

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE
OCHO PISOS Y DOS SÓTANOS EN EL CERCADO DE LA CIUDAD DE TACNA”**

TÉISIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

BACH. ING. CORRALES PONCE. JUAN DIEGO
BACH. ING. FERREYRA GODINEZ, FERNANDO ORESTES

ASESOR: ING. CÉSAR JOSÉ AVENDAÑO JIHUALLANGA

**TACNA – PERÚ
Enero - 2016**

Dedicatoria:

Juan Diego Corrales Ponce

A Dios que me mostró su soberanía, justicia y amor en todo momento. Él ha cambiado a mi familia para ayudarme y ahora está cambiando más y más mi corazón. Ahora consciente de mas, por ser primero consciente de su presencia.

Fernando Ferreyra Godinez

Todo se lo debo a Dios y a mis padres que siempre apoyaron cada sueño que tuve y ser ingeniero es uno de ellos.

A mi hermana que con su ejemplo me enseña cada día a superarme.

A mis abuelos, que hoy me acompañan y los que no, gracias por todo el amor.

Y, a ti por ser mi acompañante y guía de mi vida.

Resumen

El presente proyecto de tesis tiene como objetivos realizar el análisis y el diseño estructural en concreto armado de un edificio de oficinas de ocho pisos y dos sótanos, ubicado en el centro de la ciudad de Tacna.

La arquitectura de la edificación presenta 8 niveles; dos sótanos y ocho pisos. Los dos sótanos están destinados para área de parqueo (estacionamiento), el primer piso está proyectado para ser el área de recepción y esparcimiento, y los siete pisos restantes serán las oficinas.

El terreno sobre el que se plantea el proyecto es de forma rectangular, de 600 m² de área y con capacidad admisible a nivel de cimentación, de 2.5 kg/cm². El terreno tiene 15 metros de frente y 40 metros de fondo aproximadamente.

Para el análisis sísmico del presente proyecto se utilizó un modelo tridimensional elaborado en el software ETABS, siguiendo las estipulaciones y exigencias mencionadas en la Norma Técnica E.030-2006 (Diseño Sismorresistente). Se consideró el supuesto que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, por lo que se usó un modelo con ortogonales de traslación horizontal y uno de rotación.

El edificio se ha estructurado en base a elementos de concreto armado, considerando el uso de muros de corte o placas, de columnas y vigas peraltadas. El sistema predominante en ambas direcciones corresponde a sistema dual, los cuales controlarán los desplazamientos laterales.

Contenido

Capítulo I: Generalidades	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Justificación	3
1.3. Objetivos.....	3
Capítulo II: Marco Teórico	4
2.1 Normas Empleadas	4
2.2 Fundamentos del Diseño en Concreto Armado	4
2.3 Cargas de Diseño	4
2.4 Diseño por Flexión y Carga Axial.....	6
2.5 Diseño por Cortante.....	8
2.6 Disposiciones especiales para muros.....	10
2.7 Diseño por Flexocompresión	12
2.8 Diseño por Capacidad	13
2.9 Detalles de Refuerzo	14
2.10 Longitudes rectas de anclaje	15
2.11 Detalles de empalmes y de doblado de estribos	18
2.12 Corte de fierro.....	19
2.13 Espaciamientos mínimos y máximos de barras.....	19
2.14 Consideraciones Especiales para Elementos con Responsabilidad Sísmica	20
2.15 Requisitos para vigas y columnas	21
Capítulo III: Estructuración	25
Capítulo IV: Predimensionamiento	27
4.1. Losas Aligeradas	27
4.2. Vigas.....	27

4.3. Columnas.....	29
4.4. Muros de Corte o Placas	30
Capítulo V: Metrado de Cargas de Gravedad	31
5.1. Cargas de Diseño	31
5.2. Losas aligeradas y Macizas.....	32
5.3. Vigas.....	32
5.4. Columnas y Placas	33
Capítulo VI: Análisis Sísmico.....	34
6.1 Modelo Sísmico	34
6.2 Parámetros Sísmicos.....	34
6.3 Configuración Estructural.....	35
6.4 Modos y Periodos de Vibración de la Estructura	37
6.5 Análisis Estático.....	39
6.6 Análisis Dinámico	40
6.7 Derivas de Entrepiso.....	40
Capítulo VII: Diseño de Losas.....	41
7.1. Losa Maciza.....	41
7.2. Losa Aligerada.....	45
Capítulo VIII: Diseño de Vigas	47
8.1. Diseño por Flexión	47
8.2. Diseño por Corte.....	49
Capítulo IX: Diseño de Columnas.....	51
9.1. Esbeltez en elementos a compresión	51
9.2. Diseño por Flexocompresión	52
9.3. Diseño por Corte.....	55

Capítulo X: Diseño de Muros de Corte o Placas	59
10.1. Diseño por Flexo compresión	59
10.2. Diseño por Corte	62
Capítulo XI: Diseño de Muros de Sótano	66
11.1. Cargas Perpendiculares	67
11.2. Diseño por Flexión.....	69
11.3. Diseño por Corte	69
Capítulo XII: Diseño de Cimentación	70
12.1 Diseño de Zapatas Aisladas	70
12.1.1. Dimensionamiento de la Zapata	70
12.1.2. Determinación de la Reacción Amplificada.....	71
12.1.3. Diseño por Punzonamiento.....	72
12.1.4. Diseño por Cortante.....	72
12.1.5. Diseño por Flexión	72
12.2. Diseño de Zapatas Combinadas	74
12.2.1 Dimensionamiento de la Zapata	74
12.2.2 Determinación de la Reacción Amplificada.....	74
12.2.3 Diseño por Punzonamiento.....	75
12.2.4 Diseño por Corte.....	75
12.2.5 Diseño por Flexión	75
Capítulo XIII: Elementos Estructurales Adicionales	77
13.1. Diseño de Escaleras.....	77
13.2. Diseño de Cisterna	78
Capítulo XIV: Comentarios y Conclusiones	81
Capítulo XV: Bibliografía	84

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Diagrama de Interacción.....	13
Ilustración 2: Detalle de Refuerzo	14
Ilustración 3: Longitudes de Anclaje	17
Ilustración 4: Detalles de empalme de columnas, placas y muros para refuerzo vertical	18
Ilustración 5: Detalle de doblado de estribos en columnas y vigas	18
Ilustración 6: Detalles de empalmes y doblado de estribos	19
Ilustración 7: Identificación de losas	33
Ilustración 8: Modelación de Estructura en ETABS	36
Ilustración 9: Diagrama Momento Flector Viga VP-T2-3 (0.30x0.65).....	47
Ilustración 10: Diagrama de Fuerza Cortante Viga VP-T2-3 (0.30x0.65). 47	
Ilustración 11: Diagrama Interacción C1 XX	54
Ilustración 12: Diagrama Interacción C1 YY	54
Ilustración 13: Detalle de Columna C1.....	58
Ilustración 14: Distribución de acero en PCe para diseño	59
Ilustración 15: Diagrama de Interacción para PCe XX.....	60
Ilustración 16: Diagrama de Interacción para PCe YY	60
Ilustración 17: Característica Placa PCe.....	65
Ilustración 18: Distribución de cargas para diseño muro de sótano.....	67
Ilustración 19: Diagrama de Fuerzas Cortantes en muro Sótano	68
Ilustración 20: Diagrama de Momento Flector en muro Sótano	68
Ilustración 21: Distribución de acero en Zapata (Z2 - C2).....	73
Ilustración 22: Distribución de acero en Z. Combinada 2.....	76
Ilustración 23: Distribución de Acero en Cisterna	80

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores de reducción de Resistencia	6
Tabla 2: Resistencia del Concreto en Cortante.....	9
Tabla 3: Longitud de Anclaje en Tracción - Barras Inferiores (Ld)	15
Tabla 4: Longitud de anclaje en tracción - Barras Superiores (Ld)	16

Tabla 5: Longitud de anclaje en compresión (Ldc)	16
Tabla 6: Anclaje con gancho estándar (Ldg)	17
Tabla 7: Predimensionamiento de Vigas	29
Tabla 8: Predimensionamiento de Columnas	30
Tabla 9: Pesos unitarios	31
Tabla 10: Cargas muertas	31
Tabla 11: Cargas vivas	32
Tabla 12: Cargas de losas	32
Tabla 13: Parámetros Sísmicos	35
Tabla 14: Verificación de existencia de irregularidad torsional - Eje X.....	36
Tabla 17: Verificación de existencia de irregularidad torsional - Eje Y.....	37
Tabla 18: Periodos y %Masa participante.....	39
Tabla 19: Coeficiente de Cortante Basal	39
Tabla 20: Cortante Basal Estática.....	40
Tabla 21: Cortante Basal Dinámica	40
Tabla 22: Factor de Amplificación Sísmica (Cortante basal)	40
Tabla 23: Derivas de Entrepiso Eje X	41
Tabla 24: Derivas de Enterpiso Eje Y	41
Tabla 25: Combinaciones de Cargas para Columna C1	53
Tabla 26: Cargas criticas utilizadas para Diseño de Columna C1	55
Tabla 27: Cortante Ultimo en C1 por piso	55
Tabla 28: Verificación de cortantes máximos - concreto y acero	56
Tabla 29: Refuerzo Vertical Colocado C1	56
Tabla 30: Calculo de estribos para C1 según Norma NTE E060	57
Tabla 31: Verificación de Cortante Nominal en C1	57
Tabla 32: Combinaciones de cargas para PCe - Diseño de Placa	59
Tabla 33: Cargas actuantes ultimas en PCe.....	61
Tabla 34: Verificación de cortante resistida por concreto y acero refuerzo PCe.....	62
Tabla 35: Determinación de refuerzo horizontal para PCe	63
Tabla 36: verificación de cortante nominal PCe.....	63

Tabla 37: Estribos para confinamientos en PCe	64
Tabla 38: Características de refuerzo vertical y horizontal en PCe.....	65
Tabla 39:Características de diseño de Placa PCe	66
Tabla 40: Datos geotécnicos del terreno	68
Tabla 41: Empuje total en muros de sótano	68
Tabla 42: Diseño por flexión muro sótano	69
Tabla 43: Diseño por corte en muro de sótano	69
Tabla 44: Cargas actuantes para diseño de zapatas	70
Tabla 45: Dimensionamiento de Zapatas	71
Tabla 46: Reacción Amplificada para diseño de zapata	71
Tabla 47: Diseño de zapata por punzonamiento.....	72
Tabla 48: Diseño de zapata por cortante	72
Tabla 49: Diseño de zapata por Flexión	72
Tabla 50: Cargas actuantes en Zapata combinada 2	74
Tabla 51: Dimensionamiento de zapata combinada	74
Tabla 52: Determinación de reacción Amplificada Z. Combinada 2.....	75
Tabla 53: Diseño por punzonamiento Z. Combinada 2.....	75
Tabla 54: Diseño por cortante Z. combinada 2	75
Tabla 55: Diseño por flexión Z. Combinada 2	75
Tabla 56: Diseño de Cisterna.....	79

Capítulo I: Generalidades

1.1. Antecedentes

Durante los últimos años, el turismo y comercio han incrementado considerablemente en la ciudad de Tacna, lo cual es evidente con el alto tránsito peatonal y vehicular que años atrás no era notorio en la ciudad.

Actualmente los centros comerciales existentes y empresas que vienen laborando bastante tiempo, han terminado con espacios muy reducidos, lo cual deja en evidencia un cierto grado de desorden en las zonas más visitadas de la ciudad de Tacna. Se tiene por conocimiento que empresas nuevas pretenden instalarse en la ciudad de Tacna, de las cuales algunas ya han iniciado las construcciones de sus edificios, mientras que otras ya han finalizado. Se ha observado la implementación de construcción de sótano de un solo nivel. Pero, aun así, se ha podido apreciar que no ha sido suficiente, respecto al aforo que genera el incremento de turismo y comercio.

Con la presente tesis se pretende proponer al mercado tacneño una edificación que ocupa una menor área en la cota cero (nivel de terreno natural) y aporta un área techada mucho mayor respecto a lo anterior.

Se tiene la arquitectura de una edificación que se presenta como un edificio de oficinas, proyectado sobre un terreno rectangular de 600 m²; 15 metros de frente por 40 metros de profundidad.

El proyecto se ubica en la zona más céntrica de la ciudad de Tacna, siendo un lugar idóneo para cualquier empresa que requiera empezar o seguir su operación en esta ciudad. El edificio limita por 3 frentes con edificaciones vecinas, cuenta con dos sótanos exclusivos para estacionamientos, con un primer piso donde se puede distinguir la entrada principal junto con la recepción y área de esparcimiento, 8 pisos superiores a disposición de la empresa que requiera esta edificación para su configuración.

En el edificio se encuentran 1 acceso: una primera rampa para autos que baja hacia el primer sótano a -3.00 metros y un acceso peatonal con escaleras que llegan a un punto de control/recepción, siguiendo hacia un hall de entrada, sala de espera y área de esparcimiento donde se encuentran la entrada hacia el ascensor y las escaleras, y la segunda rampa para autos que baja al segundo sótano.

1.2. Justificación

El desarrollo de la infraestructura en Tacna, actualmente presenta mayores exigencias, debido a factores de crecimiento poblacional y aún más por el incremento del turismo y comercio. Además, la zona centro de la ciudad de Tacna posee un suelo propicio para la construcción edificaciones de múltiples niveles y aprovechando el crecimiento comercial vemos por conveniente aportar con el diseño en concreto armado de una edificación que se preste a estas características económicas, en este caso oficina

1.3. Objetivos

Objetivo General

Realizar el análisis y diseño estructural de un Edificación de Concreto Armado de 8 pisos y 2 sótanos en el cercado de Tacna, distrito de Tacna, departamento de Tacna, Perú.

Objetivos específicos

- Utilizar los softwares de acuerdo a la finalidad del proyecto para el análisis y diseño estructural.
- Realizar este proyecto con las normas vigentes relacionadas a la tesis.
- Aplicar todos los conocimientos obtenidos en nuestra formación universitaria, así como los obtenidos durante el desarrollo de la tesis.

Capítulo II: Marco Teórico

2.1 Normas Empleadas

El estudio, análisis y diseño de los elementos estructurales de concreto armado del presente proyecto se basa en la normativa actual, instada en los documentos vigentes a la fecha de publicación del presente trabajo, tales como:

- Norma Técnica de Edificación E.020 (Cargas),
- Norma Técnica de Edificación E.030 (Diseño Sismorresistente),
- Norma Técnica de Edificación E.050 (Suelos y Cimentaciones), y,
- Norma Técnica de Edificación E.060 (Concreto Armado).

2.2 Fundamentos del Diseño en Concreto Armado

El diseño en concreto armado debe establecerse en base a los máximos esfuerzos de las cargas actuantes amplificadas (Resistencia requerida), es decir, todos los elementos deben tener una resistencia de diseño (ϕR_n) por lo menos igual a la resistencia requerida (R_μ), y comprobar que en condiciones de servicio la respuesta de estos elementos (deflexiones, agrietamiento, vibraciones, fatiga, etc) se encuentra dentro de rangos de valores que demuestren el buen funcionamiento de los mismos y la comodidad de los usuarios.

$$\phi R_n \leq R_\mu$$

2.3 Cargas de Diseño

Para el presente diseño hemos considerado tres tipos de cargas:

- Carga Muerta (CM) : Conformado por el peso de la misma estructura más la de los elementos permanentes.
- Carga Viva (CV) : Conformado por el peso de los ocupantes, equipos, muebles y otros elementos móviles.
- Carga de Sismo (CS) : Son aquellas que se generan debido a la acción del sismo sobre la estructura.

La norma de Concreto E.060 2006 establece las combinaciones de cargas de servicio con sus respectivos factores de amplificación, teniendo las siguientes combinaciones básicas.

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

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

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Dónde: CM = Carga muerta
CV = Carga viva
CS = Carga de sismo

Estas combinaciones fueron utilizadas para determinar los máximos momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales en cada sección de los elementos estructurales. Luego se halló la envolvente de momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales para realizar el diseño de los elementos.

“Las cargas serán estipuladas en la Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas, con las reducciones de sobrecarga que en ella se permiten, y las acciones sísmicas serán las prescritas en la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente” (SENCICO, 2009)¹

Factores de reducción de Resistencia		
N°	Caso de cargas	ϕ
1	<i>Flexión sin carga axial</i>	0.90
2	<i>Carga axial de tracción con o sin flexión</i>	0.90
3	<i>Carga axial de compresión con o sin flexión</i>	
3.1	<i>Elementos con refuerzo en espiral</i>	0.75
3.2	<i>Otros elementos</i>	0.70
4	<i>Cortante y torsión</i>	0.85

¹ SENCICO. Norma E.060 Concreto Armado, Reglamento Nacional de Edificaciones.1° Ed. Lima. Julio 2009. Pág 60.

5	<i>Aplastamiento en el concreto</i>	0.70
---	-------------------------------------	------

Tabla 1. Factores de reducción de Resistencia

2.4 Diseño por Flexión y Carga Axial

Para el diseño por flexión debemos tener en cuenta de considerar secciones críticas tanto para los momentos negativos como para los momentos positivos. Citaremos a continuación cuatro hipótesis básicas a tener en cuenta para el diseño por flexión:

- “Hipótesis fundamental de la teoría de la flexión”, también conocida como la “hipótesis de Navier” que formula lo siguiente: “Cualquier sección plana de una viga tomada respecto a su eje normal permanece plana después de que la viga está sujeta a un momento flector. Por tanto, un plano inicialmente perpendicular al eje de la viga, permanecerá perpendicular al eje deformado de la viga, después de la deformación”.²
- Tanto las deformaciones del acero de refuerzo como el concreto alrededor suyo deberán considerarse iguales ya que asumimos que no existe deslizamiento entre ambos elementos.
- Se puede despreciar la resistencia en tracción del concreto.
- Los esfuerzos del acero y concreto pueden ser calculados a partir de sus deformaciones a través de las relaciones constitutivas del acero y del concreto.
- El diagrama constitutivo del acero de refuerzo se puede asumir elastoplástico.
- El concreto falla cuando la fibra extrema sometida a compresión alcanza el valor de $\epsilon_{cu} = 0.003$.

² Días Godínez, Saúl, *Manual de Diseño y Cálculo de Estructuras*, México 2008. Pág. 2.

- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria correspondiente ($\sigma - \varepsilon$) puede asumirse como: rectangular, trapezoidal, parabólica o cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

El diseño en concreto armado pasa por la comparación entre las resistencias suministradas versus las resistencias requeridas. Para ello se debe calcular las resistencias nominales y afectarlas por el factor de reducción de carga. En este caso se alcanzará esta resistencia nominal cuando el acero llegue al esfuerzo de fluencia o cuando el concreto llegue a su deformación máxima. El tipo de falla dependerá entonces de la cuantía de acero que se coloque en la sección. Definimos el término cuantía como la relación entre el área de acero de refuerzo en una sección y el área de la misma:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

Dónde: ρ : cuantía de acero
 A_s : Área de acero de refuerzo
 b : Ancho de la sección
 d : Peralte efectivo de la sección

A continuación, estableceremos las siguientes definiciones:

- Falla balanceada: Cuando el concreto alcanza la deformación de agotamiento al mismo tiempo que el acero de refuerzo alcanza la deformación de fluencia.
- Falla de tracción en el acero (sección sub esforzada): Cuando el acero entra en fluencia antes que el concreto alcance la deformación máxima. Es un tipo de falla dúctil y es la deseada en el diseño de elementos que trabajan a flexión.
- Falla de compresión en el concreto (sección sobre esforzada): Cuando el concreto alcanza la deformación máxima antes que el acero entre en

fluencia. Es un tipo de falla frágil y la Norma no permite este tipo de fallas en elementos que trabajan a flexión.

- **Cuantía máxima:** La Norma E.060 limita la cuantía máxima al 75% de la balanceada, de tal forma que se asegure un tipo de falla dúctil.
- **Cuantía mínima:** La Norma E.060 establece una cuantía mínima tal que se garantice que la resistencia de la sección fisurada sea por la menos 1.5 veces mayor que el momento flector causante del agrietamiento en dicha sección.

2.5 Diseño por Cortante

La resistencia al cortante de una sección resulta menos predecible que su resistencia a flexión. La norma establece pautas semi-empíricas que ayudan a cuantificar un valor de resistencia al cortante, y se debe tener en consideración que el concreto no falla por corte, sino por esfuerzos de tracción diagonal originados por las cargas externas, concluyendo que la resistencia al cortante (tracción diagonal) dependerá de la resistencia en tracción del concreto.

Es de vital importancia realizar un diseño por cortante correcto, detallado y racional, de manera que se logre que la sección falle primero por flexión permitiendo así que se desarrolle una falla dúctil.

El diseño por fuerza cortante debe basarse en el Diseño por Resistencia:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_u : es la fuerza de cortante última amplificada.

V_n : es la resistencia cortante nominal de la sección.

V_c : es la resistencia nominal a la cortante proporcionada por el concreto únicamente.

V_s : es la resistencia nominal a la cortante proporcionada por el refuerzo de la cortante.

La Norma permite estimar la resistencia del concreto de acuerdo a la siguiente expresión:

Sistema MKS	Sistema SI
<i>Elementos en Flexión</i>	
$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	$v_c = 0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$
<i>Elementos en Compresión Axial</i>	
$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{N_{\mu}}{14 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d$	$v_c = 0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{N_{\mu}}{14 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d$
<i>Elementos en Tracción Axial</i>	
$v_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 - \frac{N_{\mu}}{35 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d$	$v_c = 0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 - \frac{0.2 \cdot N_{\mu}}{A_g}\right) \cdot b_w \cdot d$

Tabla 2: Resistencia del Concreto en Cortante

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

b_w : Ancho del alma.

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

N_{μ} : Carga axial amplificada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_{μ} ; debe tomarse como positiva para compresión y como negativa para tracción.

A_g : Área bruta de la sección.

Para el caso de estribos perpendiculares al eje del elemento, la fuerza total en dichos se supone:

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

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento “s”.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

s: Espaciamiento entre refuerzos transversales.

La norma limita el valor de la resistencia nominal a la cortante proporcionada por el refuerzo de la cortante (V_s) para evitar la falla del concreto comprimido antes que los estribos fluyan mediante la siguiente expresión:

$$V_{s \text{ máx}} = 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

Si la fuerza cortante última se encuentra en el rango de $0.5 \cdot \phi \cdot V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ entonces se requerirán estribos mínimos, en función al mayor de los siguientes valores:

$$A_{v \text{ min}} = \frac{0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot s}{f_y}$$
$$A_{v \text{ min}} = \frac{3.5 \cdot b_w \cdot s}{f_y}$$

Si $V_s \geq 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$, entonces “s” (distancia entre estribos) es el menor de:

$$d/2 \text{ ó } 60 \text{ cm.}$$

2.6 Disposiciones especiales para muros

La Norma E.060, en el acápite 11.10 establece pautas para el diseño por fuerzas cortantes en muros de concreto armado.

La resistencia en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro (V_n) no debe tomarse mayor que:

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'c} \cdot A_{cw}$$

Donde:

A_{cw} : es la sección efectiva horizontal que resiste cortante
 V_n : establece el límite para que el concreto de la placa no falle por compresión antes de la fluencia de los estribos.

La contribución del concreto (V_c) no debe exceder de:

$$V_c = A_{cw} \cdot (\alpha c \cdot \sqrt{f'c})$$

Donde:

αc es un coeficiente que equivale:

0.80	→	equivale: $\left. \begin{array}{l} [h_m/l_m] \leq 1.5 \end{array} \right\}$
0.53	→	$\left. \begin{array}{l} [h_m/l_m] \leq 1.5 \\ [h_m/l_m] \geq 2.0 \end{array} \right\}$

y varía linealmente entre 0.80 y 0.53 para $[h_m/l_m]$ entre 1.5 y 2.0

h_m : es la altura total del muro medida desde la base.
 l_m : es la longitud total del muro o la longitud considerada en dirección de la fuerza de corte.

Cuando $V_u \leq 0.27 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cw} \quad \therefore \quad \rho_h \geq 0.002$
 $\rho_v \geq 0.0015$

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni de 40cm.

Cuando $V_u > 0.27 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cw} \quad \therefore \quad \rho_h \geq 0.0025$
 $\rho_v \geq 0.0025$

El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de tres veces el espesor del muro ni de 40cm.

Cuando el espesor del muro sea mayor a 20cm deberá distribuirse el refuerzo por cortante horizontal y vertical en las dos caras del muro.

Cuando V_{μ} exceda la resistencia al corte $\phi \cdot V_c$, deberá incluirse refuerzo por cortante. La resistencia V_s se calculará como:

$$V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y$$

2.7 Diseño por Flexocompresión

Columnas, placas o muros de corte, muros de sótano, etc, son elementos sometidos a carga axial y flexión (flexocompresión).

Dado que las resistencias nominales de una sección en flexocompresión (P_n y M_n) se encuentran directamente relacionadas y dependen una de la otra, y el análisis de las ecuaciones que permiten encontrar estos valores suele ser complejos, es de buena práctica el uso de Diagramas de Interacción. Estos consisten en gráficas que describen los pares de puntos P y M que producen la falla de la sección en análisis, y se elaboran siguiendo las siguientes hipótesis:

- Las secciones planas permanecen planas (hipótesis de Navier)
- Se considera que el concreto falla cuando la fibra extrema sometida a compresión alcanza el valor de $\epsilon_{cu} = 0.003$.
- Los esfuerzos en la zona de compresión se pueden reemplazar por el bloque rectangular equivalente de compresiones.
- Existe completa adherencia entre el acero y el concreto.
- El comportamiento mecánico del acero es completamente elastoplástico.
- Se desprecia la resistencia del concreto en tracción.

Los diagramas de interacción se construyen variando la posición del eje neutro (C_i) de tal forma que se obtiene la resistencia nominal de la sección ($P_{ni} \cdot M_{ni}$) correspondiente a cada iteración.

Por otro lado, para elementos en flexocompresión la norma específica que se debe aplicar un factor de reducción de resistencia, por lo que un diagrama de interacción general (para el caso de columnas con estribos) se puede resumir de la siguiente manera:

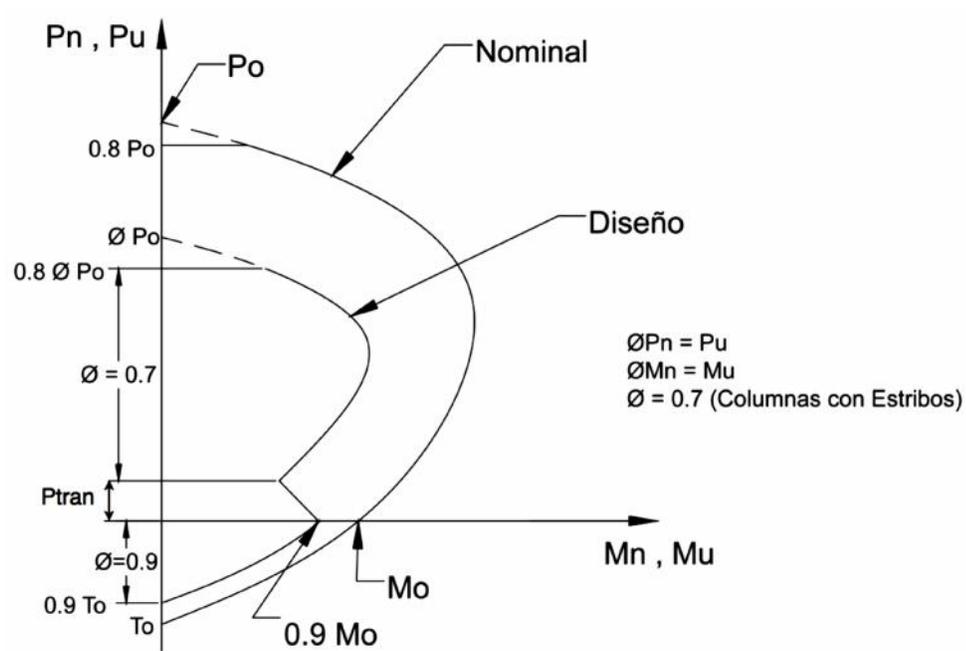


Ilustración 1: Diagrama de Interacción

El valor de la carga axial donde se puede iniciar la interpolación en el valor de ϕ es el menor de los siguientes valores:

$$\phi \cdot P_n = 0.1 \cdot f'_c \cdot A_g \quad \vee \quad \phi \cdot P_b$$

2.8 Diseño por Capacidad

Este método se utiliza para evitar que en un elemento estructural se produzca un modo de falla no deseable mediante la formulación de una jerarquía en la resistencia de los mismos componentes que conforman el sistema estructural para permitir la formación de adecuado mecanismo de deformación plástica, evitando la ocurrencia de fallas frágiles.

La secuencia del diseño por capacidad puede resumirse de la siguiente manera:

1. Seleccionar el modo de falla que se desea.
2. Diseñar el acero por flexión acorde al diseño por resistencia (M_u).
3. Detallar el arreglo del refuerzo.
4. Hallara la resistencia probable (M_{pr}) a partir del refuerzo colocado.
5. Determinar la carga externa que produzca la resistencia probable.

