

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



“DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR “VILLA
CAYMA” DE 9 PISOS Y UN SÓTANO EN CONCRETO ARMADO”

TESIS PRESENTADA POR EL BACHILLER:

Medina Durand, Luis Miguel

Para optar al título profesional de:
INGENIERO CIVIL

AREQUIPA - PERÚ

2013

RESUMEN

El presente trabajo describe y desarrolla los aspectos más importantes del diseño en concreto armado de un edificio multifamiliar de 9 pisos y un semisótano de acuerdo a lo estipulado en el vigente reglamento nacional de edificaciones, para lograr este objetivo se realizaron las siguientes actividades: Estudio de mecánica de suelos para determinar las principales propiedades y parámetros del terreno de fundación, estructuración basada en los planos de arquitectura, pre dimensionamiento de los elementos estructurales y no estructurales, determinación de las cargas actuantes, modelación matemática del edificio en un software de análisis estructural para hallar los esfuerzos a los que están sometidos dichos elementos, diseño de los elementos estructurales en concreto armado, elaboración de planos y especificaciones técnicas, elaboración del presupuesto para determinar el costo económico por llevar a cabo la construcción del edificio en la disciplina de estructuras y finalmente se realizó la programación de obra para determinar el tiempo de ejecución de dicha obra.

DEDICATORIA

A Dios por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

Debo agradecer de manera especial y sincera a todos mis profesores por su apoyo a mi trabajo y su capacidad para guiar mis ideas ha sido un aporte invaluable, no solamente en el desarrollo de esta tesis, sino también en mi formación como profesional.

A mi familia por ser el pilar fundamental en todo lo que soy, en toda mi educación, tanto académica, como de la vida, por su incondicional apoyo perfectamente mantenido a través del tiempo.

Todo este trabajo ha sido posible gracias a ellos.

ÍNDICE

CAPITULO I	1
ASPECTOS GENERALES	1
1.1. Descripción del Proyecto	2
1.2. Ubicación y Localización del Proyecto.	6
1.3. Objetivos del presente proyecto	7
CAPITULO II	8
INFORMACIÓN BÁSICA.....	8
2.1. Topografía	9
2.2. Mecánica de Suelos	9
2.3. Geología.....	17
CAPITULO III	21
ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	21
3.1. Estructuración del edificio.....	22
3.2. Predimensionamiento de principales elementos estructurales.....	24
3.3. Modelaje.....	30
3.4. Análisis computacional por carga muerta, viva y sismo.	34
CAPITULO IV	49
DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO	49
4.1. El diseño en concreto armado	50
4.2. Diseño de Losas Macizas.....	51
4.3. Diseño de Vigas	60
4.4. Diseño de Columnas	76
4.5. Diseño de muros de corte	93
4.6. Diseño de muros de sótano.....	102
4.7 Diseño de Cimentaciones.....	111
4.7.1. Diseño de Losa de cimentación.....	111
4.7.2. Diseño de vigas de cimentación	118
4.8. Diseño de escaleras	128
4.9. Diseño del tanque cisterna	133
4.10. Diseño del tanque elevado y cuarto de maquinas	136
CAPITULO V	140
COSTOS Y PROGRAMACION DE OBRAS.....	140
5.1. Costo del proyecto estructural.....	141
5.1.1. Metrados.....	141
5.1.2. Análisis de precios unitarios	141
5.1.3. Presupuesto.....	142
5.1.4. Fórmulas Polinómicas.....	143
5.1.5. Índices unificados del INEI	144
5.2. Programación de Obras	145

5.2.1. Calendario de avance de obra.....	145
5.2.2. Calendario valorizado	146
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	147
Conclusiones.....	147
Recomendaciones.....	148
Bibliografía	150





CAPITULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1. Descripción del proyecto

El edificio está conformado por un semisótano con habitaciones que servirán como depósitos, 7 niveles típicos de departamentos y un penthouse dúplex. El área total construida será de 4086.19 m² y consta de los siguientes ambientes por piso:

PISO	AMB. POR PISO	PISO	AMB. POR PISO
Sótano	16 Depósitos 1 Cuarto de basura 1 Caseta de bombeo de agua 1 Sala de espera 1 Conserjería 1 Hall de recepción 1 Cuarto de aseo	Pent-house (Piso 8)	2 Comedores diarios. 2 Comedores 2 Cocina 2 Salas 2 Estudios 2 Salas de música 2 Jardines 2 Baños sociales 1 Cuarto de aseo
Primer al Séptimo Piso	6 Dormitorios 2 Salas/comedores 8 Baños 2 Salas de estar 2 Cocinas/Comedores diarios 2 Patios 2 Dormitorios de servicio 1 Cuarto de aseo 1 Hall de recepción	Pent-house (Piso 9)	6 Dormitorios 8 Baños 2 Salas 2 Patios 4 Dormitorios para Serv. Domestico 4 Cuartos de aseo

A continuación se hace una breve descripción de los principales ambientes y consideraciones arquitectónicas con los que cuenta el edificio:

- Semisótano: Principalmente tiene habitaciones que servirán como depósito y conserjería.

- Piso Típico del 1 al 7: Principalmente tiene fines de vivienda, cada piso tendrá dos departamentos unifamiliares, los cuales a su vez contarán con sus respectivos ambientes sociales y privados.
- Pent-houses dúplex (pisos 8 y 9): Los cuales estarán conformados por 2 niveles los cuales a su vez contarán con sus respectivos ambientes sociales y privados.
- Para el acceso a los pisos superiores se dispone de una escalera principal y un ascensor, en la parte superior de la edificación se encuentra el tanque elevado y el cuarto de máquinas del ascensor.
- La circulación de aire en el edificio está asegurada con la inclusión de ductos en la parte posterior de la caja de escaleras.
- Para las instalaciones sanitarias, se tiene previsto colocar las tuberías de desagüe en los ductos adyacentes a los baños.
- La cisterna de agua es un tanque enterrado el cual se ubica a un costado del edificio.

En la siguiente figura se muestra la planta típica de los pisos del 1 al 7 así como la elevación principal del edificio:

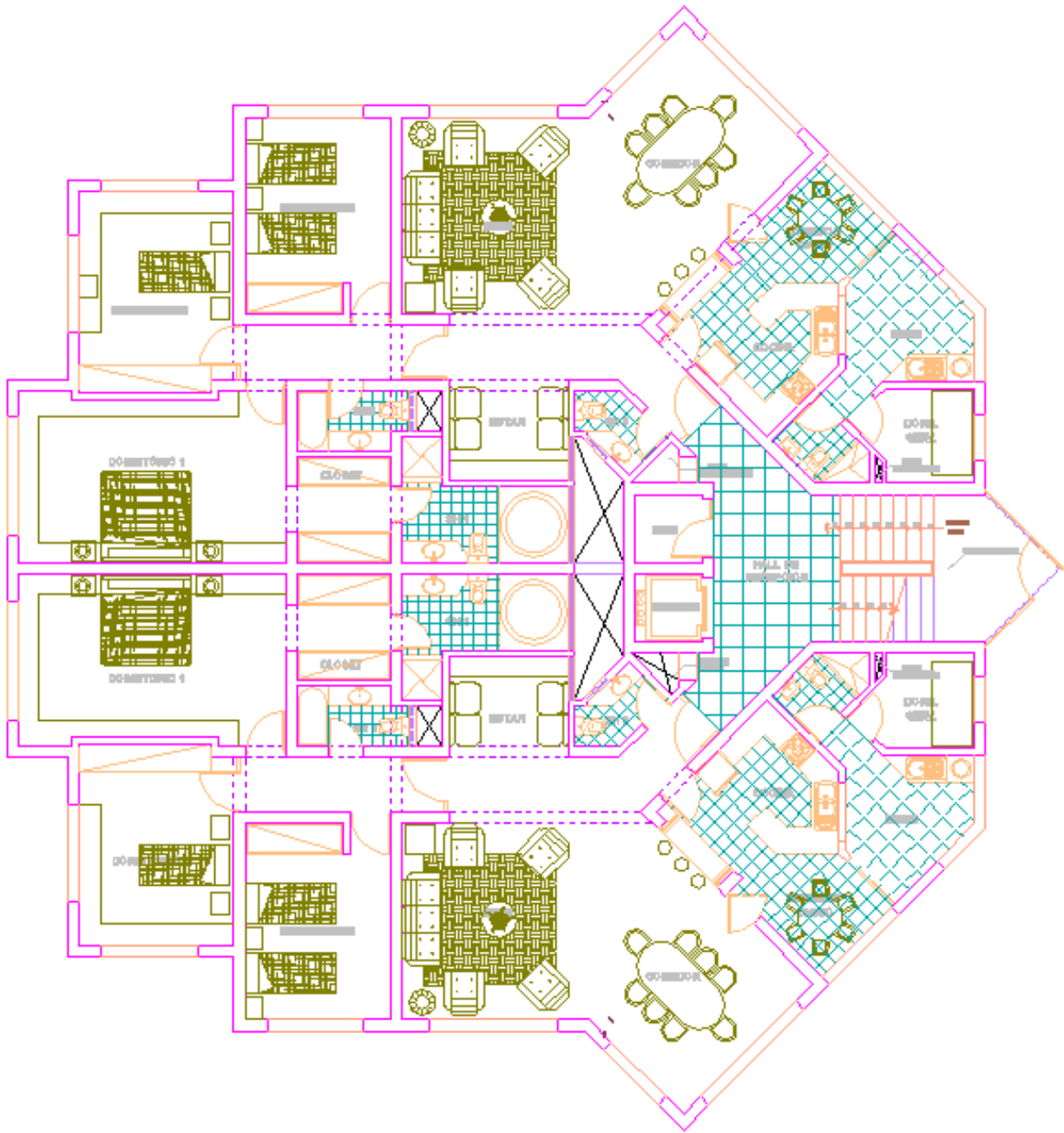


Fig. 1.1.1 Planta típica de los pisos del 1 al 7.

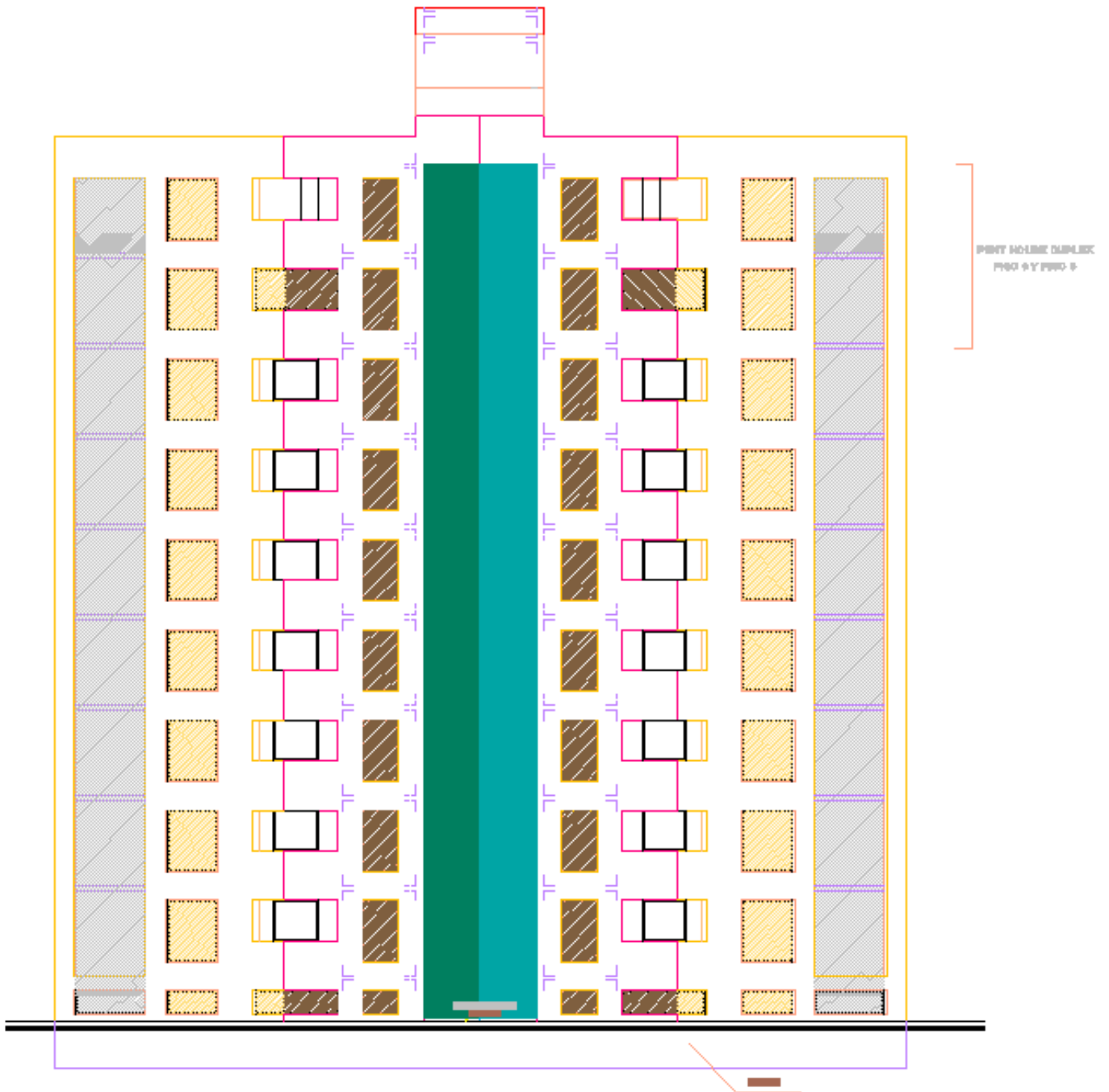


Fig. 1.1.2. Elevación principal del edificio.

PLANO DE UBICACIÓN DEL PROYECTO:

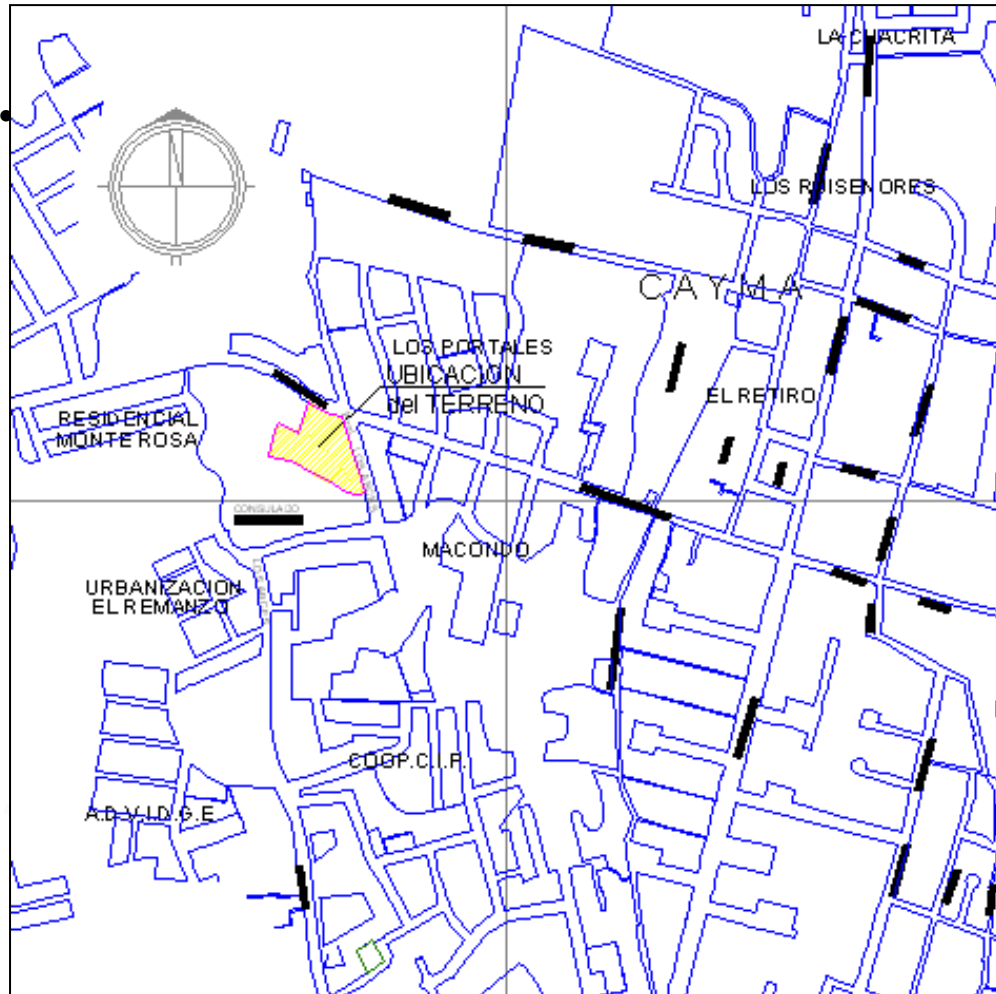


Fig. 1.2.2. Plano de ubicación del proyecto

1.3. Objetivos del presente proyecto

Desarrollar un proyecto de diseño estructural en concreto armado de un edificio de varios pisos, bajo los principios del reglamento nacional de edificaciones logrando así una edificación segura, económica y moderna.



CAPITULO II

INFORMACIÓN BÁSICA

2.1. Topografía

La topografía en la zona del proyecto no constituye un problema en el diseño estructural, ya que el terreno es relativamente plano, sin relieves pronunciados importantes.

Para el presente proyecto debido a que el terreno presenta una pendiente menor a 1% y que el área de la edificación es pequeña, no se adjunta un plano de curvas de nivel.

2.2. Mecánica de suelos

La finalidad de los estudios de mecánica de suelos es determinar las principales características, propiedades y parámetros del terreno de fundación, para con estos datos hallar la capacidad portante.

Para lograr este cometido, se llevó a cabo diversos ensayos con muestras tomadas en el lugar donde se emplazara la estructura y se procesó los datos en el laboratorio de mecánica de suelos de la universidad católica de Santa María.

Cabe mencionar que la determinación de la capacidad portante de los suelos es muy importante para tomar una decisión sobre el tipo de cimentación a proyectar.

❖ **Consideraciones de ubicación y de profundidad para las calicatas.**

Tomando como referencia lo estipulado en la norma E050 de Suelos y cimentaciones se establecieron 3 puntos de investigación (calicatas), de donde se realizó la extracción de las muestras.

❖ Ubicación de las calicatas

Se ubicaron las calicatas de tal manera que las muestras sean representativas.

En el cuadro mostrado, podemos apreciar las coordenadas UTM de ubicación de las calicatas:

CALICATA	COORDENADAS UTM DE LA CALICATAS		
	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
C-1	N 8 187 566.78	E 227 783.22	2407
C-2	N 8 187 548.18	E 227 792.62	2407
C-3	N 8 187 564.04	E 227 797.03	2407

Asimismo se muestra un mapa de ubicación de las calicatas:

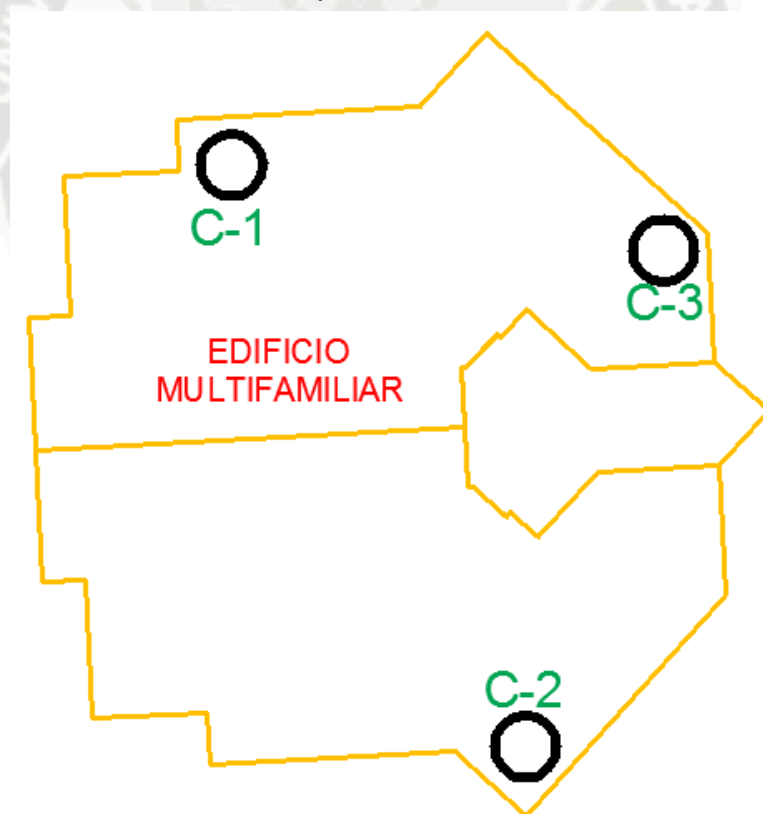


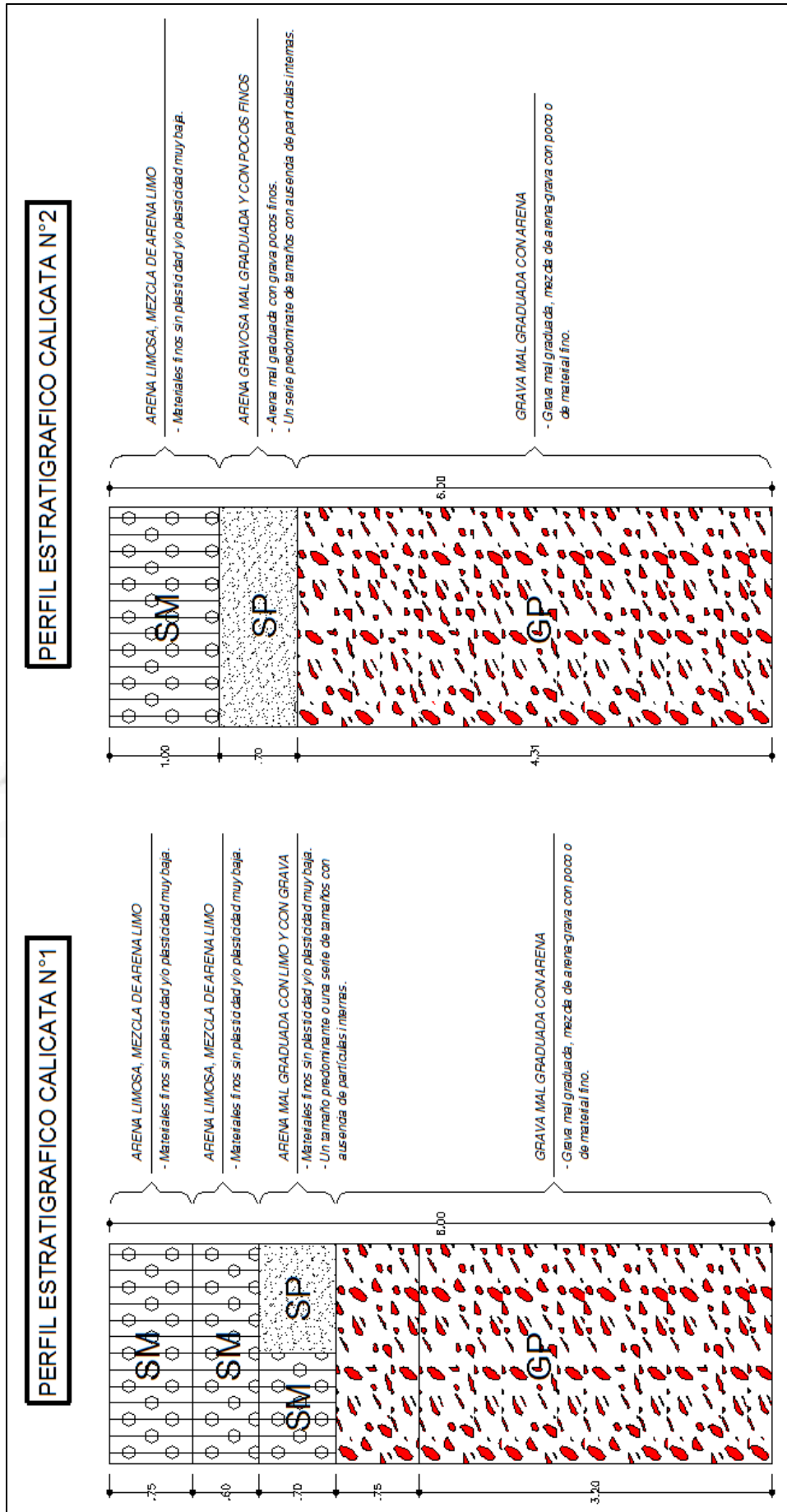
Figura 2.2.1. Plano de ubicación de calicatas.

A continuación se enumera los procedimientos normalizados de mecánica de suelos que se llevaron a cabo.

ENSAYOS / PROCEDIMIENTOS NORMALIZADOS	REFERENCIA NORMATIVA
1) Descripción e identificación de suelos (Procedimiento visual -manual)	ASTM D2448
2) Conservación y transporte de muestras de suelos	ASTM D4220
3) Ensayo para determinar la Densidad de los suelos en el campo por el método del cono de arena	ASTM D1556
4) Métodos para la reducción de muestras de campo a tamaños de muestras de ensayos.	ASTM C702
5) Obtención en laboratorio de muestras representativas (Cuarteo)	NTP 350.001
6) Preparación en seco de muestras para el análisis granulométrico y determinación de las constantes del suelo	ASTM D421 - ASTM D2217
7) Análisis Granulométrico de Suelos por tamizado	ASTM D422 - AASHTO T88
8) Determinación del Contenido de Humedad de un suelo	ASTM D2216
9) Determinación del Limite Líquido de los Suelos	ASTM D4318 - AASHTO T89
10) Determinación del Limite Plástico e Índice de Plasticidad	ASTM D4318 - AASHTO T90
11) Determinación de la Densidad Relativa de los Suelos	ASTM D4254 – ASTM D4253
12) Ensayo de Corte Directo	ASTM D3080 - AASHTOT236
13) Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (Sistema Unificado de clasificación de suelos SUCS)	ASTM D2487
14) Guía para muestreo de suelos y rocas	ASTM D420

En el cuadro adjunto podemos observar un resumen de los resultados de los ensayos de mecánica de suelos con las principales propiedades y parámetros del suelo de fundación. (Puede verse los ensayos completos en el Anexo de la presente tesis.)

RESUMEN DE PRINCIPALES PROPIEDADES DEL SUELO DE FUNDACION				
	Estrato 01	Estrato 02	Estrato 03	Estrato 04
Profundidad (m) :	0.75	0.6	0.7	0.75
Profundidad acumulada (m) :	0.75	1.35	2.05	2.8
Peso Especifico Natural (grf/cm ³) :	1.51	1.55	1.80	1.48
Angulo de Friccion (°) :	29.62	33.91	37.49	32.89
Cohesion (kgf/cm ²) :	0.05	0.00	0.00	0.00
Contenido de Humedad (w%) :	2.78%	2.01%	3.72%	5.59%
Clasificacion SUCS :	SM	SM	SP - SM	GP
Limite Líquido :	NP	NP	NP	NP
Limite Plástico :	NP	NP	NP	NP
Contenido de Grava (%) :	1.39%	0.11%	28.85%	52.96%
Contenido de Arena (%) :	85.67%	82.02%	66.08%	43.38%
Contenido de Finos (%) :	12.94%	17.87%	5.07%	3.67%



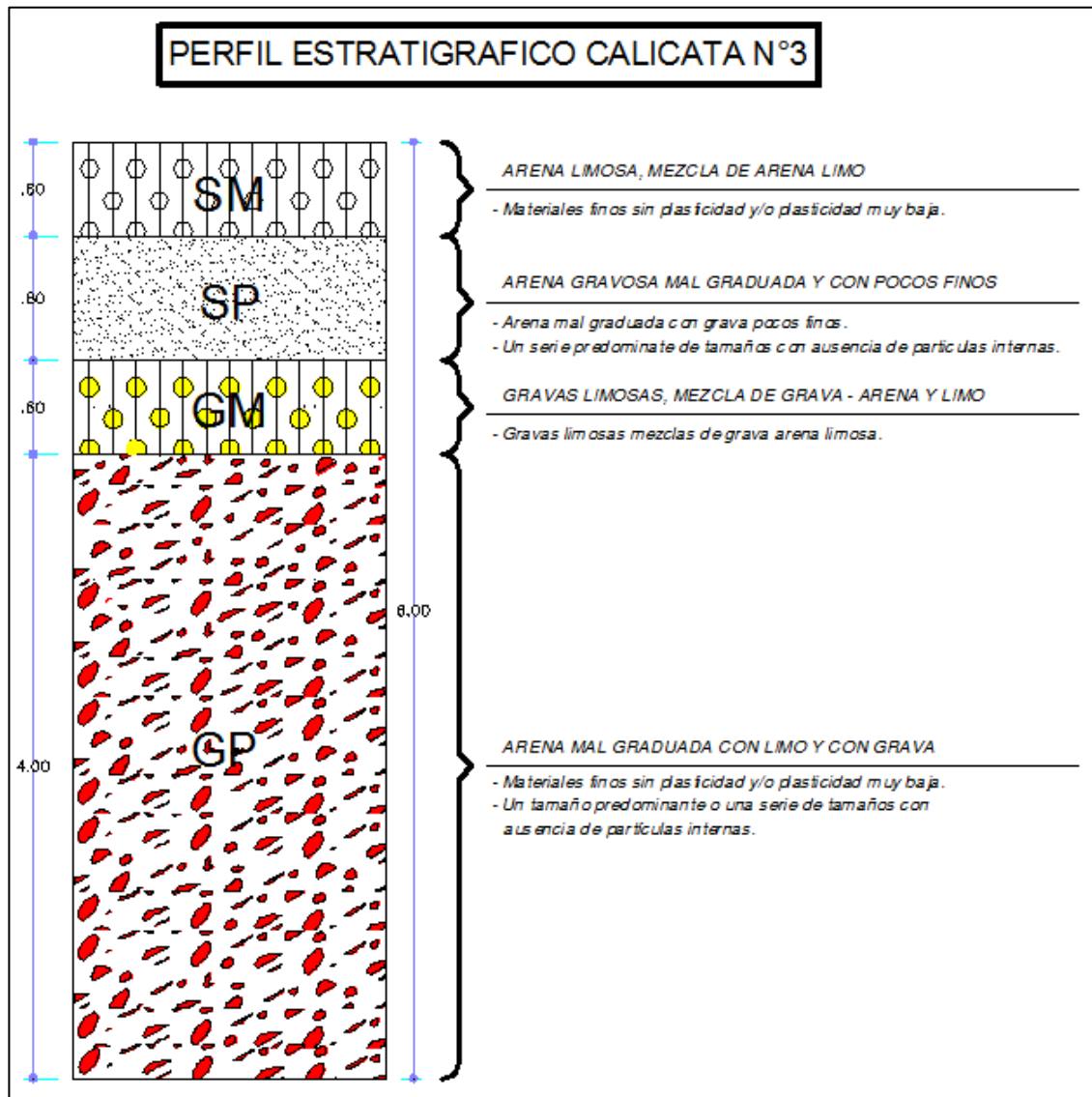


Fig. 2.2.2. Perfiles estratigráficos

❖ Capacidad portante del suelo

Para llevar a cabo el cálculo de la capacidad portante del suelo se han tomado las propiedades del estrato donde se supone que va a estar emplazada la cimentación y se ha buscado la zona que tiene la columna o placa más crítica del edificio, es decir la zona que resiste mayor peso de superestructura.

Para hallar el factor de seguridad lo obtenemos como el promedio de los siguientes valores:

CRITERIO	F.S.		
1.- Por la Importancia del Edificio :			
Hospital	4	5	<input type="checkbox"/>
Centro Educativo	3	4	<input type="checkbox"/>
Residencia	2	3	<input checked="" type="checkbox"/>
2.- Por el rigor de los ensayos :			
Ensayos regulares :	3		<input checked="" type="checkbox"/>
Ensayos con rigor	2		<input type="checkbox"/>
3.- Por el numero de sondeos (calicatas)			
Muchos sondeos :	2		<input type="checkbox"/>
Regulares sondeos :	3		<input type="checkbox"/>
Pocos Sondeos :	4		<input checked="" type="checkbox"/>
4.- Por experiencia			
Poca Experiencia	4		<input checked="" type="checkbox"/>
Mediana Experiencia	3		<input type="checkbox"/>
Mucha Experiencia	2		<input type="checkbox"/>

Hallando un promedio de estos valores, obtenemos un factor de seguridad de: 3.5. En el cuadro mostrado a continuación se puede observar los resultados del cálculo de la capacidad portante de los suelos:

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS

Datos de Entrada :

ϕ :	32.89	[°]	γ :	1.48	[tonf/m ³]	L :	6.95	[m]
c :	0.00	[tonf/m ²]	F.S. :	3.50				
D _f :	1.50	[m]	B :	1.46	[m]			

Datos de Salida :

Meyerhof		Vesic		Hansen		Terzaghi	
N _q =	25.75	N _q =	25.75	N _q =	25.75	N _q =	28.52
N _c =	38.27	N _c =	38.27	N _c =	38.27	N _c =	44.04
N _y =	25.67	N _y =	34.60	N _y =	24.01	N _y =	26.87

FACTORES DE FORMA

Meyerhof		Vesic		Hansen		Terzaghi	
S _c =	1.141866183	S _c =	1.14	S _c =	1.14	S _c =	1
S _q = S _y =	1.070933092	S _q =	1.14	S _q =	1.14	S _q =	1
		S _y =	0.92	S _y =	0.92		

FACTORES DE PROFUNDIDAD

Meyerhof		Vesic		Hansen		Terzaghi	
dc =	1.38	d _c =	1.01	d _c =	1.01		
d _q = d _y =	1.19	d _q =	1.02	d _q =	1.02		
		d _y =	1.00	d _y =	1.00		

FACTORES DE INCLINACION

Meyerhof		Vesic		Hansen		Terzaghi	
i _c = i _q =	1	i _c =	1	i _c =	1		
i _y =	1	i _q =	1	i _q =	1		
		i _y =	1	i _y =	1		

CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO

Meyerhof		Vesic		Hansen		Terzaghi		
q _u =	10.79	q _u =	8.90	q _u =	8.96	q _u =	9.22	[kgf/cm ²]
q _{adm} =	3.08	q _{adm} =	2.54	q _{adm} =	2.56	q _{adm} =	2.63	[kgf/cm ²]
Q _{adm} =	312.79	Q _{adm} =	258.05	Q _{adm} =	259.73	Q _{adm} =	267.21	[tonff]

Luego utilizaremos el valor de la capacidad portante obtenido por la fórmula de Hansen, es decir 2.56 kgf/cm² y una profundidad de desplante mínima (D_f) de 1.50m debajo del nivel natural del terreno.

❖ Asentamiento elástico Inmediato

El asentamiento inmediato ocurre inmediatamente después de la aplicación de la carga, y se debe a la deformación elástica del terreno de fundación.

Este asentamiento se halla asumiendo las mismas dimensiones de la zapata que se utilizó para hallar la capacidad portante del suelo y se utilizan las siguientes formulas y datos de entrada:

$$s_e = \frac{B \times q_o}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) \times \frac{\alpha}{2}$$

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \times \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + m_1}{\sqrt{1 + m_1^2} - m_1} \right) + m_1 \times \ln \left(\frac{\sqrt{1 + m_1^2} + 1}{\sqrt{1 + m_1^2} - 1} \right) \right]$$

q_o	Capacidad portante	=	2.56	kgf/cm ²
B	Ancho de la zapata	=	146	cm
L	Largo de la zapata	=	695	cm
μ_s	Relación de Poisson	=	0.30	
E_s	Módulo de elasticidad	=	703.6	kgf/cm ²
m_1	Largo / Ancho	=	4.7603	

$$\alpha = 2.07$$

$$S_e = 0.50 \text{ cm.}$$

Por lo tanto el asentamiento inmediato es de 0.50 cm.

2.3. Geología

El proyecto se emplaza en el interfluvio formado por dos quebradas, esta estructura geomorfológica corresponde a un dorso erosionado por los dos frentes y calmatado por materiales aluvionales piroclásticos posteriores, materiales eluviales y materiales antrópicos. Se podría decir que típicamente el lugar está constituido por dos terrazas antrópicas.

En los pozos de exploración que cubren la profundidad activa relacionada a la cimentación, no se han encontrado evidencias del nivel freático, en consecuencia el análisis de la estabilidad de las cimentaciones será realizado en términos de esfuerzos efectivos.

El relieve del sitio es horizontal a tramos, modelado por el proceso de erosión aluvial de acequia alta, no habiendo taludes próximos, superficies kársticas remanentes de arroyada, soliflucción, ni cualquier otro fenómeno geodinámico. Por lo tanto, el lugar es geomorfológicamente estable.

- Estratigrafía :

En el lugar se han distinguido las siguiente unidades geológicas, de más a menos antiguas: Volcánica sencca rosado, aluvial de acequia alta, material aluvional, material aluvial-piroclástico, material piroclástico aluvial II, material eluvial y material eluvial antrópico

a) Volcánico sencca rosado

Se describe como una arena limosa de color salmón claro, muy densa, cohesiva, compuesta por fragmentos de pómez y andesita limitada superiormente por una paleosuperficie de erosión nada plástica.

b) Aluvional de acequia alta (Q-aaa)

Está conformada por una grava arenosa de color gris oscuro, mal graduada, cohesiva, densa, compuesta por fragmentos subangulosos y subredondeados, de textura áspera, de composición andesítica algo basáltica, conteniendo bloques engastados con una fuerte anisotropía ortotrópica vertical.

c) Material aluvional (Qr-av)

Caracterizado por ser una grava limosa de color pardo grisáceo, densa, cohesiva, mal graduada, compuesta por fragmentos subangulosos y subredondeados de composición andesítica de textura lisa y algunos escoráceos sin estratificación masiva en proceso de diagenetización incipiente.

d) Material aluvial piroclástico (Qr-api)

Compuesto por una arena de color gris parduzco clara, densa, cohesiva, regularmente graduada, compuesta por granos tobáceos subangulosos engastados en una matriz areno-limosa de composición andesítica, sin estratificación, con ciertos bandeamientos, cementada por sílice, muy densa y ligeramente cohesiva.

e) Material piroclástico aluvial (Qr-pia)

Se describe como un limo arcilloso de color abigarrado, principalmente beige rojizo y blanco amarillento muy denso, cohesivo, medianamente plástico, sobreconsolidado, estratificado en capas poco definidas principalmente formado por una fuente lejana de ceniza volcánica regularmente densa y cohesiva.

f) Material piroclástico aluvial II (Qr-pia II)

Está formada por una arena de color gris densa, regularmente deleznable, mal graduada, compuesta por fragmentos subangulosos y subredondeados, de composición andesítica y pomácea, algo bandeada.

g) Material eluvial (Qr-e)

Conformada por una arena grava de color café claro, medianamente densa, algo cohesiva, mal graduada, compuesta por fragmentos andesíticos y basaltos engastados en una matriz areno-limosa, cementada de sílice (caliche), fuertemente bandeada sin estratificación.

h) Material eluvial antrópico (Qr-eh)

Compuesta por una arena limosa de color beige, medianamente densa, cohesiva, mal graduada, poco plástica, compuesta por granos subangulosos, de composición andesítica, escorácea, piedra pómez en pequeña cantidad engastada en una matriz areno-limosa sin estratificación.

Asimismo según el trabajo de Investigación “Microzonificación sísmica de la ciudad de Arequipa” realizado por los Ingenieros Zenón Aguilar y Jorge

Alva Hurtado, se puede ubicar al proyecto en la unidad geológica de la penillanura de Arequipa, específicamente en la subunidad “Superficie del aeropuerto”, la cual tiene como principal característica ser una superficie levemente plana y estar conformada por materiales tufáceos.





CAPITULO III

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1. Estructuración del edificio

La estructuración de un edificio consiste en disponer y distribuir los elementos resistentes estructurales de forma adecuada teniendo en cuenta la configuración arquitectónica, con el fin de lograr una estructura con un buen comportamiento frente a cargas sísmicas y gravitacionales.

Para que una estructura pueda ser considerada como satisfactoria, debe de cumplir con los siguientes requisitos de seguridad y funcionalidad:

- Evitar pérdidas de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a la propiedad.

Para esto se debe de tomar en cuenta los siguientes principios al llevar a cabo la estructuración del Edificio:

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

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras, por tal motivo por lo menos se debe asegurar las siguientes condiciones:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

La estructuración del presente proyecto tomó en cuenta los siguientes aspectos:

- Las losas se consideraron como macizas bidireccionales con el objeto de lograr una distribución de cargas uniforme hacia todos los elementos estructurales y asegurar la continuidad del diafragma rígido a pesar de la geometría compleja de las losas.
- Se proyectó vigas de borde más peraltadas que las interiores debido a que estas soportan mayores esfuerzos que las interiores.
- Las placas y columnas presentan una geometría irregular debido a la complejidad de la arquitectura.

- Se estructuró una placa central de considerable longitud para que absorba mayor cantidad de cortante basal liberando así a las placas exteriores de excesivos esfuerzos.

3.2. Predimensionamiento de principales elementos estructurales.

En esta sección se indican los criterios tomados en cuenta para el predimensionamiento de los elementos estructurales, basados en la experiencia de reconocidos ingenieros y requerimientos de la norma técnica E060 de concreto armado.

○ Predimensionamiento de losas macizas

En la norma peruana se dan fórmulas que permiten obtener el peralte mínimo de losas macizas bidireccionales y no tener que calcular sus deflexiones, sin embargo, existe una regla práctica con la cual se puede predimensionar el espesor de estas losas, la cual indica que el peralte puede considerarse como el perímetro interior del paño dividido entre 180.

Tomamos como ejemplo de predimensionamiento la losa del paño 5 de la cocina/comedor y patio del piso 1 , la cual tiene un perímetro de 24.25m, luego aplicando la formula obtenemos:

$$h = \frac{\text{Perimetro}}{180} = \frac{24.25}{180} = 0.135 \text{ m.}$$

Redondeando este valor, asumimos 15cm. como espesor de losa.

- **Predimensionamiento de vigas**

Para las vigas principales, el peralte (h) se predimensiona considerando la siguiente expresión de la NTP E060 (Art. 9.6.2.1) para no verificar deflexiones:

$$h = \frac{Ln}{14}$$

Tomamos como ejemplo, el predimensionamiento de la viga del eje 2 la cual tiene una longitud de 4.50m:

$$h = \frac{4.5}{14} = 0.32 \text{ m}$$

Redondeando este valor, asumimos una sección de 35cm. de peralte y 25cm. de ancho.

- **Predimensionamiento de columnas**

Primero se realizó un metrado de cargas considerando una carga de servicio igual a 1 ton/m^2 , solo para efectos de predimensionamiento, el área requerida se calcula resolviendo la siguiente fórmula:

$$\text{Area de la columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.35 f'c}$$

Verificamos la sección de la columna del primer nivel ubicada en la intersección de los ejes 2 y 6:

Área tributaria: 13.16 m²

Losas	:	47 376
Vigas (0.35x0.25)	:	6 615
Columna	:	13 515
Piso terminado	:	13 160
Pd	:	80 666 kgf

Sobrecarga 1	:	23 688
Sobrecarga 2	:	1 316
PI	:	25 004 kgf

La carga de servicio se calcula de la siguiente manera:

$$Ps = Pd + PI = 105\,670 \text{ kgf.}$$

Aplicando la fórmula para hallar el área requerida de columna y utilizando un concreto con $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ obtenemos la siguiente área:

$$\text{Área de la columna} = \frac{105\,670}{0.35 \times 280}$$

$$\text{Área de la columna} = 1078.27 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la columna en L (**Ver Fig.3.1**) de 2125 cm² planteada en el plano arquitectónico es adecuada.

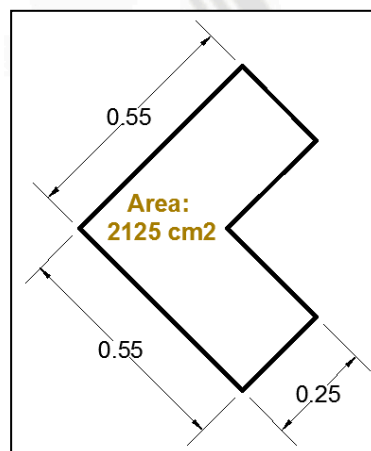


Fig. 3.2.1. Predimensionamiento de columna P-6

○ **Predimensionamiento de placas**

Con el propósito de predimensionamiento, el metrado de cargas se estimó considerando una carga de servicio de 1 ton/m², luego la resistencia axial de una placa se puede determinar con la siguiente expresión:

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

Verificamos el muro P6 que se encuentra ubicado entre el eje A y 3, cuya área tributaria es 10.73 m².

Losas	:	38 628
Piso Terminado	:	10 730
Vigas	:	8 148
Muros	:	51 675
Pd	:	<u>109 181 kgf</u>

Sobrecarga 1	:	19 314
Sobrecarga 2	:	1 073
PI	:	<u>20 387 kgf</u>

La carga de servicio se calcula como:

$$P_s = P_d + P_I$$

$$P_s = 129 568 \text{ kgf}$$

Luego reemplazando datos de entrada en la formula enunciada líneas arriba y considerando a $\phi = 0.70$, $k = 0.80$ obtenemos lo siguiente:

$$P_r = 0.55 \times 0.70 \times 280 \times 8125 \times \left[1 - \left(\frac{0.80 \times 265}{32 \times 25} \right)^2 \right]$$

$$P_r = 814 366.25 \text{ kgf}$$

Por lo tanto el muro es apto para resistir la carga actuante.

- **Predimensionamiento del tanque elevado y del cisterna**
- Cálculo del consumo promedio diario

PLANTA	NÚMERO DE DEPARTAMENTOS	NÚMERO DE DORMITORIOS	DOTACIÓN L/d	TOTAL L/d
Sotano	1	1	500	500
1era	2	4	1350	2700
2da	2	4	1350	2700
3era	2	4	1350	2700
4ta	2	4	1350	2700
5ta	2	4	1350	2700
6ta	2	4	1350	2700
7ma	2	4	1350	2700
8va	2	---	---	---
9na	2	4	1350	2700
			Σ	22100

- Cálculo de la capacidad de la cisterna

La capacidad mínima según el RNE debe ser por lo menos igual a las 3/4 partes del consumo promedio diario:

$$\frac{3}{4} \times 22\,100 = 16\,575 \text{ litros} = 16.575 \text{ m}^3$$

Considerando el volumen de agua adicional en caso de incendios, obtenemos un requerimiento final de 41.58 m^3 . Luego considerando las limitaciones arquitectónicas se plantea las siguientes dimensiones hidráulicas:

$$\text{Altura} = 2.20 \text{ m}; \text{ Lado 1} = 4.95 \text{ m}; \text{ Lado 2} = 3.85 \text{ m}$$

A esta altura hidráulica también deberá adicionársele 0.45m de altura según la norma IS010 de Instalaciones sanitarias (Art. 2.4):

$$Hu = 2.20 + 0.45 = 2.85 \text{ m}$$

Luego las dimensiones interiores de la cisterna son:

$$\text{Altura} = 2.85 \text{ m}; \text{Lado 1} = 4.95 \text{ m}; \text{Lado 2} = 3.85 \text{ m}$$

La losa de fondo tendrá un espesor de 20cm., las paredes de la cisterna tendrán un espesor de 25cm. y la losa de techo de la cisterna tendrá un espesor de 20 cm.

- Cálculo de la capacidad del tanque elevado

Según el RNE este elemento debe contar con una capacidad mínima equivalente a 1/3 del consumo promedio diario:

$$V1 = \frac{1}{3} \times 22\,100 = 7\,367 \text{ litros} \approx 7.37 \text{ m}^3$$

Por lo tanto adecuándonos a las limitaciones arquitectónicas obtenemos las siguientes dimensiones hidráulicas de tanque elevado:

$$Hu = 1 \text{ m}; \text{Lado } a = 2.75 \text{ m}; \text{Lado } b = 3.50 \text{ m}$$

A esta altura hidráulica también deberá adicionársele 0.45m de altura según la norma IS010 de Instalaciones sanitarias (Art. 2.4):

$$Hu = 1.00 + 0.45 = 1.45 \text{ m}$$

Luego las dimensiones interiores de la cisterna son:

$$\text{Altura} = 1.45 \text{ m}; \text{Lado 1} = 2.75 \text{ m}; \text{Lado 2} = 3.50 \text{ m}$$

3.3. Modelaje

Para estudiar el comportamiento de un sistema complejo ante situaciones difíciles de observar en la realidad llevamos a cabo una idealización o modelaje matemático del sistema para de esta manera poderlo analizar y obtener sus esfuerzos internos.

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigidez que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para edificios en los que se pueda suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por piso, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes, deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

Se debe de modelar a todos los elementos estructurales de la superestructura resistentes a las fuerzas actuantes con sus respectivas propiedades geométricas y de material, también se debe de modelar todas las cargas actuantes, con esta información ya definida, podemos hacer uso de la herramienta computacional para análisis estructural “Etabs v.9.6”.

Cabe mencionar las siguientes consideraciones que se tomó en cuenta para la modelación de la estructura:

- Las losas macizas se modelaron como elementos tipo membrana.
- Las vigas y columnas se modelaron como elementos tipo frame.
- Las placas fueron modeladas como elementos tipo shell.
- El tipo de apoyo en la base del modelo se definió como empotrado.
- Se modeló las cargas de los alfeizares que estaban directamente apoyados sobre las vigas como una carga distribuida uniforme por metro sobre los elementos frame mientras que las cargas de los tabiques que estaban apoyados sobre la losa maciza se modelaron como cargas distribuidas uniformemente por metro, encima de líneas nulas.
- Se definió la masa de la estructura, en función de las cargas asignadas al modelo, es decir se consideró para la masa el 100% de las cargas muertas y el 25% de las cargas vivas actuantes (Artículo 16.3 de la NTE030).
- Se modeló las losas de entrepiso y de techo como diafragmas rígidos.

- Se definió 3 modos de vibración por piso (2 de traslación y uno de torsión).
- Se asignó al programa un espectro de aceleraciones para las direcciones X y Y.
- Se definió las cargas de diseño y las combinaciones de cargas últimas para obtener la envolvente de cargas que nos permitirá diseñar los diferentes elementos estructurales del edificio.

En la siguiente figura podemos apreciar al modelo matemático en el programa Etabs, donde se llevará a cabo el respectivo análisis estructural.

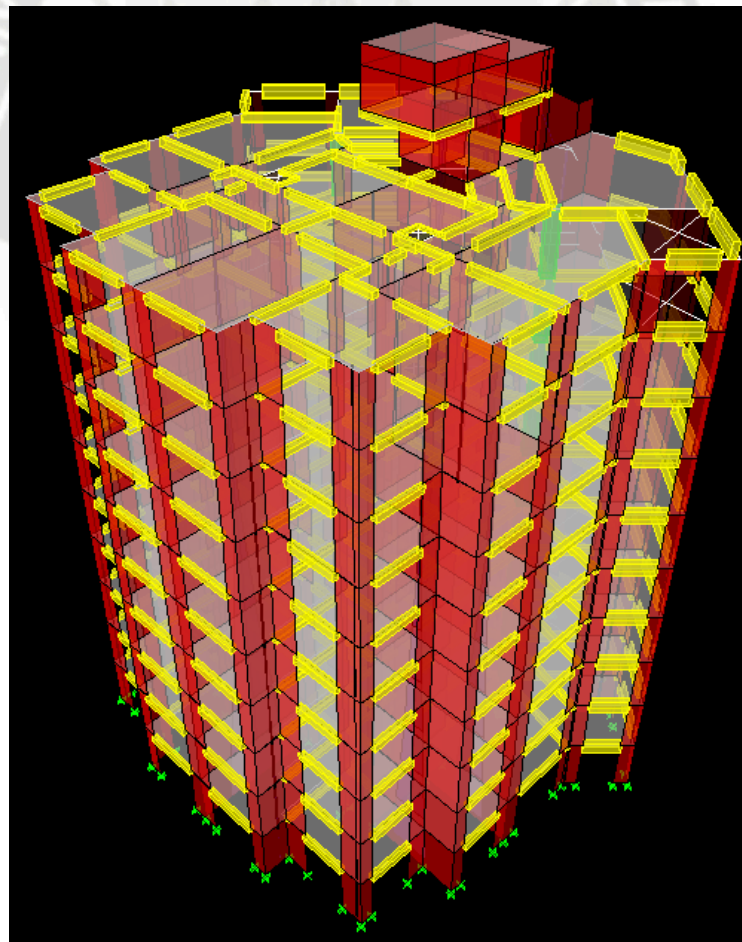


Fig. 3.3.1. Modelo del edificio en el programa Etabs

Normas del reglamento nacional de edificaciones empleadas:

- Norma técnica E020: Cargas.
- Norma técnica E030: Diseño sísmoresistente.
- Norma técnica E050: Suelos y cimentaciones
- Norma técnica E060: Concreto armado

Cargas de diseño (NTE020):**Cargas muertas**

Concreto Armado	:	2400	kg/m ³
Piso Terminado	:	100	kg/m ²
Tabiquería tarrajada	:	1900	kg/m ³

Cargas vivas o sobrecargas

Vivienda	:	200	kg/m ²
Azotea	:	100	kg/m ²
Agua	:	1000	kg/m ³
Ascensor	:	1000	kg/m ²

3.4. Análisis computacional por carga muerta, viva y sismo.

Una vez llevada a cabo la estructuración y dibujado el modelo matemático en el programa de análisis estructural, se debe definir y asignar las propiedades de material de los elementos estructurales del modelo, los cuales pueden ser apreciados en el siguiente cuadro:

PROPIEDADES DEL CONCRETO F'C = 280KG/CM2		
Resistencia a la Compresion	f'c =	280 kg/cm ²
Peso Especifico	γ =	2400 kg/m ³
Resistencia a la Fluencia del acero	f _y =	4200 kg/cm ²
Modulo de Elasticidad del C°	E =	250998 kg/cm ²
Poisson's Ratio	ν =	0.15
Modulo de Elasticidad del Acero	E =	2000000 kg/cm ²

❖ Definición de los Estados de Carga Estático

Se definieron 4 estados de carga los cuales fueron:

- Carga Muerta (DEAD)
- Carga Viva (LIVE)
- Carga de Tabiques (TABIQUE) – Carga superdead.
- Carga del Piso Terminado (PTERM) – Carga superdead.

Se muestra una captura de pantalla del programa Etabs donde se puede observar los estados de carga asignados:

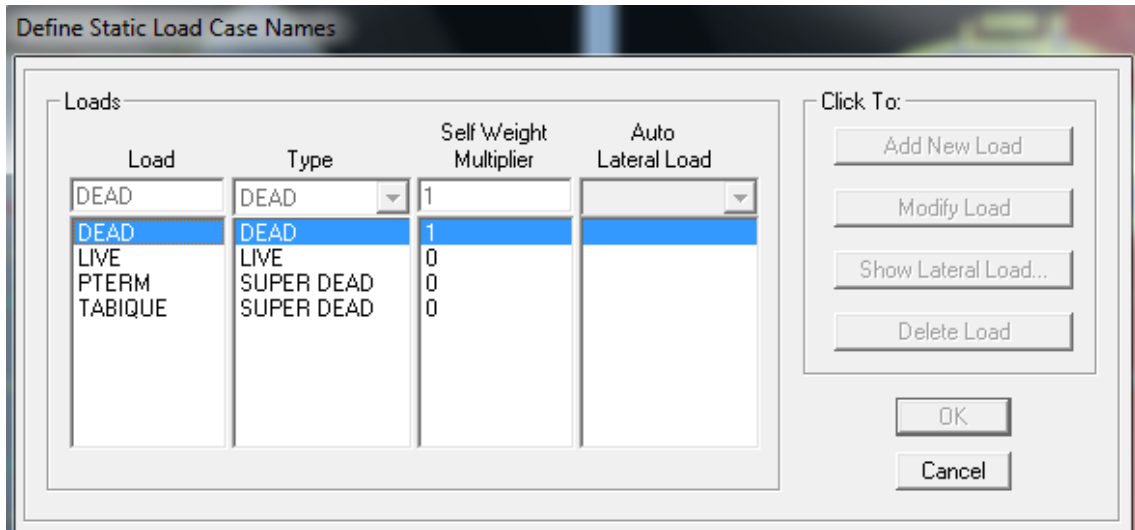


Fig.3.4.1. Definición de estados de carga.

- Carga Muerta: Es calculada por el software, solo necesita como datos de entrada, las propiedades geométricas y de material de los elementos estructurales idealizados.
- Carga Viva: Se asignara a las losas del modelo las cargas estipuladas en la Norma Técnica E020, estas son:
Carga viva para viviendas: 200 kg/m²
Carga viva para azoteas: 100kg/m²

❖ Comprobación de irregularidad del edificio

La NTP E030 de diseño sismoresistente estipula que una edificación tiene irregularidades estructurales en planta si presenta esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

Dirección X-X

Longitud entrante: 5.01m.

Longitud Total: 21.80 m.

Porcentaje de longitud entrante en esta dirección: 22.98%

Dirección Y-Y

Longitud entrante: 6.10 m.

Longitud Total: 22.86m.

Porcentaje de longitud entrante en esta dirección: 26.68%

❖ **Definición de espectro de pseudoaceleraciones:**

Para lo cual antes debemos de seleccionar y definir los parámetros que utilizaremos para el cálculo de las pseudoaceleraciones en función del periodo, estas son mostradas en el siguiente cuadro:

DATOS DE ENTRADA			
UBICACIÓN DEL PROYECTO		PARAMETROS DE SUELO	CONFIG. ESTRUCTURAL
DEPARTAM. : Arequipa ▼	PROVINCIA Todas las provincias ▼	<i>T_p</i> Y FACTOR DE SUELO <i>S</i> S2: Suelos intermedios <i>T_p</i> (s) = 0.60 ▼	Estructura Irregular ▼
ZONA SISMICA: Zona 03 Z = 0.40		S2: Suelos intermedios <i>S</i> = 1.20 ▼	SISTEMA ESTRUCTURAL
CATEGORIA DE LA EDIFICACION		MATERIAL DE LA EDIFICACION :	De muros estructurales ▼
"Ed. C" - Edificaciones Comunes U = 1.0 ▼		Concreto Armado ▼	R = 4.5

Donde se considerará $g = 9.81\text{m/s}^2$, como un factor de escala para la aceleración espectral.

