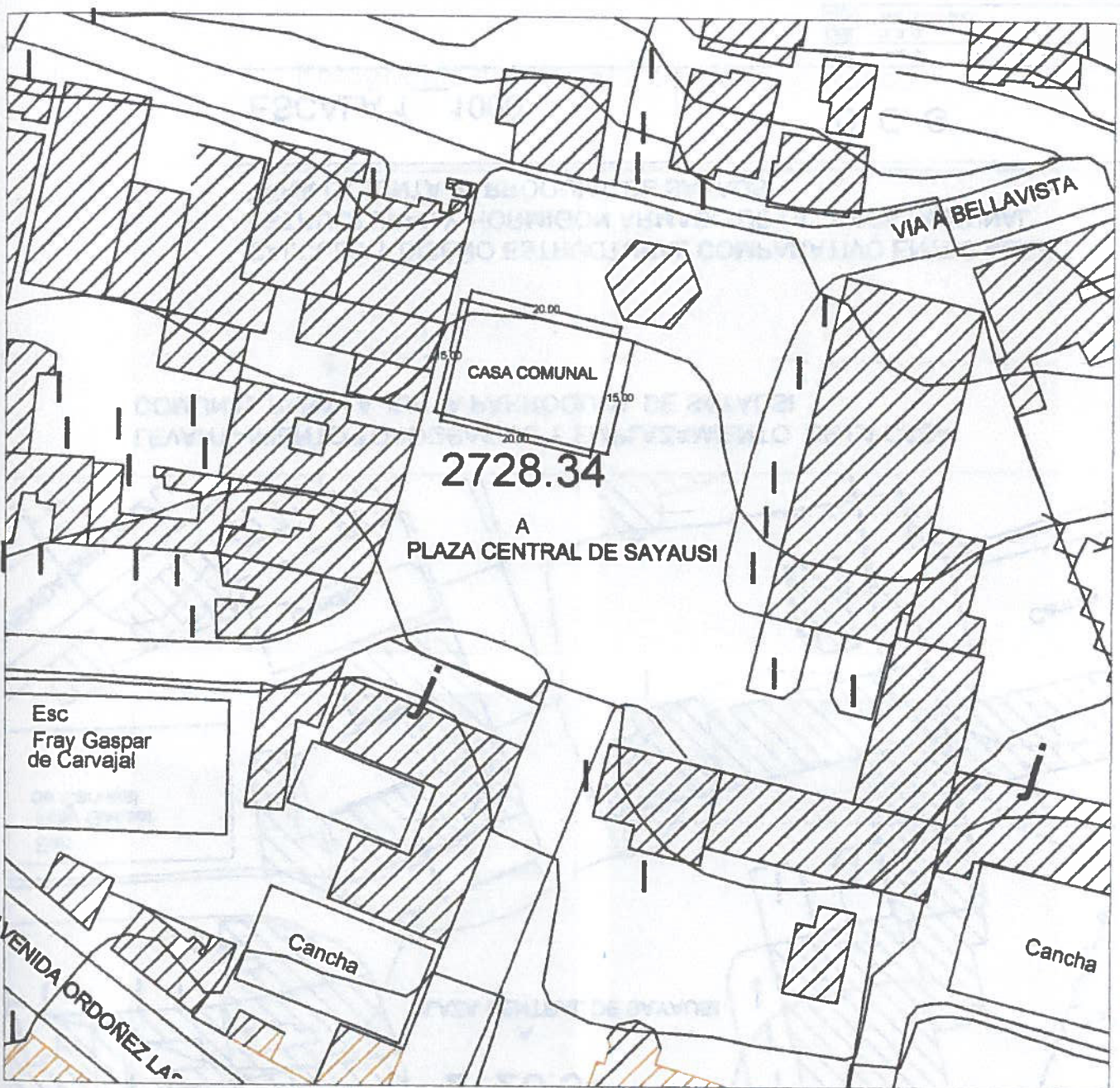
Trabajo de Graduación: Diego Gustavo García García

CANTIDADES DE OBRA

Item:	Rubro:	Unidad:	Elemento:	Longitud:	Ancho:	Altura:	Total:	
014	Acero de refuerzo cortado y figurado (fy= 4200 kg/cm2)	kg	Cimentación incluye columnas				1599,72	
			Gradas				200,00	
			Perfiles en Cubierta				3545,51	
			Desperdicios				25,00	
			Acero Estructural			Total	5370,23	
018	Acero ASTM A36 estructural en perfiles, suministros y montaje, incluye pintura anticorrosiva	kg	Vigas +3,00m + Columna				18576,04	
			Vigas +6,00m + Columna				7669,136	
			Placas de anclaje				799,444	
			Acero Estructural			Total	27044,62	
017	Placa colaborante	Kg	Kubilosa e=0,65			281,31	1783,51	
			Acero Estructural			Total	1783,51	

Firma

Anexo 2 Levantamiento topográfico



LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO Y EMPLAZAMIENTO DE LA CASA COMUNAL PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE ACERO ESTRUCTURAL Y HORMIGON ARMADO DE LA " CASA COMUNAL" PARA LA JUNTA PARROQUIAL DE SAYAUSI

ESCALA 1_1000	D. G. G.	
	DIS. D. G. G. DIB. D. G. G. REV. ING. JUAN SOLA	
	DIEGO GARCIA GARCIA	
	FECHA 06/04/2016	HOJA 1/1

Fotografías del levantamiento topográfico



Anexo 3 Fotografías del proceso de inspección del suelo

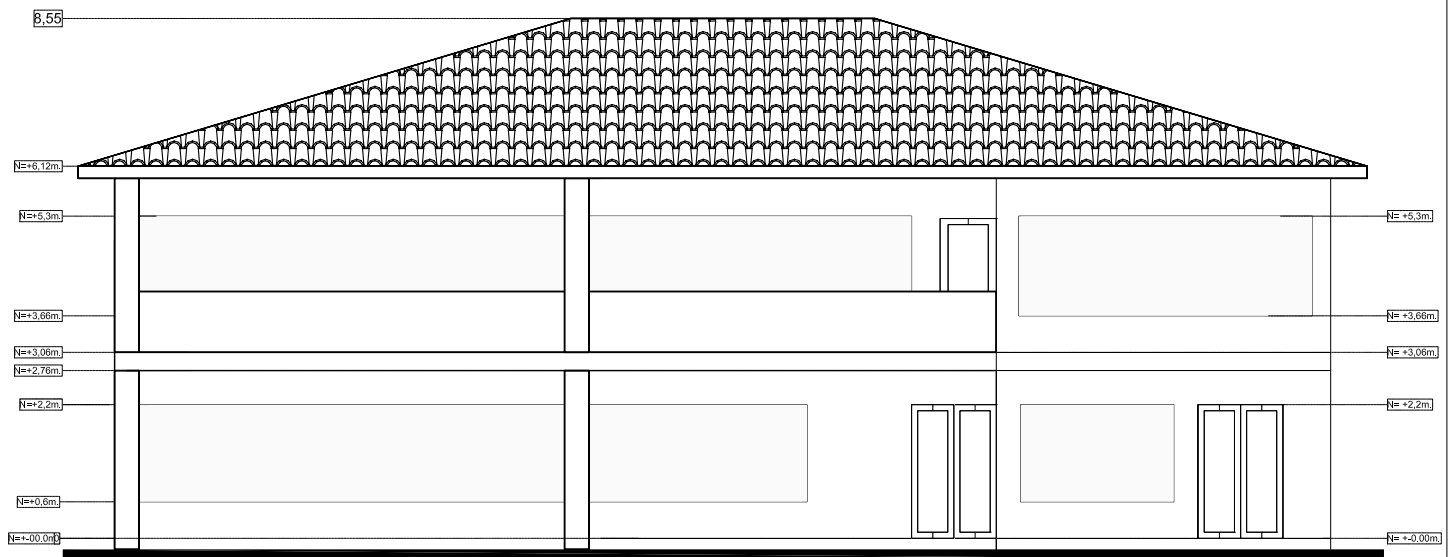
Perforación para reconocer tipo de material



Perforación de suelo (altura de 3,50m)



Anexo 4 Plano arquitectónico



ELEVACION FRONTAL

PROYECTO: "Casa Comunal de la Parroquia Sayausí"

ESCALA:



OBSERVACIONES:

DIS: Diego Gustavo Garcia Garcia

DIB: Diego Gustavo Garcia Garcia

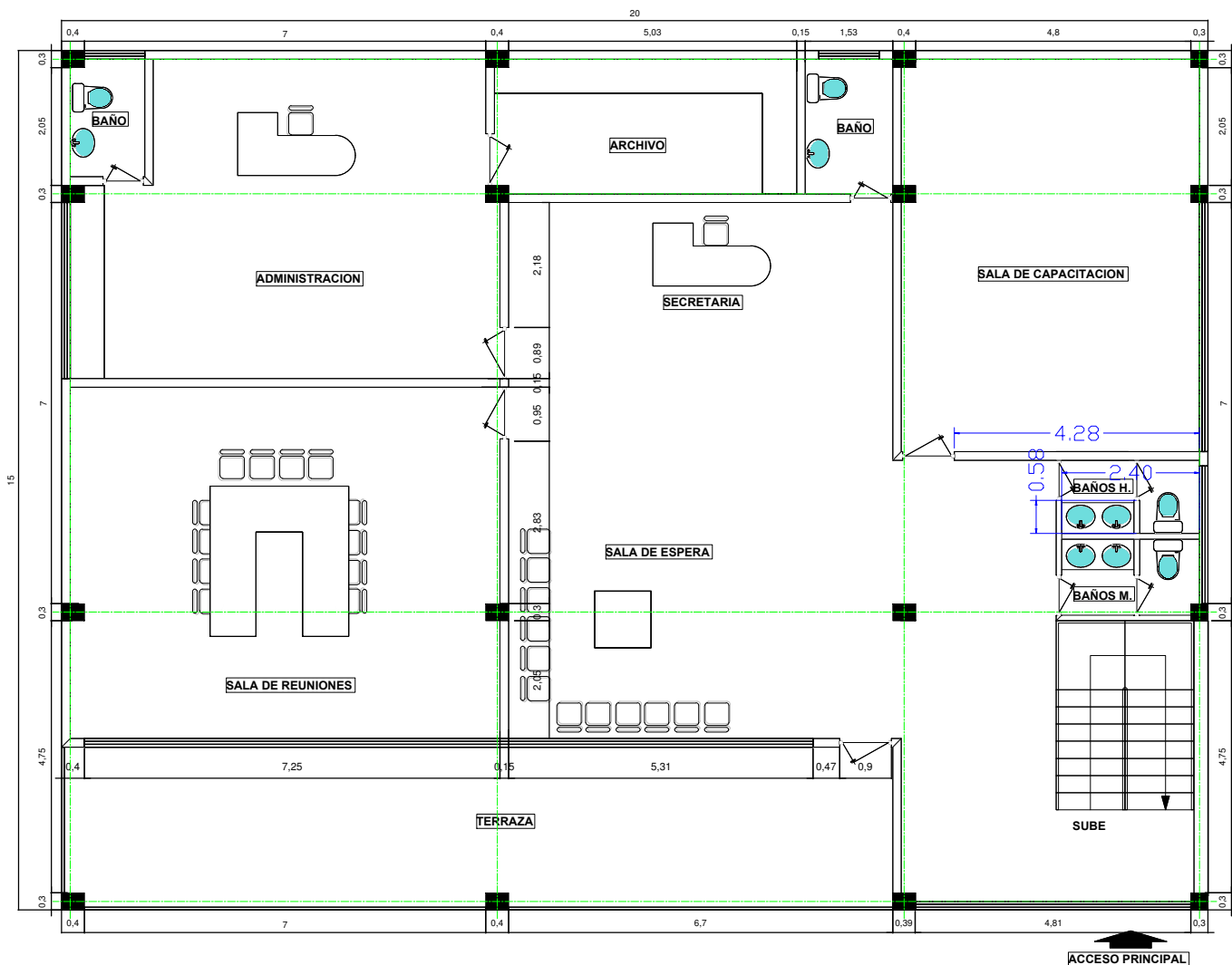
REV: Ing. Juan Sola Q.

Diego Gustavo Garcia Garcia
 Tesista de Ingeniería Civil


CONTENIDO: Elevación Frontal

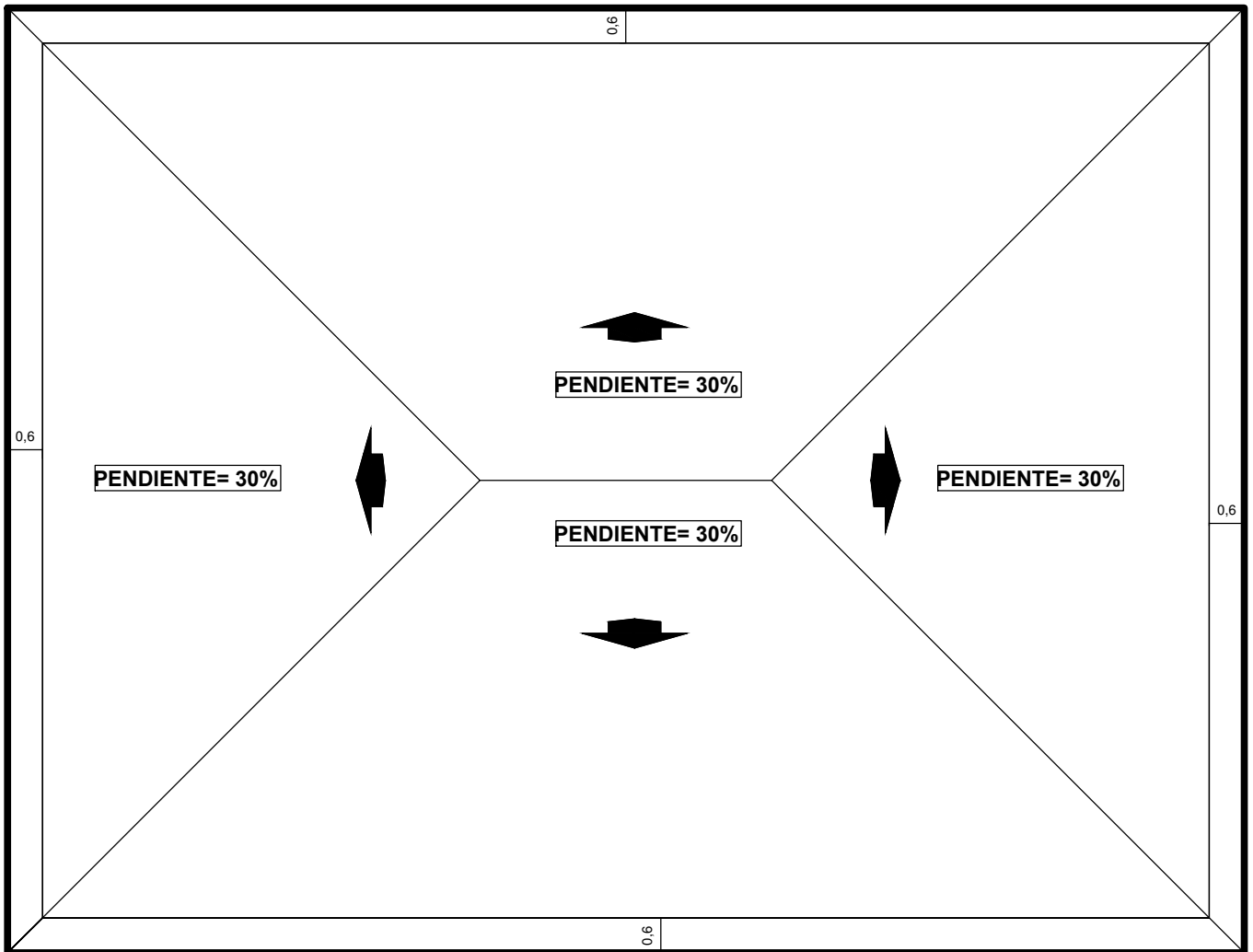
Fecha: 28/Abril/2016

Hoja: 01 de 04




PLANTA ALTA

PROYECTO: "Casa Comunal de la Parroquia Sayausí"	
ESCALA: 1__ 120	 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA CORPUNO EDUCATIVO AL SERVICIO DEL PUEBLO DIS: Diego Gustavo Garcia Garcia DIB: Diego Gustavo Garcia Garcia REV: Ing. Juan Sola Q.
OBSERVACIONES:	
<p style="text-align: center;">_____ Diego Gustavo Garcia Garcia Tesista de Ingenieria Civil</p>	
CONTENIDO: Planta Alta	Fecha: 28/Abril/2016 Hoja: 03 de 04



PLANTA DE CUBIERTAS

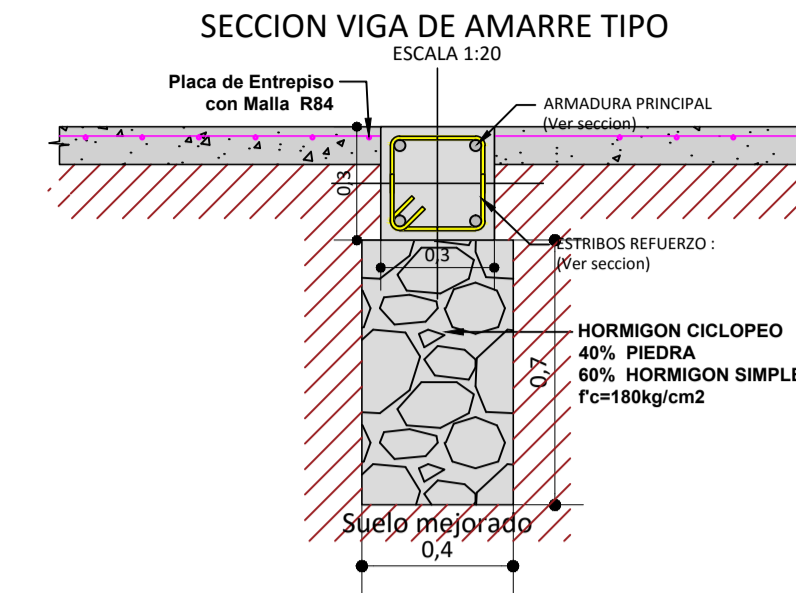
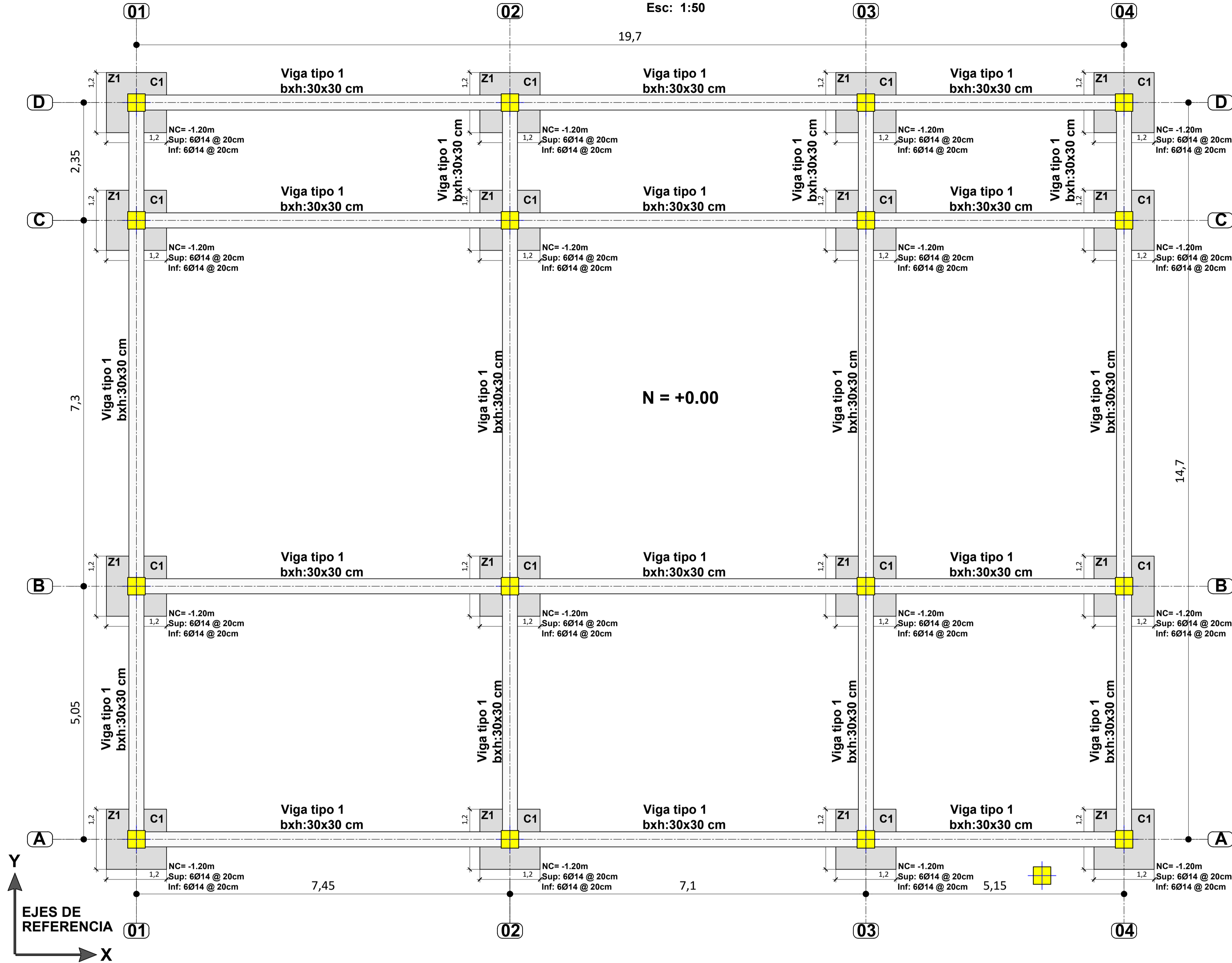
PROYECTO:	"Casa Comunal de la Parroquia Sayausí"	
ESCALA: 1 ___ 120	 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA <small>COMPROMISO EDUCATIVO AL SERVICIO DEL PUEBLO</small>	
OBSERVACIONES:	DIS: Diego Gustavo Garcia Garcia	
	DIB: Diego Gustavo Garcia Garcia	
	REV: Ing. Juan Sola Q.	
CONTENIDO: Cubierta	<hr/> Diego Gustavo Garcia Garcia Tesista de Ingeniería Civil	
	Fecha: 28/Abril/2016 Hoja: 04 de 04	