2.9 Detalles de Refuerzo

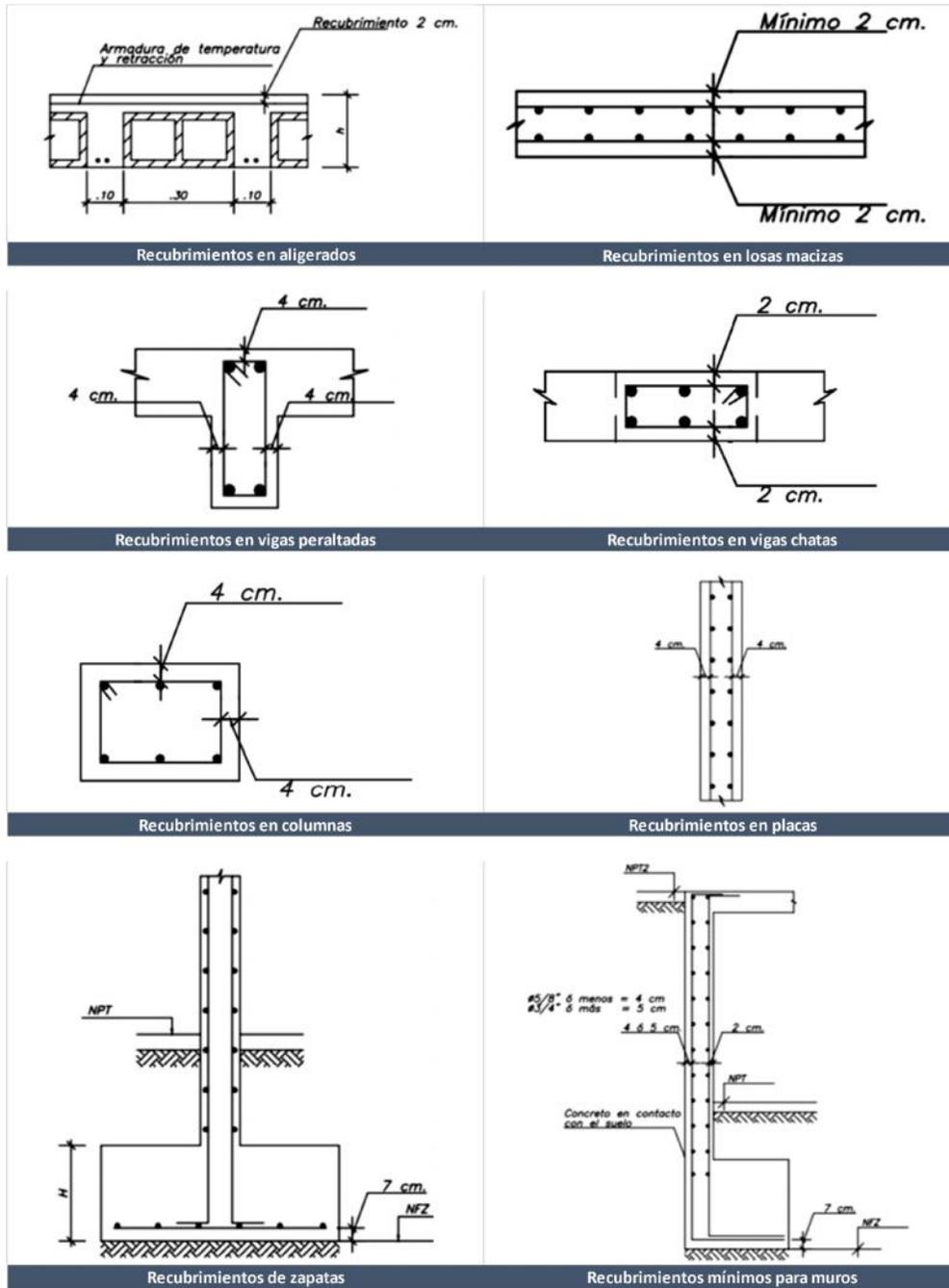


Ilustración 2: Detalle de Refuerzo

2.10 Longitudes rectas de anclaje

Longitud de Anclaje en Tracción - Barras Inferiores (Ld)							
Longitud de Anclaje en Tracción			Barras Inferiores				
$f_y = 420 \text{ Kg/m}^2$ $f_c = 210 \text{ Kg/m}^2$ $\gamma = 1.4$ $L_{dmin} = 0.3 \text{ m}$			210	280	350	420	550
Barra	db (cm)	A _T (cm ²)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)
8 mm	0.8	0.5	28	24	22	20	17
3/8"	0.95	0.71	34	29	26	24	21
1/2"	1.27	1.29	45	39	35	32	28
5/8"	1.59	2	56	49	43	40	35
3/4"	1.91	2.84	67	58	52	48	42
7/8"	2.22	3.87	98	85	76	69	60
1"	2.54	5.1	112	97	86	79	69
1 1/8"	3.58	10.06	157	136	122	111	97

Tabla 3: Longitud de Anclaje en Tracción - Barras Inferiores (Ld)

Longitud de Anclaje en Tracción - Barras Superiores (Ld)							
Longitud de Anclaje en Tracción			Barras Superiores				
$f_y = 420 \text{ Kg/m}^2$ $f_c = 210 \text{ Kg/m}^2$ $\gamma = 1.4$ $L_{dmin} = 0.3 \text{ m}$			210	280	350	420	550
Barra	db (cm)	A _T (cm ²)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)
8 mm	0.8	0.5	37	32	28	26	23
3/8"	0.95	0.71	44	38	34	31	27
1/2"	1.27	1.29	58	51	45	41	36
5/8"	1.59	2	73	63	57	52	45

3/4"	1	1.91	2.84	88	76	68	62	54
7/8"	2	2.22	3.87	127	110	98	90	78
1"		2.54	5.1	145	126	112	103	90
1 3/8"	3	3.58	10.06	204	177	158	145	126

Tabla 4: Longitud de anclaje en tracción - Barras Superiores (Ld)

Longitud de Anclaje en Compresión (Ldc)							
Barra	db (cm)	Al (cm ²)	presión (Ldc)				
			fy = 420 (Kg/m ²)				
			210 (cm)	280 (cm)	350 (cm)	420 (cm)	550 (cm)
8 mm	0.8	0.5	19	16	14	13	13
3/8"	0.95	0.71	22	19	17	16	16
1/2"	1.27	1.29	29	26	23	21	21
5/8"	1.59	2	37	32	29	27	27
3/4"	1.91	2.84	44	38	34	32	32
7/8"	2.22	3.87	52	45	40	37	37
1"	2.54	5.1	59	51	46	43	43
1 3/8"	3.58	10.06	83	72	64	60	60

Tabla 5: Longitud de anclaje en compresión (Ldc)

Anclaje con Gancho Estándar - Ldg						
Barra	db (cm)	Al (cm ²)	presión (Ldg)			
			fy = 420 (Kg/m ²)			
			210 (cm)	280 (cm)	350 (cm)	420 (cm)
8 mm	0.8	0.5	19	16	14	13
3/8"	0.95	0.71	22	19	17	16
1/2"	1.27	1.29	29	26	23	21
5/8"	1.59	2	37	32	29	27
3/4"	1.91	2.84	44	38	34	32
7/8"	2.22	3.87	52	45	40	37
1"	2.54	5.1	59	51	46	43
1 3/8"	3.58	10.06	83	72	64	60

8	0.8	0.5	18	15	14	12
3^{mm}	0.95	0.71	21	18	16	15
$1^{8''}$	1.27	1.29	28	24	22	20
$5^{2''}$	1.59	2	35	30	27	25
$3^{8''}$	1.91	2.84	42	36	32	30
$7^{4''}$	2.22	3.87	49	42	38	34
1''	2.54	5.1	56	48	43	39
$13^{8''}$	3.58	10.06	79	68	61	56

Tabla 6: Anclaje con gancho estándar (Ldg)

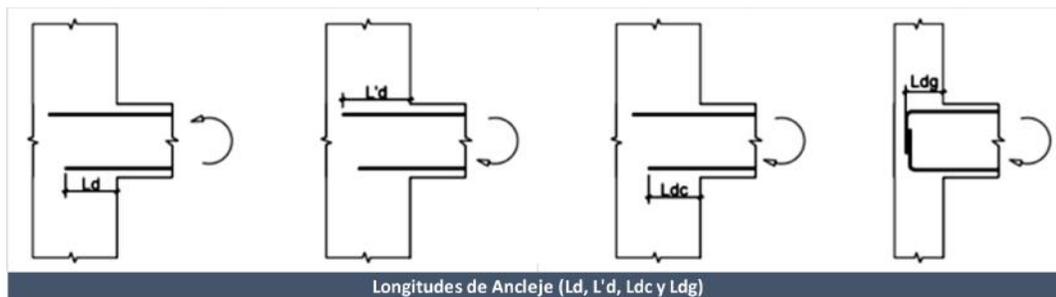


Ilustración 3: Longitudes de Anclaje

2.11 Detalles de empalmes y de doblado de estribos

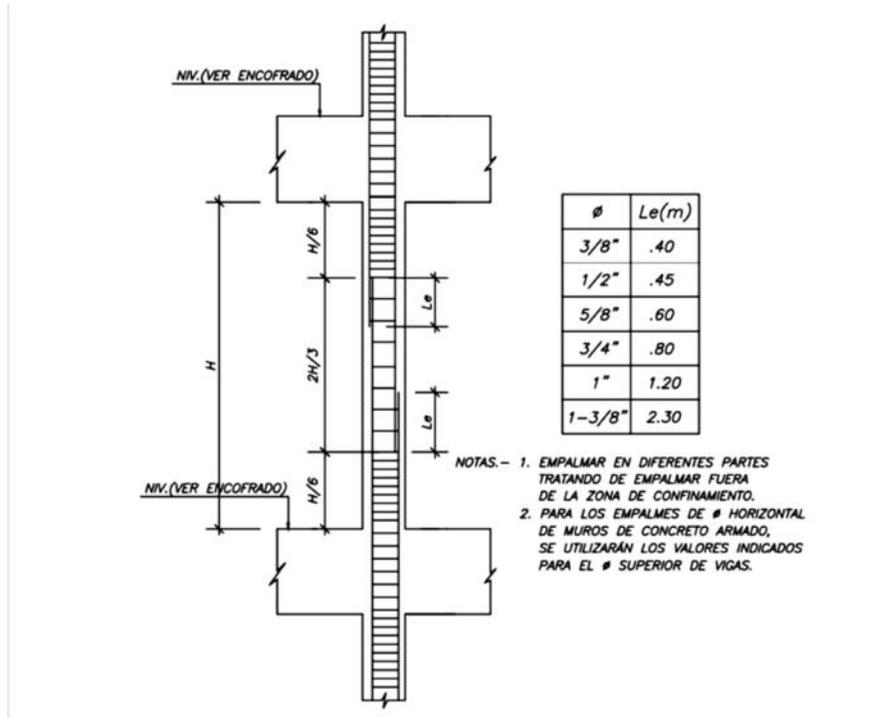


Ilustración 4: Detalles de empalme de columnas, placas y muros para refuerzo vertical

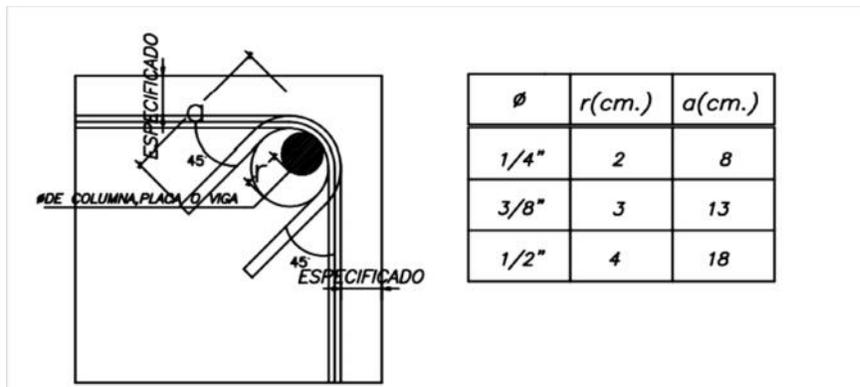


Ilustración 5: Detalle de doblado de estribos en columnas y vigas

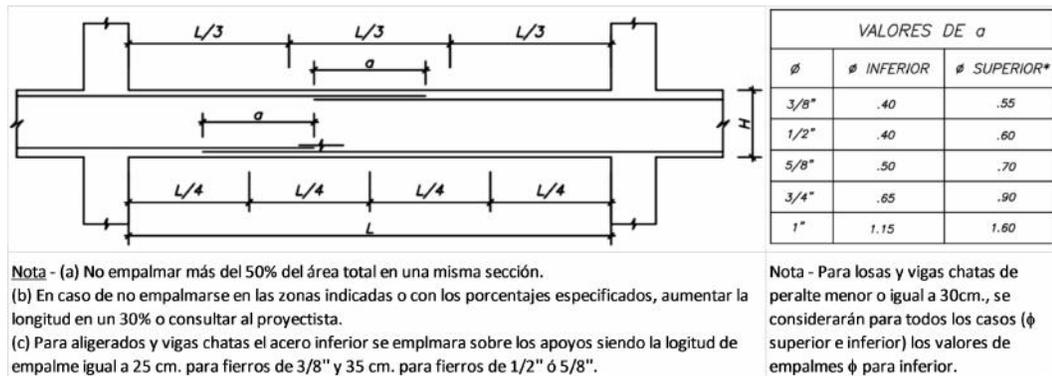


Ilustración 6: Detalles de empalmes y doblado de estribos

2.12 Corte de fierro

Para el corte de fierro se consideró uniformizar las longitudes de bastones de acuerdo a las luces de los elementos teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones prácticas:

- Para el fierro inferior se cortará el bastón a $L/6$ en tramos interiores, y a $L/7$ en tramos exteriores.
- El fierro negativo superior se cortará a $L/4$ cuando exista predominio de cargas verticales, y a $L/3$ cuando haya predominio de carga sísmica.

L representa la luz libre del elemento en el tramo analizado. Para cada caso se verificó que estas longitudes vayan acordes y satisfagan con cierto margen (d ó $12db$) la sollicitación final de la envolvente de los diafragmas de momentos amplificados.

2.13 Espaciamientos mínimos y máximos de barras

De acuerdo a lo establecido por la Norma, se debe distribuir el refuerzo de acuerdo a ciertos límites.

La distancia libre mínima entre barras paralelas en una misma capa debe ser db , pero no menor a 2.5 cm ni a 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos ó más capas, estas deben colocarse exactamente una sobre otra, con una distancia libre entre capas no menor a 2.5 *cm* ni a 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia mínima libre entre barras longitudinales es de 1.5 *db*, pero no menor a 4 *cm* ni a 1.33 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

En losas macizas el refuerzo por contracción y temperatura debe colocarse en un espaciamiento máximo de 3 veces el espesor de la losa ó 40 *cm*, el que sea menor.

Tanto el refuerzo vertical como el refuerzo horizontal en muros, como el refuerzo principal por flexión en losas no debe espaciarse a más de tres veces el espesor del elemento ni de 40*cm*.

2.14 Consideraciones Especiales para Elementos con Responsabilidad Sísmica

Según el capítulo 21 – Disposiciones especiales para el Diseño Sísmico, de la Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado, se deben tener en consideración ciertos criterios para el diseño de vigas y demás elementos con responsabilidad sísmica:

- La resistencia especificada del concreto, $f'c$, no podrá ser menor a 210 Kg/cm^2 .
- La resistencia especificada del concreto, $f'c$, no podrá ser mayor a 550 Kg/cm^2 .
- Todo refuerzo de acero será corrugado y deberá cumplir con las disposiciones ASTM A 706M. Se puede emplear acero de refuerzo ASTM A 615M, grados 280 y 420, siempre y cuando la resistencia real a la fluencia no sea mayor que esfuerzo de fluencia especificado, f_y , en más de 1250 kg/cm^2 , y que la relación entre la resistencia de tracción (f_u) y el esfuerzo de fluencia (f_y) no sea menor a 1.25.

2.15 Requisitos para vigas y columnas

La fuerza cortante de diseño (V_u) no debe ser menor que obtenido de:

- La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. En los elementos en flexocompresión los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 2.3 con un factor de ampliación para los valores del sismo igual a 2.5.

Vigas:

- Debe existir refuerzo corrido, como mínimo 2 barras, en las caras superior e inferior.
- No deben hacerse empalmes traslapados en la zona ubicada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no podrá ser menor al $1/3$ de la resistencia a momento negativo en la misma cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo del elemento debe ser mayores a $1/4$ de la resistencia provista en la cara de cualquier nudo.
- En ambos extremos del elemento debe existir estribos de confinamiento, ubicados a 2 veces el peralte total del elemento, desde la cara de los nudos hacia el centro del elemento. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- $d/4$, pero no menor de 15cm.
 - 10 db de menor diámetro.
 - 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento.
 - 30 cm.
- En la longitud restante, los estribos no deben estar espaciados a más de $0.5 \cdot d$. En ningún caso la separación de estribos podrá ser mayor a la requerida por fuerza cortante.

La bibliografía revisada, tanto como el código del ACI recomiendan usar como máximo el 50% del acero balanceado ($0.5 \rho_b$) por resultar más económicas y pueda considerarse que están controladas por tracción.

Columnas:

- La cuantía de refuerzo no podrá ser inferior a 1% ni superior a 6%. Cuando ésta exceda el valor de 4% deberá incluirse un detalle constructivo en los planos.
- El espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento (S_0) no podrá ser mayor al menos de los siguientes valores:
 - 8 db de menor diámetro.
 - 0.5 veces la menor dimensión de la sección transversal.
 - 10 cm.
- La longitud de confinamiento (L_0) medida desde la cara del nudo hacia el centro del elemento, no podrá ser menor que el mayor de los siguientes valores:
 - $1/6$ de la luz libre del elemento
 - La mayor dimensión de la sección transversal.
 - 50 cm.
- En la zona central de confinamiento, el espaciamiento del refuerzo por cortante no deberá ser mayor al menor de los siguientes valores.

En las zonas donde la fuerza cortante (V_s) sea mayor que $1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$, estos valores deberán multiplicarse por 0.5:

- $d/2$.
- 60 cm.

Muro Estructurales de Concreto Reforzado (Placas):

- Los muros de corte deberán ser diseñados para soportar el efecto de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores simultáneamente.
- Cuando el muro se convierta en muro exterior de contención de sótanos, el espesor mínimo serpa de 20cm, debiendo considerarse en el diseño la acción de las cargas perpendiculares al plano.
- El refuerzo por cortante en el plano del muro debe ser continuo y debe estar distribuido a través del plano de cortante.
- Deben emplearse por lo menos 2 capas de refuerzo cuando el espesor del muro sea mayor o igual a 20cm o cuando la cortante V_μ exceda $0.53 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'c}$.
(Siendo A_{cv} , área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del aima y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante, cm^2).
- El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado a menos que su cuantía exceda de 0.01 (1%).
- En las zonas del muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, la fuerza cortante última de diseño V_μ deberá ajustarse a la capacidad por flexión instalada del muro mediante:

$$V_\mu \geq V_{\mu a} \left(\frac{M_n}{M_{\mu a}} \right)$$

Capítulo III: Estructuración

Los elementos estructurales resistentes presentes en este proyecto han sido definidos exclusivamente como elementos de concreto armado. Por tanto, se consideró la implementación de muros de corte en las zonas donde ameritaba, así como columnas y vigas peraltadas distribuidas según la arquitectura, buscando garantizar el comportamiento armónico y más eficiente de los elementos en las direcciones principales, logrando finalmente una transmisión ordenada de esfuerzos a través de dichos elementos, y principalmente rigidez al desplazamiento lateral.

Se tuvo en cuenta algunos criterios, según la biografía revisada³, citados a continuación:

- Simplicidad y simetría
- Resistencia y ductilidad
- Hiperestabilidad y monolitismo
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Rigidez lateral
- Existencia de losas que permitan considerar a la estructura como una unidad (diafragma rígido).
- Elementos no estructurales
- Sub-estructura o cimentación

A la vez, el Artículo 4. (Capítulo I) de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 también presenta condiciones que permiten a las edificaciones un mejor comportamiento sísmico:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.

³ BLANCO BLASCO, Antonio. *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. 2ª ed Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica el Perú. Pág. 5-14

- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad.
- Deformación limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia.
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva e inspección estructural rigurosa.

Capítulo IV: Predimensionamiento

El predimensionamiento se realizó en base a recomendaciones prácticas de la ingeniería, proponiendo dimensiones para cada tipo de elemento estructural que serán verificadas y modificadas (de ser necesario) hasta encontrar la sección más apropiada y un diseño final, bajo las solicitaciones de cargas más desfavorables.

4.1. Losas Aligeradas

Según la Norma E.060 (artículo 10.4) se puede obviar la verificación de deflexiones para las losas aligeradas convencionales sólo si se cumple con las siguientes condiciones:

- No tener sobrecargas mayores a 300 kg/m^2 .
- Si se tienen luces menores a 7.5 m .
- Si se cumple que $h \geq l_n/25$, siendo l_n = longitud de luz libre del aligerado.

Si tomamos $l_n = 6.30 \text{ m}$, el cual representa la mayor luz de aligerado en nuestro edificio, obtenemos 0.25 m . Que es igual al valor del peralte de las losas aligeradas en nuestra edificación, entonces podemos obviar la verificación de deflexiones de la losa aligerada.

4.2. Vigas

Para pre dimensionar estas vigas, por lo general, se considera como regla práctica usar un peralte del orden del décimo o doceavo de la mayor luz libre entre apoyos.

Para el ancho o base de la viga se debe considerar una longitud mayor que 0.3 del peralte, sin que llegue a ser menor de 25 cm. Se recomienda no tener un ancho mayor a 0.5 del peralte, debido a que el ancho es menos importante que el peralte para proporcionar inercia a la viga.

Por otro lado, el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) en la NTE-060 en su acápite 10.4.1.3, dice que la condición para no verificar deflexiones en una viga es que el peralte debe ser mayor ó igual que el dieciseisavo de la luz libre.

N° Viga	L (m)	L/12	L/10	Elegido	NoVerif ⁽⁴⁾
1	7.38	0.61	0.74	0.75	0.46
2	7.38	0.61	0.74	0.75	0.46
3	7.38	0.61	0.74	0.75	0.46
4	7.38	0.61	0.74	0.75	0.46
5	7.38	0.61	0.74	0.75	0.46
6	7.38	0.61	0.74	0.75	0.46
7	7.38	0.61	0.74	0.75	0.46
8	7.38	0.61	0.74	0.75	0.46
9	7.38	0.61	0.74	0.75	0.46
10	7.38	0.61	0.74	0.75	0.46
11	4.95	0.41	0.5	0.55	0.31
12	4.95	0.41	0.5	0.55	0.31
13	2.4	0.2	0.24	0.55	0.15
14	4.53	0.38	0.45	0.55	0.28
15	5.3	0.44	0.53	0.55	0.33
16	6.6	0.55	0.66	0.55	0.41
18	1.98	0.16	0.2	0.55	0.12
20	5.33	0.44	0.53	0.55	0.33

⁴ Es la división de la luz libre entre 16, para verificar lo indicado en el acápite 10.4.1.3 de NTE E.060

21	5.33	0.44	0.53	0.55	0.33
22	5.33	0.44	0.53	0.55	0.33
23	6.6	0.55	0.66	0.55	0.41
24	4.4	0.37	0.44	0.55	0.28

Tabla 7: Predimensionamiento de Vigas

4.3. Columnas

Las columnas son elementos estructurales encargados de recibir todas las cargas de los niveles y transmitirlos a la cimentación. Debido a que nuestra estructura se ha diseñado en base a un sistema dual de pórticos y muros de corte, esto permite reducir significativamente los momentos en las columnas debido al sismo. Debido a esto se siguió las recomendaciones de la norma ACI 318 que en su capítulo 12.6 indica las consideraciones y fórmulas para hallar el área mínima de las columnas (A_c), según la posición en la que se halle la columna, ya sea central, lateral y esquinera, también se toma la sugerencia que las columnas principales deben tener un espesor mínimo de 0.25m en cualquier dirección.

$$A_c = \frac{P_{servicio} \times 1.1}{0.3 \times f_c} \quad A_c = \frac{P_{servicio} \times 1.5}{0.25 \times f_c} \quad A_c = \frac{P_{servicio} \times 1.25}{0.25 \times f_c}$$

Columnas Centrales

Columnas esquineras

Columnas Laterales

Columna	b	h	Ag	hc	bc	bc	(altura x base)	
							hc	bc
m	m	m	cm ²	cm	cm			
1	4.91	7.38	3162.91	60	52.7	53	60	53
2	5.95	7.38	3830.90	60	63.8	64	60	64
3	4.29	7.38	2760.50	60	46.0	46	60	46
4	5.96	7.38	3838.95	60	64.0	64	60	64
5	5.64	7.38	3629.70	60	60.5	60	60	60
6	3.70	4.91	1803.20	40	45.1	45	40	45
7	3.70	5.95	2184.03	40	54.6	55	40	55
8	3.70	5.23	1918.05	40	48.0	48	40	48
9	3.70	3.43	1257.19	40	31.4	31	40	31
10	3.70	4.04	1481.87	40	37.0	37	40	37

11	3.70	5.96	2188.62	40	54.7	55	40	55
12	3.70	5.64	2069.32	40	51.7	52	40	52
13	3.70	4.91	1803.20	40	45.1	45	40	45
14	3.70	5.95	2184.03	40	54.6	55	40	55
15	3.70	5.23	1918.05	40	48.0	48	40	48
16	3.70	3.43	1257.19	40	31.4	31	40	31
17	3.70	4.04	1481.87	40	37.0	37	40	37
18	3.70	5.96	2188.62	40	54.7	55	40	55
19	3.70	5.64	2069.32	40	51.7	52	40	52
20	2.26	7.38	1656.47	40	41.4	41	40	41
21	2.26	7.38	1656.47	40	41.4	41	40	41

Tabla 8: Predimensionamiento de Columnas

4.4. Muros de Corte o Placas

Debido a que la función principal de las placas es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean, tomarán un mayor porcentaje del cortante "Sísmico" total, aliviando más a los pórticos.

Teniendo en cuenta el acápite 14.5.3.2 de la norma E.060, "El espesor de los exteriores de sótanos y cimentaciones no debe ser menor de 200mm. Por lo tanto, se ha considerado placas de 25cm de espesor.

La evaluación final de la longitud de las placas se hizo después de realizar el análisis sísmico, en donde se buscó una adecuada rigidez lateral en ambas direcciones.

Capítulo V: Metrado de Cargas de Gravedad

5.1. Cargas de Diseño

El peso estructural de cada elemento estructural y no estructural, tanto como las sobrecargas consideradas en los distintos ambientes han sido tomados en base a los valores establecidos en la Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas.

Pesos Unitarios		
Material	Peso Unitario	Und.
Concreto Armado	2400	Und. kg/m ³
Unidades de arcilla cocida sólidas	1350	kg/m ³ kg/m ³
Agua	1000	kg/m ³ kg/m ³

Tabla 9: Pesos unitarios

Cargas Muertas			
	Espesor	Carga RNE	Und.
Losa Aligerada	0.25	350.00	Und. kg/m ²
Losa Maciza	0.15	360.00	kg/m ² kg/m ²
Acabados	0.00	100.00	kg/m ² kg/m ²
Escalera gradas y descaso*	0.18	432.00	kg/m ² kg/m ²
Rampa	0.20	480.00	kg/m ² kg/ml

Tabla 10: Cargas muertas

(*) Se ha calculado peso de escalera por m², haciendo uso de un espesor equivalente, el cual es de 0.18m

Cargas Vivas			
0.25	RNE	Edf Tipo C	Und.
Oficina	250.00	62.50	kg/m ²
Corredores y escaleras	400.00	100.00	kg/m ²

Azotea	100.00	25.00	kg/m ²
Garaje	350.00	87.50	kg/m ²

Tabla 11: Cargas vivas

5.2. Losas aligeradas y Macizas

Para el Metrado de losa aligerada se consideró análisis en función al ancho tributario de 0.4m, el cual es el equivalente al espacio entre cada vigueta de la losa.

Para Losas macizas se consideró un espesor tributario de 1m, para los dos casos, de una y dos direcciones.

Las cargas utilizadas para estos análisis son las indicadas anteriormente, por lo que se obtuvo las siguientes cargas finales para cada tipo de losa:

Losa	CM (kg/m ²)	CV (kg/m ²)
Aligerada	450	250
Maciza	460	350

Tabla 12: Cargas de losas

5.3. Vigas

Para el análisis de cargas de vigas, se ha considerado el peso propio de las mismas, y la correcta distribución de las cargas transmitidas por las losas y vigas secundarias y chatas entre sí, teniendo en cuenta también las sobrecargas asignadas a las losas.

Durante la modelación de la estructura, se verificó el sentido de cada losa, la correcta asignación de cargas y la correcta unión de todos los elementos.

5.4. Columnas y Placas

Las Columnas y placas son analizadas de la misma forma, respecto a las cargas que son sometidas.

Para esto se utiliza un análisis por área tributaria. El cual se utilizó inicialmente para el pre dimensionamiento de las columnas. Y se verifico su factibilidad durante el diseño.

Posteriormente se observará que el diseño de las columnas y placas difiere de lo pre dimensionado, por solicitaciones sísmicas.

La distribución de áreas es la que se observa en la siguiente imagen:

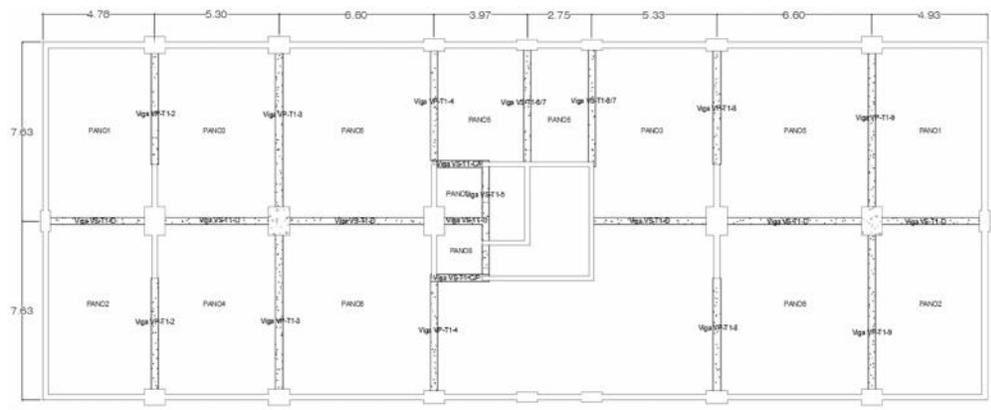


Ilustración 7: Identificación de losas

Capítulo VI: Análisis Sísmico

El análisis sísmico permite obtener los valores de esfuerzos internos (axiales, cortantes y momentos) en cada uno de los elementos resistentes de la estructura del edificio con fines de diseño y verificar que tanto los desplazamientos laterales como el giro en planta estén por debajo de los valores máximos establecidos en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

6.1 Modelo Sísmico

El modelo sísmico de la edificación representa un modelo virtual tridimensional de los elementos estructurales que la componen y que le dan rigidez antes el desplazamiento lateral. Todos estos elementos se ven comprometidos ante la sollicitación sísmica, y es criterio del ingeniero establecer las dimensiones, orientación y distribución más apropiada y eficiente, que sea estéticamente aceptable, económica y segura.