Con estos valores podemos tabular para diferentes periodos, valores de C y Sa, los cuales son determinados con las siguientes expresiones:

$$C = 2.50 \left(\frac{T_p}{T} \right) ; C \leq 2.50 \qquad S_a = \left(\frac{Z U S C}{R} \right) g$$

Los valores tabulados y el grafico de pseudoaceleraciones en función del periodo son mostrados a continuación:

T (Seg.)	C	Sa	T (Seg.)	C	Sa
0.01	2.5000	2.6160	0.90	1.6667	1.7440
0.02	2.5000	2.6160	1.00	1.5000	1.5696
0.03	2.5000	2.6160	1.10	1.3636	1.4269
0.04	2.5000	2.6160	1.20	1.2500	1.3080
0.05	2.5000	2.6160	1.30	1.1538	1.2074
0.06	2.5000	2.6160	1.40	1.0714	1.1211
0.07	2.5000	2.6160	1.50	1.0000	1.0464
0.08	2.5000	2.6160	1.60	0.9375	0.9810
0.09	2.5000	2.6160	1.70	0.8824	0.9233
0.10	2.5000	2.6160	1.80	0.8333	0.8720
0.20	2.5000	2.6160	1.90	0.7895	0.8261
0.30	2.5000	2.6160	2.00	0.7500	0.7848
0.40	2.5000	2.6160	2.10	0.7143	0.7474
0.50	2.5000	2.6160	2.20	0.6818	0.7135
0.60	2.5000	2.6160	2.30	0.6522	0.6824
0.70	2.1429	2.2423	2.40	0.6250	0.6540
0.80	1.8750	1.9620	2.50	0.6000	0.6278

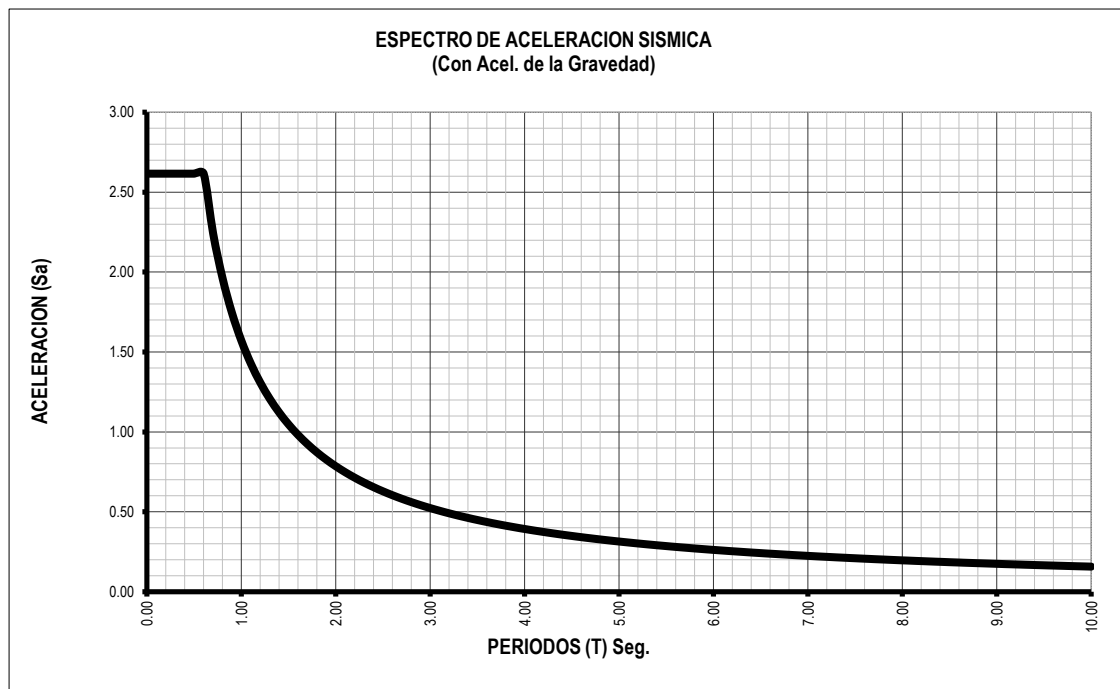


Fig. 3.4.2. Espectro de Pseudoaceleraciones.

❖ Definición de Cargas dinámicas

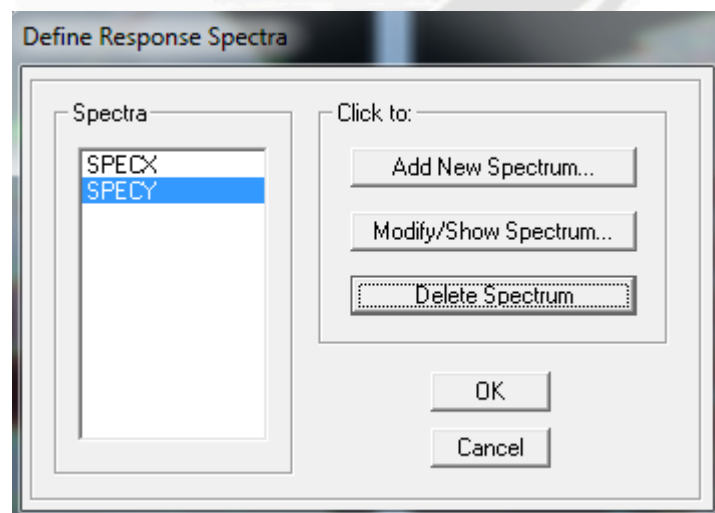


Fig. 3.4.3. Definición de espectro de respuesta.

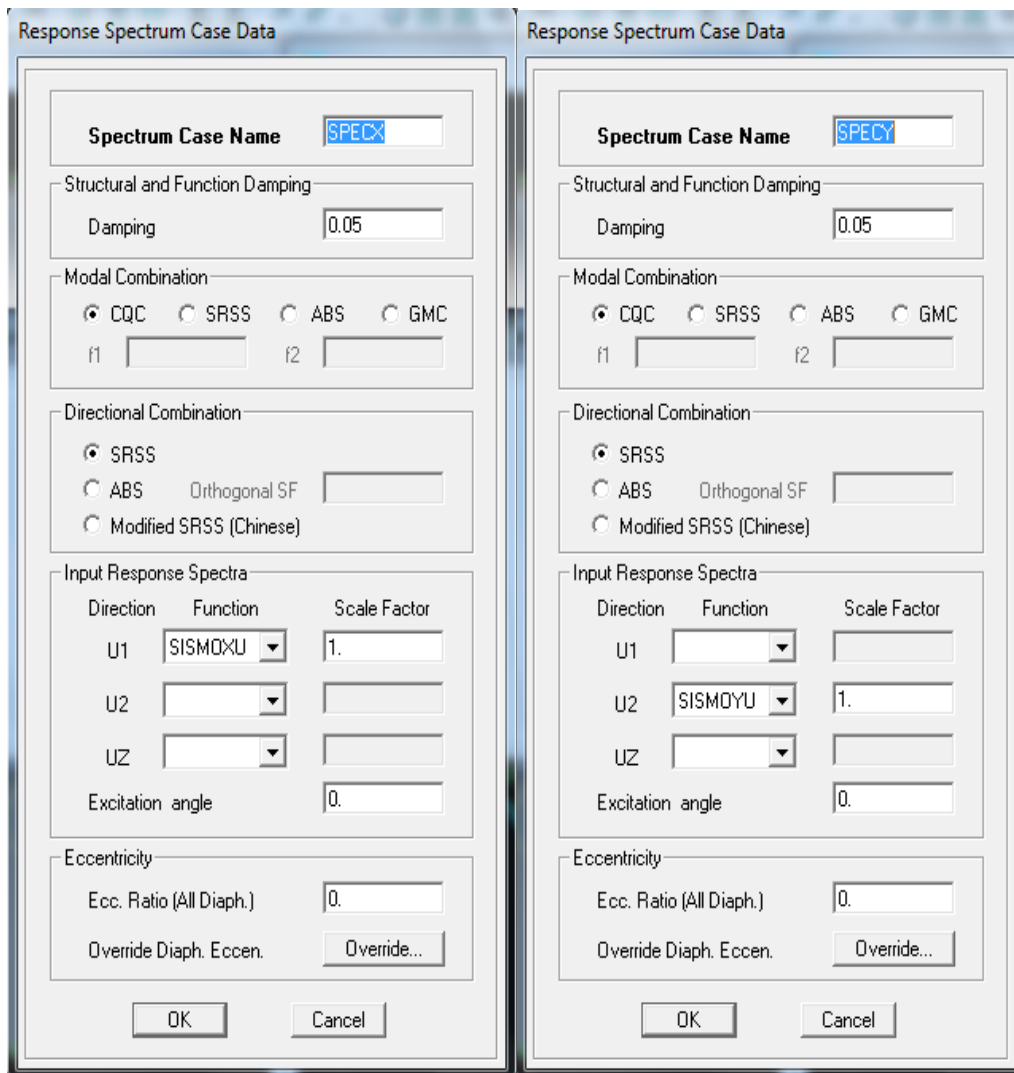


Fig. 3.4.4. Definición de espectro de respuesta en las direcciones X y Y.

❖ Definición de las combinaciones de diseño

Las resistencias requerida (U) para cargas muertas (CM), vivas (CV) y sismo (CS), serán como mínimo las siguientes según el reglamento nacional de edificaciones.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Estas tres combinaciones representan las cargas que por lo general se

presentan en el diseño de estructuras convencionales.

❖ **Determinación del peso sísmico:**

El peso sísmico se calculó adicionando a la carga muerta y “supermuerta” de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinó. De acuerdo a lo estipulado en la norma técnica E030 de diseño sismo-resistente, este porcentaje asciende a 25%.

En la siguiente figura se muestra una captura de pantalla del programa Etabs donde se puede observar la definición de masa de la estructura:

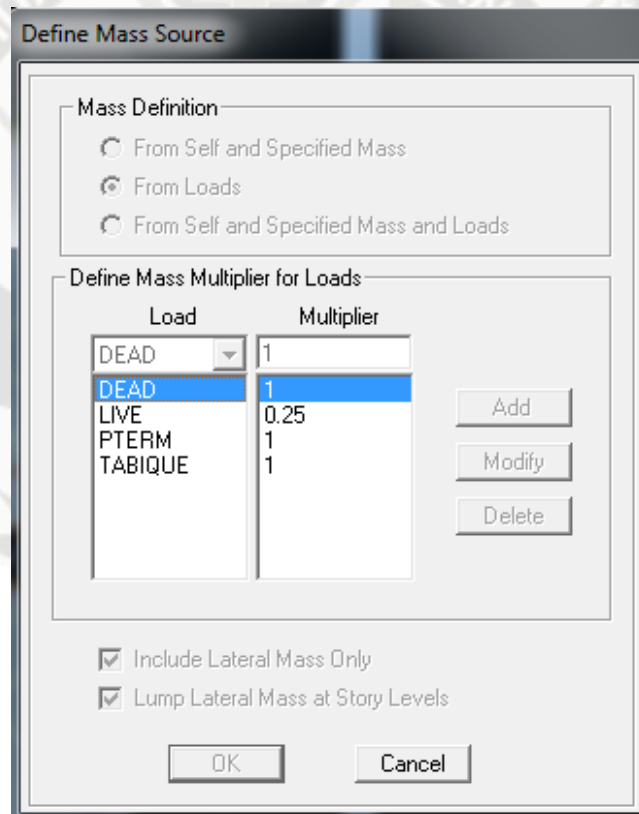


Fig. 3.4.5. Definición de fuente de masa de la estructura.

❖ **Definición de los diafragmas rígidos:**

Asignamos un diafragma rígido a todas las losas de entrepisos y a la losa de techo.

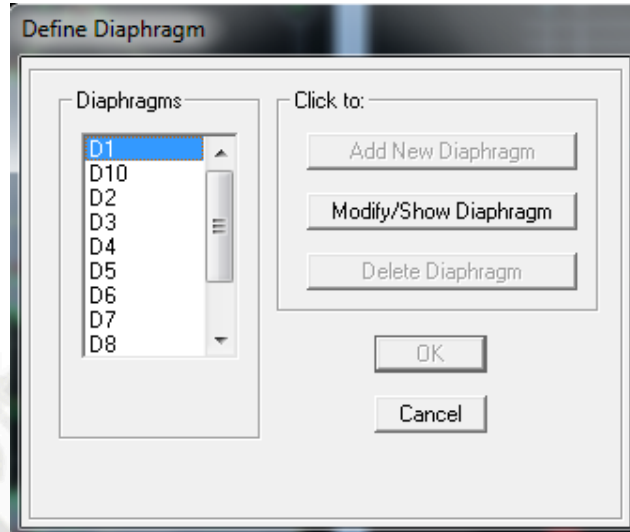


Fig.3.4.6. Definición de diafragmas de la estructura.

❖ **Definición de número de grados de libertad del modelo:**

Como el edificio tiene 10 losas de las cuales cada una de ellas tiene 3 grados de libertad (2 grados de libertad asociados a traslación y 1 grado de libertad asociado a torsión), se debe definir en el programa 30 grados de libertad.

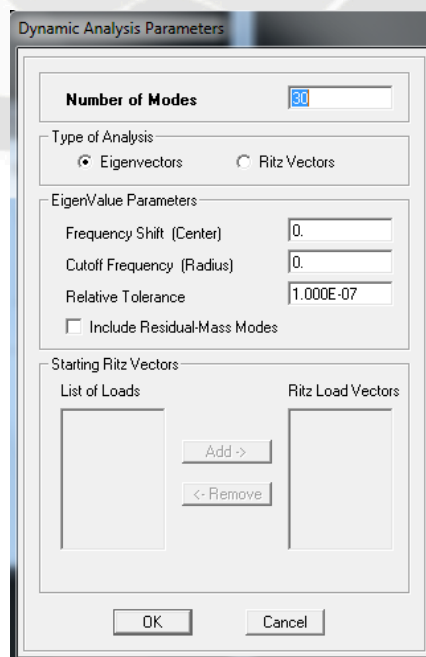


Fig. 3.4.7. Definición de número de modos del modelo matemático.

3.5. Interpretación de resultados

Se ha tratado de proyectar una estructura de configuración regular sin variar sustancialmente la arquitectura, asimismo se ha proyectado el sistema estructural como fundamentalmente compuesto por muros estructurales ya que esta es una torre alta y se debe lograr que los desplazamientos laterales de entrepiso máximos sean menores a los máximos permitidos en la NTP E060 (como se puede ver el periodo del primer modo es de 0.5519, por lo tanto el edificio no es muy rígido).

En las siguientes figuras se puede observar los tres primeros modos de vibración del edificio.

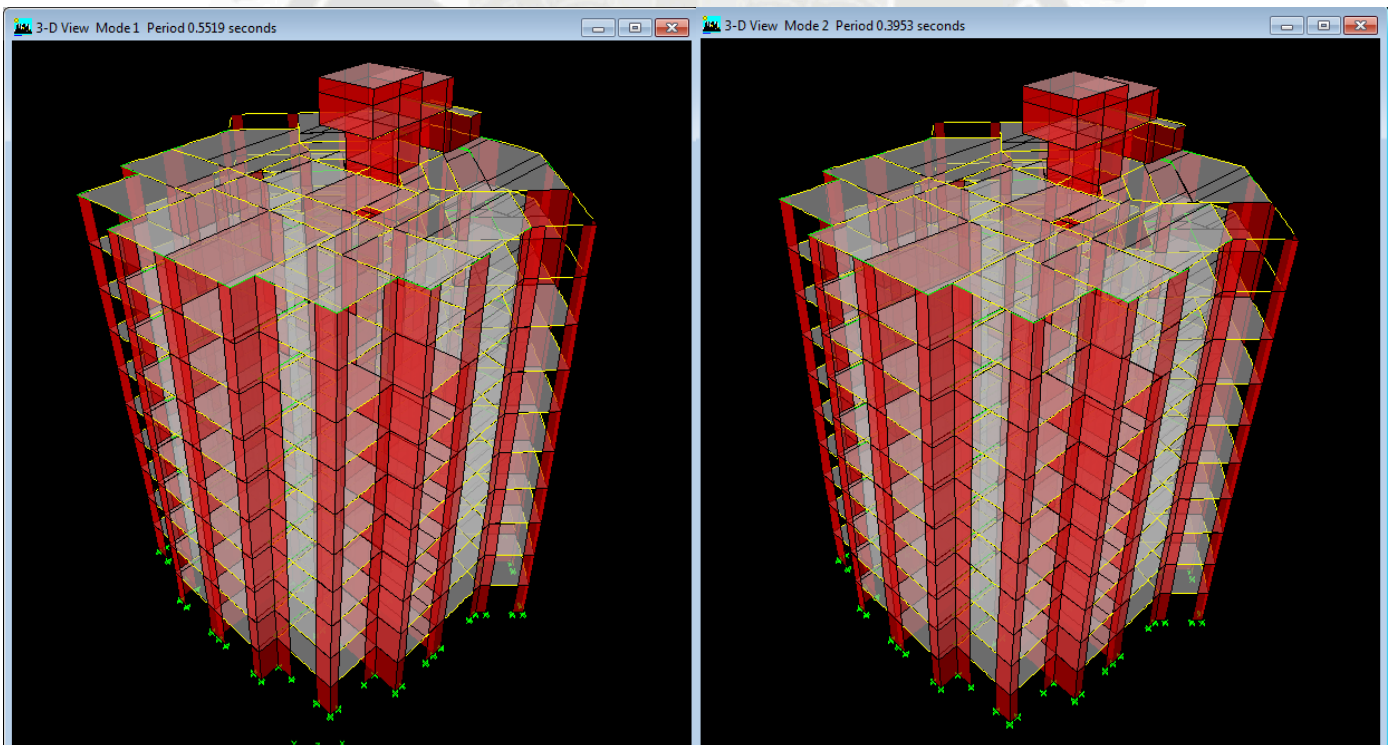


Fig. 3.5.1. Tres primeros modos de vibración del modelo del edificio.

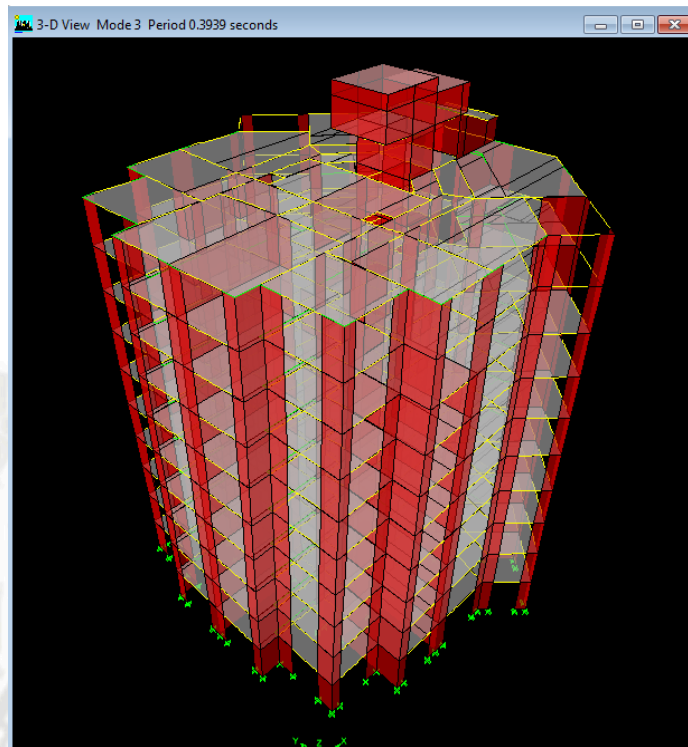


Fig. 3.5.1. Tres primeros modos de vibración del modelo del edificio.

Se puede ver de los resultados que los periodos de los tres primeros modos son menores que el periodo fundamental calculado (0.60seg), lo cual indica que la estructura presenta una rigidez adecuada.

- El primer modo de vibración tiene 0.5519 seg.
- El segundo modo de vibración tiene 0.3953 seg.
- El tercer modo de vibración tiene 0.3939 seg.

❖ Verificación de límites para desplazamiento lateral de entrepiso

Debemos de verificar que las derivas de los entrepisos se encuentren en el rango admitido por la norma técnica E030 de diseño sísmoresistente

(0.007 - para estructuras construidas con concreto armado); tal y como se puede apreciar en el siguiente cuadro:

LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01

Fig. 3.10. Límites para desplazamiento lateral de entrepiso.

Los drifts obtenidos del programa Etabs deben multiplicarse por R y 0.75 para las direcciones X y Y, tal y como se muestra en el siguiente cuadro:

Nivel	Máx. Drift X	Máx. Drift Y	0.75 x Drift X x R	0.75 X Drift Y x R
Techo de C. de Maqu.	0.00022	0.00054	0.00064	0.00183
Techo de T. Elev.	0.00015	0.00054	0.00051	0.00183
Piso T. Elev.	0.00043	0.00080	0.00145	0.00270
Techo de Azotea	0.00058	0.00086	0.00195	0.00289
Techo de Piso 8	0.00062	0.00102	0.00209	0.00344
Techo de Piso 7	0.00078	0.00117	0.00262	0.00394
Techo de Piso 6	0.00090	0.00129	0.00305	0.00435
Techo de Piso 5	0.00101	0.00138	0.00340	0.00466
Techo de Piso 4	0.00107	0.00142	0.00360	0.00480
Techo de Piso 3	0.00107	0.00140	0.00362	0.00471
Techo de Piso 2	0.00100	0.00127	0.00338	0.00429
Techo de Piso 1	0.00080	0.00099	0.00271	0.00334
Techo del Sótano	0.00036	0.00044	0.00120	0.00148

Luego, como todos los valores de Drift x 0.75 x R son menores que 0.007 se cumple con los requisitos solicitados por la NTP E030.

❖ Amplificación de cortante basal dinámico

Una vez que hemos comprobado que la estructura cumple con los desplazamientos admisibles para estructuras de concreto armado, podemos corregir la fuerza cortante basal dinámica ya que la norma E030 de diseño sismo-resistente estipula que para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio hallada por el método dinámico no podrá ser menor que el 80 % de la fuerza cortante basal hallada por el método estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Por lo tanto la fuerza cortante basal corregida la podemos determinar con la siguiente expresión:

$$\text{Factor de corrección } x - x = \frac{90\% \times V_{est. x-x}}{V_{din. x-x}}$$

$$\text{Factor de corrección } y - y = \frac{90\% \times V_{est. y-y}}{V_{din. y-y}}$$

Para el caso del presente trabajo obtenemos los siguientes valores:

✚ Factor de corrección x-x = 1.1385

✚ Factor de corrección y-y = 1.5693

Operación que puede ser realizada con el programa Etabs desde el siguiente formulario:

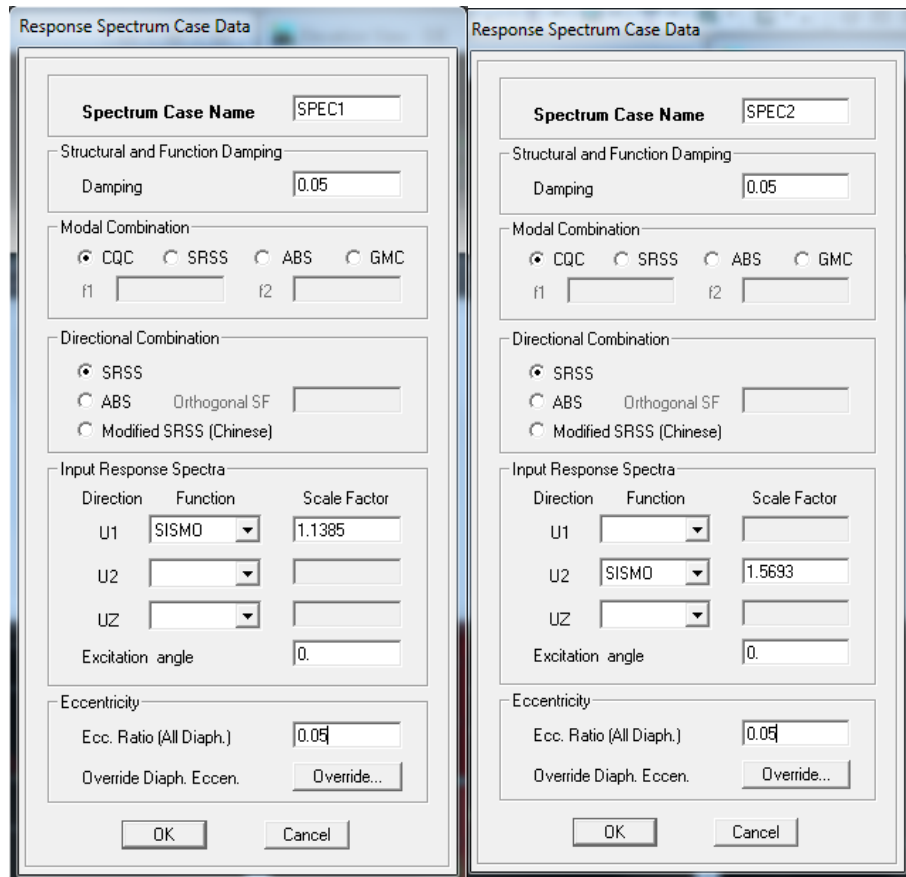


Fig. 3.5.2. Definición de casos de espectro de respuesta.

Una vez corrido el programa de análisis estructural ETABS v 9.6 con los nuevos valores de espectro amplificado, obtenemos en el modelo estructural, las fuerzas internas con las cuales podremos diseñar los elementos estructurales.

Descripción de los resultados obtenidos:

- Dado que los elementos sismo-resistentes son fundamentalmente muros de corte, las fuerzas cortantes en las placas y en sus vigas de acople son importantes.
- Se puede notar mayores esfuerzos de momentos flectores, momentos torsores y fuerzas cortantes en las vigas de borde que en las interiores.

- Debido a que se debe realizar diseño por capacidad a las vigas, columnas y muros estructurales de las edificaciones que tengan un sistema estructural fundamentalmente de muros de corte, no es conveniente colocar más acero del necesario por flexión.
- El muro de mayor longitud absorbe mayores cantidades de esfuerzos aliviando así de excesivos fuerzas a las placas periféricas de pequeña longitud.
- Analizando los diagramas de esfuerzos globales se puede ver que los esfuerzos de momento flector, fuerza cortante y carga axial son mayores en la parte inferior que en comparación con la parte superior del modelo del edificio tanto para los ejes X como para Y. (Ver Fig. 3.12. y 3.13)

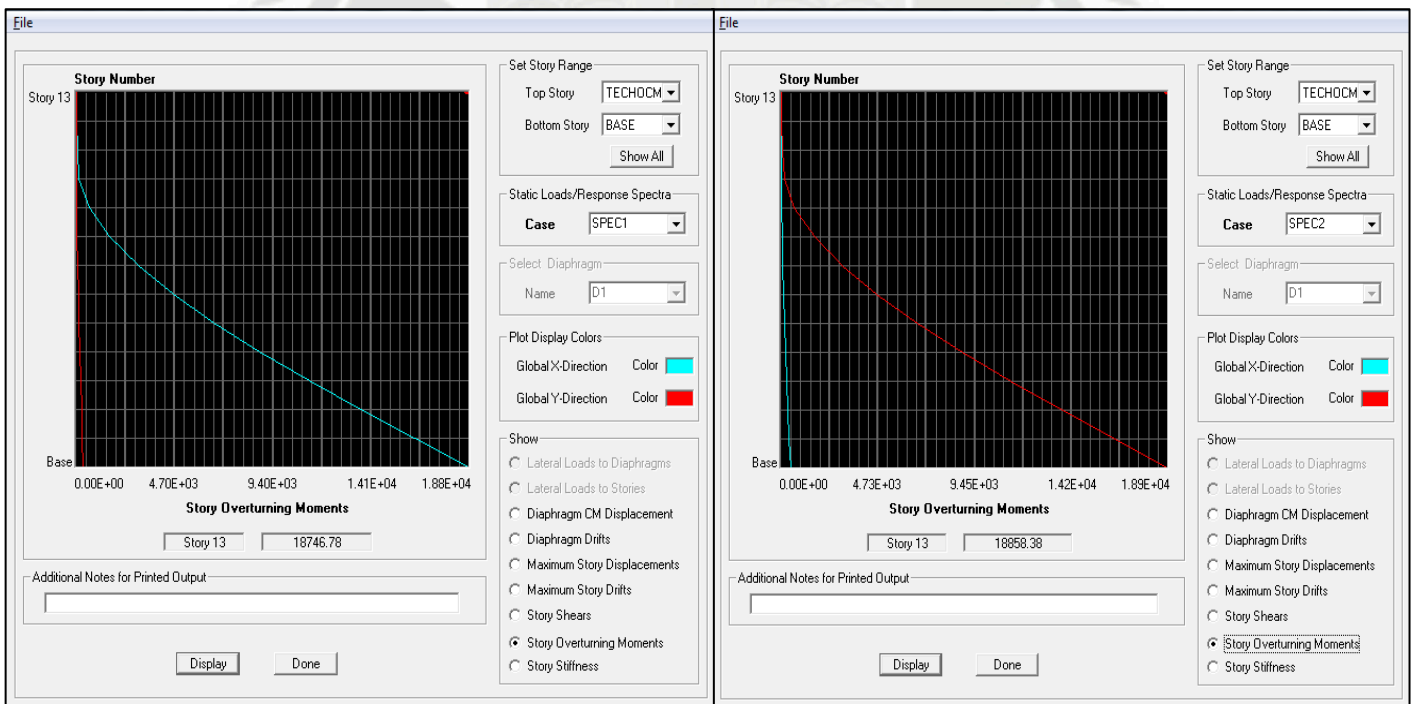


Fig. 3.5.3. Diagramas globales de momentos flectores con respecto a los ejes X y Y.

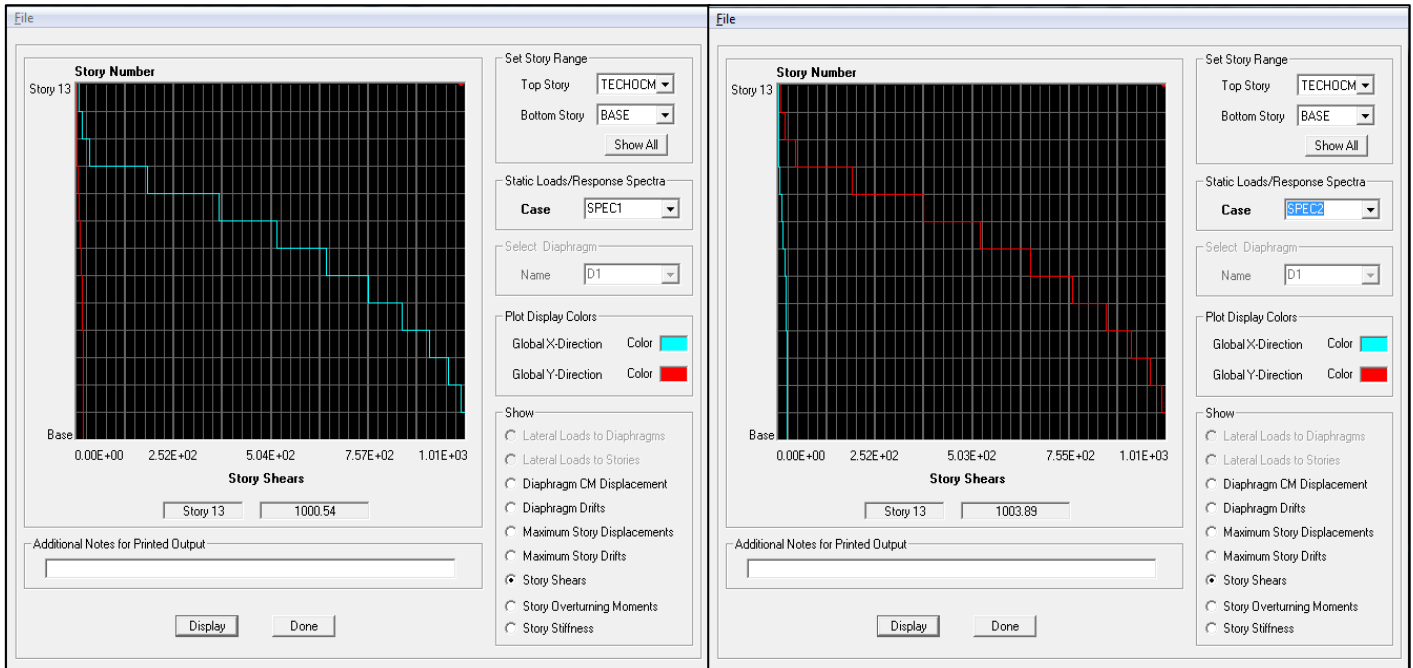


Fig. 3.5.4. Diagramas globales de fuerza cortante con respecto a los ejes X y Y.



CAPITULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO

4.1. El diseño en concreto armado

El diseño de los elementos de concreto armado se hace usando alternativamente uno de los siguientes métodos:

- ✓ Método elástico de cargas en servicio.
- ✓ Método de resistencia, denominado comúnmente de rotura o de cargas últimas.

En la actualidad el uso del método de resistencia es general. La nueva norma de concreto armado usa este método para el diseño.

El método de diseño por resistencia se caracteriza por amplificar las cargas actuantes y estudia las condiciones del elemento en la etapa última. En este método, adicional a la amplificación de las cargas se usan factores de reducción de resistencia.

Las cargas actuantes que se usan en el análisis estructural deberán cumplir con lo señalado en la norma E020, de cargas y la norma sismoresistente.

El diseño en concreto armado consiste en calcular las dimensiones finales de los elementos estructurales, disposición y cantidad de armadura en los mismos de tal manera, que cada una de sus secciones pueda soportar las solicitaciones de cargas más desfavorables.

❖ Factores de reducción de resistencia

La resistencia de diseño de cualquier elemento deberá considerarse como la resistencia nominal (que se obtiene del refuerzo colocado realmente), multiplicada por un factor que reduce la resistencia.

Estos factores de reducción son:

1. Para flexión sin carga axial $\Phi = 0,90$
- 2, Para flexión con carga axial de tracción $\Phi = 0,90$
- 3, Para flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión:
 - Elementos con refuerzo en espiral $\Phi = 0,75$
 - Otros elementos $\Phi = 0,70$
- 4, Para corte con o sin torsión $\Phi = 0,85$

4.2. Diseño de losas macizas

Las losas armadas en dos direcciones son losas que transmiten las cargas aplicadas a través de flexión en dos sentidos.

El diseño de losas macizas bidireccionales se realiza por flexión, por cortante y se calculan deflexiones en caso que sea necesario.

El diseño de losas en general estará gobernado por la combinación de cargas por fuerzas gravitacionales debido a que tienen menor rigidez en sentido perpendicular a su plano.

Se exportó el modelo de losa del programa Etabs al software de análisis estructural Safe, con la finalidad de obtener de este, esfuerzos últimos por metro de ancho en ambas direcciones de armado, llámense lados a y b respectivamente.

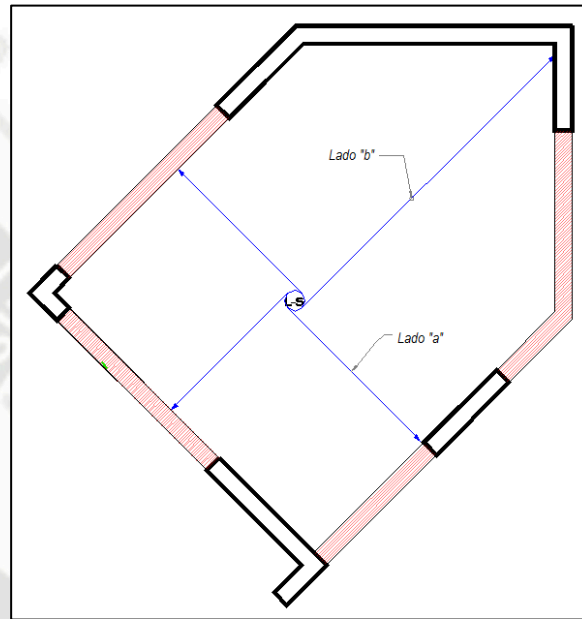


Fig.4.2.1. Paño 5 de losa de entrepiso

❖ Diseño por flexión

A manera de ilustración del procedimiento seguido para el diseño de losas, se realiza un ejemplo de diseño de una losa típica del sótano hasta el 7° nivel, específicamente el paño 5 que se encuentra ubicado entre los ejes G y H. Del programa Safe se puede obtener los siguientes momentos flectores actuantes:

$$M_a max^+ = 1.34 \text{ ton} - m$$

$$M_a max^- = 2.55 \text{ ton} - m$$

$$M_b max^+ = 0.78 \text{ ton} - m$$

$$M_b max^- = 3.26 \text{ ton} - m$$

Como se puede corroborar en las siguientes capturas de pantalla:

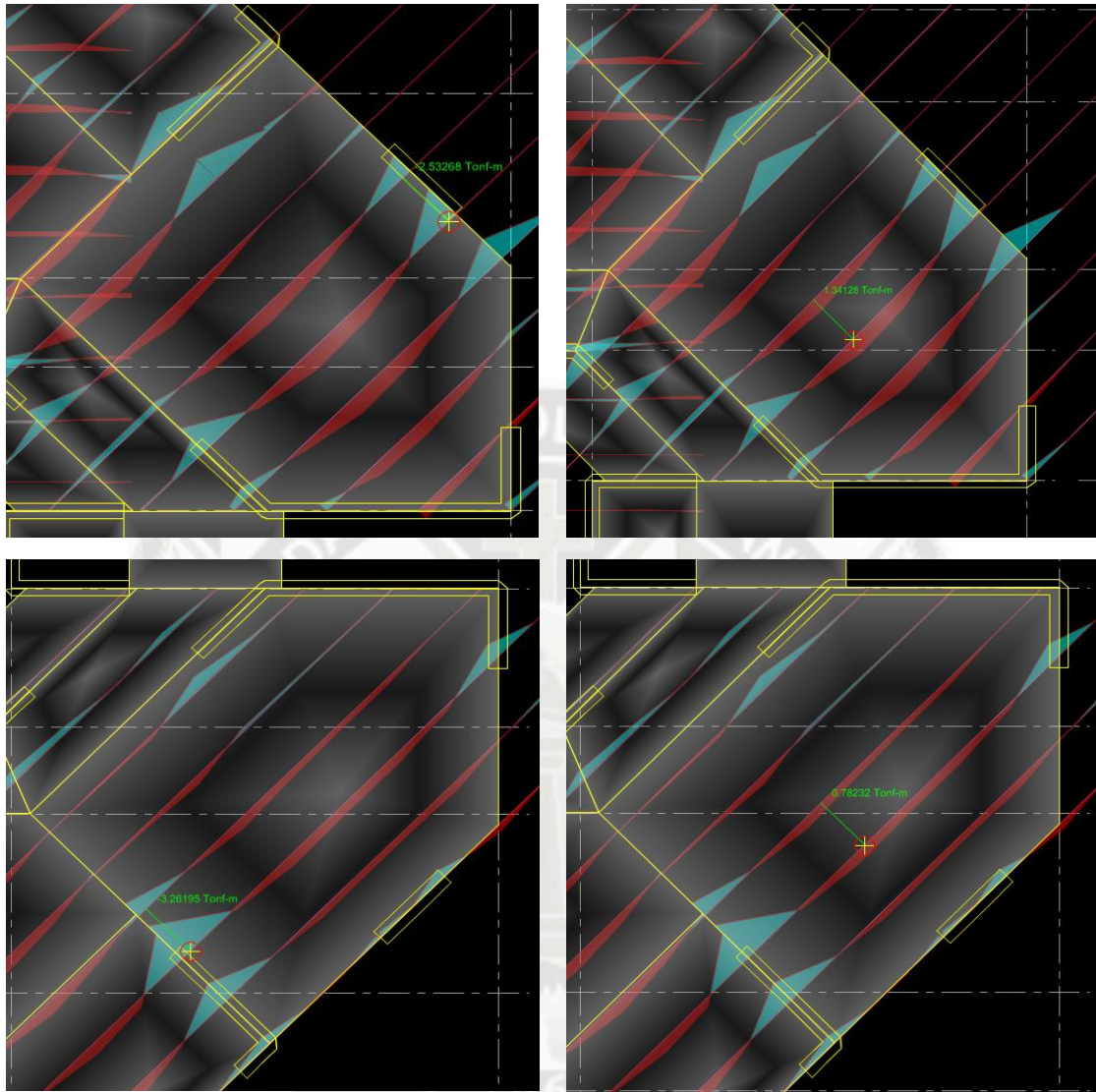


Fig. 4.2.2. Momentos flectores en franjas de 1m. en losas macizas.

Asimismo contamos con los siguientes datos para el diseño:

	Altura	$h = 15$	cm
	Ancho	$b = 100$	cm
	Recubrimiento	$r = 3$	cm
	Peralte efectivo	$d = 12$	cm
Resist. del Concreto		$f'c = 280$	kg/cm ²
Resist. del Acero		$f_y = 4200$	kg/cm ²

- a) Diseño en el tramo central para el momento positivo máximo en el sentido “a”:

$$Ku = \frac{M_a max^+}{b \times d^2} = \frac{1.34 \times 100000}{100 \times 12^2} = 9.3 \rightarrow \rho = 0.002333$$

Luego el área de acero estará dada por:

$$As = \rho \times b \times d = 0.002333 \times 100 \times 12 = 2.8 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

- ✓ Cuantía mínima de acero para una franja de 100 cm de una losa maciza de 15 cm. de espesor:

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Luego como el área de acero obtenido por cálculo con los momentos flectores actuantes es mayor que el área de acero mínima, utilizamos el área de acero obtenido por cálculo con los momentos flectores actuantes.

- Cálculo del espaciamiento de las varillas de acero, considerando $\emptyset 3/8$ ”:

$$s = \frac{0.71 \times 100}{2.8} \rightarrow s = 25.35 \text{ cm} \approx s = 25 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 3/8 \text{” @ } 0.25$$

- b) Diseño en el tramo del extremo para el momento negativo máximo :

$$Ku = \frac{M_a max^-}{b \times d^2} = \frac{2.55 \times 100000}{100 \times 12^2} = 17.71 \rightarrow \rho = 0.004583$$

Luego el área de acero estará dado por:

$$As = \rho \times b \times d = 0.004583 \times 100 \times 12 = 5.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Acero que resulta mayor que el acero mínimo calculado líneas arriba para una losa de 15 cm. de espesor, por lo tanto el espaciamiento estará determinado por la siguiente expresión, considerando $\emptyset 3/8$ ”:

$$s = \frac{0.71 \times 100}{5.50} \rightarrow s = 12.9 \text{ cm} \approx s = 12.5 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 3/8" @ 0.125$$

❖ **Diseño por cortante:**

Los cortantes de diseño son los obtenidos del programa Safe por franjas de un metro de ancho como se puede corroborar en las siguientes capturas de pantalla:

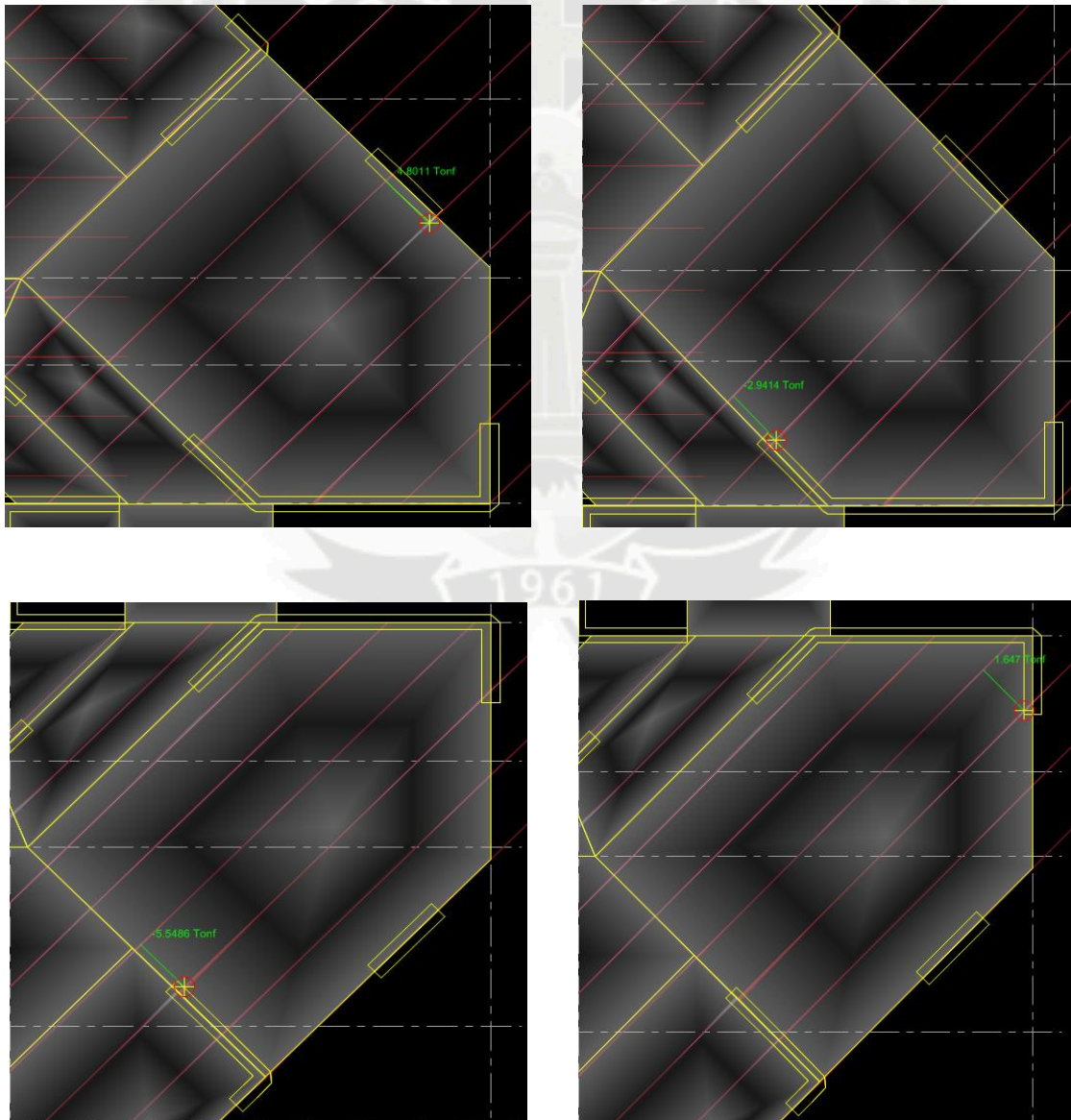


Fig. 4.2.3. Fuerzas cortantes por franjas de 1m. de ancho

$$V_{a\text{izq.}} = 2.94 \text{ ton}$$

$$V_{a\text{der.}} = 4.80 \text{ ton}$$

$$V_{b\text{izq.}} = 5.55 \text{ ton}$$

$$V_{b\text{der.}} = 1.65 \text{ ton}$$

El cortante resistido por el concreto en una franja de un metro de ancho se puede determinar con la siguiente formula:

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

$$\phi V_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{280} \times 100 \times 12$$

$$\phi V_c = 9.05 \text{ tonf.}$$

Como $\phi V_c \geq V_u$ para todos los casos \rightarrow el diseño es satisfactorio por cortante.

❖ Control por deflexiones:

El procedimiento de chequeo de deflexiones en el sentido largo "b" es mostrado a continuación:

Inercia de la sección bruta:

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28\,125 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y} = \frac{2 \times \sqrt{280} \times 28125}{0.5 \times 15} = 1.25 \text{ ton} - \text{m}$$

✓ Considerando solo el 100% de carga muerta

$$M_{CL}^+ = 0.371 \text{ ton-m.}$$

$$M_{izq.}^- = 1.676 \text{ ton-m.}$$

$$M_{der.}^- = 0.543 \text{ ton-m.}$$

$$\text{El } I_{cr} \text{ (centro de la viga): } 0.00002573 \text{ m}^4.$$

El I_{cr} (extremo de la viga): 0.00002573 m^4 .

$$I_{ef} = \frac{I_{cr \text{ central}} + I_{cr \text{ central}} + 2 \times I_{cr \text{ extremo}}}{4}$$

$$I_{ef} = \frac{0.00002573 + 0.00002573 + 2 \times 0.00002573}{4}$$

$$I_{ef} = 0.00015348 \text{ m}^4$$

La deflexión inmediata está dada por la siguiente ecuación:

$$y = \left(\frac{5 \times l^2}{48 \times E \times I_{ef}} \right) \times \left(M_{CL} - 0.1 \times (M_{izq.} + M_{der.}) \right)$$

$$Def. \cdot inst. = \left(\frac{5 \times 750^2}{48 \times 250998 \times 15348} \right) \times \left((0.371 - 0.1 \times (1.676 + 0.543)) \times 10^5 \right)$$

$$Def. \cdot inst. = 0.0023 \text{ m}$$

La deflexión diferida está dada por la ecuación:

$$\lambda \Delta = \left(\frac{\xi}{1 + 50 \times \rho'} \right)$$

$$Def. \cdot Diferida = \left(\frac{1.4}{1 + 50 \times 0.002375} \right) \times 0.0023$$

$$Def. \cdot Diferida = 0.00284 \text{ m.}$$

$$Def. \cdot Total = Def. \cdot Inst. + Def. \cdot Dif. = 0.0023 + 0.00284 = 0.0051$$

✓ Considerando el 100% de carga viva

$$M_{CL}^+ = 0.63 \text{ ton-m}$$

$$M_{izq.}^- = 0.631 \text{ ton-m}$$

$$M_{der.}^- = 0.155 \text{ ton-m}$$

El I_{cr} (centro de la viga): 0.00002573 m^4 .

El I_{cr} (extremo de la viga): 0.00002573 m^4 .

$$I_{cr} = \frac{I_{cr \text{ central}} + I_{cr \text{ central}} + 2 \times I_{cr \text{ extremo}}}{4}$$

$$I_{cr} = \frac{0.00002573 + 0.00002573 + 2 \times 0.00002573}{4}$$

$$I_{ef} = 0.00028125$$

$$y = \left(\frac{5 \times l^2}{48 \times E \times I_{ef}} \right) \times (M_{CL} - 0.1 \times (M_{izq.} + M_{der.}))$$

$$Def. \cdot inst. = \left(\frac{5 \times 750^2}{48 \times 250998 \times 28125} \right) \times ((0.63 - 0.1 \times (0.631 + 0.155)) \times 10^5)$$

$$Def. \cdot inst. = 0.0046 \text{ m}$$

La deflexión diferida está dada por la ecuación:

$$\lambda \Delta = \left(\frac{\xi}{1 + 50 \times \rho'} \right)$$

$$D. \text{Diferida} = \left(\frac{1.4}{1 + 50 \times 0.002375} \right) \times 0.0046 = 0.00573 \text{ m}$$

$$Def. \text{Total} = Def. \text{Inst.} + Def. \text{Dif.}$$

$$Def. \text{Total} = 0.0046 + 0.00573 = 0.0103 \text{ m}$$

La deflexión máxima permitida en la NTP de concreto es:

$$y_{max} = \frac{L_n}{480} = \frac{7.50}{480} = 0.015625 \text{ m.}$$

DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES		
Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/480‡$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240§$

Sumando la Def. Diferida CM (100%) + Def. Instantánea CV (100%) = 0.00741

Luego como $0.00741 < 0.015625 \rightarrow$ El espesor de losa es satisfactorio.

Diseño final de la losa maciza:

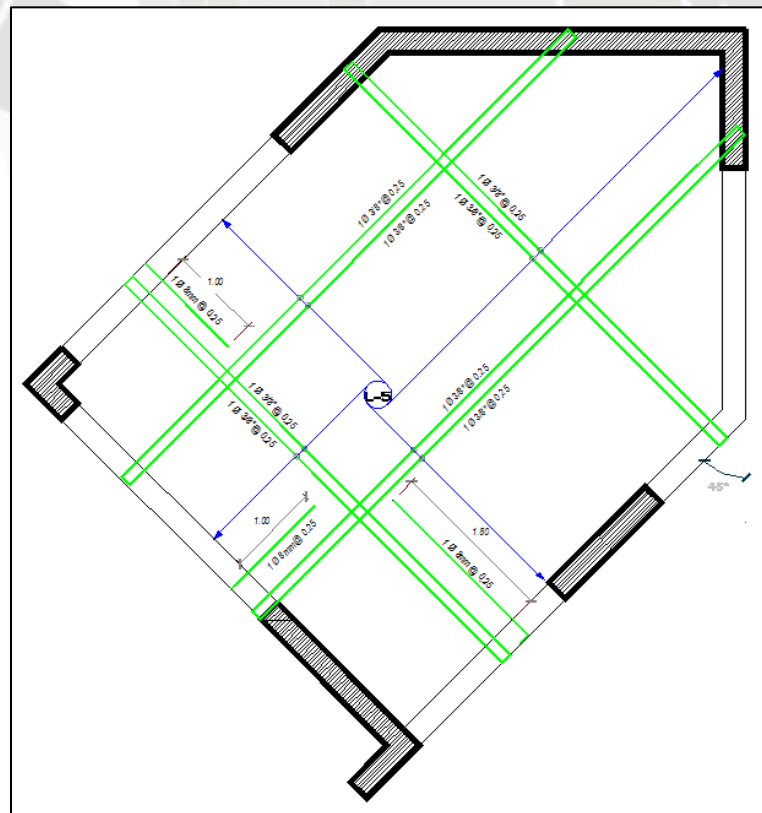


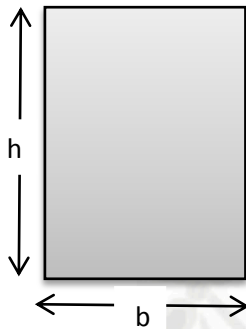
Fig. 4.2.4. Diseño final de la losa maciza de entrespiso.

4.3. Diseño de vigas

Las vigas son elementos estructurales de concreto armado, diseñados para sostener cargas lineales, concentradas o uniformes, en una sola dirección. Una viga puede actuar como elemento primario en marcos rígidos de vigas y columnas, aunque también pueden utilizarse para sostener losas macizas o nervadas. La viga soporta cargas de compresión, que son absorbidas por el concreto, y las fuerzas de flexión son contrarrestadas por las varillas de acero corrugado, las vigas también soportan esfuerzos cortantes hacia los extremos por tanto es conveniente, reforzar los tercios de extremos de la viga. Para lograr que este elemento se dimensione cabe tener en cuenta la resistencia por flexión, una viga con mayor peralte (altura) es adecuada para soportar estas cargas, pero de acuerdo a la disposición del proyecto y su alto costo hacen que estas no sean convenientes. Para lograr peraltes adecuados y no incrementar sus dimensiones, es conveniente incrementar el área del acero de refuerzo para compensar la resistencia a la flexión. Para el diseño de una viga se deberá considerar también para su dimensionamiento, los esfuerzos de corte, torsión, de control, de agrietamiento y deflexión.

A manera de ilustración del procedimiento de resolución empleado, se muestra a continuación un ejemplo de diseño de una viga localizada en el eje 2, entre los ejes D y E, a la que se le realiza diversos chequeos hasta llegar al diseño final.

Características y propiedades de la viga:



Altura	h	=	40	cm
Ancho	b	=	25	cm
Recubrimiento	r	=	9	cm
Peralte efectivo	d	=	31	cm
Resist. del Concreto	f_c	=	280	kg/cm ²
Resist. del Acero	f_y	=	4200	kg/cm ²

A continuación son mostradas los momentos flectores últimos obtenidos del programa Etabs:

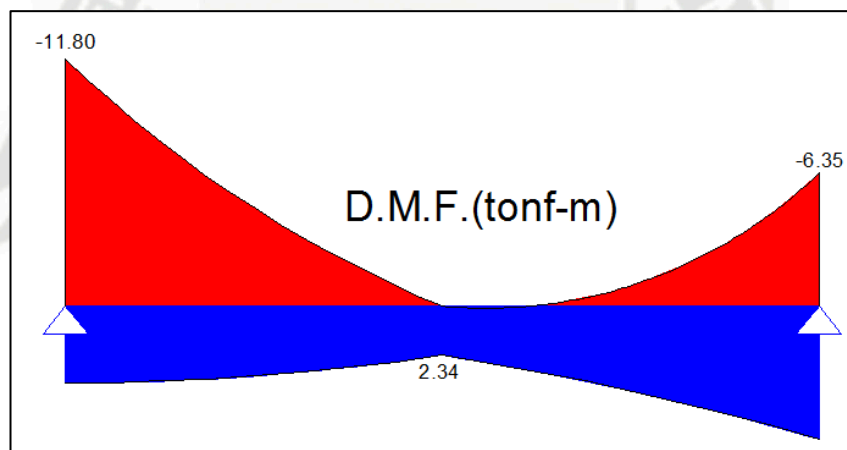


Fig. 4.3.1. Diagrama de momentos flectores de la viga en análisis.

$$M_{izq.}^- = 11.80 \text{ ton} - m$$

$$M_{centr.}^+ = 2.34 \text{ ton} - m$$

$$M_{der.}^- = 6.35 \text{ ton} - m$$

Primero se analiza si la viga trabaja como simple o doblemente reforzada mediante el cálculo de la cantidad de acero máximo admisible en tracción para una viga simplemente reforzada, el cual está dado por la siguiente expresión:

$$As_{max} = 0.75 \times As_b = 0.85 \times \beta \times \frac{f'c}{fy} \times \left(\frac{6000}{6000 + fy} \right) \times b \times d$$

$$As_b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{280}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) \times 25 \times 31 = 21.96 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.75 \times 21.96 = 16.47 \text{ cm}^2$$

$$a_{max} = \frac{As_{max} \times fy}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{16.47 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 25} = 11.63 \text{ cm}$$

$$Mu_{max} = \phi \times As_{max} \times fy \times \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right)$$

$$Mu_{max} = 0.9 \times 16.47 \times 4200 \times \left(31 - \frac{11.63}{2} \right) = 15.68 \text{ ton} - m$$

El As_{min} está dado por la siguiente expresión:

$$As_{min} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d}{fy} = \frac{0.7 \times \sqrt{280} \times 25 \times 31}{4200} = 2.16 \text{ cm}^2$$

❖ Diseño por flexión

a) Diseño por flexión en el extremo izquierdo de la viga estará dada por:

$$Ku = \frac{Mu_{izq.}^-}{b \times d^2} = \frac{11.80 \times 100000}{25 \times 31^2} = 49.12 \rightarrow \rho = 0.0150$$

Luego el área de acero estará dada por:

$$As = \rho \times b \times d = 0.0150 \times 25 \times 31 = 11.625 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el acero calculado es menor que el acero máximo admitido en tracción para una viga simplemente reforzada, luego esta viga trabaja como simplemente reforzada y su refuerzo consistirá en: 5 \emptyset 3/4".

b) Diseño por flexión en la zona central de la viga estará dada por:

$$Ku = \frac{Mu_{centr.}^+}{b \times d^2}$$

$$Ku = \frac{2.34 \times 100000}{25 \times 34^2} = 8.09 \rightarrow \rho = 0.0022$$

Luego el área de acero estará dada por:

$$As = \rho \times b \times d = 0.0022 \times 25 \times 34 = 1.87 \text{ cm}^2$$

Prevaleciendo para este caso el área de acero mínimo, es decir 2.37 cm^2 .

Esta sección de la viga trabajaría como simplemente reforzada y el refuerzo consistirá en: $2\emptyset 3/4$ ".

c) El diseño por flexión en el extremo derecho de la viga estará dado por:

$$Ku = \frac{Mu_{der.}}{b \times d^2} = \frac{6.35 \times 100000}{25 \times 34^2} = 21.97 \rightarrow \rho = 0.0061$$

Luego el área de acero estará dado por:

$$As = \rho \times b \times d = 0.0061 \times 25 \times 34 = 5.19 \text{ cm}^2$$

Esta sección de la viga trabajaría como simplemente reforzada y el refuerzo consistirá en: $2\emptyset \frac{3}{4}$ ".

Adicionalmente el refuerzo debe de cumplir con los siguientes requisitos estipulados en la norma de concreto:

- El ancho del elemento, bw, no debe ser menor de 0,25 veces el peralte ni de 250 mm. Este requisito puede ser obviado si se demuestra mediante análisis que la viga tiene una estabilidad lateral y resistencia adecuada.
- Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la inferior.

Debido a que también es una viga de acoplamiento con una relación de

$\frac{ln}{h} \geq 2$, también debe de cumplir las siguientes indicaciones:

- La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

$$\text{Para } 5 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4'' \rightarrow \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5 \times 2.85}{25 \times 31} = 0.018 < 0.025 \rightarrow Ok$$

- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

❖ **Diseño por corte**

El diseño por cortante es de principal importancia en las estructuras de concreto debido a que la resistencia a tensión del concreto es considerablemente menor que la compresión.

El comportamiento de las vigas de concreto reforzado en el instante de falla por cortante es muy diferente a su comportamiento por flexión. La falla es repentina. Sin suficiente aviso previo y las grietas diagonales que se desarrollan son más amplias que las de flexión.

Debido a la naturaleza frágil de dicha falla, se deberán diseñar secciones que sean suficientemente fuertes para resistir las cargas transversales externas factorizadas sin que se alcance su capacidad de resistencia a cortante, o sea se deberán de diseñar los elementos para que fallen en forma dúctil (ante cargas últimas) antes que se presente una falla frágil por cortante o tensión diagonal.