Anexo 5 Planos de diseño

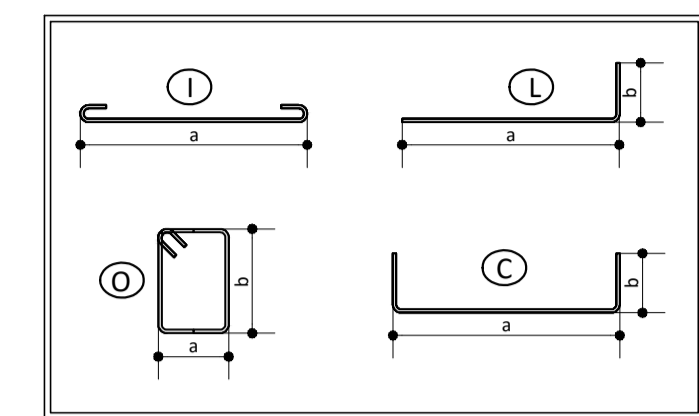
PLANTA DE CIMENTACIÓN

Esc: 1:50

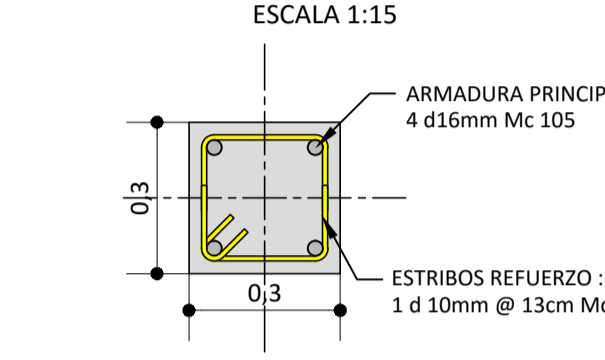
19,7



TIPOS DE HIERROS



DETALLE SECCIÓN VIGA TIPO



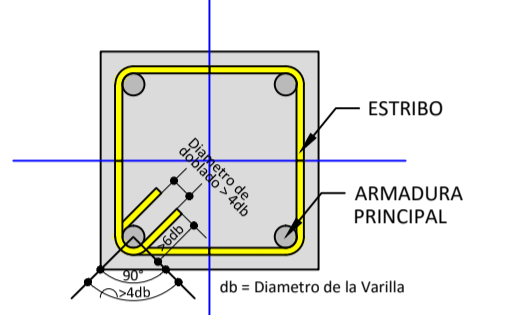
RESUMEN DE HIERROS CIMENTACIÓN

Diámetro Ø (mm)	Longitud total (m)	Peso Unit (kg/m)	Peso Total (Kg)
10	2740.08	0.617	1690.63
14	671.80	1.208	746.30
16	1044.80	1.578	1648.69
18	492.80	1.998	984.61
TOTAL			5070.23

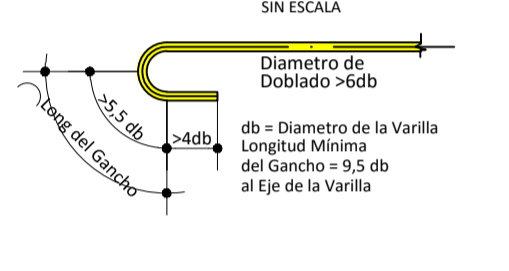
ARMADURA PRINCIPAL	ARMADURA ESTRIBOS
2597.30 (kg) 51%	1690.63 (kg) 33%

NOTA: No incluye traslapes ni desperdicios

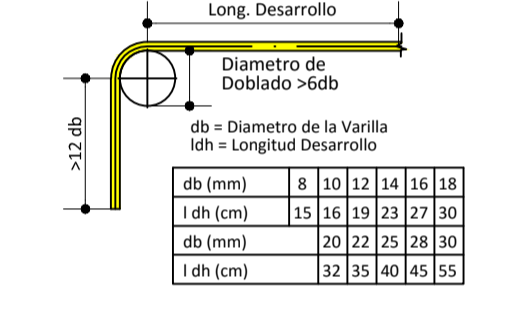
DETALLE DE GANCHOS PARA ESTRIBOS



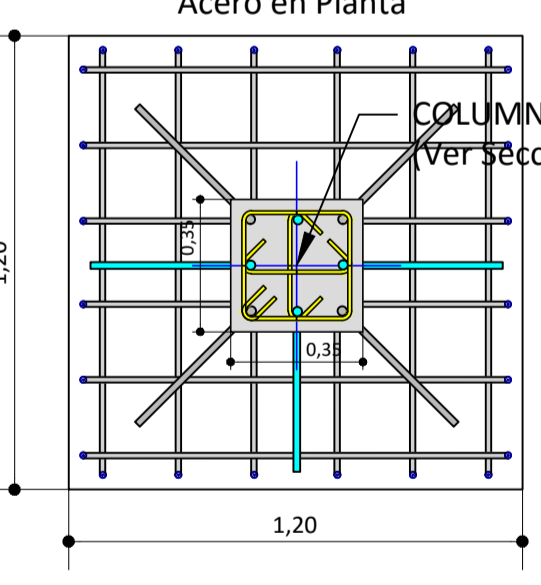
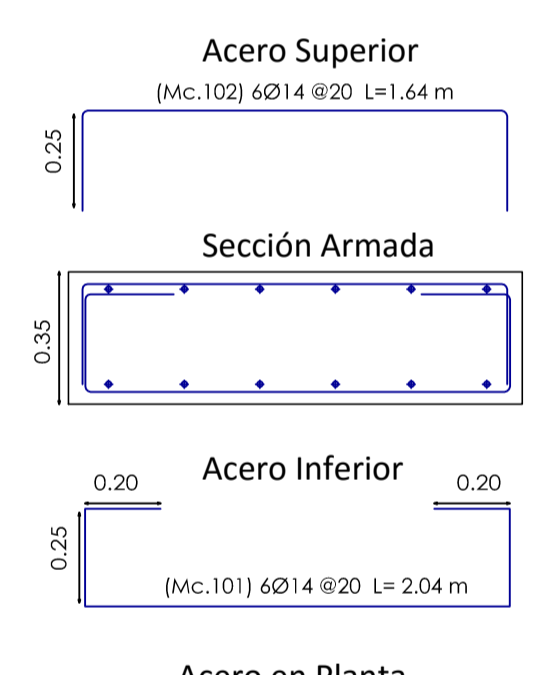
DETALLE DE GANCHOS DOBLADO A 180



DETALLE DE GANCHOS DOBLADO A 90



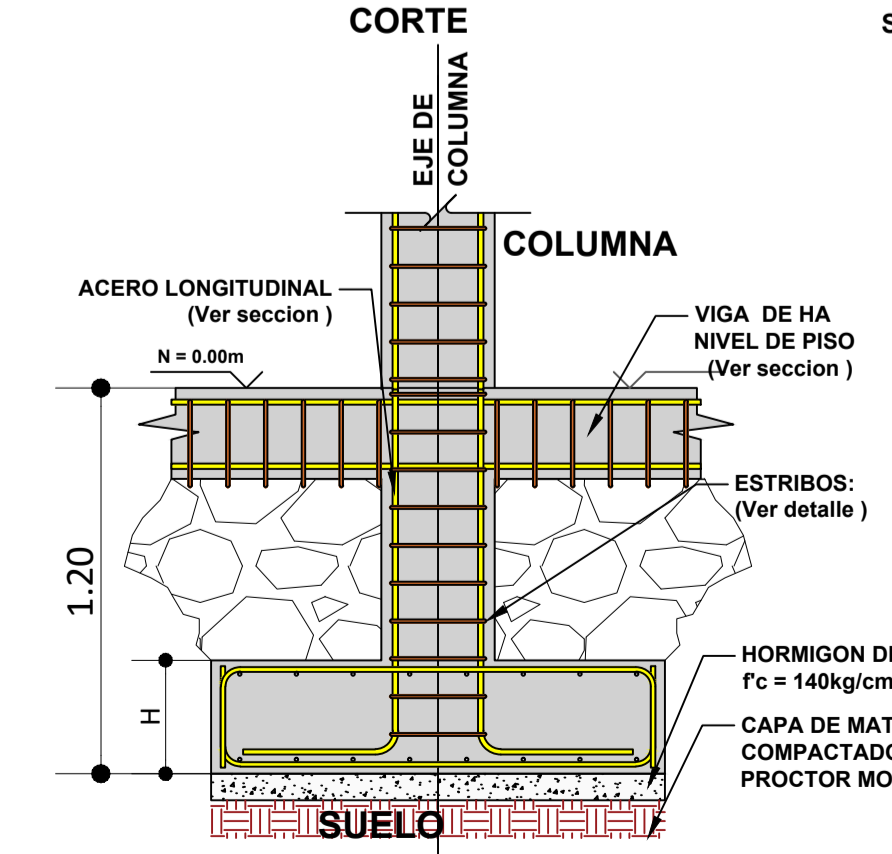
DETALLE ARMADO PARRILLA DE ZAPATAS



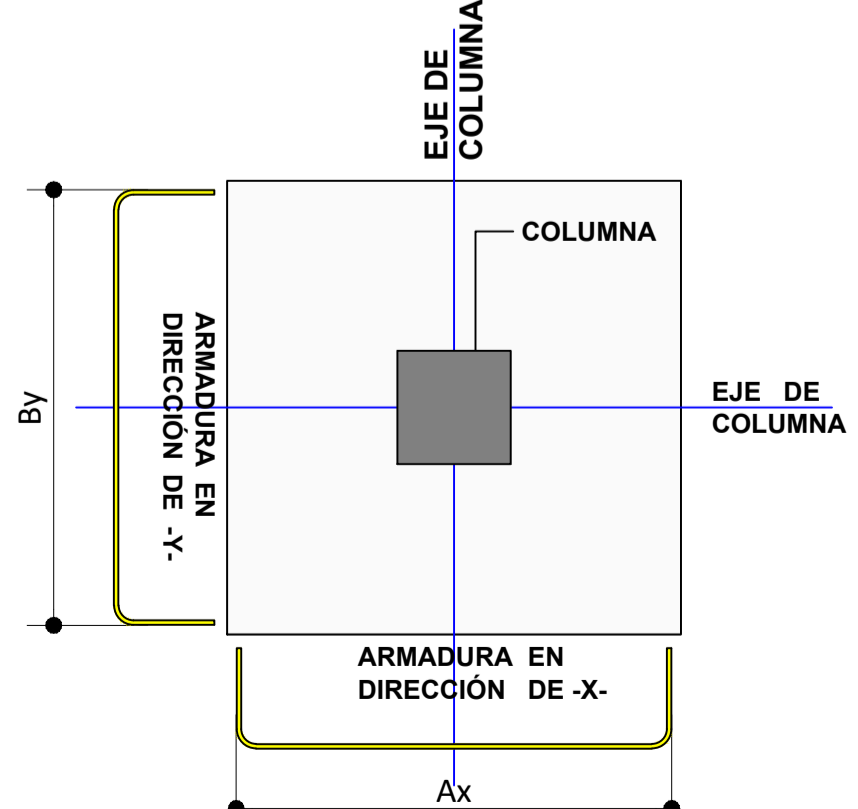
ESPECIFICACIONES GENERALES

- Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días: $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas: $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la fluencia de los perfiles metálicos: $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- Tamaño máximo del árido grueso = 35 mm
- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-11
- Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 5cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm
 - Losas y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
- Las juntas soldadas deben cumplir con las especificaciones del código AWS
- Normas utilizadas para el diseño:
 - ACI 318-11
 - AISC-360-10
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015
 - Código AWS-10
- El primer estribo en las vigas se colocara a no mas de 4cm del elemento de apoyo
- Los respectivos ganchos y dobleces se lo realizara de acuerdo a las expresiones gráficas dadas

DETALLE CARACTERISTICO DE ZAPATA SIN ESCALA



PLANTA SIN ESCALA



ARMADURA ESTRUCTURAL EN ZAPATAS

ZAPATA	Nro. DE ZAPATAS	ax (cm)	by (cm)	H (cm)	ARMADURA EN DIRECCIÓN DEL EJE -X-	ARMADURA EN DIRECCIÓN DEL EJE -Y-	OBSERV.
z1	16	120	120	35	6 Ø14mm @20cm Mc 101	6 Ø14mm @20cm Mc 101	Inferior
z1	16	120	120	35	6 Ø14mm @20cm Mc 102	6 Ø14mm @20cm Mc 102	Superior

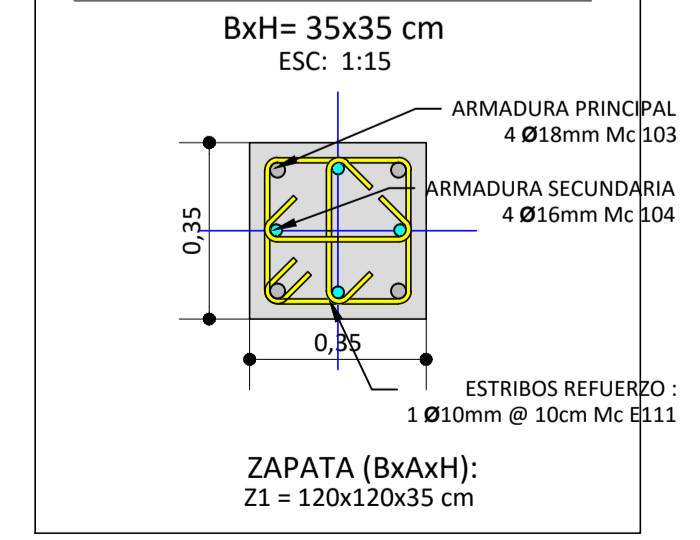
Volumen de Hormigón: 8,06 m3

PLANILLA DE HIERROS DE CIMENTACIÓN

Mc	Ø (mm)	Tipo	Dimensiones (cm)				Ganchos (cm)	Cantidad Uni.	Longitud Parcial (cm)	Longitud Total (m)	Observaciones
101	14	C	115	25	20		192	185	355	Zapata (infe)	
102	14	C	115	25			192	165	316.80	Zapata (sup)	
103	18	L	(*)720	40		10	64	770	492.80	Column (A Principal)	
104	16	L	(*)720	40		10	64	770	492.80	Column (A Secund.)	
105	16	L	(*)13760			2x20	4	13800	552.00	Vigas Amarre	
E111	10	O	27	27		2x10	1248	128	1597.44	Estribos Columnas	
E112	10	O	22	22		2x10	1058	108	1142.64	Estribo Vigas Amarr	

(*) Longitud Variable

SECCIÓN ZAPATA - COLUMNA C1



PROYECTO: "Casa Comunal de la Parroquia Sayausi".

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

DIS: Diego Gustavo García García.
DIB: Diego Gustavo García García.
REV: Ing. Juan Sola Q.

Diego Gustavo García García.
Tesisista de Ingeniería Civil

CONTENIDO: PLANTA DE CIMENTACIÓN
Detalles de Cimentación y Vigas de Amarre en N=0.00

FECHA: 18/Mar/2016

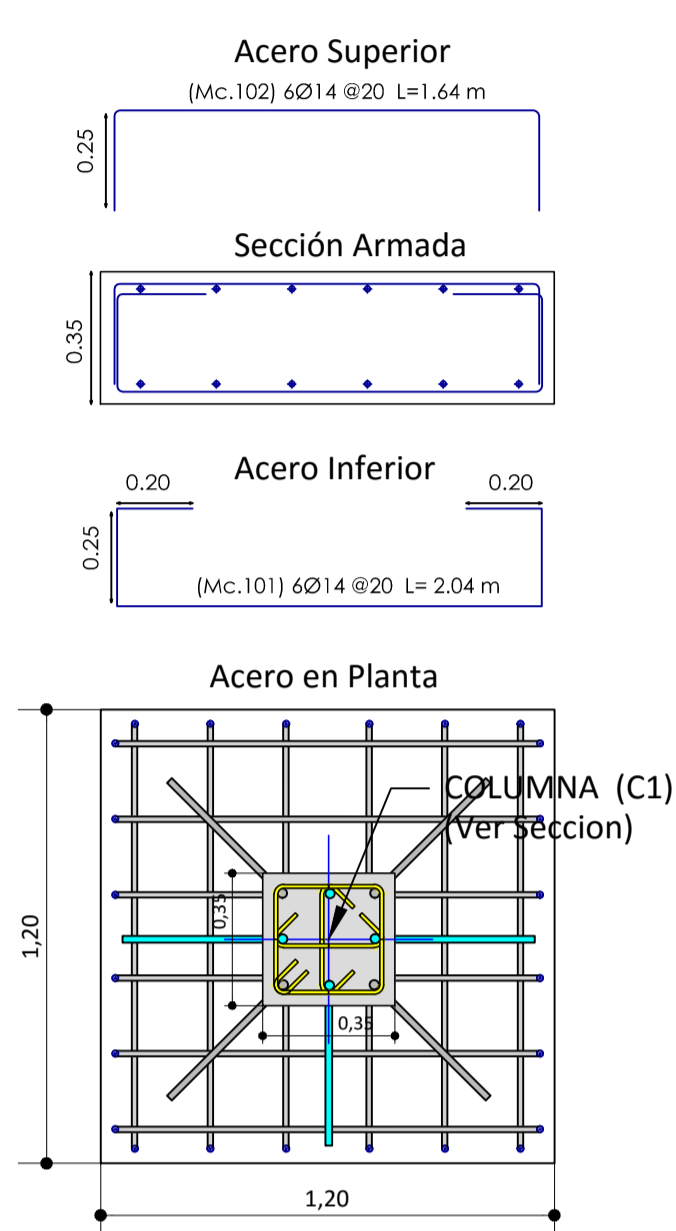
HOJA: 01 de 05

CUADRO DE ARMADURA DE COLUMNAS

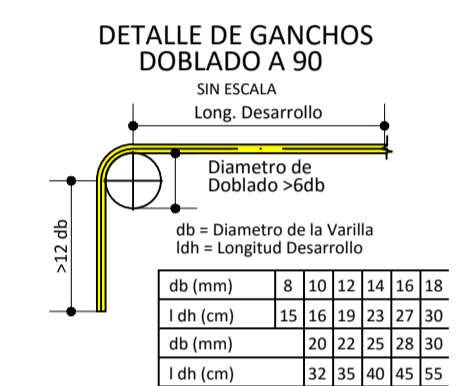
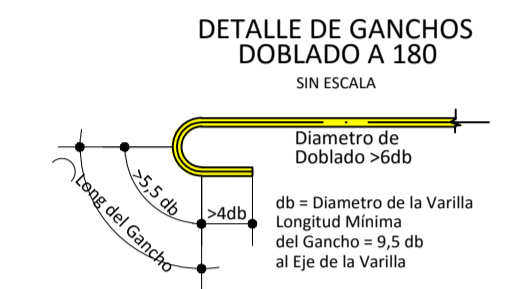
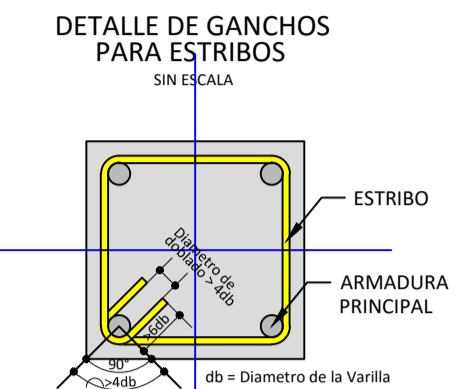
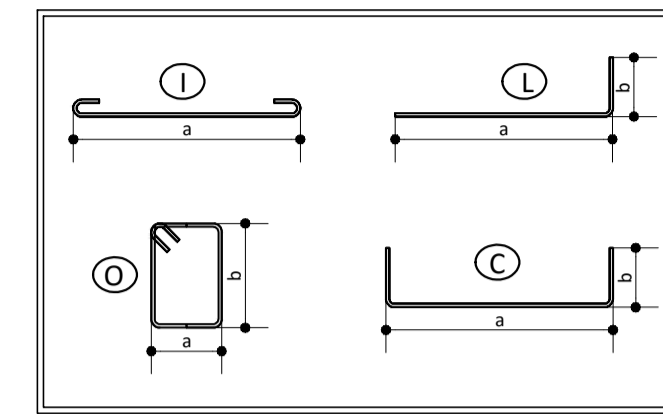
Esc: 1:30

COLUMNA	C1	C1
Nro. COLUMNAS	16	16
Planta Nivel N = +6.00m	Sección (B= 35 cm) Estr. 1Ø10mm Mc E112 L/4@8cm 2Ø18mm + 1Ø16mm Mc 103	Sección (H= 35 cm) Estr. 1Ø10mm Mc E112 L/4@8cm 2Ø18mm + 1Ø16mm Mc 103
Planta Nivel N = +3.00m	Sección (B= 35 cm) Estr. 1Ø10mm Mc E112 L/4@8cm 2Ø18mm + 1Ø16mm Mc 103	Sección (H= 35 cm) Estr. 1Ø10mm Mc E112 L/4@8cm 2Ø18mm + 1Ø16mm Mc 103
Planta Nivel N = +0.00m	L@8cm	L@10cm
Nivel N = -1.20m Cimentación	Ver Detalle de armado de Zapatas	Ver Detalle de armado de Zapatas

DETALLE ARMADO PARRILLA DE ZAPATAS



TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE HIERROS CIMENTACIÓN

Diámetro Ø (mm)	Longitud total (m)	Peso Unit (kg/m)	Peso Total (Kg)
10	2740.08	0.617	1690.63
14	671.80	1.208	746.30
16	1044.80	1.578	1648.69
18	492.80	1.998	984.61
TOTAL			5070.23

ARMADURA PRINCIPAL 2597.30 (kg) 51%	ARMADURA ESTRIBOS 1690.63 (kg) 33%
--	---------------------------------------

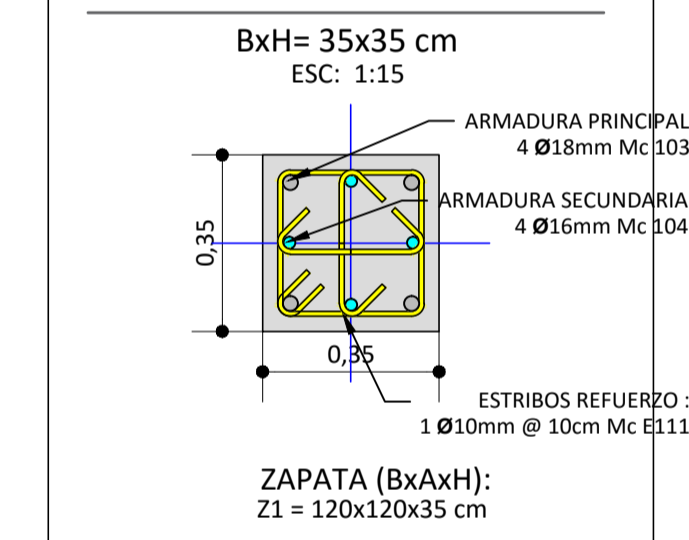
NOTA: No incluye traslapes ni desperdicios

PLANILLA DE HIERROS DE CIMENTACIÓN

Mc	Ø (mm)	Tipo	Dimensiones (cm)				Ganchos (cm)	Cantidad Unl.	Longitud Parcial (cm)	Longitud Total (m)	Observaciones
101	14	C	115	25	20		192	185	355	Zapata (inf)	
102	14	C	115	25			192	165	316.80	Zapatas (sup)	
103	18	L	(*)720	40		10	64	770	492.80	Column (A Principal)	
104	16	L	(*)720	40		10	64	770	492.80	Column (A Secund.)	
105	16	L	(*)13760				2220	4	13800	Vigas Amarre	
E111	10	O	27	27		2x10	1248	128	1597.44	Estribos Columnas	
E112	10	O	22	22		2x10	1058	108	1142.64	Estribo Vigas Amarr	

(*) Longitud Variable

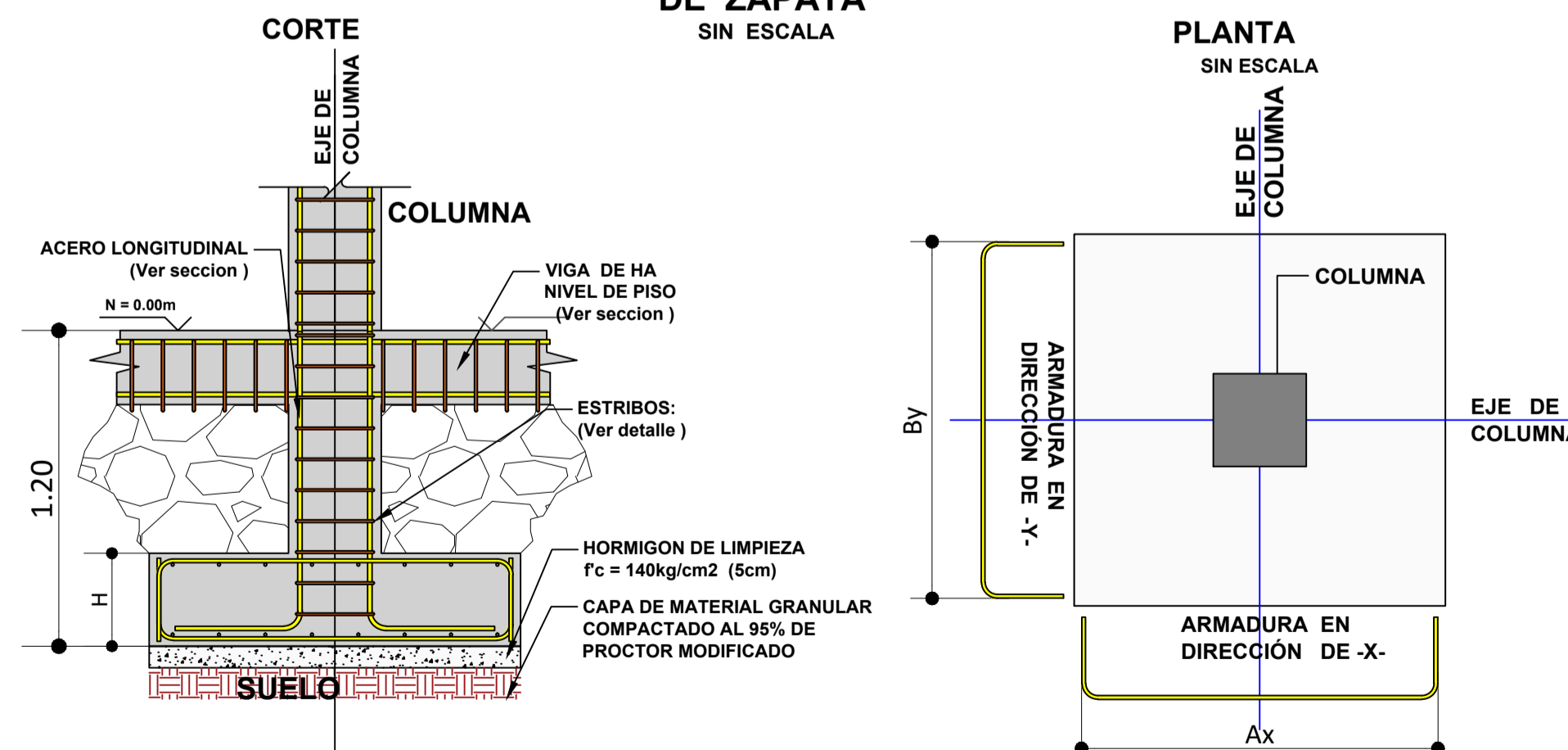
SECCIÓN ZAPATA - COLUMNA C1



ESPECIFICACIONES GENERALES

- Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días:
 $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas:
 $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la fluencia de los perfiles metálicos:
 $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- Tamaño máximo del árido grueso = 35 mm
- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-11
- Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 5cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm
 - Losas y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
- Las juntas soldadas deben cumplir con las especificaciones del código AWS
- Normas utilizadas para el diseño:
 - ACI 318-11
 - AISC-360-10
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015
 - Código AWS-10
- El primer estribo en las vigas se colocara a no mas de 4cm del elemento de apoyo
- Los respectivos ganchos y dobleces se lo realizara de acuerdo a las expresiones gráficas dadas

DETALLE CARACTERISTICO DE ZAPATA SIN ESCALA



PROYECTO: "Casa Comunal de la Parroquia Sayausi".