6.2 Parámetros Sísmicos

El espectro de diseño viene dado por la siguiente expresión:

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

Los parámetros sísmicos se emplearon de acuerdo a la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente vigente y se resumen en los siguientes:

	Parámetro	Valor	Descripción
Z	Zonificación	0.4	Zona 3 (Costa)
U	Categoría de la Edificación	1	Edificación común
C	Factor de Amplificación Sísmica	$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T}\right)$	T_p es el período de vibración acorde al tipo de suelo y T es el periodo fundamental de vibración de la estructural.
S	Parámetro del Suelo	1.2	Suelos intermedios

R_x	Sistema Estructural XX	7	Sistema estructural dual
R_y	Sistema Estructural YY	7	Sistema estructural dual

Tabla 13: Parámetros Sísmicos

6.3 Configuración Estructural

La estructura está compuesta de un sistema dual en el eje Y, mientras que de muros de concreto armado en el eje X, por lo cual hay dos valores distintos para el factor de reducción sísmica. Estos elementos mantienen la misma distribución desde la azotea hasta el primer piso, para luego continuar con incrementos de muros y un pórtico más, para los dos sótanos.

Los sótanos están delimitados por placas de concreto armado, y a su vez por los límites del terreno, quedando así la estructura encofrada en todos sus lados, lo cual contribuye al soporte de cargas de estacionamientos (función de los sótanos).

En función a la NTE E.030 se procedió a evaluar la estructura para determinar si existe algún tipo de irregularidad. Y a excepción de la evaluación planteada en la Tabla N°5 del artículo 11.a de la NTE E.030, (irregularidad torsional), la estructura no presenta irregularidad. Pero se procederá a realizar el análisis de esta última irregularidad.

Con los parámetros establecidos, se determinaron los espectros de respuesta para cada dirección (X e Y), para proceder con la evaluación de las derivas entre pisos, para verificar si existe irregularidad torsional.

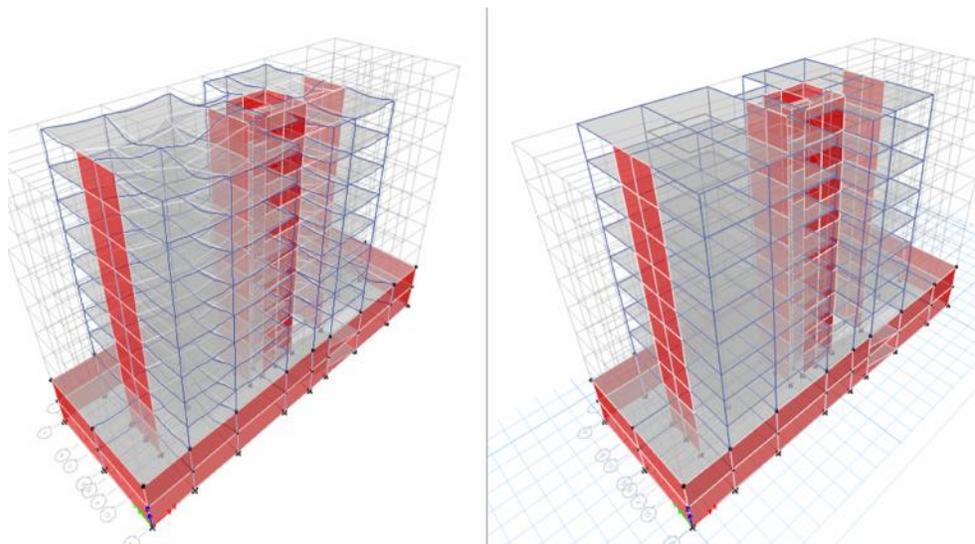


Ilustración 8: Modelación de Estructura en ETABS

Análisis de irregularidad torsional

TABLE: Story Drifts - Irregularidad Torsional					
Story	Load Case /Combo	0.75R	Promedio	Máximo	¿Cumple?
					Max<1.3Prom
Piso8	<i>CSx Max</i>	<i>0.00122</i>			
Piso7	<i>CSx Max</i>	<i>0.00126</i>	<i>0.00124</i>	<i>0.00126</i>	<i>SI</i>
Piso6	<i>CSx Max</i>	<i>0.00128</i>	<i>0.00127</i>	<i>0.00128</i>	<i>SI</i>
Piso5	<i>CSx Max</i>	<i>0.00126</i>	<i>0.00127</i>	<i>0.00128</i>	<i>SI</i>
Piso4	<i>CSx Max</i>	<i>0.00117</i>	<i>0.00121</i>	<i>0.00126</i>	<i>SI</i>
Piso3	<i>CSx Max</i>	<i>0.00105</i>	<i>0.00111</i>	<i>0.00117</i>	<i>SI</i>
Piso2	<i>CSx Max</i>	<i>0.00088</i>	<i>0.00097</i>	<i>0.00105</i>	<i>SI</i>
Piso1	<i>CSx Max</i>	<i>0.00068</i>	<i>0.00078</i>	<i>0.00088</i>	<i>SI</i>

Tabla 14: Verificación de existencia de irregularidad torsional - Eje X

TABLE: Story Drifts - Irregularidad Torsional					
Story	Load Case /Combo	0.75R	Promedio	Máximo	¿Cumple?
					Max<1.3Prom
Piso8	<i>CSy Max</i>	<i>0.00659</i>			
Piso7	<i>CSy Max</i>	<i>0.00681</i>	<i>0.0067</i>	<i>0.00681</i>	<i>SI</i>
Piso6	<i>CSy Max</i>	<i>0.00698</i>	<i>0.00689</i>	<i>0.00698</i>	<i>SI</i>
Piso5	<i>CSy Max</i>	<i>0.00699</i>	<i>0.00698</i>	<i>0.00699</i>	<i>SI</i>
Piso4	<i>CSy Max</i>	<i>0.00676</i>	<i>0.00687</i>	<i>0.00699</i>	<i>SI</i>
Piso3	<i>CSy Max</i>	<i>0.00632</i>	<i>0.00654</i>	<i>0.00676</i>	<i>SI</i>
Piso2	<i>CSy Max</i>	<i>0.00542</i>	<i>0.00587</i>	<i>0.00632</i>	<i>SI</i>
Piso1	<i>CSy Max</i>	<i>0.00388</i>	<i>0.00465</i>	<i>0.00542</i>	<i>SI</i>

Tabla 15: Verificación de existencia de irregularidad torsional - Eje Y

Respecto a la irregularidad torsional, se observó que, en todos los entrepisos se cumple con lo determinado por la norma. Por lo tanto, es factible continuar analizando la estructura como regular en planta y elevación.

6.4 Modos y Períodos de Vibración de la Estructura

Se presenta el cuadro con los periodos de vibración de toda la estructura. De los cuales se trabajar con los más importantes para el análisis.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal	1	0.547	0.702	0.043
Modal	2	0.518	0.058	0.511

Modal	3	0.405	0.000	0.188
Modal	4	0.138	0.135	0.009
Modal	5	0.130	0.013	0.074
Modal	6	0.096	0.000	0.079
Modal	7	0.064	0.045	0.001
Modal	8	0.057	0.001	0.024
Modal	9	0.043	0.000	0.027
Modal	10	0.040	0.022	0.000
Modal	11	0.034	0.000	0.011
Modal	12	0.029	0.011	0.000
Modal	13	0.027	0.000	0.012
Modal	14	0.023	0.000	0.005
Modal	15	0.023	0.006	0.000
Modal	16	0.019	0.000	0.006
Modal	17	0.019	0.003	0.000
Modal	18	0.018	0.000	0.002
Modal	19	0.017	0.001	0.000
Modal	20	0.015	0.000	0.003
Modal	21	0.015	0.000	0.000
Modal	22	0.014	0.000	0.000
Modal	23	0.013	0.000	0.001

Modal	24	0.012	0.000	0.000
Masa Participante			0.9963	0.9963

Tabla 16: Periodos y %Masa participante

6.5 Análisis Estático

De la tabla anterior destacamos los valores de periodo más altos y representativos de la estructura. Para hacer el nuevo cálculo del coeficiente de amplificación Sísmica, y así posteriormente calcular los valores de los coeficientes de cortante basal para cada dirección:

Tpx	0.547
Tpy	0.518

Cx	2.5
Cy	2.5

C/R>0.125 x	0.36
C/R>0.125 y	0.36

Coef. "C"x	0.1714
Coef. "C"y	0.1714

Tabla 17: Coeficiente de Cortante Basal

Con el peso de la estructura equivalente a 3377.04 tn (considerado solo de piso 1 a piso 8, ya que la cortante basal se da a nivel de terreno +0.00), se obtienen los siguientes valores de cortante en la base de la estructura.

TABLE: Auto Seismic - User Coefficients									
Load	Type	Direction	Eccentricity	Top	Bottom	C	K	Weight Used	Base Shear
Pattern			%	Story	Story			tn	tn
CSx	Seismic	X + Ecc. Y	5	Piso8	Sotano1	0.1714	1	3377.0414	578.8249
CSy	Seismic	Y + Ecc. X	5	Piso8	Sotano1	0.1714	1	3377.0414	578.8249

Tabla 18: Cortante Basal Estática

6.6 Análisis Dinámico

Con el programa ETABS se obtuvieron los siguientes valores para cortante dinámico en la base de la estructura:

TABLE: Story Forces				
Story	Load Case	Location	VX	VY
	/Combo		tn	tn
Base	CSx Max	Sotano1	594.395	148.127
Base	CSy Max	Sotano1	96.6607	727.5817

Tabla 19: Cortante Basal Dinámica

Debido a que la norma NTE E.030 exige que el cortante dinámico basal debe ser como mínimo el 80% del cortante basal estático en cada dirección (estructura regular), por lo tanto, se verificara si son necesarios factores de amplificación:

	VX	VY
EST	578.825	578.825
DIN	594.395	727.582
FS	0.779	0.636

Tabla 20: Factor de Amplificación Sísmica (Cortante basal)

Al ser esto valores menores a 1, no se considerarán factores de amplificación para las cargas sísmicas.

6.7 Derivas de Entrepiso

De acuerdo al diseño, no ha habido ninguna alteración desde el primer análisis de derivas entrepiso, por lo tanto, estas son las siguientes (que cumplen con lo exigido por la norma NTE E.030):

TABLE: Story Drifts					
Story	Load Case	Item	Drift	0.75R	¿Cumple?
	/Combo				
Piso8	CSx Max	Max Drift X	0.000727	0.00382	SI
Piso7	CSx Max	Max Drift X	0.000788	0.00414	SI
Piso6	CSx Max	Max Drift X	0.00085	0.00446	SI
Piso5	CSx Max	Max Drift X	0.000892	0.00468	SI
Piso4	CSx Max	Max Drift X	0.000903	0.00474	SI
Piso3	CSx Max	Max Drift X	0.00088	0.00462	SI
Piso2	CSx Max	Max Drift X	7.83E-04	0.00411	SI
Piso1	CSx Max	Max Drift X	5.06E-04	0.00266	SI

Tabla 21: Derivas de Entrepiso Eje X

TABLE: Story Drifts					
Story	Load Case	Item	Drift	0.75R	¿Cumple?
	/Combo				
Piso8	CSy Max	Max Drift Y	0.000866	0.00455	SI
Piso7	CSy Max	Max Drift Y	0.000937	0.00492	SI
Piso6	CSy Max	Max Drift Y	0.001018	0.00534	SI
Piso5	CSy Max	Max Drift Y	0.00108	0.00567	SI
Piso4	CSy Max	Max Drift Y	0.001099	0.00577	SI
Piso3	CSy Max	Max Drift Y	0.001059	0.00556	SI
Piso2	CSy Max	Max Drift Y	0.000911	0.00478	SI
Piso1	CSy Max	Max Drift Y	0.000582	0.00306	SI

Tabla 22: Derivas de Enterpiso Eje Y

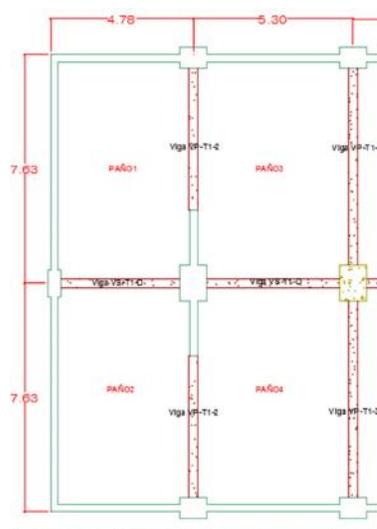
Las evaluaciones de las derivas máximas fueron evaluadas de acuerdo a lo que se indica en la NTE E.030 respecto a los valores máximos de desplazamiento, siendo todos los resultados menores a 0.007 (0.7%).

Capítulo VII: Diseño de Losas

7.1. Losa Maciza

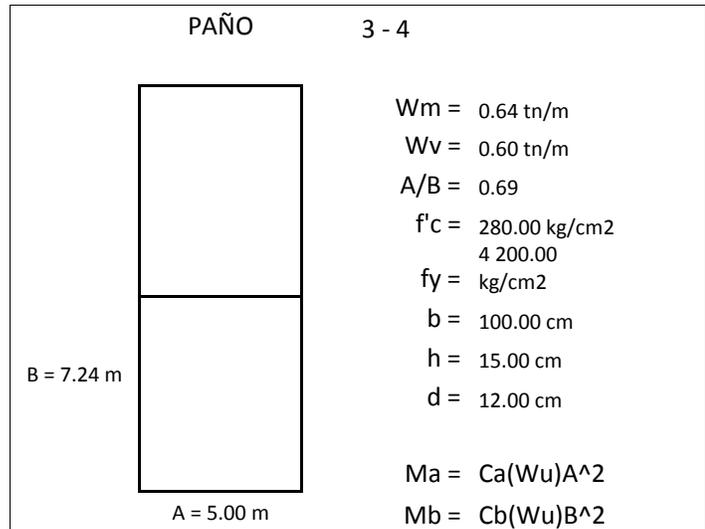
Para el diseño de losa maciza se utilizará el “Método de Coeficientes para Losas Apoyadas en Vigas o Muros” indicado en el capítulo 13 de la Norma E.060, para ello los paños deben cumplir los siguientes requisitos:

- Cada paño debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. El peralte de las vigas será como mínimo $1/15$ de la luz libre o 1.5 veces el espesor de la losa, el más crítico
- Los paños de las losas deben ser rectangulares, con una relación entre la luz mayor y menor, medidas centro a centro de los apoyos, no mayor a dos.
- Las longitudes de paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no deben ser más de un tercio de la luz mayor.
- Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño. La carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta. Ambas en servicio.



Se realizará como ejemplo la losa del paño 3-4 en el gráfico superior.

En el paño mostrado se puede representar como empotrado en los cuatro lados, entonces tenemos:



Donde:

Ma = Momento en flexión en dirección A

Mb = Momento en flexión en la dirección B

Ca = Coeficiente indicado en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la norma E.060 para la dirección corta

Cb = Coeficiente indicado en las tablas 13.1, 13.2 y 13.3 de la norma E.060 para la dirección larga

Wu = Carga última uniforme repartida por unidad de losa 1.24 tn/m (Wm ≈ 0.46 tn/m y Wv ≈ 0.35 tn/m).

Así tendremos:

Para la Carga Amplificada				
	Ca ó Cb	Wu	A ² ó B ²	
Ma (-)	0.077	1.24 tn/m	25.00 m ²	= 2 385.08 kg.m
Mb (-)	0.014	1.24 tn/m	52.42 m ²	= 909.24 kg.m

Para la Carga Muerta				
Ma (+)	0.032	0.64 tn/m	25.00 m ²	= 515.20 kg.m
Mb (+)	0.006	0.64 tn/m	52.42 m ²	= 202.54 kg.m
Para la Carga Viva				
Ma (+)	0.0530	0.60 tn/m	25.00 m ²	= 788.38 kg.m
Mb (+)	0.0100	0.60 tn/m	52.42 m ²	= 311.88 kg.m
Ma(-)	2 385.08 kg.m			Mb(-) 909.24 kg.m
Ma(+)	1 303.58 kg.m			Mb(+) 514.43 kg.m

El acero mínimo será:

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times b \times h = 2.70 \text{ cm}^2$$

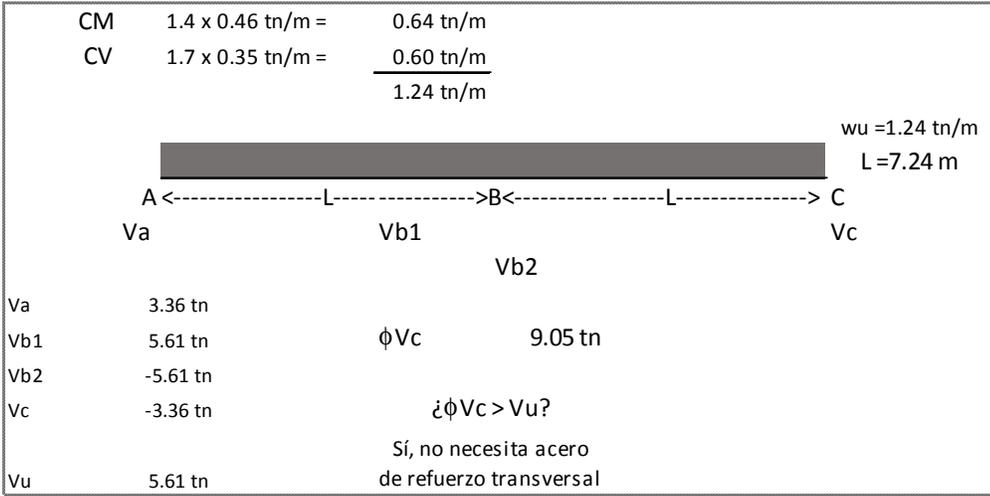
El diseño por flexión será:

	Momento	k	q	P	As	10 @	10 @		Baston	
Acero negativo a-a	2 385.08 kg.m	0.0592	0.0614	0.409%	4.91 cm²/m	1 0.35	1 0.40	5.22 cm²	1 φ 10 mm @ 0.35 cm	1 f 10 @ 0.40 m
Acero negativo b-b	909.24 kg.m	0.0226	0.0229	0.152%	2.70 cm²/m	1 0.35	0 0.00	2.74 cm²	1 φ 10 mm @ 0.35 cm	
Acero positivo a-a	1 303.58 kg.m	0.0323	0.0330	0.220%	2.70 cm²/m	1 0.35	0 0.00	2.74 cm²	1 φ 10 mm @ 0.35 cm	
Acero positivo b-b	514.43 kg.m	0.0128	0.0129	0.086%	2.70 cm²/m	1 0.35	0 0.00	2.74 cm²	1 φ 10 mm @ 0.35 cm	

Para el diseño de corte no será posible colocar refuerzo transversal que resista las fuerzas de corte últimas, por lo tanto, quien deberá resistir será la sección de concreto.

Se verificará que la sección tenga el peralte suficiente para soportar las fuerzas de corte.

Teniendo:



7.2. Losa Aligerada

El uso de losas aligeradas es muy común en nuestro país, siendo estas una variante de las losas nervadas, con la diferencia que los espacios entre viguetas de concreto son completados con bloques de arcilla o ladrillos de techo. El diseño de losas aligeradas se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad (muertas y vivas) que actúan sobre ellas, las que originan a su vez esfuerzos de flexión y corte. Este diseño se hace por vigueta, con un ancho inferior de 0.10m, ancho superior de 0.40m y altura total de $h=0.25m$, por ello en las zonas de momentos negativos la vigueta se comportará como una viga rectangular de 0.10cm de ancho y en la zona de momentos positivos se comportará como una viga rectangular de 0.40m de ancho.

Teniendo una carga última por metro = 1.06 tn/m, para 0.40m será: $0.42 \text{ tn}/0.40m$

$W_m = 0.63 \text{ tn/m}$ $W_u = W_m + W_v$ $Ma(+)$ 0.711
 $W_v = 0.43 \text{ tn/m}$ $W_u = 1.06 \text{ tn/m}$ $Ma(-)$ -2.849
 $W_u = 0.42 \text{ tn/m}$ $Ma(+)$ 1.316

$f'_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$
 $b = 10.00 \text{ cm}$
 $b = 40.00 \text{ cm}$
 $h = 25.00 \text{ cm}$
 $d = 22.00 \text{ cm}$

$As \text{ min} = 0.45 \text{ cm}^2$
 $As \text{ min} = 1.80 \text{ cm}^2$

	Momento	k	q	ρ	As	0.71 3/8	1.27 1/2	
Acero negativo a-a	2 849.26 kg.m	0.2102	0.2459	1.640%	3.61 cm²/m	0.00	3.00	3.81 cm²
Acero positivo a-a	711.24 kg.m	0.0131	0.0132	0.088%	1.80 cm²/m	0.00	2.00	2.54 cm²
Acero positivo a-a	1 315.79 kg.m	0.0243	0.0246	0.164%	1.80 cm²/m	0.00	2.00	2.54 cm²



A = 5.30 m B = 6.60 m

Refuerzo por contracción y temperatura

$t = 5.00 \text{ cm}$
 $b = 100.00 \text{ cm}$
 $var = 8.00 \text{ mm}$

$As = 0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $S = 55.85 \text{ cm}$
 $S_{max} = 25.00 \text{ cm}$
 $S_{max} = 40.00 \text{ cm}$

$S = 25.00 \text{ cm}$

Capítulo VIII: Diseño de Vigas

Como ejemplo se tomará la Viga VP-T2-3. A continuación, se presentan los diagramas de momento flector y de fuerza cortante de la envolvente de esfuerzos, donde se evidencia la sollicitación sísmica importante.

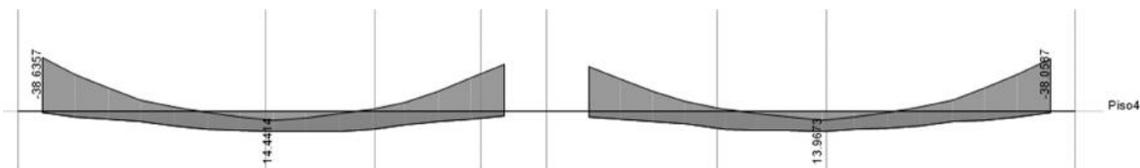


Ilustración 9: Diagrama Momento Flector Viga VP-T2-3 (0.30x0.65)

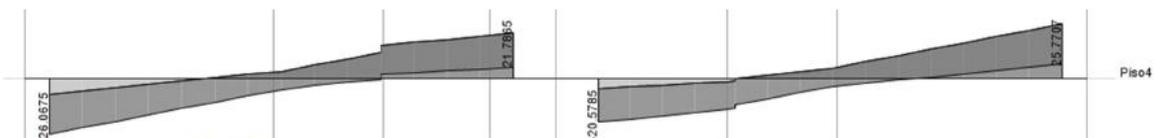


Ilustración 10: Diagrama de Fuerza Cortante Viga VP-T2-3 (0.30x0.65)

8.1. Diseño por Flexión

Se tiene que el acero mínimo a colocar es:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{f_y}$$

Reemplazando la fórmula antes mencionada, tenemos:

$$A_{s_{min}} = 4.94 \text{ cm}^2$$

De la envolvente de momentos anterior y de las propiedades de la sección se obtiene:

Momento	As	13	16	19	25	As col	(A)	(B)	L
Mu1(-) -38.64 tn.m	19.16 cm²	0	0	2	3	20.40 cm²	OK	ok	2.90 m
Mu1(+) 0.52 tn.m	4.94 cm²	0	0	3	0	8.51 cm²		ok	corrido
Mu2(-) 0.00 tn.m	4.94 cm²	0	0	2	0	5.67 cm²	OK	ok	corrido
Mu2(+) 14.44 tn.m	6.70 cm²	0	0	3	0	8.51 cm²		ok	corrido
Mu3(-) -33.82 tn.m	16.53 cm²	0	0	6	0	17.01 cm²	OK	ok	1.20 m
Mu3(+) 2.91 tn.m	4.94 cm²	0	0	3	0	8.51 cm²		ok	corrido
Mu4(-) -32.47 tn.m	15.81 cm²	0	0	6	0	17.01 cm²	OK	ok	1.20 m
Mu4(+) 3.91 tn.m	4.94 cm²	0	0	3	0	8.51 cm²		ok	corrido
Mu5(-) 0.00 tn.m	4.94 cm²	0	0	2	0	5.67 cm²	OK	ok	corrido
Mu5(+) 13.97 tn.m	6.47 cm²	0	0	3	0	8.51 cm²		ok	corrido
Mu6(-) -38.06 tn.m	18.84 cm²	0	0	2	3	20.40 cm²	OK	ok	2.90 m
Mu6(+) 0.91 tn.m	4.94 cm²	0	0	3	0	8.51 cm²		ok	corrido

Usando como ejemplo el Mu 1(-) = -38.64 tn.m; y los siguientes datos

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

$$d = 59 \text{ cm}$$

Se tiene =

$$k = \frac{Mu}{0.9 \times f'c \times b \times d^2} = 0.147$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 k}}{1.18} = 0.162$$

$$\rho = q \frac{f'c}{fy} = 0.011$$

$$As = \rho \times b \times d = 19.16 \text{ cm}^2$$

$$\therefore 2\emptyset 19 \text{ mm} + 3\emptyset 25 \text{ mm}$$

8.2. Diseño por Corte

Cortante	
Vu1(+)	-7.17 tn
Vu1(-)	-26.07 tn
Vu3(+)	21.79 tn
Vu3(-)	5.55 tn
Vu4(+)	-4.67 tn
Vu4(-)	-20.58 tn
Vu5(+)	3.88 tn
Vu5(-)	3.88 tn

Debemos comprobar si se necesitará refuerzos transversales siguiendo la ecuación:

$V_u > \phi V_c$; si se cumple la anterior razón la viga necesitará refuerzos transversales.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 13.34 \text{ Tn} - f$$

Y debemos escoger el mayor entre dos V_u

$$(1) V_u = V_u \text{ a distancia "d" de la cara del apoyo} = 24.50 \text{ Tn} - f$$

$$(2) V_u = V_{u \text{ isostático}} + \frac{(M_a + M_b)}{L_n} = 36.00 \text{ Tn} - f$$

Escogemos (2) $V_u = 36.00 \text{ Tn} - f$ y se cumple que; $V_u > \phi V_c$ por lo tanto necesitará refuerzos transversales.

Ahora se escogerá entre los siguientes espaciamientos, el más crítico será seleccionado:

$$(1) S = d/4 = 14 \text{ cm}$$

$$(2) S = 8db = 15 \text{ cm}$$

$$(3) S = 30 \text{ cm}$$

$$(4) S = A_v \times f_y \times d / V_s = 13 \text{ cm}$$

Se escogerá un espaciamiento a 10 cm por motivos de proceso constructivo.

Paso siguiente, se hallará el espaciamiento fuera de la longitud de espaciamiento:

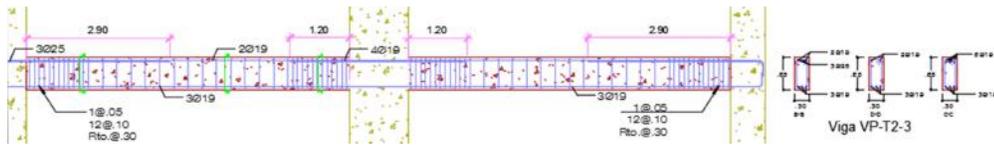
$$S = d/2 = 30 \text{ cm}$$

Como última parte, se designará la longitud de confinamiento:

$$L_c = 2 \times d = 1.18m$$

Finalmente se obtiene la configuración de los estribos, siendo:

$$1 @0.05 + 12@0.10 + \text{resto } @0.30$$



Capítulo IX: Diseño de Columnas

Las columnas son elementos utilizados básicamente para resistir solicitaciones de compresión axial, por lo general esta actúa en combinación con corte, flexión o torsión. Las columnas a diferencia de los pedestales tienen una relación largo menor. Se ha considerado un valor de 280 kg/cm² para f'c, y 4200 kg/cm² para fy.

En función al diseño anterior de vigas, teniendo en cuenta la Tabla N°05: Longitud de anclaje en compresión (Ldc) y la Ilustración N°03: Longitud de anclaje; Se determinó como un valor necesario a considerar la longitud de anclaje en compresión para una varilla con diámetro de 1", esto debido a que ese es el diámetro mayor que se determinó durante el diseño de vigas.

9.1. Esbeltez en elementos a compresión

Por la importancia de sus deformaciones, las columnas pueden clasificarse en:

- Columnas Cortas
- Columnas Largas o esbeltez

Se llama columna corta cuando:

$$\frac{kL}{r} \leq 22$$

Siendo:

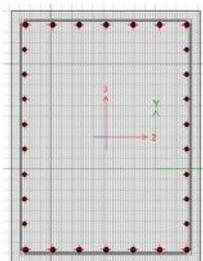
K: Coeficiente de esbeltez, dependiendo del tipo de columna

Columna no arriostrada – 1.10 ó 1.20

Ln: Luz libre – piso a fondo de viga principal

R: Radio de giro $\sqrt{\frac{I}{A}}$

Tomando como ejemplo la columna C1 (Identificada en el plano E-01), se muestra el cuadro de datos correspondientes para determinar si es esbelta o no:



k	1.2	A	10800
L	250	r	34.64102
l	12960000	¿Esbelta?	NO

Todas las columnas cuentan con las mismas

características geométricas, y todas tras su breve análisis resultaron al igual que la columna C1. No esbeltas.