El diseño por corte consiste en chequear que la viga no tenga esfuerzos cortantes excesivos sino que estos estén dentro de los límites estipulados en la NTP E060, de lo contrario habría que aumentar la sección de la viga. Una vez determinada la sección satisfactoria se procede a calcular la resistencia al corte del concreto y la cantidad de refuerzo transversal necesario para resistir los esfuerzos cortantes remanentes.

$$Vu \leq \phi Vn \quad Vn = Vc + Vs$$

$$Vu \leq \phi (Vc + Vs)$$

Resistencia del concreto a la fuerza cortante:

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = 0.53 \times \sqrt{280} \times 25 \times 31 = 6.87 \text{ ton}$$

El cálculo del cortante último actuante se calcula como la suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (Mn) 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 Pu que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

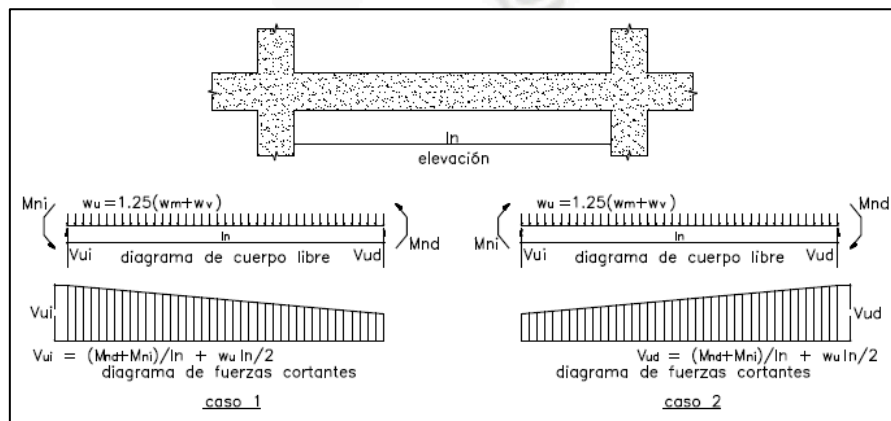


Fig. 4.3.2. Esquema de diseño por capacidad.

$$V_u = \frac{(Mn_{izq.} + Mn_{der.})}{ln} + \frac{Wu \times ln}{2}$$

Del programa Etabs podemos extraer los cortantes últimos de la combinación de carga 1.25CM +1.25CV, como se puede ver en la figura adjunta:

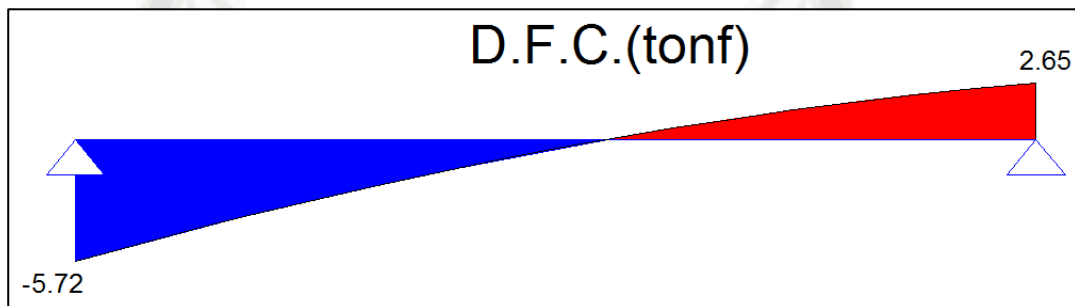


Fig. 4.3.3. Diagrama de fuerzas cortantes en la viga en análisis..

Se debe hallar los momentos nominales resistentes de las secciones de las vigas con los aceros realmente colocados en los extremos de la izquierda y derecha.

$$Mn_{izq.} = 13.99 \text{ ton} - m$$

$$Mn_{der.} = 6.89 \text{ ton} - m$$

$$\frac{Wu \times ln}{2} = 5.72 \text{ ton}$$

$$ln = 4.51m$$

$$V_u = \frac{(13.99 + 6.89)}{4.51} + 5.72 = 10.35 \text{ ton}$$

Hallando el cortante resistido por el acero:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{10.35}{0.85} - 6.87 = 5.31 \text{ ton}$$

Luego el espaciamiento “s” se calcula con la siguiente formula:

$$s = \frac{Av \times fy \times d}{Vs}$$

Dado que utilizamos como estribos $\emptyset \frac{3}{8}$ " en 2 ramas, el $Av = 1.42cm^2$, reemplazando datos en la formula obtenemos el siguiente espaciamiento:

$$s = \frac{1.42 \times 4200 \times 31}{5.31 \times 1000} \rightarrow s = 34.81 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm.}$$

Se debe de verificar que el $Vs < Vs_{max}$:

$$Vs_{max} = 2.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = 2.1 \times \sqrt{280} \times 25 \times 31 = 27.23 \text{ ton}$$

Dado que el $Vs < Vs_{max}$ entonces se puede seguir adelante con el diseño.

La norma limita el espaciamiento máximo calculado (numeral 11.5.5.1 y 3 de la NTP E060) de tal modo que si:

$$Vs \leq 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d, \rightarrow s \leq 60 \text{ cm o } s \leq d/2$$

$$Vs > 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d, \rightarrow s \leq 30 \text{ cm o } s \leq d/4$$

Reemplazando datos en la fórmula:

$$Vs \leq 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = 1.1 \times \sqrt{280} \times 25 \times 31 = 14.27 \text{ ton}$$

Como $Vs \leq 15.65 \text{ ton}$ por tanto $s \leq 60cm.$ o $s \leq \frac{d}{2} = \frac{31}{2} = 15cm.$

Otras recomendaciones de las disposiciones generales para el diseño sísmico de la NTP E060 específicamente en el Art. 21.4.4.4. y 21.4.4.5. en donde se recomienda lo siguiente:

- No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.

- En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz.

Longitud de confinamiento de la viga (Lo):

$$Lo = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$$

- Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

Espaciamiento máximo en la longitud de confinamiento (So):

- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo.
- El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4$, $\rightarrow \frac{34}{4} = 8.50 \text{ cm.} \rightarrow 7.5 \text{ cm.}$

- (b) Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas,

$$\rightarrow 8 \times \frac{3}{4} \times 2.54 = 15.24 \text{ cm}$$

- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;

$$\rightarrow 24 \times \frac{3}{8} \times 2.54 = 22.86 \text{ cm.}$$

- (d) 30 cm.

- Los estribos deben estar espaciados a no más de $0,5d$ a lo largo de la longitud del elemento, en todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

$$S_{max} = 0.5 \times d \rightarrow 0.5 \times 31 = 15.5 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

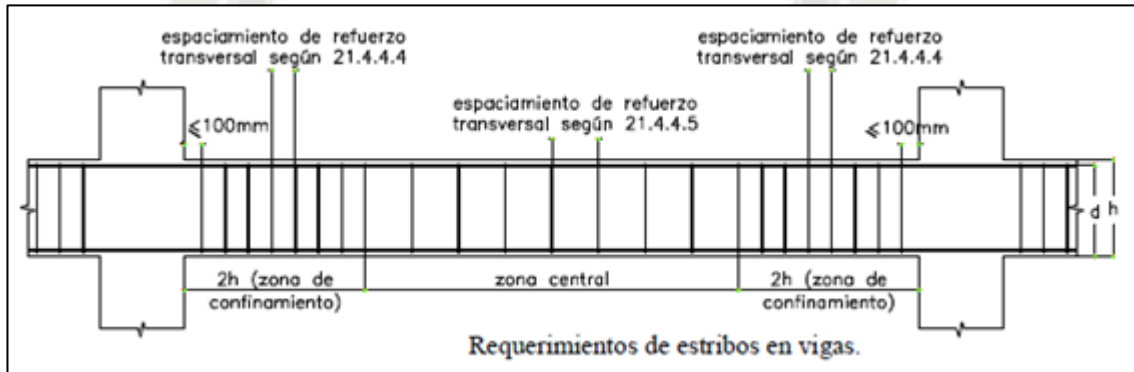


Fig. 4.3.4. Disposición de estribos en zona de confinamiento y fuera de ella.

Luego la distribución final de estribos está dado por:

$$\varnothing 3/8" : 1 @ 0.05, 10 @ 0.075, Rsto. @ 0.15$$

❖ Diseño por torsión

En las vigas, es muy común la existencia de acciones torsionantes debido al carácter monolítico de las mismas.

Cabe aclarar que estas acciones torsionantes se presentan casi siempre en la combinación con acciones de flexión, fuerza cortante y fuerza normal. En algunos casos, los efectos de la torsión son secundarios en comparación con los efectos producidos por otras acciones, y por esto suelen despreciarse en el diseño. Sin embargo, a veces la torsión puede ser la acción dominante, o al menos tener un efecto lo suficientemente

importante para no poder ignorarla sin que la estructura sufra daños. Para diseñar en torsión se debe determinar los momentos torsionantes que actúan sobre los elementos de una estructura y verificar que estos sean menores a un valor máximo admisible por la NTP E060, caso contrario se tendrá que aumentar la sección o aumentar la armadura longitudinal y transversal.

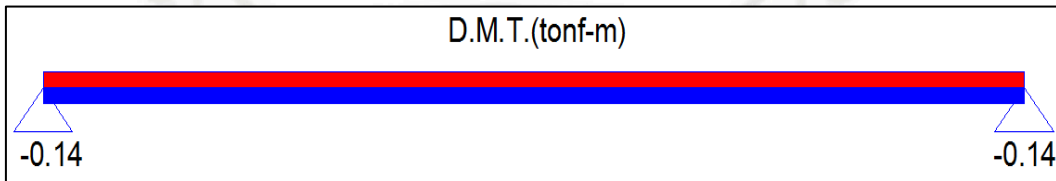


Fig. 4.3.5. Diagrama de momento torsor de la viga en análisis..

$$T_u = -0.14 \text{ ton} - m$$

Hallando el momento torsor máximo admisible según la norma NTP E060 para no diseñar por torsión:

$$T_{max} = \phi \times 0.27 \times \sqrt{f'c} \times \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

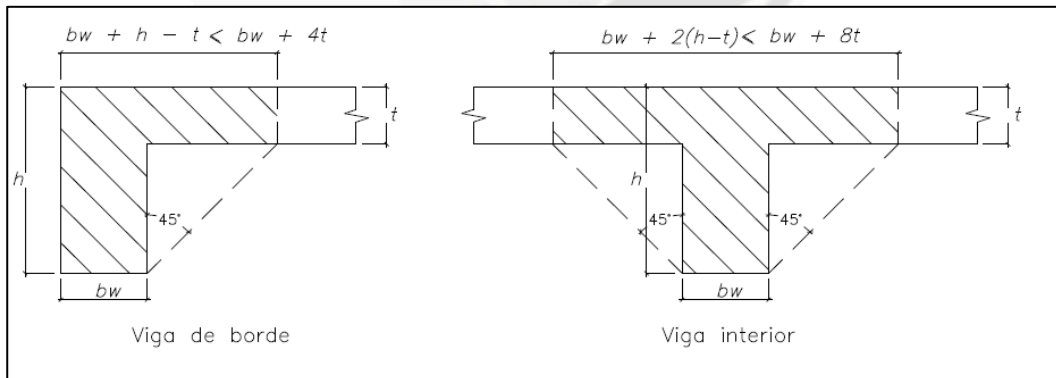


Fig. 4.3.6. Ejemplos de la porción de losa que debe considerarse para el cálculo de

A_{cp} y P_{cp}

$$b_w + 2 \times (h - t) < b_w + 8 \times t$$

$$25 + 2 \times (40 - 15) < 25 + 8 \times 15$$

$$75 < 145$$

$$A_{cp} = 1750 \text{ cm}^2$$

$$P_{cp} = 230 \text{ cm}$$

$$T_{max} = 0.85 \times 0.27 \times \sqrt{280} \times \left(\frac{1750^2}{230} \right) = 0.51 \text{ ton} - m$$

$$\therefore T_u < T_{max}$$

Por lo tanto se puede ignorar el momento torsor ya que es menor que el máximo admitido por la NTP E060.

❖ Control por fisuración:

La NTP E060 hace un control indirecto del ancho de grietas mediante el cálculo del parámetro "Z", el cual queda definido por las siguientes expresiones:

f_s = Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

d_c = Espesor del recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana

A_{ct} = Área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción, dividida entre el número de barras.

y_s = Centroides del refuerzo principal de tracción por flexión

M_s = Momento de servicio de viga.

El refuerzo en las zonas de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente de tal modo de obtener un valor "Z" menor o igual a 26KN/mm ($Z \leq 26 \text{ 000kg/cm}$).

Continuando con el ejemplo de diseño de viga, hacemos ahora el respectivo chequeo de fisuración.

Datos:

$$Y_s = 9 \text{ cm.}$$

$$A_{ct} = 2 \times Ysb = 2 \times 9 \times 25 = 450 \text{ cm}^2.$$

$$d_c = 5.905 \text{ cm.}$$

$$M_s = 4.081 \text{ ton} - \text{m.}$$

$$d = 31 \text{ cm.}$$

$$A_s = 5\emptyset 3/4" \rightarrow 5 \times 2.85 \text{ cm}^2$$

Hallando el esfuerzo del acero bajo condiciones de servicio (f_s):

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 \times d \times A_s)}$$

$$f_s = \frac{4.081 \times 10^5}{(0.9 \times 31 \times 5 \times 2.85)} = 1026.47 \text{ kg/cm}^2$$

Hallando el parámetro Z para cuantificación de probables grietas:

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A_{ct}} \rightarrow Z = 1026.47 \times \sqrt[3]{5.905 \times 450} = 14\ 217.52 \text{ kg/cm}$$

Por lo tanto como $14217.52 \text{ kg/cm} \leq 26000 \text{ kg/cm}$, este valor está cumpliendo con los requerimientos de la Norma E.060, referente al control de fisuración.

❖ Control por deflexiones:

Según la Norma E.060, tabla 9.1., será posible obviar los cálculos de las deflexiones del elemento estructural, cuando se cumpla la siguiente condición:

$$h_{viga} > \frac{Ln}{16}$$

Para el caso de la viga que se está analizando tiene una L_n de 4.50m y un peralte de 0.40m., por lo tanto:

$$0.40 > \frac{4.50}{16} = 0.28m \rightarrow Ok$$

Por lo tanto, no se necesita calcular deflexiones.

❖ Desarrollo del refuerzo para flexión — Generalidades

- Se permite desarrollar el refuerzo en tracción doblándolo dentro del alma para anclarlo o hacerlo continuo con el refuerzo de la cara opuesta del elemento.
- Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo en elementos sometidos a flexión son los puntos donde se presentan los esfuerzos máximos y los puntos dentro de la luz libre donde se corta o se dobla el refuerzo.
- El refuerzo se debe extender, más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a d ó $12 d_b$, la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de los voladizos.
- Cuando existan dos o más bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo l_d más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.

- El refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se satisfaga alguno de los siguientes requisitos:

(a) V_u en el punto terminal no excede $(2/3) \phi V_n$.

(b) Para barras 1 3/8" y menores, en las que el refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y V_u no excede $(3/4) \phi V_n$.

❖ Desarrollo del refuerzo para momento positivo

- Por lo menos 1/3 del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar por lo menos 150 mm dentro del apoyo.
- Cuando un elemento sometido a flexión sea parte de un sistema que resiste cargas laterales, el refuerzo para momento positivo que prolonga en el apoyo, se debe anclar para que sea capaz de desarrollar f_y en tracción en la cara de apoyo.
- En los apoyos simples y en los puntos de inflexión, el refuerzo de tracción para momento positivo debe limitarse a un diámetro tal que l_d calculado para f_y satisfaga $l_d \geq \frac{M_n}{V_u} + l_a$, excepto que no es necesario satisfacer dicha ecuación para los refuerzos que terminan más allá del eje central de los apoyos simples mediante un gancho estándar o un anclaje mecánico equivalente, como mínimo, a un gancho estándar.
- Donde M_n se calcula suponiendo que todo el refuerzo de la sección está sometido a f_y , V_u se calcula en la sección y " l_a " en el apoyo debe ser la

longitud embebida más allá del centro del apoyo, “la” en el punto de inflexión debe limitarse a d ó $12 db$, el que sea mayor.

- Se permite aumentar el valor de M_n / V_u en un 30% cuando los extremos del refuerzo estén confinados por una reacción de compresión.
- En apoyos simples de elementos de gran peralte sometidos a flexión, el refuerzo de tracción por momento positivo debe anclarse para desarrollar f_y en tracción en la cara del apoyo. En apoyos interiores de elementos de gran peralte sometidos a flexión, el refuerzo de tracción por momento positivo debe ser continuo o estar empalmado con el del vano adyacente.

❖ **Desarrollo del refuerzo para momento negativo**

- El refuerzo para momento negativo en un elemento continuo, restringido, o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico rígido, debe anclarse en o a través de los elementos de apoyo mediante una longitud embebida, ganchos o anclajes mecánicos.
- Por lo menos $1/3$ del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que d , $12 db$ ó $l_n/16$, la que sea mayor.

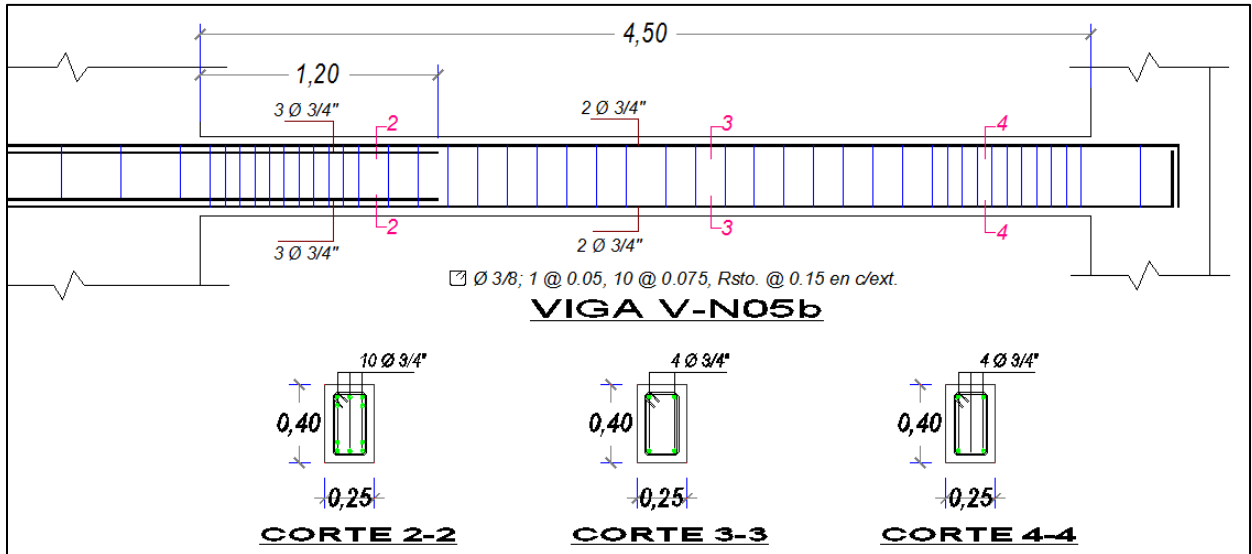


Fig. 4.3.6. Diseño final de viga V-N05b

4.4. Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales utilizados primordialmente para soportar cargas de compresión, transmiten las cargas de los pisos superiores hasta la planta baja y después al suelo, a través de la cimentación. Puesto que las columnas son elementos a compresión, la falla de una columna en un lugar crítico puede causar el colapso de la estructura completa.

Para el diseño de las columnas se considera que intervienen dos efectos simultáneamente: flexión y carga axial, a este efecto conjunto se le denomina flexo compresión.

Las columnas se diseñan por flexocompresión y por cortante considerando la envolvente de las cargas amplificadas con las mismas combinaciones que se utilizaron en el diseño de las vigas.

❖ Análisis del efecto de esbeltez

Para tomar en cuenta los efectos de esbeltez, según lo estipulado en la NTP E.060 (Artículo 10.12), se debe considerar:

- Los efectos globales (δ_g) que afecten a la estructura como conjunto.
- Los efectos locales (δ_l) que afecten a cada uno de los elementos individualmente.

La esbeltez de las columnas se evalúa utilizando un factor de corrección denominado δ_l y δ_g . El primero (δ_l), corrige el momento debido a cargas de gravedad, mientras que el segundo (δ_g), corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos producidos generalmente por los sismos.

Asimismo el momento último para el diseño de la columna será:

$$M_c = \delta_l \times M_{uv} + \delta_g \times M_{us}$$

Dónde:

M_{uv} = Momento último debido a las cargas verticales.

M_{us} = Momento último debido a las cargas laterales.

δ_l = Factor debido a los efectos locales.

δ_g = Factor debido a los efectos globales.

a) Efectos locales δ_l :

Los efectos locales de esbeltez pueden ser despreciados si es que se cumple con la siguiente ecuación:

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

Donde:

l_n = Luz libre del elemento.

r = Radio de giro.

M_1 = Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna.

M_2 = Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna.

b) Efectos globales δ_g :

El factor δ_g se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$\delta_g = \frac{1}{1 - Q}$$

El factor Q representa al índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante:

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

Donde:

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

u = Deformación relativa de entrepiso debido a las cargas laterales amplificadas.

V_u = Fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso.

h = Altura del entrepiso considerado.

De acuerdo al índice de estabilidad Q los entrepisos se clasifican en:

- Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se

pueden despreciar, en este caso δg será igual a 1.

- Si el índice Q está comprendido entre 0.06 a 0.25, los efectos globales deben considerarse calculando δg con el valor de Q obtenido.
- Si el índice Q es mayor a 0.25 deberá cambiarse la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden.

❖ **Cálculo de la cuantía necesaria para soportar la carga axial actuante**

(Pu):

La NTE E.060 (Artículo 10.9.1), indica que la cuantía en columnas debe estar entre el 1% y el 6% del área total A_g , de la sección de concreto, recomendándose no trabajar con cuantías elevadas pues hacen difícil el ensamblaje del refuerzo especialmente en los nudos. Si la columna tuviera mayor sección de la requerida se podrá utilizar como mínimo 0.5% de la cuantía mínima.

❖ **Diseño por Flexo compresión.**

Las columnas están sometidas a momentos flectores y cargas axiales (flexo compresión). Para diferenciar el comportamiento de una columna al de una viga es necesario calcular la carga axial que actúa, entonces, si $P_u < 0.1 \times f'c \times A_g$, el elemento se diseñará como viga, caso contrario como columna.

En el diseño de elementos sometidos a flexo compresión, se fija una sección transversal con una determinada cantidad y distribución de acero, con lo cual se puede obtener una curva con diferentes valores de carga

axial y momento flector conforme se varíe la posición del eje neutro, a esta curva se le denomina diagrama de interacción, de tal forma que se debe lograr que las combinaciones (M_u ; P_u) queden dentro del diagrama.

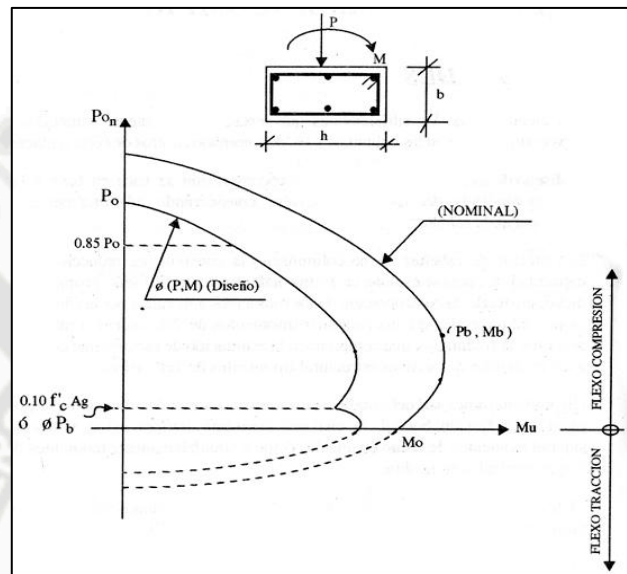


Fig. 4.4.1. Esquema de diagrama de interacción

❖ Diseño por flexión biaxial

Un problema adicional del estudio de un elemento sometido a flexo compresión es el de la flexión biaxial, si se considera momentos de sismo en una dirección y simultáneamente momentos de cargas verticales en la otra.

Casi siempre será crítica, cuando simultáneamente se considere cargas horizontales de sismo, y no será crítica a flexión biaxial, a pesar de considerar sismo y cargas de gravedad simultaneas, cuando los momentos de cargas de gravedad sean significativos (columnas exteriores con vigas de luz menor a 5m o columnas centrales o interiores).

Cuando se tiene una carga axial actuando en un punto, tal que se produzcan simultáneamente excentricidades en las dos direcciones de la columna, el problema del diseño es complejo, pues aun cuando se puede seguir trabajando con un bloque rectangular equivalente de compresiones, la posición del eje neutro no es simple de determinar, pues la inclinación de este no es perpendicular a la excentricidad resultante.

La NTE E.060 artículo 10.18, sugiere como método aproximado la ecuación planteada por Bresler.

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{\phi P_{n_x}} + \frac{1}{\phi P_{n_y}} - \frac{1}{\phi P_{n_o}}$$

Donde:

P_u : Resistencia última en flexión biaxial.

ϕP_{n_x} : Resistencia de diseño bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y = 0$).

ϕP_{n_y} : Resistencia de diseño bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_x = 0$).

ϕP_{n_o} : $\phi \times (0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y)$

Esta ecuación es válida para valores de:

$$R_1 = \frac{P_u}{\phi \times P_{n_o}} \geq 0.10$$

❖ Diseño por cortante.

Considerando el criterio de buscar una falla por flexión en lugar de una falla por corte, la fuerza cortante de los elementos en flexocompresión deberá determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión (M_n).

Se calculará los momentos resistentes de las columnas (M_n), en ambas direcciones con el acero distribuido en su sección. Así se tendrá del diagrama de interacción de la columna, el respectivo M_n para cada P_u .

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse según lo indicado en la NTE E060, mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \left(\frac{M_{n_{sup.}} + M_{n_{inf.}}}{l_n} \right)$$

Donde :

$M_{n_{sup}}$: Momento Nominal Superior en los extremos de la altura libre.

$M_{n_{inf}}$: Momento Nominal Inferior en los extremos de la altura libre.

l_n : Altura libre del elemento.

La NTE E.060 (Artículo 11.5.7.9). Limita la contribución máxima de los estribos a la resistencia en corte de una sección mediante la siguiente expresión:

$$V_s < 2.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

La contribución del concreto a la resistencia al corte para miembros sujetos adicionalmente a compresiones axiales como es el caso de columnas según la NTE E.060 (Artículo 11.3.1.2.), se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \times \left(1 + \frac{P_u}{140 \times A_g} \right)$$

Si $V_u > \phi V_c$, entonces se necesita refuerzo por corte y se calcula de la misma forma que para el diseño de vigas, mediante la siguiente expresión:

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

Por lo tanto tendremos un espaciamiento igual a:

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

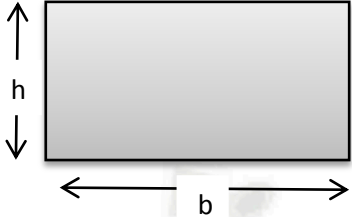
❖ **Requisitos sísmicos de espaciamiento de estribos en columnas:**

- Estará constituido por estribos cerrados de confinamiento en ambos extremos del elemento. Los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- La distancia vertical entre el primer estribo y la parte superior de la zapata, viga o losa no deberá ser mayor a la mitad del espaciamiento entre estribos ($S_{\min}/2$).
- La zona de confinamiento (L_o) será medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz no deberá ser menor que el mayor valor de:
 - Una sexta parte de la luz libre del elemento.
 - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 45 cm.
- El espaciamiento (S_o) en la zona de confinamiento no deberá exceder el menor valor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 10 cm.
- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante y no deberá exceder el menor valor de:
 - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - 48 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
 - La menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.
 - 30 cm.

A continuación vamos a diseñar a manera ilustración del procedimiento de diseño empleado un ejemplo de diseño de la columna P10 localizada entre los ejes C y 3.

Características y propiedades de la columna:

	Altura	$h = 25$	cm
	Ancho	$b = 75$	cm
	Recubrimiento	$r = 6$	cm
	Peralte efectivo	$d = 69$	cm
	Resist. del Concreto	$f'c = 280$	kg/cm ²
	Resist. del Acero	$f_y = 4200$	kg/cm ²

$$l_n = 2.4 \text{ m}$$

$$r_x = 0.3 \times b = 0.3 \times 75 = 22.5 \text{ cm}$$

$$r_y = 0.3 \times h = 0.3 \times 25 = 7.5 \text{ cm}$$

$$M_{1x} = -0.71 \text{ ton-m}$$

$$M_{2x} = 1.04 \text{ ton-m}$$

$$M_{1y} = -5.34 \text{ ton-m}$$

$$M_{2y} = 9.04 \text{ ton-m}$$

a) Efectos Locales δ_l :

$$\frac{l_n}{r} < 34 - 12 \times \frac{M_1}{M_2}$$

- Con respecto a la dirección X-X

$$\frac{240}{7.5} < 34 - 12 \times \frac{-0.71}{1.04}$$

$$32 < 42.19$$

- Con respecto a la dirección Y-Y

$$\frac{240}{22.5} < 34 - 12 \times \frac{-5.34}{9.04}$$

$$10.67 < 41.09$$

Por lo tanto es posible despreciar la corrección por esbeltez local en ambas direcciones X y Y.

$$\delta_l = 1$$

b) Efectos globales δ_g :

El factor δ_g se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$\delta_g = \frac{1}{1 - Q}$$

El factor Q representa al índice de estabilidad del edificio y se calcula mediante:

$$Q = \frac{(\sum Pu) \times u}{Vu \times h}$$

Dirección X-X

$$\Sigma Pu = 4734.74$$

$$u_x = 0.00188663$$

$$Vu_x = 997.3$$

$$h_e = 2.65$$

$$Q = \frac{(4734.74) \times 0.00188663}{997.3 \times 2.65}$$

$$Q = 0.00337$$

Dirección Y-Y

$$\Sigma Pu = 4734.74$$

$$u_y = 0.002325375$$

$$Vu_y = 995.37$$

$$h_e = 2.65$$

$$Q = \frac{(4734.74) \times 0.002325375}{995.37 \times 2.65}$$

$$Q = 0.0041$$

.Como los valores de índice de estabilidad para las direcciones X y Y son menores que 0.006 es posible despreciar los efectos de esbeltez global ($\delta_g = 1$).

❖ **Cálculo de la cuantía necesaria para soportar la carga axial actuante**

(Pu):

Área de acero mínimo $\rightarrow 1\% = 0.01 \times 25 \times 75 = 18.75 \text{ cm}^2$.

Área de acero máximo $\rightarrow 6\% = 0.06 \times 25 \times 75 = 112.5 \text{ cm}^2$.

Área de acero colocado $\rightarrow 14\phi \frac{1}{2} + 2\phi \frac{3}{8} = 19.2 \text{ cm}^2$.

❖ **Diseño por Flexocompresión.**

A continuación son mostrados los diagramas de interacción con respecto a los ejes Y y X.

Load	PUNTOS A			PUNTOS B		
	P (tonf)	Mom. X-X (tonf-m)	Mom. Y-Y (tonf-m)	P (tonf)	Mom. X-X (tonf-m)	Mom. Y-Y (tonf-m)
COMBO1	58.02	-0.09	1.22	58.02	0.09	-1.22
COMBO2	-3.44	0.02	9.89	-3.44	-0.02	-9.89
COMBO3	1.06	0.89	7.39	1.06	-0.89	-7.39
COMBO4	-22.90	0.05	9.50	-22.90	-0.05	-9.50
COMBO5	-18.40	0.92	7.00	-18.40	-0.92	-7.00
COMBO6	103.84	-0.17	-7.77	103.84	0.17	7.77
COMBO7	99.34	-1.04	-5.27	99.34	1.04	5.27
COMBO8	84.38	-0.14	-8.16	84.38	0.14	8.16
COMBO9	79.88	-1.01	-5.66	79.88	1.01	5.66
ENVO X MAX	103.84	0.05	9.89	103.84	0.17	8.16
ENVO X MIN	-22.90	-0.17	-8.16	-22.90	-0.05	-9.89
ENVO Y MAX	99.34	0.92	7.39	99.34	1.04	5.66
ENVO Y MIN	-18.40	-1.04	-5.66	-18.40	-0.92	-7.39
ENVO XY MAX	103.84	0.92	9.89	103.84	1.04	8.16
ENVO XY MIN	-22.90	-1.04	-8.16	-22.90	-0.92	-9.89

Fig. 4.4.2. Combinaciones de diseño a verificar en los diagramas de Interacción.

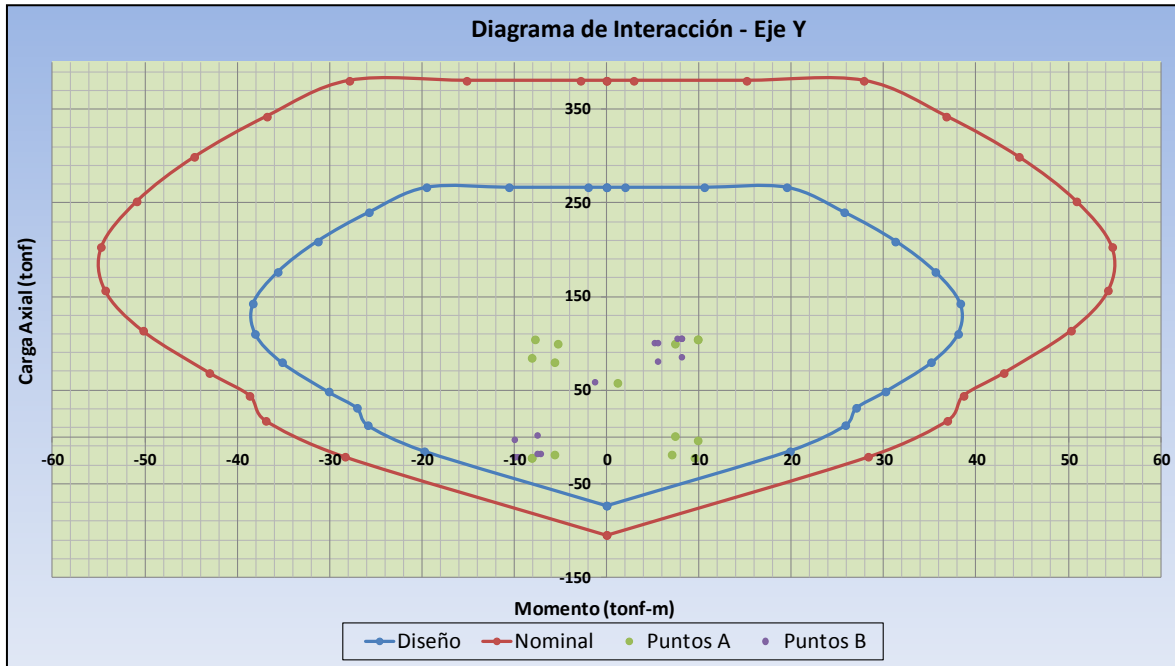


Fig. 4.4.3. Diagrama de interacción con respecto al eje Y-Y

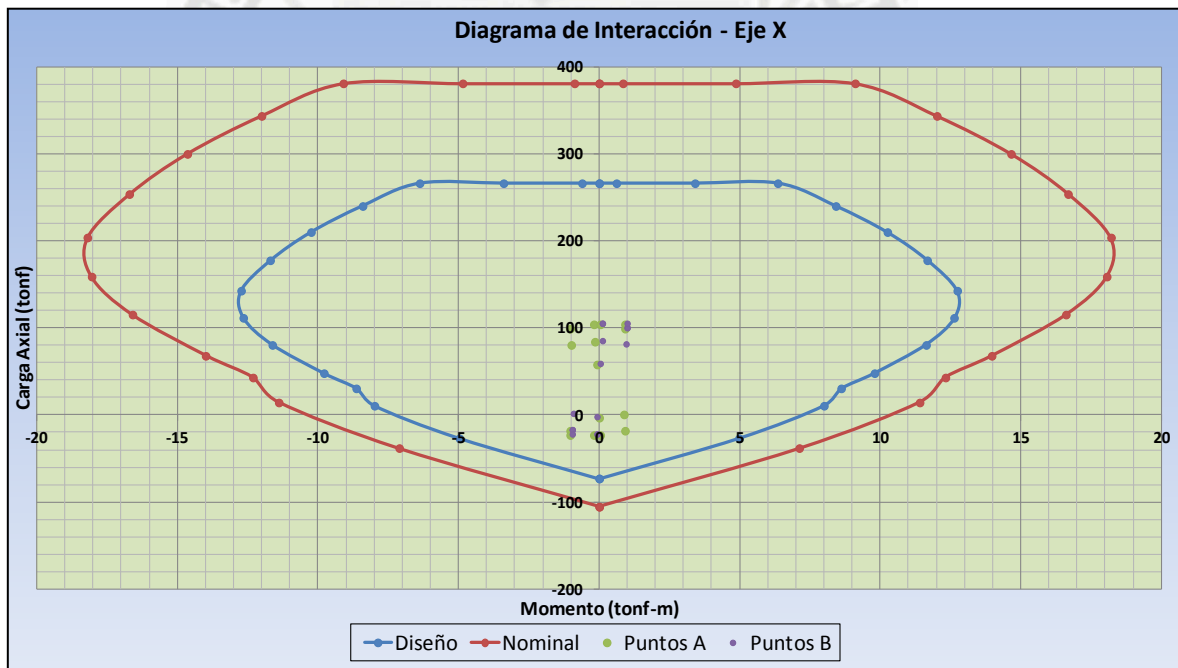


Fig. 4.4.4. Diagrama de interacción con respecto al eje X-X

Como se puede observar todos los puntos de fuerzas y momentos actuantes están dentro de los diagramas de interacción de diseño por lo tanto se puede considerar que la columna tiene un diseño satisfactorio a

flexo compresión.

❖ Flexión Biaxial.

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{\phi P_{n_x}} + \frac{1}{\phi P_{n_y}} - \frac{1}{\phi P_{n_o}}$$

$$\phi P_{n_o} : \phi \times (0.85 \times f'c \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y)$$

$$0.70 \times (0.85 \times 280 \times (1875 - 19.2) + 19.2 \times 4200) = 365.624 \text{ tonf}$$

$$\phi P_{n_x} : 265 \text{ tonf}$$

$$\phi P_{n_y} : 270 \text{ tonf}$$

Reemplazando en la ecuación de Bresler

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{\phi P_{n_x}} + \frac{1}{\phi P_{n_y}} - \frac{1}{\phi P_{n_o}}$$

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{265} + \frac{1}{270} - \frac{1}{365.624}$$

$$P_u = 210.99 \text{ tonf}$$

Esta ecuación es válida para valores de:

$$R_1 = \frac{P_u}{\phi \times P_{n_o}} \geq 0.10$$

$$R_1 = \frac{210.99}{365.624} \geq 0.10 \rightarrow 0.57 \geq 0.10 \text{ Ok!}$$

Además como $P_u = 210.99 \text{ tonf.} > P_{act.} = 103.84 \text{ tonf.}$ Entonces el diseño es satisfactorio frente a cargas de flexión biaxial.

❖ Diseño por Cortante.

$$V_u = \left(\frac{M_{n_{sup.}} + M_{n_{inf.}}}{l_n} \right)$$

$Mn_{sup.}$: Momento nominal superior en los extremos de la altura libre.

$Mn_{inf.}$: Momento nominal inferior en los extremos de la altura libre.

l_n : Altura libre del elemento.

$$V_u = \left(\frac{48 + 48}{2.4} \right) = 40 \text{ tonf.}$$

La NTE E.060 en el artículo 11.5.7.9., limita la contribución máxima de los estribos a la resistencia en corte de una sección mediante la siguiente expresión:

$$V_s = 2.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = 2.1 \times \sqrt{280} \times 25 \times 69 = 60.62 \text{ tonf.}$$

La contribución del concreto a la resistencia al corte para miembros sujetos adicionalmente a compresiones axiales como es el caso de columnas según la NTE E.060 artículo 11.3.1.2., se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \times \left(1 + \frac{Pu}{140 \times Ag} \right)$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{280} \times 25 \times 69 \times \left(1 + \frac{103.84 \times 1000}{140 \times 1875} \right)$$

$$V_c = 21.35 \text{ tonf.}$$

Si $V_u > \phi V_c$, entonces se necesita refuerzo por corte y se calcula de la misma forma que para el diseño de vigas, mediante la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{40}{0.85} - 21.35 = 25.71 \text{ tonf}$$

Dado que el $V_s < V_{s,max}$ entonces se puede seguir adelante con el diseño.

Por lo tanto tendremos un espaciamiento igual a:

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{1.42 \times 4200 \times 69}{25.71 \times 1000} = 16.01 \approx 15 \text{ cm.}$$

La norma limita el espaciamiento máximo calculado (numeral 11.5.5.1 y 3 de la NTP E060) de tal modo que si:

$$V_s \leq 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d, \rightarrow s \leq 60 \text{ cm o } s \leq d/2$$

$$V_s > 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d, \rightarrow s \leq 30 \text{ cm o } s \leq d/4$$

Reemplazando datos en la fórmula:

$$V_s \leq 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1.1 \times \sqrt{280} \times 25 \times 69 = 31.75 \text{ ton}$$

Como $V_s \leq 31.75 \text{ ton}$ por tanto $s \leq 60 \text{ cm. o } s \leq \frac{d}{2} = \frac{69}{2} = 34.5 \text{ cm.}$

❖ Requisitos sísmicos de espaciamiento de estribos en columnas:

- La zona de confinamiento (Lo) será medida desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz no deberá ser menor que el mayor valor de:
 - Una sexta parte de la luz libre del elemento.

$$\frac{1}{6} \times L_n = \frac{1}{6} \times 240 = 40 \text{ cm.}$$

- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.

$$h = 75 \text{ cm}$$

- 50 cm.

Por lo tanto la zona de confinamiento (Lo) tiene una longitud de 75 cm.

- El espaciamiento (So) en la zona de confinamiento no deberá exceder el

menor valor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

$$8 \times \phi_{long.} = 8 \times \frac{3}{8} \times 2.54 = 7.62 \text{ cm.}$$

- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.

$$\frac{1}{2} \times b = \frac{1}{2} \times 25 = 12.5 \text{ cm.}$$

- 10 cm.
- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante y no deberá exceder el menor valor de:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

$$16 \times \phi_{long.} = 16 \times \frac{3}{8} \times 2.54 = 15.24 \text{ cm.}$$

- 48 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

$$48 \times \phi_{estribo} = 48 \times \frac{3}{8} \times 2.54 = 45.72$$

- La menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.

$$b = 25 \text{ cm.}$$

- 30 cm.
- El espaciamiento obtenido de cálculo. 15cm.

Finalmente el acero transversal está dado por:

$3/8''$: 1 @ 0.05, 10 @ 0.075, Rsto. @ 0.15 en c/ext.

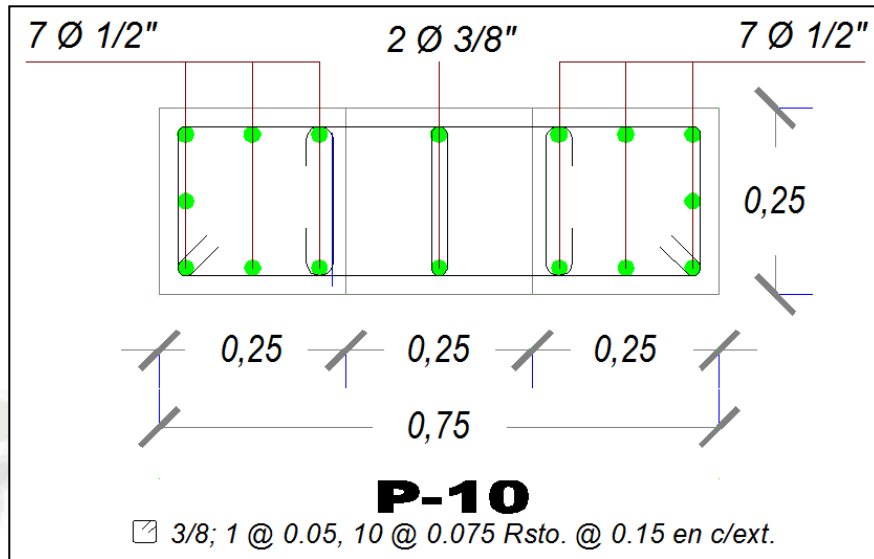


Fig. 4.4.5. Diseño de columna P-10.

4.5. Diseño de muros de corte

Estos muros se han denominado muros de cortante debido a que la carga lateral de un edificio, producida por viento o sismo, se transfiere por cortante horizontal a estos elementos y porque dada su rigidez absorben una buena parte de la fuerza sísmica total.

En algunos casos el mecanismo de falla no está relacionado con la resistencia al corte sobre todo en edificios altos y esbeltos en los cuales la falla puede ser debida a la flexión.

El uso de muros de cortante se hace imperativo en edificio altos con el fin de poder controlar las deflexiones de entrepiso provocadas por las fuerzas laterales, proporcionando seguridad estructural adecuada en caso

de sismos severos y protección contra el daño de elementos no estructurales (que puede ser muy costosos) en caso de sismos moderados.

Dada la gran rigidez lateral de los muros de cortante en relación con la rigidez lateral de las columnas, estos elementos absorben grandes cortantes que a su vez producen grandes momentos, concentrándose los mayores valores en los pisos bajos.

A manera de ilustración de la metodología empleada para el diseño de los muros de corte del presente proyecto, se toma como ejemplo el diseño de la placa P12, localizada entre el eje D y 3.

Características y propiedades del muro de corte:

	Largo	$h = 190$	cm
	Ancho	$b = 25$	cm
	Peralte efectivo	$d = 152$	cm
	Resist. del Concreto	$f'c = 280$	kg/cm ²
	Resist. del Acero	$f_y = 4200$	kg/cm ²

❖ Refuerzo distribuido vertical y horizontal mínimos.

- La norma E.060, (Art. 11.10.7), establece que cuando la cortante última V_u sea menor que $0.27 \times A_{cw} \times \sqrt{f'c}$, donde A_{cw} es el área de la sección de concreto de un segmento vertical individual de un muro que resiste cortante, se debe de cumplir que:
 - Cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002.

- Cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.0015.
- Si el cortante último excede de $0.27 \times Acw \times \sqrt{f'c}$, entonces se debe de cumplir que:
- Cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.0025
- Cuantía de refuerzo vertical estará determinada por:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right) \times (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Analizando para el presente caso:

$$V_{ua} = 24.49 \text{ tonf.} > 0.27 \times Acw \times \sqrt{f'c} \rightarrow 0.27 \times 190 \times 25 \times \sqrt{280} \rightarrow 21.46 \text{ tonf.}$$

Comenzaremos primero asumiendo una cuantía inicial de acero vertical de acuerdo a los parámetros líneas arriba, es decir $\rho_h = 0.0025$ y $\rho_v = 0.0025$, por lo tanto, el acero vertical por metro de ancho es $0.0025 \times 25 \times 100 = 6.25 \frac{cm^2}{m}$, si utilizamos $\emptyset \frac{3}{8}$ " el espaciamiento es $\frac{1.42}{6.25} = 22.72 \approx 20 \text{ cm}$, por lo tanto el área de acero vertical que se colocara en el alma de los muros para realizarle el chequeo inicial por flexocompresión es de una doble malla de $\emptyset \frac{3}{8}$ " @ 0.20 m.

El área de acero en los elementos de borde de las placas se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$As = \frac{Mua}{\emptyset \times fy \times 0.9 \times lm}$$

$$A_s = \frac{83.85 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 0.9 \times 190} = 12.97 \text{ cm}^2$$

Se debe tratar a los elementos de borde como si fueran columnas, por lo tanto deben de cumplir con los requisitos de cuantías mínimas y máximas de columnas (1% y 6% respectivamente), es así que para un elemento de borde de dimensiones 25cm x 25cm se le coloca 8 \emptyset 1/2".

❖ **Análisis por flexo compresión**

El objetivo en el diseño por flexo compresión consiste en proporcionar un refuerzo que pueda resistir las fuerzas actuantes últimas, al igual que para el diseño de columnas ello se plasmará a través de los diagramas de Interacción.

Al diseñar los muros de corte, se colocará el refuerzo vertical distribuido a lo largo de la longitud del muro y concentrado en los extremos y en las zonas donde llegan vigas perpendiculares al plano de la planta.

Las combinaciones de cargas axiales y de momentos con respecto a los ejes X y Y combinados según lo estipulado en la NTP E060, son mostrados a continuación:

Load	PUNTOS A			PUNTOS B	
	P (tonf)	Mom. X-X (tonf-m)	Mom. Y-Y (tonf-m)	Mom. X-X (tonf-m)	Mom. Y-Y (tonf-m)
COMBO1	148.926	-0.20	1.83	0.20	-1.83
COMBO2	77.7175	0.06	83.85	-0.06	-83.85
COMBO3	80.4875	3.28	65.55	-3.28	-65.55
COMBO4	27.913	0.12	83.20	-0.12	-83.20
COMBO5	30.683	3.34	64.91	-3.34	-64.91
COMBO6	180.058	-0.41	-80.70	0.41	80.70
COMBO7	177.288	-3.63	-62.41	3.63	62.41
COMBO8	130.253	-0.35	-81.35	0.35	81.35
COMBO9	127.483	-3.57	-63.06	3.57	63.06
ENVO X MAX	180.058	0.12	83.85	0.41	81.35
ENVO X MIN	27.913	-0.41	-81.35	-0.12	-83.85
ENVO Y MAX	177.288	3.34	65.55	3.63	63.06
ENVO Y MIN	30.683	-3.63	-63.06	-3.34	-65.55
ENVO XY MAX	180.058	3.34	83.85	3.63	81.35
ENVO XY MIN	27.913	-3.63	-81.35	-3.34	-83.85

Fig. 4.5.1. Combinaciones de diseño a verificar en los diagramas de interacción.

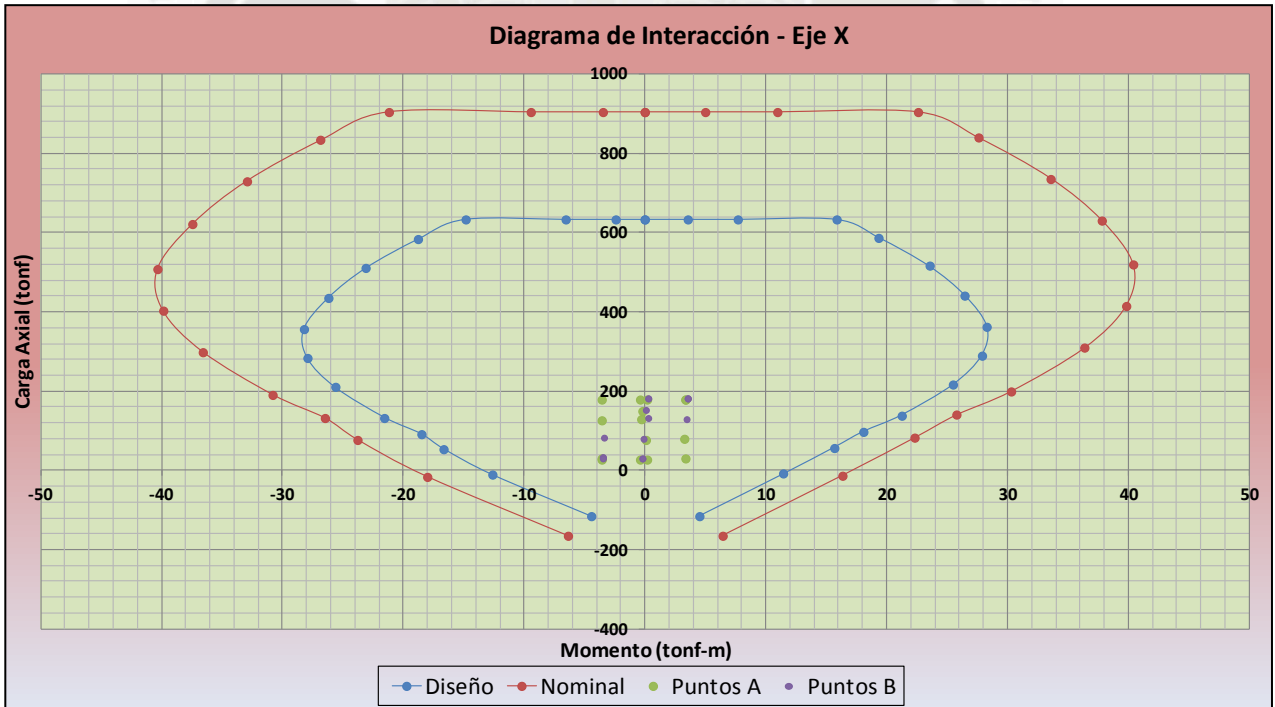


Fig. 4.5.2. Diagrama de interacción con respecto al eje X-X

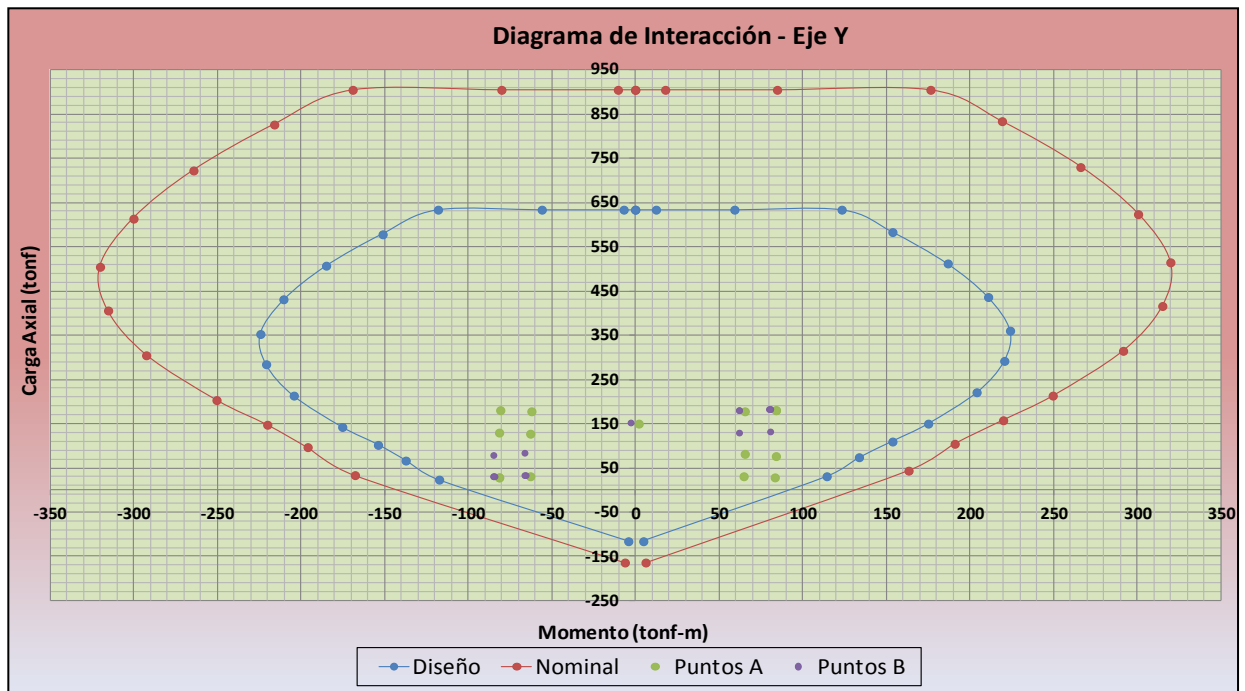


Fig. 4.5.3. Diagrama de interacción con respecto al eje Y-Y

Como se puede ver en los gráficos de líneas arriba, todos los puntos de las combinaciones de diseño están dentro del diagrama de interacción de diseño por lo tanto la sección y la cantidad de acero son satisfactorias por flexo compresión

Seguidamente se hace la comprobación de que el muro de corte está trabajando a compresión:

Hallando el valor de $0.1 \times f'c \times Ag = 0.1 \times 280 \times 25 \times 190 = 133 \text{ tonf}$.

Como $Pua = 180.06 > 0.1 \times f'c \times Ag = 133 \text{ tonf}$.

Por lo tanto se puede considerar al muro de corte como un elemento que trabaja a compresión y que su sección de concreto presenta resistencia al

corte, pero antes debemos de corregir la fuerza cortante actuante según lo especificado en la NTP E060:

$$Vu = V_{ua} \times \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right), \text{ además } \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \leq R$$

Donde:

M_n : Resistencia nominal de la sección.

M_{ua} : Momento amplificado en la sección.

R : Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas.

V_{ua} : Fuerza cortante amplificada en la sección.

V_u : Fuerza cortante ultima de diseño.

$$Vu = 24.49 \times \left(\frac{235}{83.85} \right) = 68.64 \text{ tonf}, \text{ además } \left(\frac{235}{83.85} \right) \leq 4.5$$

Calculo de la contribución del concreto, V_c :

$$V_c = Acw \times (\alpha_c \times \sqrt{f'c})$$

Donde Acw es el área de la sección de concreto de un segmento vertical individual de un muro que resiste cortante, el coeficiente α_c es 0.80 para $[hm/lm] \leq 1.5$; 0.53 para $[hm/lm] \geq 2.0$ y varia linealmente entre 0.80 y 0.53 para $[hm/lm]$ entre 1,5 y 2,0. lm es la longitud total del muro o del segmento del muro considerado y hm es la altura total del muro.

$$\text{Calculo de } \left[\frac{hm}{lm} \right] \rightarrow 26.50 \div 1.90 = 13.95 > 2.0$$

$$\rightarrow V_c = 190 \times 25 \times 0.53 \times \sqrt{280} = 42.13 \text{ tonf}$$

Hallando V_s :

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{68.64}{0.85} - 42.13 = 38.62 \text{ tonf.}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \times f_y}$$

$$\rho_h = \frac{38.62 \times 10^3}{4750 \times 4200} = 0.00194 \rightarrow A_s = 0.00194 \times 25 \times 100 = 4.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pero como la cuantía calculada según las sollicitaciones de fuerza cortante es menor que la cuantía de acero horizontal mínima ($\rho_{min} = 0.0025$), entonces el espaciamiento del acero vertical debe calcularse como $A_{s_{min}} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$, considerando una doble malla de $\phi 3/8"$, el espaciamiento está dado por:

$$s = \frac{1.42}{6.25} \times 100 = 22.72 \rightarrow 20 \text{ cm.}$$

Ahora con la cuantía de acero horizontal ya definida podemos calcular la cuantía de acero vertical definitiva de acuerdo con la siguiente ecuación de la NTP E060.

$$\rho_{vmin} = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{26.50}{1.90}\right) \times (0.0025 - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025$$

El acero vertical que se colocara en el alma del muro considerando una doble malla de $\phi 3/8"$ es:

$$A_{s_v} = 0.0025 \times 100 \times 25 = \frac{6.25 \text{ cm}^2}{\text{m}} \rightarrow \frac{1.42}{6.25} \times 100 = 22.72 \approx 20 \text{ cm.}$$

- ✓ Adicionalmente se debe de verificar que el espaciamiento del refuerzo no deberá exceder de tres veces el espesor del muro ni de 40cm.

$$3 \times t = 3 \times 25 = 75cm.$$

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

Finalmente en el alma del muro serán una doble malla de $\varnothing 3/8'' @ 0.20''$ como acero vertical, mientras que el acero horizontal está dado por una doble malla de: $\varnothing 3/8'' @ 0.20''$

El estribaje de los elementos de borde se halla de la misma manera que se calculó para columnas.

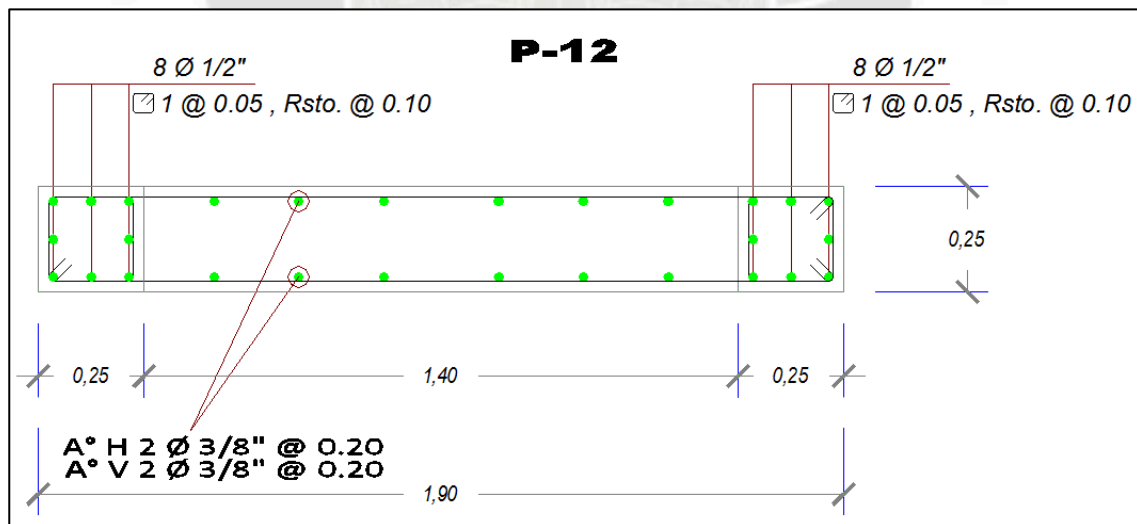


Fig. 4.5.4. Diseño de muro de corte P-12.