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

DIS: Diego Gustavo García García.
DIB: Diego Gustavo García García.
REV: Ing. Juan Sola Q.

Diego Gustavo García García.
Tesisista de Ingeniería Civil

CONTENIDO: Cont. PLANTA DE CIMENTACIÓN
Detalles de Armadura de Columnas

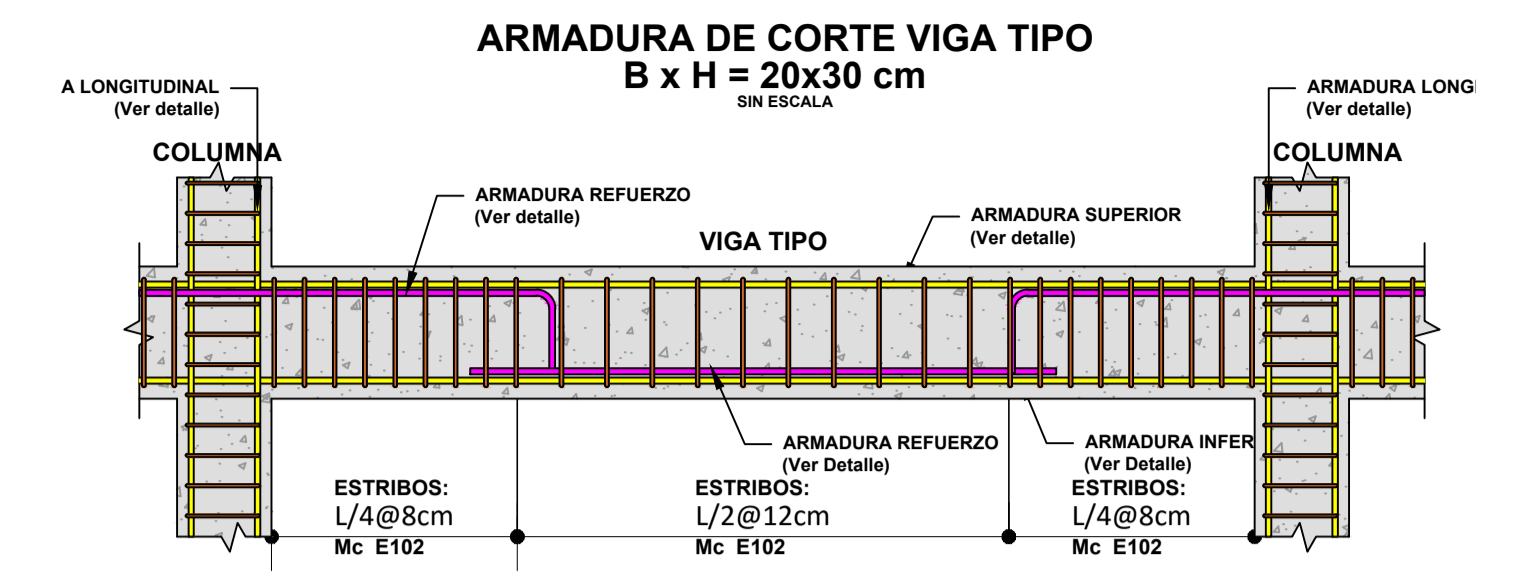
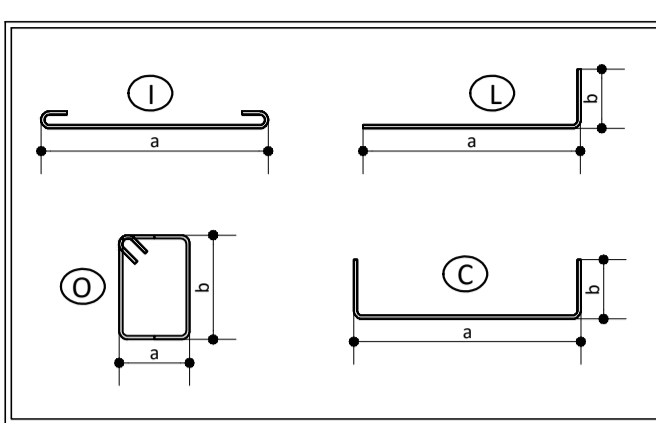
FECHA: 18/Mar/2016

HOJA: 02 de 05

ARMADURA ESTRUCTURAL LOSA NERVADA N=+3.00m

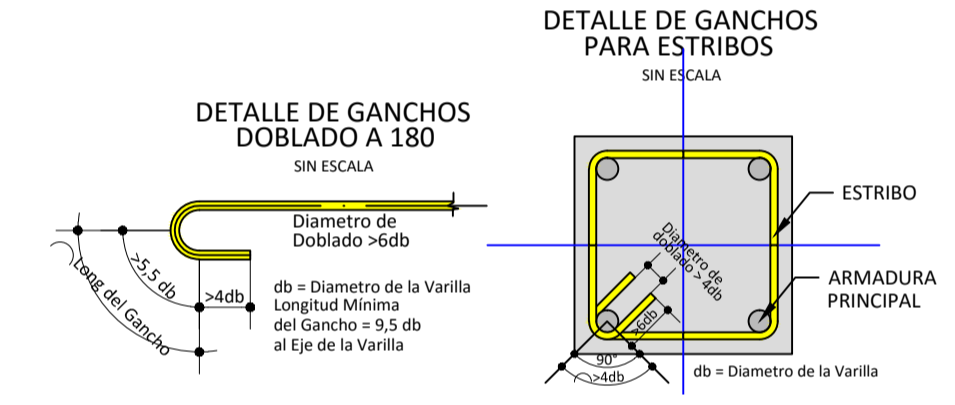
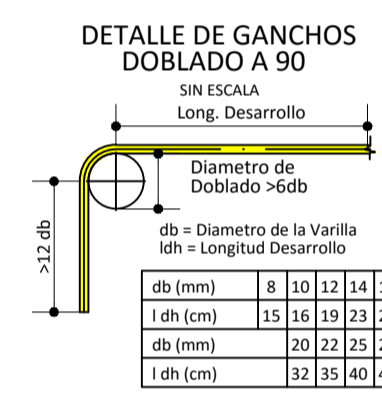
Esc: 1:50

TIPOS DE HIERROS

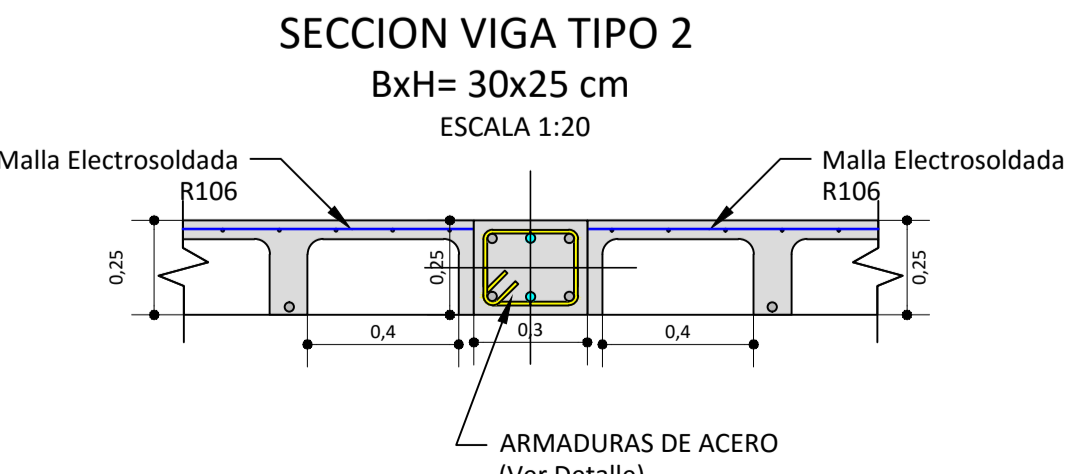
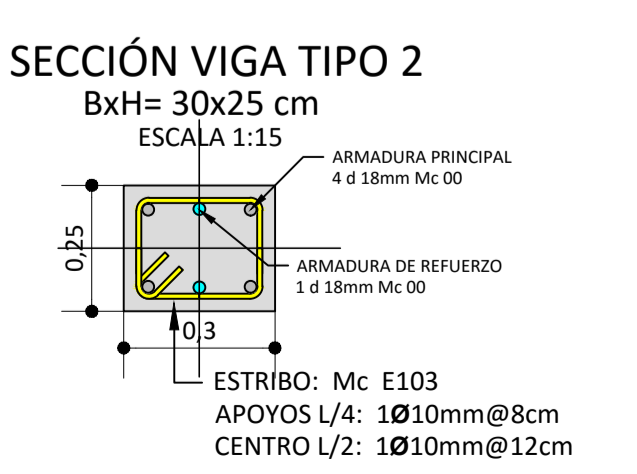
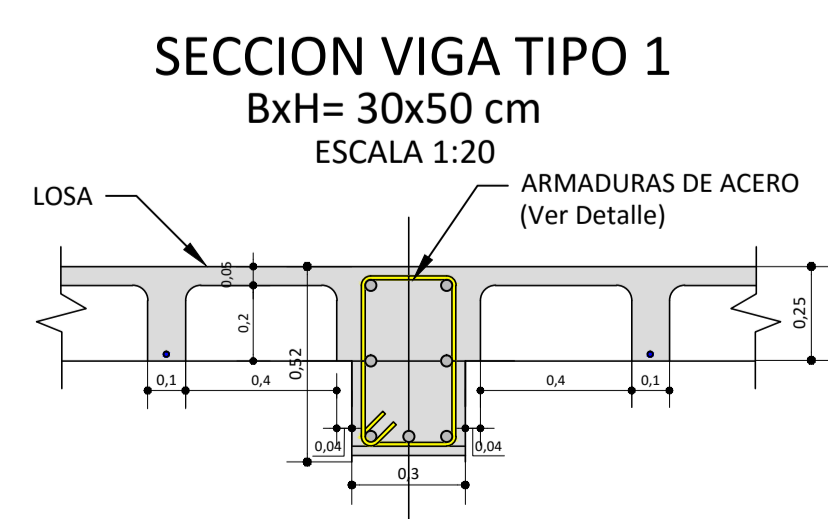
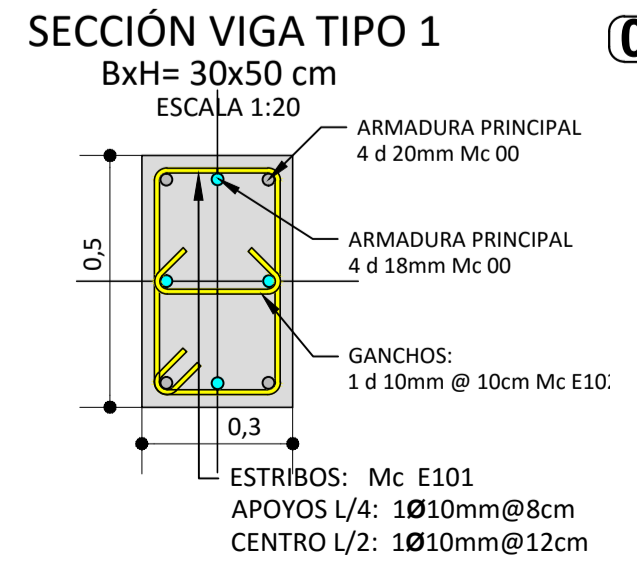
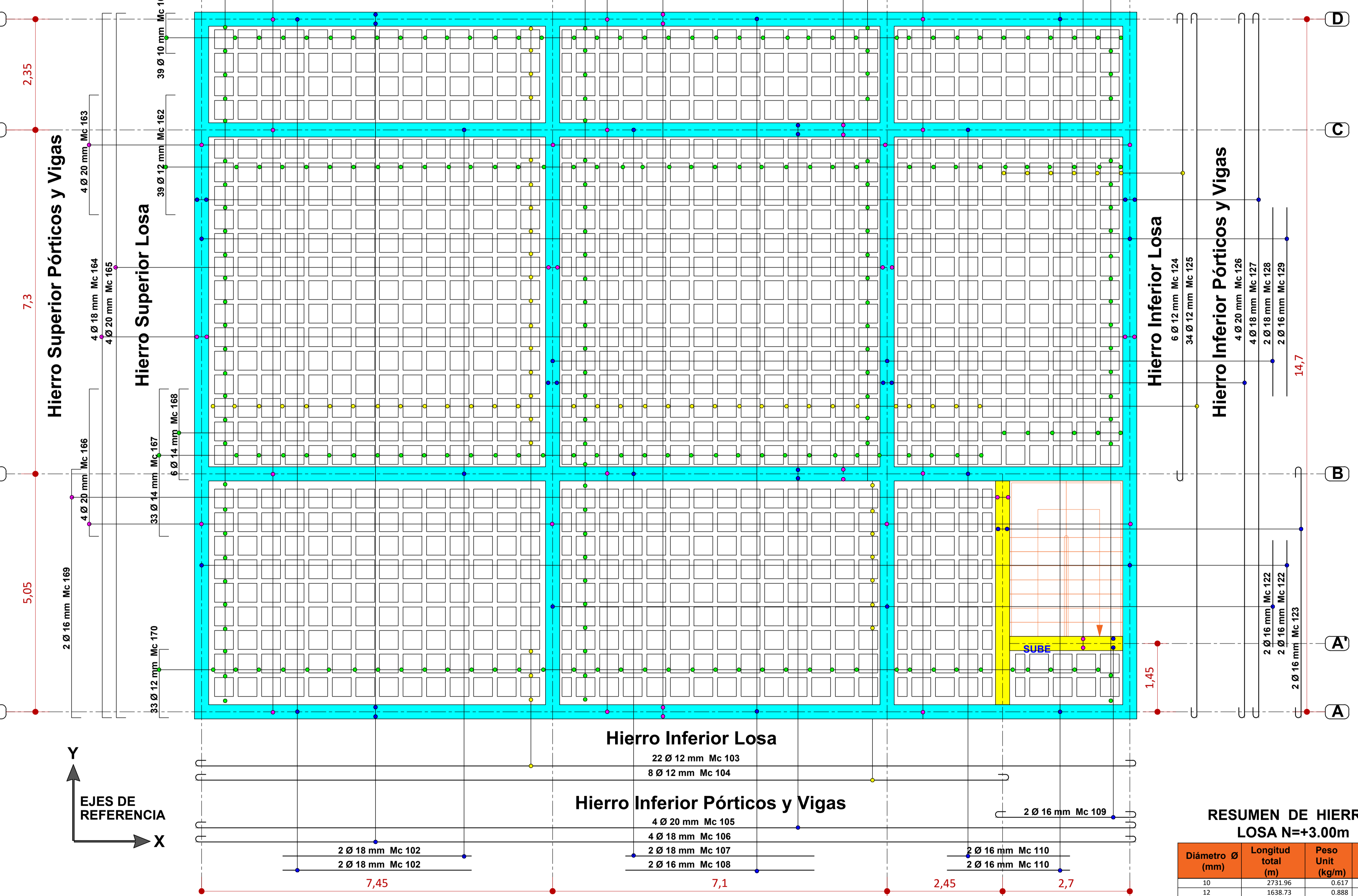


PLANILLA DE HIERROS DE LOSA N = +3.00m

Mc	Ø (mm)	Tipo	Dimensiones (cm)				Cantidad	Longitud	Longitud	Observaciones	
			a	b	c	d	Un.	Parcial (cm)	Total (m)		
102	18	I	400	-	-	-	4	400	16	INF PORT	
103	12	I	1995	-	-	-	22	2015	443.3	INF LOSA	
104	12	I	1725	-	-	-	8	1745	139.6	INF LOSA	
105	20	I	1995	-	-	-	4	2015	80.6	INF PORT	
106	18	I	1995	-	-	-	4	2015	80.6	INF PORT	
107	18	I	400	-	-	-	4	400	16	INF PORT	
108	16	I	400	-	-	-	4	400	16	INF PORT	
109	16	I	297	-	-	-	2	317	6.34	INF PORT	
110	16	I	260	-	-	-	4	260	10.4	INF PORT	
122	12	I	1995	-	-	-	4	2015	80.6	INF PORT	
123	16	I	525	-	-	-	2	545	10.90	INF PORT	
124	12	I	993	-	-	-	6	1013	60.78	INF LOSA	
125	12	I	1495	-	-	-	34	1515	515.10	INF LOSA	
126	20	I	1495	-	-	-	4	1515	60.60	INF PORT	
127	18	I	1495	-	-	-	4	1515	60.60	INF PORT	
128	18	I	400	-	-	-	2	400	8.00	INF PORT	
129	16	I	400	-	-	-	2	400	8.00	INF PORT	
141	12	C	150	20	-	-	22	190	41.80	SUP LOSAS	
142	16	C	300	20	-	-	2	340	6.80	SUP PORT	
143	18	C	325	20	-	-	4	365	14.60	SUP PORT	
144	12	C	325	20	-	-	22	365	80.30	SUP LOSA	
145	20	C	1995	20	-	-	4	2035	81.40	SUP PORT	
146	18	C	1995	20	-	-	4	2035	81.40	SUP PORT	
147	18	C	380	20	-	-	4	420	16.80	SUP PORT	
148	12	C	400	20	-	-	22	420	92.40	SUP LOSA	
149	16	C	205	20	-	-	4	245	9.80	SUP PORT	
150	12	C	205	20	-	-	22	245	53.90	SUP LOSAS	
161	12	C	485	20	-	-	39	525	48.75	SUP LOSA	
162	12	C	255	20	-	-	39	295	115.05	SUP LOSA	
163	20	C	255	20	-	-	4	295	11.80	SUP PORT	
164	18	C	1495	20	-	-	4	1535	64.40	SUP PORT	
165	20	C	1495	20	-	-	4	1535	64.40	SUP PORT	
166	20	C	315	20	-	-	4	355	14.20	SUP PORT	
167	14	C	315	20	-	-	33	355	117.15	SUP LOSA	
168	14	C	190	20	-	-	6	230	13.80	SUP LOSA	
169	16	C	530	20	-	-	2	570	11.40	VIG 12	
170	12	C	145	20	-	-	33	175	57.75	SUP LOSA	
E101	10	O	22	42	-	-	2X10	1396	148	2066.08	VIG 11
E102	10	C	22	-	-	-	2X10	1396	42	586.32	VIG 11
E103	10	O	22	19	-	-	2X10	78	102	79.56	VIG 12



- ### ESPECIFICACIONES GENERALES
- Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días: $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
 - Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas: $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
 - Resistencia a la fluencia de los perfiles metálicos: $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
 - Tamaño máximo del árido grueso = 35 mm
 - Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-11
 - Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 5cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm
 - Losas y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Las juntas soldadas deben cumplir con las especificaciones del código AWS
 - Normas utilizadas para el diseño:
 - ACI 318-11
 - AISC-360-10
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015
 - Código AWS-10
 - El primer estribo en las vigas se colocara a no mas de 4cm del elemento de apoyo
 - Los respectivos ganchos y dobleces se lo realizara de acuerdo a las expresiones gráficas dadas



RESUMEN DE HIERROS LOSA N=+3.00m

Diámetro Ø (mm)	Longitud total (m)	Peso Unit (kg/m)	Peso Total (Kg)
10	2731.96	0.617	1685.62
12	1638.73	0.888	1455.19
14	130.95	1.208	132.16
16	88.85	1.578	140.21
18	358.40	1.998	716.08
20	248.60	2.466	613.05
22	XX	2.984	XX
TOTAL			4742.31

ARMADURA PRINCIPAL 2597.30 (kg) 28%
ARMADURA ESTRIBOS 1690.63 (kg) 35%

NOTA: No incluye traslapes ni desperdicios

PROYECTO: "Casa Comunal de la Parroquia Sayausi".

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

DIS: Diego Gustavo García García.
DIB: Diego Gustavo García García.
REV: Ing. Juan Sola Q.