9.2. Diseño por Flexocompresión

Tomando como ejemplo la columna C1 (90*120 – Plano de referencia E-01), se muestra a continuación todas las cargas (Solo para el nivel de Sótano 2, ya que la lista completa de datos es muy grande) según las combinaciones indicadas por la NTE E.060. Para posteriormente analizarlas respecto a su diagrama de interacción correspondiente.

Story	load	h	P	V2	M3	(-)P	V3	M2
			tonf	tonf	tonf-m	tonf	tonf	tonf-m
S2	Comb1	0	-305.2243	-0.8928	0.0038	0	0.0029	-0.7771
	Comb1	1.15	-300.6883	-0.8928	0.0038	0	-0.0018	0.3389
	Comb1	2.3	-296.1523	-0.8928	0.0038	0	-0.0066	1.4549
	Comb2X Max	0	-240.1195	3.049	0.0162	0	0.0125	2.6538
	Comb2X Max	1.15	-236.0695	3.049	0.0162	0	0.0047	1.7252
	Comb2X Max	2.3	-232.0195	3.049	0.0162	0	0.0168	7.4061
	Comb2X Min	0	-284.7303	-4.5447	-0.0097	0	-0.0075	-3.9557
	Comb2X Min	1.15	-280.6803	-4.5447	-0.0097	0	-0.0078	-1.1574
	Comb2X Min	2.3	-276.6303	-4.5447	-0.0097	0	-0.0281	-4.9686
	Comb2Y Max	0	-259.0062	-0.1615	0.039	0	0.03	-0.1406
	Comb2Y Max	1.15	-254.9562	-0.1615	0.039	0	0.0156	0.5065
	Comb2Y Max	2.3	-250.9062	-0.1615	0.039	0	0.0562	2.1743
	Comb2Y Min	0	-265.8436	-1.3343	-0.0325	0	-0.025	-1.1613
	Comb2Y Min	1.15	-261.7936	-1.3343	-0.0325	0	-0.0188	0.0613
	Comb2Y Min	2.3	-257.7436	-1.3343	-0.0325	0	-0.0675	0.2632
	Comb3X Max	0	-132.7153	3.4239	0.0149	0	0.0115	2.9801
	Comb3X Max	1.15	-129.7993	3.4239	0.0149	0	0.0053	1.5829
	Comb3X Max	2.3	-126.8833	3.4239	0.0149	0	0.019	6.7952
	Comb3X Min	0	-177.326	-4.1699	-0.011	0	-0.0085	-3.6295
	Comb3X Min	1.15	-174.41	-4.1699	-0.011	0	-0.0072	-1.2997
Comb3X Min	2.3	-171.494	-4.1699	-0.011	0	-0.0259	-5.5795	
Comb3Y Max	0	-151.6019	0.2134	0.0377	0	0.029	0.1857	

Comb3Y Max	1.15	-148.6859	0.2134	0.0377	0	0.0162	0.3642
Comb3Y Max	2.3	-145.7699	0.2134	0.0377	0	0.0585	1.5634
Comb3Y Min	0	-158.4394	-0.9594	-0.0338	0	-0.026	-0.835
Comb3Y Min	1.15	-155.5234	-0.9594	-0.0338	0	-0.0181	-0.081
Comb3Y Min	2.3	-152.6074	-0.9594	-0.0338	0	-0.0653	-0.3477

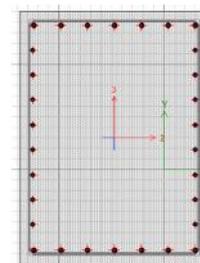
Tabla 23: Combinaciones de Cargas para Columna C1

Se muestra ahora, la cantidad aproximada de acero utilizado para la elaboración de su respectivo diagrama de interacción, para el cual se ha considerado el 1% como cuantía mínima:

pmin	1%	As cm2	108.0	Varilla	3/4
b	120			Área	2.839
h	90			Barras	38.04

Para varillas de 3/4", deberían de utilizarse al menos 38 barras. Pero lo utilizado fue lo siguiente:

14 barras de 1", ubicadas en las esquinas de la columna y los lados más cortos, y 16 (total) varillas de 3/4", ubicados en los lados de la columna.



Llegando así, a un área total de refuerzo de 116.78cm², equivalente al 108.13, de lo requerido por la cuantía mínima.

Por lo tanto, los diagramas de interacción utilizados, fueron los siguientes:

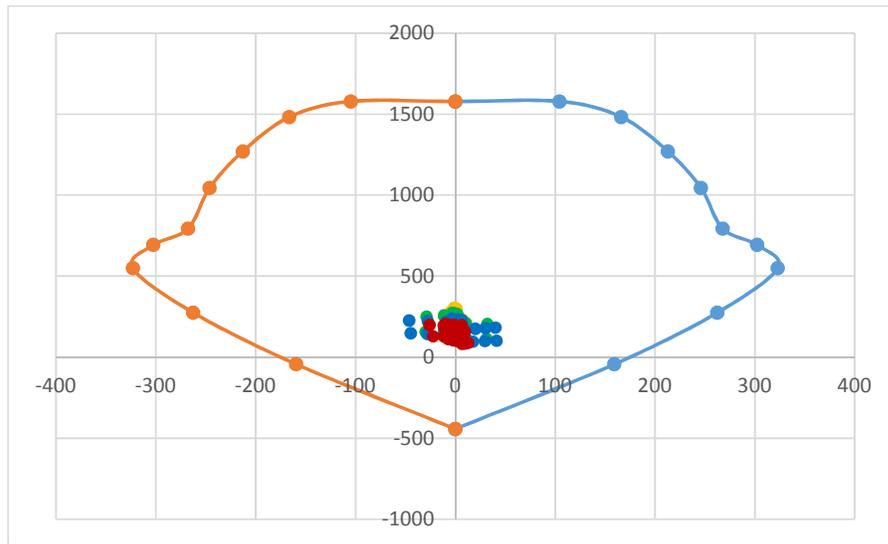


Ilustración 11: Diagrama Interacción C1 XX

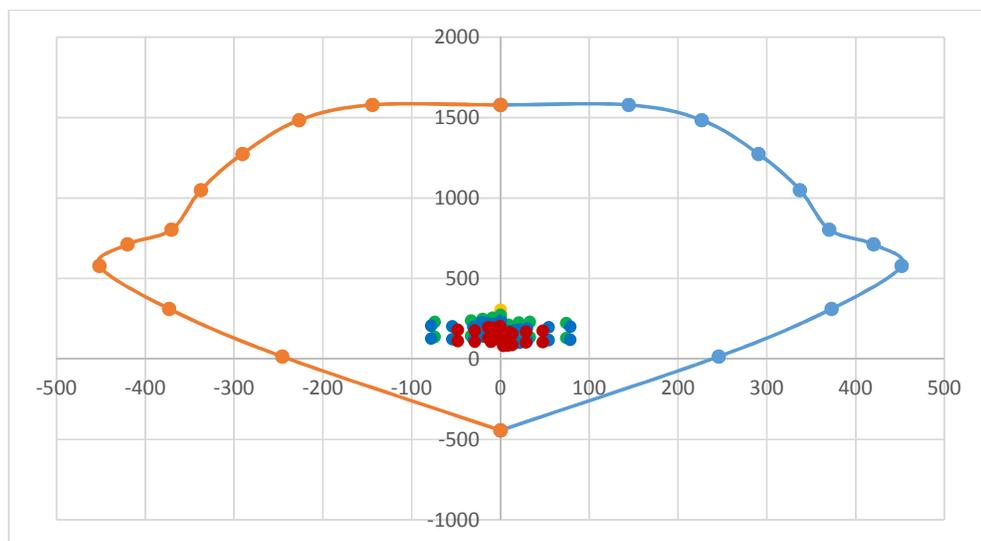


Ilustración 12: Diagrama Interacción C1 YY

Así, las combinaciones críticas utilizadas para cada piso, fueron:

	Vua(tn)	Mua(tn.m)	Pu(tn)
S2	4.54	3.96	284.73
S1	17.40	11.30	258.19
P1	14.84	45.99	227.03

P2	11.22	25.59	198.80
P3	12.20	19.12	172.48
P4	14.00	21.40	143.44
P5	13.91	19.40	114.27
P6	13.70	17.67	84.97
P7	12.46	15.76	55.77
P8	14.38	16.64	22.49

Tabla 24: Cargas críticas utilizadas para Diseño de Columna C1

9.3. Diseño por Corte

Con los datos anteriores se calcula el valor V_c , según el acápite de la NTE E.060 indicada. Se amplifica con el valor de 0.85 el valor del V_u , para determinar si es necesario utilizar acero de refuerzo por cortante (V_s).

						11.3.1.2	9.1.1
COLUMNA							
	Piso	Columna	b(m)	h(m)	f'c	Vc(tn)	Vu/0.85(tn)
S2	1	C2	2.2	0.5	280	246.28	5.35
S1	2	C2	2.2	0.5	280	231.29	20.47
P1	3	C2	2.2	0.5	280	213.68	17.46
P2	4	C2	2.2	0.5	280	197.74	13.20
P3	5	C2	2.2	0.5	280	182.87	14.36
P4	6	C2	2.2	0.5	280	166.46	16.47
P5	7	C2	2.2	0.5	280	149.98	16.37
P6	8	C2	2.2	0.5	280	133.43	16.12
P7	9	C2	2.2	0.5	280	116.93	14.66
P8	10	C2	2.2	0.5	280	98.13	16.91

Tabla 25: Cortante Ultimo en C1 por piso

Se procede a verificar si es necesario refuerzo para V_s . Y lo indicado en los acápite mostrados.

11.5.6		11.3.2.2		11.5.7.9		
Vn=Vc+Vs						
Vs	Vsmin?	Avmin	Vcmax(tn)	VmaxOk?	Vsmax(tn)	VsmaxOk?
NO	NO	NoAvmin	437.84	SI	303.61	SI
NO	NO	NoAvmin	419.44	SI	303.61	SI
NO	NO	NoAvmin	396.75	SI	303.61	SI
NO	NO	NoAvmin	375.01	SI	303.61	SI
NO	NO	NoAvmin	353.54	SI	303.61	SI
NO	NO	NoAvmin	328.22	SI	303.61	SI
NO	NO	NoAvmin	300.64	SI	303.61	SI
NO	NO	NoAvmin	270.14	SI	303.61	SI
NO	NO	NoAvmin	235.83	SI	303.61	SI
NO	NO	NoAvmin	189.30	SI	303.61	SI

Tabla 26: Verificación de cortantes máximos - concreto y acero

Refuerzo vertical utilizado, se tendrá en cuenta para considerar lo mínimo establecido por la NTE E.060 para estribos.

REFUERZO VERTICAL					1	2	Av1	Av2
14		1	16	3/4	2.54	1.91	5.10	2.84
14		1	16	3/4	2.54	1.91	5.10	2.84
14		1	16	3/4	2.54	1.91	5.10	2.84
14		1	16	3/4	2.54	1.91	5.10	2.84
14		1	16	3/4	2.54	1.91	5.10	2.84
14		1	16	3/4	2.54	1.91	5.10	2.84
14		1	16	3/4	2.54	1.91	5.10	2.84
14		1	16	3/4	2.54	1.91	5.10	2.84
14		1	16	3/4	2.54	1.91	5.10	2.84
14		1	16	3/4	2.54	1.91	5.10	2.84

Tabla 27: Refuerzo Vertical Colocado C1

21.4.5.3			21.4.5.4	21.6.4.3	
Estribos					
So(cm)	Lo(cm)		Resto(cm)	Cant	Vs(tn)
10.00	120	3/8	30	3	51.2904
10.00	120	3/8	30	3	51.2904
10.00	120	3/8	30	3	51.2904
10.00	120	3/8	30	3	51.2904
10.00	120	3/8	30	3	51.2904
10.00	120	3/8	30	3	51.2904
10.00	120	3/8	30	3	51.2904
10.00	120	3/8	30	3	51.2904
10.00	120	3/8	30	3	51.2904
10.00	120	3/8	30	3	51.2904
10.00	120	3/8	30	3	51.2904

Tabla 28: Calculo de estribos para C1 según Norma NTE E060

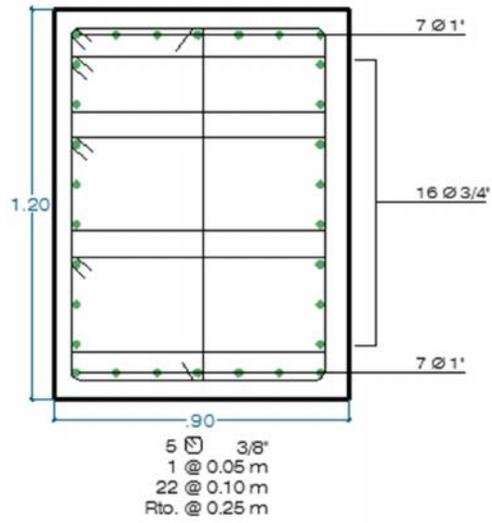
Luego se verifica que el valor de Vn cortante nominal máximo, no sea superado por el real colocado.

11.10.4		
Vn real	Vn max	Vn Ok?
246.28	419.0528875	SI
231.29	419.0528875	SI
213.68	419.0528875	SI
197.74	419.0528875	SI
182.87	419.0528875	SI
166.46	419.0528875	SI
149.98	419.0528875	SI
133.43	419.0528875	SI
116.93	419.0528875	SI
98.13	419.0528875	SI

Tabla 29: Verificación de Cortante Nominal en C1

Ya que se está trabajando con la cuantía mínima, es que se considerara la misma distribución del refuerzo de acero en todos los niveles.

Dimensiones de Columna: 1.20m x 0.90m – Recubrimiento: 0.04m



COLUMNA C1-5
(Todos los pisos y Sotanos)

Ilustración 13: Detalle de Columna C1 – Ubicación en Plano E-01

Capítulo X: Diseño de Muros de Corte o Placas

10.1. Diseño por Flexo compresión

Tomando como ejemplo la placa PCe (Identificada en plano E-01), se muestra a continuación todas las cargas (Solo para el nivel de Sótano 2, ya que la lista completa de datos es muy grande) según las combinaciones indicadas por la NTE E.060. Para posteriormente analizarlas respecto a su diagrama de interacción correspondiente. Se ha considerado también un valor de 280 kg/cm² para f'c, y 4200 kg/cm² para fy.

	load	Location	P	V2	M3	(-)P	V3	M2
			tonf	tonf	tonf-m	tonf	tonf	tonf-m
S2	Comb1	Bottom	1476.87	8.62	1.98	1476.87	3.22	39.64
	Comb2X Max		901.71	19.06	125.94	901.71	90.54	696.53
	Comb2X Min		1620.27	4.44	123.01	1620.27	95.88	762.44
	Comb2Y Max		1200.36	59.49	657.68	1200.36	14.30	104.82
	Comb2Y Min		1321.61	44.87	654.75	1321.61	19.64	170.73
	Comb3X Max		354.93	15.69	124.50	354.93	91.99	713.93
	Comb3X Min		1073.49	7.80	124.44	1073.49	94.43	745.04
	Comb3Y Max		653.58	56.12	656.25	653.58	15.75	122.22
	Comb3Y Min		774.84	48.23	656.19	774.84	18.19	153.33

Tabla 30: Combinaciones de cargas para PCe - Diseño de Placa

Para el diagrama de interacción, se utilizó la siguiente estructuración de la Placa:

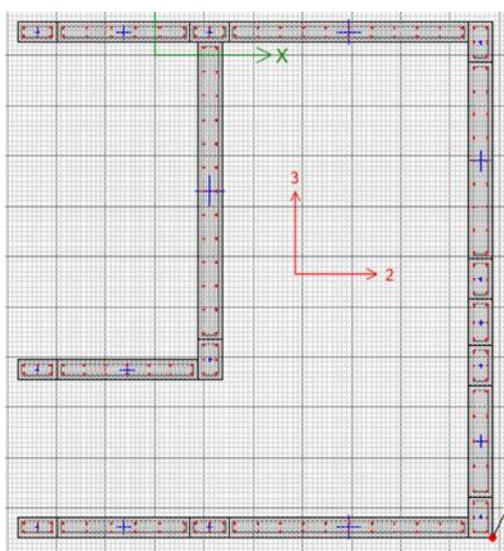


Ilustración 14: Distribución de acero en PCe para diseño

Donde para los confinamientos se utilizó 6 varillas de 3/8", y para las placas mismas, varillas de 3/8 c/25 cm.

Esta distribución se utilizó en todos los niveles, hasta el nivel de Piso 8. Para los siguientes pisos, se utilizaron los mismos diagramas, incluyendo los correspondientes a cada uno en cada dirección (X y Y).

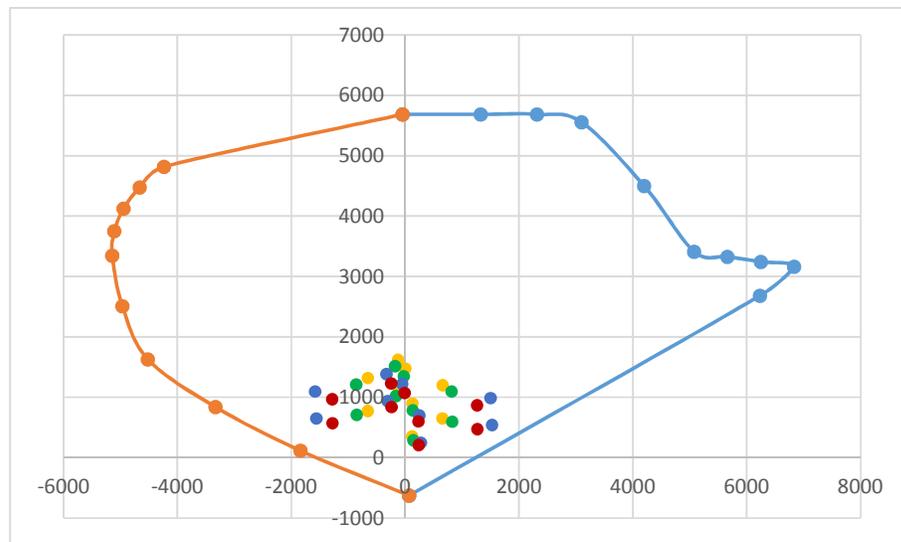


Ilustración 15: Diagrama de Interacción para PCe XX

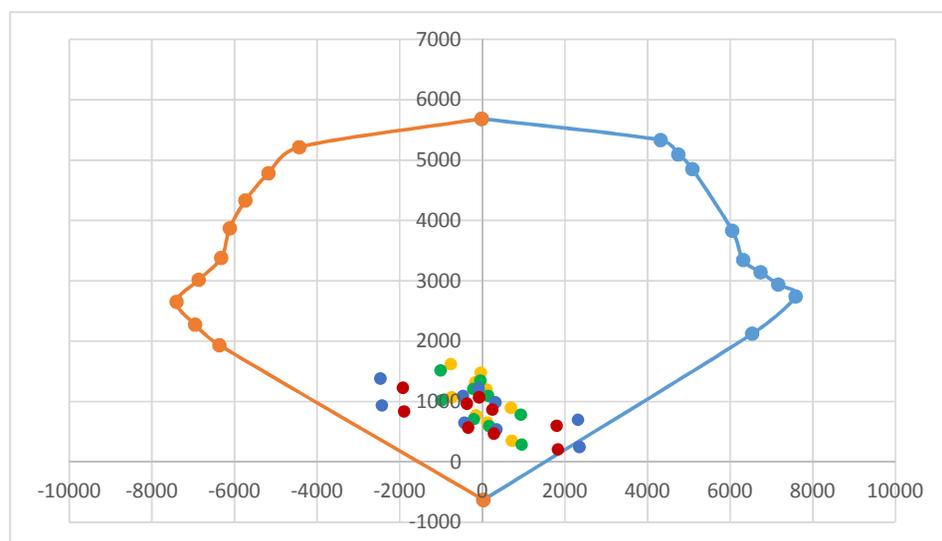


Ilustración 16: Diagrama de Interacción para PCe YY

10.2. Diseño por Corte

Con los datos obtenidos anteriormente, se procede a calcular, analizar y verificar que los valores de fuerzas cortantes cumplan con los límites establecidos por la NTE E.060.

11.10.5				11.5.7.9			
Vn=Vc+Vs							
Vc(tn)	Hm/Lm	ac	Vcmax(tn)	VmaxOk?	Vs(tn)	Vsmax(tn)	VsmaxOk?
166.59	2.56	0.53	208.23	SI	323.29	660.06	SI
166.59	2.30	0.53	208.23	SI	600.50	660.06	SI
166.59	2.04	0.53	208.23	SI	285.94	660.06	SI
166.59	1.79	0.64	253.05	SI	610.37	660.06	SI
166.59	1.53	0.78	307.26	SI	569.34	660.06	SI
166.59	1.28	0.80	314.32	SI	769.13	660.06	NO
166.59	1.02	0.80	314.32	SI	610.25	660.06	SI
166.59	0.77	0.80	314.32	SI	423.50	660.06	SI
166.59	0.51	0.80	314.32	SI	214.52	660.06	SI
166.59	0.26	0.80	314.32	SI	15.51	660.06	SI

Tabla 32: Verificación de cortante resistida por concreto y acero refuerzo PCe

A pesar de que, en un punto, el cortante resistido por el refuerzo supera a lo establecido, posteriormente se verificara que la suma total de resistencia nominal del elemento, no supere al máximo establecido.

Se establece ahora el acero que se utilizara como refuerzo horizontal. Según los acápite mencionados:

21.9.4.3	Acero Mínimo 11.10.7	11.10.10.1	CLASICA								
REFUERZO HORIZONTAL											
N° hileras	0.27 fc*Ac w	Usar	ph	Vs final (tn)	Ah (cm2)						
2	106.082	Vs=Acw.ph.fy	0.0033	323.289	3/8	0.71	2		3/8	@	21.66
2	106.082	Vs=Acw.ph.fy	0.0061	600.500	3/8	0.71	2		3/8	@	11.66
2	106.082	Vs=Acw.ph.fy	0.0029	285.940	3/8	0.71	2		3/8	@	24.49
2	106.082	Vs=Acw.ph.fy	0.0062	610.367	3/8	0.71	2		3/8	@	11.47
2	106.082	Vs=Acw.ph.fy	0.0058	569.340	3/8	0.71	2		3/8	@	12.30

2	106.082	Vs=Acw.ph.fy	0.0078	769.131	3/8	0.71	2	3/8	@	9.10
2	106.082	Vs=Acw.ph.fy	0.0062	610.255	3/8	0.71	2	3/8	@	11.47
2	106.082	Vs=Acw.ph.fy	0.0043	423.498	3/8	0.71	2	3/8	@	16.53
2	106.082	Vs=Acw.ph.fy	0.0025	246.540	3/8	0.71	2	3/8	@	28.40
2	106.082	Vs=Acw.ph.fy	0.0025	246.540	3/8	0.71	2	3/8	@	28.40

Tabla 33: Determinación de refuerzo horizontal para PCe

Pero se verifica el cortante nominal V_n , el cual también está limitado por la NTE

E.060:

11.10.4		
Vn real		
Vn real	Vn max	¿Cumple?
489.876	1021.528426	SI
767.088	1021.528426	SI
452.528	1021.528426	SI
776.955	1021.528426	SI
735.928	1021.528426	SI
935.719	1021.528426	SI
776.843	1021.528426	SI
590.086	1021.528426	SI
413.128	1021.528426	SI
413.128	1021.528426	SI

Tabla 34: verificación de cortante nominal PCe

Según los acápites mencionados, se verifica los espaciamientos colocados en el diseño a flexo compresión.

11.10.10.3			CLASICA			
REFUERZO VERTICAL						
pv		Av (cm2)				
0.0025	1/2	1.29	2	1/2	@	40.00
0.0029	1/2	1.29	2	1/2	@	40.00
0.0026	1/2	1.29	2	1/2	@	40.00
0.0038	1/2	1.29	2	1/2	@	33.84
0.0041	1/2	1.29	2	1/2	@	31.60

0.0057	1/2	1.29	2	1/2	@	22.48
0.0052	1/2	1.29	2	1/2	@	24.69
0.0041	3/8	0.71	2	3/8	@	17.51
0.0025	3/8	0.71	2	3/8	@	28.40
0.0025	3/8	0.71	2	3/8	@	28.40

También, conocimiento los diámetros de las varillas utilizadas en los confinamientos, se establece los estribos y espaciamientos correspondientes:

21.9.7.6

CONFINAMIENTO										
Lx	Ly					OTRAS		Estribos		
0.4	0.25	6	1/2	0	1/2	8mm	@		13.00	
0.4	0.25	6	1/2	0	1/2	8mm	@		13.00	
0.4	0.25	6	1/2	0	1/2	8mm	@		13.00	
0.4	0.25	6	1/2	0	1/2	8mm	@		13.00	
0.4	0.25	6	1/2	0	1/2	8mm	@		13.00	
0.4	0.25	6	1/2	0	1/2	8mm	@		13.00	
0.4	0.25	6	1/2	0	1/2	8mm	@		13.00	
0.4	0.25	6	1/2	0	1/2	8mm	@		13.00	
0.4	0.25	6	1/2	0	1/2	8mm	@		13.00	
0.4	0.25	6	1/2	0	1/2	8mm	@		13.00	

Tabla 35: Estribos para confinamientos en PCe

Y como resumen, respecto al diseño por cortante, se tiene lo siguiente para refuerzo horizontal y vertical de las placas.

CONCLUSION

HORIZONTAL				VERTICAL			
2	3/8	@	12.00	2	1/2	@	34.00
2	3/8	@	12.00	2	1/2	@	34.00
2	3/8	@	12.00	2	1/2	@	34.00
2	3/8	@	9.00	2	1/2	@	34.00
2	3/8	@	9.00	2	1/2	@	22.00
2	3/8	@	9.00	2	1/2	@	22.00
2	3/8	@	9.00	2	1/2	@	18.00
2	3/8	@	9.00	2	3/8	@	18.00
2	3/8	@	28.00	2	3/8	@	18.00
2	3/8	@	28.00	2	3/8	@	18.00

Tabla 36: Características de refuerzo vertical y horizontal en PCe

Luego de haber realizado el diseño por flexo compresión y cortante, se determinan los diámetros y espaciamientos de los refuerzos a utilizar. A continuación, se muestra el resumen de diseño para la placa PCe para cada nivel, y en ambas direcciones de análisis.

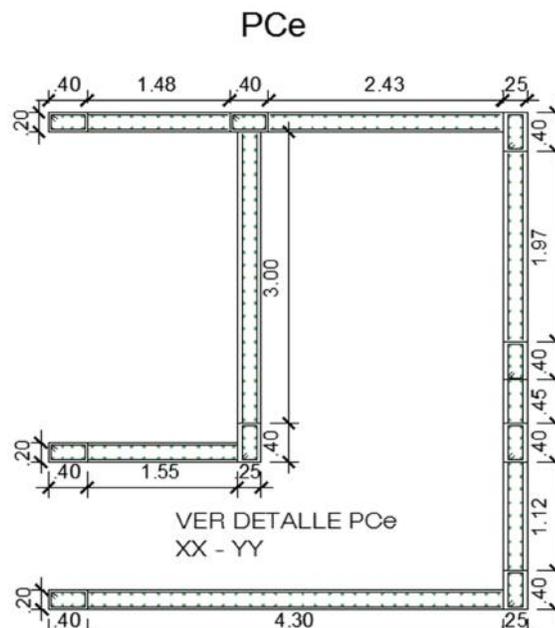


Ilustración 17: Característica Placa PCe – Identificada en Plano E-01

Pce - XX																	
PISO	e(m)	HORIZONTAL				VERTICAL				CONFINAMIENTO			ESTRIBOS P/CONF				
					cm				cm				mm	cm			
S2	0.2	2	Φ	3/8"	@	10	2	Φ	1/2"	@	20	6	Φ	1/2"	8	@	10.0
S1	0.2	2	Φ	3/8"	@	10	2	Φ	1/2"	@	20	6	Φ	1/2"	8	@	10.0
P1	0.2	2	Φ	3/8"	@	10	2	Φ	1/2"	@	20	6	Φ	1/2"	8	@	10.0
P2	0.2	2	Φ	3/8"	@	10	2	Φ	1/2"	@	20	6	Φ	1/2"	8	@	10.0
P3	0.2	2	Φ	3/8"	@	10	2	Φ	1/2"	@	20	6	Φ	1/2"	8	@	10.0
P4	0.2	2	Φ	3/8"	@	10	2	Φ	1/2"	@	20	6	Φ	1/2"	8	@	10.0
P5	0.2	2	Φ	3/8"	@	10	2	Φ	1/2"	@	20	6	Φ	1/2"	8	@	10.0
P6	0.2	2	Φ	3/8"	@	10	2	Φ	3/8"	@	20	6	Φ	1/2"	8	@	10.0
P7	0.2	2	Φ	3/8"	@	20	2	Φ	3/8"	@	20	6	Φ	1/2"	8	@	10.0
P8	0.2	2	Φ	3/8"	@	20	2	Φ	3/8"	@	20	6	Φ	1/2"	8	@	10.0

Pce - YY - f'c 420 kg/cm2																	
PISO	e(m)	HORIZONTAL				VERTICAL				CONFINAMIENTO			ESTRIBOS P/CONF				
					cm				cm				mm	cm			
S2	0.25	2	Φ	3/8"	@	5	2	Φ	1/2"	@	10	6	Φ	5/8"	8	@	10.0
S1	0.25	2	Φ	3/8"	@	5	2	Φ	1/2"	@	10	6	Φ	5/8"	8	@	10.0
P1	0.25	2	Φ	3/8"	@	5	2	Φ	1/2"	@	10	6	Φ	5/8"	8	@	10.0
P2	0.25	2	Φ	3/8"	@	5	2	Φ	1/2"	@	10	6	Φ	5/8"	8	@	10.0
P3	0.25	2	Φ	3/8"	@	5	2	Φ	1/2"	@	10	6	Φ	1/2"	8	@	10.0
P4	0.25	2	Φ	3/8"	@	5	2	Φ	1/2"	@	10	6	Φ	1/2"	8	@	10.0
P5	0.25	2	Φ	3/8"	@	5	2	Φ	1/2"	@	10	6	Φ	3/8"	8	@	10.0
P6	0.25	2	Φ	3/8"	@	5	2	Φ	1/2"	@	10	6	Φ	3/8"	8	@	10.0
P7	0.25	2	Φ	3/8"	@	5	2	Φ	3/8"	@	10	6	Φ	3/8"	8	@	10.0
P8	0.25	2	Φ	3/8"	@	5	2	Φ	3/8"	@	10	6	Φ	3/8"	8	@	10.0

Tabla 37: Características de diseño de Placa PCe

Capítulo XI: Diseño de Muros de Sótano

Estos muros se encuentran apoyados lateralmente en los techos de los sótanos, esta condición nos permite evitar los problemas de volteo y que ya no se tenga un

empuje activo con coeficiente K_a , sino un empuje de los suelos en reposo con coeficiente K_0 .