4.6. Diseño de muros de sótano

Los muros de sótano son muros que se diseñan para resistir el empuje del suelo y en ocasiones, para las cargas verticales que le llegan de la superestructura. Tienen apoyo tanto en la parte superior como en la inferior. De acuerdo a la relación entre las rigideces de los elementos que le sirven de apoyo y el muro de sótano, éste puede considerarse simplemente apoyado o empotrado. Si el muro recibe cargas verticales, trabaja a flexo-compresión y se le analiza bajo esta sollicitación. Se debe tener cuidado porque algunos muros de sótano no están apoyados en losas y se les debe proveer de un apoyo superior, o en su defecto, se les debe diseñar como muros en voladizo.

A manera de ilustración de la metodología empleada para el diseño de los muros de sótano se muestra a continuación el ejemplo de diseño de un muro de sótano:

Datos de entrada:

σ_t	=	25.6	Tn/m ²	Capacidad portante del terreno
\emptyset	=	33.9	°	Angulo de fricción interna
$f'c$	=	280	Tn/m ²	Resistencia a la compresión C°
$f'y$	=	4200	Tn/m ²	Fluencia del acero de refuerzo
σ_r	=	1.80	Tn/m ³	Peso unitario del relleno
T	=	0.25	m	Talón
t	=	0.20	m	Espesor Pantalla
P	=	0.63	m	Punta
H _p	=	1.70	m	Altura de la pantalla
H _z	=	0.35	m	Altura de la zapata
γ_c	=	2.40	Tn/m ³	Peso unitario del concreto

❖ **Empuje activo del terreno:**

$$K_a = \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)^2 = \tan\left(45 - \frac{33.9}{2}\right)^2 = 0.284$$

$$E_a = \frac{K_a \times \gamma \times (H_p + H_z)^2}{2} = 1.073 \text{ tonf.}$$

❖ **Espesor mínimo de pantalla:**

$$V_u = 1.7 \times E_a = 1.825 \text{ tonf.}$$

$$d \geq \frac{V_u}{\phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w}$$

$$d \geq 7.42 \text{ cm.}$$

Donde d: peralte efectivo del muro

Carga resistente (W_r): Aporte de muro de concreto y del relleno sobre el talón.

$$W_r = 2.48 \text{ tonf.}$$

$$f_r = \tan(\phi) \times W_r = 1.67 \text{ tonf.}$$

❖ **Cálculo del factor de seguridad frente a deslizamiento (F.S.d.)**

$$F.S.d. = \frac{E_a}{f_r} \geq 1.50$$

$$F.S.d. = 1.56 \geq 1.50 \rightarrow Ok$$

- ❖ **Chequeo de la estabilidad por volteo tomando momentos en el punto "A"**

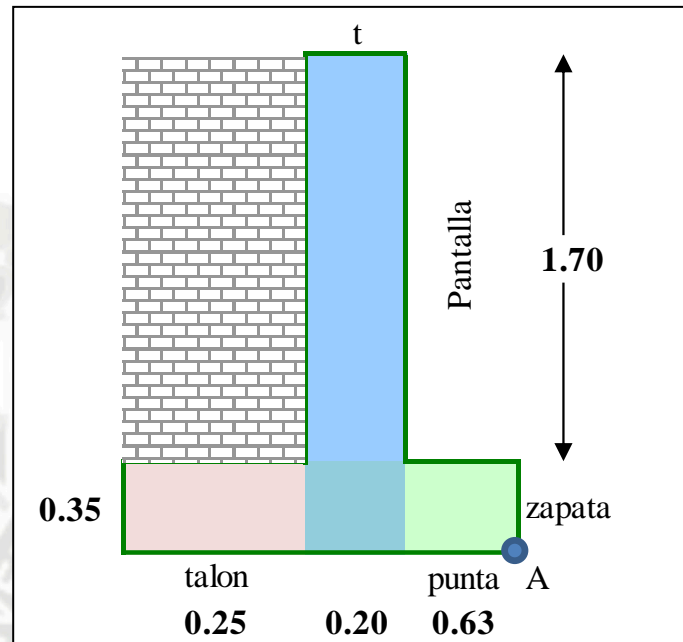


Fig. 4.6.1. Modelo de muro de sótano

$$Ma = \frac{Ea \times (Hp + Hz)}{3} = 0.7333 \text{ tonf} - m \text{ Momento actuante por el empuje activo}$$

$$Mr = 1.80 \text{ tonf}. \text{ Momento resistente por el muro de concreto y el relleno}$$

- ❖ **Factor de seguridad de volteo (F.S.v):**

$$F.S.v = \frac{Mr}{Ma} > 2$$

$$F.S.v = 2.46 > 2 \rightarrow Ok$$

- ❖ **Chequeo de la excentricidad:**

$$e = \frac{L}{2} - \frac{(Mr - Ma)}{Wr}$$

$$e = 0.107 \text{ m.} < \frac{L}{6} = 0.18 \text{ m.}, \text{ Por lo tanto solo hay compresiones.}$$

- ❖ **Chequeo de presiones de servicio.- Los esfuerzos deben ser menores** que la capacidad portante:

$$\sigma = (P/A) \times (1 + 6 \times e / L)$$

$$\sigma_1 = 3.69 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \text{ Ok presiones en la punta.}$$

$$\sigma_2 = 0.94 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \text{ Ok presiones en el talón.}$$

- ❖ **Chequeo de la Pantalla por esfuerzo cortante:**

$$E_{pu} = \frac{1.70 \times K_a \times \gamma \times (H_p^2)}{2} = 1.25 \text{ tonf. Cortante ultimo actuante}$$

$$\emptyset V_c = \emptyset \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d = 11.31 \text{ tonf. Ok corte pantalla.}$$

- ❖ **Acero vertical en la Pantalla (Cara interior)**

$$M_u(x) = (P_{ua} * H_p^3) / 6$$

$$M_u(x) = (1.7 * K_a * \gamma_r * H_p^3) / 6$$

$$M_u(x) = 0.2833333 * \tan^2(45 - \emptyset/2) * \gamma_r * x^3$$

$M_u(x) = 0.145 * x^3$, es la ecuación de la variación del momento último con la profundidad

$M_u(H_p) = 0.711 \text{ tonf-m} \rightarrow$ cuando $x = H_p$,

$b = 100 \text{ cm.}$

$d = 15 \text{ cm.}$

$\rho = 0.0008$

$\rho_{\min} = 0.00279$

$\rho_{\text{def}} = 0.00279$

$$A_s = 4.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si utilizamos acero de 1/2" obtendremos la siguiente distribución:

$$1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2" \text{ @ } 0.30$$

❖ Acero vertical en la Pantalla (Cara exterior)

Como tenemos espesor mayor o igual que 20 cm colocamos acero en 2 capas.

De acuerdo a las normas la cuantía para muros es:

$$\checkmark \text{ Si } Vu \leq 0.27 * \sqrt{f'c} * bw * t = 9.04 \text{ tonf.} \rightarrow \rho_v = 0.0015$$

$$\text{Como } 1.825 \leq 9.04 \rightarrow \rho_v = 0.0015$$

Luego $A_s = 2.25 \text{ cm}^2/\text{m}$, para uniformizar con el acero colocado en la cara interior del muro, colocamos la misma disposición de acero.

$$1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2" \text{ @ } 0.30$$

❖ Acero transversal en la Pantalla (Cara Interior y Exterior)

Aquí colocamos la $\rho_{min} = 0.0020$ ya que $Vu \leq 0.27 * \sqrt{f'c} * bw * t$

Con lo cual tendríamos un espaciamiento de acero horizontal consistente en una doble malla de $\emptyset \text{ } 3/8" \text{ @ } 0.35$.

❖ Diseño de la cimentación del muro de contención

Cargas y momentos actuantes amplificados

$$E_{ua} = 1.7 * E_a$$

$$M_{ua} = 1.7 * M_a$$

$$E_{ua} = 1.82 \text{ tonf.}$$

$$M_{ua} = 1.25 \text{ tonf-m.}$$

Cargas y momentos resistentes amplificados

Elementos	Factor	Peso.	Base	Altura	Peso parcial	Brazo	Momentos
Zapata	1.40	2.40	1.08	0.35	1.264	0.54	0.680
Pantalla	1.40	2.40	0.20	1.70	1.142	0.73	0.828
Relleno	1.40	1.80	0.25	1.70	1.071	0.95	1.017
Losa	1.40	2.40	0.63	0.00	0.000	0.31	0.000
Wur=					3.478		2.525 =Mur

❖ Diagrama de presiones amplificado:

$$eu = L/2 - (Mur - Mua) / Wur$$

$$eu = 0.17 \text{ m.} \leq \frac{L}{6} = 0.18 \text{ m.} \rightarrow Ok \text{ Entonces solo hay compresiones.}$$

$$\sigma_u = (Wur/A) \times (1 + 6 \times eu / L)$$

$$\sigma_{u1} = 6.30 \text{ ton/m}^2 \rightarrow Ok, \text{ con las presiones en la punta.}$$

$$\sigma_{u2} = 0.17 \text{ ton/m}^2 \rightarrow Ok, \text{ con las presiones en el talón.}$$

❖ Cálculo de pesos de la zapata y del terreno

Peso de la zapata $wuz = 1.40 \times \gamma_c \times H_z \times 1.0$ $wuz = 1.176 \text{ tn/m}$

Peso del terreno sobre el talón $wur = 1.40 \times \gamma_r \times H_p \times 1.0$ $wur = 4.284 \text{ tn/m}$

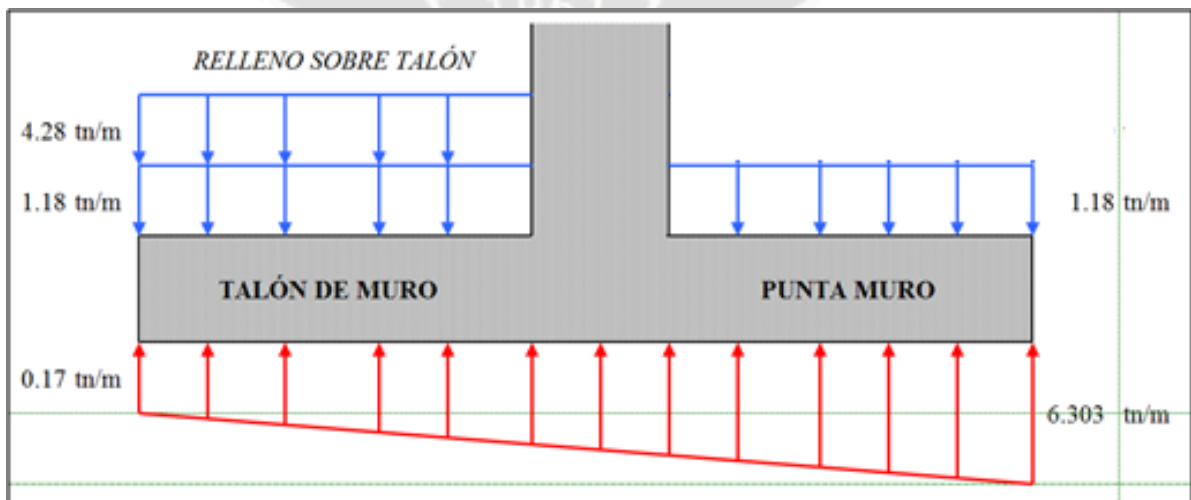


Fig. 4.6.2. Esquema de presiones actuantes sobre y debajo de la cimentación del muro.

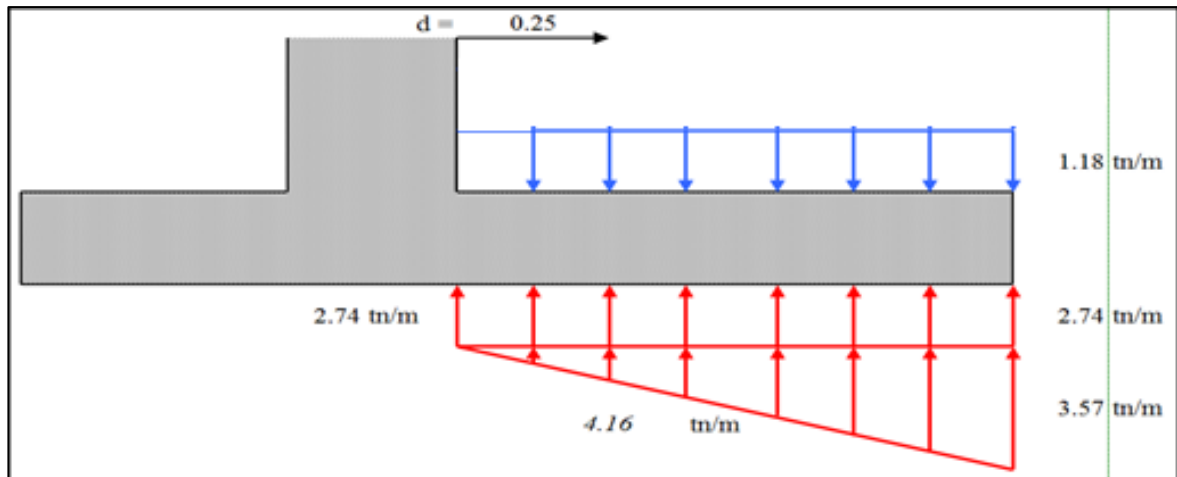
❖ **Diseño de la punta:**

Fig. 4.6.3. Esquema de presiones actuantes sobre y debajo de la cimentación de la punta del muro

❖ **Chequeo por corte a una distancia "d" de la cara**

$V_u = 1.52$ tonf. (Volumen del diagrama de presiones "Efectivo")

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * (H_z - r)$$

$\phi V_c = 18.85$ tonf. Ok, con la fuerza cortante en la punta.

❖ **Acero Longitudinal (Principal) Diseño por flexión de la punta:**

$$M_u = 0.5 \times W_{u_1} \times P^2 + (2/3) \times P \times 0.5 \times W_{u_2} \times P - 0.5 \times W_{u_3} \times P^2$$

$M_u = 0.77$ tonf.

$b = 100$ cm.

$d = 25$ cm.

$\rho = 0.00033$

$\rho_{\min} = 0.00279$

$A_s = 6.97$ cm²/m

Por lo tanto el espaciamiento será de: $1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2" @ 0.15$

❖ Acero transversal en la Punta

Se recomienda utilizar una cuantía mínima correspondiente a una losa

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 * b * h = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto el espaciamiento será de: 1 Ø 1/2" @ 0.25

❖ Diseño de la Talón

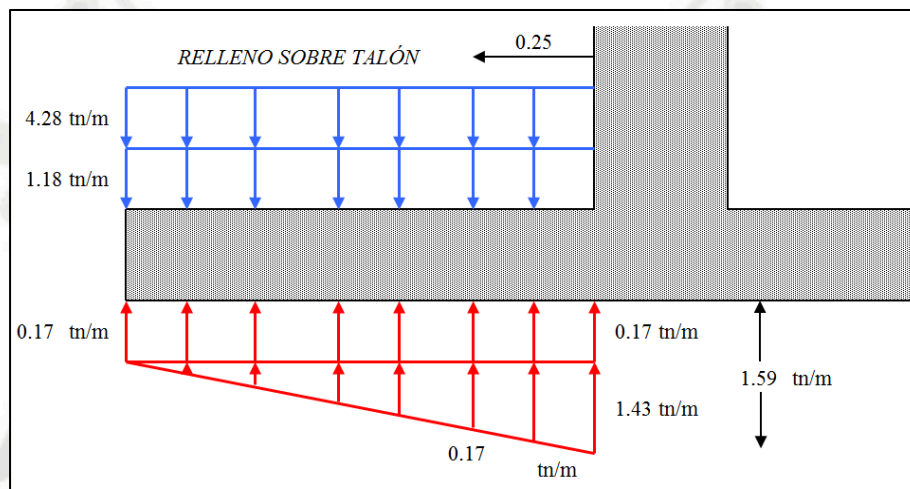


Fig. 4.6.4. Esquema de presiones actuantes sobre y debajo de la cimentación del talón del muro

❖ Chequeo por corte a una distancia "d" de la cara

$V_u = 0$ tonf. (Volumen del diagrama de presiones "efectivo")

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \text{sqrt}(f_c) * b * (H_z - r)$$

$\phi V_c = 18.85$ tonf. Ok, con la fuerza resistente al corte en el talón.

❖ Diseño por flexión del acero longitudinal del talón:

$$M_u = 0.5 * W_{u1} * T^2 - 0.5 * W_{u2} * T^2 - (1/3) * T * 0.5 * W_{u3} * T$$

$$M_u = 0.15 \text{ tonf-m}$$

$$b = 100\text{cm.} \quad d = 25\text{cm.}$$

$$\rho = 0.000064$$

$$\rho_{\min} = 0.00279$$

$$A_s = 6.97 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el espaciamiento será de: $1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' @ 0.15$

❖ Diseño del acero transversal del talón

Se recomienda utilizar una cuantía mínima correspondiente a una losa

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * d = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto el espaciamiento será de: $1 \text{ } \varnothing \text{ } 1/2'' @ 0.25$

El diseño final queda de la siguiente manera:

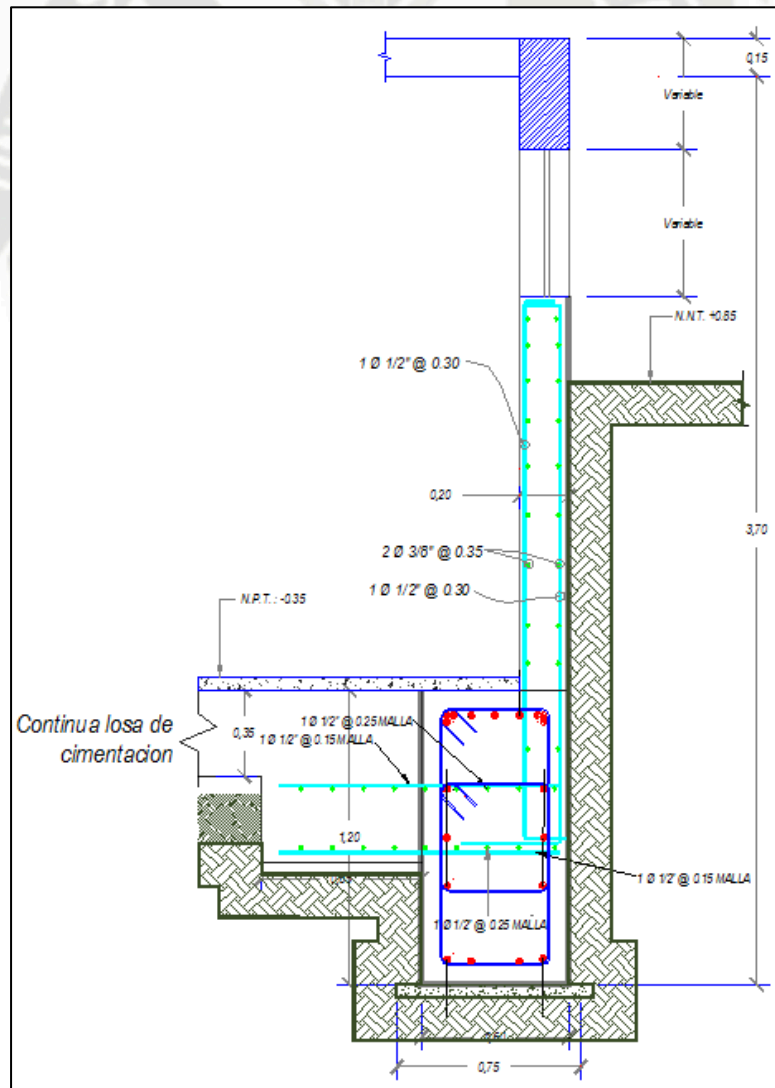


Fig. 4.6.5. Diseño final de muro de sótano.

4.7 Diseño de Cimentaciones

4.7.1. Diseño de Losa de cimentación

Una losa de cimentación es una placa de concreto armado apoyada sobre el terreno que sirve de cimentación y reparte el peso y las cargas del edificio sobre toda la superficie de apoyo.

Las losas son un tipo de cimentación superficial que tiene muy buen comportamiento en terrenos poco homogéneos que con otro tipo de cimentación podrían sufrir asentamientos diferenciales. También en terrenos con poca capacidad portante. Su cálculo es similar al de una losa maciza de entrepiso invirtiendo las direcciones de los esfuerzos y aplicando las cargas tanto axiales como uniformes provenientes de todo el edificio. Las vigas de cimentación de estas losas se entierran para aprovechar su superficie, que queda lista para ocuparse como un firme.

El diseño de losas de cimentación se realiza por flexión y por cortante.

Para obtener los esfuerzos de diseño por metro de ancho en ambos sentidos de armado del acero, se hizo uso del software de análisis estructural Safe.

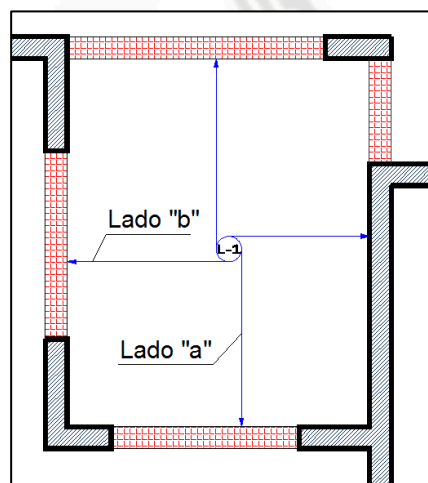


Fig.4.7.1.1 Losa de cimentación (Paño 1).

❖ Diseño por flexión

A continuación se ilustra la metodología de trabajo empleada mediante el diseño del paño de losa de cimentación N°1, primero obtenemos del programa Safe los momentos flectores máximos actuantes tanto positivos como negativos en ambos sentidos de armado de la losa.

$$M_a max^- = 13.18 \text{ ton} - m$$

$$M_a max^+ = 2.11 \text{ ton} - m$$

$$M_b max^- = 16.16 \text{ ton} - m$$

$$M_b max^+ = 20.24 \text{ ton} - m$$

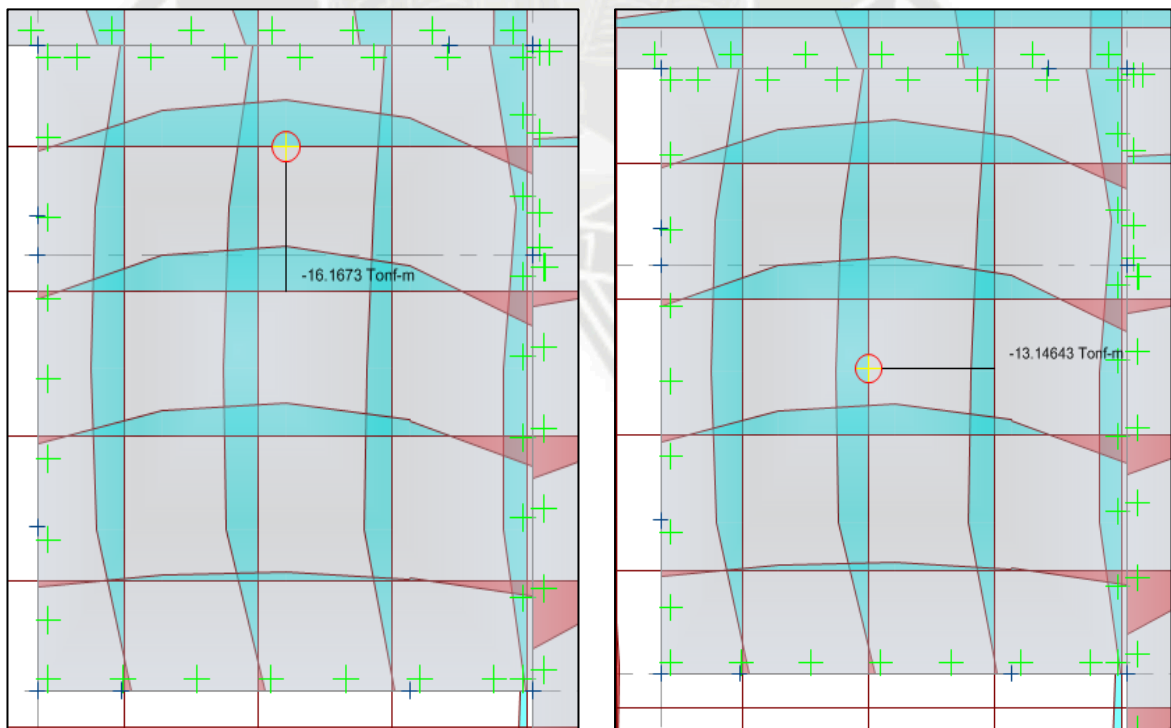


Fig. 4.7.1.2. Momentos flectores por metro de ancho en losas de cimentación.

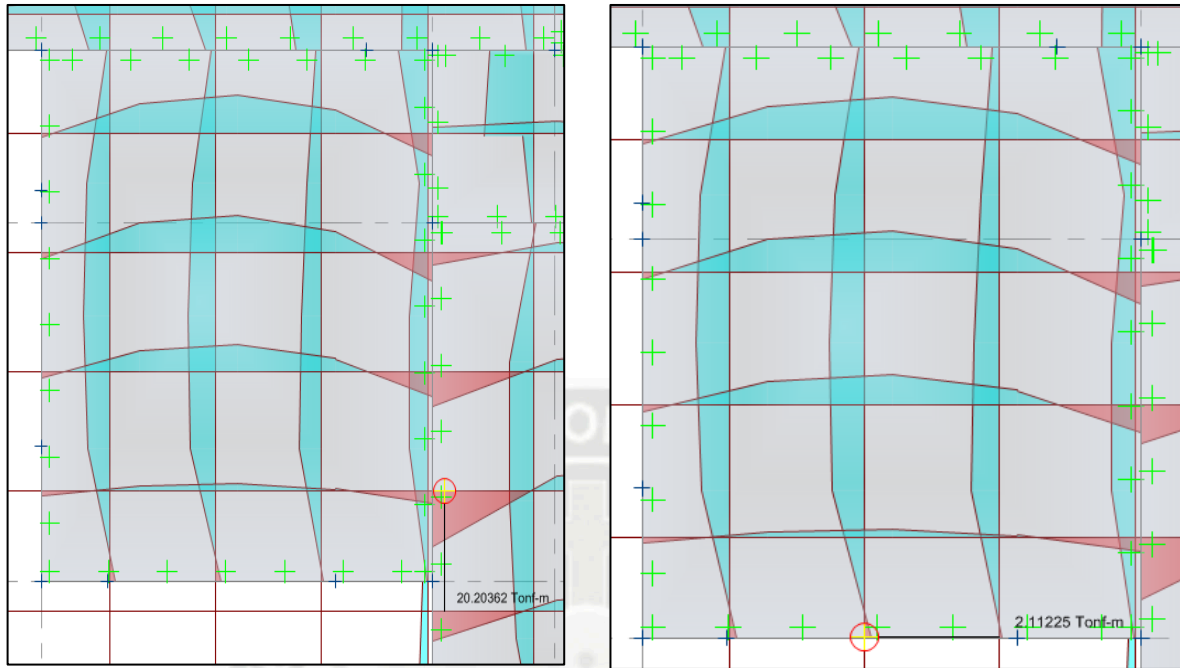


Fig. 4.7.1.2. Momentos flectores por metro de ancho en losas de cimentación.

Asimismo contamos con los siguientes datos para el diseño:

	Altura	$h = 35$	cm
	Ancho	$b = 100$	cm
	Recubrimiento	$r = 6$	cm
	Peralte efectivo	$d = 29$	cm
Resist. del Concreto		$f'c = 280$	kg/cm ²
Resist. del Acero		$fy = 4200$	kg/cm ²

a) Diseño en el tramo central para el momento negativo máximo en la dirección “a”:

$$Ku = \frac{M_a \max^-}{b \times d^2} = \frac{13.18 \times 100000}{100 \times 29^2} = 15.67 \rightarrow \rho = 0.0044$$

Luego el área de acero estará dada por:

$$As = \rho \times b \times d = 0.0044 \times 100 \times 29 = 12.76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- ✓ Cuantía mínima de acero de una losa maciza de 35 cm. de espesor para una franja de 100 cm :

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 35 = 6.30 \text{ cm}^2/m$$

Luego como el área de acero requerida por cálculo de momentos flectores es mayor que el área de acero requerida por acero mínimo para una losa de 35 cm. entonces utilizamos esta para determinar el espaciamiento de acero.

- Calculo del espaciamiento de las varillas de acero, considerando $\emptyset 5/8"$:

$$s = \frac{1.98 \times 100}{12.76} \rightarrow s = 15.51 \text{ cm} \approx s = 15 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 5/8" @ 0.15$$

- b) Diseño en el tramo extremo para el momento positivo máximo en la dirección "a".

$$Ku = \frac{M_a^{max+}}{b \times d^2} = \frac{2.11 \times 100000}{100 \times 29^2} = 2.51 \rightarrow \rho = 0.0006$$

Luego el área de acero estará dado por:

$$As = \rho \times b \times d = 0.0006 \times 100 \times 29 = 1.74 \text{ cm}^2/m$$

Luego como el área de acero mínimo para una losa de 35 cm. de espesor es mayor que el área de acero obtenido por cálculo con los momentos flectores actuantes utilizamos el área de acero mínima.

- Calculo del espaciamiento de las varillas de acero, considerando $\emptyset 1/2"$:

$$s = \frac{1.27 \times 100}{6.30} \rightarrow s = 20.16 \text{ cm} \approx s = 20 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 1/2" @ 0.20$$

- c) Diseño en el tramo central para el momento negativo máximo en la dirección "b".

$$Ku = \frac{M_b max^-}{b \times d^2} = \frac{16.16 \times 100000}{100 \times 29^2} = 19.22 \rightarrow \rho = 0.0054$$

Luego el área de acero estará dado por:

$$As = \rho \times b \times d = 0.0054 \times 100 \times 29 = 15.66 \text{ cm}^2/m$$

Luego como el área de acero requerida por cálculo de momentos flectores es mayor que el área de acero requerida por acero mínimo para una losa de 35

cm. entonces utilizamos esta para determinar el espaciamiento de acero.

- Cálculo del espaciamiento de las varillas de acero, considerando $\emptyset 5/8"$:

$$s = \frac{1.98 \times 100}{15.66} \rightarrow s = 12.64 \text{ cm} \approx s = 10 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 5/8"@ 0.10$$

- d) Diseño en el tramo extremo para el momento positivo máximo en la dirección "b".

$$Ku = \frac{M_b max^+}{b \times d^2}$$

$$Ku = \frac{20.24 \times 100000}{100 \times 29^2} = 24.07 \rightarrow \rho = 0.0072$$

Luego el área de acero estará dada por:

$$As = \rho \times b \times d$$

$$As = 0.0072 \times 100 \times 29 = 20.88 \text{ cm}^2/m$$

Luego como el área de acero requerida por cálculo de momentos flectores es mayor que el área de acero requerida por acero mínimo para una losa

de 35 cm. entonces utilizamos esta para determinar el espaciamiento de acero.

- Cálculo del espaciamiento de las varillas de acero, considerando $\emptyset 5/8"$:

$$s = \frac{1.98 \times 100}{20.88} \rightarrow s = 9.58 \text{ cm} \approx s = 10 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 5/8" @ 0.10$$

❖ Diseño por cortante:

Los cortantes de diseño son los obtenidos del programa Safe por franjas de un metro de ancho como se puede corroborar en las siguientes capturas de pantalla:

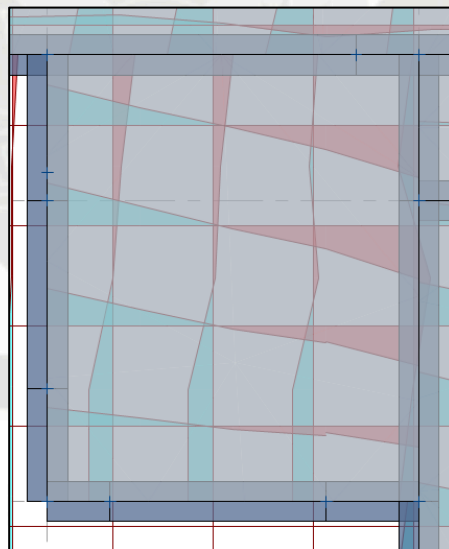


Fig. 4.7.1.3. Fuerzas cortantes por metro de ancho en losas de cimentación.

$$V_{a\text{izq.}} = 12.74 \text{ ton}$$

$$V_{a\text{der.}} = 8.77 \text{ ton}$$

$$V_{b\text{izq.}} = 18.85 \text{ ton}$$

$$V_{b\text{der.}} = 19.55 \text{ ton}$$

El cortante resistido por el concreto en una franja de un metro de ancho se puede determinar con la siguiente formula:

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

$$\phi V_c = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{280} \times 100 \times 29$$

$$\phi V_c = 21.86 \text{ ton}$$

Por lo tanto como $\phi V_c \geq V_u$ para todos los casos \rightarrow el diseño es satisfactorio por cortante.

Diseño Final del paño de la losa de cimentación:

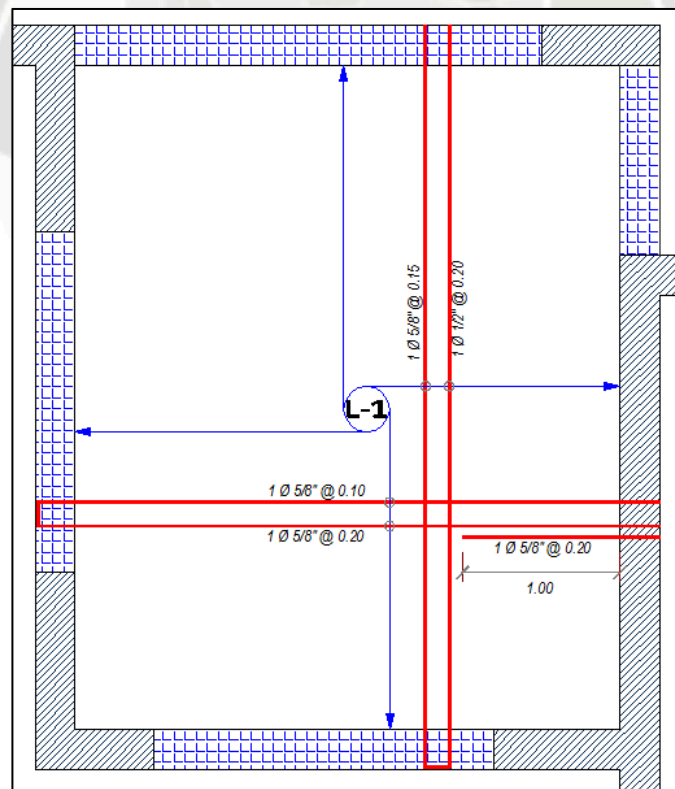


Fig. 4.7.1.4. Diseño final de paño 01 de losa de cimentación.

4.7.2. Diseño de vigas de cimentación

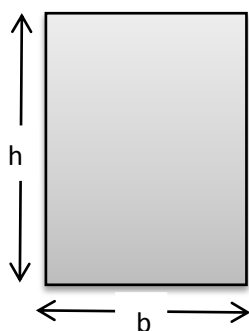
Una viga de cimentación es el medio estructural por el cual los esfuerzos de toda la estructura se van a transmitir a los elementos finales de cimentación en este caso a la losa de cimentación.

Su cálculo es similar al de una viga de la superestructura invirtiendo las direcciones de los esfuerzos y aplicando las cargas tanto axiales como uniformes provenientes de todo el edificio.

El diseño en sí consiste en el cálculo de las dimensiones finales de las vigas de cimentación, cantidad y disposición de acero necesario para evitar que la estructura colapse por la acción de fuerzas gravitacionales y sísmicas.

Se muestra a continuación a manera de ilustración de la metodología de trabajo empleada, un ejemplo de diseño de una viga de cimentación localizada en el eje 3-3, entre los ejes D y E:

Características y propiedades de la viga de cimentación del ejemplo:



Altura	h	=	80	cm
Ancho	b	=	60	cm
Recubrimiento	r	=	9	cm
Peralte efectivo	d	=	71	cm
Resist. del Concreto	$f'c$	=	280	kg/cm ²
Resist. del Acero	f_y	=	4200	kg/cm ²

A continuación son mostradas los momentos flectores últimos obtenidos del programa Safe:

$$M_{izq.}^+ = 3.24 \text{ ton} - m$$

$$M_{centr.}^- = 88.66 \text{ ton} - m$$

$$M_{der.}^+ = 2.13 \text{ ton} - m$$

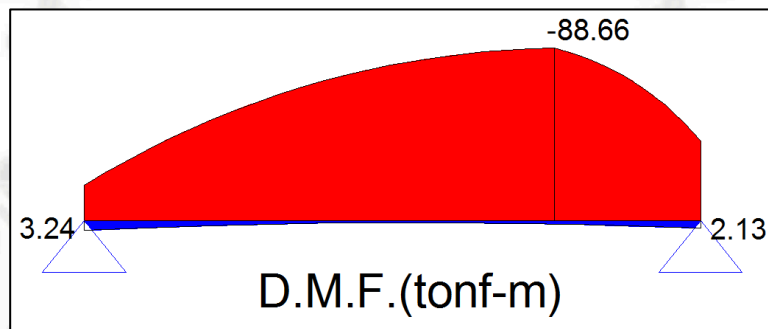


Fig. 4.7.2.1. Diagrama de momentos flectores en viga de cimentación en análisis.

Primero se analiza si la viga trabaja como simple o doblemente reforzada mediante el cálculo de la cantidad de acero máximo admisible en tracción para una viga simplemente reforzada, el cual está dado por la siguiente expresión:

$$As_{max} = 0.75 \times As_b$$

$$As_b = 0.85 \times \beta \times \frac{f'c}{fy} \times \left(\frac{6000}{6000 + fy} \right) \times b \times d$$

$$As_b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{280}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) \times 60 \times 71 = 120.70 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.75 \times 120.70 = 90.53 \text{ cm}^2$$

$$a_{max} = \frac{As_{max} \times fy}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{90.53 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 60} = 26.63 \text{ cm}$$

$$Mu_{max} = \phi \times As_{max} \times fy \times \left(d - \frac{a_{max}}{2}\right)$$

$$Mu_{max} = 0.90 \times 90.53 \times 4200 \times \left(71 - \frac{26.63}{2}\right) = 197.4 \text{ ton} - m$$

El As_{min} está dado por la siguiente expresión:

$$As_{min} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d}{fy} = \frac{0.7 \times \sqrt{280} \times 60 \times 71}{4200} = 11.88 \text{ cm}^2$$

❖ Diseño por flexión

a) Diseño por flexión en el extremo izquierdo de la viga estará dada por:

$$Ku = \frac{Mu_{izq.}^+}{b \times d^2} = \frac{3.24 \times 100000}{60 \times 71^2}$$

$$Ku = 1.07 \rightarrow \rho = 0.0002$$

Luego el área de acero estará dada por:

$$As = \rho \times b \times d = 0.0002 \times 60 \times 71 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el acero calculado es menor que el acero máximo admitido en tracción para una viga simplemente reforzada, luego esta viga trabaja como simplemente reforzada y su refuerzo consistirá en: 5 \emptyset 3/4".

b) Diseño por flexión en la zona central de la viga estará dada por:

$$Ku = \frac{Mu_{centr.}^-}{b \times d^2} = \frac{88.66 \times 100000}{60 \times 71^2} = 29.31 \rightarrow \rho = 0.0084$$

Luego el área de acero estará dada por:

$$As = \rho \times b \times d = 0.0084 \times 60 \times 71 = 35.78 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto la viga trabaja como simplemente reforzada y su refuerzo consistirá en 8 \emptyset 1".

c) El diseño por flexión en el extremo derecho de la viga estará dado por:

$$K_u = \frac{Mu_{der.}^+}{b \times d^2} = \frac{2.13 \times 100000}{60 \times 71^2} = 0.70 \rightarrow \rho = 0.0002$$

Luego el área de acero estará dado por:

$$A_s = \rho \times b \times d = 0.0002 \times 60 \times 71 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Esta sección de la viga trabajaría como simplemente reforzada y se le colocara el refuerzo mínimo para una viga de 80 cm. de peralte y su refuerzo consistirá en: $5 \phi \frac{3}{4}$ ".

Adicionalmente el refuerzo debe de cumplir con los siguientes requisitos estipulados en la norma de concreto:

- Las vigas diseñadas para actuar como acoples horizontales entre las zapatas o cabezales de pilotes deben tener refuerzo longitudinal continuo, el cual debe desarrollarse dentro o más allá de la columna, o anclarse dentro de la zapata o del cabezal del pilote en todas las discontinuidades.
- Las vigas diseñadas para actuar como acoples horizontales entre zapatas o cabezales de pilotes deben diseñarse de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas conectadas dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 400mm.
- Se deben proporcionar estribos cerrados con un espaciamiento que no exceda al menor de: la menor dimensión de la sección transversal, 300 mm ni de 16 db.

- Menor dimensión de la sección transversal: 60 cm.
- 30 cm.
- 16 db : $16 \times 1 \times 2.54 = 40.64 \text{ cm.}$

Debido a que también es una viga de acoplamiento con una relación de

$\frac{l_n}{h} \geq 2$, también debe de cumplir las siguientes indicaciones:

- La cuantía de refuerzo en tracción no deberá exceder de 0,025.

$$\text{Para } 8 \text{ } \emptyset \text{ 1" } \rightarrow \frac{A_s}{b \times d} = \frac{8 \times 5.07}{60 \times 71} = 0.0095 < 0.025 \rightarrow Ok$$

- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en las caras de los nudos.

❖ Diseño por corte

El diseño por cortante es de principal importancia en las estructuras de concreto debido a que la resistencia a tensión del concreto es considerablemente menor que la compresión.

El comportamiento de las vigas de concreto reforzado en el instante de falla por cortante es muy diferente a su comportamiento por flexión. La falla es repentina. Sin suficiente aviso previo y las grietas diagonales que se desarrollan son más amplias que las de flexión.

Debido a la naturaleza frágil de dichas se deberán diseñar secciones que sean suficientemente fuertes para resistir las cargas transversales externas factorizadas sin que se alcance su capacidad de resistencia a cortante, o sea se deberán de diseñar los elementos para que fallen en forma dúctil (ante cargas últimas) antes que se presente una falla frágil por cortante o tensión diagonal.

El diseño por corte consiste en chequear que la viga no tenga esfuerzos cortantes excesivos sino que estos estén dentro de los límites estipulados en la NTP E060, de lo contrario habría que aumentar la sección de la viga. Una vez determinada la sección satisfactoria se procede a calcular la resistencia al corte del concreto y la cantidad de refuerzo transversal necesario para resistir los esfuerzos cortantes remanentes.

$$Vu \leq \phi Vn$$

$$Vn = Vc + Vs$$

$$Vu \leq \phi(Vc + Vs)$$

Resistencia del Concreto a la fuerza cortante

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = 0.53 \times \sqrt{280} \times 60 \times 71 = 37.78 \text{ ton}$$

El cálculo del cortante último actuante se calcula como 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.

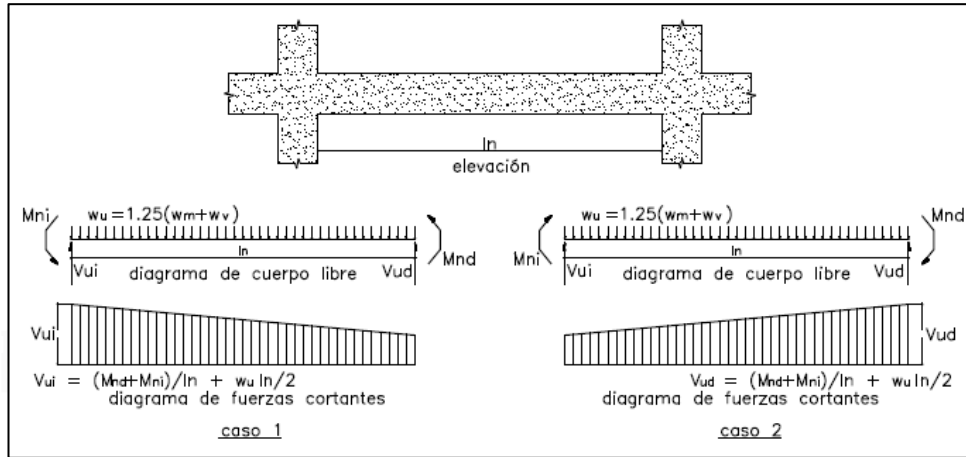


Fig. 4.7.2.2. Esquema de diseño por capacidad para vigas.

$$V_u = \frac{(M_{n_{izq.}} + M_{n_{der.}})}{l_n} + \frac{W_u \times l_n}{2}$$

Del programa Etabs podemos extraer los cortantes últimos de la combinación de carga 1.25CM + 1.25CV, como se puede ver en la figura adjunta:

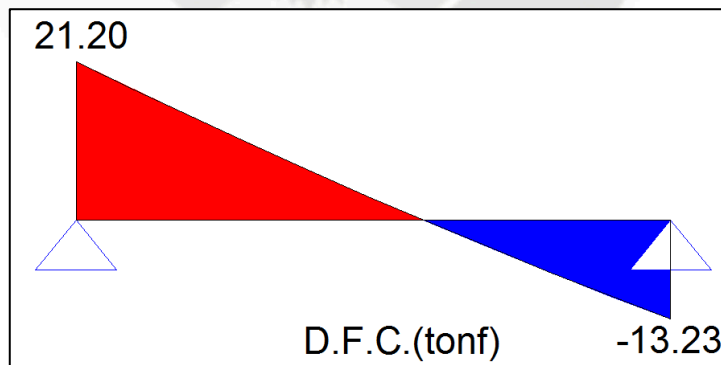


Fig. 4.7.2.3. Diagrama de fuerzas cortantes en viga de cimentación en análisis.

Se debe hallar los momentos nominales resistentes de las secciones de las vigas con los aceros realmente colocados en los extremos de la izquierda y derecha.

$$Mn_{izq.} = 37.12 \text{ ton} - m$$

$$Mn_{der.} = 37.12 \text{ ton} - m$$

$$\frac{Wu \times ln}{2} = 21.20 \text{ ton/m}$$

$$ln = 2.65m$$

$$Vu = \frac{(37.12 + 37.12)}{2.65} + 21.20 = 49.22 \text{ tonf}$$

Hallando el cortante resistido por el acero:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{49.22}{0.85} - 37.78 = 20.13 \text{ ton}$$

Luego el espaciamiento "s" se calcula con la siguiente fórmula:

$$s = \frac{Av \times fy \times d}{Vs}$$

Dado que utilizamos $\phi \frac{1}{2}$ " en 2 ramas el $Av = 2.54 \text{ cm}^2$, reemplazando datos en la formula obtenemos el siguiente espaciamiento:

$$s = \frac{2.54 \times 4200 \times 71}{20.13 \times 1000} \rightarrow s = 37.63 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm.}$$

Se debe de verificar que el $Vs < Vs_{max}$:

$$Vs_{max} = 2.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = 2.1 \times \sqrt{280} \times 60 \times 71 = 149.69 \text{ tonf}$$

Dado que el $Vs < Vs_{max}$ entonces se puede seguir adelante con el diseño.

La norma limita el espaciamiento máximo calculado (numeral 11.5.5.1 y 3 de la NTP E060) de tal modo que si:

$$Vs \leq 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d, \rightarrow s \leq 60 \text{ cm o } s \leq d/2$$

$$Vs > 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d, \rightarrow s \leq 30 \text{ cm o } s \leq d/4$$

Reemplazando datos en la fórmula:

$$V_s \leq 1.1 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = 1.1 \times \sqrt{280} \times 60 \times 71 = 78.41 \text{ ton}$$

$$\text{Como } V_s \leq 78.41 \text{ ton por tanto } s \leq 60\text{cm. o } s \leq \frac{d}{2} = \frac{71}{2} = 35\text{cm.}$$

Otras recomendaciones de las disposiciones generales para el diseño sísmico de la NTP E060 específicamente en el Art. 21.4.4.4. y 21.4.4.5. en donde se recomienda lo siguiente:

- No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
- En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz.

Longitud de confinamiento de la viga (L_o):

$$L_o = 2 \times h = 2 \times 80 = 160 \text{ cm.}$$

- Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

Espaciamiento máximo en la longitud de confinamiento (S_o)

- El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara del elemento de apoyo.

- El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4, \rightarrow \frac{71}{4} = 17.75cm. \rightarrow 17.5cm.$

- (b) Ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas,

$$\rightarrow 8 \times \frac{3}{4} \times 2.54 = 15.24cm$$

- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;

$$\rightarrow 24 \times \frac{1}{2} \times 2.54 = 30.48cm.$$

- (d) 30 cm.

- Los estribos deben estar espaciados a no más de $0,5 d$ a lo largo de la longitud del elemento, en todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

$$S_{max} = 0.5 \times d \rightarrow 0.5 \times 71 = 35.5 cm \approx 35 cm$$

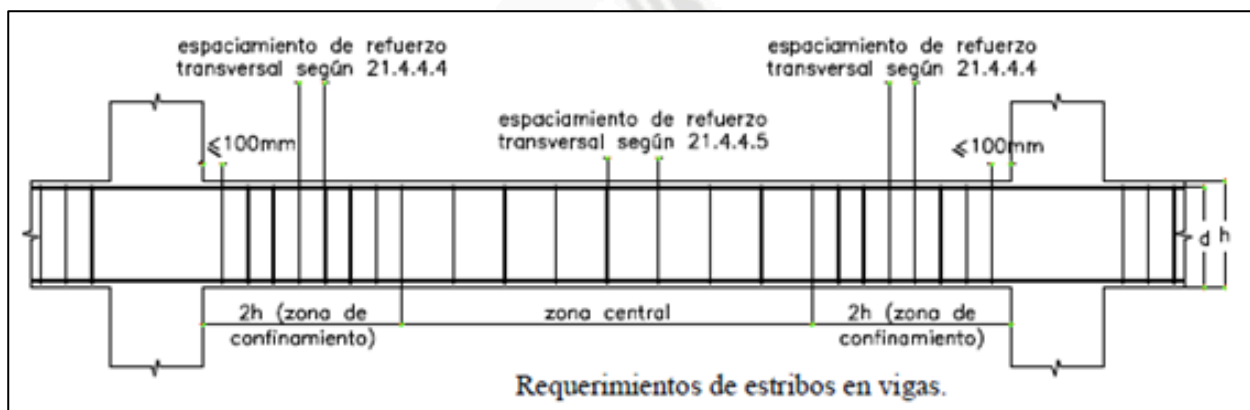
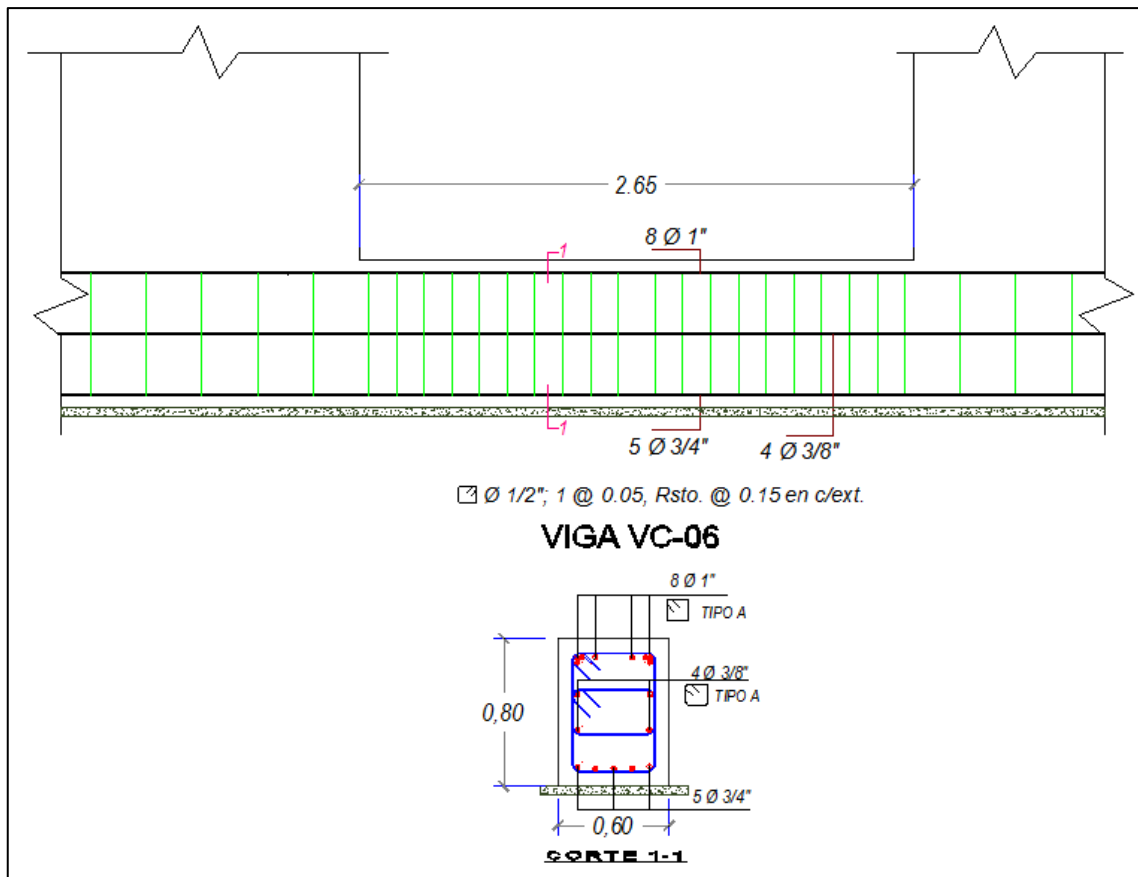


Fig. 4.7.2.4. Esquema de requerimiento de estribos en vigas.

Luego la distribución final de estribos está dado por:

$\varnothing 3/8'' : 1 @ 0.05 , Rsto. @ 0.15$



4.8. Diseño de escaleras

Una escalera es una construcción diseñada para comunicar varios espacios situados a diferentes alturas. Está conformada por escalones (peldaños) y puede disponer de varios tramos entre los descansos.

Con el fin de ilustrar la metodología empleada para la resolución del problema, se muestra un ejemplo de diseño del tramo de ida de la escalera que conecta el primer piso con el primer descanso.

Datos de diseño:

Paso: 30 cm.

Contrapaso: 16.56 cm.

Garganta (t): 12.5 cm.

Ancho: 150 cm

$f'c$: 280 kg/cm²

Espesor de losa de descanso: 15cm.

- **Metrado de cargas del tramo inclinado:**

$$W_{pp}: \gamma \times \left[\frac{cp}{2} + t \times \left(\sqrt{1 + \left(\frac{cp^2}{p^2} \right)} \right) \right]$$

$$W_{pp}: 2400 \times \left[\frac{0.1656}{2} + 0.125 \times \left(\sqrt{1 + \left(\frac{0.1656^2}{0.30^2} \right)} \right) \right]$$

$$W_{pp} = 557.31 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{acab} = 100.00 \text{ kg/m}^2$$

- **Metrado de cargas del tramo del descanso:**

$$W_{pp} = 2400 \times 0.15 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{acab} = 100 \text{ kg/m}^2$$

- **Metrado de carga viva:**

$$W_{viva} = 200 \text{ kg/m}^2$$

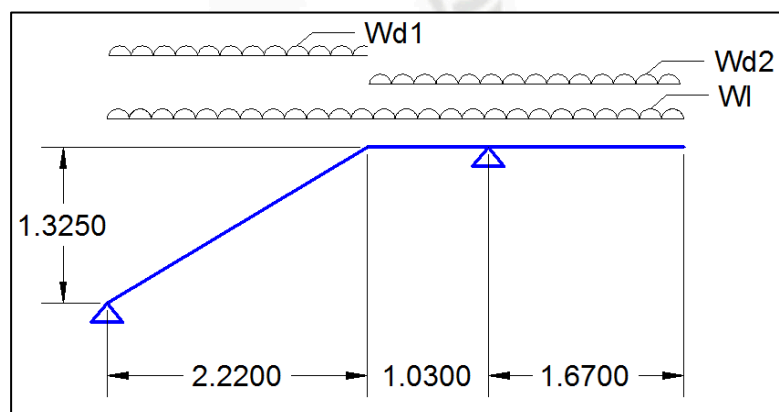


Fig. 4.8.1. Esquema de cargas actuantes sobre modelo de la escalera.

De donde:

$$W_{d1} = 657.31 \text{ kg/m}$$

$$W_{d2} = 460.00 \text{ kg/m}$$

$$W_l = 200.00 \text{ kg/m}$$

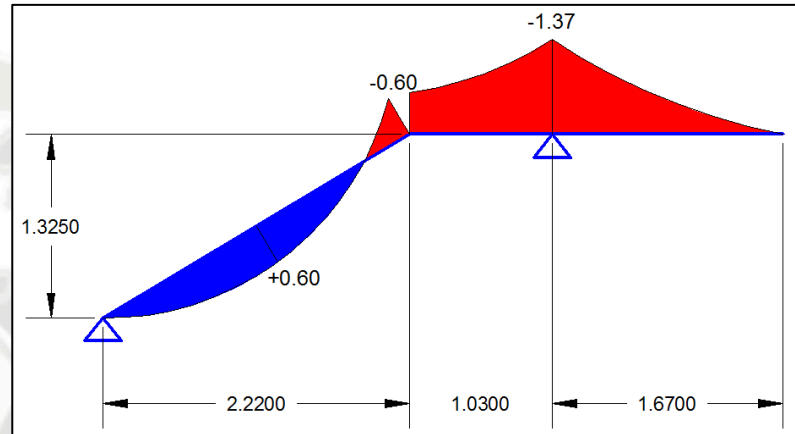


Fig. 4.8.2. Diagrama de momentos flectores en modelo de escalera.

❖ Diseño por flexión

- a) Diseño del acero longitudinal resistente al momento positivo en la parte central de la losa inclinada

$$M_u = + 0.60 \text{ ton} - m$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{0.60 \times 10^5}{100 \times 9.5^2} = 6.65 \rightarrow \rho = 0.0018 \rightarrow A_s = \rho \times b \times d = 1.71 \text{ cm}^2 / m$$

- Acero mínimo para una losa de 12.5 cm de espesor

$$A_s = \rho_{min} \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 12.5 = 2.25 \text{ cm}^2 / m$$

Dado que el área de acero mínimo es mayor que el área de acero obtenida del cálculo con los momentos flectores actuantes, utilizamos el área de acero mínima, si utilizamos $\emptyset 3/8$ obtenemos el siguiente espaciamiento:

$$s = \frac{0.71 \times 100}{2.25} = 30\text{cm} \rightarrow \emptyset 3/8" @ 30\text{cm}$$

- b) Diseño del acero longitudinal resistente al momento negativo en el apoyo de la losa inclinada y del descanso.

$$Mu = -1.37 \text{ ton} - \text{m}$$

$$Ku = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{1.37 \times 10^5}{100 \times 12^2} = 9.51 \rightarrow \rho = 0.0026 \rightarrow As = \rho \times b \times d = 3.12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Acero mínimo para una losa de 15 cm de espesor

$$\text{Pero debido a que el } As_{\min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 15 =$$

$$2.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Luego utilizando $\emptyset 3/8"$ obtenemos el siguiente espaciamiento:

$$s = \frac{0.71 \times 100}{3.12} = 22.76 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 3/8" @ 20 \text{ cm}$$

- c) Diseño del acero transversal de la losa del tramo inclinado

El acero transversal del tramo inclinado está conformado por la cuantía mínima para una losa de 12.5 cm de espesor.

$$As_{\text{transv.}} = \emptyset 3/8" @ 30 \text{ cm}$$

❖ Diseño por cortante

A continuación se muestra el diagrama de fuerzas cortantes según la combinación de cargas 1.25CM + 1.25CV:

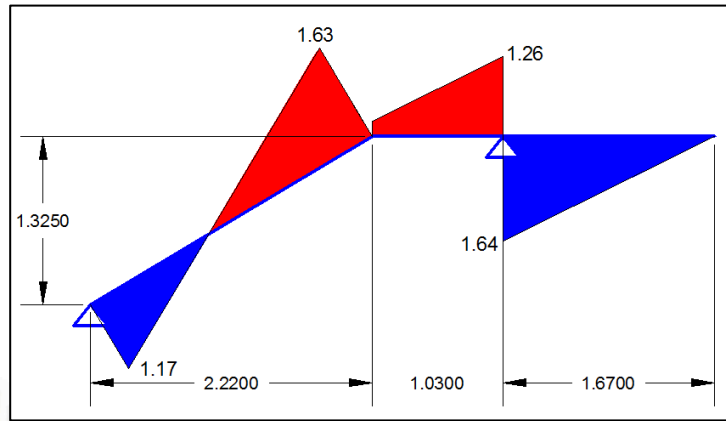


Fig. 4.8.3. Diagrama de fuerzas cortantes en modelo de escalera.