Diego Gustavo García García.
Testista de Ingeniería Civil

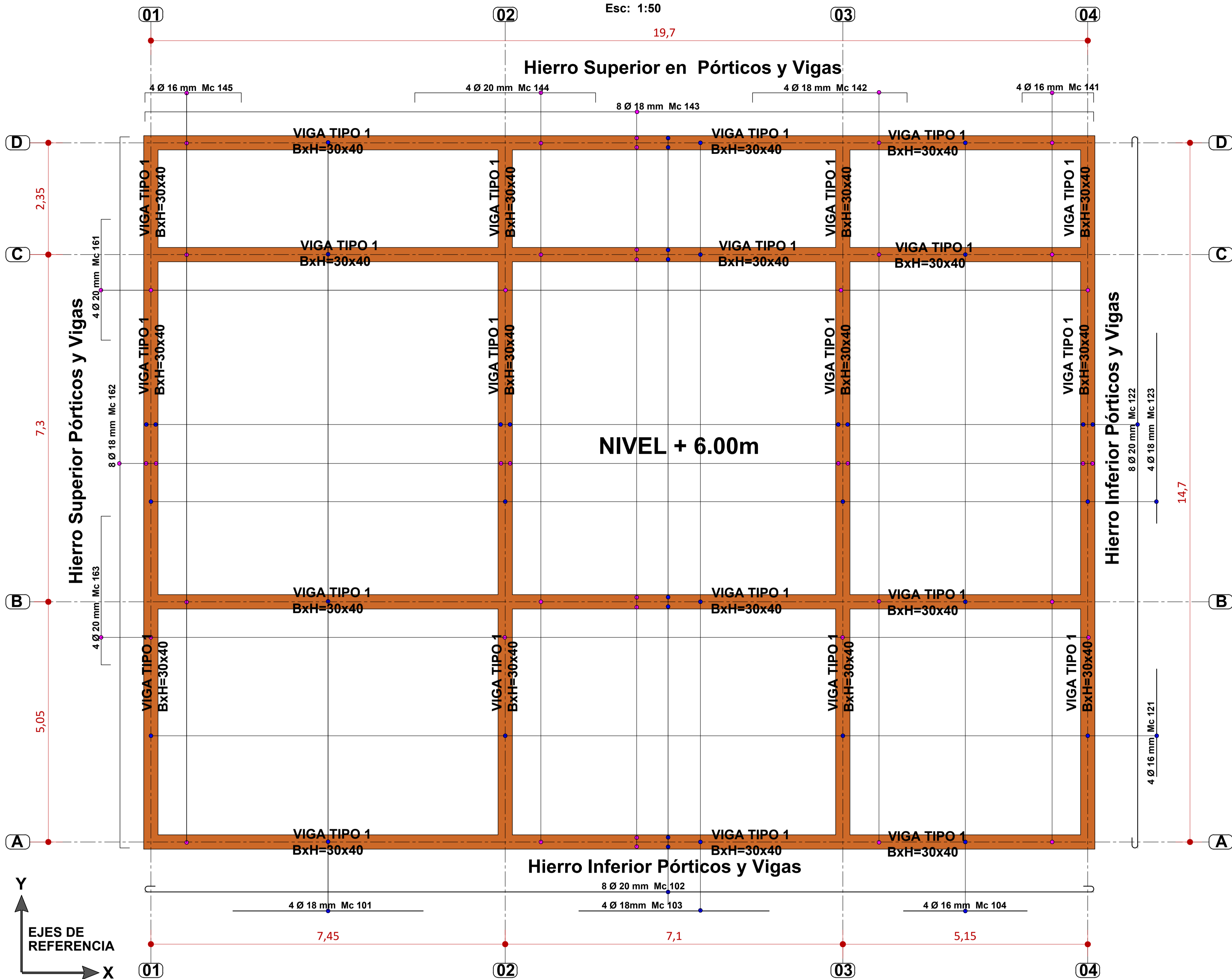
CONTENIDO: ARMADURA ESTRUCTURAL DE LOSA NERVADA RESUMEN DE ACERO

FECHA: 18/Mar/2016

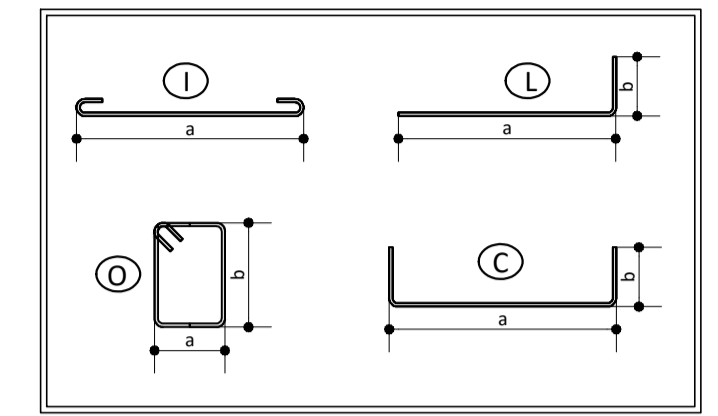
HOJA: 03 de 05

ARMADURA ESTRUCTURAL DE VIGAS N=+6.00m

Esc: 1:50

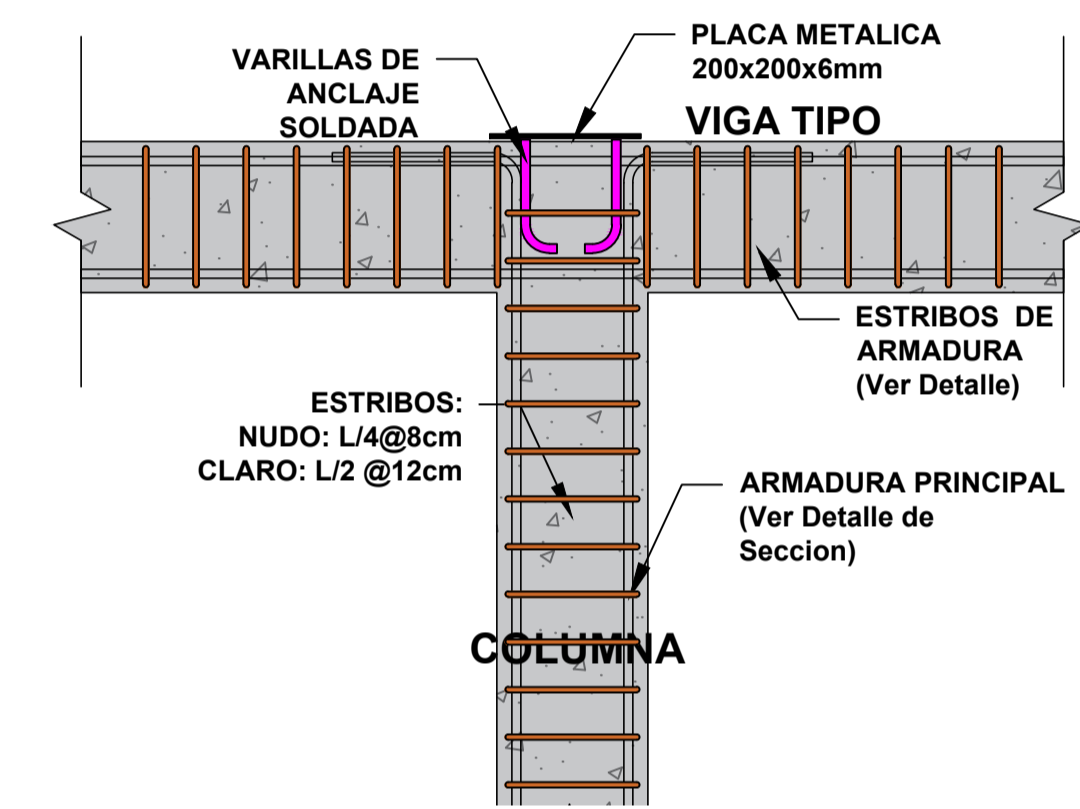


TIPOS DE HIERROS

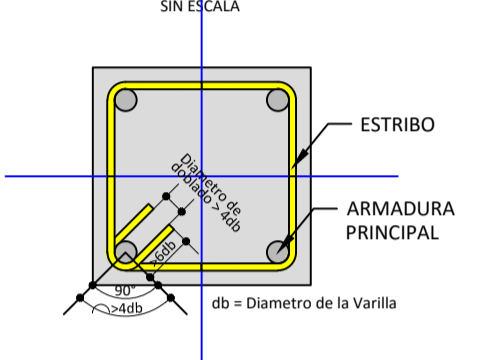


DETALLE DE PLACA DE ENLACE

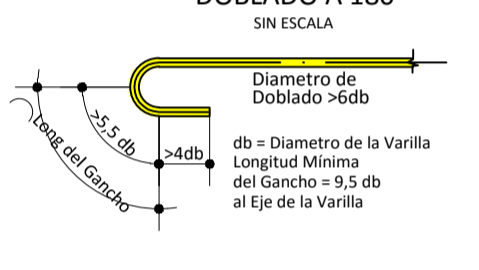
Esc: 1:20



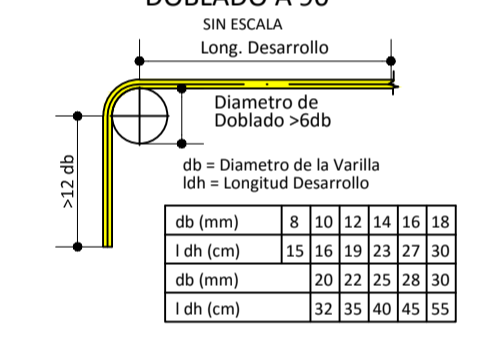
DETALLE DE GANCHOS PARA ESTRIBOS SIN ESCALA



DETALLE DE GANCHOS DOBLADO A 180 SIN ESCALA

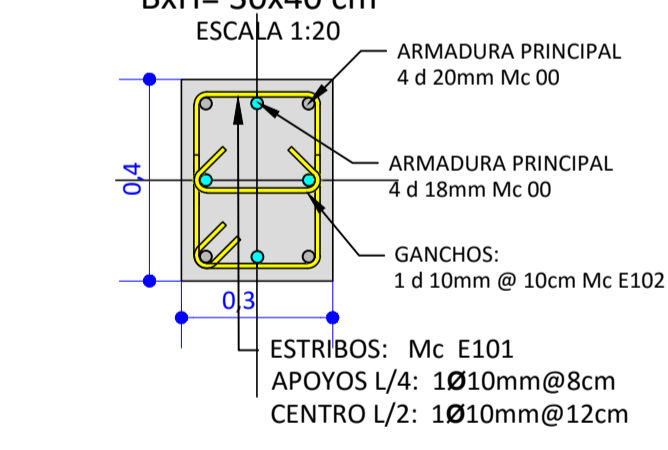


DETALLE DE GANCHOS DOBLADO A 90 SIN ESCALA



db (mm)	8	10	12	14	16	18
l db (cm)	35	45	55	65	75	85
l db (mm)	350	450	550	650	750	850
l db (cm)	35	45	55	65	75	85

SECCIÓN VIGA TIPO 1



ESPECIFICACIONES GENERALES

- Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días:
 $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas:
 $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la fluencia de los perfiles metálicos:
 $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- Tamaño máximo del árido grueso = 35 mm
- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-11
- Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 5cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm
 - Losas y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
- Las juntas soldadas deben cumplir con las especificaciones del código AWS
- Normas utilizadas para el diseño:
 - ACI 318-11
 - AISC-360-10
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015
 - Código AWS-10
- El primer estribo en las vigas se colocara a no mas de 4cm del elemento de apoyo
- Los respectivos ganchos y dobles se lo realizara de acuerdo a las expresiones gráficas dadas

PLANILLA DE HIERROS DE VIGAS N = +6.00m

Mc	Ø (mm)	Tipo	Dimensiones (cm)				Ganchos (cm)	Cantidad	Longitud Parcial (cm)	Longitud Total (m)	Observaciones
			a	b	c	d					
101	18	I	400	--	--	--	--	400	16.00	--	
102	20	I	1995	--	--	--	2X10	8 2015	161.20	--	
103	18	I	400	--	--	--	--	400	16.00	--	
104	16	I	260	--	--	--	--	260	10.40	--	
121	16	I	230	--	--	--	--	230	9.20	--	
122	20	I	1495	--	--	--	2X10	8 1515	121.20	--	
123	18	I	400	--	--	--	--	400	16.00	--	
141	16	C	150	20	--	--	--	190	7.60	--	
142	18	C	325	20	--	--	--	365	14.6	--	
143	18	C	1995	20	--	--	--	8 2035	162.80	--	
144	20	C	380	20	--	--	--	420	16.80	--	
145	16	C	205	20	--	--	--	245	5.80	--	
161	20	C	255	20	--	--	--	295	11.80	--	
162	18	C	1495	20	--	--	--	8 1535	122.80	--	
163	20	C	315	20	--	--	--	355	14.20	--	
E101	10	O	22	32	--	--	--	914	1169.92	--	
E102	10	C	22	--	--	--	2X10	914	42 383.88	--	
XX	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	

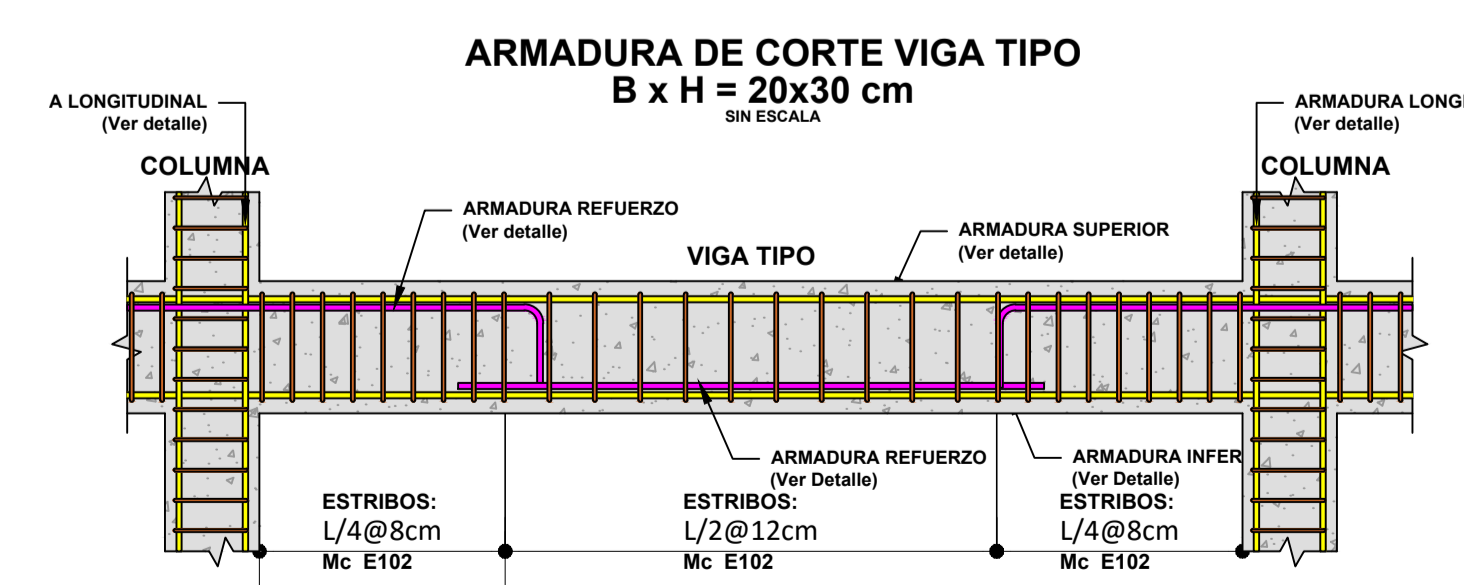
(*) Longitud Variable

LOSA N=+3.00m

Diámetro Ø (mm)	Longitud total (m)	Peso Unit (kg/m)	Peso Total (Kg)
10	1553.80	0.617	958.69
16	33.00	1.578	52.07
18	348.20	1.998	695.70
20	325.20	2.466	801.94
22	XX	2.984	XX
TOTAL			2508.40

ARMADURA PRINCIPAL	2597.30 (kg) 62%	ARMADURA ESTRIBOS	1690.63 (kg) 38%
--------------------	------------------	-------------------	------------------

NOTA: No incluye traslapes ni desperdicios



PROYECTO: "Casa Comunal de la Parroquia Sayausi".

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD CATOLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

DIS: Diego Gustavo García García.
DIB: Diego Gustavo García García.
REV: Ing. Juan Sola Q.

Diego Gustavo García García.
Tesisista de Ingenieria Civil

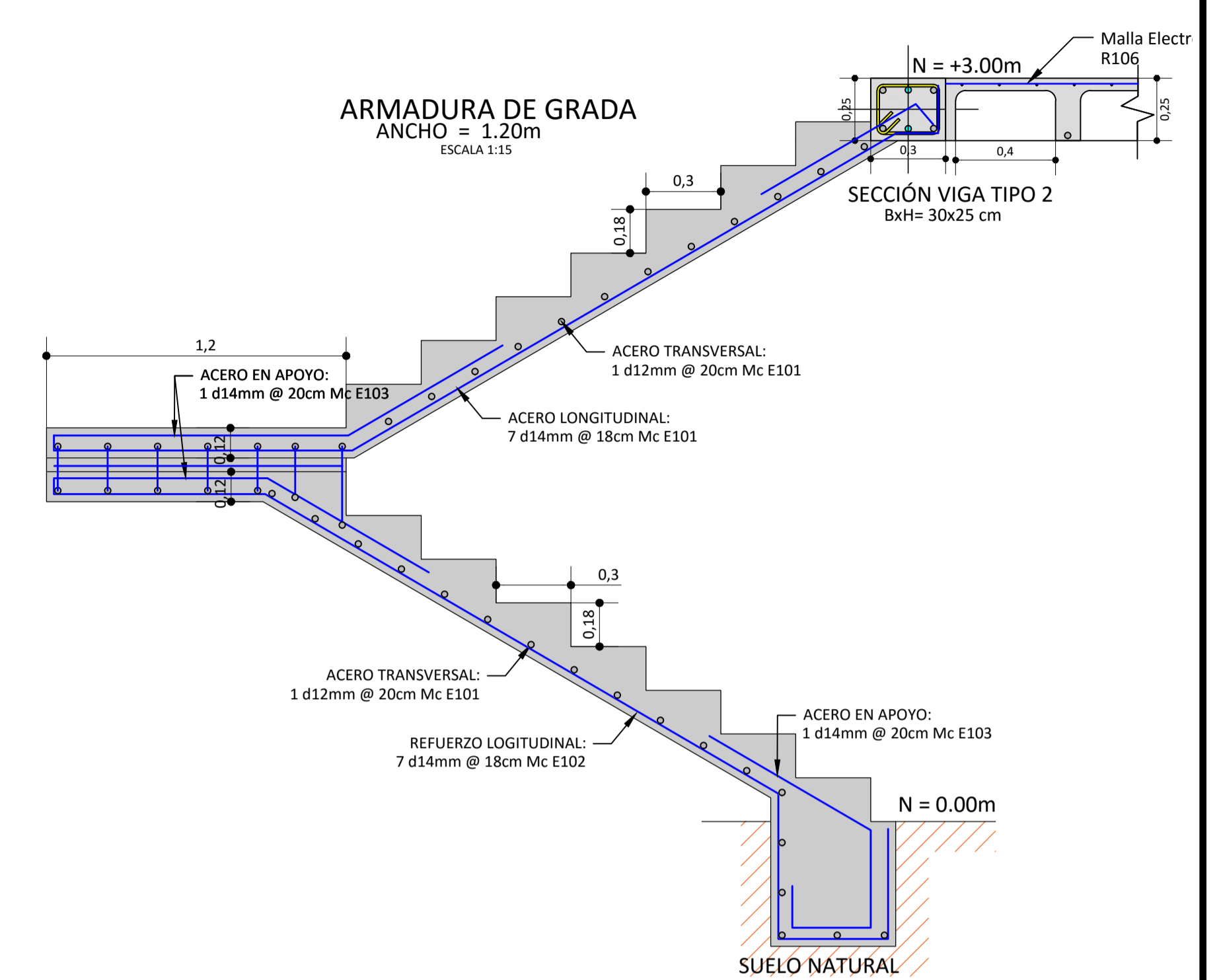
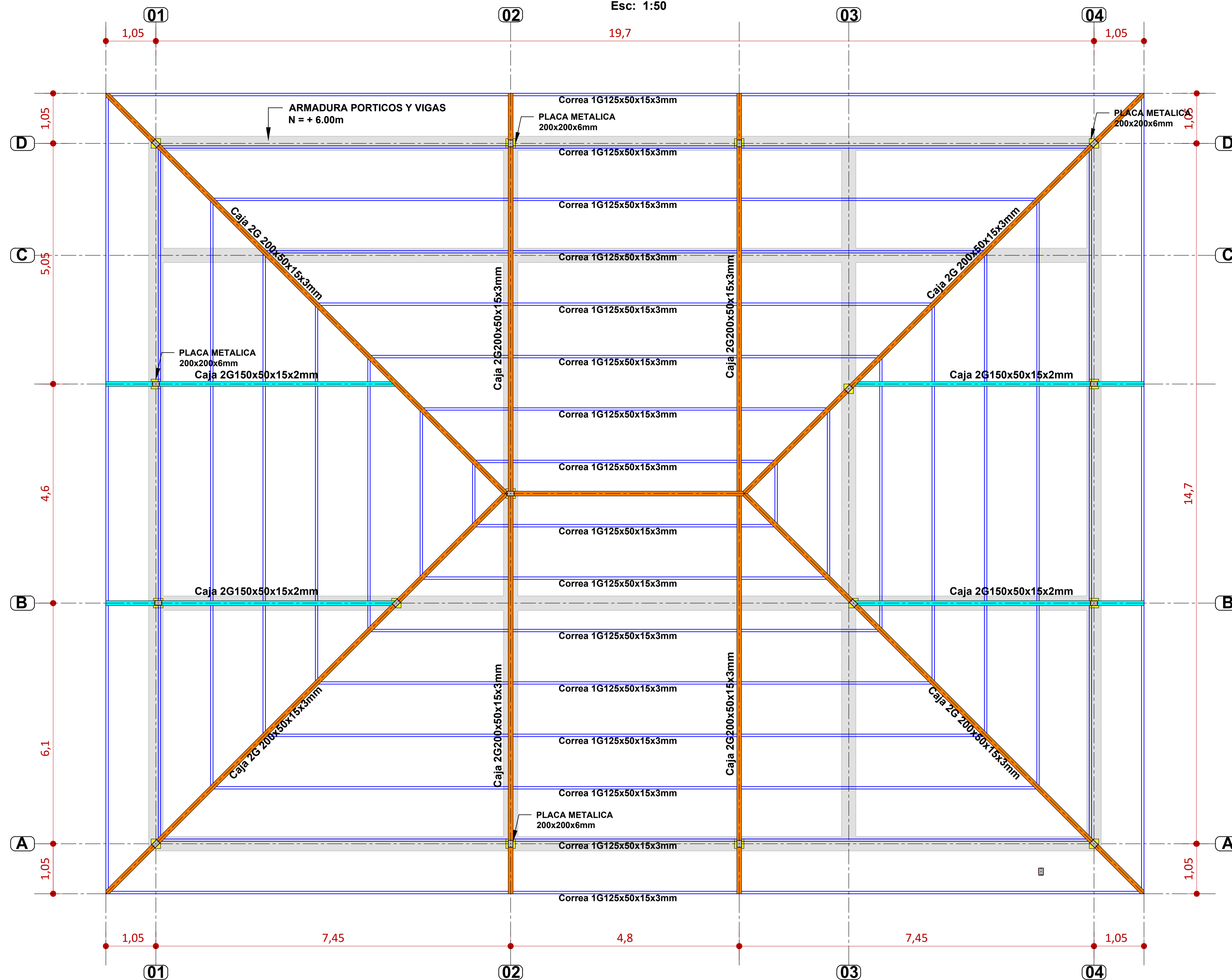
CONTENIDO: ARMADURA DE VIGAS DE AMARRE N=6.00m RESUMEN DE ACERO