Para la presente estructura, que cuenta con dos niveles de sótano, los cuales están apoyados en un nivel superior, inferior y medio, con las losas de los sótanos y base de la estructura, es que no se necesitara una gran cimentación, sino se utilizara cimientos corridos de concreto armado.

11.1. Cargas Perpendiculares

En función a la bibliografía, se ha considerado idealizar la sollicitación de un muro de sótano, como se muestra en la siguiente imagen:

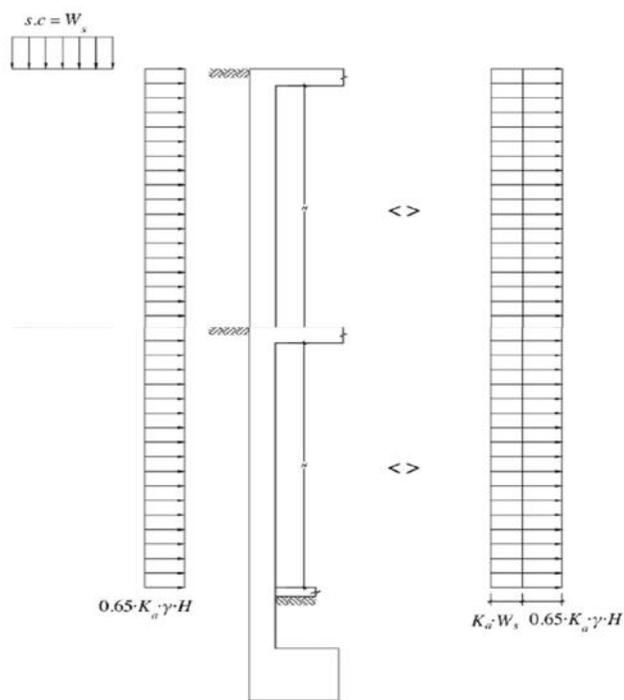


Ilustración 18: Distribución de cargas para diseño muro de sótano

La altura de entrepiso, es de 3 metros. Se ha considerado según lo indicado por la NTE E.060, un espesor de 25cm, para todos los muros de sótano.

Se ha considerado una sobrecarga, de 250kg/m², de acuerdo a las colindancias con vías de tránsito.

Datos del terreno:

MURO Y SUELO

	Piso	Placa	e(m)	L(m)	f'c	Suelo	(kg/m3)	(ang)	Ka	Ws
S2	1	Todas	0.25	1	280	GP	2000	30.00	0.33	250.00
S1	2	Todas	0.25	1	280	GP	2000	30.00	0.33	250.00

Tabla 38: Datos geotécnicos del terreno

En función a los datos anteriores, el empuje actuante en los muros de sótano, por metro lineal, sería el siguiente:

Empuje	
Empuje	Empuje Total
1.60	2.72
1.38	2.35

Tabla 39: Empuje total en muros de sótano

Con los datos anteriores, se idealizo el muro de sótano, como losa, con tres apoyos, la cual fue sometida a las cargas determinadas. Por lo tanto, se obtuvieron los siguientes valores de cargas actuantes:

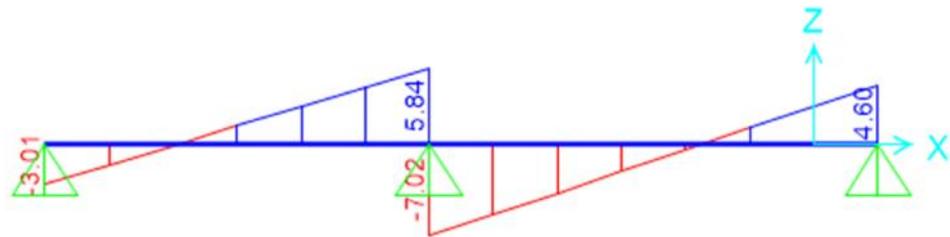


Ilustración 19: Diagrama de Fuerzas Cortantes en muro Sótano

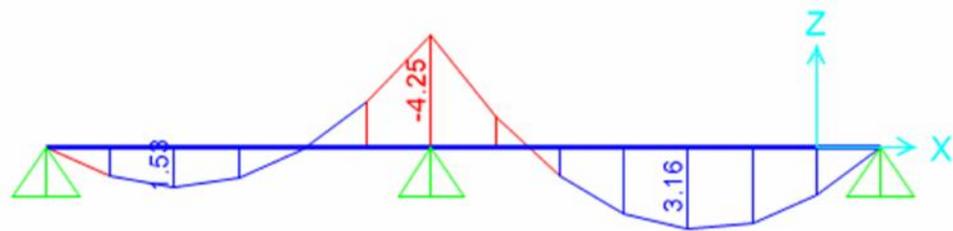


Ilustración 20: Diagrama de Momento Flector en muro Sótano

11.2. Diseño por Flexión

Con los valores obtenidos anteriormente, y las características geométricas antes mencionadas, se procede al diseño por flexión:

Flexión						
Mu	Mn	Mu<Mn?	k	q	p	As(cm2)
4.25	4.25	SI	0.04	0.0391	0.0026	6.52
4.25	4.25	SI	0.04	0.0391	0.0026	6.52

REFUERZO HORIZONTAL							
N° hileras		Av(cm2)					
2	3/8	0.71	2		3/8	@	20.00
2	3/8	0.71	2		3/8	@	20.00

Tabla 40: Diseño por flexión muro sótano

El acero vertical resultante, se comparará aun, con lo determinada por el análisis en flexo compresión que se realizó a los elementos como placas. Para tener una mayor certeza del refuerzo a colocar, a causa, de haber considerado solo los empujes.

Principalmente las cargas provenientes de toda la estructura, se utilizarán para la determinación de los cimientos de concretos armados; elementos sobre los cuales finalmente estarán apoyados los muros de sótanos.

11.3. Diseño por Corte

La verificación por fuerzas cortantes, y de acuerdo a los datos del diagrama anterior, se tiene:

Cortante		
Vu(tn)	Vc(tn)	VcOk?
7.02	18.85	SI
7.02	18.85	SI

Tabla 41: Diseño por corte en muro de sótano

Capítulo XII: Diseño de Cimentación

Se ha considerado Zapatas aisladas, combinadas y cimientos de concreto armado. Para lo cual se ha considerado una capacidad portante de 2.5 kg/cm², lo cual fue obtenido de la información obtenida del plano de zonas geotécnicas de Tacna.

12.1 Diseño de Zapatas Aisladas

12.1.1. Dimensionamiento de la Zapata

Para el dimensionamiento, se tomaron como datos los valores de las cargas muertas, vivas, y de sismo básicas actuantes en el elemento, de todas las columnas que cuentan con zapata aislada.

Cabe indicar que las columnas C1, C3 y C4, han sido consideradas en zapatas combinadas, juntamente con placas de concreto armado muy cercanas. El diseño de las zapatas para columnas C6 y C6, equivalen también para las otras columnas semejantes en dimensiones y cargas actuantes.

Con las cargas obtenidas de la modelación, se realizará el dimensionamiento, una verificación por gravedad y una por sismo.

	CM				CV				CSx		CSy	
	P	My	Mx		P	My	Mx		Psx	Msx	Psy	Msy
C2	-271.34	0.02	-0.73	-101.65	0.00	-0.47	11.93	3.33	1.82	3.85		
C5	-65.70	0.00	0.68	-31.30	0.00	0.45	0.30	0.10	0.05	0.01		
C6	-33.64	0.60	0.13	-6.49	0.35	0.02	10.62	0.45	8.50	0.34		
C8	-31.91	0.46	0.00	-6.00	0.25	0.00	9.82	0.04	7.31	0.21		

Tabla 42: Cargas actuantes para diseño de zapatas

Teniendo en cuenta que las dimensiones de las columnas son de 1.2x0.9m para C2 y C5, mientras que para C18 y 17, son 0.55x0.90m y 0.45x0.90m respectivamente.

Dimensionamiento										
(tn/m ²)	Verificación por gravedad					Verificación por sismo				
	Ptot (tn)	Area (m ²)	B(m)	L(m)	sis	y	yOk ?	x	xOk ?	
C2	25	402.82801 2	17.90	4.3	4.2	32.5	22.7 1	SI	23.2 2	SI
C5	25	104.76010 8	4.66	2.2	2.2	32.5	21.6 6	SI	21.7 6	SI
C18	25	43.342668	1.93	2.2	1.8	32.5	13.3 8	SI	13.9 4	SI
C17	25	40.940748	1.82	2.2	1.8	32.5	12.3 6	SI	12.8 5	SI

Tabla 43: Dimensionamiento de Zapatas

12.1.2. Determinación de la Reacción Amplificada

Para la determinación de la reacción amplificada, se utilizan las cargas de gravedad y momentos en ambas direcciones calculadas para cada combinación de cargas realizadas.

Además, esto se realizará por cada zapata. Por lo tanto, se mostrará como ejemplo, solo el correspondiente a la zapata dos – columna dos.

C1				
Combo	Pu	Muy	Mux	ut
	tn	tn.m	tn.m	tn/m ²
Comb1	-706.6792	0.0299	-1.8293	39.27
Comb2X Max	-666.8042	1.0389	1.8197	37.06
Comb2X Min	-690.6679	-0.9863	-4.8333	38.62
Comb2Y Max	-676.9174	3.8718	-0.9938	37.79
Comb2Y Min	-680.5547	-3.8193	-2.0198	37.99
Comb3X Max	-367.2737	1.0299	2.6665	20.54
Comb3X Min	-391.1375	-0.9953	-3.9865	21.97
Comb3Y Max	-377.387	3.8629	-0.147	21.20
Comb3Y Min	-381.0242	-3.8283	-1.173	21.40

Tabla 44: Reacción Amplificada para diseño de zapata

Del cuadro anterior, se trabajará con el mayor valor obtenido de reacción amplificada.

12.1.3. Diseño por Punzonamiento

Se ha determinado los valores de b_o y A_o , geoméricamente. Posteriormente para el cálculo de los valores de cortante ultimo se ha utilizado las reacciones amplificadas.

Punzonamiento						
h(m)	d(m)	b_o (m)	A_o (m ²)	V_u (tn)	ϕV_c	ϕV_c Ok?
0.8	0.7	5.6	3.04	589.85	591.00	SI
0.7	0.6	5.4	2.7	130.17	488.48	SI
0.7	0.6	5.4	1.725	34.71	488.48	SI
0.7	0.6	5.4	1.575	34.53	488.48	SI

Tabla 45: Diseño de zapata por punzonamiento

12.1.4. Diseño por Cortante

Se realizó para cada dirección.

Cortante							
XX				YY			
x(m)	V_u (tn)	ϕV_c	ϕV_c Ok?	y(m)	V_u (tn)	ϕV_c	ϕV_c Ok?
1	19.64	52.77	SI	0.8	12.57	52.77	SI
0.05	0.08	45.23	SI	-0.1	0.30	45.23	SI
0.05	0.02	45.23	SI	0.025	0.00	45.23	SI
0.05	0.02	45.23	SI	0.075	0.04	45.23	SI

Tabla 46: Diseño de zapata por cortante

12.1.5. Diseño por Flexión

XX					
x(m)	M_u	K_u	q	p	A_s (cm ²)
1.7	56.75	0.0460	0.0473	0.0032	22.06
0.65	12.85	0.0142	0.0143	0.0010	5.71
0.65	3.28	0.0036	0.0036	0.0002	1.45
0.65	3.06	0.0034	0.0034	0.0002	1.35

YY					
y(m)	M_u	K_u	q	p	A_s (cm ²)
1.5	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
0.5	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
0.625	3.03	0.0033	0.0033	0.0002	1.34
0.675	3.30	0.0036	0.0036	0.0002	1.46

Tabla 47: Diseño de zapata por Flexión

Por lo tanto, se utilizará el siguiente refuerzo:

Refuerzo final							
X				Y			
	Av(cm2)	x1m	(cm)		Av(cm2)	x1m	(cm)
3/4	2.839	@	10	3/4	2.839	@	100
1/2	1.29	@	20	1/2	1.29	@	100
1/2	1.29	@	50	1/2	1.29	@	50
1/2	1.29	@	50	1/2	1.29	@	50

El refuerzo presentado, corresponde a la zapata 2, que es parte de la columna C2.

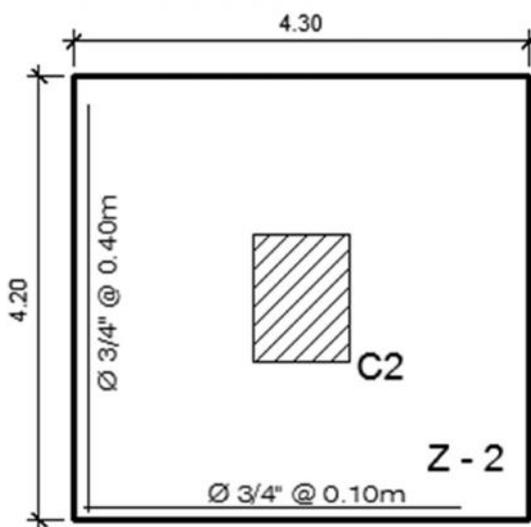


Ilustración 21: Distribución de acero en Zapata (Z2 - C2)

12.2. Diseño de Zapatas Combinadas

12.2.1 Dimensionamiento de la Zapata

Para el dimensionamiento, se tomaron como datos los valores de las cargas muertas, vivas, y de sismo básicas actuantes en el elemento. Solo hay una zapata combinada. Y es para la C3 y Pce y PY4. (Identificada en plano E-01)

Con estas cargas, se realizará para el dimensionamiento, una verificación por gravedad y una por sismo.

	CM			CV			CSx		CSy	
	P	My	Mx	P	My	Mx	Psx	Msx	Psy	Msy
PY4	-225.13	-0.13	-0.2718	-58.86	-0.07	-0.87	187.82	7.38	32.52	0.04
Pce	-793.56	-17.28	0.034	-299.22	-9.08	1.13	339.28	124.47	60.62	137.77
C3	-183.59	0.03	1.4294	-51.13	0.05	0.91	171.29	3.14	27.40	0.20
Total	1202.28	17.45	1.7352	409.22	9.22	2.92	698.39	134.99	120.55	138.02

Tabla 48: Cargas actuantes en Zapata combinada 2

Teniendo en cuenta las dimensiones de los elementos en la zapata combinada, se procede al dimensionamiento y la verificación por gravedad y sismo.

		Dimensionamiento									
		Verificación por gravedad					Verificación por sismo				
		Ptot (tn)	Area (m2)	B(m)	L(m)	sis	y	yOk ?	x	xOk?	
(tn/m2)											
Total	25	1740.434	77.3	11.4	6.8	32.5	25.5	SI	32.3	SI	
			5				8		8		

Tabla 49: Dimensionamiento de zapata combinada

12.2.2 Determinación de la Reacción Amplificada

Para la determinación de la reacción amplificada, se utilizan las cargas de gravedad y momentos en ambas direcciones calculadas para cada combinación de cargas realizadas.

Pce + C3 + PY4				
Combo	Pu	Muy	Mux	ut
	tn	tn.m	tn.m	tn/m2
Comb1	2298.85	41.59	55.52	29.94
Comb2X Max	1892.94	323.68	116.36	25.21
Comb2X Min	2014.97	377.63	40.36	26.27
Comb2Y Max	1938.95	114.86	2198.38	26.32
Comb2Y Min	1968.95	183.64	2120.67	27.49
Comb3X Max	1014.56	334.11	91.02	13.71
Comb3X Min	1136.58	358.92	57.78	15.05
Comb3Y Max	1060.57	133.57	2173.05	15.20
Comb3Y Min	898.8107	164.8657	2082.925	16.67

Tabla 50: Determinación de reacción Amplificada Z. Combinada 2

12.2.3 Diseño por Punzonamiento

Punzonamiento						
h(m)	d(m)	bo(m)	Ao(m2)	Vu(tn)	ØVc	ØVc Ok?
0.7	0.6	48.38	20.13	1718.10	4376.44	SI

Tabla 51: Diseño por punzonamiento Z. Combinada 2

12.2.4 Diseño por Corte

Cortante							
XX				YY			
x(m)	Vu(tn)	ØVc	ØVc Ok?	y(m)	Vu(tn)	ØVc	ØVc Ok?
1.45	31.47	45.23	SI	0.225	0.76	45.23	SI

Tabla 52: Diseño por cortante Z. combinada 2

12.2.5 Diseño por Flexión

XX					
x(m)	Mu	Ku	q	p	As(cm2)
2.05	62.91	0.0693	0.0724	0.0048	28.97
YY					
y(m)	Mu	Ku	q	p	As(cm2)
0.825	10.19	0.0112	0.0113	0.0008	4.52

Tabla 53: Diseño por flexión Z. Combinada 2

Por lo tanto, se utilizará el siguiente refuerzo:

Refuerzo final							
X				Y			
	Av(cm2)	x1m	(cm)		Av(cm2)	x1m	(cm)
3/4	2.839	@	10	3/4	2.839	@	30

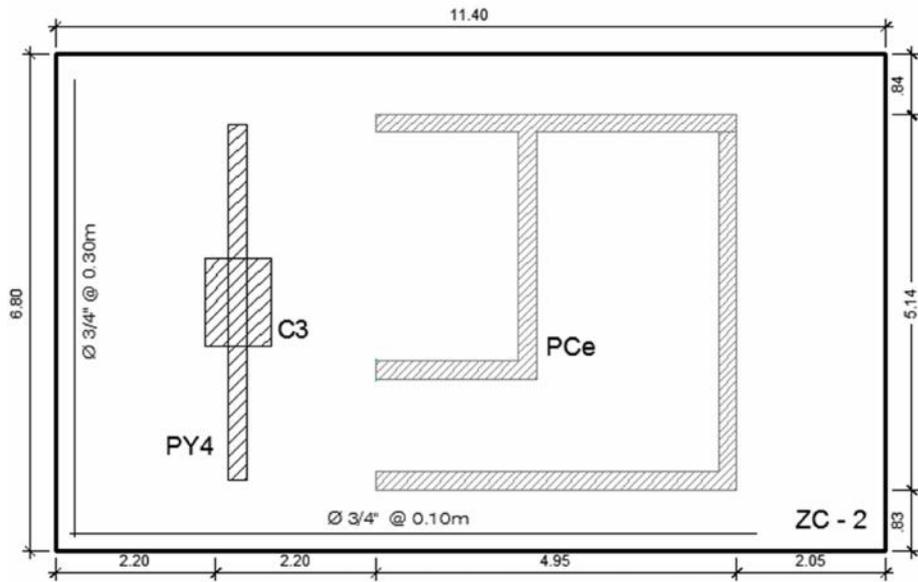


Ilustración 22: Distribución de acero en Z. Combinada 2

Capítulo XIII: Elementos Estructurales Adicionales

13.1. Diseño de Escaleras

Para el diseño de las escaleras se asumirá la idea que es una losa maciza en una dirección con los siguientes datos.

- Paso = 0.275 m
- Contrapaso = 0.18 m
- Espesor = 0.12
- Base = 1.20

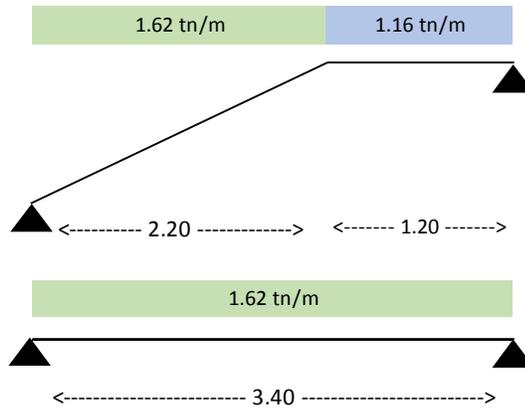
Hallamos la carga del plano inclinado de la escalera:

$$W_{pp} = \gamma_{concreto} \times \left[\frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right] = 0.56 \text{ tn/m}^2$$

La carga del descanso:

$$W_{ppdescanso} = \gamma_{concreto} \cdot t = 0.29 \text{ tn/m}^2$$

Tramo	Inclinado	Descanso
Wpp	0.56 tn/m ²	0.29 tn/m ²
Acabado	0.10 tn/m ²	0.10 tn/m ²
CM Total	0.66 tn/m ²	0.39 tn/m ²
CV Total	0.25 tn/m ²	0.25 tn/m ²
C ultima	1.35 tn/m ²	0.97 tn/m ²
W ultima	1.62 tn/m	1.16 tn/m ²



$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ $\mu +$ 2339.67 kg.m 0.71 1.27
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ k 0.0955 As 7.32 cm² en 1.20m 3/8 @ 1/2 @
d = 9 cm q 0.102 0.00 0.20 1.00 0.20 **8.89 cm²** 7 ϕ 13mm @ 0.20 cm
b = 120 cm ρ 0.007

Acero de refuerzo perpendicular
b 100 cm 0.71 1.27
h 12 cm As 2.16 cm² 3/8 @ 1/2 @
 ρ 0.002 1.00 0.25 0.00 0.00 **3.55 cm²**

Descanso
b 100 cm 3/8 @ 1/2 @
h 20 cm As 3.60 cm² 1.00 0.20 0.00 0.00 **4.26 cm²** 6 ϕ 10mm @ 0.20 cm
 ρ 0.002

Verificación por Corte

V_{ud} $W_u * L_n / 2 - W_u * d$ $\Phi * V_c$ $\Phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d =$ 9.58 Tn-f
 V_{ud} 2.61 Tn-f

¿Necesita refuerzos transversales?
 $V_u > \Phi V_c$ NO

13.2. Diseño de Cisterna

Primeramente, se realizó un redimensionamiento de las medidas requeridas en función al total de litros necesarios para abastecer al edificio.

Área útil	Pisos	Dotación	Consumo	3/4Vol	Vol
m ²	Nº	lt/dia/m ²	lt	lt	m ³
390	8	6	18720	14040	14.04

H agua	Área int	B int	A int
m	m ²	m	m
2.5	5.616	1.6	3.5

Para el diseño de muros se ha tenido en cuenta, las cargas de empuje, al igual que los muros de sótano, por lo tanto:

MURO Y SUELO										
Muros	Placa	h(m)	e(m)	L(m)	f'c	Suelo	(kg/m ³)	(ang)	Ka	Ws
1	Todas	2.9	0.2	1	280	GP	2000	30.00	0.33	250.00

Cortante				
Empuje	Empuje Total	Vu(tn)	Vc(tn)	VcOk?
1.34	2.28	2.71	15.08	SI

Flexión				
Mu	k	q	p	As(cm2)
2.00	0.03	0.0316	0.0021	4.21

REFUERZO HORIZONTAL						
N° hileras		Av(cm2)				
2	3/8	0.71	2	3/8	@	33.00

Mientras que, para el diseño de la losa, se consideró utilizar la tabla número 17 de kalmanok. Ya que esta losa se diseñó como una de dos direcciones. La cual estaría sometida a su peso propio, sobrecargas existentes.

Por lo tanto, las dimensiones, considerando el espesor de los muros, y las cargas actuantes son las siguientes:

h(m)	A(m)	B(m)	f'c	e(m)	CM	CV	Wu
					kg	kg	kg
2.9	2	3.9	280	0.15	460	100	922

		Tabla	Mu	Ku	q	p	As	Asmin
			tn/m				cm2	cm2
-	Ma	0.056	0.207	0.00	0.0032	0.0002	0.64	7.2
	Mb	0.0826	1.158	0.02	0.0181	0.0012	7.08	14.04
+	Macp	0.0038	0.014	0.00	0.0002	0.0000	0.04	5.4
	Mbcp	0.0401	0.562	0.01	0.0088	0.0006	3.42	10.53

N°		Av		
hileras		cm2		cm
1	3/8	0.71	@	35.00
1	3/8	0.71	@	10.00
1	3/8	0.71	@	45.00
1	3/8	0.71	@	13.00

Tabla 54: Diseño de Cisterna

Finalmente se utilizó acero de 3/8" para muros, losas y piso. Siendo la distribución la indicada:

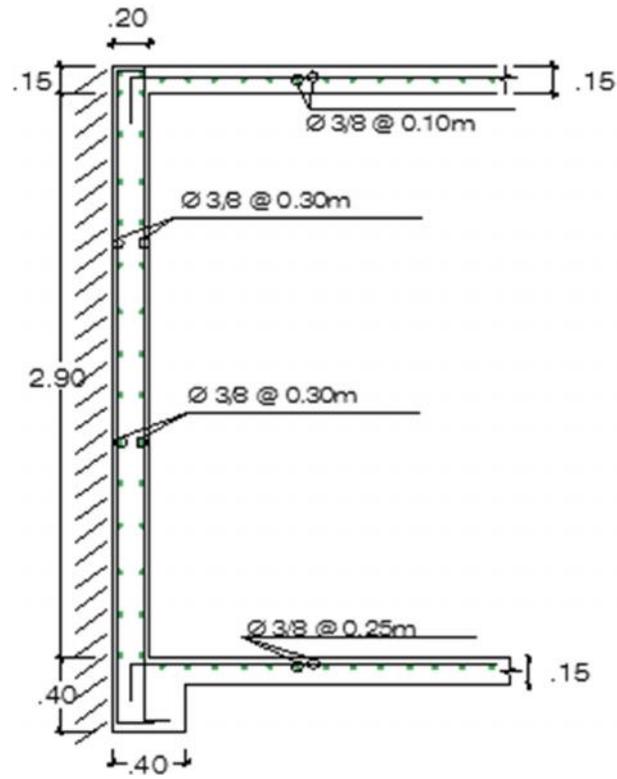


Ilustración 23: Distribución de Acero en Cisterna

Capítulo XIV: Comentarios y Conclusiones

Comentarios:

- Se modificó el Predimensionamiento por que cumpla los requisitos de derivas de entre piso.
- El Eje Y-Y contaba con menor rigidez total que el eje X-X, por lo que los desplazamientos en el eje Y-Y fueron mayores. Pero, aun así, en ningún caso las derivas entre piso excedieron los valores máximos permisibles establecidos en la NTE E.030.
- Para placas, columnas se consideró el diseño por flexo compresión, y corte. Mientras que, para muros de sótano, se adiciono el diseño por empujes, donde se verifico la resistencia por flexión y corte.
- Para el diseño por corte de las vigas, los espaciamientos de los estribos estuvieron gobernados por las reglas de confinamiento para vigas sismorresistentes.
- Se utilizó “Método de Coeficientes para Losas Apoyadas en Vigas o Muros” para el diseño de las losas macizas.
- Para el diseño de la escalera se consideró como si fuera una losa maciza.
- El diseño de cisterna se realizó considerando una losa maciza de dos direcciones, y un análisis de empujes, flexión y corte para los muros.
- Considerar espacios para sótanos, en un espacio no muy amplio, obliga a que la arquitectura, cuente con pocos elementos estructurales, que tengan la capacidad de soportar, cargas que, si serian controladas por varios elementos del mismo tipo, pero de menores dimensiones. Pero fue posible, controlar las grandes dimensiones con el uso de placas de concreto armado, las cuales, según la arquitectura de la estructura, y el uso de concreto de mayor resistencia.