Cortante resistente del concreto de la losa inclinada

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 9.5 = 7.16 \text{ tonf.}$$

Cortante resistente del concreto de la losa de descanso

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 12 = 9.05 \text{ tonf.}$$

Como el $Vu_{max} = 1.64 \text{ tonf} \leq \phi V_c = 9.05 \text{ tonf} \rightarrow$ La sección de la losa inclinada y del descanso son satisfactorias a esfuerzos cortantes.

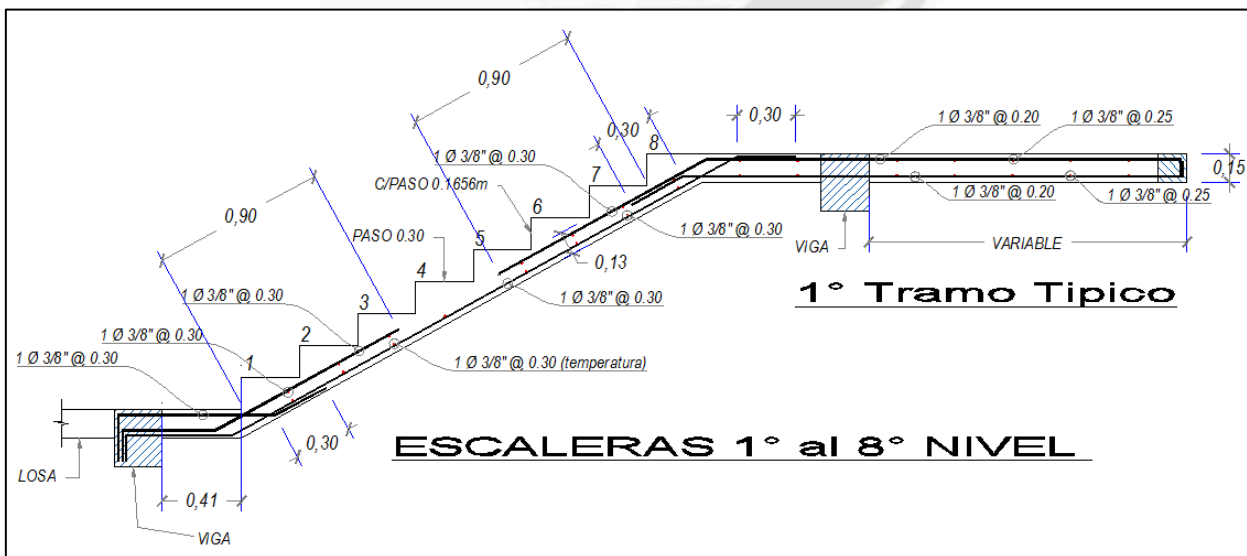


Fig. 4.8.3. Diseño final de escalera tramo de ida del primer piso al primer descanso.

4.9. Diseño del tanque cisterna

Una cisterna es un depósito subterráneo que se utiliza para almacenar agua para el consumo humano y una contingencia contra incendios.

El tanque cisterna es independiente del edificio y se encuentra localizado a un costado de este. El tanque cisterna soporta cargas laterales por la presión de agua y empuje del terreno, por lo tanto se modeló y analizó estas condiciones en el software de análisis estructural SAP 2000.

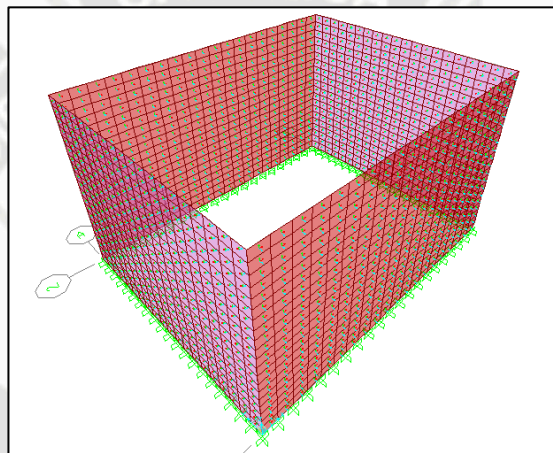


Fig. 4.9.1. Modelo de cisterna en programa SAP 2000.

Se muestra a continuación a manera de ilustración de la metodología de trabajo empleada, el ejemplo del diseño de una pared del tanque.

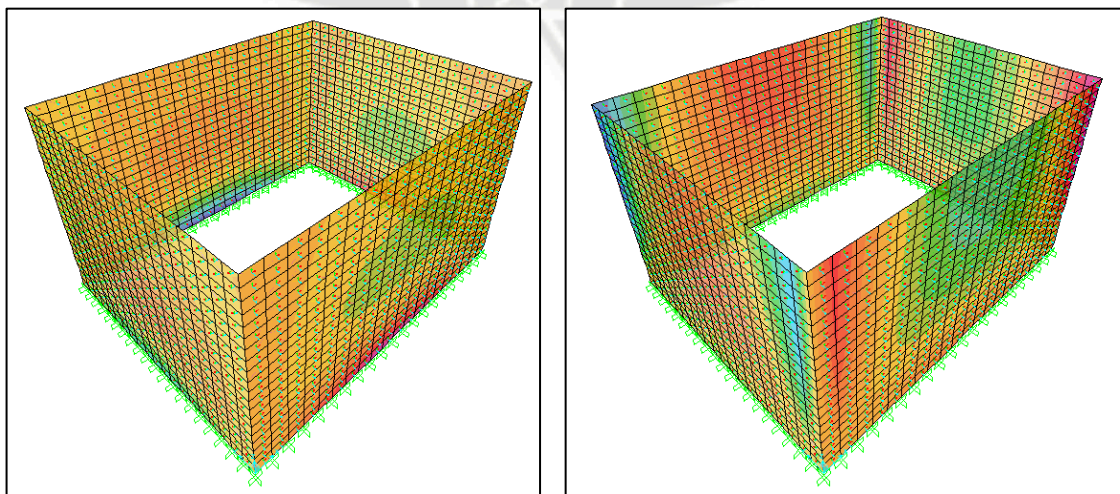
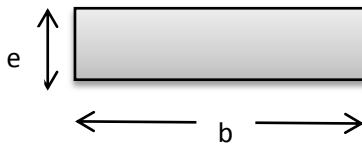


Fig. 4.9.2. Esfuerzos actuantes sobre caras de las paredes de la cisterna.

Características y propiedades de la pared:

	Espesor de la pared	$e = 25$	Cm
	Ancho de la pared	$b = 100$	Cm
	Recubrimiento	$r = 5$	Cm
	Peralte efectivo	$d = 20$	Cm
	Ang. de fricción int.	$\phi = 32.89^\circ$	
	P. Unit. del terreno	$\gamma = 1.48$	Tonf/m ³
	Resist. del Concreto	$f'c = 280$	kg/cm ²
	Resist. del Acero	$f_y = 4200$	kg/cm ²

❖ Diseño por flexión

a) Diseño de cara exterior en contacto con el terreno

$$Mu = + 5172.15 \text{ kgf} - m$$

$$Ku = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{5172.15 \times 10^2}{100 \times 20^2} = 12.93$$

$$\rho = 0.0036 \rightarrow As = \rho \times b \times d = 7.20 \text{ cm}^2/m$$

- Acero mínimo para un muro de 25 cm de espesor.

$$As_{min} = \rho_{min} \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/m$$

Por lo tanto el As tiene un espaciamiento de:

$$s = \frac{1.27 \times 100}{7.20} = 17.64 \text{ cm} \rightarrow \phi 1/2" @ 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto desde la zona inferior de la pared hacia arriba, debe tener un bastón de $\phi 1/2" @ 10 \text{ cm}$ de 1.0 m de longitud y de ahí para adelante debe tener $\phi 1/2" @ 20 \text{ cm}$, tal y como se puede ver en el esquema final de la cisterna.

- b) Diseño de cara interior en contacto con el agua

Debido a que el acero resultante de cálculo resulta menor que el acero mínimo y el espaciamiento está definido por el acero mínimo como se muestra a continuación:

$$s = \frac{1.27 \times 100}{6.25} = 20.32 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 1/2" @ 20 \text{ cm}$$

- c) Diseño de acero transversal de temperatura

$$A_{s_{temp.}} = \rho_{temp.} \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Por lo tanto el A_s tiene un espaciamiento de:

$$s = \frac{1.42 \times 100}{6.25} = 22.75 \text{ cm} \rightarrow \emptyset 3/8" @ 20 \text{ cm}$$

Es decir para acero transversal utilizamos una doble malla de acero de 3/8".

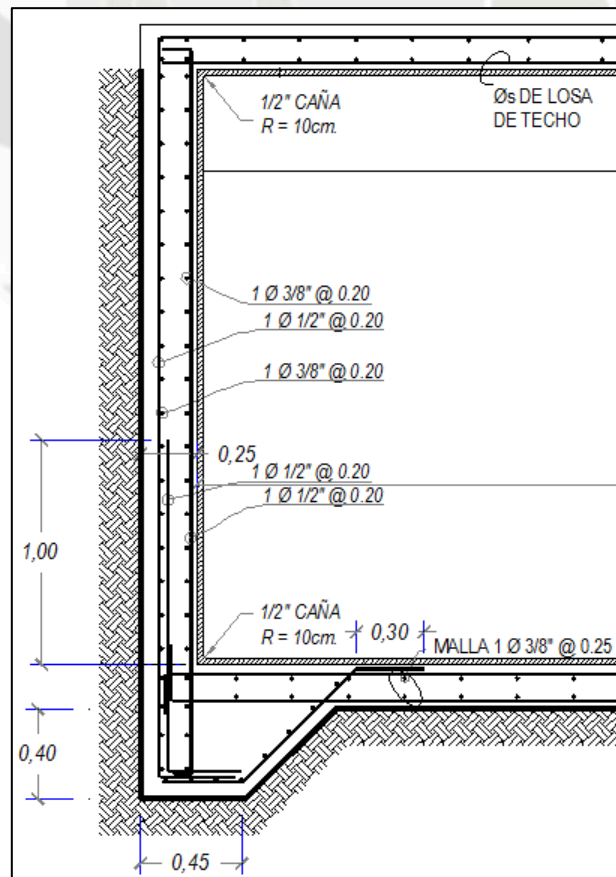


Fig. 4.9.3. Diseño final de pared de cisterna.

4.10. Diseño del tanque elevado y cuarto de maquinas

El tanque elevado para un edificio de pequeña altura (menos de 50m.) es una estructura para almacenar agua solo para consumo humano, se debe instalar a una altura suficiente con el fin de dar la suficiente presión al punto más alto de abastecimiento de agua del edificio.

Para el diseño del tanque elevado se consideraron cargas muertas (peso propio), cargas viva (mantenimiento) y la carga debido a la presión lateral del agua sobre las paredes del tanque elevado.

A continuación se desarrolla a manera de ilustración del procedimiento de diseño que se realizó, un ejemplo de cómo se diseñó la losa de fondo del tanque elevado en el sentido largo.

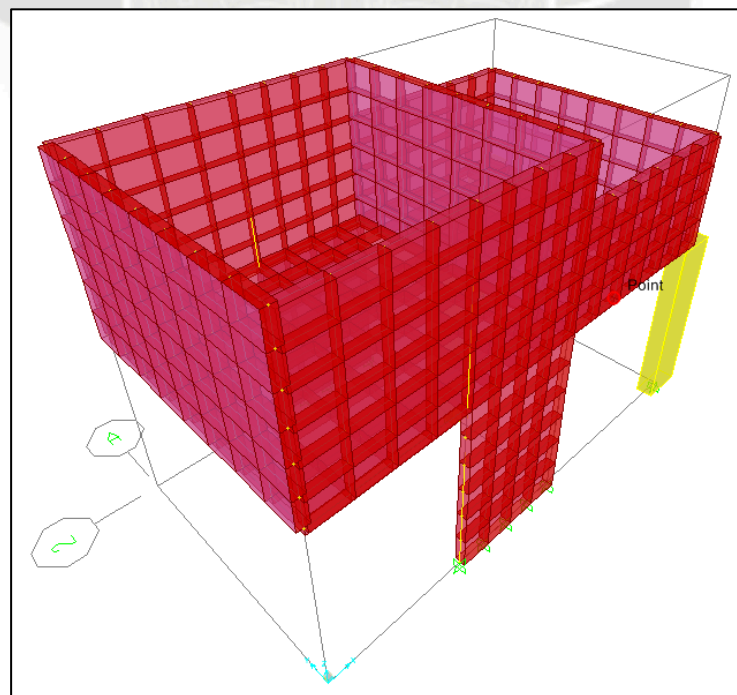
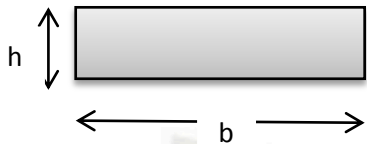


Fig. 4.10.1. Modelo de tanque elevado en programa SAP2000.

Características y propiedades de la losa de fondo:

	Espesor de losa	$h = 20$	cm
	Ancho de losa	$b = 100$	cm
	Recubrimiento	$r = 3$	cm
	Peralte efectivo	$d = 17$	cm
	Resist. del Concreto	$f'c = 280$	kg/cm ²
	Resist. del Acero	$f_y = 4200$	kg/cm ²

A continuación son mostradas los momentos flectores últimos obtenidos del programa Sap2000 para la losa de fondo en el sentido largo:

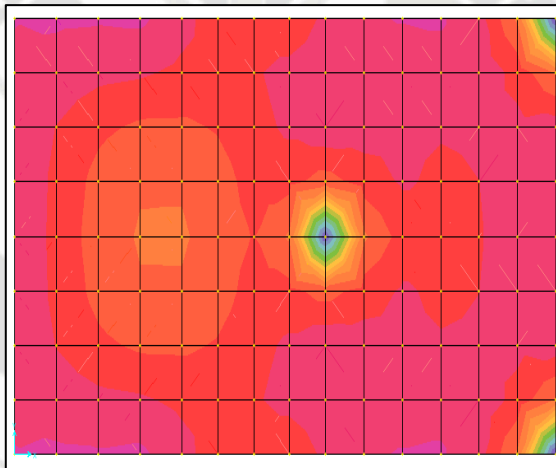


Fig. 4.10.2. Momento con respecto al eje X-X (Sentido largo)

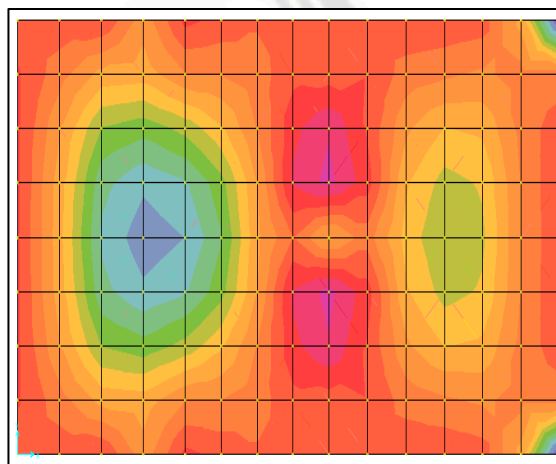


Fig. 4.10.3. Momento con respecto al eje Y-Y (Sentido corto)

$$Mu^+ = 1053.59 \text{ kg-m}$$

$$Mu^- = 3135.59 \text{ kg-m}$$

❖ **Diseño por flexión:**

a) Diseño para el momento positivo máximo de la losa

$$Ku = \frac{Mu^+}{b \times d^2}$$

$$Ku = \frac{1.053 \times 100000}{100 \times 17^2} = 3.64 \rightarrow \rho = 0.001674$$

Luego el área de acero estará dada por:

$$As = \rho \times b \times d = 0.001674 \times 100 \times 17 = 2.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificamos el acero mínimo para una losa de 20cm. de espesor:

$$As_{min} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Hallamos el espaciamiento con el acero mayor de estas dos premisas:

Si utilizamos $\emptyset 3/8"$, el espaciamiento estaría dado por:

$$s = \frac{Av \times 100}{As} \rightarrow \frac{0.71 \times 100}{3.6} \rightarrow s = \emptyset 3/8" @ 0.20$$

b) Diseño para momento negativo máximo de la losa

$$Ku = \frac{Mu^-}{b \times d^2}$$

$$Ku = \frac{3135.59 \times 100}{100 \times 17^2} = 10.85 \rightarrow \rho = 0.002947 \rightarrow As = 5.01 \text{ cm}^2$$

Si utilizamos $\emptyset 3/8"$, el espaciamiento estaría dado por:

$$s = \frac{Av \times 100}{As} \rightarrow \frac{0.71 \times 100}{5.01} \rightarrow s = \emptyset 3/8" @ 0.10 \text{ m.}$$

Luego usaremos:

$$A_s^+ = 1\emptyset 3/8" @ 0.20m.$$

$$A_s^- = 1\emptyset 3/8" @ 0.10m.$$

En el sentido corto de la losa de fondo del tanque elevado, el área de acero por metro calculado con los momentos flectores últimos es menor que el área de acero mínima para una losa de 20 cm. de espesor por lo tanto esta será la que defina su espaciamiento: $\emptyset 3/8" @ 0.20$

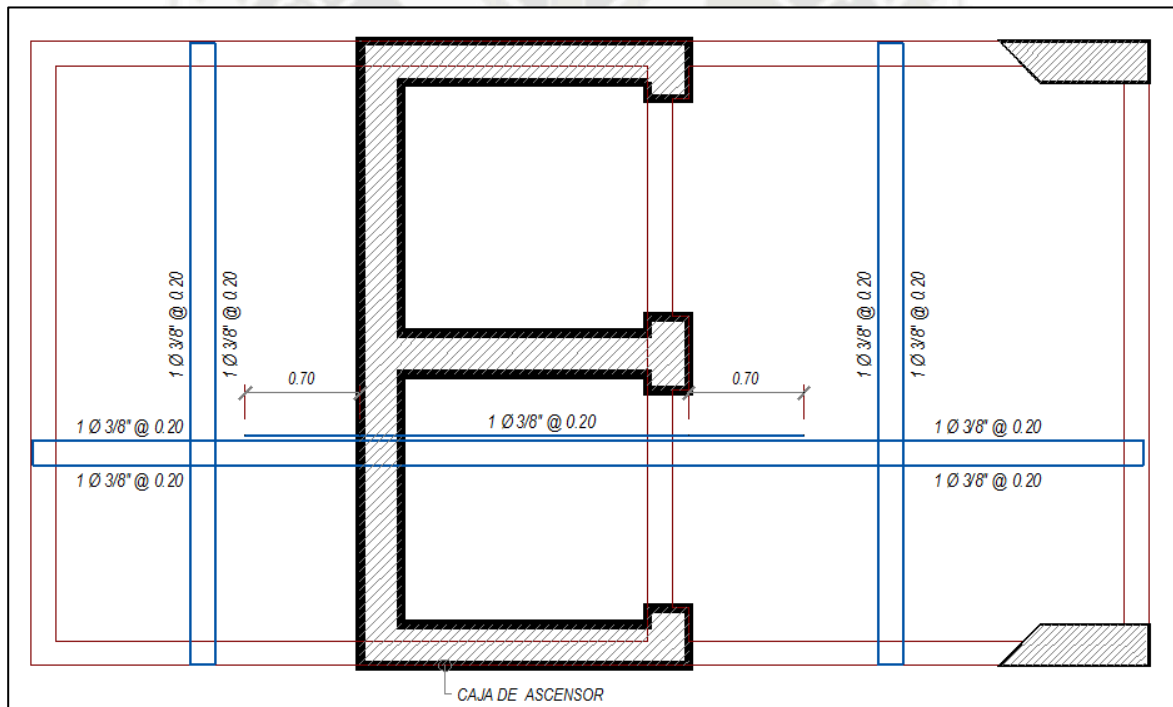


Fig. 4.9.3. Diseño final de losa de fondo de tanque elevado y de cuarto de máquinas.



CAPITULO V

COSTOS Y PROGRAMACION DE OBRAS

5.1. Costo del proyecto estructural

El presente capítulo desarrolla fundamentalmente la determinación del costo económico de llevar a cabo el proyecto estructural y la estimación del tiempo requerido para realizar dichos trabajos.

Para lograr hallar los costos y estimar la programación de obras se realizaron las siguientes actividades: Hoja de metrados para cuantificar la cantidad de trabajos y materiales que se realizara, análisis de costos unitarios, presupuesto de proyecto estructural, formula polinómica, cronograma de avance de obra y calendario valorizado.

5.1.1. Metrados

Podemos definirlo como el cómputo o medida del consumo de materiales; o cantidad de trabajos a realizar. Las unidades utilizadas son el kg, m², m³, pie², unidad, pieza, u otra que defina adecuadamente dicho metrado.

También lo podemos definir como el conjunto ordenado de datos obtenidos mediante lecturas acotadas, preferentemente, y con excepción con lecturas a escala, es decir utilizando el escalímetro. Los metrados se realizan con el objetivo de calcular la cantidad de obra a realizar y que al multiplicarlo por el costo unitario y sumarlo obtengamos el costo directo.

Ver hoja de metrados en el anexo.

5.1.2. Análisis de precios unitarios

Ver análisis de precios unitarios en el anexo.

5.1.3. Presupuesto

Es un plan de acción dirigido a cumplir una meta prevista, expresada en valores financieros, que debe cumplirse en determinado tiempo y bajo ciertas condiciones previstas, permite una adecuada planeación y control, además de servir para la evaluación de inversiones y adjudicación de una obra.

Se basa en la previsión del total de los costes involucrados en la obra de construcción incrementados con el margen de beneficio que se tenga previsto.

La finalidad de un presupuesto de obra es tener una idea aproximada y lo más real posible del importe de la ejecución del proyecto, no indica los gastos de explotación ni los gastos de la amortización de la inversión una vez ejecutada.

Para conocer el presupuesto de obra de un proyecto se deben seguir los siguientes pasos:

- Registrar y detallar las distintas unidades de obra que intervengan en el proyecto.
- Hacer las mediciones y anotaciones de cada unidad de obra.
- Conocer el precio unitario de cada unidad de obra.
- Multiplicar el precio unitario de cada unidad por su medición respectiva.

Ver presupuesto del proyecto estructural en el anexo.

5.1.4. Fórmulas Polinómicas

Es la representación matemática de la estructura de costos de un presupuesto y está constituida por la sumatoria de términos (monomios) que consideran la participación o incidencia de los principales recursos (mano de obra, materiales, equipo, ggu) dentro del costo o presupuesto total de la obra, cuya suma determina para un período dado el coeficiente de reajuste del monto de obra.

Conceptualmente, la fórmula polinómica es el procedimiento de agrupación de todos los insumos que intervienen en el proceso constructivo en unos pocos que sean representativos de todos ellos y ponderar sus incrementos de costos en función de los “pesos” que estos insumos tengan dentro del presupuesto general de la obra.

Ver formula polinómica del proyecto estructural en el anexo.

5.1.5. Índices unificados del INEI

Cod.	1	2	3	4	5	6	Cod.	1	2	3	4	5	6
01	785,37	785,37	785,37	785,37	785,37	785,37	02	437,05	437,05	437,05	437,05	437,05	437,05
03	432,33	432,33	432,33	432,33	432,33	432,33	04	510,47	733,24	916,52	553,96	272,49	746,34
05	434,14	216,88	361,62	610,66	(*)	621,52	06	817,01	817,01	817,01	817,01	817,01	817,01
07	588,11	588,11	588,11	588,11	588,11	588,11	08	795,88	795,88	795,88	795,88	795,88	795,88
09	274,30	274,30	274,30	274,30	274,30	274,30	10	354,60	354,60	354,60	354,60	354,60	354,60
11	192,61	192,61	192,61	192,61	192,61	192,61	12	287,46	287,46	287,46	287,46	287,46	287,46
13	1697,48	1697,48	1697,48	1697,48	1697,48	1697,48	14	269,59	269,59	269,59	269,59	269,59	269,59
17	537,37	672,70	737,62	895,23	552,66	862,58	16	352,48	352,48	352,48	352,48	352,48	352,48
19	679,16	679,16	679,16	679,16	679,16	679,16	18	271,19	271,19	271,19	271,19	271,19	271,19
21	454,01	339,42	354,74	428,12	354,74	410,96	20	2000,50	2000,50	2000,50	2000,50	2000,50	2000,50
23	368,10	368,10	368,10	368,10	368,10	368,10	22	367,30	367,30	367,30	367,30	367,30	367,30
27	556,64	556,64	556,64	556,64	556,64	556,64	24	275,20	275,20	275,20	275,20	275,20	275,20
31	360,04	360,04	360,04	360,04	360,04	360,04	26	360,29	360,29	360,29	360,29	360,29	360,29
33	618,76	618,76	618,76	618,76	618,76	618,76	28	486,96	486,96	486,96	473,02	486,96	486,96
37	280,95	280,95	280,95	280,95	280,95	280,95	30	345,99	345,99	345,99	345,99	345,99	345,99
39	381,42	381,42	381,42	381,42	381,42	381,42	32	451,30	451,30	451,30	451,30	451,30	451,30
41	356,04	356,04	356,04	356,04	356,04	356,04	34	516,89	516,89	516,89	516,89	516,89	516,89
43	616,57	570,99	770,17	619,54	800,84	845,88	38	415,66	826,09	799,45	534,40	(*)	690,31
45	313,02	313,02	313,02	313,02	313,02	313,02	40	364,59	321,88	415,20	285,47	272,89	331,41
47	471,44	471,44	471,44	471,44	471,44	471,44	42	229,59	229,59	229,59	229,59	229,59	229,59
49	227,27	227,27	227,27	227,27	227,27	227,27	44	345,81	345,81	345,81	345,81	345,81	345,81
51	288,30	288,30	288,30	288,30	288,30	288,30	46	466,57	466,57	466,57	466,57	466,57	466,57
53	853,03	853,03	853,03	853,03	853,03	853,03	48	323,59	323,59	323,59	323,59	323,59	323,59
55	475,51	475,51	475,51	475,51	475,51	475,51	50	595,52	595,52	595,52	595,52	595,52	595,52
57	380,59	380,59	380,59	380,59	380,59	380,59	52	269,24	269,24	269,24	269,24	269,24	269,24
59	200,82	200,82	200,82	200,82	200,82	200,82	54	374,03	374,03	374,03	374,03	374,03	374,03
61	278,33	278,33	278,33	278,33	278,33	278,33	56	489,18	489,18	489,18	489,18	489,18	489,18
65	240,34	240,34	240,34	240,34	240,34	240,34	60	295,99	295,99	295,99	295,99	295,99	295,99
69	390,90	327,82	428,87	448,61	269,39	462,80	62	380,89	380,89	380,89	380,89	380,89	380,89
71	494,33	494,33	494,33	494,33	494,33	494,33	64	248,13	248,13	248,13	248,13	248,13	248,13
73	403,85	403,85	403,85	403,85	403,85	403,85	66	472,46	472,46	472,46	472,46	472,46	472,46
77	279,26	279,26	279,26	279,26	279,26	279,26	68	260,95	260,95	260,95	260,95	260,95	260,95
							70	218,25	218,25	218,25	218,25	218,25	218,25
							72	353,50	353,50	353,50	353,50	353,50	353,50
							78	452,47	452,47	452,47	452,47	452,47	452,47
							80	105,62	105,62	105,62	105,62	105,62	105,62

(*) Sin Producción

Nota: El cuadro incluye los índices unificados de código: 30, 34, 39, 47, 49 y 53, que fueron aprobados mediante Resolución Jefatural N° 065-2013-INEI.

Fig. 5.1.5.1. Índices unificados del INEI para las 06 áreas geográficas.

Índices Unificados de Precios para las seis(6) Áreas Geográficas correspondientes al mes de Febrero de 2013,

Los departamentos que comprenden las Áreas Geográficas, son los siguientes:

Área 1: Tumbes, Piura, Lambayeque, La Libertad, Cajamarca, Amazonas y San Martín.

Área 2: Ancash, Lima, Provincia Constitucional del Callao e Ica.

Área 3: Huánuco, Pasco, Junín, Huancavelica, Ayacucho y Ucayali.

Área 4: Arequipa, Moquegua y Tacna.

Área 5: Loreto.

Área 6: Cusco, Puno, Apurímac y Madre de Dios.

- A partir de 1994, los índices se calculan a 6 decimales y para su presentación a 2 decimales.
- Los Índices Unificados de Precios, corresponden a los materiales, equipos, herramientas, mano de obra y otros elementos e insumos de la construcción, agrupados por elementos similares y/o afines. En el caso de productos industriales, el precio utilizado es el de venta ex fábrica incluyendo los impuestos de ley y sin considerar fletes.

5.2. Programación de Obras

La Planificación consiste en establecer programas con indicación de objetivos, así como definir las diferentes etapas que lo conforman con la finalidad de llegar a la meta trazada, para ello es necesario establecer el control correspondiente en cada etapa del plan y programas propuestos los cuales deben estar en armonía con los recursos disponibles.

Para lograr esto se debe llevar a cabo tablas y gráficos en los que se muestran los tiempos de duración, de inicio y de término de cada una de las actividades (operaciones), que forman el proyecto.

5.2.1. Calendario de avance de obra

Ver calendario de avance de obra en el anexo.

5.2.2. Calendario valorizado

Ver el calendario valorizado en el anexo.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- El periodo del primer modo de la estructura es 0.5519 por lo tanto se puede concluir que el edificio no es muy rígido sino que está en un rango aceptable ya que es menor que el periodo fundamental del terreno (0.60 seg.).
- En cuanto a desplazamientos laterales de los entresijos ocasionados por la fuerzas de sismo podemos observar que son menores a los máximos permitidos por el RNE (En la dirección Y-Y la deriva máxima es de 0.00471 mientras que la deriva máxima en la dirección X-X alcanza un valor de 0.0048 por lo que podemos concluir que nuestra estructura presenta adecuados desplazamientos laterales en caso de sismos severos.
- La capacidad portante del suelo es de 2.56 kgf/cm^2 , la profundidad mínima de desplante de la cimentación se calculó como 1.50m desde el nivel natural del terreno, la cimentación se emplazara en el estrato que tiene clasificación SUCS como SM-SP, es decir arena mal graduada con limo y con grava,
- El proyecto se ubica en la unidad geológica de la penillanura de Arequipa, específicamente en la subunidad "Superficie del aeropuerto", la cual tiene como principal característica ser una superficie levemente plana y estar conformada por materiales tufáceos.

- Debido a la altura que posee la edificación, la capacidad portante del terreno y a la considerable cantidad de muros de corte que implican un considerable cantidad de área destinada a convertirse en cimentación mayor al 50% del área total, es que se decidió utilizar losas y vigas de cimentación, además porque estas presentaran mejor comportamiento estructural.
- Los elementos sometidos a flexocompresión se puede ver que están esforzados mayormente por momentos flectores que por fuerzas axiales.
- Debido al amplio espacio que tiene el terreno y a la inexistencia de estacionamientos en el sótano se pudo proyectar con libertad muros de corte.
- El costo económico total incluyendo IGV por llevar a cabo el proyecto estructural asciende a la suma de S/. 3 311 236.85 nuevos soles.
- El tiempo estimado de ejecución del proyecto estructural es de 250 días.

Recomendaciones

- En caso de necesitar realizar leves modificaciones a los planos de arquitectura por motivos de estabilidad estructural o constructabilidad, es necesario tener una buena comunicación con el arquitecto proyectista.
- Cuando se tiene edificaciones que tienen área y altura considerable es probable tener que proyectar cisternas y tanques elevados de gran volumen lo que podría complicar la cimentación y afectar el

comportamiento estructural del edificio por lo tanto si se cuenta con espacio suficiente es mejor proyectarlos a un costado de la edificación.

- En edificios altos es importante proyectar muros de corte de suficiente longitud para rigidizar en ambos sentidos al edificio para que este tenga desplazamientos laterales dentro lo admitido en el RNE.
- La diferencia económica entre 1 m^3 de un concreto de $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$ y uno de $f'c=280 \text{ kgf/cm}^2$ no es muy grande si consideramos también los beneficios del concreto de mayor resistencia.
- Para analizar estructuralmente losas de entrepiso y cimentaciones es preferible utilizar el programa Safe al programa SAP2000 ya que Safe cuenta con opciones más personalizadas para diseño de losas y cimentaciones.
- Para que un proyecto se lleve a cabo satisfactoriamente es necesario que haya una supervisión rigurosa que asegure un correcto cumplimiento de las especificaciones técnicas además de un diseño estructural adecuado.

Bibliografía

1. EMPRESA EDITORIAL MACRO
“Reglamento Nacional de Edificaciones”
Lima – Perú – Edición actualizada a Mayo del 2012.
2. BLANCO BLASCO, Antonio.
“Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado”
Editorial Cap. Ingenieros Civiles, Perú
3. SAN BARTOLOME, Ángel.
“Análisis de Edificios”
Pontificia Universidad Católica del Perú – 1998
4. HARMSEN, Teodoro.
“Diseño de Estructuras de Concreto Armado”.
PUCP. Fondo Editorial, 3ra Edición. 2002, Perú.
5. OTAZZI PASINO, Gianfranco.
“Diseño en Concreto Armado”.
ACI Perú. , 1ra Edición. 2006, Perú.
6. AGUILAR BARDALES Zenón, ALVA HURTADO Jorge .
“Microzonificación Sísmica de Arequipa”
Ponencia Presentada al VI Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, del 11 al 13 de Noviembre de 1991.
7. NÚÑEZ DE PRADO Hernando, FARFÁN BAZÁN Eduardo, DÍAZ URQUIZO Héctor.
“Geología y Estratigrafía del Cuaternario y Zonificación Geotécnica-Sísmica del Área Urbana de Arequipa.”
Convenio Unsa – Ceren

8. CUBA ARENAS JIDDY
“Concreto Armado II”

9. RAMOS SALAZAR, JESUS
“Costos y presupuestos en edificaciones”



HOJA DE METRADOS

OBRAS PRELIMINARES

CONSTRUCCIONES PROVISIONALES						
Partida	Nº veces	Cant	Largo m	Ancho m		Parcial
Caseta para Oficina, Almacen y guardiania						
Alamcen	1	1	4.00	3.00		24.00
Oficina	1	1	3.00	2.00		12.00
Caseta de guardiania	1	1	2.00	1.00		2.00
Total					m²	38.00
Cerco perimetrico						
Cerco perimetrico	1	1	60.00			60.00
Total					m	60.00
Cartel de obra						
Cartel de obra 3.60x2.40m	1	1				1.00
Total					Und	1.00

CONSTRUCCIONES PROVISIONALES						
Partida	Nº veces	Cant				Parcial
Agua para la construccion						
Agua para la construccion	1	1				1.00
Total					glb	1.00
Desagüe para la Cosntruccion						
SSH de obra	1	1				1.00
Total					glb	1.00
Energia electrica para la construccion						
Energia electrica para la construccion	1	1				1.00
Total					glb	1.00

TRABAJOS PRELIMINARES						
Partida	Cant Nº	Longitud				Area m²
		a	b			
Limpieza manual del terreno						
	1	20.00	20.50			410.00
Total					m²	410.00
Trazo de nivelacion y replanteo durante la ejecucion de obra						
	1	20.00	20.50			410.00
Total					m²	410.00

SEGURIDAD Y SALUD						
Partida	Cant Nº	Cant.				Parcial
Elaboracion,implementacion y administracion del plan de seguridad y salud en el trabajo						
Equipos de proteccion individual	1	0.25				0.25
Equipos de proteccion colectiva	1	0.25				0.25
Señalización temporal de seguridad	1	0.25				0.25
Capacitacion en seguridad y salud	1	0.10				0.10
recursos para respuesta ante emergencias	1	0.15				0.15
Total					GLB	1.00

MOVIMIENTO DE TIERRAS

Partida	Nº veces	Long 1 m	Long 2 m	Area m	Prof m	Parcial
Excavacion masiva						
semi-sotano hasta fondo de Solado de VC	1			410.00	2.60	1,066.00
Sobre excavacion en el perimetro	1	89.00			2.60	231.40
Total					m³	1,297.40

Partida	Nº veces	Long 1 m	Long 2 m	Area m	Prof m	Total
Excavacion para viga de cimentacion						
Excavacion de losa de cimentacion	1					3.20
Excavacion para viga de cimentacion	1					101.90
Total					m³	105.10

Excavacion para muro de contencion					m³	12.40
---	--	--	--	--	-----------	--------------

Partida	Cant Nº	Cant.	Largo m²	Ancho m	Altura Nº	Parcial
Excavacion para cisterna						
Cisterna	1.00	1.00	5.45	4.35	2.90	68.75
Cimentación de Cisterna	1.00	1.00	19.60	0.65	0.40	5.10
Cuarto de Maquinas	1.00	1.00	3.00	3.00	2.90	26.10
Total					m³	100.00

Partida	Nº veces	Cant	Area m²	Ancho m	Altura Nº	Total
Relleno compactado - material prestamo						
Material tipo afirmado al 95% PM	1	1	410.00		0.90	369.00
Total					m³	369.00

Partida	Excav m³		Vol m3	Factor Esp.	Total + 15% esp
Eliminacion de material excedente					
Excavacion masiva	1,297.40		1,492.01	1.15	1,715.81
Excavacion para viga de cimentacion	105.10		120.87	1.15	138.99
Excavacion para muro de contencion	12.40		14.26	1.15	16.40
Excavacion para cisterna	100.00		115.00	1.15	132.25
Total				m³	2,003.50

OBRAS DE CONCRETO SIMPLE

Partida	Nº veces	Long 1 m	Long 2 m	Area m	Prof m	Parcial
Solados (Espesor = 8 cm)						
						Total
						m2
Viga de Cimentacion	143.26					143.26
Losa cimentacion	277.50					277.50
Zapata de muro contencion	28.80					28.80
Total					m2	449.60

PLANILLA DE HOJA DE METRADOS

BASES

LOSA DE CIMENTACION																																								
Eje	Descripcion	Tipo	Cant.	Excavacion (chaffan)				Solado				Concreto				Encofrado		Bim		descripcion	Cant.	Ø Acero																		
				Nº elem	Largo m	Ancho m	Prof m	Vol. m³	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	Vol m³			m	nº	long m	nº	long m	nº	long m	nº	long m										
1-3/A-D	LOSA L-1	2	1	2.90	3.68	0.01	0.24	2.90	3.68			21.34	2.90	3.68	0.35	7.47		0.24	2-4/A-C (L-1+L-6)	200	8.66	16	277.12	2.85	22	125.40														
3-4/A-D	LOSA L-6	2	1	5.42	3.50	0.01	0.43	5.42	3.50			37.94	5.42	3.50	0.35	13.28		0.43	2-4/A-C (L-6)	200	2.45	16	78.40	8.91	22	392.04														
1-2/C-D	LOSA L-2	2	1	2.90	3.88	0.01	0.25	2.90	3.88			22.50	2.90	3.88	0.35	7.88		0.25	3-4/A-C (L-2)	200	6.41	18	230.76		9	80.10	6.91													
2-3/C-D	LOSA L-4	2	1	2.90	0.85	0.01	0.06	2.90	0.85			4.93	2.90	0.85	0.35	1.73		0.06	2-3/B-D (L-1+L-2+L-10)	200	7.39	20	295.60	7.89	27	426.06														
3-4/C-D	LOSA L-7	2	1	1.75	3.50	0.01	0.14	1.75	3.50			12.25	1.75	3.50	0.35	4.29		0.14	1-3/C-D (L-2+L-10)	200	6.28	15	188.40	6.78	21	284.76														
1-2/D-E	LOSA L-3	2	1	4.41	3.88	0.01	0.38	4.41	3.88			34.22	4.41	3.88	0.35	11.98		0.38	1-3/D-E (L-3+L-11)	200	6.28	23	288.88		41	184.50	6.78													
2-3/D-E	LOSA L-4	2	1	4.90	0.85	0.01	0.09	4.90	0.85			8.33	4.90	0.85	0.35	2.92		0.09	3-4/C-E (L-7+L-8+L-9)	200	5.22	28	252.32	4.47	36	321.84														
3-4/D-E	LOSA L-8	2	1	3.25	3.50	0.01	0.26	3.25	3.50			22.75	3.25	3.50	0.35	7.96		0.26	5-6/G-H (L-4)	200	4.56	20	182.40	4.81	26	250.12														
3-4/D-E	LOSA L-9	2	1	0.75	3.50	0.01	0.06	0.75	3.50			5.25	0.75	3.50	0.35	1.84		0.06	2-4/E-F (L-5+L-19)	200	4.61	19	175.18	7.61	30	456.60	5.11													
5-6/E-F	LOSA L-3	2	1	3.70	3.56	0.01	0.30	3.70	3.56			26.34	3.70	3.56	0.35	9.22		0.30		200	6.50	25	325.00		7	64.12	7.00													
3-4/E-F	LOSA L-5	2	1	2.87	0.87	0.01	0.06	2.87	0.87			4.99	2.87	0.87	0.35	1.75		0.06	4-4/E-F (L-12)	200	4.58	37	137.54	2.11	37	156.14														
3-4/E-F	LOSA L-10	2	1	3.89	4.68	0.01	0.41	3.89	4.68			36.41	3.89	4.68	0.35	12.74		0.41		200	8.00	8	128.00	8.50	8	136.00														
6-4/E-F	LOSA L-9	2	1	1.00	1.00	0.01	0.02	1.00	1.00			2.00	1.00	1.00	0.35	0.70		0.02		200	1.86	37	137.54	2.11	37	156.14														
6-4/E-F	LOSA L-5	2	1	13.57	1.00	0.01	0.31	10.79	1.00			21.58	10.79	1.00	0.35	7.55		0.31		200	6.50	25	325.00		7	64.12	7.00													
4-4/E-F	LOSA L-12	2	1	1.15	1.18	0.01	0.03	1.15	1.18			2.71	1.15	1.18	0.35	0.85		0.03		200	4.58	37	137.54	2.11	37	156.14														
4-4/E-F	LOSA L-12	2	1	1.79	1.48	0.01	0.06	1.79	1.48			5.30	1.79	1.48	0.35	1.85		0.06		200	4.58	37	137.54	2.11	37	156.14														
4-4/E-F	LOSA L-12	2	1	2.89	1.48	0.01	0.10	2.89	1.48			8.55	2.89	1.48	0.35	2.99		0.10		200	4.58	37	137.54	2.11	37	156.14														
Total								3.18				277.41				97.10				37.80		3.18																		
+ Desperdicio																						8%		3.816.20				10%		3.348.02				12%		2.452.96				
Peso																								1.00				1.60				2.24								
Peso																								1.00				1.60				2.24								
METRADO TOTAL				3.20				277.56				97.10				37.80		3.20				10.014.10		kg		458		kg		409		kg		305						
Varillas				und																																				

VIGA DE CIMENTACION																																								
Eje	Descripcion	Tipo	Cant.	Excavacion				Solado				Concreto				Encofrado		Bim		descripcion	Cant.	Ø Acero																		
				Nº elem	Largo m	Ancho m	Prof m	Vol. m³	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	Vol m³			m	nº	long m	nº	long m	nº	long m	nº	long m										
1	VC-02	2	1	8.12	0.60	0.47	4.58	8.12	0.60			3.74	8.12	0.60	0.80	7.80		4.58	2-80	22	123.20	8.70	12	203.80	8.70	5	87.00	8.05												
5	VC-03	2	1	3.12	0.60	0.87	3.26	3.12	0.60			3.74	3.12	0.60	1.20	4.49		3.26	3-60	17	122.40	3.70	5	37.00	4.35	4	34.80	3.05												
2'	VC-01	2	1	3.53	0.60	0.47	1.99	3.53	0.60			4.24	3.53	0.60	0.80	3.39		1.99	2-80	22	123.20				4.69	10	93.80	3.38												
2	VC-05	2	1	2.90	0.60	0.47	1.64	2.90	0.60			3.48	2.90	0.60	0.80	2.78		1.64	2-80	29	162.40	10.12	10	202.40	10.41	5	104.10	9.69												
6	VC-21	2	1	5.90	0.60	0.87	6.16	5.90	0.60			7.08	5.90	0.60	1.20	8.50		6.16	3-60	30	216.00	5.98	11	131.56	7.19	4	57.49	5.89												
6'	VC-22	2	1	5.87	0.60	0.87	6.13	5.87	0.60			7.04	5.87	0.60	1.20	8.45		6.13	3-60	30	216.00	5.98	11	131.56	7.19	4	57.49	5.89												
3	VC-06	2	1	4.87	0.60	0.47	2.75	4.87	0.60			5.84	4.87	0.60	0.80	4.68		2.75	2-80	30	168.00	6.78	10	135.60	10.43	5	104.30	9.15												
3	VC-07	2	1	8.68	0.60	0.87	9.06	8.68	0.60			10.42	8.68	0.60	1.20	12.50		9.06	3-60	27	57.60	8.68	8	138.88	9.26	4	74.08	8.68												
4	VC-17	1	1	8.87	0.60	0.87	4.63	8.87	0.60			5.32	8.87	0.60	1.20	6.39		4.63	3-60	20	72.00	9.45	16	151.20	9.45	4	37.80	8.87												
4	VC-18	1	1	6.95	0.60	0.87	3.63	6.95	0.60			4.17	6.95	0.60	1.20	5.00		3.63	3-60	11	39.60	7.53	10	75.30			6.88													
4'	VC-07	2	1	4.13	0.60	0.87	4.31	4.13	0.60			4.96	4.13	0.60	1.20	5.95		4.31	3-60	19	136.80	4.71	8	75.36	4.71	4	37.68	4.06												
4'	VC-18	2	1	4.09	0.60	0.87	4.27	4.09	0.60			4.91	4.09	0.60	1.20	5.89		4.27	3-60	20	144.00	4.66	9	83.88	4.66	4	37.28	4.01												
A	VC-08	2	1	3.50	0.60	0.47	1.97	3.50	0.60			4.20	3.50	0.60	0.80	3.36		1.97	2-80	27	151.20	4.98	7	69.72	4.98	5	49.80	4.33												
B	VC-08	2	1	3.67	0.60	0.47	2.07	3.67	0.60			4.40	3.67	0.60	0.80	3.52		2.07	2-80	22	123.20	4.98	7	69.72	4.98	5	49.80	4.33												
C	VC-09	2	1	5.93	0.60	0.87	6.19	5.93	0.60			7.12	5.93	0.60	1.20	8.54		6.19	3-60	12	86.40	7.66	8	122.56	7.66	4	61.28	6.36												
Total								101.86				143.26				150.57						101.86				8.616.30		2.748.68		1.296.80		1.133.42								
+ Desperdicio																																								

PLANILLA DE HOJA DE METRADOS

ELEMENTOS VERTICALES

PLACAS																											
Eje	Item	Cant	Nº elem	Concreto				Encofrado		descripcion					Ø Acero												
				Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	tipo	Cantidad	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m	5/8" m	nº	long m	1" m	nº	long m				
Sotano																											
2/B	P-1	2	1	0.50	0.25	2.65	0.66	2	7.95	V	2.00	3.85	3	46.20													
		2	1	1.25	0.25	2.65	1.66	2	15.90	H	2.00	3.85	1	15.40	1.55	10	62.00										
		2	1							H	2.00				1.05	10	42.00										
		2	1							E	3.00	1.00	19	114.00													
1/C	P-2	2	1	2.35	0.25	2.65	3.11	2	27.56	V	2.00	3.85	10	154.00										3.85	20	154.00	
		2	1	0.80	0.25	2.65	1.06	2	11.13	V	2.00	3.85	9	138.60													
		2	1	0.50	0.25	2.65	0.66	2	7.95	V	2.00	3.85	6	92.40													
		2	1	4.90	0.25	2.65	6.49	2	54.59	V	2.00	3.85	2	30.80													
		2	1							H	2.00	1.35	12	64.80													
		2	1							H	2.00	2.90	12	139.20													
		2	1							H	2.00	5.30	12	254.40													
		2	1							H	2.00	1.05	12	50.40													
		2	1							E	4.00	1.00	19	152.00													
		2	1							E	4.00	1.40	19	212.80													
1/D	P-3	2	1	1.05	0.25	2.65	1.39	2	13.78	V	2.00	3.85	3	46.20										3.85	28	215.60	
		2	1	0.60	0.25	2.65	0.80	2	9.01	V	2.00	3.85	1	15.40													
		2	1	0.60	0.25	2.65	0.80	2	9.01	V	2.00	3.85	1	15.40													
		2	1	4.40	0.25	2.65	5.83	2	49.29	V	2.00	3.85	11	169.40													
		2	1							H	2.00	1.60	17	108.80													
		2	1							H	2.00	1.75	17	119.00													
		2	1							H	2.00	5.30	12	254.40													
		2	1							E	3.00	1.00	19	114.00													
		2	1							E	4.00	1.80	19	273.60													
1/E	P-4	2	1	0.70	0.25	2.65	0.93	2	10.07	V	2.00	3.85	1	15.40	3.85	8	61.60	3.85	8	61.60							
		2	1	0.70	0.25	2.65	0.93	2	10.07	V	2.00	3.85	1	15.40													
		2	1							H	2.00			1.90	12	91.20											
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00													
1/E	P-5	2	1	0.80	0.25	2.65	1.06	2	11.13	V	2.00	3.85	1	15.40	3.85	16	123.20	3.85	8	61.60							
		2	1	0.55	0.25	2.65	0.73	2	8.48	V	2.00	3.85	1	15.40													
		2	1							H	2.00			2.10	12	100.80											
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00													
3-4/A	P-6	2	1	0.85	0.25	2.65	1.13	2	11.66	V	2.00	3.85	5	77.00										3.85	32	246.40	
		2	1	1.10	0.25	2.65	1.46	2	14.31	V	2.00	3.85	1	15.40													
		2	1	1.30	0.25	2.65	1.72	2	16.43	V	2.00	3.85	3	46.20													
		2	1							H	2.00	1.15	12	55.20													
		2	1							H	2.00	1.90	12	91.20													
		2	1							H	2.00	1.60	12	76.80													
		2	1							E	4.00	1.00	19	152.00													
2/E	P-7	2	1	0.55	0.25	2.65	0.73	2	8.48	V	2.00				3.85	24	184.80										
		2	1	0.30	0.25	2.65	0.40	2	5.83	E	4.00	2.00	19	304.00													
6/H	P-8	2	1	1.90	0.25	2.65	2.52	2	22.79	V	2.00	3.85	7	107.80										3.85	24	184.80	
		2	1	0.80	0.25	2.65	1.06	2	11.13	V	2.00	3.85	1	15.40													
		2	1							H	2.00	2.45	12	117.60													
		2	1							H	2.00	2.10	12	100.80													
		2	1							E	3.00	1.00	19	114.00													
6/H	P-9	2	1	1.45	0.25	2.65	1.92	2	18.02	V	2.00	3.85	4	61.60	1.75	10	70.00							3.85	16	123.20	
		2	1							H	2.00																
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00													
3/C	P-10	2	1	0.75	0.25	2.65	0.99	2	10.60	V	2.00				3.85	18	138.60										
		2	1							E	2.00	2.10	19	159.60													
		2	1							G	2.00	0.32	19	24.32													
3/C	P-11	2	1	0.95	0.25	2.65	1.26	2	12.72	V	2.00	3.85	1	15.40	3.85	16	123.20										
		2	1							H	2.00			1.25	17	85.00											
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00													

PLACAS																										
Eje	Item	Cant	Nº elem	Concreto				Encofrado		descripcion					Ø Acero											
				Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	tipo	Cantidad	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m	5/8" m	nº	long m	1" m	nº	long m			
Sotano																										
3/D	P-12	2	1	1.90	0.25	2.65	2.52	2	22.79	V	2.00	3.85	6	92.40	3.85	16	123.20									
		2	1							H	2.00			2.20	17	149.60										
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00												
3/E	P-13	2	1	1.12	0.25	2.65	1.48	2	14.52	V	2.00	3.85	2	30.80										3.85	23	177.10
		2	1	0.89	0.25	2.65	1.18	2	12.08	V	2.00	3.85	2	30.80												
		2	1							H	1.00			2.41	10	48.20										
		2	1							H	1.00			2.20	10	44.00										
		2	1							E	3.00	1.00	19	114.00												
4/E	P-14	2	1	1.59	0.25	2.65	2.11	2	19.50	V	2.00	3.85	6	92.40										3.85	16	123.20
		2	1	3.91	0																					

PLACAS																																																			
Item		Concreto					Encofrado		descripcion					Ø Acero																																					
Eje	Tipo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	tipo	Cantidad	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m	5/8" m	nº	long m	3/4" m	nº	long m	1" m	nº	long m																									
Primer al tercer nivel																																																			
6/H	P-9	2	1	1.45	0.25	2.65	1.92	2	18.02	V	2.00	2.65	4	42.40																																					
		2	1							H	2.00				1.75	10	70.00																																		
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00																																					
3/C	P-10	2	1	0.75	0.25	2.65	0.99	2	10.60	V	2.00				2.65	18	95.40																																		
		2	1							E	2.00	2.10	19	159.60																																					
		2	1							G	2.00	0.32	19	24.32																																					
3/C	P-11	2	1	0.95	0.25	2.65	1.26	2	12.72	V	2.00	2.65	1	10.60	2.65	16	84.80																																		
		2	1							H	2.00			1.25	17	85.00																																			
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00																																					
3/D	P-12	2	1	1.90	0.25	2.65	2.52	2	22.79	V	2.00	2.65	6	63.60	2.65	16	84.80																																		
		2	1							H	2.00			2.20	17	149.60																																			
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00																																					
3/E	P-13	2	1	1.12	0.25	2.65	1.48	2	14.52	V	2.00	2.65	2	21.20	2.65	23	121.90																																		
		2	1	0.89	0.25	2.65	1.18	2	12.08	V	2.00	2.65	2	21.20																																					
		2	1							H	1.00			2.41	10	48.20																																			
		2	1							H	1.00			2.20	10	44.00																																			
		2	1							E	3.00	1.00	19	114.00																																					
4/E	P-14	2	1	1.59	0.25	2.65	2.11	2	19.50	V	2.00	2.65	6	63.60	2.65	32	169.60																																		
		2	1	3.91	0.25	2.65	5.18	2	44.10	V	2.00	2.65	16	169.60																																					
		2	1	1.10	0.25	2.65	1.46	2	14.31	V	2.00	2.65	3	31.80																																					
		2	1							H	2.00	1.70	12	81.60																																					
		2	1							H	2.00	4.10	12	196.80																																					
		2	1							H	2.00	1.70	12	81.60																																					
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00																																					
		2	1							E	4.00	1.50	19	228.00																																					
3-4/D	P-15	2	1	1.25	0.25	2.65	1.66	2	15.90	V	2.00	2.65	2	21.20	2.65	16	84.80																																		
		2	1							H	2.00			1.55	26	161.20																																			
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00																																					
4	P-16	1	1	1.45	0.25	2.65	0.96	2	9.01	V	2.00	2.65	21	111.30										2.65	24	63.60																									
		1	1	1.65	0.25	2.65	1.09	2	10.07	V	2.00	2.65	8	42.40																																					
		1	1	5.95	0.25	2.65	3.94	2	32.86	H	2.00				1.75	10	35.00																																		
		1	1							H	2.00			1.95	10	39.00																																			
		1	1							H	2.00			6.75	10	135.00																																			
		1	1							E	6.00	1.00	19	114.00																																					
		1	1							E	4.00	1.50	19	114.00																																					
4	P-17	1	1	2.05	0.25	2.65	1.36	2	12.19	V	2.00	2.65	15	79.50										2.65	32	84.80																									
		1	1	1.45	0.25	2.65	0.96	2	9.01	V	2.00	2.65	8	42.40																																					
		1	1	3.60	0.25	2.65	2.39	2	20.41	H	2.00				2.35	17	79.90																																		
		1	1							H	2.00			1.75	17	59.50																																			
		1	1							H	2.00			4.40	17	149.60																																			
		1	1							E	4.00	1.00	19	76.00																																					
		1	1							E	2.00	1.50	19	57.00																																					
4	P-18	1	1	0.35	0.25	2.65	0.23	2	3.18	V	6.00	2.65	7	111.30									2.65	26	68.90																										
		1	1	0.35	0.25	2.65	0.23	2	3.18	V	2.00	2.65	16	84.80																																					
		1	1	1.50	0.25	2.65	0.99	2	9.28	H	6.00	1.50	12	108.00																																					
		1	1	1.50	0.25	2.65	0.99	2	9.28	H	6.00	4.10	12	295.20																																					
		1	1	1.50	0.25	2.65	0.99	2	9.28	H	6.00	1.70	12	133.00																																					
		1	1	3.80	0.25	2.65	2.52	2	21.47	E	5.00	1.40	19	133.00																																					
		1	1	0.45	0.25	2.65	0.30	2	3.71	E	2.00	1.20	19	45.60																																					
Total									71.83	674.00						6,825.02						1,956.20						1,197.80						192.70						508.80											
+ Desperdicio																6%						8%						10%						12%						16%											
Peso																																																			
Peso																																																			
METRADO TOTAL									71.90	674.10						11,113.70						kg																													
Varillas																0						804						235						147						24						66					

PLACAS																											
Item		Concreto					Encofrado		descripcion					Ø Acero													
Eje	Tipo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	tipo	Cantidad	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m	5/8" m	nº	long m	3/4" m	nº	long m	1" m	nº	long m	
Cuarto nivel al Septimo Nivel																											
2/B	P-1	2	1	0.50	0.25	2.65	0.66	2	7.95	V	2.00	2.65	3	31.80	2.65	16	84.80										
		2	1	1.25	0.25	2.65	1.66	2	15.90	V	2.00	2.65	1	10.60													
		2	1							H	2.00			1.55	10	62.00											
		2	1							H	2.00			1.05	10	42.00											
		2	1							E	3.00	1.00	19	114.00													
1/C	P-2	2	1	2.35	0.25	2.65	3.11	2	27.56	V	2.00	2.65	10	106.00	2.65	48	254.40										
		2	1	0.80	0.25	2.65	1.06	2	11.13	V	2.00	2.65	13	137.80													
		2	1	0.50	0.25	2.65	0.66	2	7.95	V	2.00	2.65	6	63.60													
		2	1	4.90	0.25	2.65	6.49	2	54.59	V	2.00	2.65	2	21.20													