FECHA: 18/Mar/2016

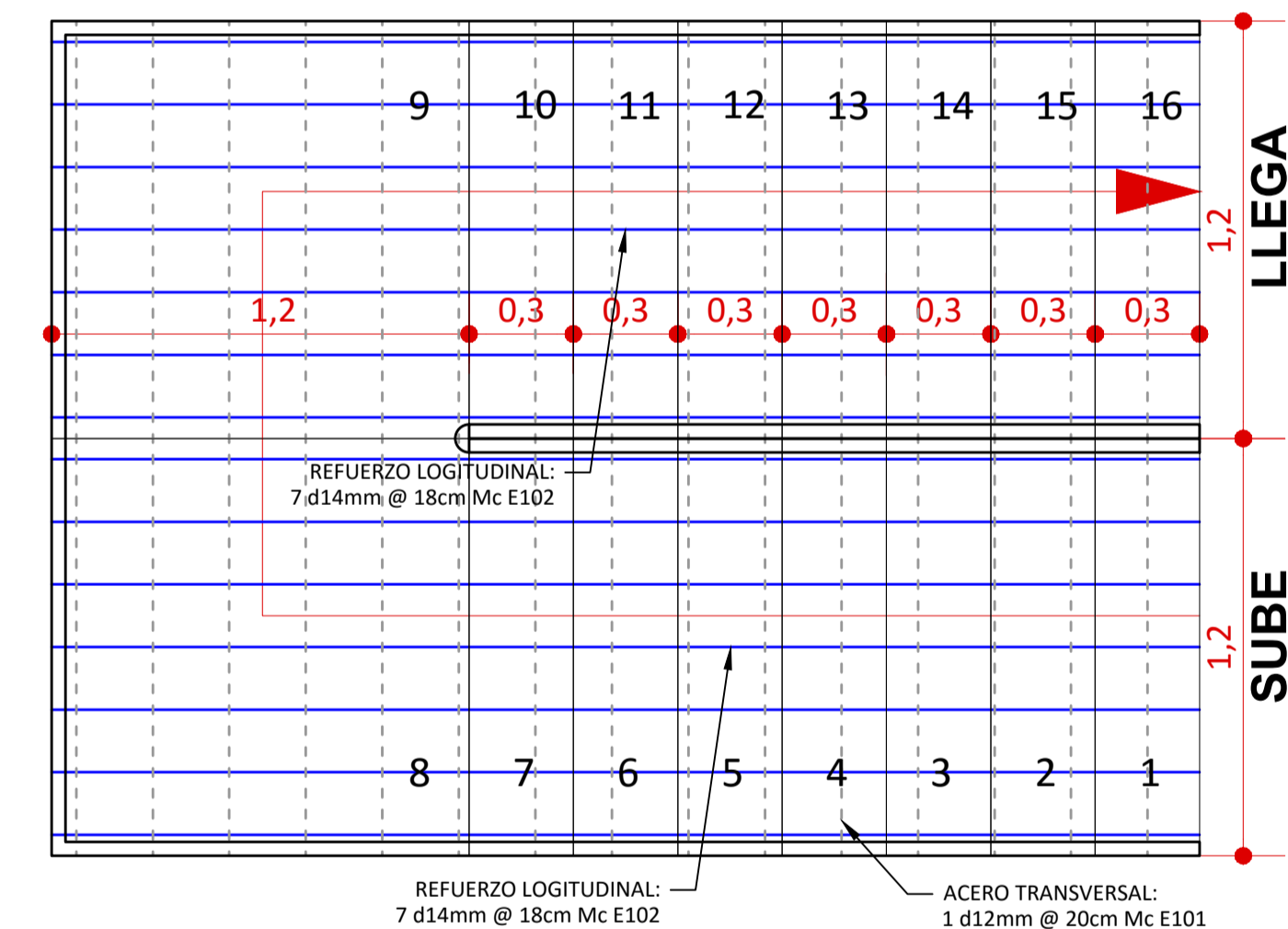
HOJA: 04 de 05

ARMADURA ESTRUCTURA METÁLICA DE CUBIERTA $i = 30\%$

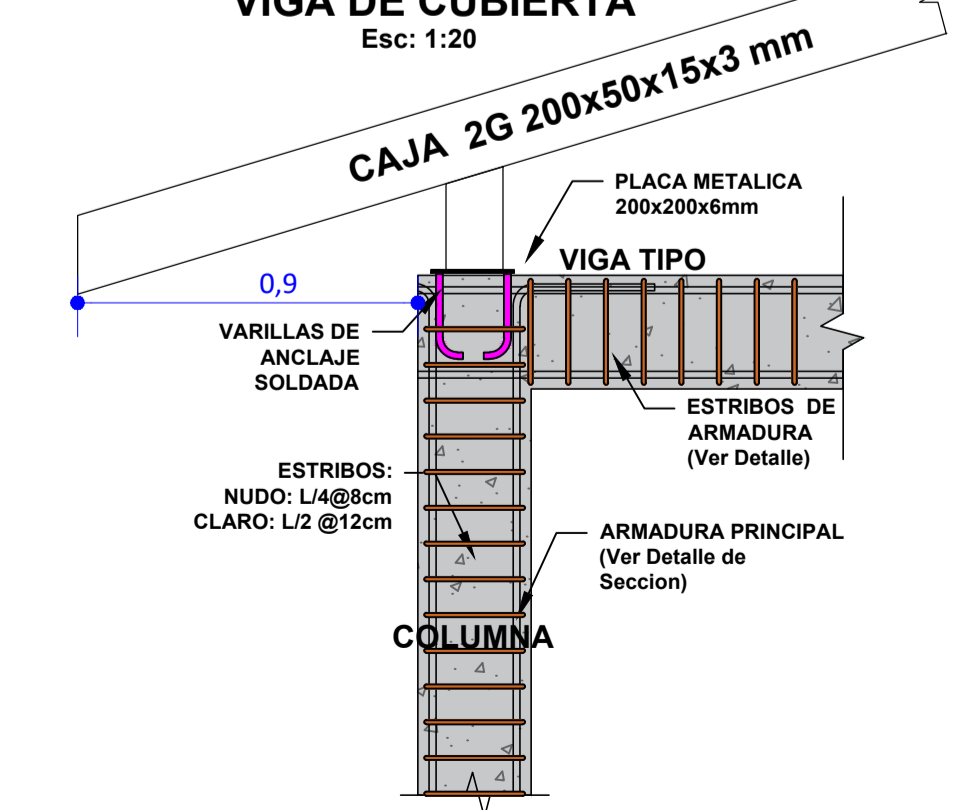
Esc: 1:50



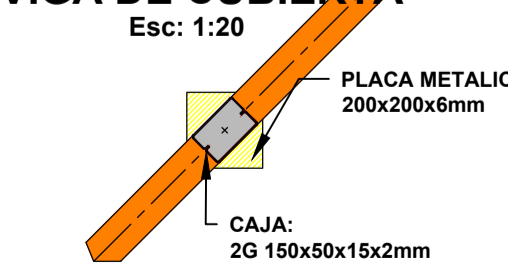
PLANTA DE ARMADURA DE GRADA
ANCHO = 1.20m
ESCALA 1:15



DETALLE DE ENLACE
VIGA DE CUBIERTA
Esc: 1:20



DETALLE DE ENLACE
VIGA DE CUBIERTA
Esc: 1:20



RESUMEN DE PERFILES EN CUBIERTA

PERFIL (mm)	Longitud total (m)	Peso Unit (kg/m)	Peso Total (Kg)
G 125x50x15x3mm	369.60	5.540	2047.58
G 150x50x15x2mm	58.40	4.19	244.70
G 200x50x15x3mm	171.44	7.31	1253.23
TOTAL			3545.51

PLACAS	Cantidad (Un.)	Peso Unit (kg/m)	Peso Total (Kg)
PL 200x200x6mm	16	1.884	30.144
TOTAL PLACAS			30.144

ARMADURA PRINCIPAL	ARMADURA SECUNDARIA
1253.23 (kg) 35%	244.70 (kg) 7%

NOTA: No incluye traslapes ni desperdicios

ESPECIFICACIONES GENERALES

- Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días:
 $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la fluencia de las varillas corrugadas:
 $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la fluencia de los perfiles metálicos:
 $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$
- Tamaño máximo del árido grueso = 35 mm
- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-11
- Recubrimiento del refuerzo:
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 5cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm
 - Losas y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
- Las juntas soldadas deben cumplir con las especificaciones del código AWS
- Normas utilizadas para el diseño:
 - ACI 318-11
 - AISC-360-10
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015
 - Código AWS-10
- El primer estribo en las vigas se colocara a no mas de 4cm del elemento de apoyo
- Los respectivos ganchos y dobleces se lo realizara de acuerdo a las expresiones gráficas dadas

PROYECTO: "Casa Comunal de la Parroquia Sayausi".

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

DIS: Diego Gustavo García García.
DIB: Diego Gustavo García García.
REV: Ing. Juan Sola Q.

CONTENIDO: *PLANTA DE CUBIERTA
*ARMADURA DE GRADA
*Detalles y resumen de materiales

FECHA: 18/Mar/2016
HOJA: 05 de 05

Diego Gustavo García García.
Tesisista de Ingeniería Civil

PLANTA DE CIMENTACIÓN

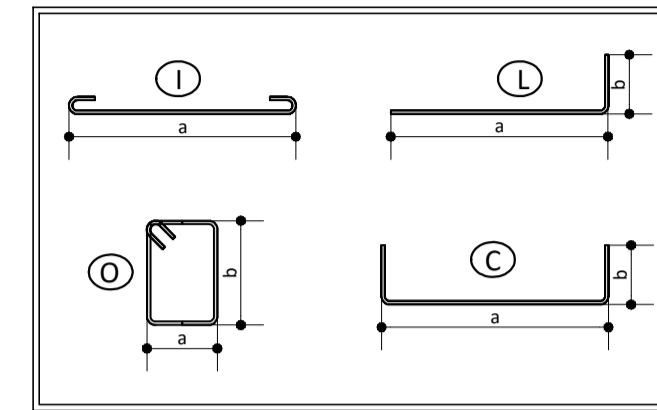
Esc: 1:50

19,7



N = +0.00

TIPOS DE HIERROS



RESUMEN DE HIERROS CIMENTACIÓN

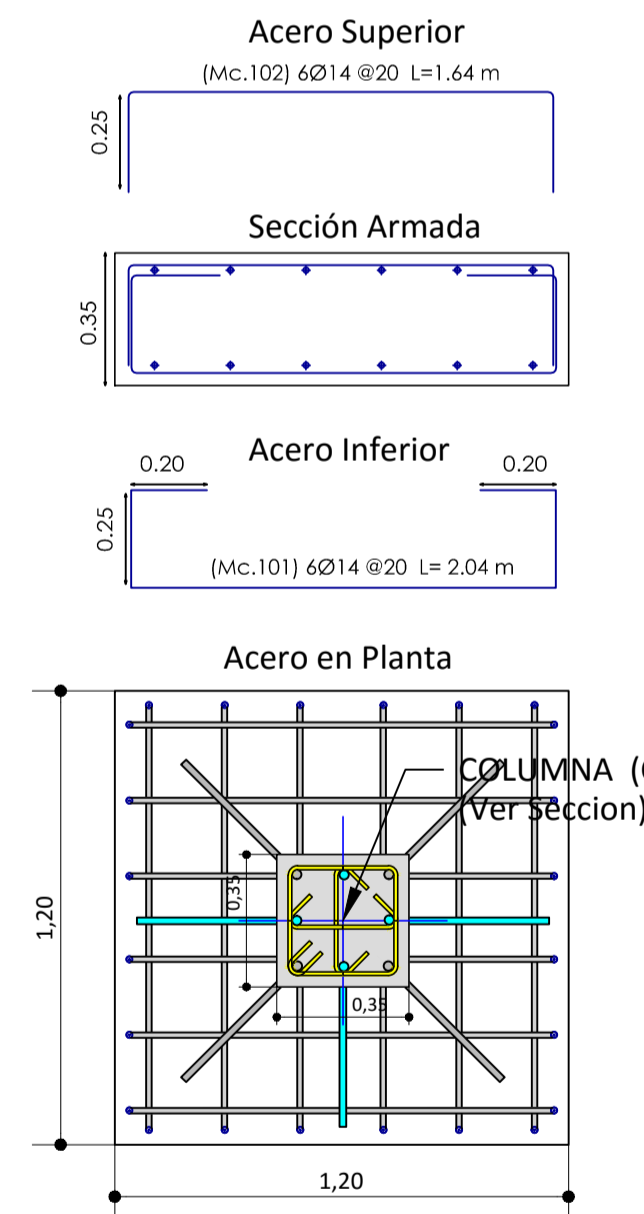
Diámetro Ø (mm)	Longitud total (m)	Peso Unit (kg/m)	Peso Total (kg)
10	2740.08	0.617	1690.63
14	671.80	1.208	746.30
16	1044.80	1.578	1648.69
18	492.80	1.998	984.61
TOTAL			5070.23

ARMADURA PRINCIPAL	ARMADURA ESTRIBOS
2597.30 (kg) 51%	1690.63 (kg) 33%

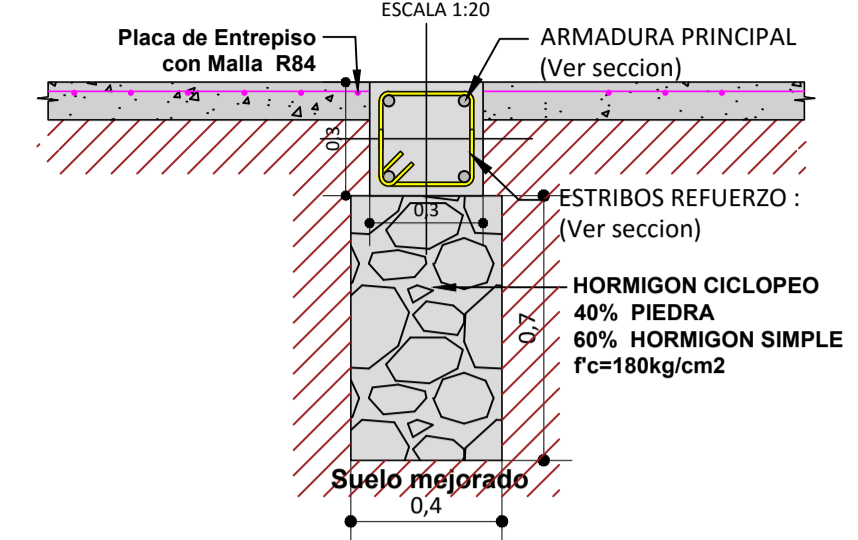
NOTA: No incluye traslapes ni desperdicios

DETALLE ARMADO PARRILLA DE ZAPATAS

115x115 cm (Acero) Esc: 1:20

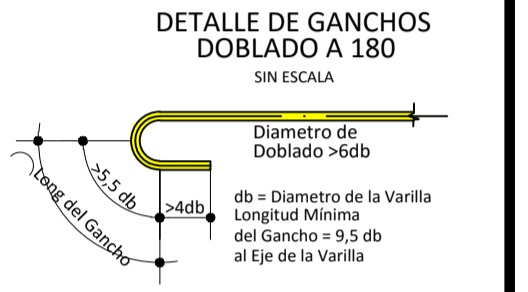
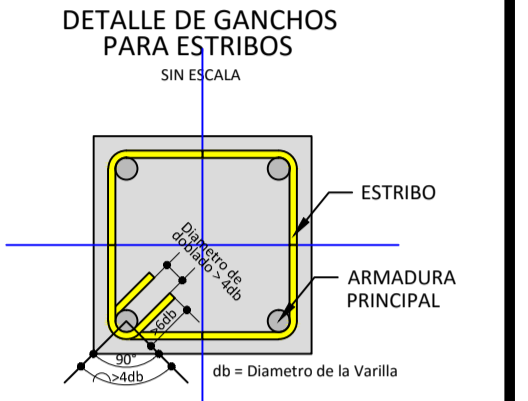
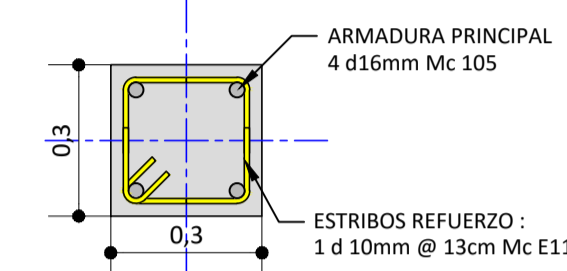


SECCION VIGA DE AMARRE TIPO



DETALLE SECCIÓN VIGA TIPO

BxH= 30x30 cm ESCALA 1:15

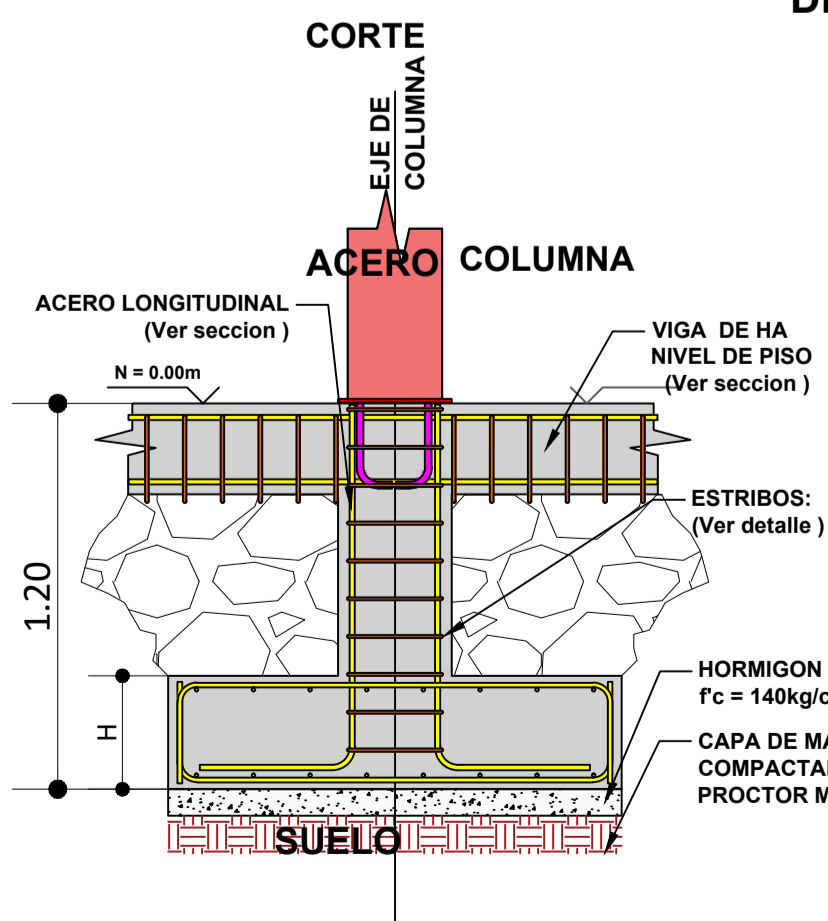


DETALLE DE GANCHOS DOBLADO A 90

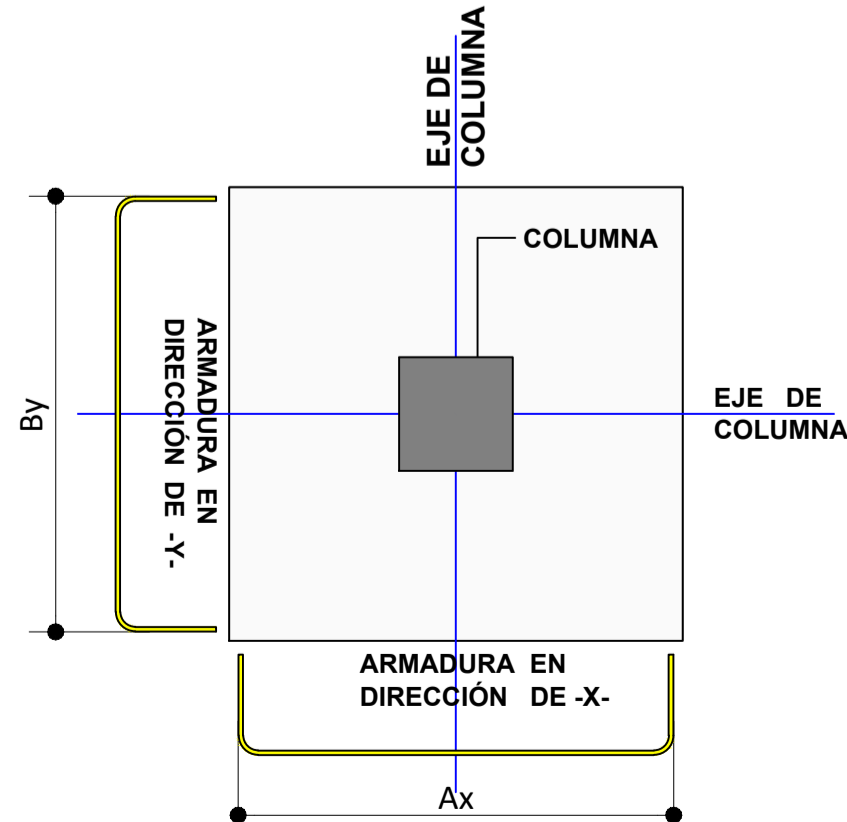
SIN ESCALA Long. Desarrollo

Øh (mm)	Øh (mm)	Øh (mm)	Øh (mm)	Øh (mm)	Øh (mm)	Øh (mm)	Øh (mm)
10	15	20	25	30	35	40	45
10	15	20	25	30	35	40	45
10	15	20	25	30	35	40	45

DETALLE CARACTERISTICO DE ZAPATA SIN ESCALA



PLANTA SIN ESCALA



ARMADURA ESTRUCTURAL EN ZAPATAS

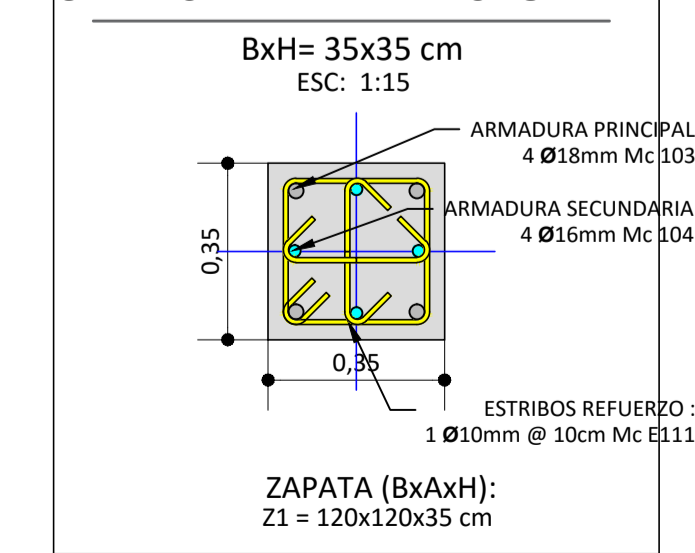
ZAPATA	Nro. DE ZAPATAS	Ax (cm)	By (cm)	H (cm)	ARMADURA EN DIRECCIÓN DEL EJE -X-	ARMADURA EN DIRECCIÓN DEL EJE -Y-	OBSERV.
z1	16	120	120	35	6 Ø14mm @20cm Mc 101	6 Ø14mm @20cm Mc 101	Inferior
z1	16	120	120	35	6 Ø14mm @20cm Mc 102	6 Ø14mm @20cm Mc 102	Superior
Volumen de Hormigón							8.06 m ³

PLANILLA DE HIERROS DE CIMENTACIÓN

Mc	Ø (mm)	Tipo	Dimensiones (cm)				Ganchos (cm)	Cantidad Uni.	Longitud Parcial (cm)	Longitud Total (m)	Observaciones
			a	b	c	d					
101	14	C	115	25	20		192	185	355	Zapata (Inf)	
102	14	C	115	25			192	165	316.80	Zapatas (Sup)	
103	18	L	(*1720	40			10	64	770	492.80	Column (A. Principal)
104	16	L	(*1720	40			10	64	770	492.80	Column (A. Secund.)
105	16	I	(*113760				2x20	4	13800	552.00	Vigas Amarre
E111	10	O	27	27			2x10	1248	128	1597.44	Estribos Columnas
E112	10	O	22	22			2x10	1058	108	1142.64	Estribos Vigas Amarre

(*) Longitud Variable

SECCIÓN ZAPATA - COLUMNA C1



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Normas utilizadas para el diseño:

- NEC-SE ACERO
- ACI 318-(S)14
- AISC-360-10 (ASD /LRFD)
- AWS-99
- AISI 2002

HORMIGONES:

- A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 35 mm
- B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión f'c = 240 kg/cm² o mayor

REFUERZO:

- B)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser fy = 4.200 kg/cm² o mayor
- B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
- C)- El primer estribo en vigas colocar a no mas de 4cm del elemento de apoyo
- C)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)14
- E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

ESTRUCTURA METÁLICA:

- A)- Acero Estructural-Perfiles Metálicos, la Resistencia a la fluencia debe ser fy = 2.520 kg/cm² o mayor.
- B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS.