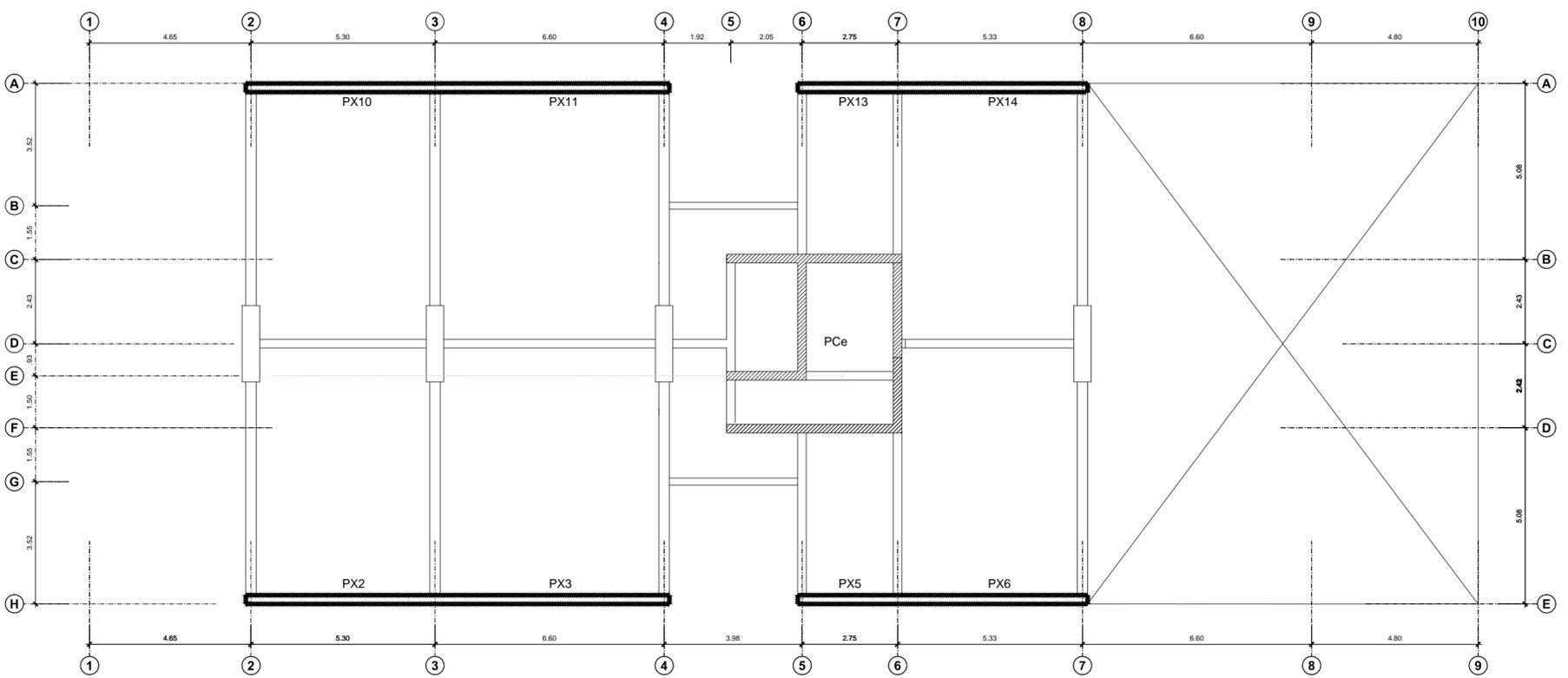
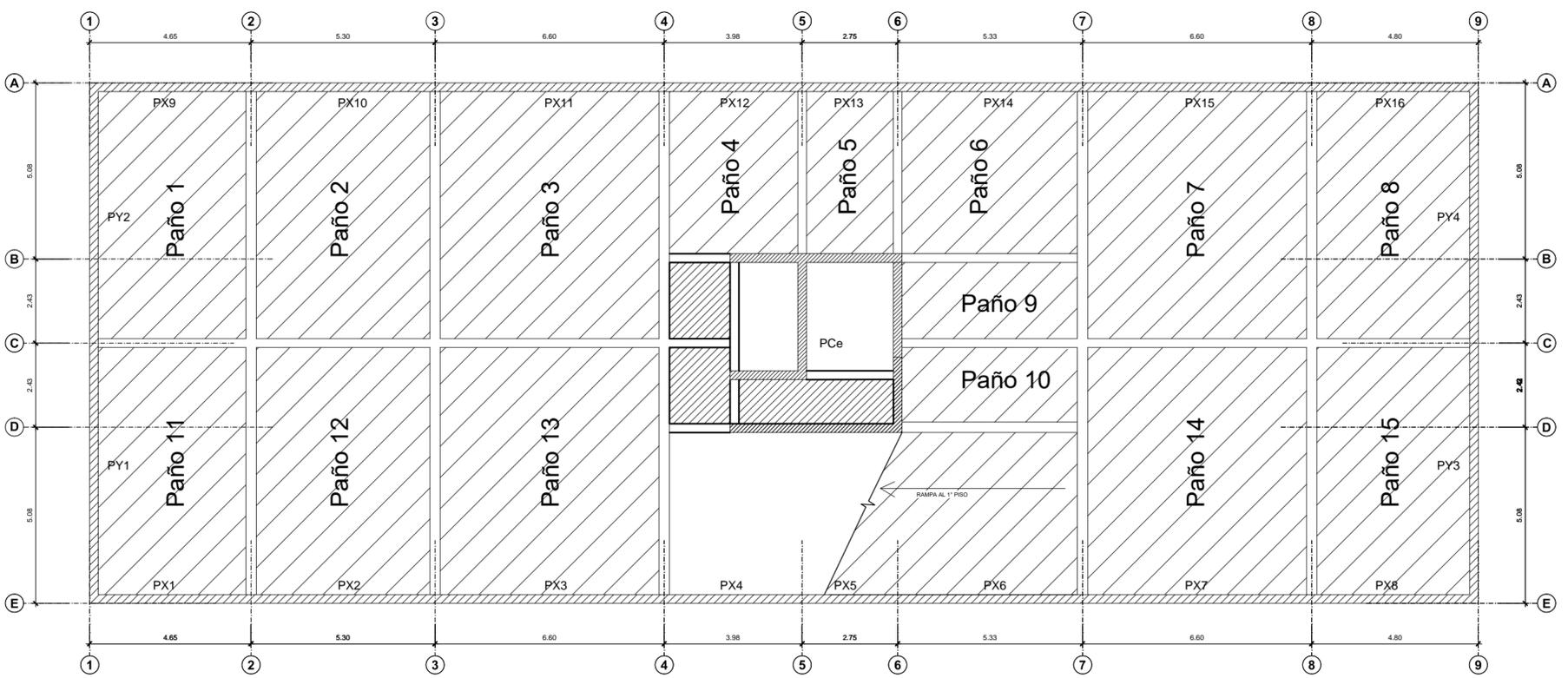
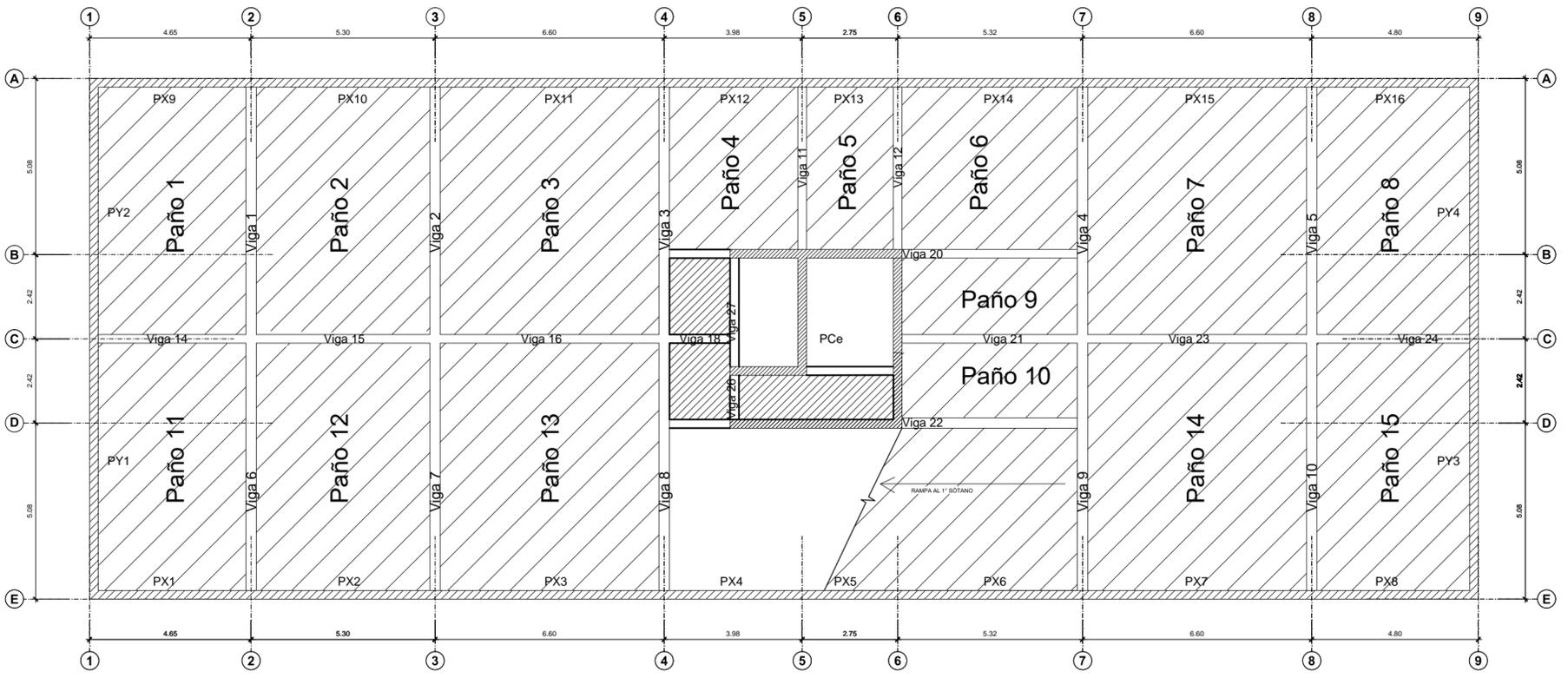
Conclusiones:

- Durante el análisis de la estructura se determinó que el sistema dual en ambas direcciones, con la configuración ajustada, ya que difiere de la estructuración inicial; fue lo correcto. Esto ya que se cumplió con superar los límites para las derivas entre piso establecidas por la norma técnica NTE E 030.
- Las dimensiones de los elementos estructurales como se observa en los planos adjuntados, respecto a columnas, estas cuentan con secciones transversales grandes, debido a las cargas actuantes, condiciones en función a características de varillas de acero utilizadas y su aporte necesario para el incremento de rigidez. El resto de los elementos estructurales, fueron todos verificados según la NTE E 060.
- Se logró utilizar satisfactoriamente los programas ETABS 2013, ETABS 2015 y SAP2000. Concluyendo en su alta utilidad, ya que permite realizar análisis estructural repetidas veces, para así obtener una mejor perspectiva de cómo se comporta la estructura en diferentes circunstancias (cargas, dimensiones de elementos, restricciones desplazamientos, y otros.), lo cual conlleva a tener una gran cantidad de resultados, y con estos poder tener mejores conclusiones respecto a estructuración, análisis estático y dinámico de la estructura, la importancia y aporte de cada elemento estructural, así como también la importancia de realizar el análisis sísmico.
- Las normas utilizadas en mayoría fueron la NTE E 030 y E 060. Ambas las vigentes hasta el presente año. Respecto a la reciente aprobación de la NTE E 030 2016, esta no fue utilizada, ya que su aprobación a nivel nacional se dio posteriormente a la culminación de la tesis.
- Considerar espacios para sótanos, en un espacio no muy amplio, obliga a que la arquitectura, cuente con pocos elementos estructurales, que tengan la capacidad de soportar, cargas que, si serian controladas por varios elementos del mismo tipo, pero de menores dimensiones. Pero fue posible, controlar las grandes dimensiones con el uso de placas de concreto armado, las cuales, según la arquitectura de la estructura, y el uso de concreto de mayor resistencia.

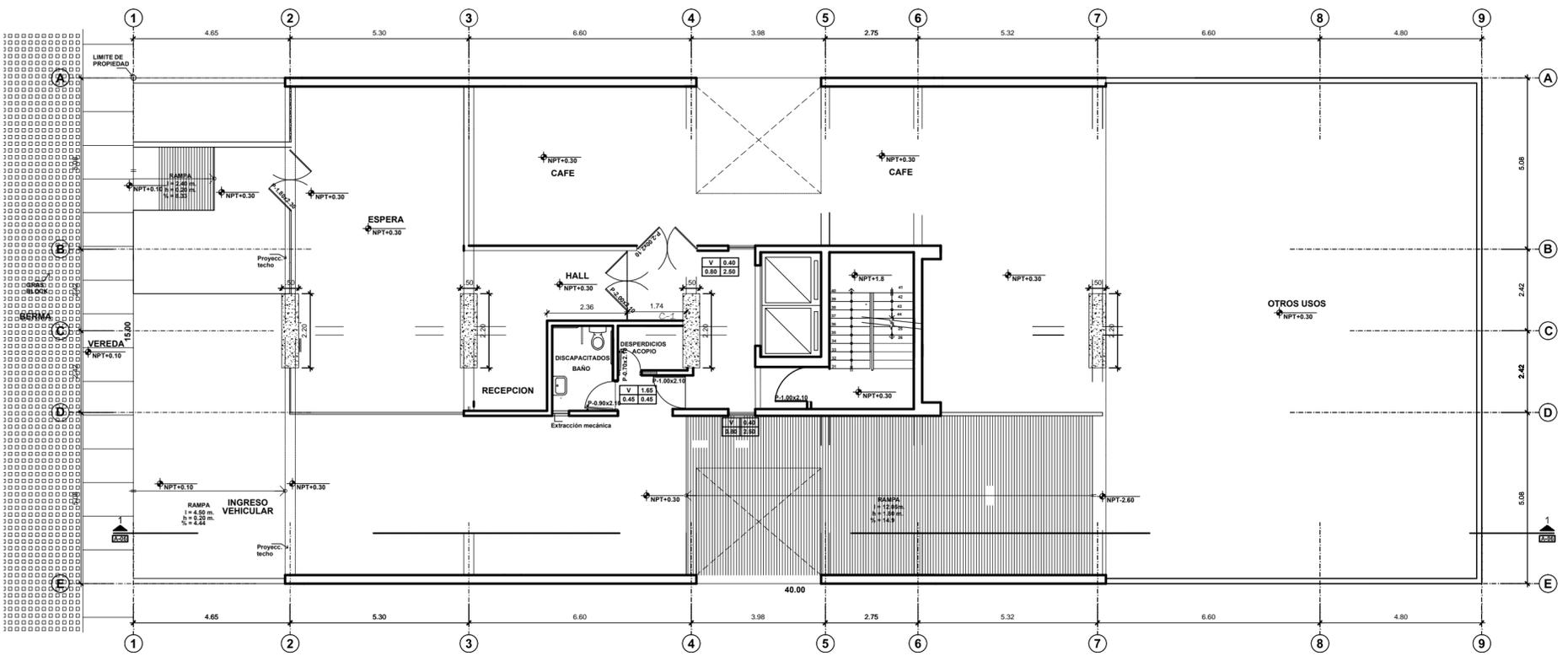
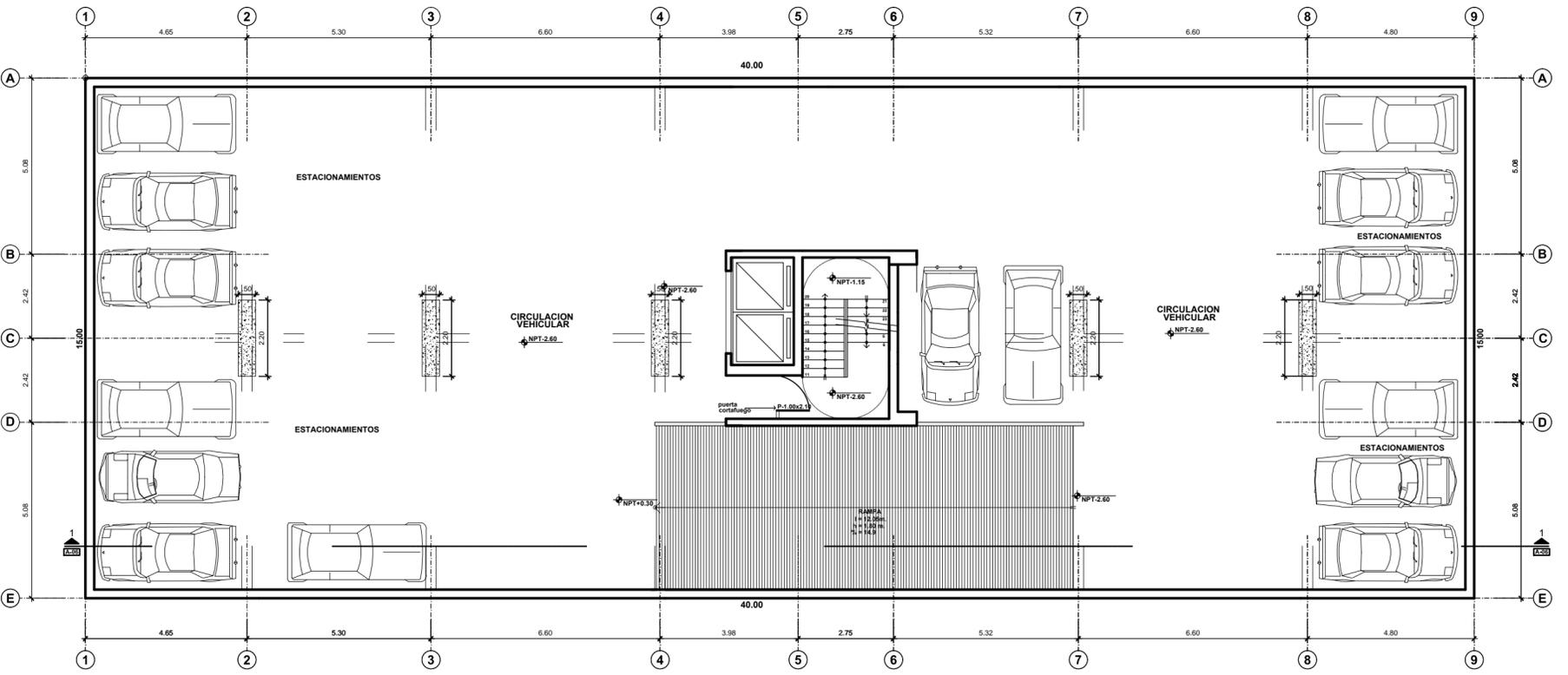
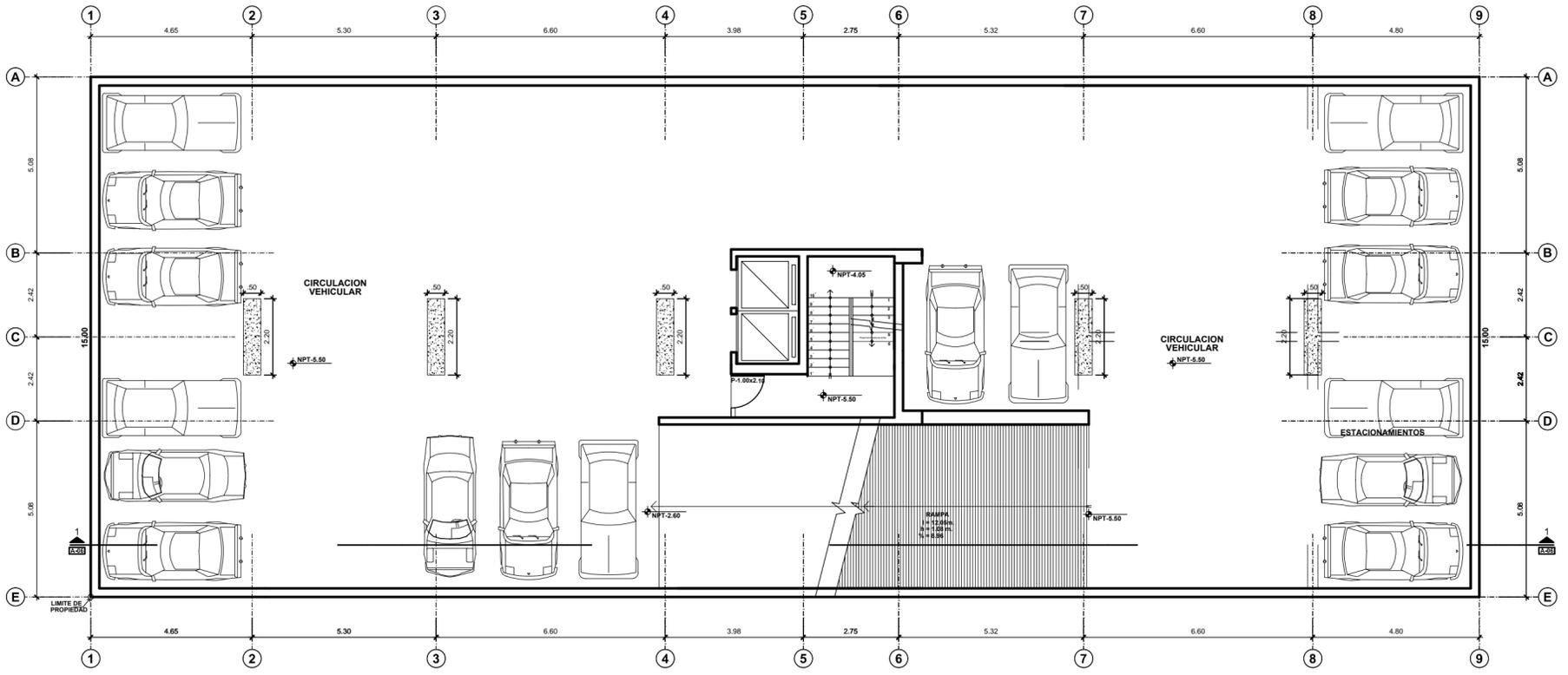
- Los conocimientos aplicados en la tesis, corresponden en gran parte a los obtenidos durante la formación académica universitaria. El planteamiento de la presente tesis conlleva a profundizar en algunos temas, como lo son respecto al diseño de sótanos de dos a mas niveles, y un uso más estricto de las normas peruanas de edificaciones vigentes.

Capítulo XV: Bibliografía

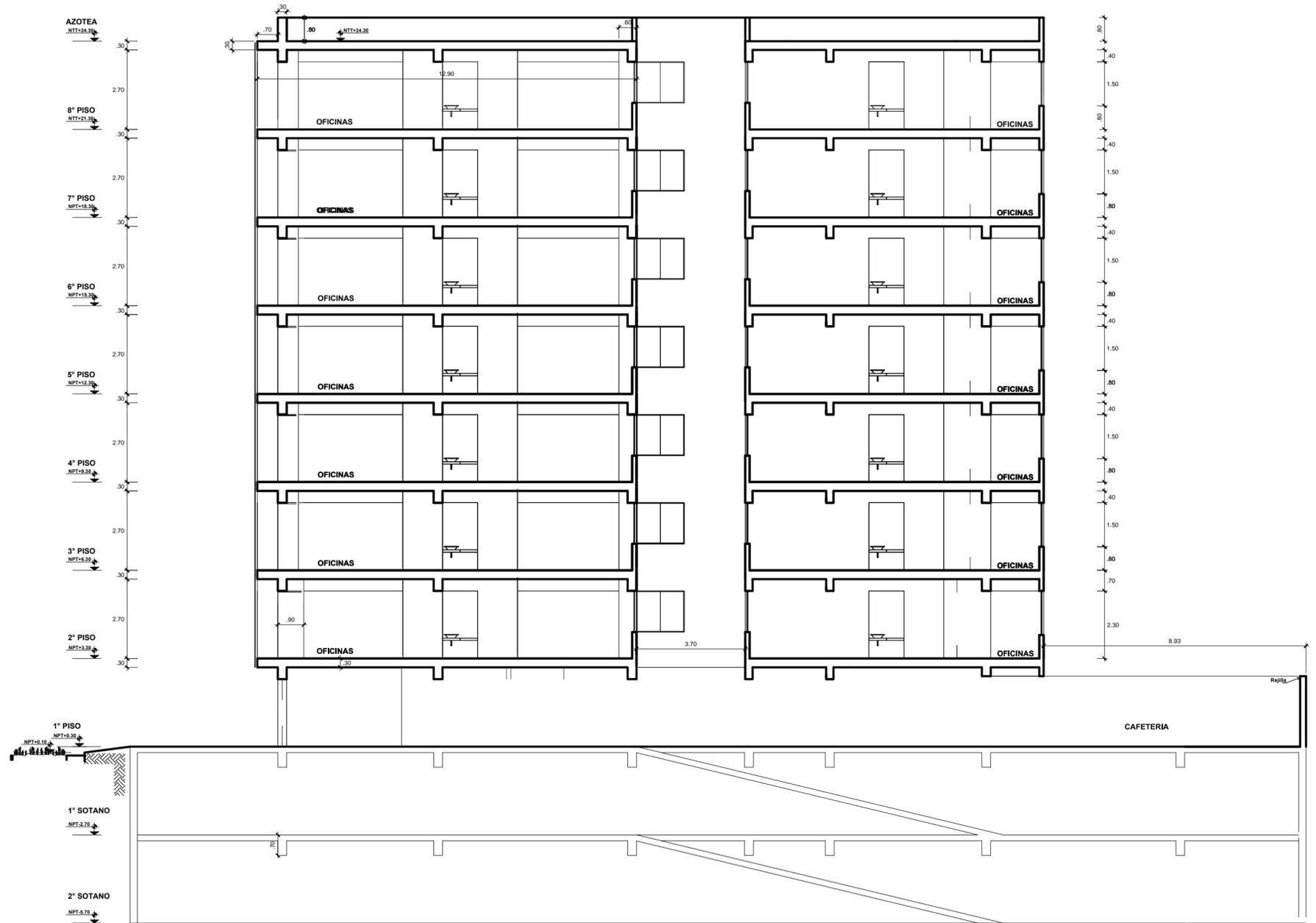
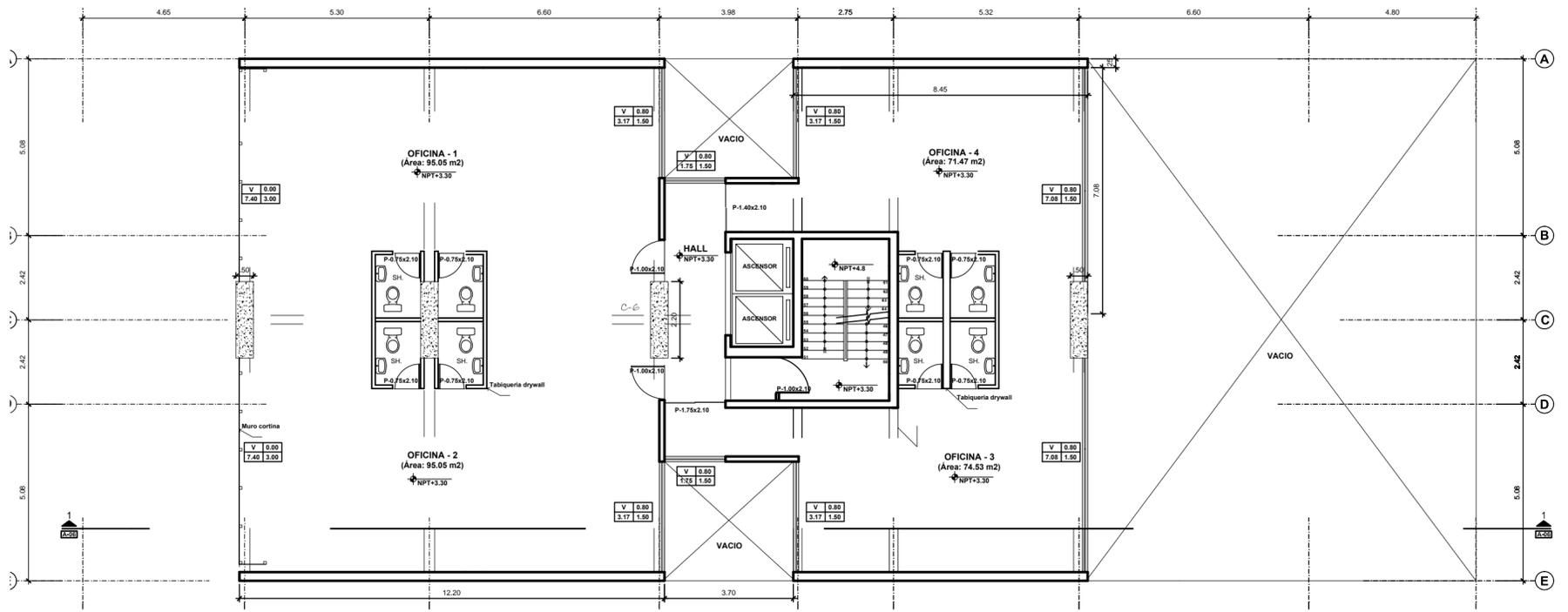
- ALVA HURTADO, J. (2012). *Diseño de Cimentaciones 2da Ed.* Lima: Fondo Editorial del Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG).
- BLANCO BLASCO, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado 4ta Ed.* Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- HARSEM, T. (2000). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado 2da ed.* Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones.* Lima.
- MORALES MORALES, R. (2002). *Diseño de Concreto Armado 2da Ed.* Lima: Fondo Editorial del Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG).
- OTTAZZI PASINO, G. (Lima). *Apuntes del curso de Concreto Armado 8va Ed. 2007:* Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- SENCICO. (2009). Norma E.060 Concreto Armado. En M. D. VIVIENDA, *Regla* (pág. 60). Lima: Fondo Editorial.