PLACAS																											
Item				Concreto				Encofrado		descripcion			Ø Acero														
Eje	Tipo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	tipo	Cantidad	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m	5/8" m	nº	long m	3/4" m	nº	long m	1" m	nº	long m	
Octavo y Noveno Nivel																											
2/B	P-1	2	1	0.50	0.25	2.65	0.66	2	7.95	V	2.00	2.65	3	31.80	2.65	16	84.80										
		2	1	1.25	0.25	2.65	1.66	2	15.90	V	2.00	2.65	1	10.60													
		2	1							H	2.00			1.55	10	62.00											
		2	1							E	2.00			1.05	10	42.00											
		2	1								3.00	1.00	19	114.00													
1/C	P-2	2	1	2.60	0.25	2.65	3.45	2	30.21	V	2.00	2.65	10	106.00	2.65	56	296.80										
		2	1	0.70	0.25	2.65	0.93	2	10.07	V	2.00	2.65	4	42.40													
		2	1	0.80	0.25	2.65	1.06	2	11.13	V	2.00	2.65	4	42.40													
		2	1	1.65	0.25	2.65	2.19	2	20.14	V	2.00	2.65	6	63.60													
		2	1	0.75	0.25	2.65	0.99	2	10.60	H	2.00	2.90	12	139.20													
		2	1							H	2.00	1.18	12	56.64													
		2	1							H	2.00	1.35	12	64.80													
		2	1							H	2.00	1.05	12	50.40													
		2	1							H	2.00	2.20	12	105.60													
		2	1							E	7.00	1.00	19	266.00													
1/D	P-3	2	1	1.45	0.25	2.65	1.92	2	18.02	V	2.00	2.65	3	31.80	2.65	40	212.00										
		2	1	1.30	0.25	2.65	1.72	2	16.43	V	2.00	2.65	1	10.60													
		2	1	0.70	0.25	2.65	0.93	2	10.07	V	2.00	2.65	3	31.80													
		2	1							H	2.00	1.28	12	61.44													
		2	1							H	2.00	1.60	12	76.80													
		2	1							H	2.00	1.75	12	84.00													
		2	1							E	5.00	1.00	19	190.00													
1/E	P-4	2	1	0.70	0.25	2.65	0.93	2	10.07	V	2.00	2.65	1	10.60	2.65	16	84.80										
		2	1	0.70	0.25	2.65	0.93	2	10.07	V	2.00	2.65	1	10.60													
		2	1							H	2.00			1.90	12	91.20											
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00													
1/E	P-5	2	1	0.80	0.25	2.65	1.06	2	11.13	V	2.00	2.65	1	10.60	2.65	24	127.20										
		2	1	0.55	0.25	2.65	0.73	2	8.48	V	2.00	2.65	1	10.60													
		2	1							H	2.00			2.10	12	100.80											
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00													
3-4/A	P-6	2	1	0.85	0.25	2.65	1.13	2	11.66	V	2.00	2.65	5	53.00	2.65	32	169.60										
		2	1	1.10	0.25	2.65	1.46	2	14.31	V	2.00	2.65	1	10.60													
		2	1	1.30	0.25	2.65	1.72	2	16.43	V	2.00	2.65	3	31.80													
		2	1							H	2.00	1.15	12	55.20													
		2	1							H	2.00	1.90	12	91.20													
		2	1							H	2.00	1.60	12	76.80													
		2	1							E	4.00	1.00	19	152.00													
2/E	P-7	2	1	0.55	0.25	2.65	0.73	2	8.48	V	2.00				2.65	24	127.20										
		2	1	0.30	0.25	2.65	0.40	2	5.83	E	4.00	2.00	19	304.00													
6/H	P-8	2	1	1.90	0.25	2.65	2.52	2	22.79	V	2.00	2.65	7	74.20	2.65	16	84.80										
		2	1	0.80	0.25	2.65	1.06	2	11.13	V	2.00	2.65	1	10.60													
		2	1							H	2.00	2.45	12	117.60													
		2	1							H	2.00	2.10	12	100.80													
		2	1							E	3.00	1.00	19	114.00													
6/H	P-9	2	1	1.45	0.25	2.65	1.92	2	18.02	V	2.00	2.65	4	42.40	2.65	16	84.80										
		2	1							H	2.00			1.75	10	70.00											
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00													

PLACAS																											
Item				Concreto				Encofrado		descripcion			Ø Acero														
Eje	Tipo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	tipo	Cantidad	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m	5/8" m	nº	long m	3/4" m	nº	long m	1" m	nº	long m	
Octavo y Noveno Nivel																											
3/C	P-10	2	1	0.75	0.25	2.65	0.99	2	10.60	V	2.00				2.65	18	95.40										
		2	1							E	2.00	2.10	19	159.90													
		2	1							G	2.00	0.32	19	24.32													
3/C	P-11	2	1	0.95	0.25	2.65	1.26	2	12.72	V	2.00	2.65	1	10.60	2.65	16	84.80										
		2	1							H	2.00			1.25	17	85.00											
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00													
3/D	P-12	2	1	1.90	0.25	2.65	2.52	2	22.79	V	2.00	2.65	6	63.60	2.65	16	84.80										
		2	1							H	2.00			2.20	17	149.60											
		2	1							E	2.00	1.00	19	76.00													
3/E	P-13	2	1	1.12	0.25	2.65	1.48	2	14.52	V	2.00	2.65	2	21.20	2.65	23	121.90										
		2	1	0.89	0.25	2.65	1.18	2	12.08	V	2.00	2.65	2	21.20													
		2	1							H	1.00			2.41	10	48.20											
		2	1							H	1.00			2.20	10	44.00											
		2	1							E	3.00	1.00	19	114.00													
4/E	P-14	2	1	1.59	0.25	2.65	2.11	2	19.50	V	2.00	2.65	6	63.60	2.65	32	169.60										

COLUMNAS DE AMARRE

Item		Concreto							Encofrado		descripcion			Ø Acero											
Eje	Tipo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	tipo	Cantidad	3/8" m	nº	long m		1/4" m	nº	long m							
Primer al Septimo Nivel																									
1-4/A-F	C-1	2	8	0.28	0.15	0.40	0.26	2	4.48	V	1.00	0.90	4	57.60		Estribo	0.80	2	25.60						
1-4/A-F	C-1	2	2	0.28	0.15	0.40	0.07	2	1.12	V	1.00	0.90	4	14.40		Estribo	0.80	5	16.00						
1-4/A-F	C-1	2	2	0.28	0.15	0.40	0.07	2	1.12	V	1.00	0.90	4	14.40		Estribo	0.80	12	38.40						
4	T-1	1	2	0.28	0.15	2.50	0.21	2	3.50	V	1.00	0.90	4	7.20		Estribo	0.80	13	20.80						
1-4/A-F	T-1	2	18	0.28	0.15	2.50	3.71	2	63.00	V	1.00	0.90	4	129.60		Estribo	0.80	13	374.40						
1-4/A-F	T-2	2	2	0.28	0.25	2.50	0.69	2	8.00	V	1.00	0.90	4	14.40		Estribo	1.00	13	52.00						
1-4/A-F	T-3	2	1	0.38	0.25	2.50	0.47	2	5.00	V	1.00	0.90	4	7.20		Estribo	1.20	13	31.20						
1-4/A-F	T-4	2	1	0.58	0.25	2.50	0.72	2	7.00	V	1.00	0.90	4	7.20		Estribo	1.60	13	41.60						
1-4/A-F	T-5	2	1	Area=	0.07	2.50	0.34	2	5.50	V	1.00	0.90	4	7.20		Estribo	1.15	13	29.90						
1-4/A-F	T-6	2	1	Area=	0.05	2.50	0.25	2	4.50	V	1.00	0.90	2	3.60		Gancho	0.95	13	24.70						
Total							6.77		103.22					752.80		-			654.60						
+ Desperdicio												6%		797.97		-		4%	680.78						
Peso														0.56					0.25						
Peso														446.86					170.20						
METRADO TOTAL							6.80		103.30					617.10	kg					76					
Varillas														89					0						

COLUMNAS DE AMARRE

Item		Concreto							Encofrado		descripcion			Ø Acero											
Eje	Tipo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	tipo	Cantidad	3/8" m	nº	long m		1/4" m	nº	long m							
Octavo Nivel																									
1-4/A-F	C-1	2	8	0.28	0.15	0.40	0.26	2	4.48	V	1.00	0.90	4	57.60		Estribo	0.80	2	25.60						
1-4/A-F	C-1	2	4	0.28	0.15	0.40	0.13	2	2.24	V	1.00	0.90	4	28.80		Estribo	0.80	5	32.00						
1-4/A-F	C-1	2	2	0.28	0.15	0.40	0.07	2	1.12	V	1.00	0.90	4	14.40		Estribo	0.80	12	38.40						
4	T-1	1	2	0.28	0.15	2.50	0.21	2	3.50	V	1.00	0.90	4	7.20		Estribo	0.80	13	20.80						
1-4/A-F	T-1	2	13	0.28	0.15	2.50	2.68	2	45.50	V	1.00	0.90	4	93.60		Estribo	0.80	13	270.40						
1-4/A-F	T-2	2	1	0.28	0.25	2.50	0.34	2	4.00	V	1.00	0.90	4	7.20		Estribo	1.00	13	26.00						
1-4/A-F	T-4	2	1	0.58	0.25	2.50	0.72	2	7.00	V	1.00	0.90	4	7.20		Estribo	1.60	13	41.60						
1-4/A-F	T-5	2	1	Area=	0.07	2.50	0.34	2	5.50	V	1.00	0.90	4	7.20		Estribo	1.15	13	29.90						
1-4/A-F	T-6	2	1	Area=	0.05	2.50	0.25	2	4.50	V	1.00	0.90	2	3.60		Gancho	0.95	13	24.70						
Total							5.00		77.84					576.80		-			509.40						
+ Desperdicio												6%		611.41		-		4%	529.78						
Peso														0.56					0.25						
Peso														342.39					132.44						
METRADO TOTAL							5.00		77.90					474.90	kg					59					
Varillas														68					0						

COLUMNAS DE AMARRE

Item		Concreto							Encofrado		descripcion			Ø Acero											
Eje	Tipo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	tipo	Cantidad	3/8" m	nº	long m		1/4" m	nº	long m							
Noveno Nivel																									
1-4/A-F	C-1	2	8	0.28	0.15	0.40	0.26	2	4.48	V	1.00	0.90	4	57.60		Estribo	0.80	2	25.60						
1-4/A-F	C-1	2	4	0.28	0.15	0.40	0.13	2	2.24	V	1.00	0.90	4	28.80		Estribo	0.80	5	32.00						
1-4/A-F	C-1	2	2	0.28	0.15	0.40	0.07	2	1.12	V	1.00	0.90	4	14.40		Estribo	0.80	12	38.40						
4	T-1	1	2	0.28	0.15	2.50	0.21	2	3.50	V	1.00	0.90	4	7.20		Estribo	0.80	13	20.80						
1-4/A-F	T-1	2	28	0.28	0.15	2.50	5.78	2	98.00	V	1.00	0.90	4	201.60		Estribo	0.80	13	582.40						
1-4/A-F	T-2	2	2	0.28	0.25	2.50	0.69	2	8.00	V	1.00	0.90	4	14.40		Estribo	1.00	13	52.00						
1-4/A-F	T-3	2	1	0.38	0.25	2.50	0.47	2	5.00	V	1.00	0.90	4	7.20		Estribo	1.20	13	31.20						
1-4/A-F	T-4	2	1	0.58	0.25	2.50	0.72	2	7.00	V	1.00	0.90	4	7.20		Estribo	1.60	13	41.60						
1-4/A-F	T-7	2	1	0.28	0.10	2.50	0.14	2	3.25	V	1.00	0.90	4	7.20		Gancho	0.95	13	24.70						
Total							8.46		132.59					1,025.60		-			848.70						
+ Desperdicio												6%		1,087.14		-		4%	882.65						
Peso														0.56				0.25							
Peso														608.80				220.66							
METRADO TOTAL							8.50		132.60					829.50	kg					99					
Varillas														121					0						

VIGAS

Eje	Tipo	Cant	Nº elem	Concreto			Encofrado		TIPO	3/8"		long m	1/2"		long m	5/8"		long m	3/4"		long m	1"		long m	
				Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces		Area m²	m		nº	m		nº	m		nº	m		nº	m		nº
Octavo																									
E/F	V-115	2	1	1.33	0.25	0.25	0.17	1	1.20		1.00	28	56.00	2.20	4	17.60									
E/F	V-116	1	1	3.30	0.25	0.35	0.29	1	2.15				4.20	4	16.80	1.60	6	9.60							
E/F	V-117	1	1	1.65	0.25	0.30	0.12	1	1.16				4.20	4	16.80	1.60	6	9.60							
E/F	VA-2	2	1	2.49	0.15	0.15	0.11	1	0.75		0.60	16	19.20												
		2	1	2.49	0.15	0.15	0.11	1	0.75		0.60	16	19.20												
3-4/E-F	V-120	2	1	2.00	0.25	0.30	0.30	1	2.20		1.10	27	59.40			3.00	5	30.00	3.00	2	12.00				
3-4/E-F	V-112	2	1	2.41	0.25	0.25	0.30	1	2.17		1.00	38	76.00			4.00	4	32.00							
5-6/E	V-121	2	1	4.60	0.25	0.35	0.81	1	5.98		1.20	46	110.40	5.15	2	20.60	1.20	2	4.80	5.65	4	45.20			
		2	1																1.20	2	4.80				
6-6/E	V-113	2	1	3.20	0.25	0.35	0.56	1	4.16		1.20	42	100.80			5.73	4	45.84							
		2	1												1.30	4	10.40								
		2	1												2.50	5	25.00								
6/E-F	V-107a	2	1	1.69	0.25	0.25	0.21	1	1.52		1.00	28	56.00	2.90	5	29.00									
	V-107b	2	1	3.00	0.25	0.40	0.60	1	4.50		1.30	36	93.60	6.30	2	25.20			6.30	4	50.40				
		2	1							E. Adicional	1.30	5	13.00					3.00	4	24.00					
1-4/H	V-104a	2	1	3.00	0.25	0.60	0.90	1	7.80		1.70	27	91.80					10.00	6	120.00	10.00	6	120.00		
	V-104b	2	1	2.20	0.25	0.60	0.66	1	5.72		1.70	22	74.80								10.80	4	86.40		
	V-104c	2	1	1.27	0.25	0.60	0.38	1	3.30		1.70	25	85.00								2.55	4	20.40		
	V-104c	2	1	2.67	0.25	0.60	0.80	1	6.94		1.70	19	64.60								4.50	10	90.00		
		2	1							E. Adicional	1.70	3	10.20												
3-4/D/E	VA7	2	1	3.85	0.25	0.30	0.58	1	4.24		1.10	67	147.40			4.62	4	36.96	4.62	6	55.44				
		2	1												0.95	4	7.60								
		2	1												0.75	1	1.50								
		2	1												1.60	1	3.20								
		2	1												0.43	1	0.85								
		2	1												0.63	1	1.25								
Total			69									2,650.00				233.82		670.26			1,004.10			316.80	
+ Desperdicio			%									5%				8%		10%			12%			16%	
Peso			kg/m									2,782.50				252.53		737.29			1,124.59			316.80	
Peso			kg									0.56			1.00		1.58			2.24			4.04		
METRADO TOTAL							13.80		109.70			1,558.20			252.53		1,164.91			2,519.09			1,279.87		
Varillas			und								0	310			29	6,774.60	82		125				36		

VIGAS

Eje	Tipo	Cant	Nº elem	Concreto			Encofrado		TIPO	3/8"		long m	1/2"		long m	5/8"		long m	3/4"		long m	1"		long m
				Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces		Area m²	m		nº	m		nº	m		nº	m		nº	m	
Noveno nivel																								
1	V-102a	2	1	2.15	0.25	0.30	0.32	1	3.01		1.10	32	70.40					8.01	4	64.08				
	V-102b	2	1	2.85	0.25	0.30	0.43	1	3.99		1.10	39	85.80					1.30	2	5.20				
		2	1															2.65	2	10.60				
		2	1															1.30	2	5.20				
5	V-103	2	1	1.70	0.25	0.60	0.51	1	4.42		1.70	16	54.40	3.33	2	13.32	4.33	4	34.64	4.33	6	51.96		
2'	V-101	2	1	2.15	0.25	0.30	0.32	1	3.01		1.10	32	70.40	4.25	4	34.00								
		2	1											1.60	4	12.80								
		2	1											1.90	4	15.20								
2	V-105a	2	1	0.90	0.25	0.35	0.16	1	1.17		1.20	17	40.80			2.40	4	19.20	9.70	4	77.60			
	V-105b	2	1	4.40	0.25	0.35	0.77	1	5.72		1.20	40	96.00					2.70	6	32.40				
		2	1														1.50	2	6.00					
3	V-106a	2	1	2.95	0.25	0.30	0.44	1	3.25		1.10	45	99.00					14.01	4	112.08				
	V-106b	2	1	0.90	0.25	0.30	0.14	1	0.99		1.10	17	37.40					2.30	1	4.60				
	V-106c	2	1	0.80	0.25	0.30	0.12	1	0.88		1.10	15	33.00					7.81	1	15.62				
	V-106d	2	1	2.65	0.25	0.30	0.40	1	2.92		1.10	42	92.40					6.06	4	48.48				
		2	1							E. Adicional	1.10	3	6.60											
4'	V-114	2	1	2.15	0.25	0.30	0.32	1	2.37		1.10	34	74.80			8.40	4	67.20	4.40	2	17.60			
		2	1																					
		2	1							E. Adicional	1.10	14	30.80											
4	V-118	1	1	2.10	0.25	0.25	0.13	1	0.95		1.00	33	33.00	5.30	1	5.30	12.37	4	49.48					
		1	1																					
		1	1																					
		1	1							E. Adicional	1.00	24	24.00											
4	VA-1	1	1	1.00	0.25	0.25	0.06	1	0.45		1.00	20	20.00			2.75	2	5.50	2.75	4	11.00			
A	V-108	2	1	2.65	0.25	0.30	0.40	1	3.71		1.10	37	81.40					4.44	4	35.52				
		2	1															1.75	6	21.00				
		2	1															1.75	6	21.00				
B	V-119	2	1	2.15	0.25	0.35	0.38	1	3.44		1.20	33	79.20					5.10	8	81.60				
C	VA-3	2	1	1.20	0.25	0.25	0.15	1	1.08		1.00	22	44.00			7.95	4	63.60						
		2	1							E. Adicional	1.00	6	12.00			2.45	2	9.80						
C/D	V-109	2	1	3.15	0.25	0.35	0.55	1	4.10		1.20	41	98.40			4.42	4	35.36						
		2	1													1.25	3	7.50						

PLANILLA DE HOJA DE METRADOS

LOSA MACIZA

Descripcion				Concreto				Encofrado	Ø Acero										
Eje	Tipo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	H m	Vol. m³	Area m²	Eje	8mm		long m	3/8"		long m	1/2"	nº	long m	
										m	nº	m	m	nº	m	m	nº	m	
Sotano al Octavo																			
2'-3/B-C	L-1	2 2	1 1	3.45	4.20	0.15	4.35	28.98	3-4/A-B				4.32 4.22		5 5	43.20 42.20			
1-2'/C-D	L-2	2 2	1 1	3.25	4.40	0.15	4.29	28.60	2'-4/B-C				8.70 8.80		13 13	226.20 228.80			
1-2'/D-E	L-3	2 2	1 1	4.75	4.25	0.15	6.06	40.38	1-4/C-D				10.26 10.36		12 12	246.24 248.64			
2-3/C-E	L-4	2 2	1 1	3.25	1.20	0.15	1.17	7.80	1-4/D-E	1.05 3.10	14 14	29.40 86.80	10.26 10.36		14 14	287.28 290.08			
2-3/C-E	L-4	2 2	1 1	4.72	1.20	0.15	1.70	11.33	1-4/D-E	1.05 2.40	3 3	6.30 14.40	6.34 6.44		3 3	38.04 38.64			
3-4/A-C	L-6	2 2	1 1	5.95	3.85	0.15	6.87	45.82	5-6/G.H			-	4.50 4.60		15 15	135.00 138.00			
3-4/C-D	L-7	2 2	1 1	2.10	3.85	0.15	2.43	16.17	6-6'/G-H	2.15 3.80	19 11	81.70 83.60	8.40 8.50		19 19	319.20 323.00			
3-4/D-E	L-8	2 2	1 1	3.70	3.85	0.15	4.27	28.49	4-4'/E-F				4.33 4.43		6 6	51.96 53.16			
4-6/G-H	L-3'	2 2	1 1	4.10	3.89	0.15	4.78	31.90	3-4/A-E				12.70 12.80		15 15	381.00 384.00			
6-6'/G-H	L-5	2 2	1 1	6.20	5.20	0.15	9.67	64.48	2-3/A-E				12.00 12.10		5 5	120.00 121.00			
3-4/E-F	L-9	2 2	1 1	1.00	2.80	0.15	0.84	5.60	2-2'/A-E	1.15 0.95	17 17	39.10 32.30	12.65 12.75		12 12	303.60 306.00			
3-4/E-F	L-10	2 2	1 1	1.20	4.13	0.15	1.49	9.91	1-2/A-E				8.66 8.76		7 7	121.24 122.64			
4'-4/E-F	L-11	2 2	1 1	1.50	1.50	0.15	0.68	4.50	5-4'/E-F	2.25	19	85.50	11.75 11.85		14 14	329.00 331.80			
4'-4/E-F	L-12	2 2 2 2 2 2	1 1 1 1 1 1	2.14	1.65	0.15	1.06	7.06	6-4'/E-F				6.70 6.80 4.27 4.47 3.80 4.00		6 6 6 6 4 4	80.40 81.60 51.24 53.64 30.40 32.00			
Total							49.65	331.01	0			459.10			5,559.20				
+ Desperdicio												5%	482.055		6%	5,892.75		8%	-
Peso													0.40		0.56				1.00
Peso													192.82		3,299.94				-
METRADO TOTAL							49.70	331.10	0						3,492.80 kg				
Varillas													54		655				0

LOSA MACIZA

Descripcion				Concreto				Encofrado	Ø Acero										
Eje	Tipo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	H m	Vol. m³	Area m²	Eje	8mm		long m	3/8"		long m	1/2"	nº	long m	
										m	nº	m	m	nº	m	m	nº	m	
Noveno Nivel y azotea																			
2'-3/B-C	L-1	2 2	1 1	3.45	4.20	0.15	4.35	28.98	3-4/A-B				4.32 4.22		5 5	43.20 42.20			
1-2'/C-D	L-2	2 2	1 1	3.25	4.40	0.15	4.29	28.60	2'-4/B-C				8.70 8.80		13 13	226.20 228.80			
1-2'/D-E	L-3	2 2	1 1	4.75	4.25	0.15	6.06	40.38	1-4/C-D				10.26 10.36		12 12	246.24 248.64			
2-3/C-E	L-4	2 2	1 1	3.25	1.20	0.15	1.17	7.80	1-4/D-E	1.05 3.10	14 14	29.40 86.80	10.26 10.36		14 14	287.28 290.08			
2-3/C-E	L-4	2 2	1 1	4.72	1.20	0.15	1.70	11.33	1-4/D-E	1.05 2.40	3 3	6.30 14.40	6.34 6.44		3 3	38.04 38.64			
3-4/A-C	L-6	2 2	1 1	5.95	3.85	0.15	6.87	45.82	5-6/G.H			-							
3-4/C-D	L-7	2 2	1 1	2.10	3.85	0.15	2.43	16.17	6-6'/G-H	2.15 3.80	19 11	81.70 83.60	8.40 8.50		19 19	319.20 323.00			
3-4/D-E	L-8	2 2	1 1	3.70	3.85	0.15	4.27	28.49	4-4'/E-F				4.33 4.43		6 6	51.96 53.16			
6-6'/G-H	L-5	2 2	1 1	6.20	5.20	0.15	9.67	64.48	2-3/A-E				12.00 12.10		5 5	120.00 121.00			
3-4/E-F	L-9	2 2	1 1	1.00	2.80	0.15	0.84	5.60	2-2'/A-E	1.15 1.15	17 17	39.10 39.10	14.52 14.62		12 12	348.48 350.88			
3-4/E-F	L-10	2 2	1 1	1.20	4.13	0.15	1.49	9.91	1-2/A-E				9.24 9.34		7 7	129.36 130.76			
4'-4/E-F	L-11	2 2	1 1	1.50	1.50	0.15	0.68	4.50	5-4'/E-F	1.75	10	35.00	7.39 17.49		21 21	310.38 734.58			
4'-4/E-F	L-12	2 2 2 2 2 2	1 1 1 1 1 1	2.14	1.65	0.15	1.06	7.06	6-4'/E-F				4.27 4.47 3.80 4.00		6 6 4 4	51.24 53.64 30.40 32.00			
Total							44.87	299.11	0			415.40			4,849.36				
+ Desperdicio												5%	436.17		6%	5,140.32		8%	-
Peso													0.40		0.56				1.00
Peso													174.47		2,878.58				-
METRADO TOTAL							44.90	299.20	0						3,053.10 kg				
Varillas													49		572				0

ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS

ESCALERAS																			
Item			Concreto				Encofrado			Ø Acero									
Tramo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	6mm m	nº	long m	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m		
Escalera Sotano	1	8	1.50	0.30	0.23	0.81	1	2.70	-	-	-	1.00	7	56.00	-	-	-		
	1	1	1.75	1.15	0.15	0.30	1	2.28	-	-	-	3.75	7	26.25	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	4.50	7	31.50	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	1.63	7	11.41	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	1.75	20	35.00	-	-	-		
Total							1.11	4.98							160.16			-	
+ Desperdicio			5%												168.17			-	
Peso			kg/m								0.25				0.56			1.00	
Peso			kg												94.17			-	
METRADO TOTAL							1.20	5.00							94.20 kg			-	
Varillas			und												0			19	0

ESCALERAS																			
Item			Concreto				Encofrado			Ø Acero									
Tramo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	6mm m	nº	long m	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m		
Escalera 1 nivel	1	7	1.50	0.30	0.23	0.71	1	2.36	-	-	-	1.00	7	49.00	-	-	-		
	1	1	1.75	1.15	0.15	0.30	1	2.28	-	-	-	3.50	7	24.50	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	4.15	7	29.05	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	1.75	26	45.50	-	-	-		
Total							1.01	4.64							148.05			-	
+ Desperdicio			5%												155.45			-	
Peso			kg/m								0.25				0.56			1.00	
Peso			kg												87.05			-	
METRADO TOTAL							1.10	4.70							87.10 kg			-	
Varillas			und												0			18	0

ESCALERAS																			
Item			Concreto				Encofrado			Ø Acero									
Tramo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	6mm m	nº	long m	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m		
Escalera 1 al 7 nivel	1	8	1.50	0.30	0.23	0.81	1	2.70	-	-	-	1.00	7	56.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	5.00	7	35.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	3.80	7	26.60	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	2.00	7	14.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	1.75	30	52.50	-	-	-		
Escalera 1 al 7 nivel	1	8	1.50	0.30	0.23	0.81	1	2.70	-	-	-	1.00	7	56.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	5.00	7	35.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	3.80	7	26.60	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	2.00	7	14.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	1.75	30	52.50	-	-	-		
Total							2.31	11.04							368.20			-	
+ Desperdicio			5%												386.61			-	
Peso			kg/m								0.25				0.56			1.00	
Peso			kg												216.50			-	
METRADO TOTAL							2.40	11.10							216.60 kg			-	
Varillas			und												0			43	0

ESCALERAS																			
Item			Concreto				Encofrado			Ø Acero									
Tramo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	6mm m	nº	long m	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m		
Escalera 8 nivel	1	8	1.50	0.30	0.23	0.81	1	2.70	-	-	-	1.00	7	56.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	5.00	7	35.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	3.80	7	26.60	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	2.00	7	14.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	1.75	30	52.50	-	-	-		
Escalera 8 nivel	1	8	1.50	0.30	0.23	0.81	1	2.70	-	-	-	1.00	7	56.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	5.00	7	35.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	3.80	7	26.60	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	2.00	7	14.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	1.75	30	52.50	-	-	-		
Escalera 8 nivel Tramo 1	1	7	1.03	0.25	0.23	0.41	1	1.62	-	-	-	3.10	5	108.50	-	-	-		
	1	1	1.03	0.71	0.15	0.11	1	0.89	-	-	-	2.85	5	14.25	-	-	-		
Escalera 8 nivel Tramo 2	2	5	1.03	0.25	0.23	0.58	1	2.32	-	-	-	2.50	5	125.00	-	-	-		
	2	1	1.03	0.51	0.15	0.16	1	1.36	-	-	-	2.85	5	28.50	-	-	-		
vigas detalle 1	2	1	1.03	0.15	0.30	0.09	1	0.77	-	-	-	1.92	4	15.36	-	-	-		
	2	1	1.03	0.15	0.30	0.09	1	0.77	0.90	6	10.80	1.92	4	15.36	-	-	-		
vigas detalle 3	2	2	1.03	0.15	0.30	0.19	1	0.77	0.90	6	10.80	1.92	6	46.08	-	-	-		
	2	1	1.03	0.15	0.15	0.05	1	0.46	0.90	6	10.80	1.92	5	19.20	-	-	-		
	2	1	1.03	0.15	0.30	0.09	1	0.77	0.90	6	10.80	1.92	2	7.68	-	-	-		
	2	1	1.03	0.15	0.30	0.09	1	0.77	0.90	6	10.80	0.85	5	8.50	-	-	-		
	2	1	1.03	0.15	0.30	0.09	1	0.77	0.90	6	10.80	0.95	5	9.50	-	-	-		
	2	1	1.03	0.15	0.30	0.09	1	0.77	0.90	6	10.80	1.05	5	10.50	-	-	-		
	2	1	1.03	0.15	0.30	0.09	1	0.77	0.90	6	10.80	0.91	5	9.10	-	-	-		
	2	1	1.03	0.15	0.30	0.09	1	0.77	0.90	6	10.80	0.91	5	9.10	-	-	-		
Total							4.07	20.00							43.20			-	
+ Desperdicio			6%												45.79			-	
Peso			kg/m								0.25				0.56			1.00	
Peso			kg												11.45			475.91	
METRADO TOTAL							4.10	20.10							487.40 kg			-	
Varillas			und												6			95	0

ESCALERAS																			
Item			Concreto				Encofrado			Ø Acero									
Tramo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	6mm m	nº	long m	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m		
Escalera 9 nivel	1	8	1.50	0.30	0.23	0.81	1	2.70	-	-	-	1.00	7	56.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	5.00	7	35.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	3.80	7	26.60	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	2.00	7	14.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	1.75	30	52.50	-	-	-		
Escalera 9 nivel	1	8	1.50	0.30	0.23	0.81	1	2.70	-	-	-	1.00	7	56.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	5.00	7	35.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	3.80	7	26.60	-	-	-		
	1	1	1.75	0.60	0.15	0.16	1	1.31	-	-	-	2.00	7	14.00	-	-	-		
	1	1	1.75	0.71	0.15	0.19	1	1.51	-	-	-	1.75	30	52.50	-	-	-		
Total							2.31	11.04							368.20			-	
+ Desperdicio			5%												386.61			-	
Peso			kg/m								0.25				0.56			1.00	
Peso			kg												216.50			-	
METRADO TOTAL							2.40	11.10							216.60 kg			-	
Varillas			und												0			43	0

ESCALERAS																	
Item			Concreto				Encofrado			Ø Acero							
Tramo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	6mm m	nº	long m	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m

CISTERNA Y CUARTO DE MAQUINAS																									
Item	Tramo	Cant	Nº elem	Concreto				Encofrado				Ø Acero													
				Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	6mm m	nº	long m	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m	5/8" m	nº	long m				
cisterna																									
	Base	1	1	5.50	4.35	0.20	4.79	2	3.94					6.10	18	109.80									
		1	1											4.95	23	113.85									
		1	1	18.60	0.65	0.40	4.84							1.80	84	151.20									
		1	1											4.36	8	34.88									
		1	1											5.45	8	43.60									
	Muro	1	1	18.60	0.20	2.65	9.86	2	98.58					3.40	94	319.60									
		1	1											3.60	94	338.40									
		1	1											1.75	94	164.50									
		1	1											6.10	34	207.40									
		1	1											5.55	34	188.70									
		1	1											6.10	34	207.40									
		1	1											5.55	34	188.70									
	Techo y	1	1	5.50	4.35	0.20	4.79		23.93					6.10	23	140.30									
		1	1	0.60	0.60	0.20	(0.07)							4.95	29	143.55									
	Tapa	1	1	3.60	0.15	0.20	0.11	2	1.44					1.50	4	6.00									
		1	1											0.80	29	23.20									
Cuarto de maquinas																									
	Base	1	1	3.00	3.00	0.20	1.80	2	1.20					3.20	28	89.60									
		1	1											3.20	28	89.60									
	L. largo	1	1	3.00	0.20	3.80	2.28	2	22.80					3.20	20	64.00									
		1	1											2.80	28	78.40									
	L. corto	1	2	2.80	0.20	3.80	4.26	2	42.56					3.20	20	128.00									
		1	2											2.80	28	156.80									
	Tapa	1	1	3.00	3.00	0.20	1.80	2	1.20					3.20	11	35.20	3.20	13	41.60						
		1	1											3.20	11	35.20	3.20	13	41.60						
Total								34.44		195.65							3,057.88			83.20					
+ Desperdicio				5%													3,210.77			87.36					
Peso				kg/m						0.25							0.56			1.00		1.58			
Peso				kg													1,798.03			87.36					
METRADO TOTAL								34.50		195.70							1,885.40			kg					
Varillas				und													0			357			10		0

TANQUE ELEVADO Y CUARTO DE MAQUINA																									
Item	Tramo	Cant	Nº elem	Concreto				Encofrado				Ø Acero													
				Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	6mm m	nº	long m	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m	5/8" m	nº	long m				
Tanque elevado																									
	Losa Fondo	1	1	6.78	3.80	0.20	5.15		25.76					7.18	20	143.60									
		1	1											4.40	28	123.20									
		1	1											6.78	20	135.60									
		1	1											3.80	28	106.40									
	Muro Tanque	1	1	9.40	0.15	1.45	2.04	2	27.26					2.25	78	175.50									
		1	1	3.80	0.15	2.20	1.25	2	17.38					3.40	32	108.80									
		1	1											4.40	14	61.60									
		1	1											3.60	14	50.40									
		1	1											4.40	14	61.60									
		1	1											3.60	20	72.00									
Cuarto de maquina																									
	Muro Cuarto M.	1	1	11.30	0.15	1.45	2.46	2	33.21					3.00	39	117.00									
		1	1											4.35	8	34.80									
		1	1											4.40	8	35.20									
		1	1											4.35	8	34.80									
	Techo Cuarto M.	1	1	3.90	3.80	0.15	2.22	2	14.82					3.55	14	49.70									
		1	1	3.90	3.80	0.15	2.31	2	2.31					0.95	28	26.60									
		1	1											3.55	14	49.70									
		1	1											0.95	28	26.60									
	Techo Tanque	1	1	3.80	2.93	0.15	1.67	2	11.13					3.55	11	39.05									
		1	1	3.80	2.93	0.15	2.02	2	2.02					1.05	22	23.10									
		1	1											2.93	14	41.02									
		1	1											1.05	28	29.40									
	Tapa	1	1	3.00	3.00	0.20	1.80	1	1.80					3.20	11	35.20	3.20	13	41.60						
		1	1											3.20	11	35.20	3.20	13	41.60						
Total								16.60		135.69							1,616.07			83.20					
+ Desperdicio				5%													1,696.87			87.36					
Peso				kg/m						0.25							0.56			1.00		1.58			
Peso				kg													950.25			87.36					
METRADO TOTAL								16.70		135.70							1,037.70			kg					
Varillas				und													0			189			10		0

MURO DE LADRILLO (SOGA)						
Partida	Nº veces	Cant	Largo m	Altura m	Parcial	Sub Total
Sotano						
Interior	2	1	1.60	2.40	7.68	
Interior	2	1	3.30	2.40	15.84	
Interior	2	1	3.25	2.40	15.60	
Interior	2	1	1.70	2.40	8.16	
Interior	2	1	3.30	2.40	15.84	
Interior	2	1	1.00	2.40	4.80	
Total					m²	67.92
Primer al Septimo Nivel						
Eje 3 / Eje B-C	2	1	2.75	2.40	13.20	
Eje3-4/Eje C-D	2	1	1.82	2.40	8.74	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.60	2.40	2.88	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	1.70	1.00	3.40	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.70	1.00	1.40	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.95	1.80	3.42	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.88	1.80	3.17	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.60	1.80	2.16	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	0.65	2.40	3.12	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	1.20	2.40	5.76	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	2.00	2.40	9.60	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	2.00	2.40	9.60	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	1.76	2.40	8.45	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	1.00	1.00	2.00	
Total					m²	76.89
Octavo Nivel						
Eje 3 / Eje B-C	2	1	2.75	2.40	13.20	
Eje3-4/Eje C-D	2	1	0.50	2.40	2.40	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.55	2.40	2.64	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.90	1.80	3.24	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.50	2.40	2.40	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.90	2.40	4.32	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	1.70	1.80	6.12	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.86	2.40	4.13	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	1.30	2.40	6.24	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	1.10	2.40	5.28	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	1.60	2.40	7.68	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	2.00	2.40	9.60	
Total					m²	67.25
Noveno						
Eje 3 / Eje B-C	2	1	2.75	2.40	13.20	
Eje3-4/Eje C-D	2	1	1.85	2.40	8.88	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.80	2.40	3.84	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.87	2.40	4.18	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.95	2.40	4.56	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	2.45	2.40	11.76	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	0.81	2.40	3.89	
Eje3-4/Eje D-E	2	1	1.47	2.40	7.06	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	1.21	2.40	5.81	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	0.94	2.40	4.51	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	0.66	2.40	3.17	
Eje3-4/Eje E-F	2	1	2.00	2.40	9.60	

MURO DE LADRILLO (CABEZA)						
Partida	Nº veces	Cant	Largo m	Altura m	Parcial	Sub Total
Sotano						
Interior	2	1	1.40	2.40	6.72	
Interior	2	1	1.53	2.40	7.34	
Interior	2	1	0.60	2.40	2.88	
Interior	2	1	0.72	2.40	3.46	
Interior	2	1	1.32	2.40	6.34	
Interior	2	1	0.62	2.40	2.98	
Interior	2	1	4.32	2.40	20.74	
Interior	2	1	1.62	2.40	7.78	
Interior	2	1	0.72	2.40	3.46	
Interior	2	1	0.92	2.40	4.42	
Interior	2	1	1.60	2.40	7.68	
Interior	2	1	1.00	2.40	4.80	
Interior	1	1	1.72	2.40	4.13	
Interior	1	1	0.82	2.40	1.97	
Total					m²	84.67
Primer al Septimo Nivel						
Eje A	2	1	2.30	0.40	1.84	
Eje B/Eje2' Eje 1	2	3	1.80	0.40	4.32	
Eje H	2	1	1.85	1.00	3.70	
Eje F	2	1	3.60	2.40	17.28	
Eje G	2	1	1.80	2.40	8.64	
Eje C-D/Eje 3-4	2	1	1.25	2.40	6.00	
Eje C-D/Eje 3-4	2	1	0.65	2.40	3.12	
Eje 4	1	1	1.75	2.40	4.20	
Total					m²	49.10
Octavo						
Eje A	2	1	2.30	0.40	1.84	
Eje B/Eje2' Eje 1	2	3	1.80	0.40	4.32	
Eje H	2	1	1.85	1.00	3.70	
Eje F	2	1	3.60	1.00	7.20	
Eje E/2	2	1	1.95	2.40	9.36	
Eje C-E/ 3	2	1	1.13	2.40	5.40	
Eje C-D/Eje 3-4	2	1	1.25	2.40	6.00	
Eje C-D/Eje 3-4	2	1	0.67	2.40	3.22	
Eje E-F/2-2'	2	1	0.72	2.40	3.46	
Eje 4	1	1	1.75	2.40	4.20	
Total					m²	48.69
Noveno						
Eje A	2	1	2.30	0.40	1.84	
Eje B/Eje2' Eje 1	2	3	1.80	0.40	4.32	
Eje 1	2	3	2.50	0.40	6.00	
Eje G'	2	1	3.88	2.40	18.62	
Eje H	2	1	1.85	1.00	3.70	
Eje F	2	1	3.60	1.00	7.20	
Eje E-F/2-2'	2	1	1.70	2.40	8.16	
Eje E-F/2-2'	2	1	0.72	2.40	3.46	
Eje E-F/Eje 2-3	2	1	2.05	2.40	9.84	
Eje E-F/Eje 3-4	2	1	1.53	2.40	7.34	
Eje C-D/Eje 3-4	2	1	1.16	2.40	5.57	
Eje C-D/Eje 3-4	2	1	0.65	2.40	3.12	
Eje C-D/Eje 3-4	2	1	0.47	2.40	2.26	
Eje C-D/Eje 3-4	2	1	0.75	2.40	3.60	
Eje C/Eje 2-2'	2	1	1.67	2.40	8.02	
Eje D-E /Eje 2	2	1	0.77	2.40	3.70	
Eje 4	1	1	1.75	2.40	4.20	
Total					m²	100.94

VIGAS DE AMARRE																	
Item			Concreto				Encofrado		Ø Acero								
Tramo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	6mm m	nº	long m	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m
Sotano																	
Eje 2	2	1	2.10	0.25	0.15	0.16	2	1.26	0.80	6	9.60	2.30	4	18.40	-		-
Eje 2	2	1	1.83	0.25	0.15	0.14	2	1.10	0.80	5	8.00	2.03	4	16.24			
Eje 3	2	1	2.10	0.15	0.15	0.09	2	1.26	0.60	6	7.20	2.30	4	18.40			
Eje 3	2	1	0.77	0.25	0.15	0.06	2	0.46	0.80	2	3.20	0.97	4	7.76			
Eje 3	2	1	1.62	0.15	0.15	0.07	2	0.97	0.60	4	4.80	1.82	4	14.56			
Eje 3-4/C-E	2	1	3.80	0.15	0.15	0.17	2	2.28	0.60	12	14.40	4.00	4	32.00			
Eje 3-4/C-E	2	1	0.87	0.25	0.15	0.07	2	0.52	0.80	2	3.20	1.07	4	8.56			
Eje 3-4/C-E	2	1	0.77	0.25	0.15	0.06	2	0.46	0.80	2	3.20	0.97	4	7.76			
Eje 3-4/C-E	2	1	3.85	0.15	0.15	0.17	2	2.31	0.60	12	14.40	4.05	4	32.40			
Eje 3-4/C-E	2	1	2.15	0.15	0.15	0.10	2	1.29	0.60	6	7.20	2.35	4	18.80			
Eje 3-4/C-E	2	1	2.00	0.15	0.15	0.09	2	1.20	0.60	6	7.20	2.20	4	17.60			
Eje 6	2	1	3.00	0.25	0.15	0.23	2	1.80	0.80	9	14.40	3.20	4	25.60			
Eje 6'	2	1	3.85	0.15	0.15	0.17	2	2.31	0.60	12	14.40	4.05	4	32.40			
Eje 6'	2	1	4.50	0.15	0.15	0.20	2	2.70	0.60	14	16.80	4.70	4	37.60			
Eje 4'	2	1	1.50	0.15	0.15	0.07	2	0.90	0.60	4	4.80	1.70	4	13.60			
Eje E	2	1	4.62	0.25	0.15	0.35	2	2.77	0.80	14	22.40	4.82	4	38.56			
Eje 4'	2	1	1.50	0.15	0.15	0.07	2	0.90	0.60	4	4.80	1.70	4	13.60			
Eje 4	1	1	2.10	0.15	0.15	0.05	2	0.63	0.60	6	3.60	2.30	4	9.20			
Eje 4	1	1	1.00	0.25	0.15	0.04	2	0.30	0.80	2	1.60	1.20	4	4.80			
Total						2.34		25.43			165.20			367.84			-
+ Desperdicio			5%								173.46			386.23			-
Peso			kg/m								0.25			0.56			1.00
Peso			kg								43.37			216.29			-
METRADO TOTAL						2.40		25.50			259.70			kg			-
Varillas			und								20			43			0

VIGAS DE AMARRE																	
Item			Concreto				Encofrado		Ø Acero								
Tramo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	6mm m	nº	long m	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m
primer al septimo nivel																	
Eje 2	2	1	0.67	0.15	0.15	0.03	2	0.40	0.60	1	1.20	0.87	4	6.96	-		-
Eje 3	2	1	3.25	0.15	0.15	0.15	2	1.95	0.60	10	12.00	3.45	4	27.60			
Eje 3-4/C-E	2	1	2.15	0.25	0.15	0.16	2	1.29	0.80	6	9.60	2.35	4	18.80			
Eje 3-4/C-E	2	1	2.30	0.15	0.15	0.10	2	1.38	0.60	7	8.40	2.50	4	20.00			
Eje 3-4/C-E	2	1	1.00	0.15	0.15	0.05	2	0.60	0.60	2	2.40	1.20	4	9.60			
Eje 3-4/C-E	2	1	2.00	0.15	0.15	0.09	2	1.20	0.60	6	7.20	2.20	4	17.60			
Eje 3-4/C-E	2	1	2.95	0.15	0.15	0.13	2	1.77	0.60	9	10.80	3.15	4	25.20			
Eje 3-4/C-E	2	1	1.00	0.15	0.15	0.05	2	0.60	0.60	2	2.40	1.20	4	9.60			
Eje 3-4/C-E	2	1	2.00	0.15	0.15	0.09	2	1.20	0.60	6	7.20	2.20	4	17.60			
Eje 6'	2	1	4.30	0.15	0.15	0.19	2	2.58	0.60	13	15.60	4.50	4	36.00			
Eje G	2	1	2.20	0.25	0.15	0.17	2	1.32	0.80	6	9.60	2.40	4	19.20			
Eje 3	2	1	2.30	0.15	0.15	0.10	2	1.38	0.60	7	8.40	2.50	4	20.00			
Eje 4	1	1	2.10	0.25	0.15	0.08	2	0.63	0.80	6	4.80	2.30	4	9.20			
Total						1.38		16.30			99.60			237.36			-
+ Desperdicio			5%								104.58			249.23			-
Peso			kg/m								0.25			0.56			1.00
Peso			kg								26.15			139.57			-
METRADO TOTAL						1.40		16.40			12			165.80			kg
Varillas			und								12			28			0

VIGAS DE AMARRE																	
Item			Concreto				Encofrado		Ø Acero								
Tramo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	6mm m	nº	long m	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m
Octavo Nivel																	
Eje 2	2	1	1.85	0.25	0.15	0.14	2	1.11	0.80	5	8.00	2.05	4	16.40	-		-
Eje 3	2	1	3.25	0.15	0.15	0.15	2	1.95	0.60	10	12.00	3.45	4	27.60			
Eje 3-4/C-E	2	1	1.50	0.25	0.15	0.11	2	0.90	0.80	4	6.40	1.70	4	13.60			
Eje 3-4/C-E	2	1	0.85	0.25	0.15	0.06	2	0.51	0.80	2	3.20	1.05	4	8.40			
Eje 3-4/C-E	2	1	1.00	0.25	0.15	0.08	2	0.60	0.80	2	3.20	1.20	4	9.60			
Eje 3-4/C-E	2	1	0.80	0.25	0.15	0.06	2	0.48	0.80	2	3.20	1.00	4	8.00			
Eje 3-4/C-E	2	1	0.80	0.15	0.15	0.04	2	0.48	0.60	2	2.40	1.00	4	8.00			
Eje 3-4/C-E	2	1	2.00	0.15	0.15	0.09	2	1.20	0.60	6	7.20	2.20	4	17.60			
Eje 3-4/C-E	2	1	5.70	0.15	0.15	0.26	2	3.42	0.60	18	21.60	5.90	4	47.20			
Eje 4	1	1	2.10	0.25	0.15	0.08	2	0.63	0.80	6	4.80	2.30	4	9.20			
Total						1.06		11.28			72.00			165.60			-
+ Desperdicio											75.60			173.88			-
Peso					5%						0.25			0.56			1.00
Peso					kg/m												
Peso					kg						18.90			97.37			-
METRADO TOTAL						1.10		11.30						116.30			kg
Varillas					und						9			20			0

VIGAS DE AMARRE																	
Item			Concreto				Encofrado		Ø Acero								
Tramo	Cant	Nº elem	Largo m	Ancho m	Alto m	Vol. m³	Nº veces	Area m²	6mm m	nº	long m	3/8" m	nº	long m	1/2" m	nº	long m
Noveno Nivel																	
Eje 1-2/C-E	2	1	2.00	0.25	0.15	0.15	2	1.20	0.80	6	9.60	2.20	4	17.60	-		-
Eje 1-2/C-E	2	1	1.50	0.25	0.15	0.11	2	0.90	0.80	4	6.40	1.70	4	13.60			
Eje 1-2/C-E	2	1	0.62	0.25	0.15	0.05	2	0.37	0.80	1	1.60	0.82	4	6.56			
Eje 1-2/C-E	2	1	2.40	0.15	0.15	0.11	2	1.44	0.60	7	8.40	2.60	4	20.80			
Eje 1-2/C-E	2	1	2.00	0.15	0.15	0.09	2	1.20	0.60	6	7.20	2.20	4	17.60			
Eje 1-2/C-E	2	1	0.84	0.15	0.15	0.04	2	0.50	0.60	2	2.40	1.04	4	8.32			
Eje 1-2/C-E	2	1	4.87	0.15	0.15	0.22	2	2.92	0.60	15	18.00	5.07	4	40.56			
Eje 1-2/C-E	2	1	1.07	0.25	0.15	0.08	2	0.64	0.80	3	4.80	1.27	4	10.16			
Eje 3-4/C-E	2	1	2.12	0.25	0.15	0.16	2	1.27	0.80	6	9.60	2.32	4	18.56			
Eje 3-4/C-E	2	1	0.62	0.25	0.15	0.05	2	0.37	0.80	1	1.60	0.82	4	6.56			
Eje 3-4/C-E	2	1	0.82	0.25	0.15	0.06	2	0.49	0.80	2	3.20	1.02	4	8.16			
Eje 3-4/C-E	2	1	2.35	0.15	0.15	0.11	2	1.41	0.60	7	8.40	2.55	4	20.40			
Eje 3-4/C-E	2	1	1.05	0.15	0.15	0.05	2	0.63	0.60	3	3.60	1.25	4	10.00			
Eje 3-4/C-E	2	1	2.15	0.15	0.15	0.10	2	1.29	0.60	6	7.20	2.35	4	18.80			
Eje 3-4/C-E	2	1	2.95	0.15	0.15	0.13	2	1.77	0.60	9	10.80	3.15	4	25.20			
Eje 3-4/C-E	2	1	1.00	0.15	0.15	0.05	2	0.60	0.60	2	2.40	1.20	4	9.60			
Eje 3-4/C-E	2	1	5.00	0.15	0.15	0.23	2	3.00	0.60	16	19.20	5.20	4	41.60			
Eje 4'	2	1	2.11	0.25	0.15	0.16	2	1.27	0.80	6	9.60	2.31	4	18.48			
Eje G'	2	1	4.33	0.25	0.15	0.32	2	2.60	0.80	13	20.80	4.53	4	36.24			
Eje 6	2	1	2.95	0.25	0.15	0.22	2	1.77	0.80	9	14.40	3.15	4	25.20			
Eje G	2	1	2.30	0.25	0.15	0.17	2	1.38	0.80	7	11.20	2.50	4	20.00			
Eje 2-4'	2	2	3.40	0.15	0.15	0.31	2	4.08	0.60	10	24.00	3.60	4	57.60			
Eje 2-4'	2	1	1.50	0.15	0.15	0.07	2	0.90	0.60	4	4.80	1.70	4	13.60			
Eje 4	1	1	2.10	0.25	0.15	0.08	2	0.63	0.80	6	4.80	2.30	4	9.20			
Total						3.09		32.64			214.00			474.40			-
+ Desperdicio											224.70			498.12			-
Peso					5%						0.25			0.56			1.00
Peso					kg/m												
Peso					kg						56.18			278.95			-
METRADO TOTAL						3.10		32.70						335.20			kg
Varillas					und						25			56			0

METRADO DE ESTRUCTURA

ITEM	DESCRIPCION	und	Piso											Total	
			Sotano	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	9°	Azotea		
1	OBRAS PROVISIONALES														
	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES														
1 01	Caseta para Oficina, Almacen y guardiania	m²	38.00												38.00
1 01 01	Caseta para Oficina, Almacen y guardiania	m²	38.00												38.00
1 01 02	Cerco perimetrico	m	60.00												60.00
1 01 03	Cartel de obra 3.60x2.40m	Und	1.00												1.00
1 02	INSTALACIONES PROVISIONALES														
1 02 01	Agua para la construccion	glb	1.00												1.00
1 02 02	Desagüe para la Cosntruccion	glb	1.00												1.00
1 02 03	Energia electrica para la construccion	glb	1.00												1.00
1 03	TRABAJOS PRELIMINARES														
1 03 01	Limpieza manual del terreno	m²	410.00												410.00
1 03 02	Trazo de nivelacion y replanteo durante la ejecucion de obra	dia	250.00												250.00
1 03 03	SEGURIDAD Y SALUD														
1 03 04	Elaboracion,implementacion y administracion del plan de	GLB	1.00												1.00
2	ESTRUCTURAS														
2 01	MOVIMIENTO DE TIERRAS														
2 01 01	Excavacion masiva	m³	1,297.40												1,297.40
2 01 02	Excavacion para viga de cimentacion	m³	101.90												101.90
2 01 03	Excavacion para muro de contencion	m³	12.40												12.40
2 01 04	Excavacion para cisterna	m³	100.00												100.00
2 01 05	Relleno compactado - material prestamo	m³	369.00												369.00
2 01 06	Eliminacion de material excedente (Fac. Esp=1.15)	m³	2,003.50												2,003.50
3	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE														
3 01	Solados Concreto 1:12 (E= 8 cm)	m³	449.60												449.60
4	CONCRETO ARMADO														
4 01	Vigas de cimentacion														
4 01 01	Concreto f'c=280 kg/cm²	m³	101.90												101.90
4 01 0	Acero	kg	26,664.60												26,664.60
4 02	Losa de Cimentacion														
4 02 01	Concreto f'c=280 kg/cm²	m³	97.10												97.10
4 02 02	Encofrado y desencofrado	m²	37.80												37.80
4 02 03	Acero	kg	10,014.10												10,014.10
4 03	Muros de contencion														
4 03 01	Concreto f'c=280 kg/cm²	m³	26.50												26.50
4 03 02	Encofrado y desencofrado	m²	141.44												141.44
4 03 03	Acero	kg	2,393.70												2,393.70
4 04	Placas														
4 04 01	Concreto f'c=280 kg/cm²	m³	71.90	71.90	71.90	71.90	71.90	71.90	71.90	71.90	64.90	64.90	10.90		715.90
4 04 02	Encofrado y desencofrado	m²	674.10	674.10	674.10	674.10	674.10	674.10	674.10	674.10	618.40	618.40	104.20		6,733.80
4 04 03	Acero	kg	14,016.60	11,113.70	11,113.70	11,113.70	7,649.40	7,649.40	7,649.40	7,649.40	7,452.50	7,452.50	1,043.90		93,904.20
4 05	Vigas														
4 05 01	Concreto f'c=280 kg/cm²	m³	13.20	13.20	13.20	13.20	13.20	13.20	13.20	13.20	13.80	14.40			133.80
4 05 02	Encofrado y desencofrado	m²	105.40	105.40	105.40	105.40	105.40	105.40	105.40	105.40	109.70	114.60			1,067.50
4 05 03	Acero	kg	6,459.60	6,459.60	6,459.60	6,459.60	6,459.60	6,459.60	6,459.60	6,459.60	6,774.60	6,970.30			65,421.70
4 06	Losa Maciza														
4 06 01	Concreto f'c=280 kg/cm²	m³	49.70	49.70	49.70	49.70	49.70	49.70	49.70	49.70	44.90	44.90			487.40
4 06 02	Encofrado y desencofrado	m²	331.10	331.10	331.10	331.10	331.10	331.10	331.10	331.10	299.20	299.20			3,247.20
4 06 03	Acero	kg	3,492.80	3,492.80	3,492.80	3,492.80	3,492.80	3,492.80	3,492.80	3,492.80	3,053.10	3,053.10			34,048.60
4 07	Escaleras														
4 07 01	Concreto f'c=280 kg/cm²	m³	1.20	1.10	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40	4.10	2.40	2.10		25.30
4 07 02	Encofrado y desencofrado	m²	5.00	4.70	11.10	11.10	11.10	11.10	11.10	11.10	20.10	11.10	14.20		121.70
4 07 03	Acero	kg	94.20	87.10	216.60	216.60	216.60	216.60	216.60	216.60	487.40	216.60	141.60		2,326.50
4 08	Cisterna														
4 08 01	Concreto f'c=210 kg/cm²	m³	34.50												34.50
4 08 02	Encofrado y desencofrado	m²	195.70												195.70
4 08 03	Acero	kg	1,885.40												1,885.40
4 09	Tanque elevado y cuarto de Maquinas														
4 09 01	Concreto f'c=210 kg/cm²	m³											16.70		16.70
4 09 02	Encofrado y desencofrado	m²											135.70		135.70
4 09 03	Acero	kg											1,037.70		1,037.70
4 10	Columnas Amarre														
4 10 01	Concreto f'c=175 kg/cm²	m³	5.80	6.80	6.80	6.80	6.80	6.80	6.80	6.80	5.00	8.46			66.86
4 10 02	Encofrado y desencofrado	m²	95.76	103.30	103.30	103.30	103.30	103.30	103.30	103.30	77.90	132.60			1,029.36
4 10 03	Acero	kg	613.00	617.10	617.10	617.10	617.10	617.10	617.10	617.10	474.90	829.50			6,237.10
4 11	Muros y Tabique de albañileria														
4 11 01	Muros de ladrillo King Kong Soga	m²	67.92	76.89	76.89	76.89	76.89	76.89	76.89	76.89	67.25	85.73			759.14
4 11 02	Muros de ladrillo King Kong Cabeza	m²	84.67	49.10	49.10	49.10	49.10	49.10	49.10	49.10	48.69	100.94			578.00
4 12	Vigas de Amarre														
4 12 01	Concreto f'c=175 kg/cm²	m³	2.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.10	3.10			16.40
4 12 02	Encofrado y desencofrado	m²	25.50	16.40	16.40	16.40	16.40	16.40	16.40	16.40	11.30	32.70			184.30
4 12 03	Acero	kg	259.70	165.80	165.80	165.80	165.80	165.80	165.80	165.80	116.30	335.20			1,871.80

Presupuesto

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS
 Cliente UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA Costo al 01/05/2013
 Lugar AREQUIPA - AREQUIPA - CAYMA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PROVISIONALES				123,654.08
01.01	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES				5,241.44
01.01.01	CASETA PARA OFICINA, ALMACEN Y GUARDIANA	m2	38.00	88.45	3,361.10
01.01.02	CERCO PERIMETRICO PROVISIONAL	m	60.00	16.83	1,009.80
01.01.03	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 2.40X.3.60 M.	und	1.00	870.54	870.54
01.02	INSTALACIONES PROVISIONALES				46,305.64
01.02.01	AGUA PARA LA CONSTRUCCION	GLB	1.00	12,001.12	12,001.12
01.02.02	ENERGIA ELECTRICA PARA LA CONSTRUCCION	GLB	1.00	9,244.52	9,244.52
01.02.03	DESAGÜE PARA LA CONSTRUCCION	GLB	1.00	1,200.00	1,200.00
01.02.04	GUARDIANA	DIA	250.00	95.44	23,860.00
01.03	TRABAJOS PRELIMINARES				57,107.00
01.03.01	LIMPIEZA DEL TERRENO EN FORMA MANUAL	m2	410.00	0.45	184.50
01.03.02	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA EJECUCION DE OBRA	DIA	250.00	227.69	56,922.50
01.04	SEGURIDAD Y SALUD				15,000.00
01.04.01	SEGURIDAD Y SALUD	GLB	1.00	15,000.00	15,000.00
02	ESTRUCTURAS				2,359,649.39
02.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				96,586.01
02.01.01	EXCAVACION MASIVA	m3	1,297.40	22.19	28,789.31
02.01.02	EXCAVACION PARA VIGA DE CIMENTACION EN TERRENO COMPACTADO	m3	101.90	37.88	3,859.97
02.01.03	EXCAVACION PARA MURO DE CONTENCIÓN EN TERRENO COMPACTADO	m3	12.40	32.48	402.75
02.01.04	EXCAVACION PARA CISTERNA EN TERRENO NORMAL	m3	100.00	25.25	2,525.00
02.01.05	RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL DE PRESTAMO SELECCIONADO C/EQUIPO PESADO	m3	369.00	83.73	30,896.37
02.01.06	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	2,003.50	15.03	30,112.61
02.02	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				2,263,063.38
02.02.01	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				11,869.44
02.02.01.01	SOLADO DE 3" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON	m2	449.60	26.40	11,869.44
02.02.02	VIGAS DE CIMENTACION				132,922.78
02.02.02.01	CONCRETO F'C= 280 KG/CM2 P/ VIGA DE CIMENTACION	m3	101.90	375.50	38,263.45
02.02.02.02	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 EN VIGA DE CIMENTACION:	kg	26,664.60	3.55	94,659.33
02.02.03	LOSA CIMENTACION				40,075.26
02.02.03.01	CONCRETO F'C= 280 KG/CM2 P/ LOSA CIMENTACION	m3	97.10	358.60	34,820.06
02.02.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGA DE CIMENTACION	m2	37.80	44.86	1,695.71
02.02.03.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 EN LOSA DE CIMENTACION	kg	1,014.10	3.51	3,559.49
02.02.04	MUROS DE CONTENCIÓN				27,130.71
02.02.04.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA MURO CONTENCIÓN	m3	26.50	421.56	11,171.34
02.02.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO C/PANELES DE TRIPLAY	m2	141.44	51.74	7,318.11
02.02.04.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ MURO DE CONTENCIÓN:	kg	2,393.70	3.61	8,641.26
02.02.05	PLACAS				998,533.16
02.02.05.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 P/ PLACAS	m3	715.83	430.13	307,899.96
02.02.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO C/PANELES P/ PLACA	m2	6,733.80	52.22	351,639.04
02.02.05.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ PLACAS	kg	93,904.20	3.61	338,994.16
02.02.06	VIGAS				337,954.75
02.02.06.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 P/ VIGA	m3	133.80	427.62	57,215.56
02.02.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL P/ VIGAS	m2	1,067.50	61.36	65,501.80
02.02.06.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ VIGAS	kg	65,421.70	3.29	215,237.39
02.02.07	LOSA MACIZA				420,910.79
02.02.07.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 P/ LOSA MACIZA	m3	487.40	303.80	148,072.12
02.02.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO P/ LOSA MACIZA	m2	3,247.20	46.17	149,923.22
02.02.07.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ LOSA MACIZA	kg	34,048.60	3.61	122,915.45
02.02.08	ESCALERAS				23,536.11