PROYECTO: "Casa Comunal de la Parroquia Sayausi".

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:



DIS: Diego Gustavo García García.
DIB: Diego Gustavo García García.
REV: Ing. Juan Sola Q.

Sr. Diego Gustavo García García.
Tesisista de Ingeniería Civil

CONTENIDO:

PLANTA DE CIMENTACIÓN
Detalles de Cimentación y
Vigas de Amarre en N=0.00

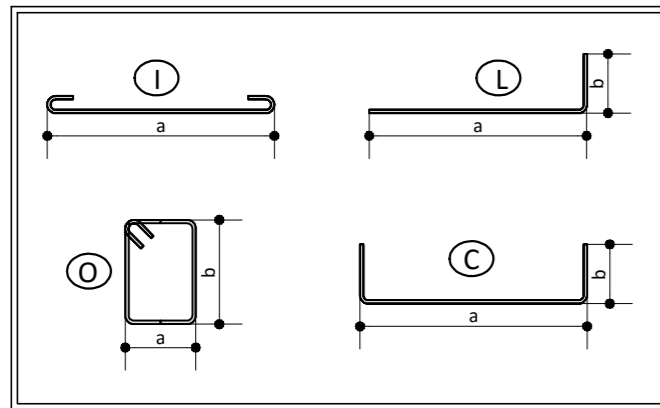
FECHA:

18/Mar/2016

HOJA:

01 de 05

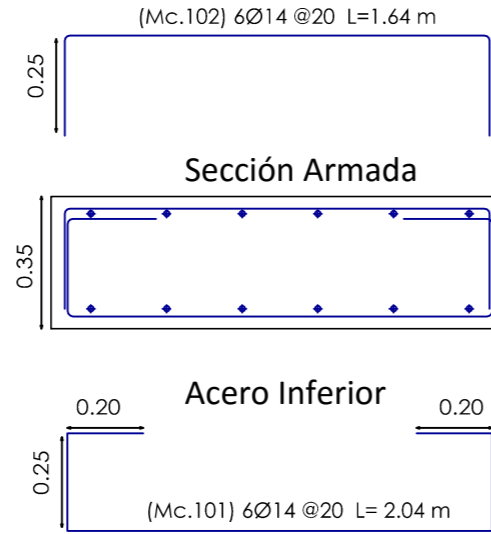
TIPOS DE HIERROS



DETALLE ARMADO PARRILLA DE ZAPATAS

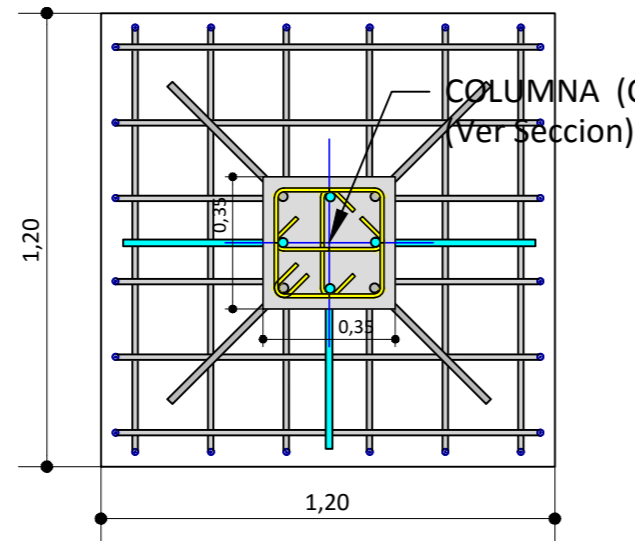
115X115 cm (Acero)
Esc: 1:20

Acero Superior
(Mc.102) 6Ø14 @20 L=1.64 m



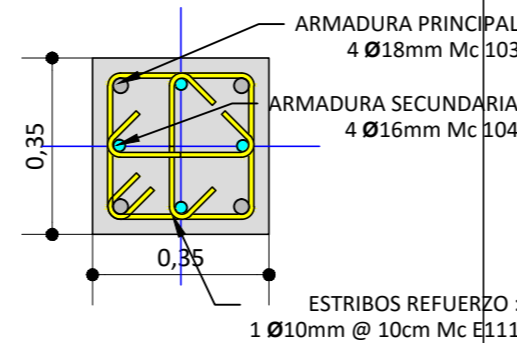
Acero Inferior
(Mc.101) 6Ø14 @20 L= 2.04 m

Acero en Planta



SECCIÓN ZAPATA - COLUMNA C1

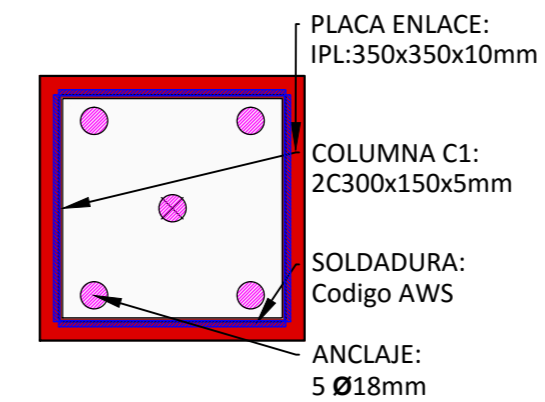
BxH= 35x35 cm
ESC: 1:15



ZAPATA (BxAxH):
Z1 = 120x120x35 cm

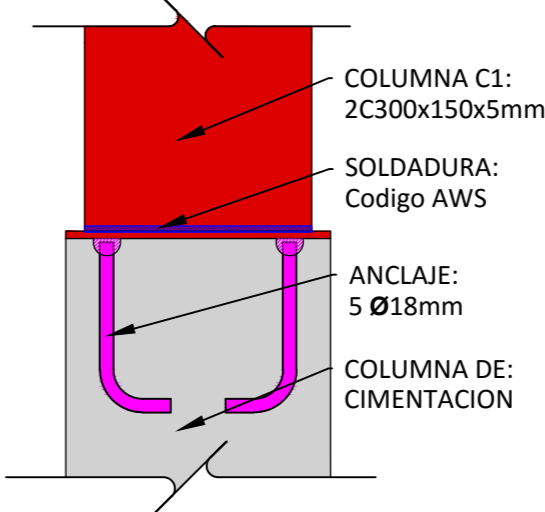
SECCIÓN C1

COLUMNA - PLACA ANCLAJE
ESC. 1:10

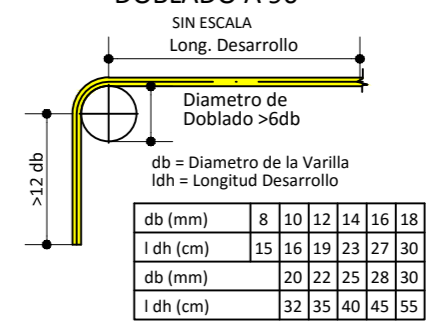


CORTE C1

COLUMNA - PLACA ANCLAJE
ESC. 1:10



DETALLE DE GANCHOS DOBLADO A 90



CUADRO DE ARMADURA DE COLUMNAS

Esc: 1:50

COLUMNA	C1
Nro. COLUMNAS	16
Planta Nivel N = +6.00m	
	Sección (BXH=30X 30 cm) Espesor = 5mm
Planta Nivel N = +3.00m	
	Sección (BXH=30X30) Espesor = 5mm
Planta Nivel N = +0.00m	
Nivel N = -1.20m Cimentación	

RESUMEN DE HIERROS CIMENTACIÓN

Diámetro Ø (mm)	Longitud total (m)	Peso Unit (kg/m)	Peso Total (Kg)
10	2740.08	0.617	1690.63
14	671.80	1.208	746.30
16	1044.80	1.578	1648.69
18	492.80	1.998	984.61
TOTAL			5070.23

ARMADURA PRINCIPAL	ARMADURA ESTRIBOS
2597.30 (kg) 51%	1690.63 (kg) 33%

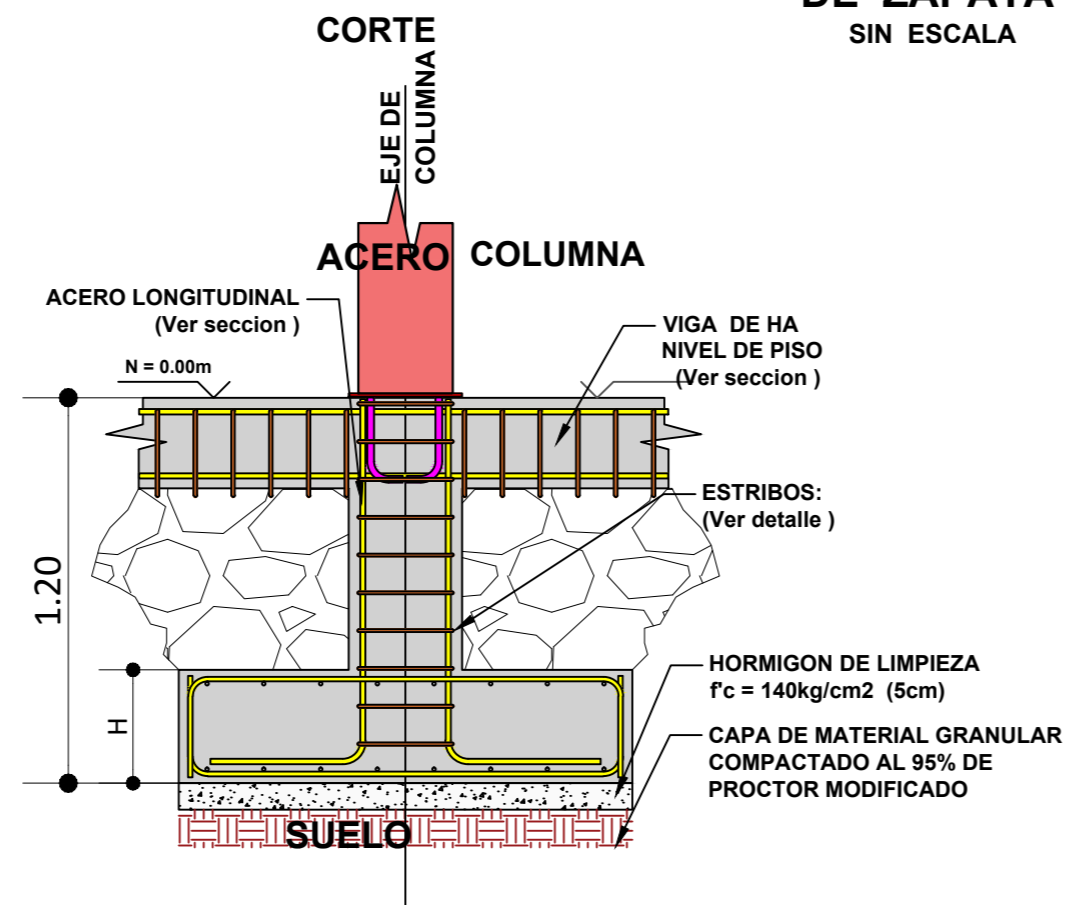
NOTA: No incluye traslapes ni desperdicios

PLANILLA DE HIERROS DE CIMENTACIÓN

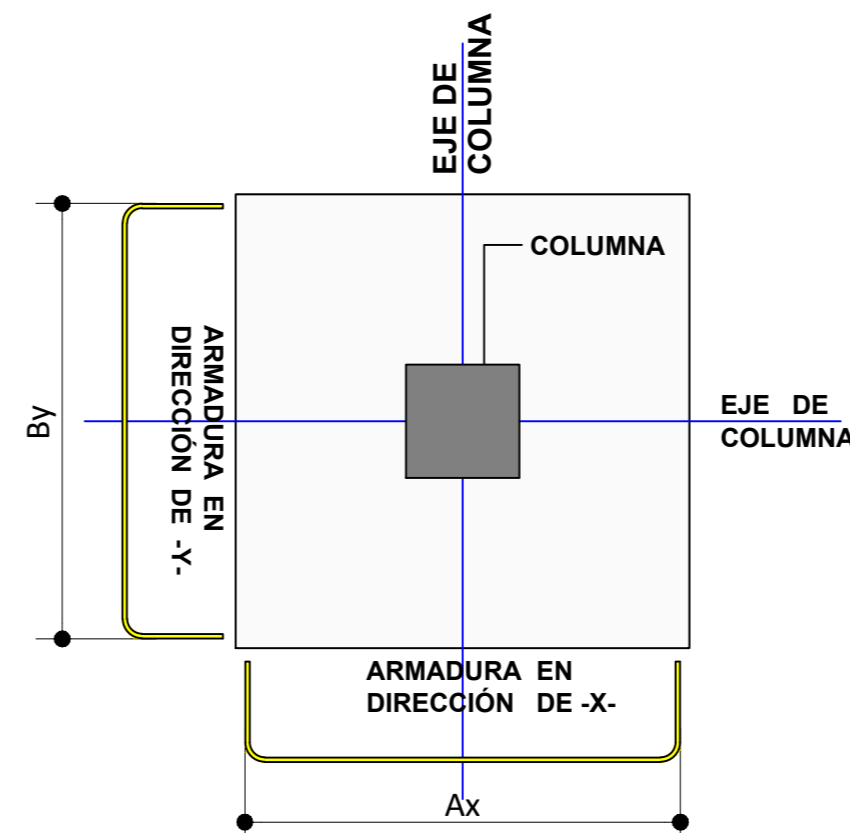
Mc	Ø (mm)	Tipo	Dimensiones (cm)				Ganchos (cm)	Cantidad Uni.	Longitud Parcial (cm)	Longitud Total (m)	Observaciones
			a	b	c	d					
101	14	C	115	25	20		192	185	355	Zapata (infe)	
102	14	C	115	25			192	165	316.80	Zapatas (sup)	
103	18	L	(*)720	40			10	64	770	492.80	Colum (A_Principal)
104	16	L	(*)720	40			10	64	770	492.80	Colum (A_Secund.)
105	16	I	(*)13760				2x20	4	13800	552.00	Vigas Amarre
E111	10	O	27	27			2x10	1248	128	1597.44	Estribos Columnas
E112	10	O	22	22			2x10	1058	108	1142.64	Estribo Vigas Amarr

(*) Longitud Variable

DETALLE CARACTERISTICO DE ZAPATA SIN ESCALA



PLANTA SIN ESCALA



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Normas utilizadas para el diseño:

- NEC-SE ACERO
- ACI 318-(S)14
- AISC-360-10 (ASD /LRFD)
- AWS-99
- AISI 2002

HORMIGONES:

- A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 35 mm
- B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ o mayor

REFUERZO:

- B)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
- B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
- C)- El primer estribo en vigas colocar a no mas de 4cm del elemento de apoyo
- C)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)14
- E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

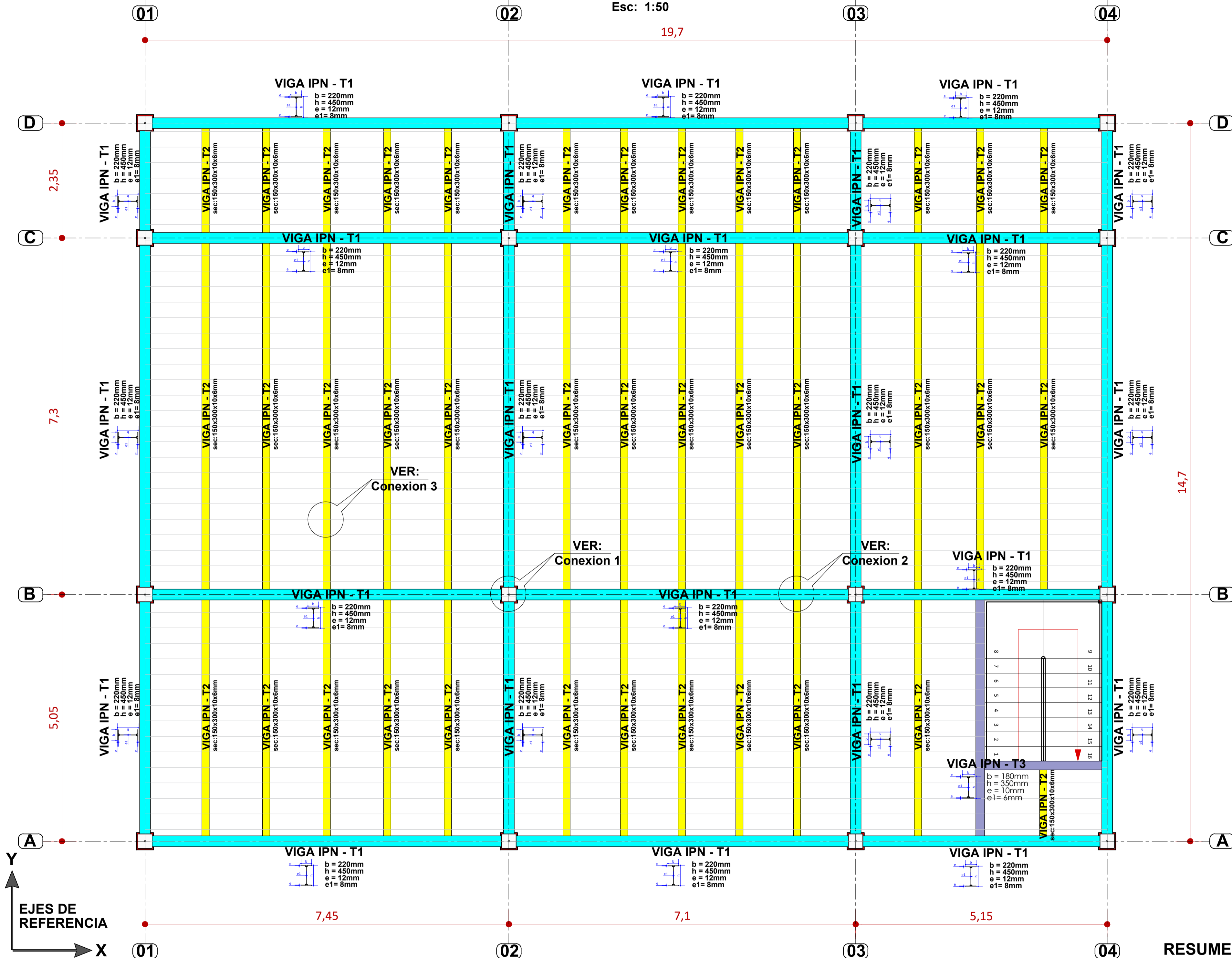
ESTRUCTURA METÁLICA:

- A)- Acero Estructural-Perfiles Metálicos, la Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2.520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor.
- B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS.

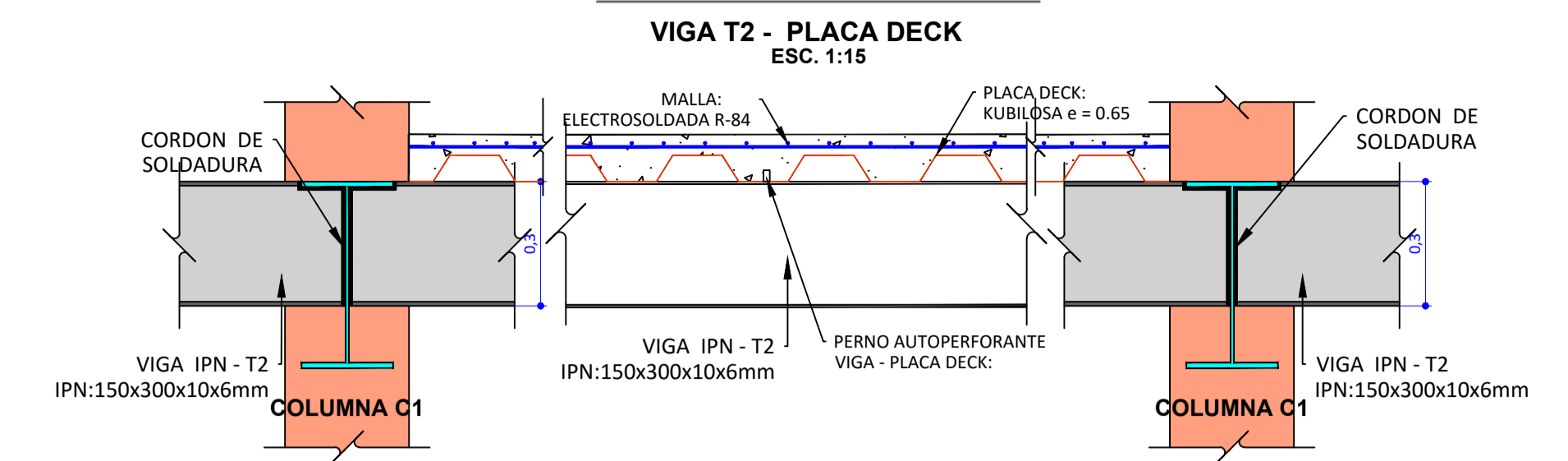
PROYECTO: "Casa Comunal de la Parroquia Sayausi".	
ESCALA: Las Indicadas	UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO
OBSERVACIONES:	DIS: Diego Gustavo García García. DIB: Diego Gustavo García García. REV: Ing. Juan Sola Q.
Sr. Diego Gustavo García García. Tesisista de Ingeniería Civil	
CONTENIDO: Cont..PLANTA DE CIMENTACIÓN Detalles de Armadura de Columnas	FECHA: 18/Mar/2016 HOJA: 02 de 05