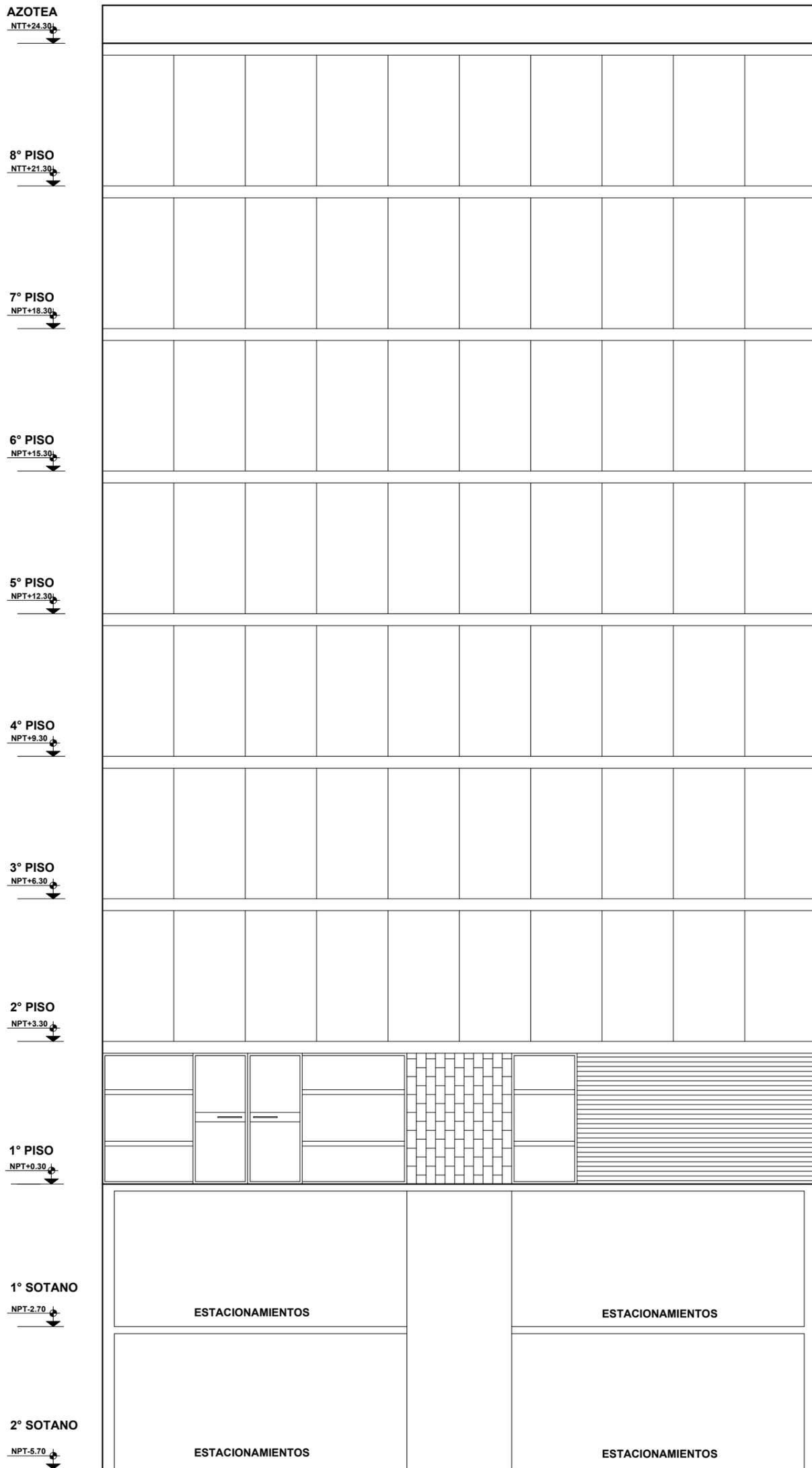
UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA				
PROYECTO : "DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS Y DOS SÓTANOS DESTINADO A OFICINAS"				LAMINA N°:
PLANO : ESTRUCTURACION				Es-01
NIVELES : DOS SÓTANOS - 8 PISOS				
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA : 1 / 125	FECHA : ENERO 2016	PROYECTO N° :



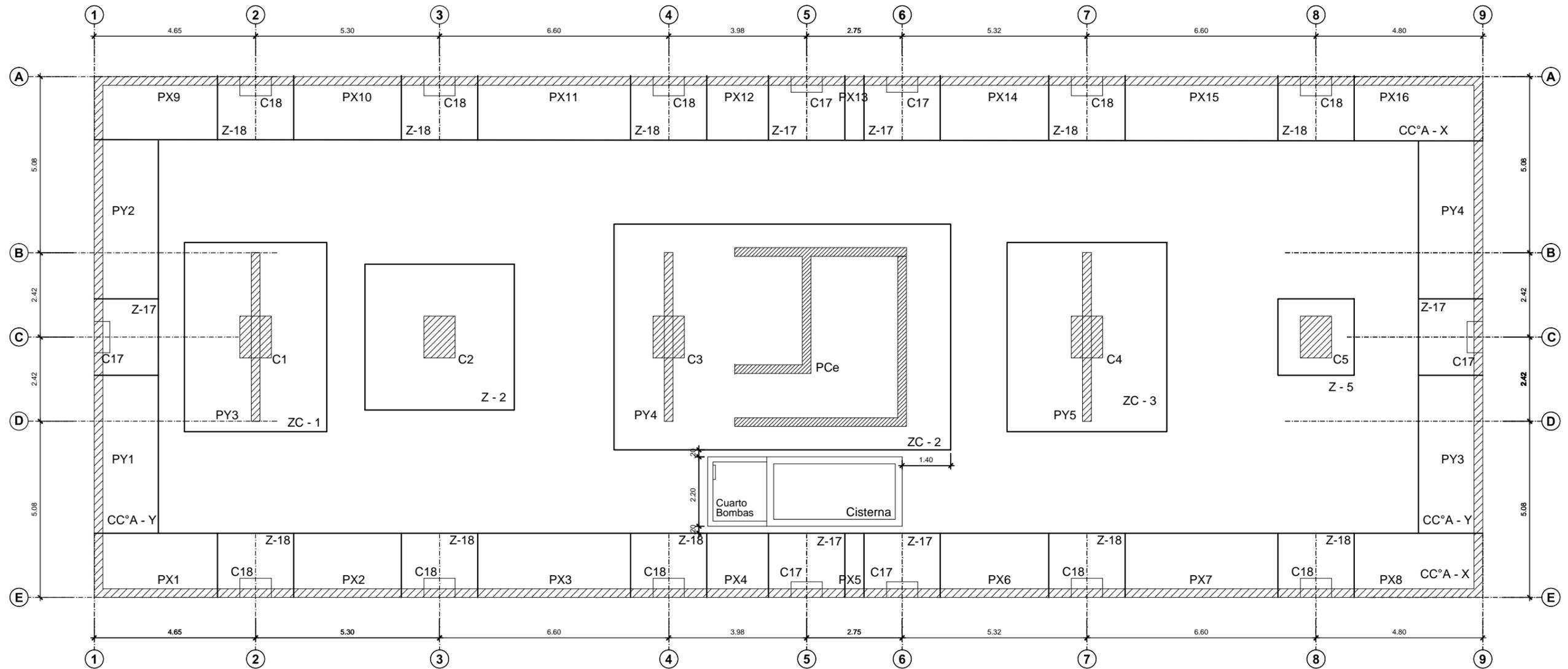
UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA			
PROYECTO : "DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS Y DOS SOTANOS DESTINADO A OFICINAS"			LAMINA N°:
PLANO : DISTRIBUCION			A-01
NIVELES : PLANTA DEL SOTANO 2 Y 1; 1ER PISO			
DISERNO :	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :
		1 / 125	ENERO 2016
PROYECTO N° :			



UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA				
PROYECTO :	"DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS Y DOS SOTANOS DESTINADO A OFICINAS"			LAMINA N°:
PLANO :	DISTRIBUCION - CORTE Y ELEVACION			A-02
NIVELES :	PLANTA 2DO PISO (Planta Típica hasta 8vo Piso)			
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA :	FECHA :	PROYECTO N° :
		1 / 125	ENERO 2016	

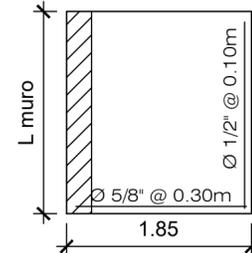
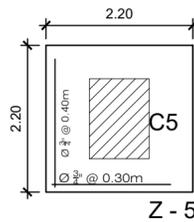
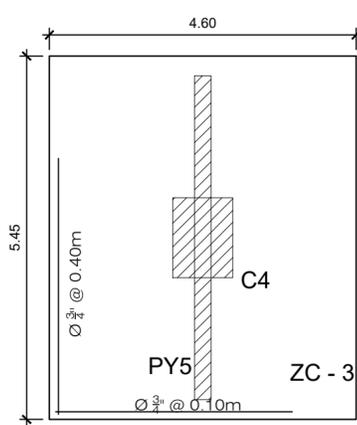
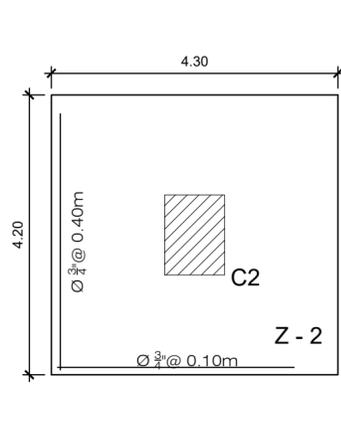
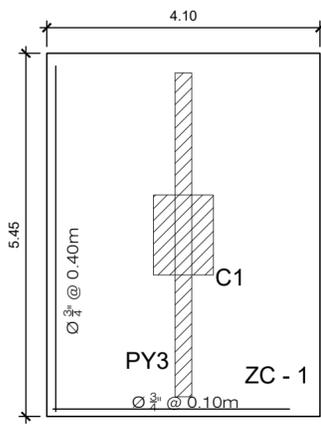


<i>UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA</i>				
PROYECTO : "DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS Y DOS SÓTANOS DESTINADO A OFICINAS"				LAMINA N°: A-03
PLANO : ELEVACION FRONTAL				
NIVELES : SUPER ESTRUCTURA Y SUB ESTRUCTURA				
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA : 1 / 100	FECHA : ENERO 2016	PROYECTO N° :

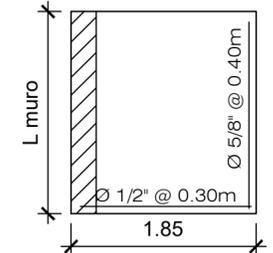


BASE DEL EDIFICIO - CIMIENTOS

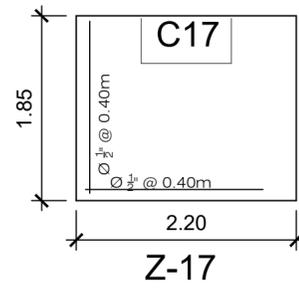
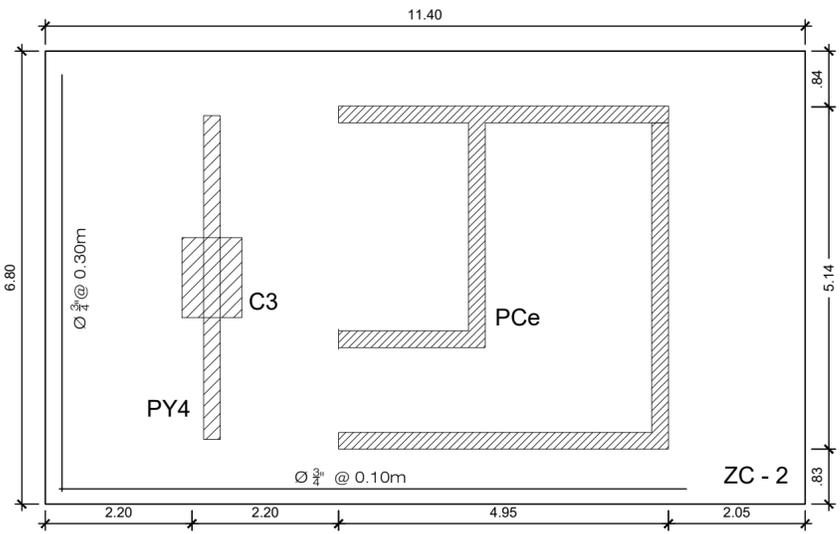
UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA				
PROYECTO : "DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS Y DOS SÓTANOS DESTINADO A OFICINAS"				LAMINA N°:
PLANO : CIMIENTOS				E-01
NIVELES : BASE DEL EDIFICIO				
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA : 1/125	FECHA : ENERO 2016	PROYECTO N° :



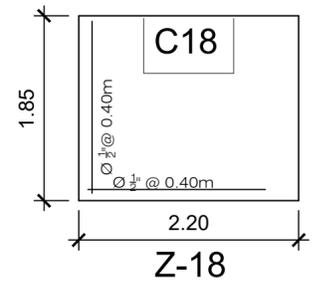
CC°A - X
Esc: 1/50



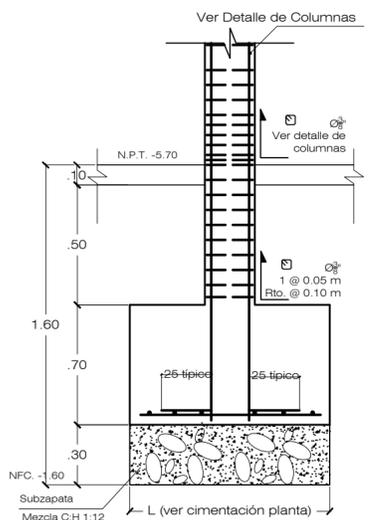
CC°A - Y
Esc: 1/50



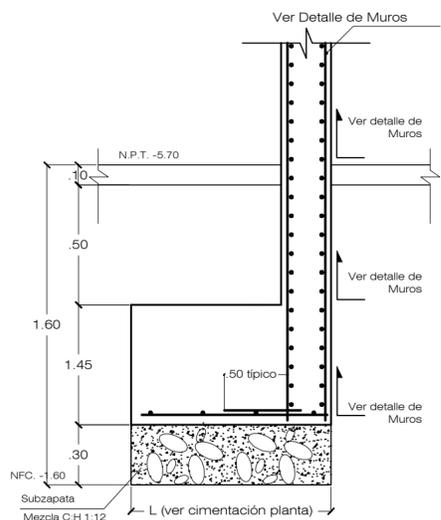
Z-17



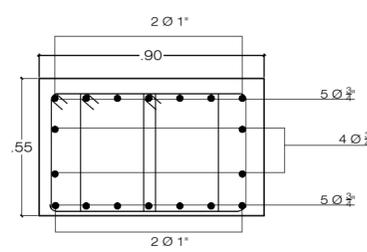
Z-18



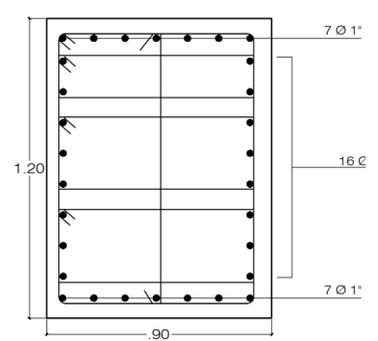
DETALLE TÍPICO ZAPATAS
ESC 1:25



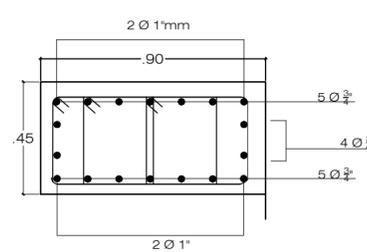
DETALLE TÍPICO CIMENTOS C°A X - Y
ESC 1:25



COLUMNA C18
(Todos los pisos y Sotanos)



COLUMNA C1-5
(Todos los pisos y Sotanos)



COLUMNA C17
(Todos los pisos y Sotanos)

DETALLE COLUMNAS
ESC 1:20

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO CICLOPEO

SUBZAPATAS : CONCRETO f_c=100kg/cm²
MAS 30% DE PIEDRA GRANDE DE TAMAÑO MAXIMO 8"

SOLIDOS : CONCRETO f_c=100 kg/cm²

CONCRETO ARMADO

CONCRETO : f_c = 280 Kg/cm² EN CIMENTACION
f_c = 280 Kg/cm² EN RESTO DE ESTRUCTURA
f_c = 420 Kg/cm² EN PLACA C°A "PCe"

ACERO DE REFUERZO : f_y = 4,200 Kg/cm²

RECUBRIMIENTOS:

ZAPATAS : 7.5 cm.
MUROS REFORZADOS : 4 cm. (EN CARAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO)
2.5 cm. (EN CARAS SECAS)

COLUMNAS Y VIGAS : 3 cm.
ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS : 2.5 cm.

CURADO

Zapatas : 5 dias minimo
Columnas, Vigas, Losas y Veredas : 7dias minimo

PARAMETROS DE DISEÑO

1. CONCRETO ARMADO

-CONCRETO ARMADO f_c=280 kg/cm²
-ACERO f_y=4200 kg/cm²

2. CIMENTACION

-CAP. PORTANTE DEL SUELO q_t = 2.5 kg/cm²

3. SOBRECARGAS

-EN OFICINAS = 250 Kg/m²
-EN GARAJE = 350 Kg/m²
-EN CORREDOR Y ESC = 400 Kg/m²
-EN AZOTEAS = 100 Kg/m²

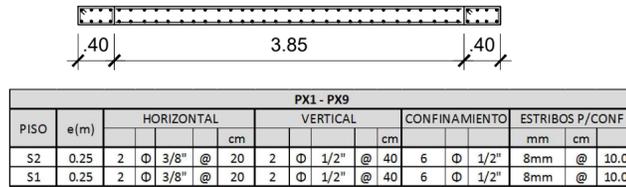
4. CONSIDERACIONES SISMORRESISTENTES

-SISTEMA ESTRUCTURAL : XX - MUROS ESTRUCTURALES
YY - DUAL
-PARAMETROS DE FUERZA SISMICA
Z= 0.4 , U= 1.0 , S= 1.2 , Tp= 0.6 seg. , Rx= 7 , Ry= 7
-DESPLAZAMIENTO ELASTICO MAXIMO
Z= 0.4 , U= 1.0 , S= 1.2 , Tp= 0.6 seg. , Rx= 7 , Ry= 7

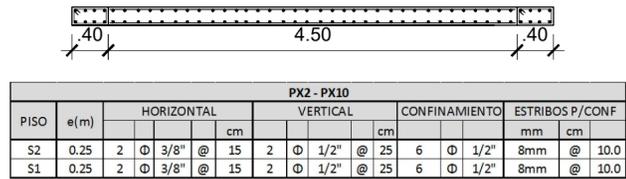
UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

PROYECTO : "DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS Y DOS SOTANOS DESTINADO A OFICINAS"		LAMINA N°:
PLANO : DETALLES CIMENTOS Y COLUMNAS		E-02
NIVELES : DOS SOTANOS - 8 PISOS		
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA : INDICADA
FECHA : ENERO 2016		PROYECTO N° :

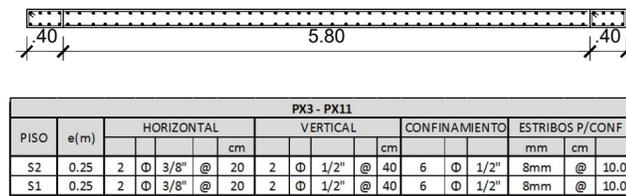
PX1 - PX9



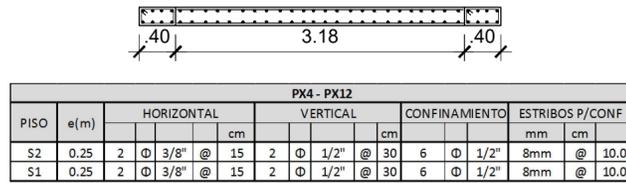
PX2 - PX10



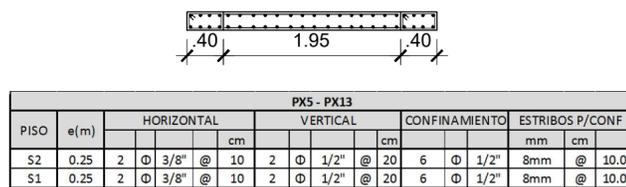
PX3 - PX11



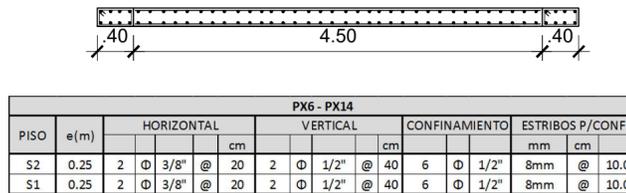
PX4 - PX12



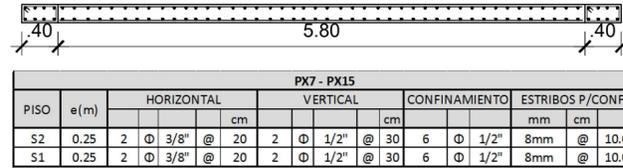
PX5 - PX13



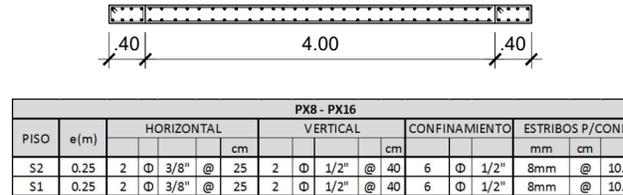
PX6 - PX14



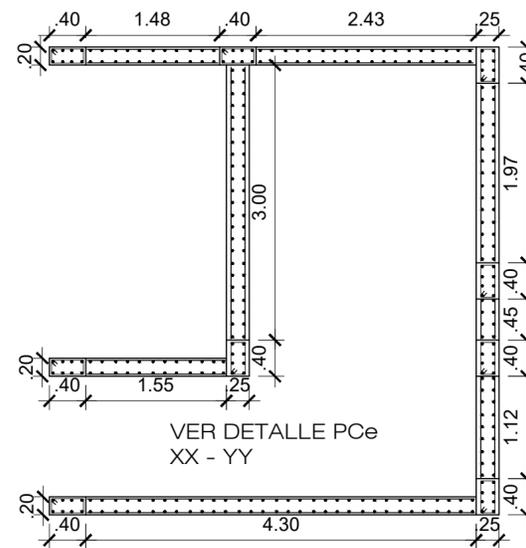
PX7 - PX15



PX8 - PX16



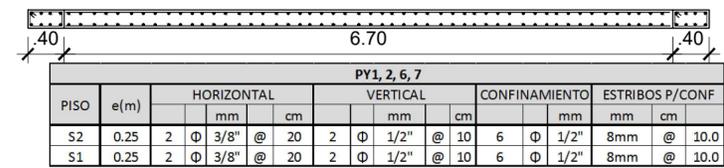
Pc e



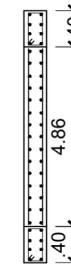
PISO	e(m)	HORIZONTAL		VERTICAL		CONFINAMIENTO		ESTRIBOS P/CONF	
		mm	cm	mm	cm	mm	cm	mm	cm
S2	0.2	2	Φ 3/8" @ 10	2	Φ 1/2" @ 20	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
S1	0.2	2	Φ 3/8" @ 10	2	Φ 1/2" @ 20	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P1	0.2	2	Φ 3/8" @ 10	2	Φ 1/2" @ 20	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P2	0.2	2	Φ 3/8" @ 10	2	Φ 1/2" @ 20	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P3	0.2	2	Φ 3/8" @ 10	2	Φ 1/2" @ 20	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P4	0.2	2	Φ 3/8" @ 10	2	Φ 1/2" @ 20	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P5	0.2	2	Φ 3/8" @ 10	2	Φ 1/2" @ 20	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P6	0.2	2	Φ 3/8" @ 10	2	Φ 3/8" @ 20	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P7	0.2	2	Φ 3/8" @ 20	2	Φ 3/8" @ 20	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P8	0.2	2	Φ 3/8" @ 20	2	Φ 3/8" @ 20	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0

PISO	e(m)	HORIZONTAL		VERTICAL		CONFINAMIENTO		ESTRIBOS P/CONF	
		mm	cm	mm	cm	mm	cm	mm	cm
S2	0.25	2	Φ 3/8" @ 5	2	Φ 1/2" @ 10	6	Φ 5/8"	8	@ 10.0
S1	0.25	2	Φ 3/8" @ 5	2	Φ 1/2" @ 10	6	Φ 5/8"	8	@ 10.0
P1	0.25	2	Φ 3/8" @ 5	2	Φ 1/2" @ 10	6	Φ 5/8"	8	@ 10.0
P2	0.25	2	Φ 3/8" @ 5	2	Φ 1/2" @ 10	6	Φ 5/8"	8	@ 10.0
P3	0.25	2	Φ 3/8" @ 5	2	Φ 1/2" @ 10	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P4	0.25	2	Φ 3/8" @ 5	2	Φ 1/2" @ 10	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P5	0.25	2	Φ 3/8" @ 5	2	Φ 1/2" @ 10	6	Φ 3/8"	8	@ 10.0
P6	0.25	2	Φ 3/8" @ 5	2	Φ 1/2" @ 10	6	Φ 3/8"	8	@ 10.0
P7	0.25	2	Φ 3/8" @ 5	2	Φ 3/8" @ 10	6	Φ 3/8"	8	@ 10.0
P8	0.25	2	Φ 3/8" @ 5	2	Φ 3/8" @ 10	6	Φ 3/8"	8	@ 10.0

PY1, 2, 6 y 7



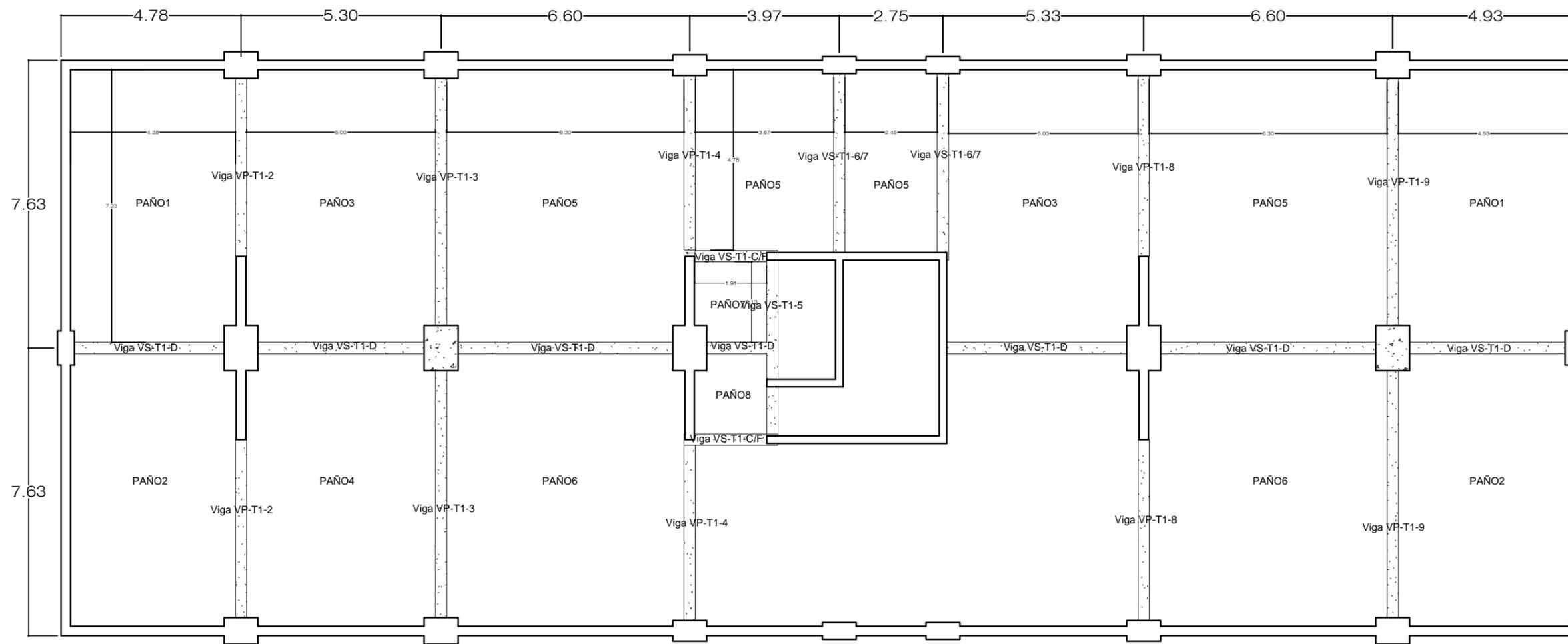
PY3 - PY5



PISO	e(m)	HORIZONTAL		VERTICAL		CONFINAMIENTO		ESTRIBOS P/CONF	
		mm	cm	mm	cm	mm	cm	mm	cm
S2	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
S1	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P1	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P2	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P3	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P4	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P5	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P6	0.2	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 3/8" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P7	0.2	2	Φ 3/8" @ 25	2	Φ 3/8" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P8	0.2	2	Φ 3/8" @ 25	2	Φ 3/8" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0