Presupuesto

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS
 Cliente UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
 Lugar AREQUIPA - AREQUIPA - CAYMA Costo al 01/05/2013

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
02.02.08.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 P/ ESCALERA	m3	25.30	338.13	8,554.69
02.02.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL P/ ESCALERA	m2	121.70	54.09	6,582.75
02.02.08.03	F'C FY 4200 KG/CM2. P/ ESCALERAS	kg	2,326.50	3.61	8,398.67
02.02.09	CISTERNA				36,694.17
02.02.09.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 P/ CISTERNA	m3	34.50	508.78	17,552.91
02.02.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL P/ CISTERNA	m2	195.70	63.03	12,334.97
02.02.09.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ CISTERNA	kg	1,885.40	3.61	6,806.29
02.02.10	TANQUE ELEVADO Y CUARTO MAQUINAS				17,143.17
02.02.10.01	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 P/ TANQUE ELEVADO	m3	16.70	433.98	7,247.47
02.02.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL P/ TANQUE ELEVADO	m2	135.70	44.40	6,025.08
02.02.10.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ TANQUE ELEVADO	kg	1,037.70	3.73	3,870.62
02.02.11	COLUMNAS DE AMARRE				95,259.57
02.02.11.01	CONCRETO F'C=175 KG/CM2 P/ COLUMNAS AMARRE	m3	66.86	360.93	24,131.78
02.02.11.02	COLUMNAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	1,029.36	46.68	48,050.52
02.02.11.03	COLUMNAS: ACERO F'Y=4200 KG/CM2	kg	6,237.10	3.70	23,077.27
02.02.12	MUROS Y TABIQUERIA				97,947.99
02.02.12.01	MURO DE LADRILLO SOGA	m2	759.14	59.83	45,419.35
02.02.12.02	MURO DE LADRILLO CABEZA e=0.25 m.	m2	578.00	90.88	52,528.64
02.02.13	VIGAS DE AMARRE				23,085.48
02.02.13.01	CONCRETO F'C=175 KG/CM2 P/ VIGA DE AMARRE	m3	16.40	360.93	5,919.25
02.02.13.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL P/ VIGA DE AMARRE	m2	184.30	55.26	10,184.42
02.02.13.03	ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ VIGA DE AMARRE	kg	1,871.80	3.73	6,981.81
	COSTO DIRECTO				2,483,303.47
	GASTOS GENERALES 5 %				124,165.17
	UTILIDAD 8 %				198,664.28
	=====				=====
	SUBTOTAL				2,806,132.92
	IGV 18%				505,103.93
	=====				=====
	TOTAL PRESUPUESTO				3,311,236.85

SON : TRES MILLONES TRESCIENTOS ONCE MIL DOSCIENTOS TRENTISEIS Y 85/100 NUEVOS SOLES

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra **0304002** **DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO**

Subpresupuesto **001** **ESTRUCTURAS**

Fecha **01/05/2013**

Lugar **040103** **AREQUIPA - AREQUIPA - CAYMA**

Filtro

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA					
014700032	TOPOGRAFO	hh	2,000.0000	15.58	31,160.00
0147010001	CAPATAZ	hh	2,546.0156	16.00	40,736.25
0147010002	OPERARIO	hh	19,750.1171	15.58	307,706.82
0147010003	OFICIAL	hh	18,505.8554	13.28	245,757.76
0147010004	PEON	hh	18,292.2838	11.93	218,226.95
					843,587.78
MATERIALES					
0202010003	CLAVOS PARA MADERA C/C 2"	kg	6.0000	3.80	22.80
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg	135.4800	3.80	514.82
0202010008	CLAVOS PARA MADERA	kg	2,585.9201	3.80	9,826.50
0202040009	ALAMBRE NEGRO N° 16	kg	7,111.6994	3.20	22,757.44
0202040010	ALAMBRE NEGRO N° 8	kg	2,621.2063	3.20	8,387.86
0202460091	PERNOS DE FIERRO CORRUGADO DE 1/2" C/ROSCA	kg	889.5376	6.00	5,337.23
0203000032	FIERRO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2	kg	236,805.4000	2.30	544,652.42
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3	1,329.1532	80.00	106,332.26
0205000012	MATERIAL GRANULAR PARA RELLENO	m3	442.8000	40.00	17,712.00
0205010004	ARENA GRUESA	m3	897.3703	40.00	35,894.81
0217010029	LADRILLO DE ARCILLA MECANIZADO DE 10X14X24 CM.	und	27,329.0400	1.10	30,061.94
0217610001	LADRILLO DE ARCILLA 24X14X10	und	33,524.0000	1.10	36,876.40
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	19,269.1237	16.90	325,648.19
0229030003	YESO EN BOLSAS DE 18 KG.	BOL	20.0000	0.41	8.20
0229220001	CORDEL	m	400.0000	0.40	160.00
0229220009	POLIETILENO H=2.00	m2	120.0000	2.00	240.00
0229920001	SEGURIDAD Y SALUD EN EL CONSTRUCCION	GLB	1.0000	15,000.00	15,000.00
0238000000	HORMIGON	m3	44.9600	40.00	1,798.40
0239020075	LJA PARA MADERA	hja	953.1449	4.00	3,812.58
0239050000	AGUA	m3	1,500.0000	8.00	12,000.00
0243000032	MADERA EUCALIPTO (e= 3" x 2.4m)	und	19.8000	20.00	396.00
0243010003	MADERA TORNILLO	p2	46,133.7733	4.50	207,601.98
0243160052	REGLA DE MADERA	p2	40.0144	15.00	600.22
0243550001	ANDAMIO DE MADERA	p2	538.8674	4.00	2,155.47
0244010000	ESTACA DE MADERA	p2	125.0000	0.49	61.25
0244030021	TRIPLAY DE 4x8x 4 mm	pln	60.0000	22.00	1,320.00
0244030028	TRIPLAY DE 4x8x 18 mm	pln	991.3242	85.00	84,262.56
0254110090	PINTURA ESMALTE	gn	1.5000	27.00	40.50
0272010012	TUBERIA PVC SAP DE 3/4"	m	5,345.4640	2.55	13,630.93
					1,487,112.76
EQUIPOS					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			40,458.93
0337540006	MIRA TOPOGRAFICA	hm	200.0000	10.00	2,000.00
0337540009	JALON	hm	200.0000	1.00	200.00
0337630053	DOBLADORA	hm	2,535.4700	2.00	5,070.94
0337900050	EQUIPO DE PINTURA	hm	4.0000	5.00	20.00
0348010011	MEZCLADORA 9 - 11 P3	hm	942.5333	12.00	11,310.40
0348040040	CAMION VOLQUETE 15 M3.	hm	128.2240	180.00	23,080.32
0348960002	CIZALLA	hm	2,629.4600	2.00	5,258.92
0349020093	COMPRESORA 100-150 lbs/pulg2	hm	0.4000	20.00	8.00
0349030014	RETROEXCAVADORA	hm	161.7960	180.00	29,123.28
0349030015	RODILLO TANDEM ESTATIC. AUT. 58-70 HP 8-10 TN	hm	59.0400	120.00	7,084.80
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40'	hm	891.1434	5.00	4,455.72
0349180024	WINCHE DE DOS BALDES (350KG)/M.E. 3.6HP	hm	755.4413	15.00	11,331.62
0349190003	ESTACION TOTAL	hm	200.0000	15.00	3,000.00
					142,402.93
SUBCONTRATOS					
0402010001	ENERGIA ELECTRICA	GLB	1.0000	9,000.00	9,000.00
0402010002	INSTALACION DE DESAGÜE	GLB	1.0000	1,200.00	1,200.00
					10,200.00
Total					2,483,303.47

Fórmula Polinómica - Agrupamiento Preliminar

Presupuesto **0304002** DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto **001 ESTRUCTURAS**
 Fecha presupuesto **01/05/2013**
 Moneda **NUEVOS SOLES**

Indice	Descripción	% Inicio	% Saldo	Agrupamiento
02	ACERO DE CONSTRUCCION LISO	1.702	0.000	
03	ACERO DE CONSTRUCCION CORRUGADO	19.413	21.115	+02
05	AGREGADO GRUESO	5.701	8.699	+38+29+17
17	BLOQUE Y LADRILLO	2.385	0.000	
21	CEMENTO PORTLAND TIPO I	11.608	11.608	
29	DOLAR	0.549	0.000	
34	GASOLINA	0.363	0.000	
37	HERRAMIENTA MANUAL	1.668	0.000	
38	HORMIGON	0.064	0.000	
39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR	12.068	12.068	
43	MADERA NACIONAL PARA ENCOF. Y CARPINT.	7.512	11.053	+54+72+44
44	MADERA TERCIADE PARA CARPINTERIA	3.053	0.000	
47	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES	30.068	30.068	
48	MAQUINARIA Y EQUIPO NACIONAL	1.398	0.000	
49	MAQUINARIA Y EQUIPO IMPORTADO	1.960	5.389	+34+48+37
54	PINTURA LATEX	0.001	0.000	
72	TUBERIA DE PVC PARA AGUA	0.487	0.000	
Total		100.000	100.000	

MADV

Fórmula Polinómica

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS

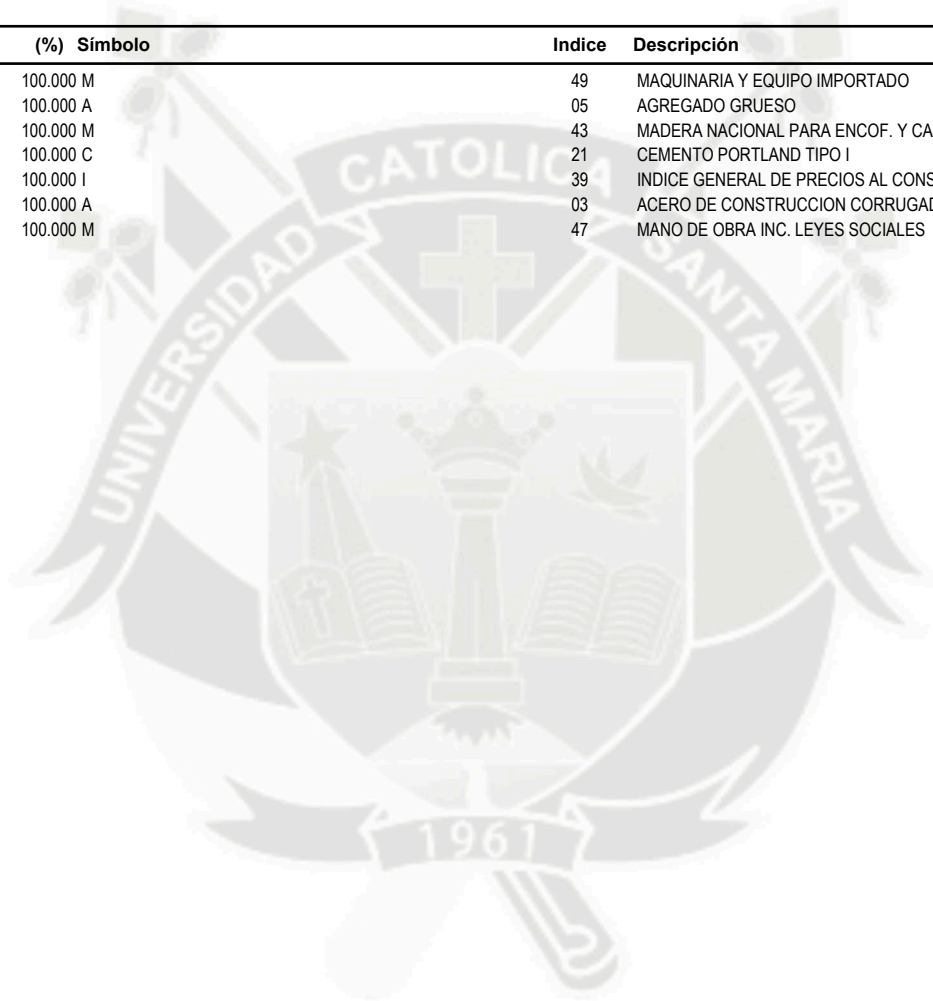
Fecha Presupuesto 01/05/2013

Moneda NUEVOS SOLES

Ubicación Geográfica 040103 AREQUIPA - AREQUIPA - CAYMA

K =

Monomio	Factor	(%)	Símbolo	Indice	Descripción
	0.054	100.000	M	49	MAQUINARIA Y EQUIPO IMPORTADO
	0.087	100.000	A	05	AGREGADO GRUESO
	0.111	100.000	M	43	MADERA NACIONAL PARA ENCOF. Y CARPINT.
	0.116	100.000	C	21	CEMENTO PORTLAND TIPO I
	0.121	100.000	I	39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR
	0.211	100.000	A	03	ACERO DE CONSTRUCCION CORRUGADO
	0.300	100.000	M	47	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES



Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013

Partida 01.01.01 CASETA PARA OFICINA, ALMACEN Y GUARDIANIA

Rendimiento m2/DIA MO. 12.0000 EQ. 12.0000 Costo unitario directo por : m2 **88.45**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	16.00	1.07
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	15.58	10.39
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	13.28	8.85
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.6667	11.93	7.95
28.26						
Materiales						
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.2100	3.80	0.80
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0800	3.20	0.26
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.2000	3.20	0.64
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		5.3500	4.50	24.08
0244030021	TRIPLAY DE 4'x8'x 4 mm	pln		1.5000	22.00	33.00
58.78						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	28.26	1.41
1.41						

Partida 01.01.02 CERCO PERIMETRICO PROVISIONAL

Rendimiento m/DIA MO. 60.0000 EQ. 60.0000 Costo unitario directo por : m **16.83**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0133	16.00	0.21
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	0.2667	13.28	3.54
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.1333	11.93	1.59
5.34						
Materiales						
0202010003	CLAVOS PARA MADERA C/C 2"	kg		0.1000	3.80	0.38
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0750	3.20	0.24
0229220009	POLIETILENO H=2.00	m2		2.0000	2.00	4.00
0243000032	MADERA EUCALIPTO (e= 3" x 2.4m)	und		0.3300	20.00	6.60
11.22						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	5.34	0.27
0.27						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013

Partida 01.01.03 CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 2.40X.3.60 M.

Rendimiento und/DIA MO. 1.0000 EQ. 1.0000 Costo unitario directo por : und **870.54**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.8000	16.00	12.80
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	16.0000	15.58	249.28
0147010004	PEON	hh	1.5000	12.0000	11.93	143.16
405.24						
Materiales						
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		2.5000	3.80	9.50
0239020075	LIJA PARA MADERA	hja		2.0000	4.00	8.00
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		72.6200	4.50	326.79
0244030021	TRIPLAY DE 4'x8'x 4 mm	pln		3.0000	22.00	66.00
0254110090	PINTURA ESMALTE	gln		0.2500	27.00	6.75
417.04						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	405.24	20.26
0337900050	EQUIPO DE PINTURA	hm	0.5000	4.0000	5.00	20.00
0349020093	COMPRESORA 100-150 lbs/pulg2	hm	0.0500	0.4000	20.00	8.00
48.26						

Partida 01.02.01 AGUA PARA LA CONSTRUCCION

Rendimiento GLB/DIA MO. 45.0000 EQ. 45.0000 Costo unitario directo por : GLB **12,001.12**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.0938	0.0167	16.00	0.27
0147010004	PEON	hh	0.3750	0.0667	11.93	0.80
1.07						
Materiales						
0239050000	AGUA	m3		1,500.0000	8.00	12,000.00
12,000.00						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.07	0.05
0.05						

Partida 01.02.02 ENERGIA ELECTRICA PARA LA CONSTRUCCION

Rendimiento GLB/DIA MO. 1.0000 EQ. 1.0000 Costo unitario directo por : GLB **9,244.52**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.8000	16.00	12.80
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	8.0000	15.58	124.64
0147010004	PEON	hh	1.0000	8.0000	11.93	95.44
232.88						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	232.88	11.64
11.64						
Subcontratos						
0402010001	ENERGIA ELECTRICA	GLB		1.0000	9,000.00	9,000.00
9,000.00						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013

Partida 01.02.03 DESAGÜE PARA LA CONSTRUCCION

Rendimiento GLB/DIA MO. EQ. Costo unitario directo por : GLB **1,200.00**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0402010002	Subcontratos INSTALACION DE DESAGÜE	GLB		1.0000	1,200.00	1,200.00
						1,200.00

Partida 01.02.04 GUARDIANIA

Rendimiento DIA/DIA MO. 1.0000 EQ. 1.0000 Costo unitario directo por : DIA **95.44**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0147010004	Mano de Obra PEON	hh	1.0000	8.0000	11.93	95.44
						95.44

Partida 01.03.01 LIMPIEZA DEL TERRENO EN FORMA MANUAL

Rendimiento m2/DIA MO. 250.0000 EQ. 250.0000 Costo unitario directo por : m2 **0.45**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0147010002	Mano de Obra OPERARIO	hh	0.1000	0.0032	15.58	0.05
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.0320	11.93	0.38
						0.43
0337010001	Equipos HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.43	0.02
						0.02

Partida 01.03.02 TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA EJECUCION DE OBRA

Rendimiento DIA/DIA MO. 1.0000 EQ. 1.0000 Costo unitario directo por : DIA **227.69**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0147000032	Mano de Obra TOPOGRAFO	hh	1.0000	8.0000	15.58	124.64
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2002	1.6016	16.00	25.63
0147010004	PEON	hh	0.5000	4.0000	11.93	47.72
						197.99
0202010005	Materiales CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg		0.5000	3.80	1.90
0229030003	YESO EN BOLSAS DE 18 KG.	BOL		0.0800	0.41	0.03
0229220001	CORDEL	m		1.6000	0.40	0.64
0244010000	ESTACA DE MADERA	p2		0.5000	0.49	0.25
0254110090	PINTURA ESMALTE	gln		0.0050	27.00	0.14
						2.96
0337010001	Equipos HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	197.99	5.94
0337540006	MIRA TOPOGRAFICA	hm	0.1000	0.8000	10.00	8.00
0337540009	JALON	hm	0.1000	0.8000	1.00	0.80
0349190003	ESTACION TOTAL	hm	0.1000	0.8000	15.00	12.00
						26.74

Partida 01.04.01 SEGURIDAD Y SALUD

Rendimiento GLB/DIA MO. EQ. Costo unitario directo por : GLB **15,000.00**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0229920001	Materiales SEGURIDAD Y SALUD EN EL CONSTRUCCION	GLB		1.0000	15,000.00	15,000.00
						15,000.00

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013

Partida 02.01.01 EXCAVACION MASIVA

Rendimiento m3/DIA MO. 80.0000 EQ. 80.0000 Costo unitario directo por : m3 **22.19**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	1.0000	0.1000	16.00	1.60
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.2000	11.93	2.39
						3.99
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	3.99	0.20
0349030014	RETROEXCAVADORA	hm	1.0000	0.1000	180.00	18.00
						18.20

Partida 02.01.02 EXCAVACION PARA VIGA DE CIMENTACION EN TERRENO COMPACTADO

Rendimiento m3/DIA MO. 3.0000 EQ. 3.0000 Costo unitario directo por : m3 **37.88**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.2667	16.00	4.27
0147010004	PEON	hh	1.0000	2.6667	11.93	31.81
						36.08
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	36.08	1.80
						1.80

Partida 02.01.03 EXCAVACION PARA MURO DE CONTENCIÓN EN TERRENO COMPACTADO

Rendimiento m3/DIA MO. 3.5000 EQ. 3.5000 Costo unitario directo por : m3 **32.48**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.2286	16.00	3.66
0147010004	PEON	hh	1.0000	2.2857	11.93	27.27
						30.93
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	30.93	1.55
						1.55

Partida 02.01.04 EXCAVACION PARA CISTERNA EN TERRENO NORMAL

Rendimiento m3/DIA MO. 4.5000 EQ. 4.5000 Costo unitario directo por : m3 **25.25**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1778	16.00	2.84
0147010004	PEON	hh	1.0000	1.7778	11.93	21.21
						24.05
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	24.05	1.20
						1.20

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013
 Partida 02.01.05 RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL DE PRESTAMO SELECCIONADO C/EQUIPO PESADO

Rendimiento m3/DIA MO. 50.0000 EQ. 50.0000 Costo unitario directo por : m3 **83.73**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0160	16.00	0.26
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.1600	13.28	2.12
0147010004	PEON	hh	7.0000	1.1200	11.93	13.36
15.74						
Materiales						
0205000012	MATERIAL GRANULAR PARA RELLENO	m3		1.2000	40.00	48.00
48.00						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	15.74	0.79
0349030015	RODILLO TANDEM ESTATIC. AUT. 58-70 HP 8-10 TN	hm	1.0000	0.1600	120.00	19.20
19.99						

Partida 02.01.06 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE

Rendimiento m3/DIA MO. 500.0000 EQ. 500.0000 Costo unitario directo por : m3 **15.03**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0016	16.00	0.03
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.0480	11.93	0.57
0.60						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.60	0.03
0348040040	CAMION VOLQUETE 15 M3.	hm	4.0000	0.0640	180.00	11.52
0349030014	RETROEXCAVADORA	hm	1.0000	0.0160	180.00	2.88
14.43						

Partida 02.02.01.01 SOLADO DE 3" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON

Rendimiento m2/DIA MO. 70.0000 EQ. 70.0000 Costo unitario directo por : m2 **26.40**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0114	16.00	0.18
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.2286	15.58	3.56
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.1143	13.28	1.52
0147010004	PEON	hh	6.0000	0.6857	11.93	8.18
13.44						
Materiales						
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.3300	16.90	5.58
0238000000	HORMIGON	m3		0.1000	40.00	4.00
0243160052	REGLA DE MADERA	p2		0.0890	15.00	1.34
10.92						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	13.44	0.67
0348010011	MEZCLADORA 9 - 11 P3	hm	1.0000	0.1143	12.00	1.37
2.04						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013
 Partida 02.02.02.01 CONCRETO F'C= 280 KG/CM2 P/ VIGA DE CIMENTACION

Rendimiento m3/DIA MO. 20.0000 EQ. 20.0000 Costo unitario directo por : m3 **375.50**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0400	16.00	0.64
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.8000	15.58	12.46
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	0.8000	13.28	10.62
0147010004	PEON	hh	8.0000	3.2000	11.93	38.18
61.90						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8000	80.00	64.00
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.5000	40.00	20.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		13.0000	16.90	219.70
303.70						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	61.90	3.10
0348010011	MEZCLADORA 9 - 11 P3	hm	1.0000	0.4000	12.00	4.80
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.4000	5.00	2.00
9.90						

Partida 02.02.02.02 ACERO F'Y=4200 KG/CM2 EN VIGA DE CIMENTACION:

Rendimiento kg/DIA MO. 230.0000 EQ. 230.0000 Costo unitario directo por : kg **3.55**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0035	16.00	0.06
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0348	15.58	0.54
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0348	13.28	0.46
1.06						
Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0300	3.20	0.10
0203000032	FIERRO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2	kg		1.0000	2.30	2.30
2.40						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.06	0.05
0337630053	DOBLADORA	hm	0.3300	0.0115	2.00	0.02
0348960002	CIZALLA	hm	0.3300	0.0115	2.00	0.02
0.09						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013
 Partida 02.02.03.01 CONCRETO F'C= 280 KG/CM2 P/ LOSA CIMENTACION

Rendimiento m3/DIA MO. 20.0000 EQ. 20.0000 Costo unitario directo por : m3 **358.60**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0400	16.00	0.64
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.8000	15.58	12.46
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	0.8000	13.28	10.62
0147010004	PEON	hh	8.0000	3.2000	11.93	38.18
61.90						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8000	80.00	64.00
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.5000	40.00	20.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		12.0000	16.90	202.80
286.80						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	61.90	3.10
0348010011	MEZCLADORA 9 - 11 P3	hm	1.0000	0.4000	12.00	4.80
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.4000	5.00	2.00
9.90						

Partida 02.02.03.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGA DE CIMENTACION

Rendimiento m2/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000 Costo unitario directo por : m2 **44.86**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0800	16.00	1.28
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	15.58	12.46
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	13.28	10.62
24.36						
Materiales						
0202010008	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.3200	3.80	1.22
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.3000	3.20	0.96
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		3.8000	4.50	17.10
19.28						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	24.36	1.22
1.22						

Partida 02.02.03.03 ACERO F'Y=4200 KG/CM2 EN LOSA DE CIMENTACION

Rendimiento kg/DIA MO. 230.0000 EQ. 230.0000 Costo unitario directo por : kg **3.51**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0035	16.00	0.06
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0348	15.58	0.54
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0348	13.28	0.46
1.06						
Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0300	3.20	0.10
0203000032	FIERRO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2	kg		1.0000	2.30	2.30
2.40						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.06	0.03
0348960002	CIZALLA	hm	0.3300	0.0115	2.00	0.02
0.05						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013
 Partida 02.02.04.01 CONCRETO F'C=280 KG/CM2 PARA MURO CONTENCIÓN

Rendimiento m3/DIA MO. 14.0000 EQ. 14.0000 Costo unitario directo por : m3 **421.56**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1143	16.00	1.83
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.1429	15.58	17.81
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	1.1429	13.28	15.18
0147010004	PEON	hh	10.0000	5.7143	11.93	68.17
						102.99
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8000	80.00	64.00
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.5000	40.00	20.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		13.0000	16.90	219.70
						303.70
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	102.99	5.15
0348010011	MEZCLADORA 9 - 11 P3	hm	1.0000	0.5714	12.00	6.86
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.5714	5.00	2.86
						14.87

Partida 02.02.04.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO C/PANELES DE TRIPLAY

Rendimiento m2/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000 Costo unitario directo por : m2 **51.74**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0800	16.00	1.28
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	15.58	12.46
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	13.28	10.62
						24.36
Materiales						
0202010008	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.1500	3.80	0.57
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.2000	3.20	0.64
0202460091	PERNOS DE FIERRO CORRUGADO DE 1/2" C/ROSCA	kg		0.0400	6.00	0.24
0239020075	LIJA PARA MADERA	hja		0.0850	4.00	0.34
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		3.2200	4.50	14.49
0244030028	TRIPLAY DE 4'x8'x 18 mm	pln		0.0960	85.00	8.16
0272010012	TUBERIA PVC SAP DE 3/4"	m		0.6730	2.55	1.72
						26.16
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	24.36	1.22
						1.22

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013

Partida 02.02.04.03 ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ MURO DE CONTENCIÓN:

Rendimiento kg/DIA MO. 220.0000 EQ. 220.0000 Costo unitario directo por : kg **3.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0036	16.00	0.06
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0364	15.58	0.57
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0364	13.28	0.48
1.11						
Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0300	3.20	0.10
0203000032	FIERRO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2	kg		1.0000	2.30	2.30
2.40						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.11	0.06
0337630053	DOBLADORA	hm	0.3300	0.0120	2.00	0.02
0348960002	CIZALLA	hm	0.3300	0.0120	2.00	0.02
0.10						

Partida 02.02.05.01 CONCRETO F'C=280 KG/CM2 P/ PLACAS

Rendimiento m3/DIA MO. 14.0000 EQ. 14.0000 Costo unitario directo por : m3 **430.13**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1143	16.00	1.83
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.1429	15.58	17.81
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	1.1429	13.28	15.18
0147010004	PEON	hh	10.0000	5.7143	11.93	68.17
102.99						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8000	80.00	64.00
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.5000	40.00	20.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		13.0000	16.90	219.70
303.70						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	102.99	5.15
0348010011	MEZCLADORA 9 - 11 P3	hm	1.0000	0.5714	12.00	6.86
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.5714	5.00	2.86
0349180024	WINCHE DE DOS BALDES (350KG)M.E. 3.6HP	hm	1.0000	0.5714	15.00	8.57
23.44						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013
 Partida 02.02.05.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO C/PANELES P/ PLACA

Rendimiento m2/DIA MO. 12.0000 EQ. 12.0000 Costo unitario directo por : m2 **52.22**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	16.00	1.07
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	15.58	10.39
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	13.28	8.85
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.3333	11.93	3.98
						24.29
Materiales						
0202010008	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.1500	3.80	0.57
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.3000	3.20	0.96
0202460091	PERNOS DE FIERRO CORRUGADO DE 1/2" C/ROSCA	kg		0.0800	6.00	0.48
0239020075	LIJA PARA MADERA	hja		0.0850	4.00	0.34
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		3.2200	4.50	14.49
0244030028	TRIPLAY DE 4'x8'x 18 mm	pln		0.0960	85.00	8.16
0272010012	TUBERIA PVC SAP DE 3/4"	m		0.6730	2.55	1.72
						26.72
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	24.29	1.21
						1.21

Partida 02.02.05.03 ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ PLACAS

Rendimiento kg/DIA MO. 220.0000 EQ. 220.0000 Costo unitario directo por : kg **3.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0036	16.00	0.06
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0364	15.58	0.57
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0364	13.28	0.48
						1.11
Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0300	3.20	0.10
0203000032	FIERRO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2	kg		1.0000	2.30	2.30
						2.40
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.11	0.06
0337630053	DOBLADORA	hm	0.3300	0.0120	2.00	0.02
0348960002	CIZALLA	hm	0.3300	0.0120	2.00	0.02
						0.10

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013
 Partida 02.02.06.01 CONCRETO F'C=280 KG/CM2 P/ VIGA

Rendimiento m3/DIA MO. 15.0000 EQ. 15.0000 Costo unitario directo por : m3 **427.62**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1067	16.00	1.71
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.0667	15.58	16.62
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5333	13.28	7.08
0147010004	PEON	hh	12.0000	6.4000	11.93	76.35
						101.76
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8000	80.00	64.00
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.5000	40.00	20.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		13.0000	16.90	219.70
						303.70
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	101.76	5.09
0348010011	MEZCLADORA 9 - 11 P3	hm	1.0000	0.5333	12.00	6.40
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.5333	5.00	2.67
0349180024	WINCHE DE DOS BALDES (350KG)M.E. 3.6HP	hm	1.0000	0.5333	15.00	8.00
						22.16

Partida 02.02.06.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL P/ VIGAS

Rendimiento m2/DIA MO. 8.0000 EQ. 8.0000 Costo unitario directo por : m2 **61.36**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1000	16.00	1.60
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	1.0000	15.58	15.58
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	1.0000	13.28	13.28
						30.46
Materiales						
0202010008	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.4800	3.80	1.82
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.2100	3.20	0.67
0202460091	PERNOS DE FIERRO CORRUGADO DE 1/2" C/ROSCA	kg		0.0800	6.00	0.48
0239020075	LIJA PARA MADERA	hja		0.0850	4.00	0.34
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		5.4100	4.50	24.35
0272010012	TUBERIA PVC SAP DE 3/4"	m		0.6730	2.55	1.72
						29.38
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	30.46	1.52
						1.52

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013

Partida 02.02.06.03 ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ VIGAS

Rendimiento kg/DIA MO. 300.0000 EQ. 300.0000 Costo unitario directo por : kg **3.29**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0027	16.00	0.04
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0267	15.58	0.42
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0267	13.28	0.35
0.81						
Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0300	3.20	0.10
0203000032	FIERRO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2	kg		1.0000	2.30	2.30
2.40						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.81	0.04
0337630053	DOBLADORA	hm	0.3300	0.0088	2.00	0.02
0348960002	CIZALLA	hm	0.3300	0.0088	2.00	0.02
0.08						

Partida 02.02.07.01 CONCRETO F'C=280 KG/CM2 P/ LOSA MACIZA

Rendimiento m3/DIA MO. 20.0000 EQ. 20.0000 Costo unitario directo por : m3 **303.80**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0800	16.00	1.28
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.8000	15.58	12.46
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.4000	13.28	5.31
0147010004	PEON	hh	14.0000	5.6000	11.93	66.81
85.86						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.7200	80.00	57.60
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4800	40.00	19.20
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		7.3400	16.90	124.05
200.85						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	85.86	4.29
0348010011	MEZCLADORA 9 - 11 P3	hm	1.0000	0.4000	12.00	4.80
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.4000	5.00	2.00
0349180024	WINCHE DE DOS BALDES (350KG)M.E. 3.6HP	hm	1.0000	0.4000	15.00	6.00
17.09						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013
 Partida 02.02.07.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO P/ LOSA MACIZA

Rendimiento m2/DIA MO. 14.0000 EQ. 14.0000 Costo unitario directo por : m2 **46.17**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0571	16.00	0.91
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	15.58	8.90
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	13.28	7.59
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.2857	11.93	3.41
20.81						
Materiales						
0202010008	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.1300	3.80	0.49
0202460091	PERNOS DE FIERRO CORRUGADO DE 1/2" C/ROSCA	kg		0.0800	6.00	0.48
0239020075	LIJA PARA MADERA	hja		0.0850	4.00	0.34
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		3.3000	4.50	14.85
0244030028	TRIPLAY DE 4'x8'x 18 mm	pln		0.0960	85.00	8.16
24.32						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	20.81	1.04
1.04						

Partida 02.02.07.03 ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ LOSA MACIZA

Rendimiento kg/DIA MO. 220.0000 EQ. 220.0000 Costo unitario directo por : kg **3.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0036	16.00	0.06
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0364	15.58	0.57
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0364	13.28	0.48
1.11						
Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0300	3.20	0.10
0203000032	FIERRO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2	kg		1.0000	2.30	2.30
2.40						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.11	0.06
0337630053	DOBLADORA	hm	0.3300	0.0120	2.00	0.02
0348960002	CIZALLA	hm	0.3300	0.0120	2.00	0.02
0.10						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013
 Partida 02.02.08.01 CONCRETO F'C=280 KG/CM2 P/ ESCALERA

Rendimiento m3/DIA MO. 15.0000 EQ. 15.0000 Costo unitario directo por : m3 **338.13**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1067	16.00	1.71
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.0667	15.58	16.62
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5333	13.28	7.08
0147010004	PEON	hh	14.0000	7.4667	11.93	89.08
114.49						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.7200	80.00	57.60
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4800	40.00	19.20
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		7.3400	16.90	124.05
200.85						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	114.49	5.72
0348010011	MEZCLADORA 9 - 11 P3	hm	1.0000	0.5333	12.00	6.40
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.5333	5.00	2.67
0349180024	WINCHE DE DOS BALDES (350KG)M.E. 3.6HP	hm	1.0000	0.5333	15.00	8.00
22.79						

Partida 02.02.08.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL P/ ESCALERA

Rendimiento m2/DIA MO. 6.0000 EQ. 6.0000 Costo unitario directo por : m2 **54.09**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1333	16.00	2.13
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	1.3333	15.58	20.77
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	1.3333	13.28	17.71
40.61						
Materiales						
0202010008	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.2500	3.80	0.95
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.3000	3.20	0.96
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		2.1200	4.50	9.54
11.45						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	40.61	2.03
2.03						

Partida 02.02.08.03 F'C FY 4200 KG/CM2. P/ ESCALERAS

Rendimiento kg/DIA MO. 220.0000 EQ. 220.0000 Costo unitario directo por : kg **3.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0036	16.00	0.06
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0364	15.58	0.57
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0364	13.28	0.48
1.11						
Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0300	3.20	0.10
0203000032	FIERRO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2	kg		1.0000	2.30	2.30
2.40						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.11	0.06
0337630053	DOBLADORA	hm	0.3300	0.0120	2.00	0.02
0348960002	CIZALLA	hm	0.3300	0.0120	2.00	0.02
0.10						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013
 Partida 02.02.09.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 P/ CISTERNA

Rendimiento m3/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000 Costo unitario directo por : m3 **508.78**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1600	16.00	2.56
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.6000	15.58	24.93
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	1.6000	13.28	21.25
0147010004	PEON	hh	14.0000	11.2000	11.93	133.62
182.36						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8000	80.00	64.00
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.5000	40.00	20.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		13.0000	16.90	219.70
303.70						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	182.36	9.12
0348010011	MEZCLADORA 9 - 11 P3	hm	1.0000	0.8000	12.00	9.60
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.8000	5.00	4.00
22.72						

Partida 02.02.09.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL P/ CISTERNA

Rendimiento m2/DIA MO. 12.0000 EQ. 12.0000 Costo unitario directo por : m2 **63.03**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	16.00	1.07
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	15.58	10.39
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	13.28	8.85
0147010004	PEON	hh	1.0000	0.6667	11.93	7.95
28.26						
Materiales						
0202010008	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.3000	3.80	1.14
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.1000	3.20	0.32
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		5.2000	4.50	23.40
0244030028	TRIPLAY DE 4'x8'x 18 mm	pln		0.1000	85.00	8.50
33.36						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	28.26	1.41
1.41						

Partida 02.02.09.03 ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ CISTERNA

Rendimiento kg/DIA MO. 220.0000 EQ. 220.0000 Costo unitario directo por : kg **3.61**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0036	16.00	0.06
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0364	15.58	0.57
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0364	13.28	0.48
1.11						
Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0300	3.20	0.10
0203000032	FIERRO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2	kg		1.0000	2.30	2.30
2.40						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.11	0.06
0337630053	DOBLADORA	hm	0.3300	0.0120	2.00	0.02
0348960002	CIZALLA	hm	0.3300	0.0120	2.00	0.02
0.10						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013
 Partida 02.02.10.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2 P/ TANQUE ELEVADO

Rendimiento m3/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000 Costo unitario directo por : m3 **433.98**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1600	16.00	2.56
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.6000	15.58	24.93
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	1.6000	13.28	21.25
0147010004	PEON	hh	14.0000	11.2000	11.93	133.62
182.36						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.7400	80.00	59.20
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4400	40.00	17.60
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.0000	16.90	152.10
228.90						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	182.36	9.12
0348010011	MEZCLADORA 9 - 11 P3	hm	1.0000	0.8000	12.00	9.60
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.8000	5.00	4.00
22.72						

Partida 02.02.10.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL P/ TANQUE ELEVADO

Rendimiento m2/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000 Costo unitario directo por : m2 **44.40**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0800	16.00	1.28
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	15.58	12.46
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	13.28	10.62
0147010004	PEON	hh	0.2500	0.2000	11.93	2.39
26.75						
Materiales						
0202010008	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.3000	3.80	1.14
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.1000	3.20	0.32
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		3.3000	4.50	14.85
16.31						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	26.75	1.34
1.34						

Partida 02.02.10.03 ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ TANQUE ELEVADO

Rendimiento kg/DIA MO. 200.0000 EQ. 200.0000 Costo unitario directo por : kg **3.73**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0040	16.00	0.06
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0400	15.58	0.62
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0400	13.28	0.53
1.21						
Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0300	3.20	0.10
0203000032	FIERRO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2	kg		1.0000	2.30	2.30
2.40						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.21	0.06
0337630053	DOBLADORA	hm	0.3300	0.0132	2.00	0.03
0348960002	CIZALLA	hm	0.3300	0.0132	2.00	0.03
0.12						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013
 Partida 02.02.11.01 CONCRETO F'C=175 KG/CM2 P/ COLUMNAS AMARRE

Rendimiento **m3/DIA** MO. 10.0000 EQ. 10.0000 Costo unitario directo por : m3 **360.93**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1600	16.00	2.56
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.6000	15.58	24.93
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	13.28	10.62
0147010004	PEON	hh	10.0000	8.0000	11.93	95.44
133.55						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.7200	80.00	57.60
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4800	40.00	19.20
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		7.0000	16.90	118.30
195.10						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	133.55	6.68
0348010011	MEZCLADORA 9 - 11 P3	hm	1.0000	0.8000	12.00	9.60
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.8000	5.00	4.00
0349180024	WINCHE DE DOS BALDES (350KG)M.E. 3.6HP	hm	1.0000	0.8000	15.00	12.00
32.28						

Partida 02.02.11.02 COLUMNAS: ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL

Rendimiento **m2/DIA** MO. 10.0000 EQ. 10.0000 Costo unitario directo por : m2 **46.68**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0800	16.00	1.28
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	15.58	12.46
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	13.28	10.62
24.36						
Materiales						
0202010008	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.3500	3.80	1.33
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.2150	3.20	0.69
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		4.2400	4.50	19.08
21.10						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	24.36	1.22
1.22						

Partida 02.02.11.03 COLUMNAS: ACERO F'Y=4200 KG/CM2

Rendimiento **kg/DIA** MO. 200.0000 EQ. 200.0000 Costo unitario directo por : kg **3.70**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0040	16.00	0.06
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0400	15.58	0.62
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0400	13.28	0.53
1.21						
Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0300	3.20	0.10
0203000032	FIERRO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2	kg		1.0000	2.30	2.30
2.40						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.21	0.06
0348960002	CIZALLA	hm	0.3300	0.0132	2.00	0.03
0.09						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013
 Partida 02.02.12.01 MURO DE LADRILLO SOGA

Rendimiento m2/DIA MO. 14.0000 EQ. 14.0000 Costo unitario directo por : m2 **59.83**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0571	16.00	0.91
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	15.58	8.90
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.2857	11.93	3.41
13.22						
Materiales						
0202010008	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.0220	3.80	0.08
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.0320	40.00	1.28
0217010029	LADRILLO DE ARCILLA MECANIZADO DE 10X14X24 CM.	und		36.0000	1.10	39.60
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.2000	16.90	3.38
0243550001	ANDAMIO DE MADERA	p2		0.4030	4.00	1.61
45.95						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	13.22	0.66
0.66						

Partida 02.02.12.02 MURO DE LADRILLO CABEZA e=0.25 m.

Rendimiento m2/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000 Costo unitario directo por : m2 **90.88**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0800	16.00	1.28
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	15.58	12.46
0147010004	PEON	hh	0.5000	0.4000	11.93	4.77
18.51						
Materiales						
0202010008	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.0220	3.80	0.08
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.0430	40.00	1.72
0217610001	LADRILLO DE ARCILLA 24X14X10	und		58.0000	1.10	63.80
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.2500	16.90	4.23
0243550001	ANDAMIO DE MADERA	p2		0.4030	4.00	1.61
71.44						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	18.51	0.93
0.93						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0304002 DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS Fecha presupuesto 01/05/2013

Partida 02.02.13.01 CONCRETO F'C=175 KG/CM2 P/ VIGA DE AMARRE

Rendimiento m3/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000 Costo unitario directo por : m3 **360.93**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1600	16.00	2.56
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.6000	15.58	24.93
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	13.28	10.62
0147010004	PEON	hh	10.0000	8.0000	11.93	95.44
133.55						
Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.7200	80.00	57.60
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4800	40.00	19.20
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		7.0000	16.90	118.30
195.10						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	133.55	6.68
0348010011	MEZCLADORA 9 - 11 P3	hm	1.0000	0.8000	12.00	9.60
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.8000	5.00	4.00
0349180024	WINCHE DE DOS BALDES (350KG)M.E. 3.6HP	hm	1.0000	0.8000	15.00	12.00
32.28						

Partida 02.02.13.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL P/ VIGA DE AMARRE

Rendimiento m2/DIA MO. 9.0000 EQ. 9.0000 Costo unitario directo por : m2 **55.26**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0889	16.00	1.42
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8889	15.58	13.85
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8889	13.28	11.80
27.07						
Materiales						
0202010008	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.4800	3.80	1.82
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg		0.2100	3.20	0.67
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		5.4100	4.50	24.35
26.84						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	27.07	1.35
1.35						

Partida 02.02.13.03 ACERO F'Y=4200 KG/CM2 P/ VIGA DE AMARRE

Rendimiento kg/DIA MO. 200.0000 EQ. 200.0000 Costo unitario directo por : kg **3.73**

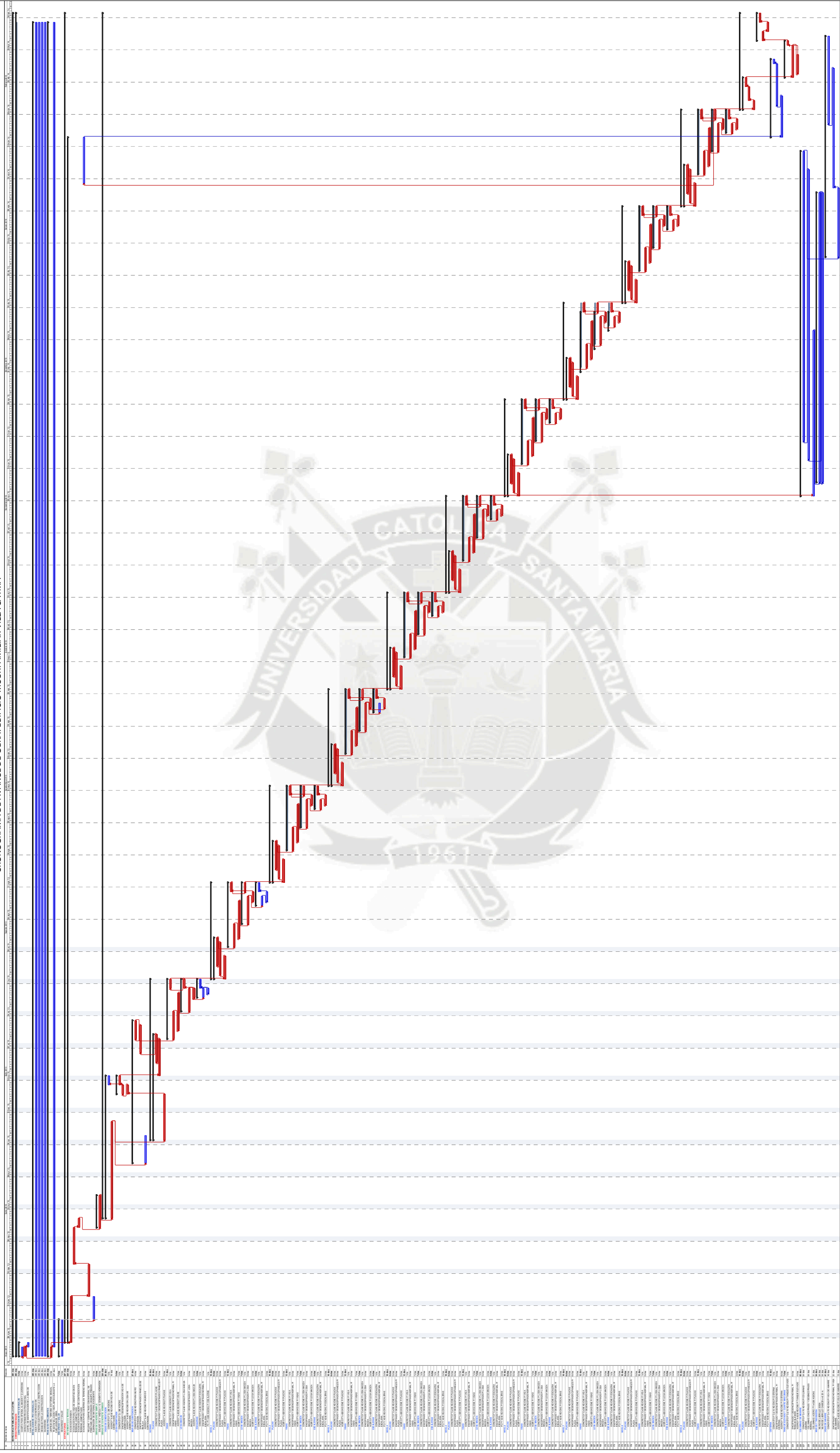
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0040	16.00	0.06
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0400	15.58	0.62
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0400	13.28	0.53
1.21						
Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.0300	3.20	0.10
0203000032	FIERRO CORRUGADO FY=4200 KG/CM2	kg		1.0000	2.30	2.30
2.40						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.21	0.06
0337630053	DOBLADORA	hm	0.3300	0.0132	2.00	0.03
0348960002	CIZALLA	hm	0.3300	0.0132	2.00	0.03
0.12						

CRONOGRAMA DE AVANCE VALORIZADO

PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SÓTANO EN CONCRETO ARMADO"

PARTIDA	2013						2014.00						TOTALES				
	AVANCE	%	AVANCE	%	AVANCE	%	AVANCE	%	AVANCE	%	AVANCE	%	AVANCE	%			
EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA CAYMA																	
OBRAS PROVISIONALES																	
CONSTRUCCIONES PROVISIONALES																	
CASETA PARA OFICINA, ALMACÉN Y GUARDIANA	3361.10	100.00												3,361.10			
CERCO PERIMETRICO PROVISIONAL	1008.88	100.00												1,008.88			
CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 2.40X3.60 M.	870.54	100.00												870.54			
INSTALACIONES PROVISIONALES																	
AGUA PARA LA CONSTRUCCION	1289.28	10.74	1,204.85	10.04	1,301.33	10.84	1,301.33	10.84	1,204.93	10.04	1,301.33	10.84	1,253.13	10.44	590.42	4.92	12,001.14
ENERGIA ELECTRICA PARA LA CONSTRUCCION	893.14	10.74	828.16	10.04	1,002.42	10.84	1,002.42	10.84	828.16	10.04	1,002.42	10.84	965.22	10.44	454.82	4.92	9,244.52
DESAGUE PARA LA CONSTRUCCION	128.92	10.74	120.48	10.04	130.12	10.84	130.12	10.84	120.48	10.04	130.12	10.84	125.30	10.44	59.04	0.92	1,200.00
GUARDIANA	2563.22	10.74	2,395.58	10.04	2,587.23	10.84	2,587.23	10.84	2,395.58	10.04	2,587.23	10.84	2,491.41	10.44	1,173.81	13.42	23,860.00
TRABAJOS PRELIMINARES																	
LIMPIEZA DEL TERRENO EN FORMA MANUAL	184.50	100.00														184.50	
TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA EJECUCION DE OBRA	5703.72	10.02	5,791.39	10.12	6,222.38	10.92	6,222.38	10.92	5,791.39	10.12	6,222.38	10.92	5,991.84	10.52	2,823.08	3.96	56,922.50
SEGURIDAD Y SALUD																	
SEGURIDAD Y SALUD	15000.00	100.00														15,000.00	
ESTRUCTURAS																	
MOVIMIENTO DE TIERRAS																	
EXCAVACION MASIVA	38789.31	100.00														38,789.31	
EXCAVACION PARA VIGA DE CIMENTACION EN TERRENO COMPACTADO	3859.31	100.00														3,859.31	
EXCAVACION PARA MURO DE CONTENCIÓN EN TERRENO COMPACTADO	402.75	100.00														402.75	
EXCAVACION PARA CISTERNA EN TERRENO NORMAL																2,525.00	
RELLENO Y COMPACTADO CON MATERIAL DE PRESTAMO SELECCIONADO O/EQUIPO PESADO	30896.31	100.00														30,896.31	
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	30112.62	100.00														30,112.62	
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE																	
SOLDADO DE 3" MEZCLA 1:1:2 CEMENTO-HORMIGON	5440.14	45.62	6,429.28	54.11												11,869.42	
OBRAS DE CONCRETO ARMADO																	
VIGAS DE CIMENTACION																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2			28,697.58	75.00	9,565.86	25.00										38,263.44	
ACERO FY=4200 KG/CM2 EN VIGA DE CIMENTACION	3844.14	4.17	90,715.19	95.83												94,559.33	
LOSA CIMENTACION																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2			26,115.00	75.00	8,705.02	25.00										34,820.02	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO EN VIGA DE CIMENTACION			1,895.71	100.00												1,895.71	
ACERO FY=4200 KG/CM2 EN LOSA DE CIMENTACION			3,559.48	100.00												3,559.48	
MUROS DE CONTENCIÓN																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PARA MURO DE CONTENCIÓN					11,171.34	100.00										11,171.34	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO C/PANELES DE TRIPLAY					7,318.11	100.00										7,318.11	
ACERO FY=4200 KG/CM2 PI MURO DE CONTENCIÓN			8,641.26	100.00												8,641.26	
SOTANO																	
PLACAS																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI PLACAS					30,926.38	100.00										30,926.38	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO C/PANELES PI PLACA					35,201.59	100.00										35,201.59	
ACERO FY=4200 KG/CM2 PI PLACAS			50,599.92	100.00												50,599.92	
VIGAS																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI VIGA					5,644.58	100.00										5,644.58	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PI VIGAS					6,467.34	100.00										6,467.34	
ACERO FY=4200 KG/CM2 PI VIGAS					21,252.08	100.00										21,252.08	
LOSA MACIZA																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI LOSA MACIZA					15,098.88	100.00										15,098.88	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO PI LOSA MACIZA					15,286.89	100.00										15,286.89	
ACERO FY=4200 KG/CM2 PI LOSA MACIZA					12,609.07	100.00										12,609.07	
ESCALERAS																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI ESCALERA					405.76	100.00										405.76	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PI ESCALERA					270.42	100.00										270.42	
FC FY 4200 KG/CM2 PI ESCALERAS					340.06	100.00										340.06	
NIVEL 1																	
PLACAS																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI PLACAS					30,926.38	100.00										30,926.38	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO C/PANELES PI PLACA					35,201.59	100.00										35,201.59	
ACERO FY=4200 KG/CM2 PI PLACAS					40,120.46	100.00										40,120.46	
VIGAS																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI VIGA					5,644.58	100.00										5,644.58	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PI VIGAS					6,467.34	100.00										6,467.34	
ACERO FY=4200 KG/CM2 PI VIGAS					2,077.01	10.71	18,975.07	89.29								21,252.08	
LOSA MACIZA																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI LOSA MACIZA					10,098.88	100.00										10,098.88	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO PI LOSA MACIZA					15,286.89	100.00										15,286.89	
ACERO FY=4200 KG/CM2 PI LOSA MACIZA					12,609.07	100.00										12,609.07	
ESCALERAS																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI ESCALERA					371.94	100.00										371.94	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PI ESCALERA					294.22	100.00										294.22	
FC FY 4200 KG/CM2 PI ESCALERAS					314.42	100.00										314.42	
NIVEL 2																	
PLACAS																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI PLACAS					30,926.38	100.00										30,926.38	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO C/PANELES PI PLACA					35,201.59	100.00										35,201.59	
ACERO FY=4200 KG/CM2 PI PLACAS					40,120.46	100.00										40,120.46	
VIGAS																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI VIGA					5,644.58	100.00										5,644.58	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PI VIGAS					6,467.34	100.00										6,467.34	
ACERO FY=4200 KG/CM2 PI VIGAS					2,077.01	10.71	18,975.07	89.29								21,252.08	
LOSA MACIZA																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI LOSA MACIZA					11,324.15	75.00	3,774.72	25.00								15,098.87	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO PI LOSA MACIZA					15,286.89	100.00										15,286.89	
ACERO FY=4200 KG/CM2 PI LOSA MACIZA					12,609.07	100.00										12,609.07	
ESCALERAS																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI ESCALERA					600.42	75.00	202.88	25.00								811.51	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PI ESCALERA					600.42	100.00										600.42	
FC FY 4200 KG/CM2 PI ESCALERAS					781.92	100.00										781.92	
NIVEL 3																	
PLACAS																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI PLACAS					30,926.38	100.00										30,926.38	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO C/PANELES PI PLACA					35,201.59	100.00										35,201.59	
ACERO FY=4200 KG/CM2 PI PLACAS					40,120.46	100.00										40,120.46	
VIGAS																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI VIGA					5,644.58	100.00										5,644.58	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PI VIGAS					6,467.34	100.00										6,467.34	
ACERO FY=4200 KG/CM2 PI VIGAS					2,077.01	10.71	18,975.07	89.29								21,252.08	
LOSA MACIZA																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI LOSA MACIZA					10,098.88	100.00										10,098.88	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO PI LOSA MACIZA					15,286.89	100.00										15,286.89	
ACERO FY=4200 KG/CM2 PI LOSA MACIZA					12,609.07	100.00										12,609.07	
ESCALERAS																	
CONCRETO FC=280 KG/CM2 PI ESCALERA					371.94	100.00										371.94	
ENCOPRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PI ESCALERA					294.22	100.00										294.22	
FC FY 4200 KG/CM2 PI ESCALERAS				</													

CRONOGRAMA DE AVANCE DE OBRA: EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA CAYMA





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
 (Norma ASTM D422 - AASHTO T88)

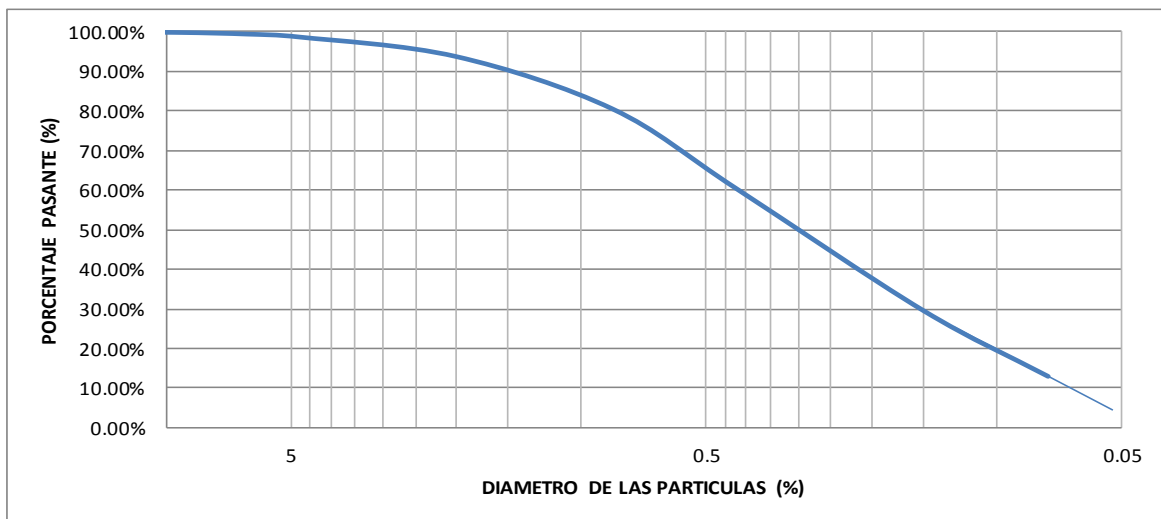
REALIZADO POR : BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR “VILLA CAYMA”
 DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA : C - 101 **UBICACIÓN** : Av. Prolongación
 Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD : 0.75 m

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Ret. acumulado	% Que pasa
3/4"	19	0	0.00%	0.00%	100.00%
3/8"	9.5	3.2	0.21%	0.21%	99.79%
1/4"	6.35	6.4	0.43%	0.64%	99.36%
Nro 4	4.75	11.2	0.75%	1.39%	98.61%
Nro 10	2	73.2	4.90%	6.29%	93.71%
Nro 20	0.84	197.6	13.23%	19.52%	80.48%
Nro 40	0.425	298	19.95%	39.48%	60.52%
Nro 100	0.15	462	30.93%	70.41%	29.59%
Nro 200	0.075	248.7	16.65%	87.06%	12.94%
Fondo		193.2	12.94%	100.00%	0.00%
TOTAL		1493.5	100.00%		



COEFICIENTES

D₁₀ 0.054
 D₃₀ 0.072
 D₆₀ 0.35
 C_u 6.48
 C_z 0.27

CONSISTENCIA

LL : NP
 LP : NP
 IP : NP

FRACCIONES

GRAVA : 1.39%
 ARENA : 85.67%
 FINOS : 12.94%

Clasificación SUCS : **SM** Arena limosa, mezcla de arena limo.