ARMADURA ESTRUCTURAL DE VIGAS N=+3.00m

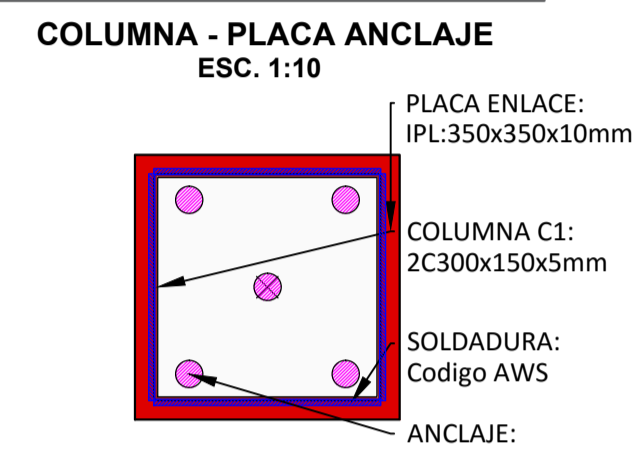
Esc: 1:50



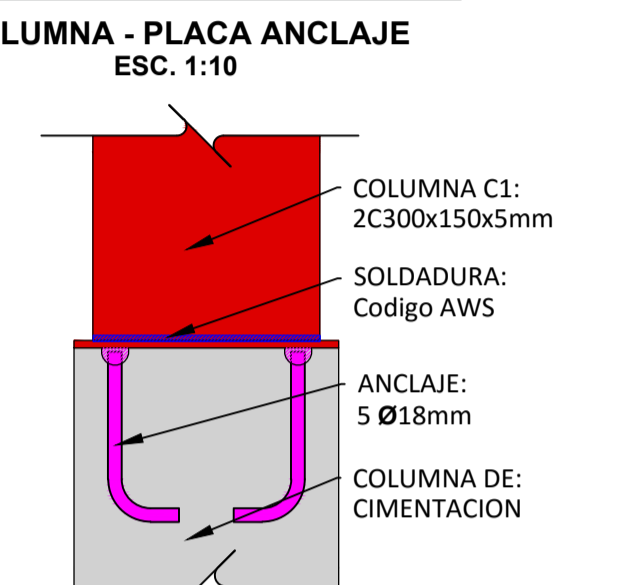
SECCIÓN CARACTERÍSTICA



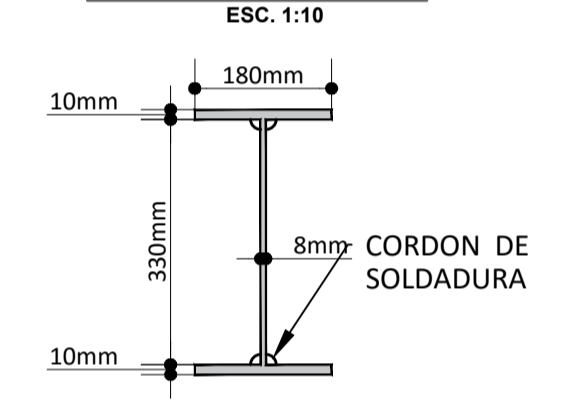
SECCIÓN C1



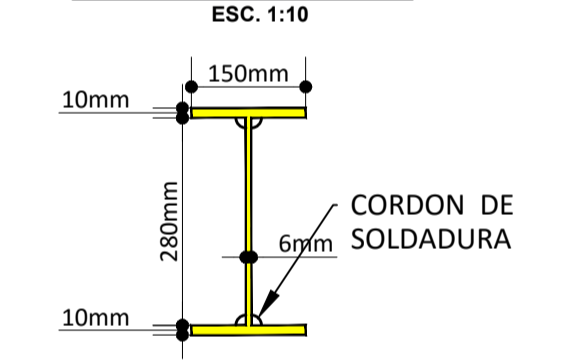
CORTE C1



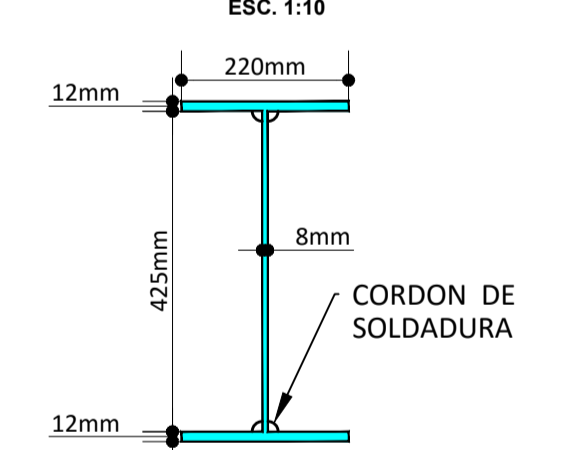
VIGA IPN - T3



VIGA IPN - T2



VIGA IPN - T1



- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**
- Normas utilizadas para el diseño:
- NEC-SE ACERO
 - ACI 318-(S)14
 - AISC-360-10 (ASD /LRFD)
 - AWS-99
 - AISI 2002
- HORMIGONES:**
- A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 35 mm
 - B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
- REFUERZO:**
- B)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 - B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 - C)- El primer estribo en vigas colocar a no mas de 4cm del elemento de apoyo
 - C)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)14
 - E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm
- ESTRUCTURA METÁLICA:**
- A)- Acero Estructural-Perfiles Metálicos, la Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2.520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor.
 - B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS.

RESUMEN DE VIGAS N = + 3.00m

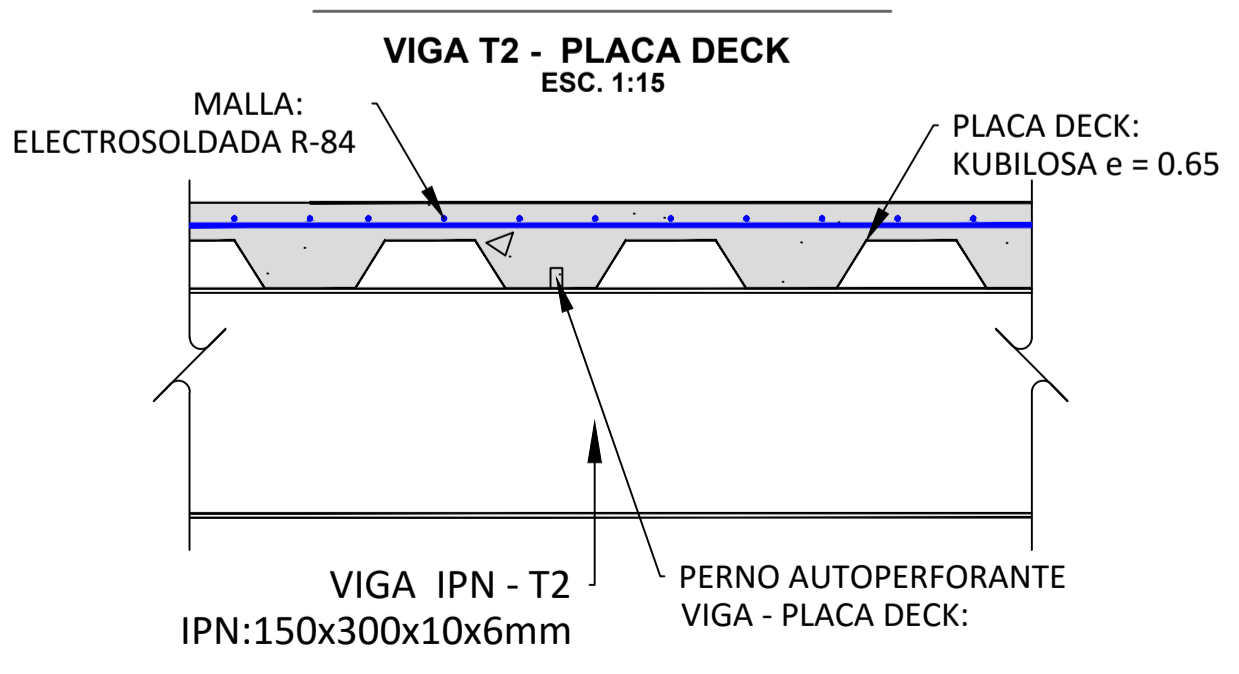
PERFIL (mm)	Longitud total (m)	Peso Unit (kg/m)	Peso Total (Kg)
IPN 220x450x12x8mm	137.60	69.865	9613.42
IPN 150x300x10x6mm	181.00	47.10	8525.10
IPN 180x350x10x6mm	7.85	55.735	437.52
TOTAL			18576.04

PLACAS	Cantidad (m2)	Peso Unit (kg/m2)	Peso Total (Kg)
PL 350x350x10mm	7.84	9.62	615.44
KUBILOSA e=0.65	281.31	6.34	1783.51
TOTAL PLACAS			2398.95

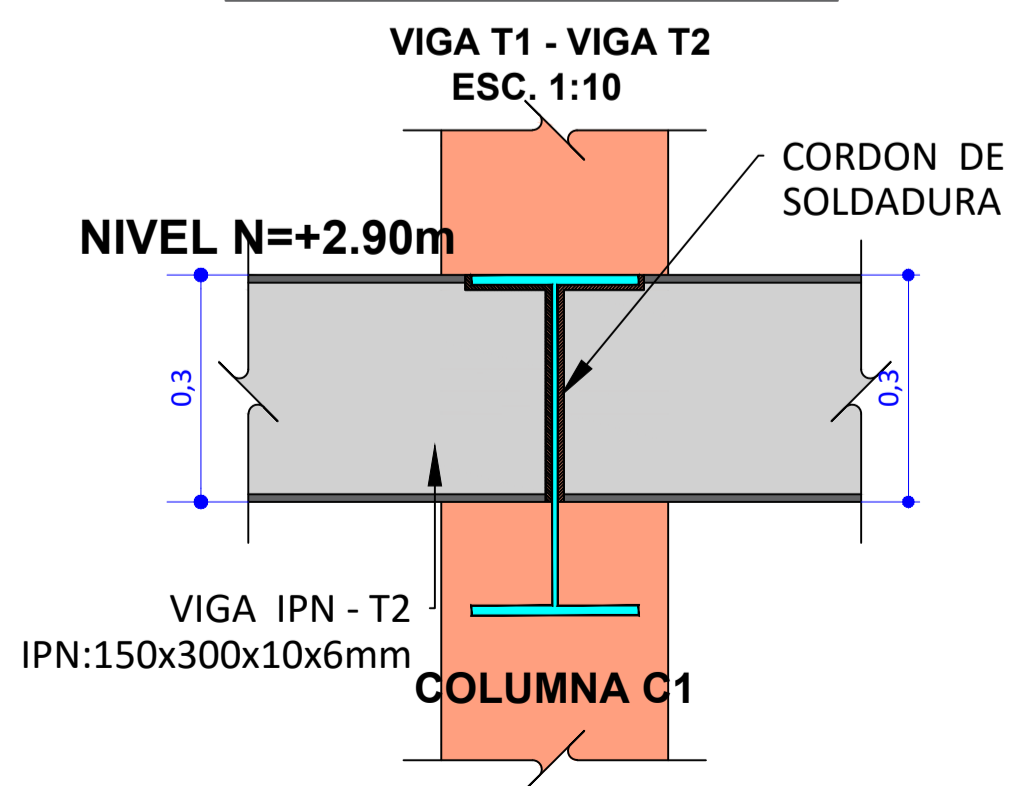
ARMADURA PRINCIPAL	ARMADURA SECUNDARIA
1253.23 (kg) 51.7%	244.70 (kg) 45.9%

NOTA: No incluye traslapes ni desperdicios

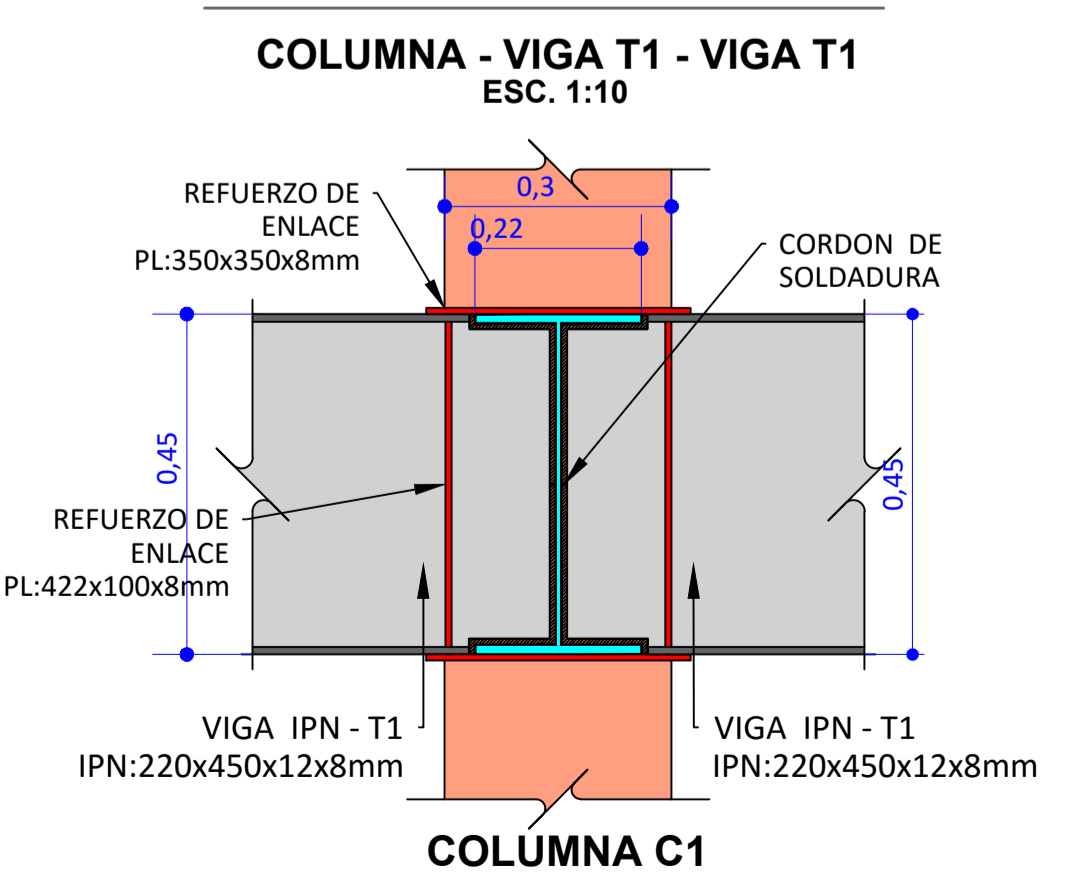
CONEXION 3



CONEXION 2



CONEXION 1



PROYECTO: "Casa Comunal de la Parroquia Sayausi".

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

DIS: Diego Gustavo García García.
DIB: Diego Gustavo García García.
REV: Ing. Juan Sola Q.

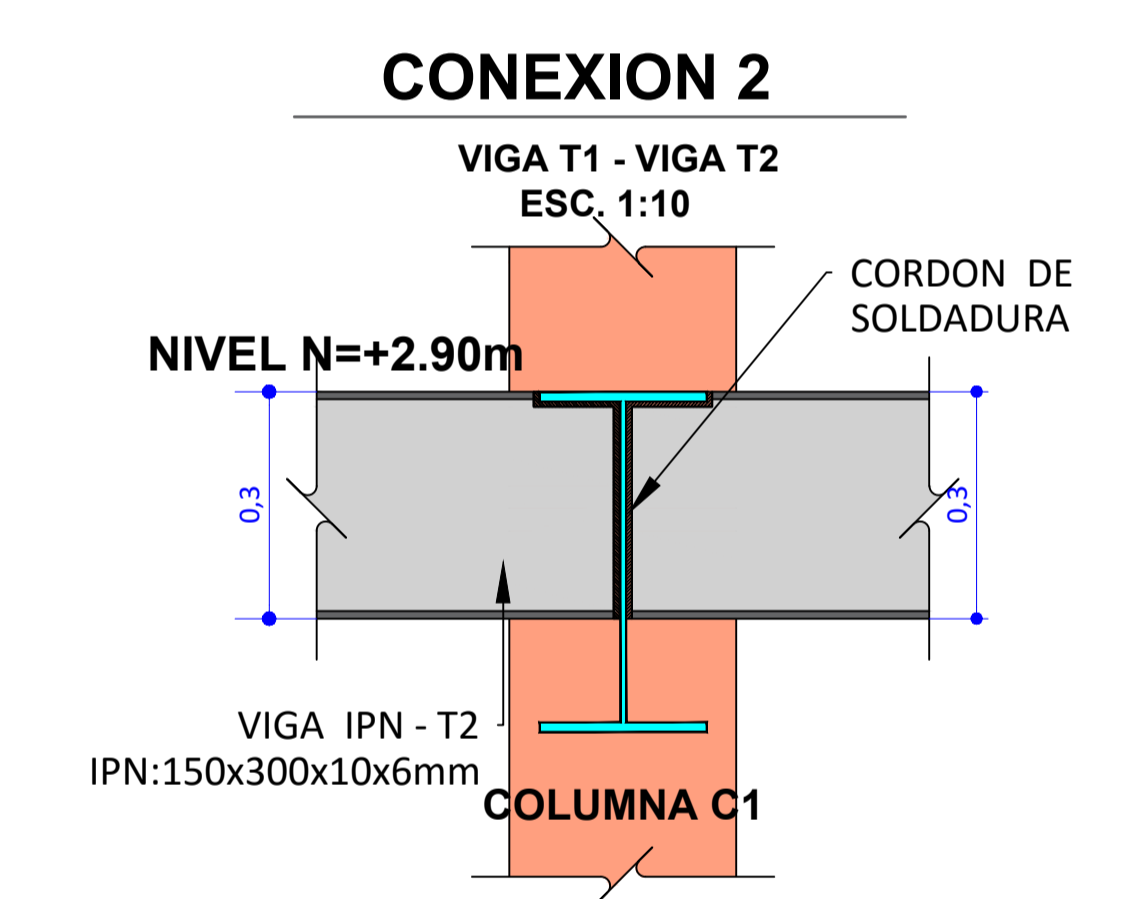
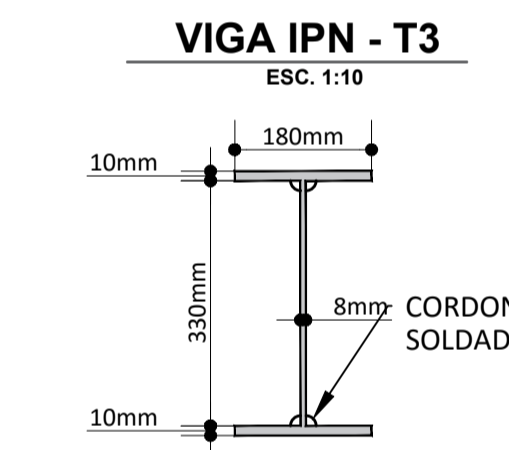
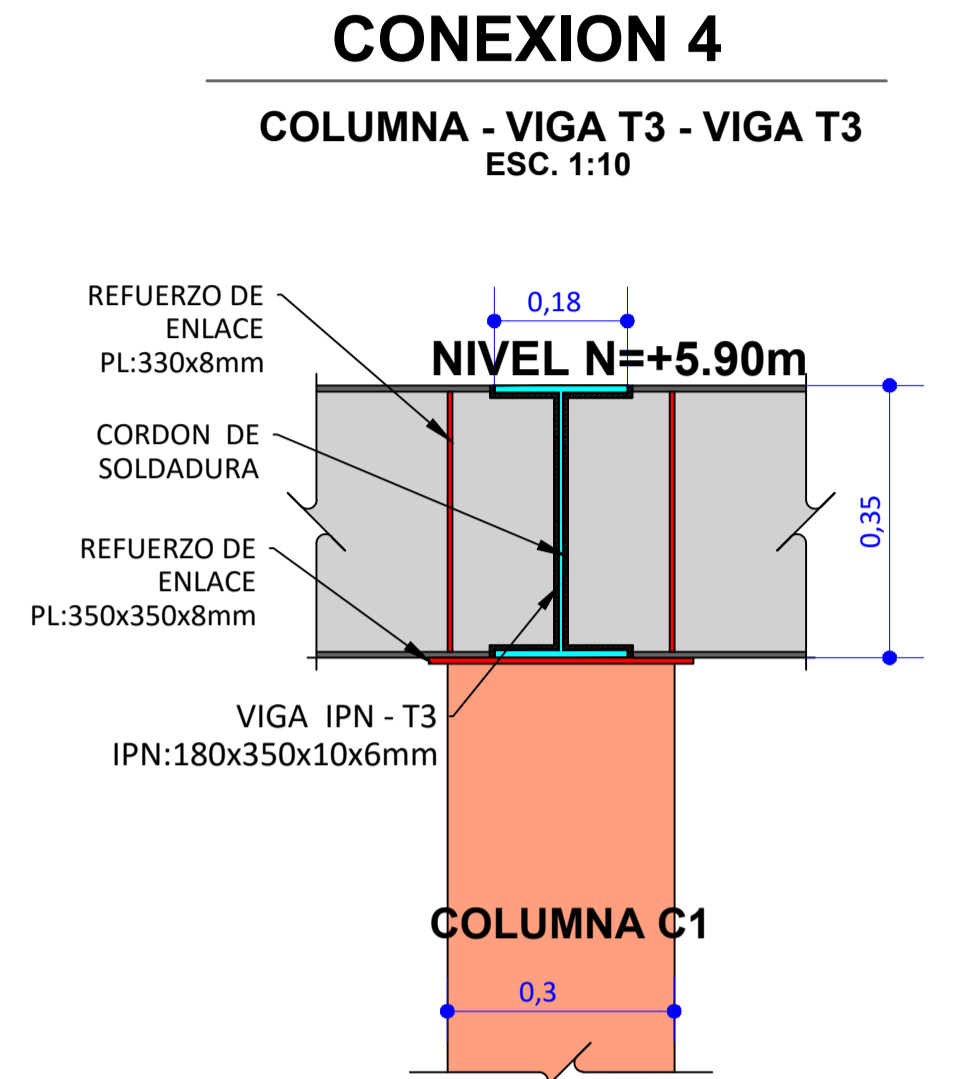
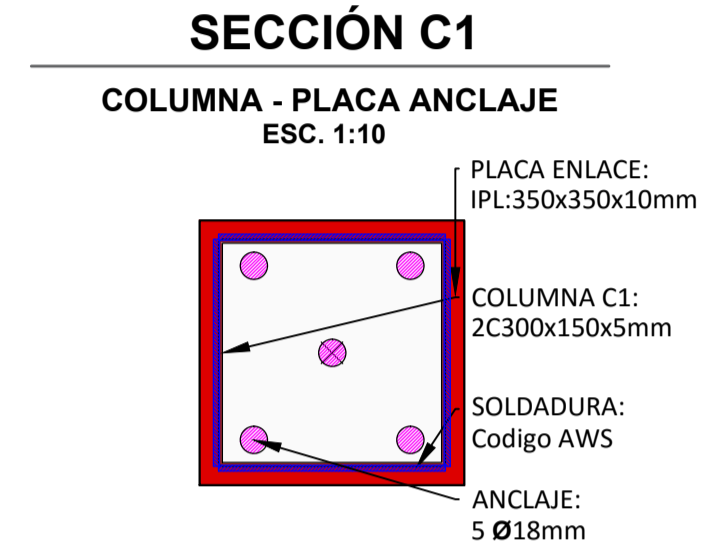
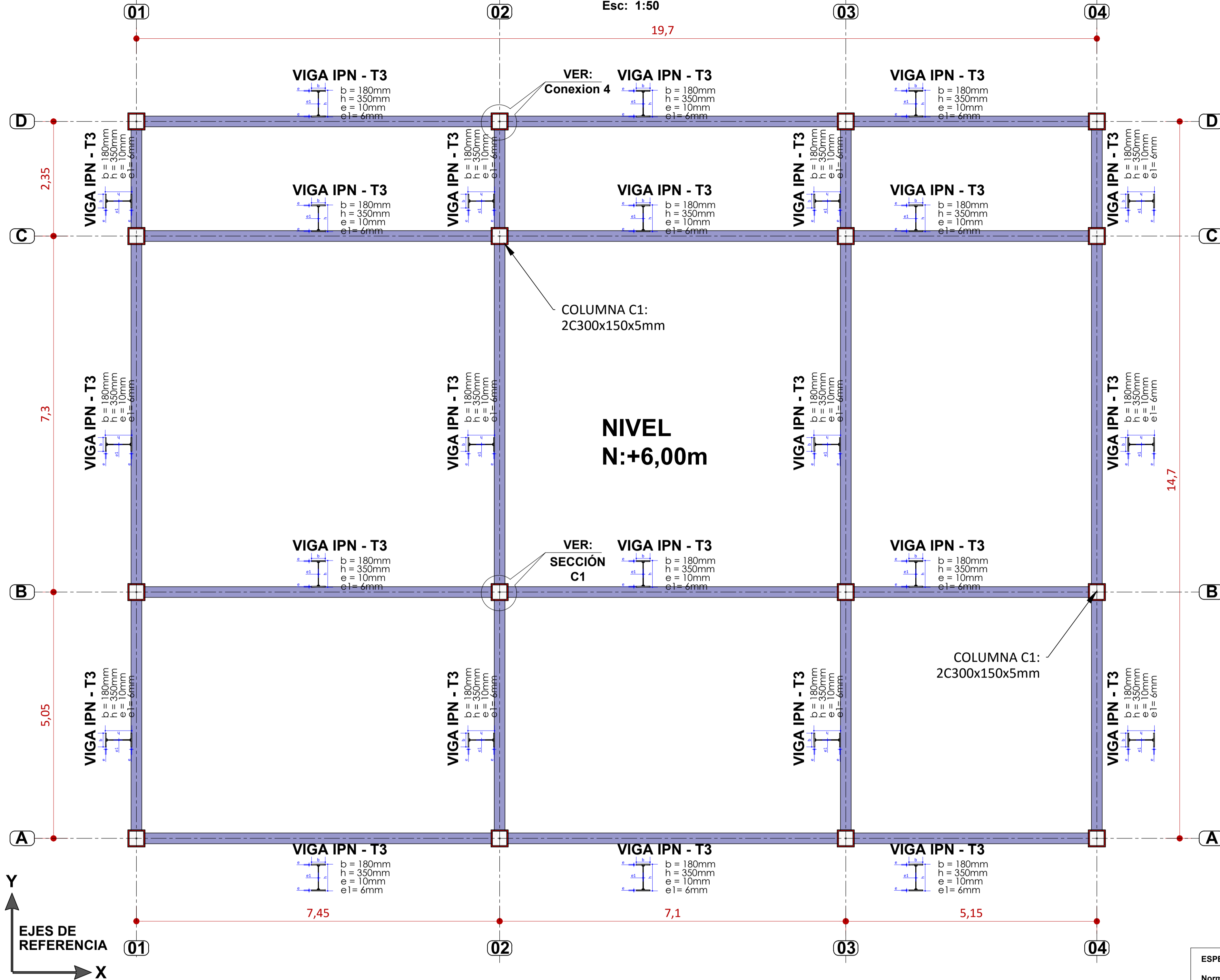
Sr. Diego Gustavo García García.
Tesisista de Ingeniería Civil