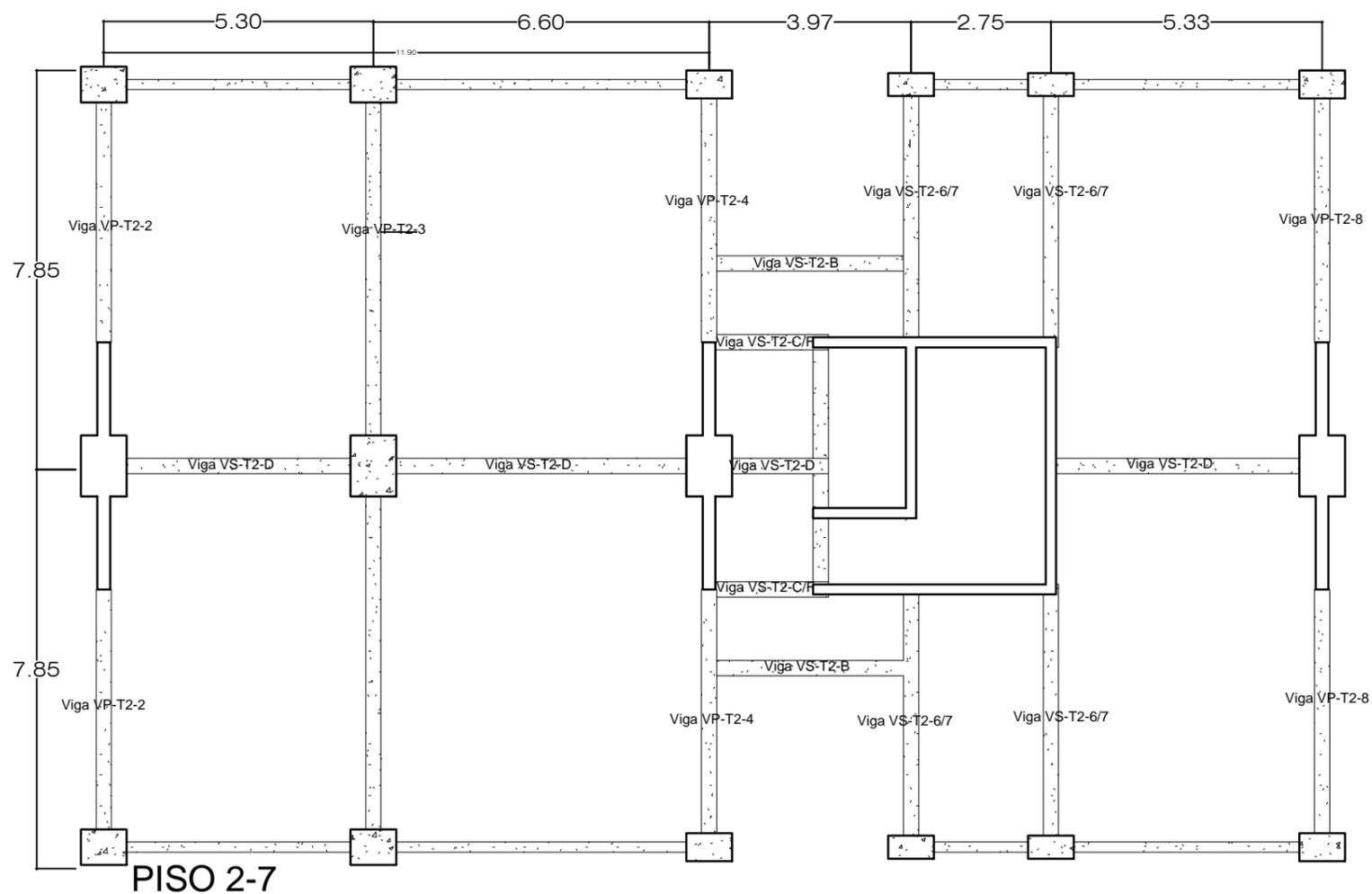
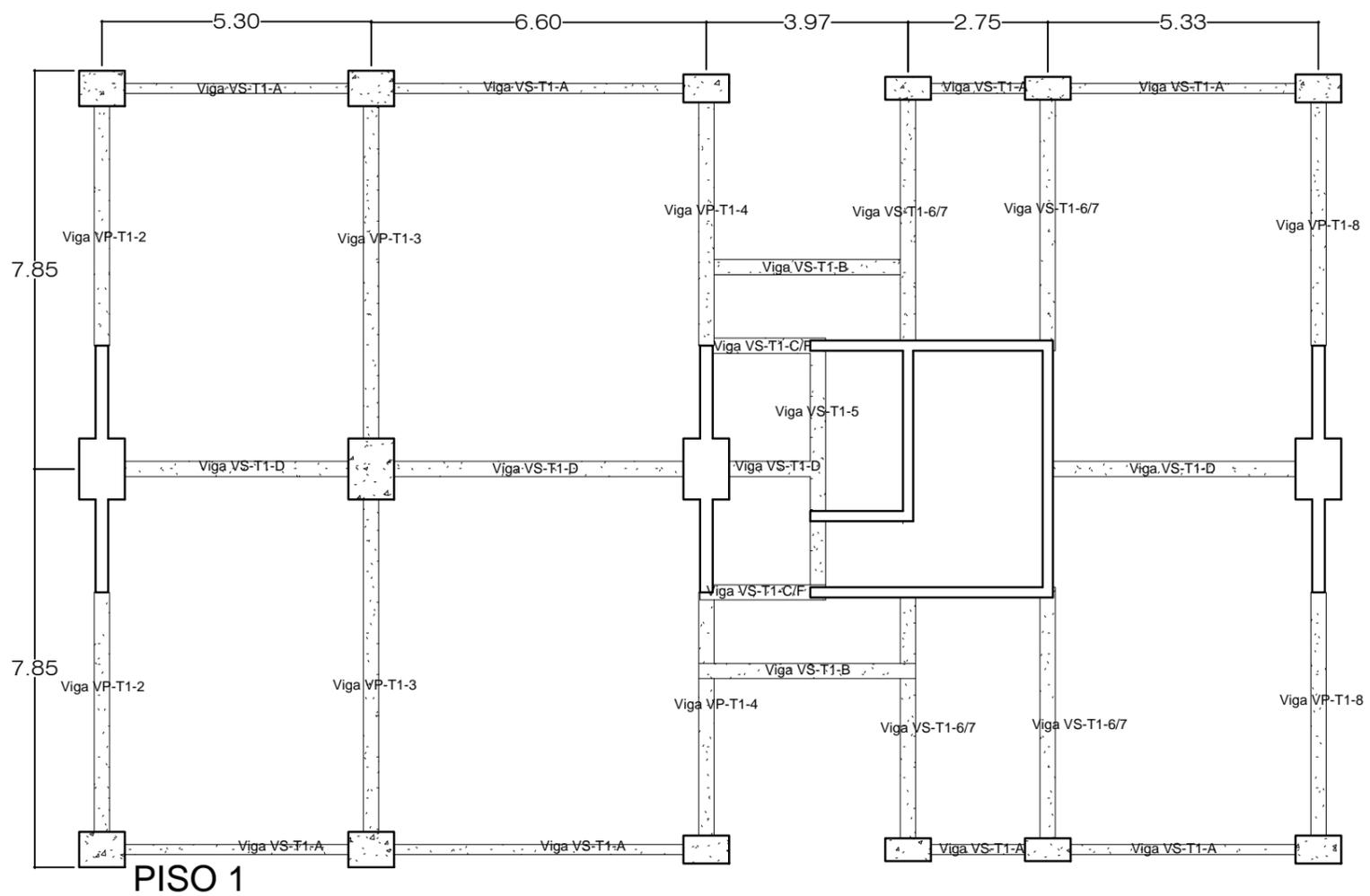
PISO	e(m)	HORIZONTAL		VERTICAL		CONFINAMIENTO		ESTRIBOS P/CONF	
		mm	cm	mm	cm	mm	cm	mm	cm
S2	0.25	2	Φ 1/2" @ 20	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
S1	0.25	2	Φ 1/2" @ 20	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P1	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P2	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P3	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P4	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P5	0.25	2	Φ 1/2" @ 15	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P6	0.2	2	Φ 1/2" @ 15	2	Φ 3/8" @ 15	6	Φ 3/8"	8	@ 10.0
P7	0.2	2	Φ 3/8" @ 15	2	Φ 3/8" @ 15	6	Φ 3/8"	8	@ 10.0
P8	0.2	2	Φ 3/8" @ 15	2	Φ 3/8" @ 15	6	Φ 3/8"	8	@ 10.0

PISO	e(m)	HORIZONTAL		VERTICAL		CONFINAMIENTO		ESTRIBOS P/CONF	
		mm	cm	mm	cm	mm	cm	mm	cm
S2	0.25	2	Φ 1/2" @ 20	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
S1	0.25	2	Φ 1/2" @ 20	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P1	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P2	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P3	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P4	0.25	2	Φ 1/2" @ 10	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P5	0.25	2	Φ 1/2" @ 25	2	Φ 1/2" @ 15	6	Φ 1/2"	8	@ 10.0
P6	0.2	2	Φ 1/2" @ 25	2	Φ 3/8" @ 15	6	Φ 3/8"	8	@ 10.0
P7	0.2	2	Φ 3/8" @ 25	2	Φ 3/8" @ 15	6	Φ 3/8"	8	@ 10.0
P8	0.2	2	Φ 3/8" @ 25	2	Φ 3/8" @ 15	6	Φ 3/8"	8	@ 10.0



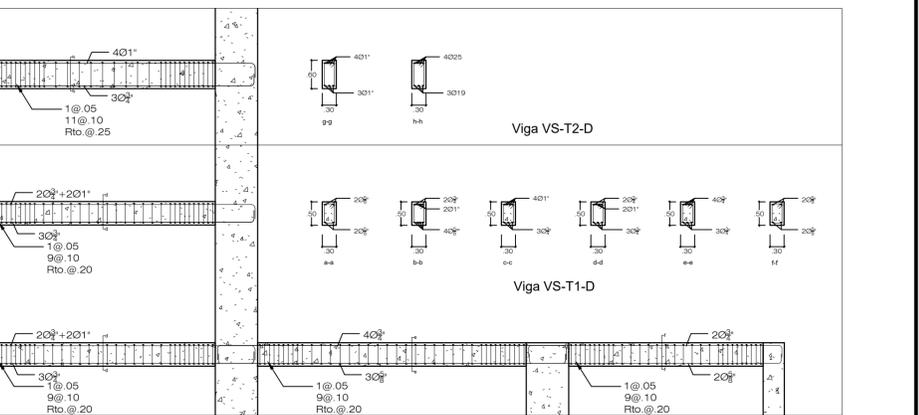
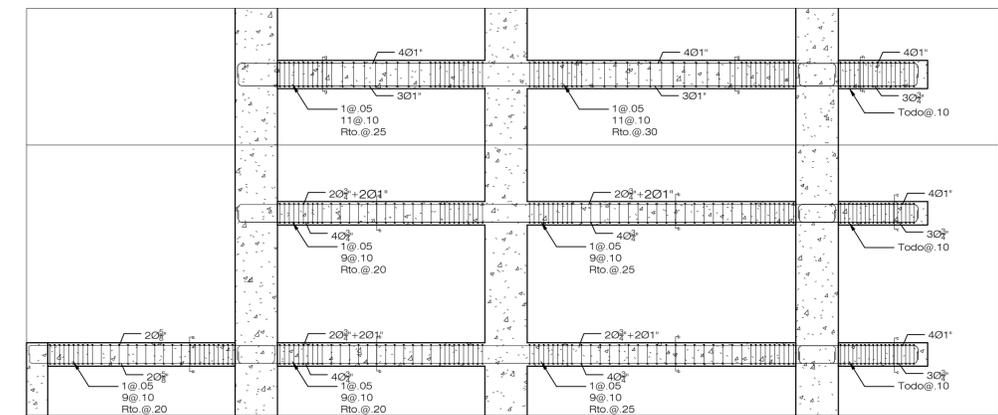
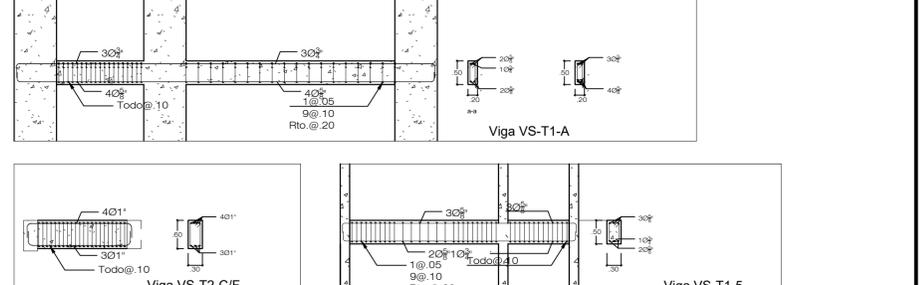
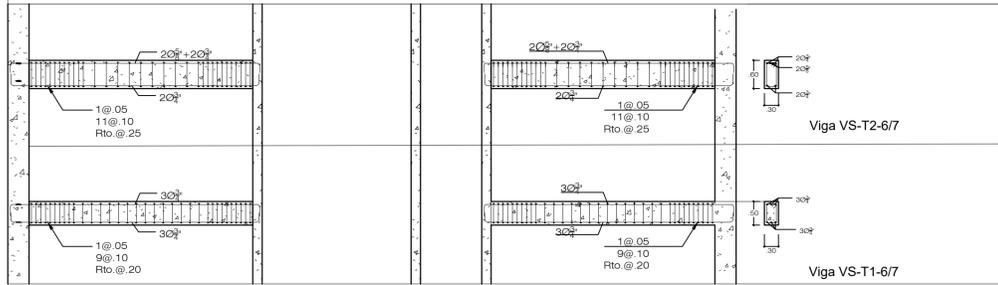
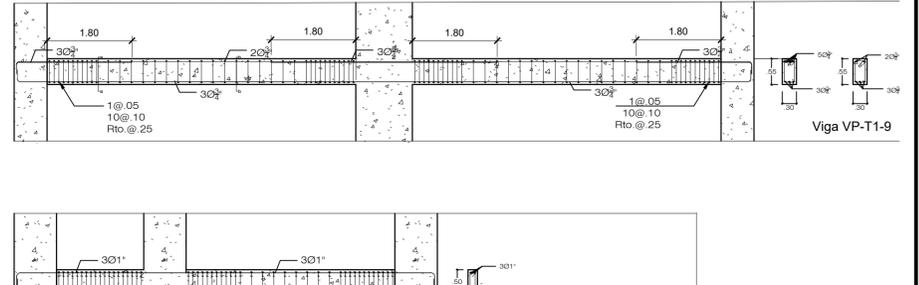
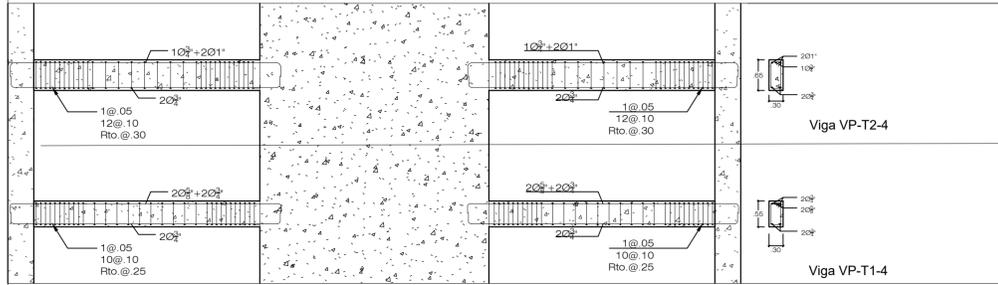
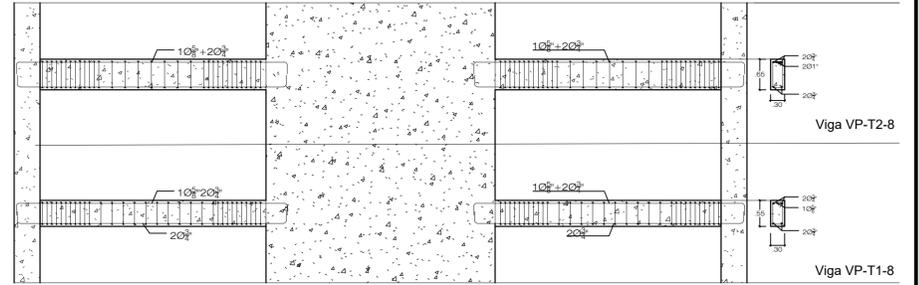
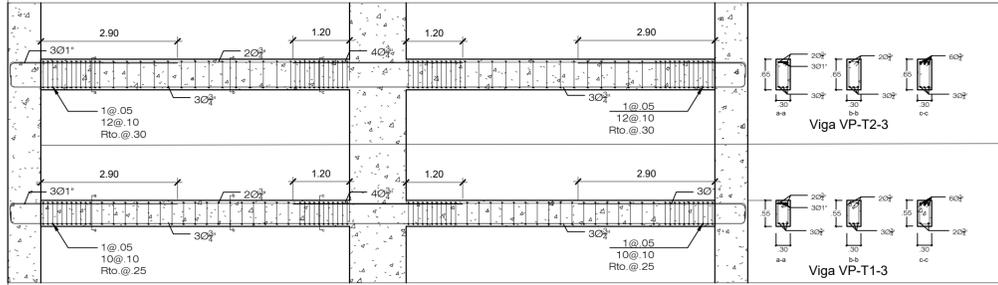
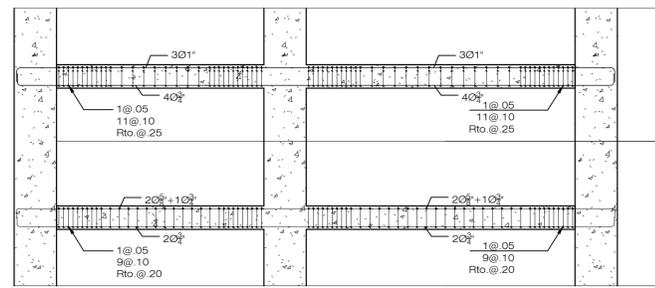
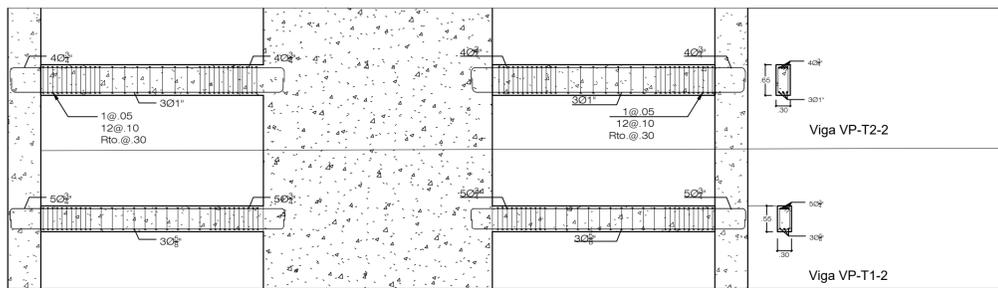
PLANO DE LOSAS - SÓTANO TÍPICO

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA				
PROYECTO : "DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS Y DOS SÓTANOS DESTINADO A OFICINAS"				LAMINA N°:
PLANO : LOSAS				E-04
NIVELES : SÓTANO				
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA : 1/125	FECHA : ENERO 2016	PROYECTO N° :



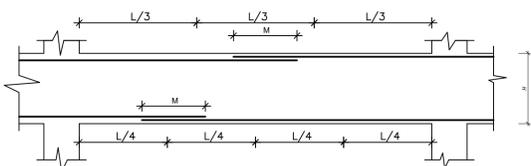
PLANO DE LOSAS - PISO TÍPICO

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA				
PROYECTO : "DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS Y DOS SÓTANOS DESTINADO A OFICINAS"				LAMINA N°:
PLANO : LOSAS				E-05
NIVELES : PISO TIPICO				
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA : 1/125	FECHA : ENERO 2016	PROYECTO N° :



DETALLE DE VIGAS

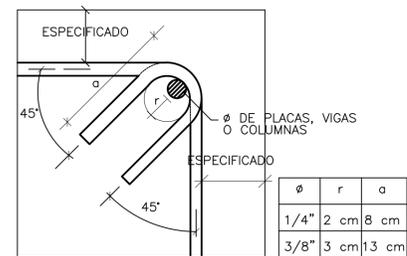
Es: 1:100



- NOTAS: A- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION
 B- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS POR LOS PORCENTAJES SEÑALADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30%, O CONSULTAR AL PROYECTISTA
 C- PARA ALIGERADOS, VIGAS CHATAS Y LOSAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APOYOS, SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME 50 CM. PARA FIERROS DE 3/8", 60 CM. PARA 1/2" Y 70 CM. PARA 5/8"

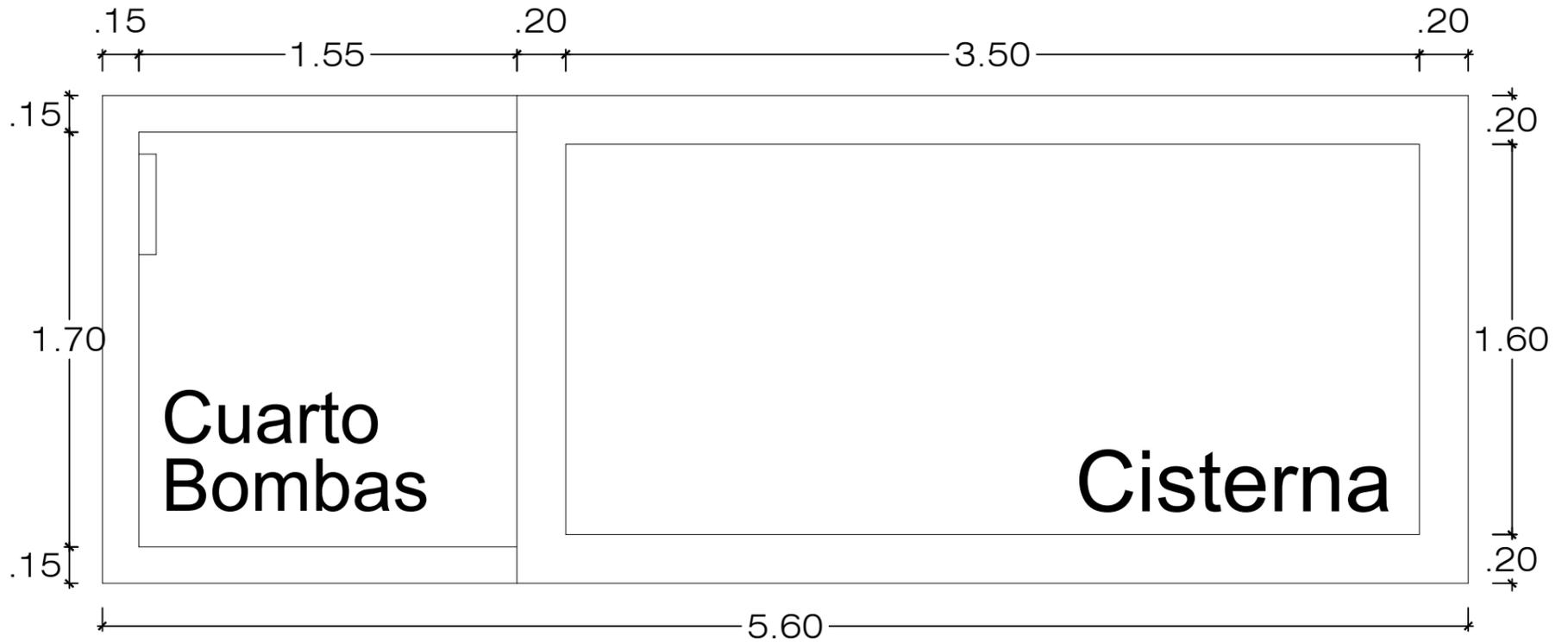
VALORES DE M			
Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR
	H. CUALQUIERA	H < .30	H >= .30
3/8"	.40	.40	.45
1/2"	.45	.45	.45
5/8"	.55	.55	.75
3/4"	.65	.65	.90
1"	1.15	.90	1.25

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

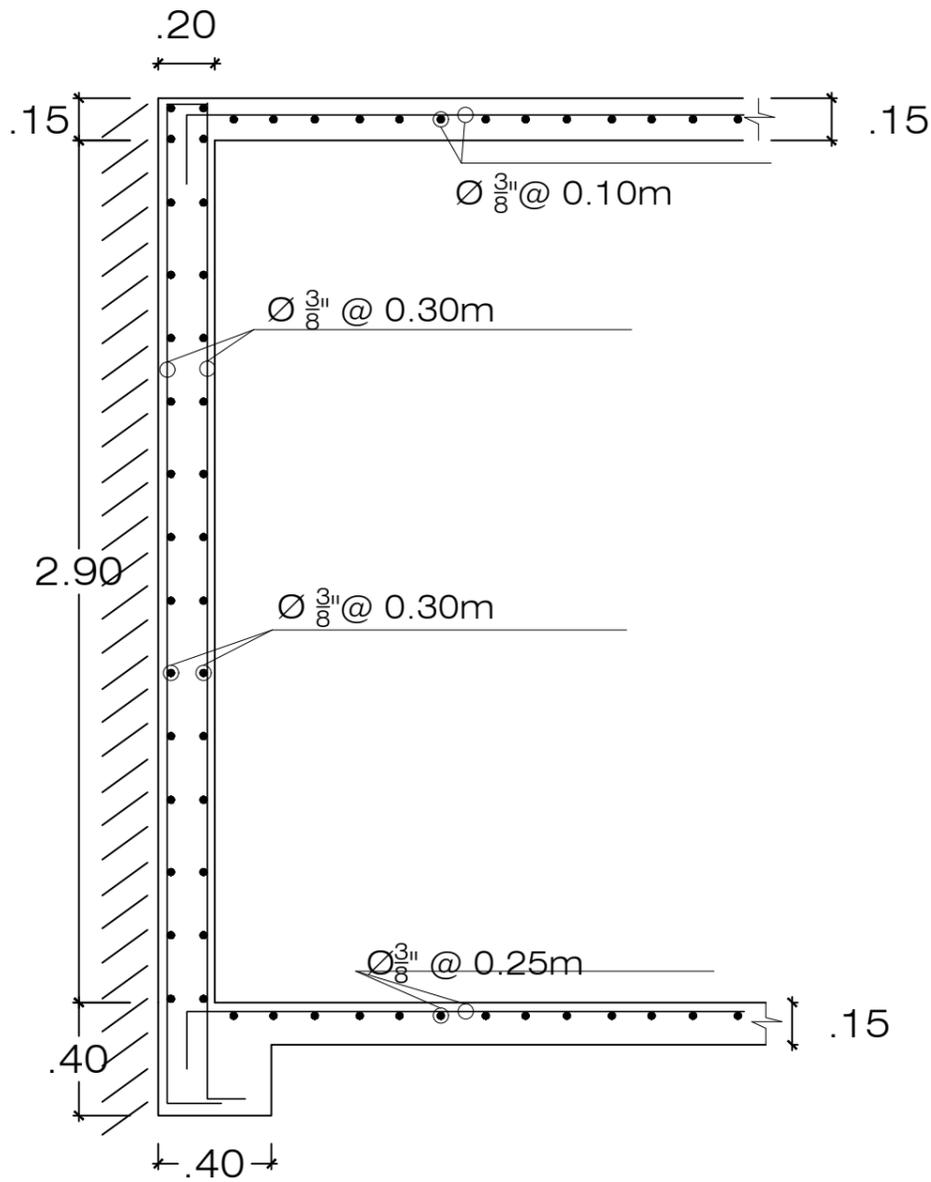


DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN PLACAS, COLUMNAS Y VIGAS (SIN ESCALA)

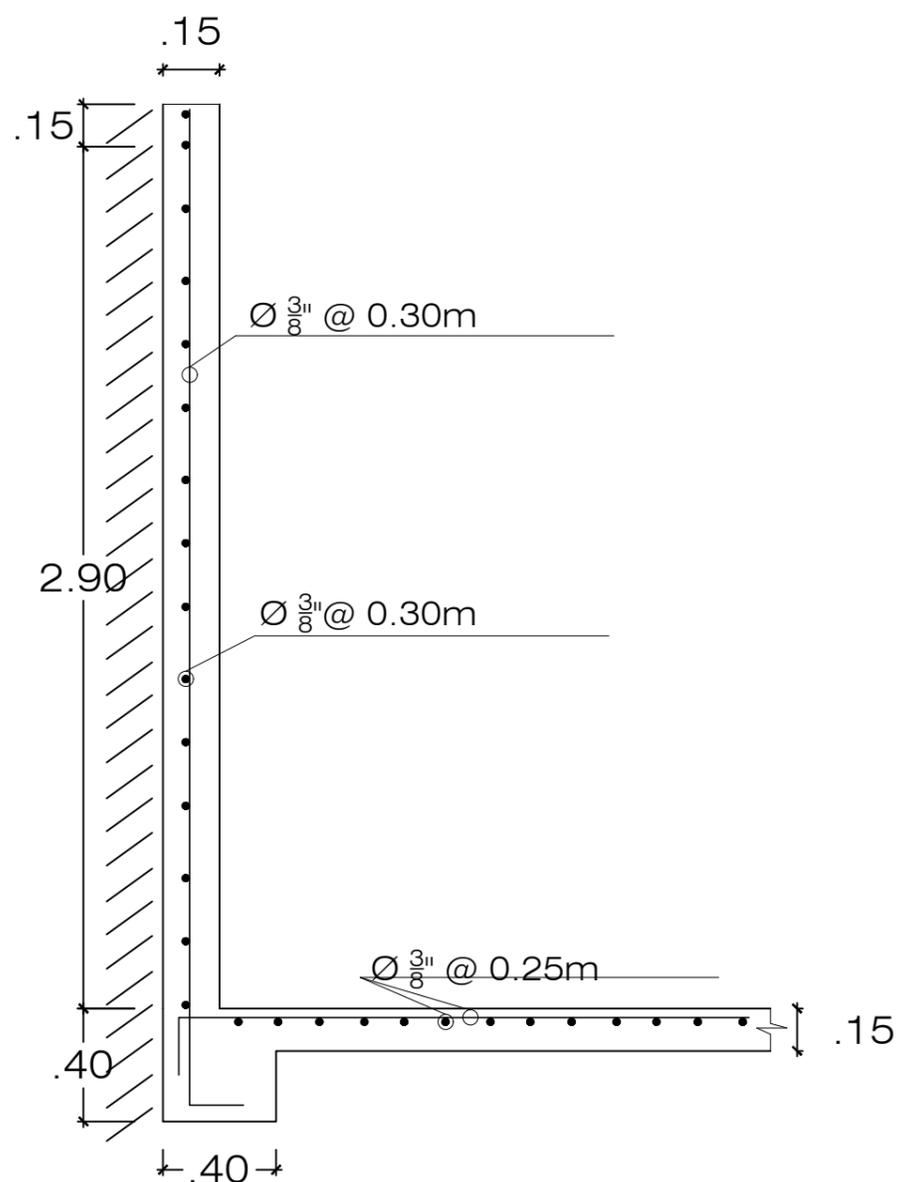
Ø	r	a
1/4"	2 cm	8 cm
3/8"	3 cm	13 cm



CISTERNA



Cisterna



Cuarto Bombas

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA				
PROYECTO : "DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OCHO PISOS Y DOS SÓTANOS DESTINADO A OFICINAS"				LAMINA N°:
PLANO : DETALLES CISTERNA				E-07
NIVELES : BASE				
DISEÑO :	DIBUJO :	ESCALA : 1/25	FECHA : ENERO 2016	PROYECTO N° :