CONTENIDO: ARMADURA ESTRUCTURAL DE LOSA TIPO DECK
RESUMEN DE ACERO

FECHA: 18/Mar/2016
HOJA: 03 de 05

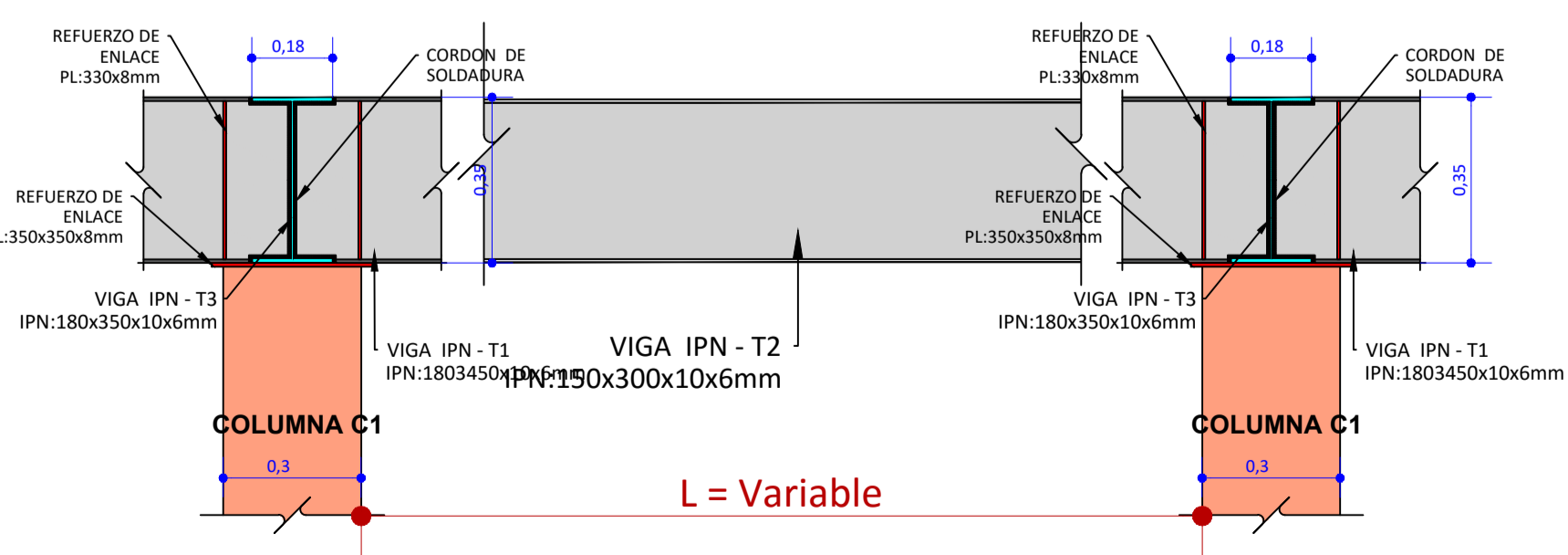
ARMADURA ESTRUCTURAL DE VIGAS N=+6.00m

Esc: 1:50



SECCIÓN CARACTERÍSTICA

VIGA T3 - ENTRE COLUMNAS
ESC. 1:15



RESUMEN DE VIGAS N = + 6.00m

PERFIL (mm)	Longitud total (m)	Peso Unit (kg/m)	Peso Total (Kg)
IPN 180x350x10x6mm	137.60	55.735	7669.136
TOTAL			7669.136

PLACAS	Cantidad (m2)	Peso Unit (kg/m2)	Peso Total (Kg)
PL 350x350x10mm	1.96	9.62	153.86
TOTAL PLACAS			153.86

ARMADURA PRINCIPAL	ARMADURA SECUNDARIA
1253.23 (kg) 100 %	244.70 (kg) 0 %

NOTA: No incluye traslapes ni desperdicios

- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**
- Normas utilizadas para el diseño:
- NEC-SE ACERO
 - ACI 318-(S)14
 - AISC-360-10 (ASD /LRFD)
 - AWS-99
 - AISI 2002
- HORMIGONES:**
- A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 35 mm
 - B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
- REFUERZO:**
- B)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 - C)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 - C)- El primer estribo en vigas colocar a no mas de 4cm del elemento de apoyo
 - C)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)14
 - E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm
- ESTRUCTURA METÁLICA:**
- A)- Acero Estructural-Perfiles Metálicos, la Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2.520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor.
 - B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS.

PROYECTO: "Casa Comunal de la Parroquia Sayausi".

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

DIS: Diego Gustavo García García.
DIB: Diego Gustavo García García.
REV: Ing. Juan Sola Q.

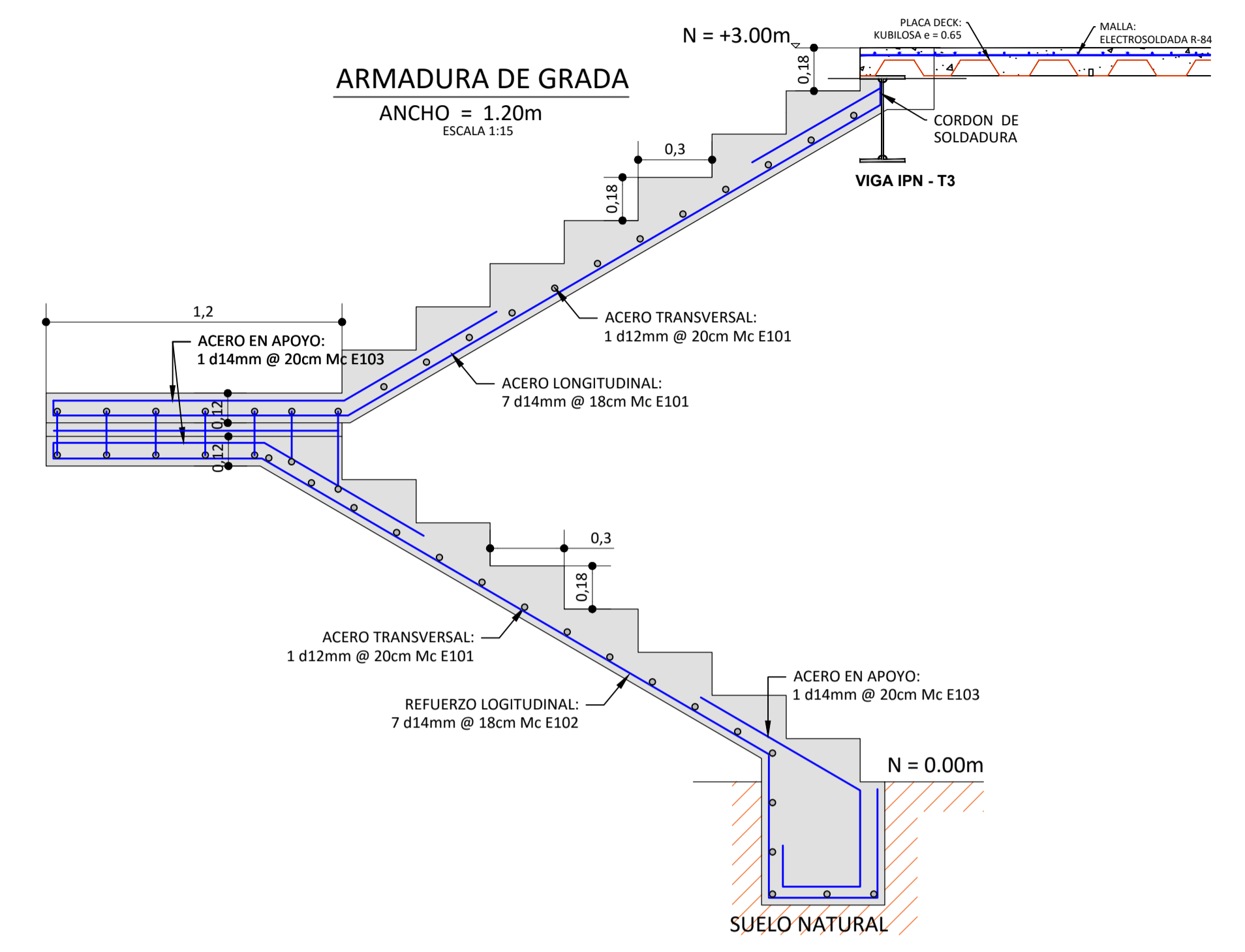
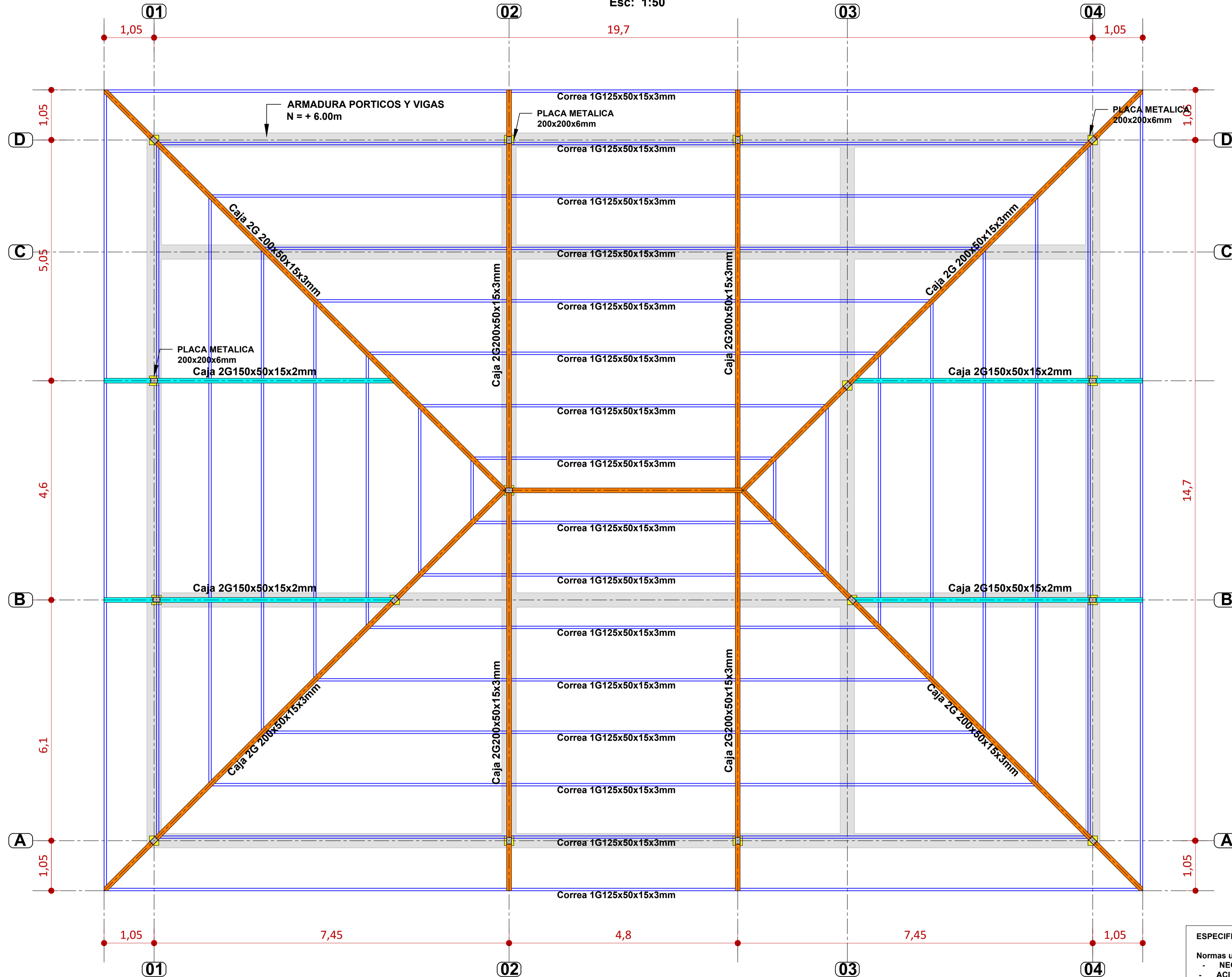
Sr. Diego Gustavo García García.
Tesisista de Ingeniería Civil

CONTENIDO: ARMADURA ESTRUCTURAL DE VIGAS DE AMARRE N=+6.00m
RESUMEN DE ACERO

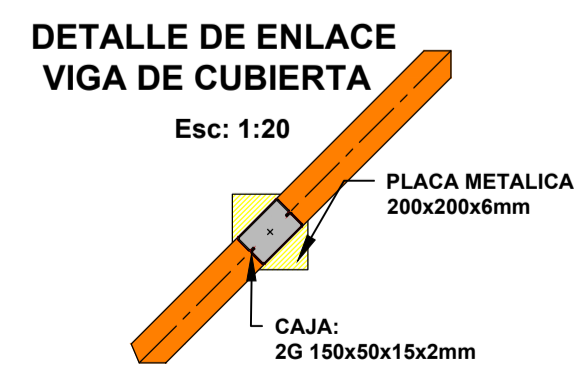
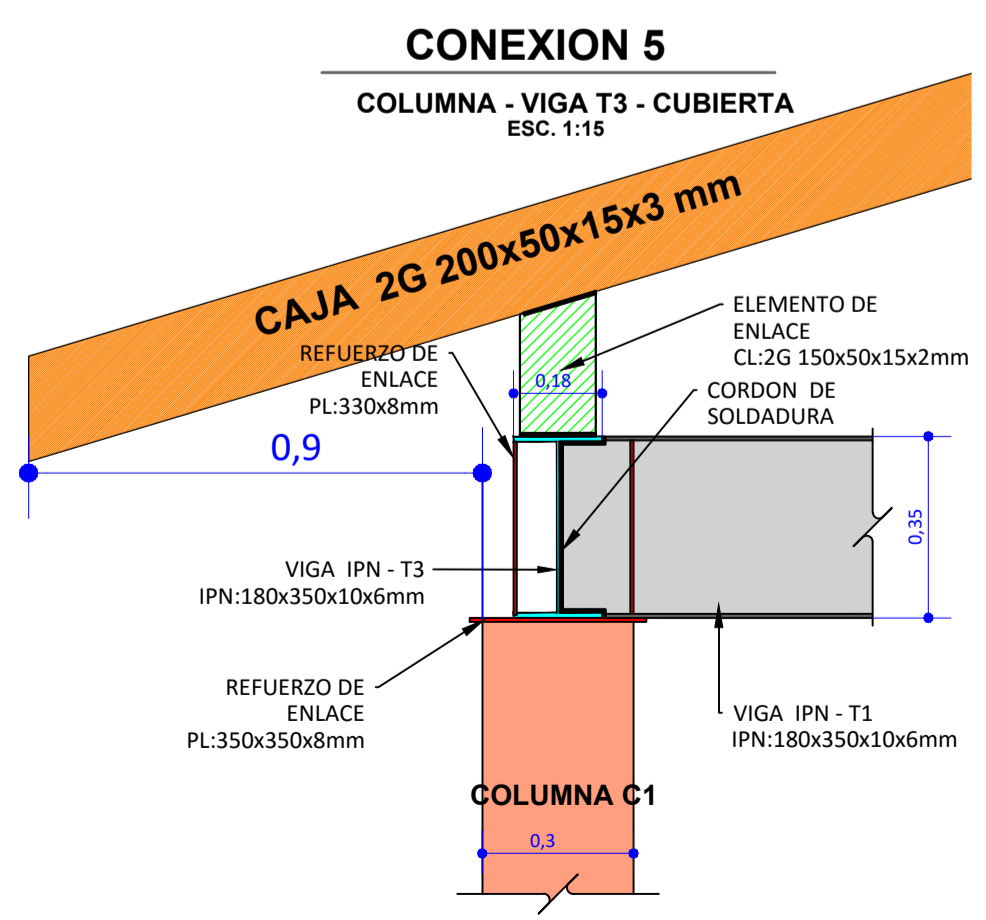
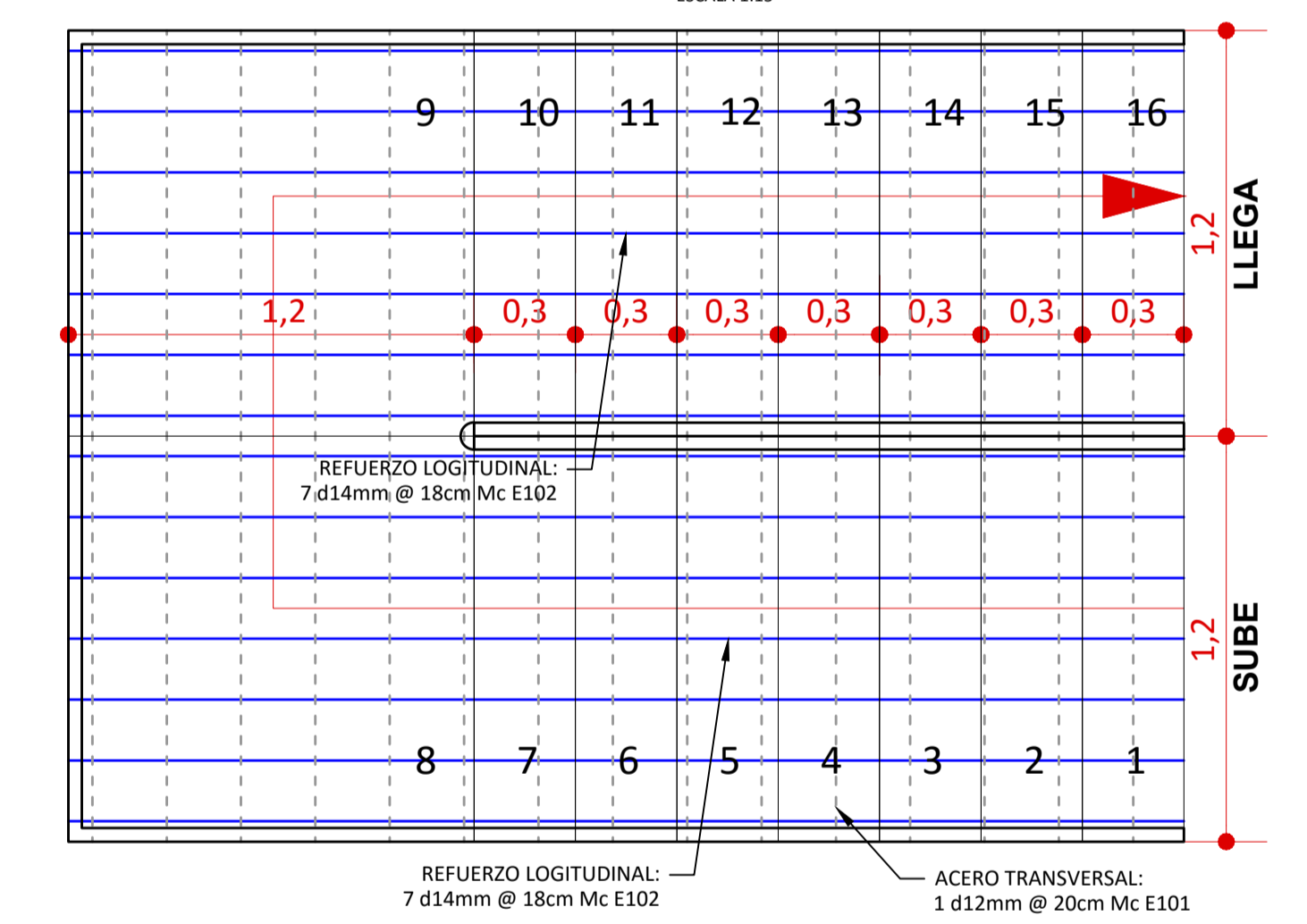
FECHA: 18/Mar/2016
HOJA: 04 de 05

ARMADURA ESTRUCTURA METÁLICA DE CUBIERTA $i = 30\%$

Esc: 1:50



PLANTA DE ARMADURA DE GRADA
ANCHO = 1.20m
ESCALA 1:15



RESUMEN DE PERFILES EN CUBIERTA

PERFIL (mm)	Longitud total (m)	Peso Unit (kg/m)	Peso Total (Kg)
G 125x50x15x3mm	369.60	5.540	2047.58
G 150x50x15x2mm	58.40	4.19	244.70
G 200x50x15x3mm	171.44	7.31	1253.23
TOTAL			3545.51

PLACAS	Cantidad (Un.)	Peso Unit (kg/m)	Peso Total (Kg)
PL 200x200x6mm	16	1.884	30.144
TOTAL PLACAS			30.144

ARMADURA PRINCIPAL	ARMADURA SECUNDARIA
1253.23 (kg) 35%	244.70 (kg) 7%

NOTA: No incluye traslapes ni desperdicios

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Normas utilizadas para el diseño:

- NEC-SE ACERO
- ACI 318-(S)14
- AISC-360-10 (ASD /LRFD)
- AWS-99
- AISI 2002

HORMIGONES:

A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones ≤ 35 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f'c = 240$ kg/cm² o mayor

REFUERZO:

B)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200$ kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no mas de 4cm del elemento de apoyo
 C)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)14
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas y Muros: 2 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Concreto colado directamente sobre el suelo: 7 cm
 - Concreto expuesto a la acción del suelo: 5 cm

ESTRUCTURA METÁLICA:

A)- Acero Estructural-Perfiles Metálicos, la Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2.520$ kg/cm² o mayor.
 B)- Juntas soldadas deberán cumplir con las especificaciones del código AWS.

PROYECTO: "Casa Comunal de la Parroquia Sayausi".

ESCALA: Las Indicadas

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

DIS: Diego Gustavo García García.
DIB: Diego Gustavo García García.
REV: Ing. Juan Sola Q.

Sr. Diego Gustavo García García.
Tesisista de Ingeniería Civil

CONTENIDO: *ARMADURA DE CUBIERTA
*ARMADURA DE GRADA
*Detalles y resumen de materiales

FECHA: 18/Mar/2016
HOJA: 05 de 05