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
 (Norma ASTM D422 - AASHTO T88)

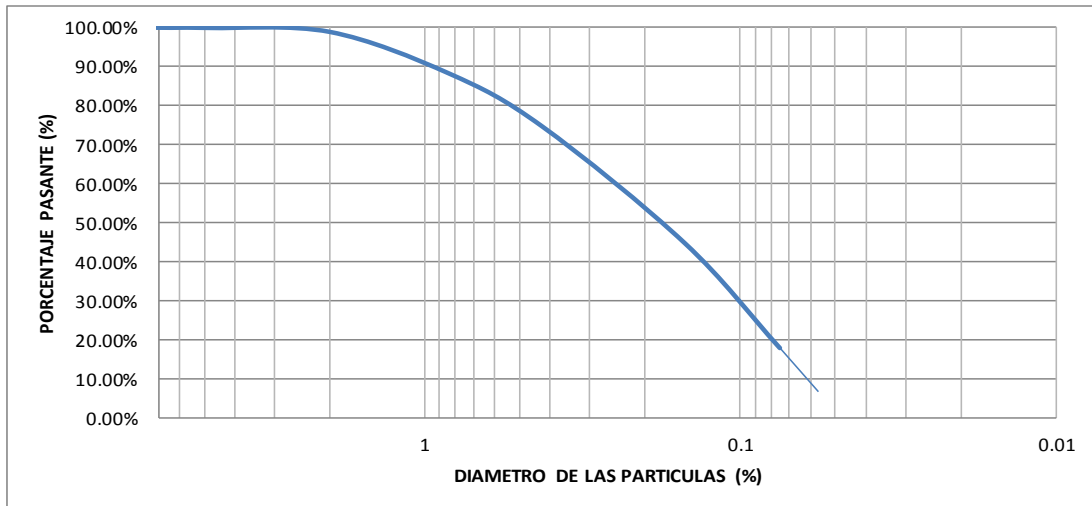
REALIZADO POR : BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA"
 DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA : C - 201 **UBICACIÓN** : Av. Prolongación
 Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD : 1.35 m

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Ret. acumulado	% Que pasa
3/8"	9.5	0	0.00%	0.00%	100.00%
1/4"	6.35	1	0.07%	0.07%	99.93%
Nro 4	4.75	0.7	0.05%	0.11%	99.89%
Nro 10	2	15.1	1.01%	1.12%	98.88%
Nro 20	0.84	158.8	10.62%	11.75%	88.25%
Nro 40	0.425	203	13.58%	25.33%	74.67%
Nro 100	0.15	447.5	29.94%	55.27%	44.73%
Nro 200	0.075	401.5	26.86%	82.13%	17.87%
Fondo		267.1	17.87%	100.00%	0.00%
TOTAL		1494.7	100.00%		



COEFICIENTES

D₁₀ 0.062
 D₃₀ 0.1
 D₆₀ 0.25
 C_u 4.032
 C_z 0.645

CONSISTENCIA

LL : NP
 LP : NP
 IP : NP

FRACCIONES

GRAVA : 0.11%
 ARENA : 82.02%
 FINOS : 17.87%

Clasificación SUCS : **SM** Arena limosa, mezcla de arena limo.



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
 (Norma ASTM D422 - AASHTO T88)

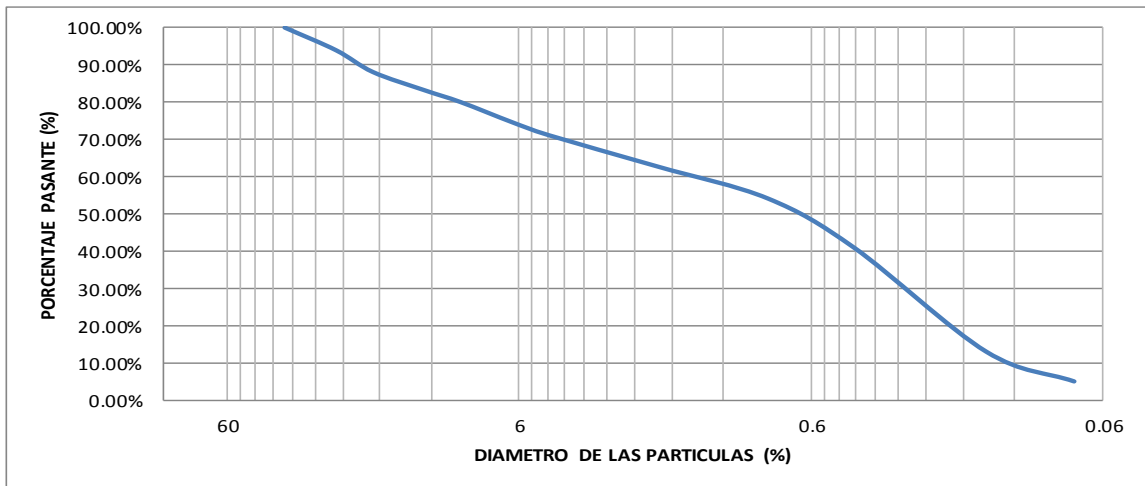
REALIZADO POR : BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA : C - 301 **UBICACIÓN** : Av. Prolongación Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD : 2.05 m

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Ret. Acumulado	% Que pasa
11/2"	38.1	0	0.00%	0.00%	100.00%
1"	25.4	210.8	6.09%	6.09%	93.91%
3/4"	19	201.9	5.84%	11.93%	88.07%
1/2"	12.7	167.2	4.83%	16.76%	83.24%
3/8"	9.5	112.1	3.24%	20.00%	80.00%
1/4"	6.35	185.2	5.35%	25.35%	74.65%
Nro 4	4.75	121	3.50%	28.85%	71.15%
Nro 10	2	293	8.47%	37.32%	62.68%
Nro 20	0.84	295.9	8.55%	45.87%	54.13%
Nro 40	0.425	457.6	13.23%	59.10%	40.90%
Nro 100	0.15	964	27.86%	86.96%	13.04%
Nro 200	0.075	275.8	7.97%	94.93%	5.07%
Fondo		175.4	5.07%	100.00%	0.00%
TOTAL		3459.9	100.00%		



COEFICIENTES

D₁₀ 0.072
 D₃₀ 0.098
 D₆₀ 0.76
 C_u 10.556
 C_z 0.176

CONSISTENCIA

LL : NP
 LP : NP
 IP : NP

FRACCIONES

GRAVA : 28.85%
 ARENA : 66.08%
 FINOS : 5.07%

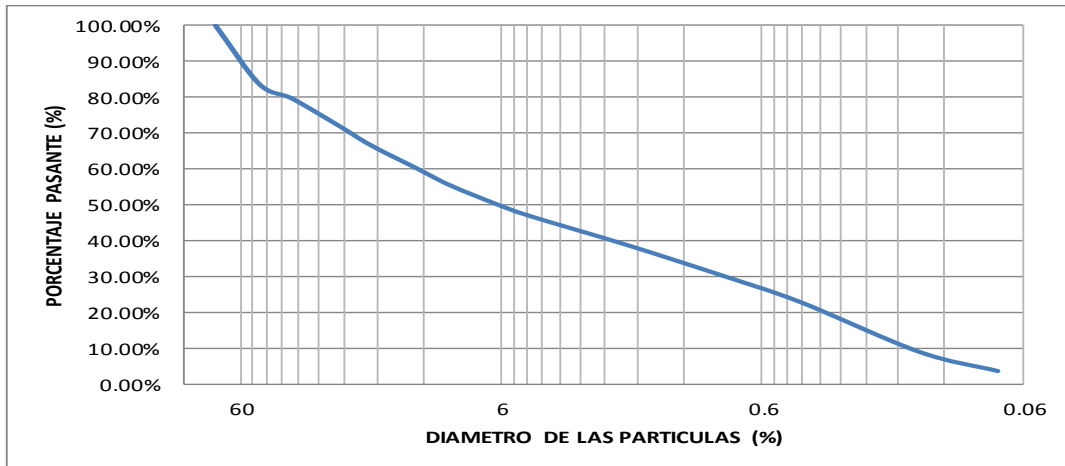
Clasificación SUCS : **SP - SM** Arena mal graduada con limo y grava.



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
 (Norma ASTM D422 - AASHTO T88)

REALIZADO POR : BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND
PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO
MUESTRA : C - 401
PROFUNDIDAD : 2.8 m

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Retenido Acum	% Que pasa
3"	75	0	0.00%	0.00%	100.00%
2"	50.8	685.3	16.43%	16.43%	83.57%
1 1/2"	38.1	165.6	3.97%	20.40%	79.60%
1"	25.4	310.6	7.45%	27.84%	72.16%
3/4"	19	232.7	5.58%	33.42%	66.58%
1/2"	12.7	267.2	6.40%	39.82%	60.18%
3/8"	9.5	194.4	4.66%	44.48%	55.52%
1/4"	6.35	216.2	5.18%	49.67%	50.33%
Nro 4	4.75	137.2	3.29%	52.96%	47.04%
Nro 10	2	340.2	8.15%	61.11%	38.89%
Nro 20	0.84	366.2	8.78%	69.89%	30.11%
Nro 40	0.425	305.4	7.32%	77.21%	22.79%
Nro 100	0.15	574.3	13.77%	90.98%	9.02%
Nro 200	0.075	223.5	5.36%	96.33%	3.67%
Fondo		153	3.67%	100.00%	0.00%
TOTAL		4171.8	100.00%		



COEFICIENTES

D₁₀ 0.078
 D₃₀ 0.65
 D₆₀ 7.1
 C_u 91.03
 C_z 0.76

CONSISTENCIA

LL : NP
 LP : NP
 IP : NP

FRACCIONES

GRAVA : 52.96%
 ARENA : 43.38%
 FINOS : 3.67%

Clasificación SUCS :

GP

Grava mal graduada con arena.



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

CALIBRACION DE MATERIALES PARA ENSAYO DE DENSIDAD EN CAMPO

(Norma ASTM D1556)

REALIZADO POR : BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA"
DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO


FECHA : **UBICACIÓN** : Av. Prolongación
Los Arces s/n Cayma

CALIBRACION DE LA ARENA

Diametro del molde 01	:	10.3 cm
Diametro del molde 02	:	10.2 cm
Diametro del molde 03	:	10.3 cm
Diametro Promedio del molde	:	10.27 cm
Altura del molde 01	:	11.6 cm
Altura del molde 02	:	11.6 cm
Altura del molde 03	:	11.6 cm
Altura Promedio del molde	:	11.6 cm
	:	
Volumen del Molde	:	960.3 cm ³
Peso 1 de la Arena calibrada + molde	:	4735.2 gr
Peso 2 de la Arena calibrada+ molde	:	4724.1 gr
Peso Promedio de la Arena calibrada+ molde	:	4729.7 gr
Peso del Molde	:	3310.1 gr
Peso de la Arena Calibrada	:	1419.6 gr
Peso Especifico de la Arena calibrada	:	1.48 gr/cm ³

PESO DE ARENA CALIBRADA CONTENIDA EN EL CONO DEL EQUIPO DE D. NATURAL

Peso del frasco + cono antes de ejecutado el ensayo	:	4050.0 gr
Peso del frasco + cono despues de ejecutado el ensayo	:	2483.7 gr
Peso de arena calibrada contenida en el cono	:	1566.3 gr

		UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL ENSAYO DE DETERMINACION DE LA DENSIDAD NATURAL EN CAMPO (Norma ASTM D1556)	
REALIZADO POR	: BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND		
PROYECTO	: DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO		
MUESTRA	: C - 301 y C - 302	UBICACIÓN	: Av. Prolongación Los Arces s/n Cayma
PROFUNDIDAD	: 2.05 m		:
MUESTRAN°1			
<u>Contenido de Humedad natural en hoyo</u>			
Peso Humedo de la Muestra	:	385.9 gr	
Peso Seco de la Muestra	:	371.3 gr	
Contenido de Humedad	:	3.93 %	
<u>Calculo del Volumen en el hoyo</u>			
Peso especifico de la arena calibrada	:	1.48 gr/cm3	
Peso Inicial de la arena calibrda + frasco + cono	:	5051 gr	
Peso Final de la arena calibrada + frasco + cono	:	1204 gr	
Peso de la Arena en el Hoyo + peso de arena calibrada en cono	:	3847 gr	
Peso de arena calibrada contenida en el Cono	:	1566.3 gr	
Peso de arena calibrada en el Hoyo	:	2280.7 gr	
Volumen del Hoyo	:	1542.9 cm3	
<u>Peso Especifico Natural</u>			
Peso Humedo de la Muestra	:	2798.6 gr	
Volumen de la Muestra	:	1542.9 cm3	
Peso Especifico Humedo	:	1.81 gr/cm3	
<u>Peso Especifico Seco</u>			
	:	1.75 gr/cm3	
MUESTRAN°2			
<u>Contenido de Humedad natural en hoyo</u>			
Peso Humedo de la Muestra	:	411.5 gr	
Peso Seco de la Muestra	:	395.2 gr	
Contenido de Humedad	:	4.12 %	
<u>Calculo del Volumen en el hoyo</u>			
Peso especifico de la arena calibrada	:	1.48 gr/cm3	
Peso Inicial de la arena calibrda + frasco + cono	:	4836 gr	
Peso Final de la arena calibrada + frasco + cono	:	1587 gr	
Peso de la Arena en el Hoyo + peso de arena calibrada en cono	:	3249 gr	
Peso de arena calibrada contenida en el Cono	:	1566.3 gr	
Peso de arena calibrada en el Hoyo	:	1682.7 gr	
Volumen del Hoyo	:	1138.3 cm3	
<u>Peso Especifico Natural</u>			
Peso Humedo de la Muestra	:	2030.6 gr	
Volumen de la Muestra	:	1138.3 cm3	
Peso Especifico Humedo	:	1.78 gr/cm3	
<u>Peso Especifico Seco</u>			
	:	1.71 gr/cm3	



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
ENSAYO DE DETERMINACION DE LA DENSIDAD NATURAL EN CAMPO
 (Norma ASTM D1556)

REALIZADO POR : BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA"
DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA : C - 401 **UBICACIÓN** : Av. Prolongación
Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD : 2.8 m

MUESTRAN°1

Contenido de Humedad natural en hoyo

Peso Humedo de la Muestra : 307.1 gr
 Peso Seco de la Muestra : 289 gr
 Contenido de Humedad : 6.26 %

Calculo del Volumen en el hoyo

Peso especifico de la arena calibrada : 1.48 gr/cm³
 Peso Inicial de la arena calibrada + frasco + cono : 4345 gr
 Peso Final de la arena calibrada + frasco + cono : 1650 gr
 Peso de la Arena en el Hoyo + peso de arena calibrada en cono : 2695 gr
 Peso de arena calibrada contenida en el Cono : 1566.3 gr
 Peso de arena calibrada en el Hoyo : 1128.7 gr
 Volumen del Hoyo : 763.545 cm³

Peso Especifico Natural

Peso Humedo de la Muestra : 1119.5 gr
 Volumen de la Muestra : 763.545 cm³
 Peso Especifico Humedo : 1.47 gr/cm³

Peso Especifico Seco

: 1.38 gr/cm³

MUESTRAN°2

Contenido de Humedad natural en hoyo

Peso Humedo de la Muestra : 412.6 gr
 Peso Seco de la Muestra : 389.2 gr
 Contenido de Humedad : 6.01 %

Calculo del Volumen en el hoyo

Peso especifico de la arena calibrada : 1.48 gr/cm³
 Peso Inicial de la arena calibrada + frasco + cono : 4225 gr
 Peso Final de la arena calibrada + frasco + cono : 1740 gr
 Peso de la Arena en el Hoyo + peso de arena calibrada en cono : 2485 gr
 Peso de arena calibrada contenida en el Cono : 1566.30 gr
 Peso de arena calibrada en el Hoyo : 918.7 gr
 Volumen del Hoyo : 621.484 cm³

Peso Especifico Natural

Peso Humedo de la Muestra : 925 gr
 Volumen de la Muestra : 621.484 cm³
 Peso Especifico Humedo : 1.49 gr/cm³

Peso Especifico Seco

: 1.40 gr/cm³



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
ENSAYO DE DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD DE LOS SUELOS
 (Norma ASTM D2216)

REALIZADO POR : BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA"
DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA : C-101, C-201, C-301 y C-401 **UBICACIÓN** : Av. Prolongación
Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDADES : 0.75m, 1.35m, 2.05m y 2.80 m

Determinacion del Contenido de Humedad en la calicata C-101

Peso de Recipiente + Suelo humedo	:	5240.4 gr
Peso de Recipiente + Suelo seco	:	5115.6 gr
Peso de Recipiente	:	629.9 gr
Peso del Suelo seco	:	4485.7 gr
Peso del agua	:	124.8 gr
Contenido de Humedad	:	2.78%

Determinacion del Contenido de Humedad en la calicata C-201

Peso de Recipiente + Suelo humedo	:	5389.1 gr
Peso de Recipiente + Suelo seco	:	5304.1 gr
Peso de Recipiente	:	1065.8 gr
Peso del Suelo seco	:	4238.3 gr
Peso del agua	:	85 gr
Contenido de Humedad	:	2.01%

Determinacion del Contenido de Humedad en la calicata C-301

Peso de Recipiente + Suelo humedo	:	5920.9 gr
Peso de Recipiente + Suelo seco	:	5731 gr
Peso de Recipiente	:	632.2 gr
Peso del Suelo seco	:	5098.8 gr
Peso del agua	:	189.9 gr
Contenido de Humedad	:	3.72%

Determinacion del Contenido de Humedad en la calicata C-401

Peso de Recipiente + Suelo humedo	:	5956.3 gr
Peso de Recipiente + Suelo seco	:	5672.1 gr
Peso de Recipiente	:	588.2 gr
Peso del Suelo seco	:	5083.9 gr
Peso del agua	:	284.2 gr
Contenido de Humedad	:	5.59%



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA DE LOS SUELOS

(Norma ASTM D4254 – ASTM D4253)

REALIZADO POR : BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA"
DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA : C - 1 **UBICACIÓN** : Av. Prolongación
Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD : 0.75 m

CALIBRACION DEL RECIPIENTE PARA EL SUELO

Diametro 01	:	15.20 cm
Diametro 02	:	15.25 cm
Diametro 03	:	15.25 cm
Diametro Promedio	:	15.23 cm
Altura 01	:	15.50 cm
Altura 02	:	15.45 cm
Altura 03	:	15.45 cm
Altura Promedio	:	15.47 cm
	:	
Volumen del Recipiente	:	2818.88 cm ³

DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA DE LOS SUELOS

Peso de la Suelo + Molde	:	7248.0 gr
Peso del molde	:	3581.0 gr
Peso del Suelo	:	3667.0 gr
Peso Especifico Minimo del Suelo	:	1.30 gr/cm ³

Medidas de Asentamiento del Suelo

Medida 1 de Asentamiento del Suelo	:	3.250 cm
Medida 2 de Asentamiento del Suelo	:	3.350 cm
Medida 3 de Asentamiento del Suelo	:	2.650 cm
Medida 4 de Asentamiento del Suelo	:	2.700 cm
Medida Promedio de Asentamiento del Suelo	:	2.988 cm
Altura del Suelo despues de Compactado	:	12.479 cm
Volumen del Suelo Compactado	:	2274.39 cm ³
Peso Especifico Maximo del Suelo	:	1.61 cm ³
Peso Especifico del suelo en su estado natural	:	1.51 gr/cm ³
Densidad Relativa de los Suelos	:	72.58%

∴ Por lo tanto el suelo en este estrato se encuentra en un estado denso



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA DE LOS SUELOS

(Norma ASTM D4254 – ASTM D4253)

REALIZADO POR : BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA"
DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA : C - 2 **UBICACIÓN** : Av. Prolongación
Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD : 1.35 m

CALIBRACION DEL RECIPIENTE PARA EL SUELO

Diametro 01	:	15.20 cm
Diametro 02	:	15.25 cm
Diametro 03	:	15.25 cm
Diametro Promedio	:	15.23 cm
Altura 01	:	15.50 cm
Altura 02	:	15.45 cm
Altura 03	:	15.45 cm
Altura Promedio	:	15.47 cm
	:	
Volumen del Recipiente	:	2818.88 cm ³

DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA DE LOS SUELOS

Peso de la Suelo + Molde	:	7541.0 gr
Peso del molde	:	3585.0 gr
Peso del Suelo	:	3956.0 gr
Peso Especifico Minimo del Suelo	:	1.40 gr/cm ³

Medidas de Asentamiento del Suelo

Medida 1 de Asentamiento del Suelo	:	2.800 cm
Medida 2 de Asentamiento del Suelo	:	2.850 cm
Medida 3 de Asentamiento del Suelo	:	2.800 cm
Medida Promedio de Asentamiento del Suelo	:	2.817 cm
Altura del Suelo despues de Compactado	:	12.650 cm
Volumen del Suelo Compactado	:	2305.53 cm ³
Peso Especifico Maximo del Suelo	:	1.72 cm ³
Peso Especifico del suelo en su estado natural	:	1.55 gr/cm ³
Densidad Relativa de los Suelos	:	53.22%

∴ Por lo tanto el suelo en este estrato se encuentra en un estado medio



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA DE LOS SUELOS

(Norma ASTM D4254 – ASTM D4253)

REALIZADO POR : BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA"
DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA : C - 3

UBICACIÓN

: Av. Prolongación

Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD : 2.05 m

CALIBRACION DEL RECIPIENTE PARA EL SUELO

Diametro 01	:	15.20 cm
Diametro 02	:	15.25 cm
Diametro 03	:	15.25 cm
Diametro Promedio	:	15.23 cm

Altura 01	:	15.50 cm
Altura 02	:	15.45 cm
Altura 03	:	15.45 cm
Altura Promedio	:	15.47 cm

Volumen del Recipiente	:	2818.88 cm ³
------------------------	---	-------------------------

DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA DE LOS SUELOS

Peso de la Suelo + Molde	:	8414.0 gr
Peso del molde	:	3585.0 gr
Peso del Suelo	:	4829.0 gr
Peso Especifico Minimo del Suelo	:	1.71 gr/cm ³

Medidas de Asentamiento del Suelo

Medida 1 de Asentamiento del Suelo	:	2.050 cm
Medida 2 de Asentamiento del Suelo	:	2.000 cm
Medida 3 de Asentamiento del Suelo	:	2.050 cm
Medida Promedio de Asentamiento del Suelo	:	2.033 cm

Altura del Suelo despues de Compactado	:	13.43 cm
Volumen del Suelo Compactado	:	2448.29 cm ³

Peso Especifico Máximo del Suelo	:	1.97 cm ³
----------------------------------	---	----------------------

Peso Especifico del suelo en su estado natural	:	1.80 gr/cm ³
--	---	-------------------------

Densidad Relativa de los Suelos	:	36.28%
---------------------------------	---	--------

∴ Por lo tanto el suelo en este estrato se encuentra en un estado suelto



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA DE LOS SUELOS

(Norma ASTM D4254 – ASTM D4253)

REALIZADO POR : BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR “VILLA CAYMA”
DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA : C - 4 **UBICACIÓN** : Av. Prolongación
Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD : 2.8 m

CALIBRACION DEL RECIPIENTE PARA EL SUELO

Diametro 01	:	15.20 cm
Diametro 02	:	15.25 cm
Diametro 03	:	15.25 cm
Diametro Promedio	:	15.23 cm
Altura 01	:	15.50 cm
Altura 02	:	15.45 cm
Altura 03	:	15.45 cm
Altura Promedio	:	15.47 cm
	:	
Volumen del Recipiente	:	2818.88 cm ³

DETERMINACION DE LA DENSIDAD RELATIVA DE LOS SUELOS

Peso de la Suelo + Molde	:	7108.0 gr
Peso del molde	:	3585.0 gr
Peso del Suelo	:	3523.0 gr
Peso Especifico Maximo del Suelo	:	1.25 gr/cm ³

Medidas de Asentamiento del Suelo

Medida 1 de Asentamiento del Suelo	:	3.35 cm
Medida 2 de Asentamiento del Suelo	:	3.35 cm
Medida 3 de Asentamiento del Suelo	:	3.35 cm
Medida Promedio de Asentamiento del Suelo	:	3.35 cm
Altura del Suelo despues de Compactado	:	12.12 cm
Volumen del Suelo Compactado	:	2208.32 cm ³
Peso Especifico Minimo del Suelo	:	1.60 gr/cm ³
Peso Especifico del suelo en su estado natural	:	1.48 gr/cm ³
Densidad Relativa de los Suelos	:	71.10%

∴ Por lo tanto el suelo en este estrato se encuentra en un estado denso



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 ENSAYO DE CORTE DIRECTO
 (Norma ASTM D3080 - AASHTO T236)

REALIZADO POR BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA"
 DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA C - 1 **UBICACIÓN** : Av. Prolongación
 Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD 0.75 m :

Dimensiones de la Caja de Corte

Lado 6 cm
 Altura 6 cm
 Area 36 cm²

Ecuación de la Recta de Calibración del Anillo de Carga : $y = 0.309785388555084 * x$

PESO		4 kg			8 kg			12 kg			16 kg		
Deformación LD	Deformación (mm)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)
0	0	0	0.00	0.000	0	0.00	0.000	0	0.00	0.000	0	0.00	0.000
5	0.05	30	9.29	0.26	18	5.58	0.15	25	7.74	0.22	36	11.15	0.31
10	0.1	33	10.22	0.28	26	8.05	0.22	36	11.15	0.31	48	14.87	0.41
20	0.2	38	11.77	0.33	42	13.01	0.36	57	17.66	0.49	76	23.54	0.65
30	0.3	41	12.70	0.35	58	17.97	0.50	72	22.30	0.62	99	30.67	0.85
40	0.4	44	13.63	0.38	66	20.45	0.57	87	26.95	0.75	120	37.17	1.03
50	0.5	47	14.56	0.40	80	24.78	0.69	99	30.67	0.85	140	43.37	1.20
60	0.6	50	15.49	0.43	88	27.26	0.76	111	34.39	0.96	156	48.33	1.34
70	0.7	52	16.11	0.45	95	29.43	0.82	122	37.79	1.05	171	52.97	1.47
80	0.8	54	16.73	0.46	102	31.60	0.88	132	40.89	1.14	183	56.69	1.57
90	0.9	56	17.35	0.48	110	34.08	0.95	141	43.68	1.21	196	60.72	1.69
100	1	57	17.66	0.49	118	36.55	1.02	149	46.16	1.28	206	63.82	1.77
110	1.1	59	18.28	0.51	123	38.10	1.06	156	48.33	1.34	215	66.60	1.85
120	1.2	61	18.90	0.52	128	39.65	1.10	163	50.50	1.40	222	68.77	1.91
130	1.3	62	19.21	0.53	135	41.82	1.16	169	52.35	1.45	230	71.25	1.98
140	1.4	63	19.52	0.54	139	43.06	1.20	175	54.21	1.51	236	73.11	2.03
150	1.5	64	19.83	0.55	144	44.61	1.24	180	55.76	1.55	242	74.97	2.08
160	1.6	65	20.14	0.56	149	46.16	1.28	185	57.31	1.59	248	76.83	2.13
170	1.7	66	20.45	0.57	153	47.40	1.32	189	58.55	1.63	252	78.07	2.17
180	1.8	66	20.45	0.57	157	48.64	1.35	193	59.79	1.66	256	79.31	2.20
190	1.9	67	20.76	0.58	160	49.57	1.38	196	60.72	1.69	261	80.85	2.25
200	2	68	21.07	0.59	163	50.50	1.40	200	61.96	1.72	265	82.09	2.28
210	2.1	68	21.07	0.59	166	51.42	1.43	203	62.89	1.75	268	83.02	2.31
220	2.2	68	21.07	0.59	168	52.04	1.45	205	63.51	1.76	270	83.64	2.32
230	2.3	67	20.76	0.58	169	52.35	1.45	207	64.13	1.78	272	84.26	2.34
240	2.4	67	20.76	0.58	171	52.97	1.47	209	64.75	1.80	274	84.88	2.36
250	2.5	66	20.45	0.57	172	53.28	1.48	210	65.05	1.81	277	85.81	2.38
260	2.6	65	20.14	0.56	173	53.59	1.49	212	65.67	1.82	282	87.36	2.43
270	2.7	65	20.14	0.56	173	53.59	1.49	213	65.98	1.83	286	88.60	2.46
280	2.8	64	19.83	0.55	173	53.59	1.49	215	66.60	1.85	290	89.84	2.50
290	2.9	64	19.83	0.55	173	53.59	1.49	215	66.60	1.85	292	90.46	2.51
300	3	64	19.83	0.55	173	53.59	1.49	216	66.91	1.86	294	91.08	2.53
310	3.1	64	19.83	0.55	172	53.28	1.48	216	66.91	1.86	296	91.70	2.55
320	3.2	64	19.83	0.55	171	52.97	1.47	216	66.91	1.86	297	92.01	2.56
330	3.3	64	19.83	0.55	168	52.04	1.45	217	67.22	1.87	298	92.32	2.56
340	3.4	64	19.83	0.55	166	51.42	1.43	217	67.22	1.87	298	92.32	2.56
350	3.5	64	19.83	0.55	163	50.50	1.40	217	67.22	1.87	298	92.32	2.56
360	3.6				160	49.57	1.38	216	66.91	1.86	298	92.32	2.56
370	3.7							215	66.60	1.85	298	92.32	2.56
380	3.8										298	92.32	2.56
390	3.9												
400	4												



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 ENSAYO DE CORTE DIRECTO
 (Norma ASTM D3080 - AASHTO T236)

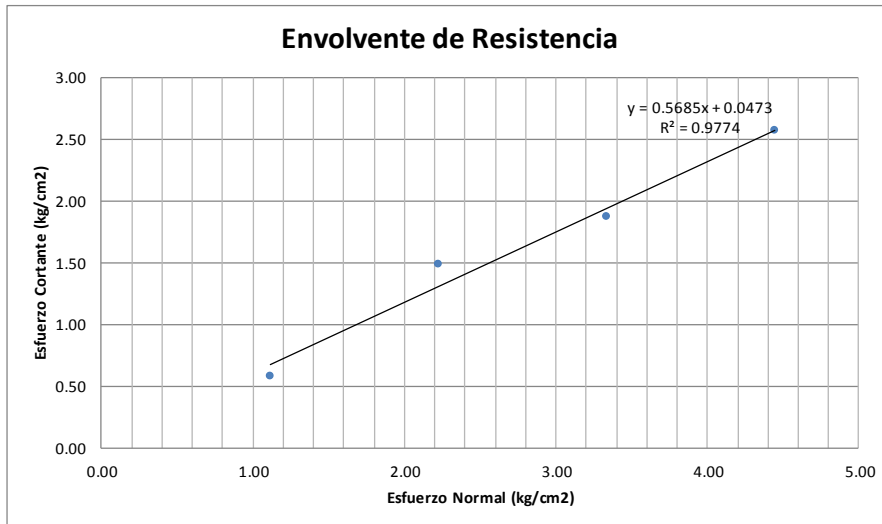
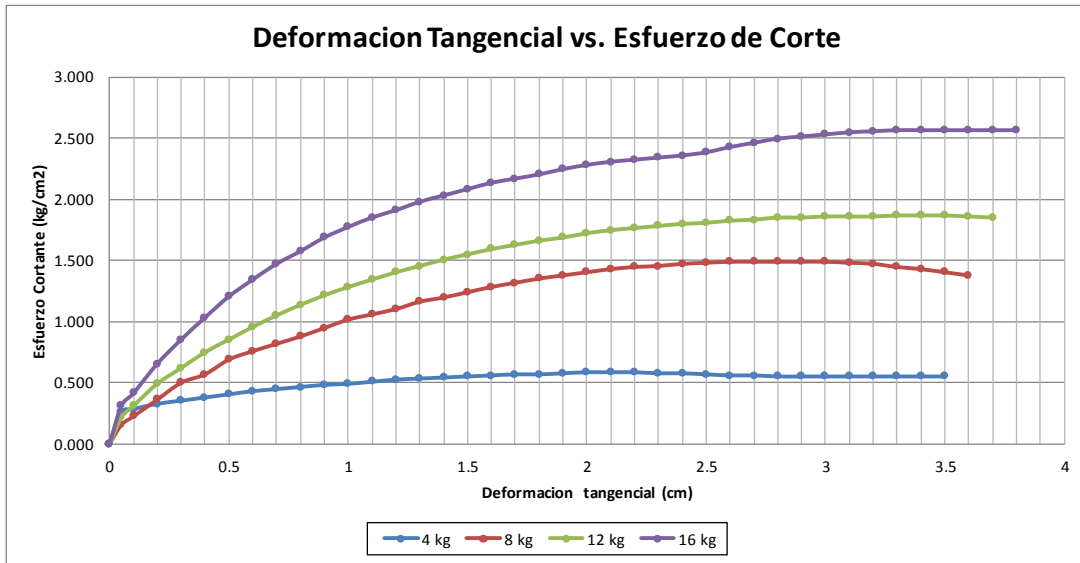
REALIZADO POR : BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA"
 DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA : C - 1

UBICACIÓN : Av. Prolongación
 Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD : 0.75 m



Peso (kgf)	4	8	12	16
σ (kg/cm ²)	1.11	2.22	3.33	4.44
τ (kg/cm ²)	0.59	1.49	1.87	2.56

Angulo de Rozamiento Interno (ϕ) :	29.62°
Cohesion Interna (c) :	0.047 kg/cm ²
Humedad :	2.78%
Densidad Seca :	1.47 kg/cm ³

OBSERVACIONES : - El ensayo se realizo con la muestra alterada.



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 ENSAYO DE CORTE DIRECTO
 (Norma ASTM D3080 - AASHTO T236)

REALIZADO POR BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA"
 DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA C - 2 **UBICACIÓN** : Av. Prolongación
 Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD 1.35 m :

Dimensiones de la Caja de Corte

Lado 6 cm
 Altura 6 cm
 Area 36 cm²

Ecuación de la Recta de Calibración del Anillo de Carga : $y = 0.309785388555084 * x$

PESO		4 kg			8 kg			12 kg			16 kg		
Deformación LD	Deformación (mm)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)
0	0	0	0.00	0.000	0	0.00	0.000	0	0.00	0.000	0	0.00	0.000
5	0.05	9	2.79	0.08	15	4.65	0.13	27	8.36	0.23	33	10.22	0.28
10	0.1	14	4.34	0.12	25	7.74	0.22	50	15.49	0.43	55	17.04	0.47
20	0.2	21	6.51	0.18	38	11.77	0.33	81	25.09	0.70	100	30.98	0.86
30	0.3	29	8.98	0.25	50	15.49	0.43	110	34.08	0.95	135	41.82	1.16
40	0.4	35	10.84	0.30	61	18.90	0.52	130.5	40.43	1.12	167	51.73	1.44
50	0.5	41	12.70	0.35	73	22.61	0.63	149	46.16	1.28	189	58.55	1.63
60	0.6	45.5	14.10	0.39	84	26.02	0.72	167	51.73	1.44	209	64.75	1.80
70	0.7	50	15.49	0.43	92	28.50	0.79	180	55.76	1.55	226	70.01	1.94
80	0.8	53	16.42	0.46	101	31.29	0.87	189	58.55	1.63	245	75.90	2.11
90	0.9	56	17.35	0.48	108	33.46	0.93	199	61.65	1.71	263.5	81.63	2.27
100	1	59	18.28	0.51	115	35.63	0.99	207	64.13	1.78	278	86.12	2.39
110	1.1	60	18.59	0.52	121	37.48	1.04	212	65.67	1.82	289	89.53	2.49
120	1.2	61	18.90	0.52	127	39.34	1.09	217	67.22	1.87	298	92.32	2.56
130	1.3	62	19.21	0.53	131.5	40.74	1.13	222	68.77	1.91	306	94.79	2.63
140	1.4	62	19.21	0.53	135	41.82	1.16	225	69.70	1.94	312	96.65	2.68
150	1.5	62	19.21	0.53	138	42.75	1.19	228	70.63	1.96	316	97.89	2.72
160	1.6	62	19.21	0.53	141.5	43.83	1.22	230.5	71.41	1.98	320	99.13	2.75
170	1.7	62	19.21	0.53	144	44.61	1.24	232	71.87	2.00	322	99.75	2.77
180	1.8	62	19.21	0.53	146	45.23	1.26	232.5	72.03	2.00	323.5	100.22	2.78
190	1.9	62	19.21	0.53	147.5	45.69	1.27	232.5	72.03	2.00	323.5	100.22	2.78
200	2	62	19.21	0.53	148	45.85	1.27	232.5	72.03	2.00	323.5	100.22	2.78
210	2.1				149	46.16	1.28	232.5	72.03	2.00	323.5	100.22	2.78
220	2.2							232.5	72.03	2.00	323.5	100.22	2.78
230	2.3										323.5	100.22	2.78
240	2.4												
250	2.5												
260	2.6												
270	2.7												
280	2.8												
290	2.9												
300	3												
310	3.1												
320	3.2												
330	3.3												
340	3.4												
350	3.5												
360	3.6												
370	3.7												
380	3.8												
390	3.9												
400	4												



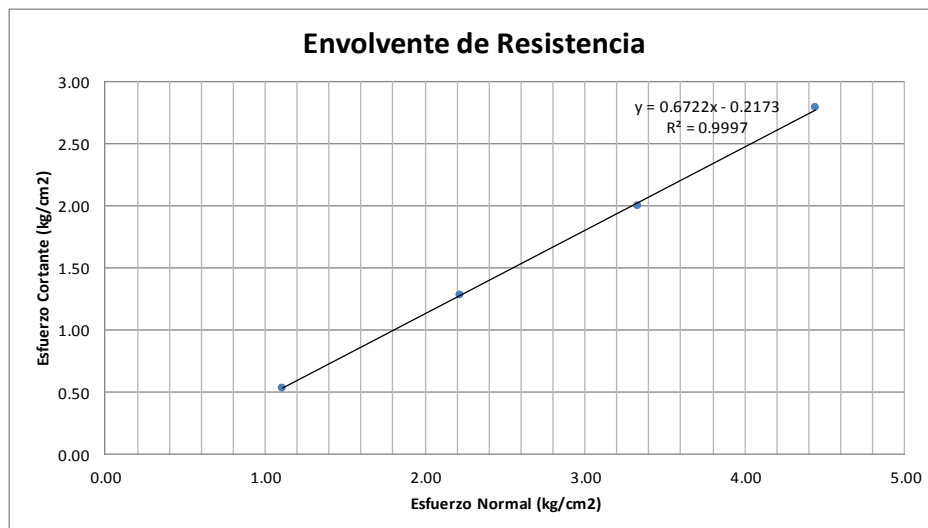
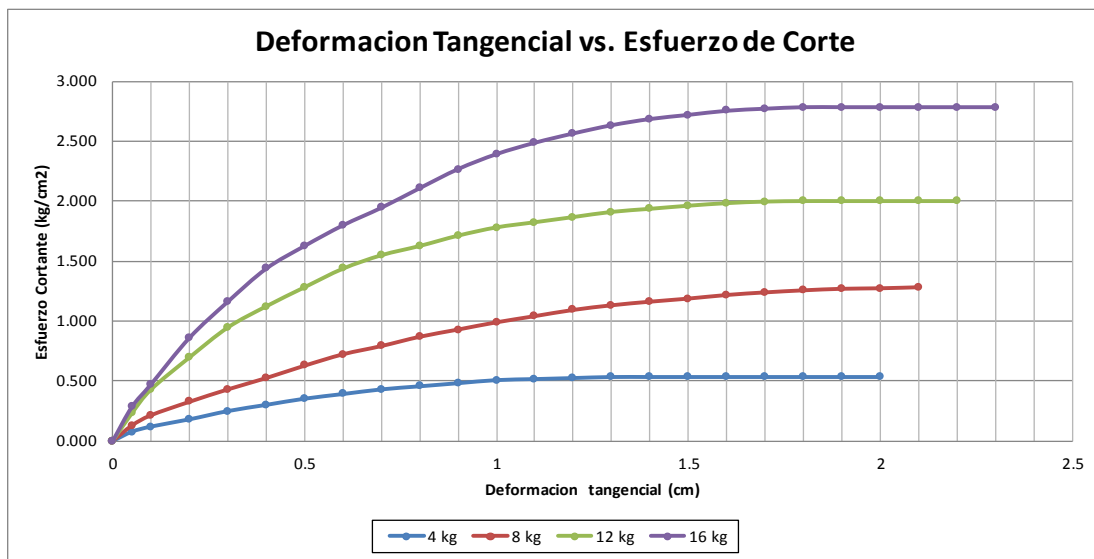
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 ENSAYO DE CORTE DIRECTO
 (Norma ASTM D3080 - AASHTO T236)

REALIZADO POR BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA C - 2 **UBICACIÓN** : Av. Prolongación Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD 1.35 m



Peso (kgf)	4	8	12	16
σ (kg/cm ²)	1.11	2.22	3.33	4.44
τ (kg/cm ²)	0.53	1.28	2.00	2.78

Angulo de Rozamiento Interno (ϕ) :	33.91°
Cohesion Interna (c) :	0 kg/cm ²
Humedad :	2.01%
Densidad Seca :	1.51 kg/cm ³

OBSERVACIONES : - El ensayo se realizo con la muestra alterada.



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 ENSAYO DE CORTE DIRECTO
 (Norma ASTM D3080 - AASHTO T236)

REALIZADO POR BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA"
 DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA C - 3 **UBICACIÓN** : Av. Prolongación Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD 2.05 m

Dimensiones de la Caja de Corte

Lado 6 cm
 Altura 6 cm
 Area 36 cm²

Ecuación de la Recta de Calibración del Anillo de Carga : $y = 0.309785388555084 * x$

PESO		4 kg			8 kg			12 kg			16 kg		
Deformación LD	Deformación (mm)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)
0	0	0	0	0.000	0	0	0.000	0	0	0.000	0	0	0.000
5	0.05	4	1.24	0.03	11	3.41	0.09	30	9.29	0.26	33	10.22	0.28
10	0.1	7	2.17	0.06	21	6.51	0.18	45	13.94	0.39	47	14.56	0.40
20	0.2	10	3.10	0.09	36	11.15	0.31	65	20.14	0.56	72	22.30	0.62
30	0.3	13	4.03	0.11	51	15.80	0.44	86	26.64	0.74	89	27.57	0.77
40	0.4	16	4.96	0.14	64	19.83	0.55	102	31.60	0.88	105	32.53	0.90
50	0.5	19.5	6.04	0.17	74	22.92	0.64	119	36.86	1.02	115	35.63	0.99
60	0.6	21.5	6.66	0.19	77	23.85	0.66	129	39.96	1.11	125	38.72	1.08
70	0.7	23	7.13	0.20	82	25.40	0.71	141	43.68	1.21	135	41.82	1.16
80	0.8	26	8.05	0.22	89	27.57	0.77	151	46.78	1.30	145	44.92	1.25
90	0.9	28	8.67	0.24	96	29.74	0.83	160	49.57	1.38	155	48.02	1.33
100	1	30	9.29	0.26	103	31.91	0.89	169	52.35	1.45	165	51.11	1.42
110	1.1	31	9.60	0.27	109	33.77	0.94	177.5	54.99	1.53	175	54.21	1.51
120	1.2	32	9.91	0.28	115	35.63	0.99	186	57.62	1.60	183	56.69	1.57
130	1.3	33	10.22	0.28	121	37.48	1.04	194	60.10	1.67	190	58.86	1.63
140	1.4	34	10.53	0.29	126	39.03	1.08	200	61.96	1.72	197	61.03	1.70
150	1.5	35	10.84	0.30	132	40.89	1.14	207	64.13	1.78	205	63.51	1.76
160	1.6	35.5	11.00	0.31	136	42.13	1.17	213	65.98	1.83	215	66.60	1.85
170	1.7	36	11.15	0.31	140	43.37	1.20	218.5	67.69	1.88	222	68.77	1.91
180	1.8	36.5	11.31	0.31	144	44.61	1.24	223.5	69.24	1.92	230	71.25	1.98
190	1.9	37	11.46	0.32	147	45.54	1.26	227.5	70.48	1.96	240	74.35	2.07
200	2	37.5	11.62	0.32	150	46.47	1.29	232	71.87	2.00	247	76.52	2.13
210	2.1	37.5	11.62	0.32	152	47.09	1.31	235	72.80	2.02	255	79.00	2.19
220	2.2	37.5	11.62	0.32	154	47.71	1.33	239	74.04	2.06	262	81.16	2.25
230	2.3	37.5	11.62	0.32	156	48.33	1.34	241	74.66	2.07	269	83.33	2.31
240	2.4	38	11.77	0.33	158	48.95	1.36	243	75.28	2.09	276	85.50	2.38
250	2.5	39	12.08	0.34	161	49.88	1.39	245	75.90	2.11	281.5	87.20	2.42
260	2.6	39.5	12.24	0.34	162	50.19	1.39	247	76.52	2.13	287	88.91	2.47
270	2.7	40	12.39	0.34	164	50.80	1.41	248	76.83	2.13	293.5	90.92	2.53
280	2.8	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	249	77.14	2.14	298	92.32	2.56
290	2.9	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	250	77.45	2.15	303	93.86	2.61
300	3	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	308	95.41	2.65
310	3.1	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	312	96.65	2.68
320	3.2	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	317	98.20	2.73
330	3.3	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	320.5	99.29	2.76
340	3.4	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	324	100.37	2.79
350	3.5	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	328	101.61	2.82
360	3.6	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	332	102.85	2.86
370	3.7	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	334	103.47	2.87
380	3.8	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	336	104.09	2.89
390	3.9	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	338	104.71	2.91
400	4	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	339.5	105.17	2.92
410	4.1	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	341	105.64	2.93
420	4.2	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	341.5	105.79	2.94
430	4.3	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	341.5	105.79	2.94
440	4.4	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	341.5	105.79	2.94
450	4.5	40	12.39	0.34	165	51.11	1.42	251	77.76	2.16	341.5	105.79	2.94



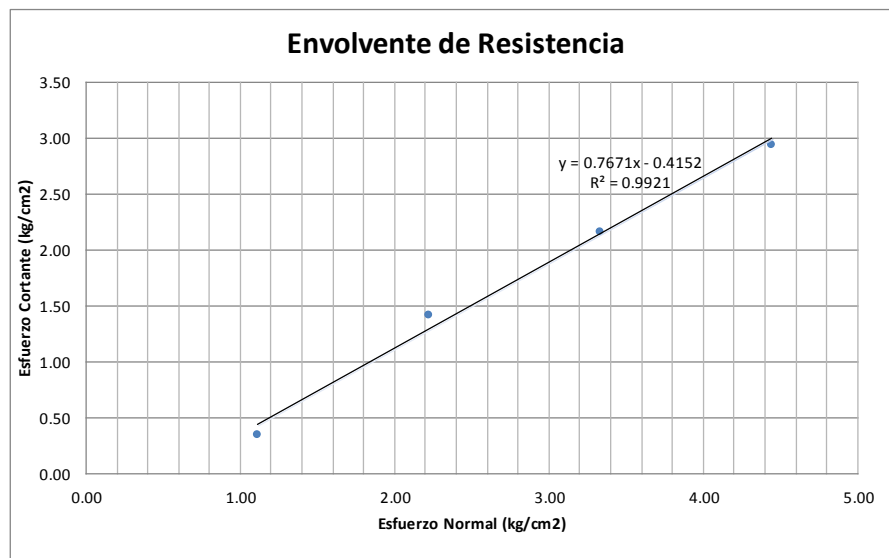
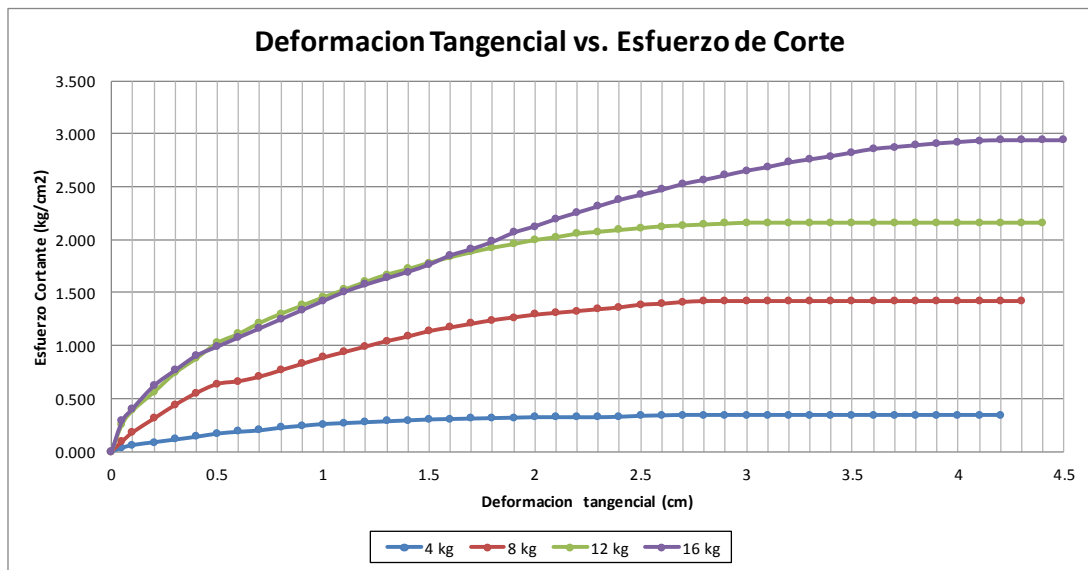
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 ENSAYO DE CORTE DIRECTO
 (Norma ASTM D3080 - AASHTO T236)

REALIZADO POR BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA C - 3 **UBICACIÓN** : Av. Prolongación Los Arces s/n Cayma


PROFUNDIDAD 2.05 m



Peso (kgf)	4	8	12	16
σ (kg/cm ²)	1.11	2.22	3.33	4.44
τ (kg/cm ²)	0.34	1.42	2.16	2.94

Angulo de Rozamiento Interno (ϕ) :	37.49°
Cohesion Interna (c) :	0 kg/cm ²
Humedad :	3.72%
Densidad Seca :	1.73 kg/cm ³

OBSERVACIONES : - El ensayo se realizo con la muestra alterada.

		UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL ENSAYO DE CORTE DIRECTO (Norma ASTM D3080 - AASHTO T236)											
REALIZADO POR	BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND												
PROYECTO	DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO												
MUESTRA	C - 4	UBICACIÓN										: Av. Prolongación Los Arces s/n Cayma	
PROFUNDIDAD	2.8 m												
Dimensiones de la Caja de Corte													
Lado	6 cm												
Altura	6 cm												
Area	36 cm ²												
Ecuación de la Recta de Calibración del Anillo de Carga : $y = 0.309785388555084 * x$													
PESO		4 kg			8 kg			12 kg			16 kg		
Deformación LD	Deformación (mm)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)	Lectura observada LC	T = f(LC)	Esfuerzo τ (Kg-f/cm ²)
0	0	0	0.00	0.000	0	0.00	0.000	0	0.00	0.000	0	0.00	0.000
5	0.05	10	3.10	0.09	12	3.72	0.10	18	5.58	0.15	42	13.01	0.36
10	0.1	13	4.03	0.11	16	4.96	0.14	42	13.01	0.36	58	17.97	0.50
20	0.2	15	4.65	0.13	20	6.20	0.17	60	18.59	0.52	80	24.78	0.69
30	0.3	18	5.58	0.15	24	7.43	0.21	72	22.30	0.62	94	29.12	0.81
40	0.4	21	6.51	0.18	28	8.67	0.24	81	25.09	0.70	106	32.84	0.91
50	0.5	24	7.43	0.21	33	10.22	0.28	91	28.19	0.78	119	36.86	1.02
60	0.6	27	8.36	0.23	36	11.15	0.31	102	31.60	0.88	129	39.96	1.11
70	0.7	29	8.98	0.25	39	12.08	0.34	112	34.70	0.96	135	41.82	1.16
80	0.8	31	9.60	0.27	43	13.32	0.37	123	38.10	1.06	141	43.68	1.21
90	0.9	33	10.22	0.28	47	14.56	0.40	129	39.96	1.11	147	45.54	1.26
100	1	34	10.53	0.29	51	15.80	0.44	139	43.06	1.20	154	47.71	1.33
110	1.1	36	11.15	0.31	55	17.04	0.47	148	45.85	1.27	159	49.26	1.37
120	1.2	37	11.46	0.32	59	18.28	0.51	159	49.26	1.37	165	51.11	1.42
130	1.3	37	11.46	0.32	63	19.52	0.54	169	52.35	1.45	170	52.66	1.46
140	1.4	37	11.46	0.32	68	21.07	0.59	178	55.14	1.53	176	54.52	1.51
150	1.5	37	11.46	0.32	76	23.54	0.65	187	57.93	1.61	182	56.38	1.57
160	1.6	37	11.46	0.32	82	25.40	0.71	196	60.72	1.69	188	58.24	1.62
170	1.7	37	11.46	0.32	86	26.64	0.74	204	63.20	1.76	193	59.79	1.66
180	1.8	37	11.46	0.32	92	28.50	0.79	213	65.98	1.83	199	61.65	1.71
190	1.9	37	11.46	0.32	97	30.05	0.83	220	68.15	1.89	204	63.20	1.76
200	2	37	11.46	0.32	102	31.60	0.88	227	70.32	1.95	209	64.75	1.80
210	2.1	37	11.46	0.32	106	32.84	0.91	232	71.87	2.00	215	66.60	1.85
220	2.2	37	11.46	0.32	109	33.77	0.94	236	73.11	2.03	219	67.84	1.88
230	2.3	37	11.46	0.32	112	34.70	0.96	239	74.04	2.06	224	69.39	1.93
240	2.4	37	11.46	0.32	115	35.63	0.99	241	74.66	2.07	228	70.63	1.96
250	2.5	37	11.46	0.32	118	36.55	1.02	243	75.28	2.09	233	72.18	2.00
260	2.6	37	11.46	0.32	121	37.48	1.04	246	76.21	2.12	237	73.42	2.04
270	2.7	37	11.46	0.32	125	38.72	1.08	248	76.83	2.13	241	74.66	2.07
280	2.8	37	11.46	0.32	129	39.96	1.11	250	77.45	2.15	246	76.21	2.12
290	2.9	37	11.46	0.32	133	41.20	1.14	252	78.07	2.17	249	77.14	2.14
300	3	37	11.46	0.32	137	42.44	1.18	252	78.07	2.17	253	78.38	2.18
310	3.1	37	11.46	0.32	141	43.68	1.21	253	78.38	2.18	257	79.61	2.21
320	3.2	37	11.46	0.32	144	44.61	1.24	253	78.38	2.18	259	80.23	2.23
330	3.3	37	11.46	0.32	147	45.54	1.26	253	78.38	2.18	263	81.47	2.26
340	3.4	37	11.46	0.32	151	46.78	1.30	253	78.38	2.18	267	82.71	2.30
350	3.5	37	11.46	0.32	153	47.40	1.32	253	78.38	2.18	271	83.95	2.33
360	3.6	37	11.46	0.32	155	48.02	1.33	253	78.38	2.18	274	84.88	2.36
370	3.7	37	11.46	0.32	158	48.95	1.36	253	78.38	2.18	276	85.50	2.38
380	3.8	37	11.46	0.32	162	50.19	1.39	253	78.38	2.18	278	86.12	2.39
390	3.9	37	11.46	0.32	163	50.50	1.40	253	78.38	2.18	281	87.05	2.42
400	4	37	11.46	0.32	164	50.80	1.41	253	78.38	2.18	283	87.67	2.44
410	4.1	37	11.46	0.32	165	51.11	1.42	253	78.38	2.18	285	88.29	2.45
420	4.2				165	51.11	1.42	253	78.38	2.18	286	88.60	2.46
430	4.3							253	78.38	2.18	286	88.60	2.46
440	4.4										286	88.60	2.46
450	4.5												



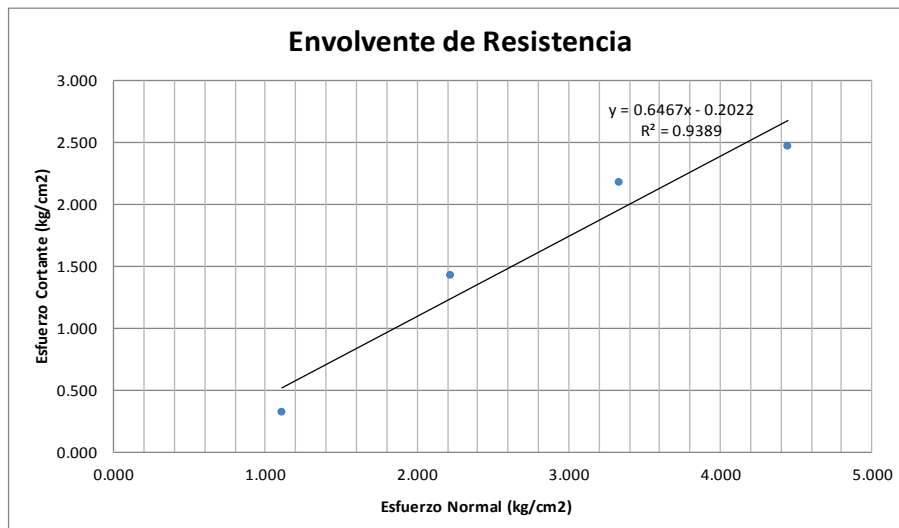
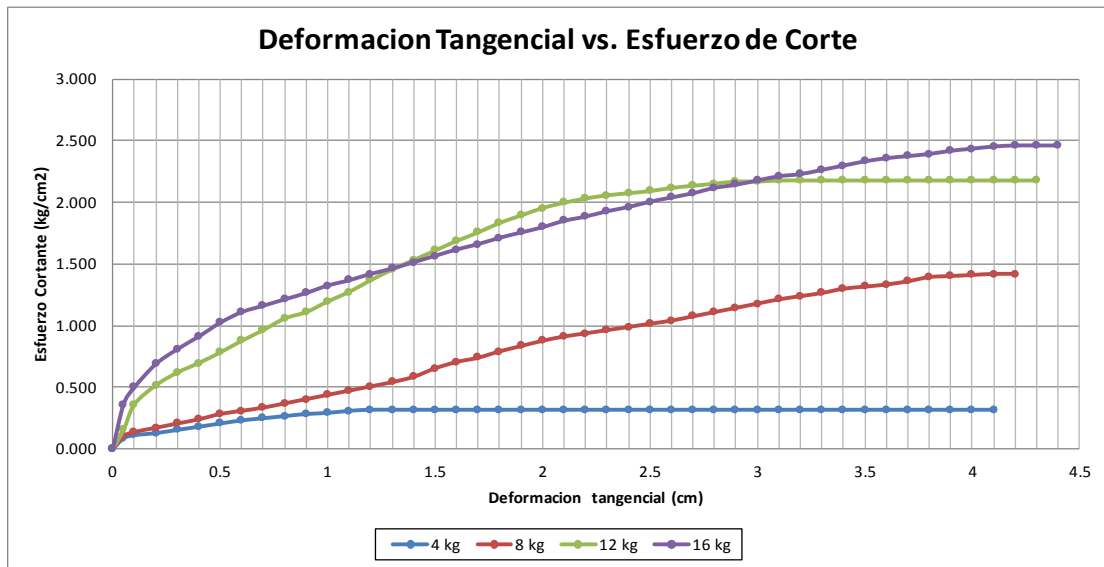
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 ENSAYO DE CORTE DIRECTO
 (Norma ASTM D3080 - AASHTO T236)

REALIZADO POR : BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR "VILLA CAYMA" DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO

MUESTRA C - 4 **UBICACIÓN :** Av. Prolongación Los Arces s/n Cayma

PROFUNDIDAD 2.8 m



32.89 0.000 32.89 -0.20222

Peso (kgf)	4	8	12	16
σ (kg/cm ²)	1.111	2.222	3.333	4.444
τ (kg/cm ²)	0.318	1.420	2.177	2.461

Angulo de Rozamiento Interno (ϕ):	32.89°
Cohesion Interna (c):	0 kg/cm ²
Humedad:	5.59%
Densidad Seca:	1.39 kg/cm ³

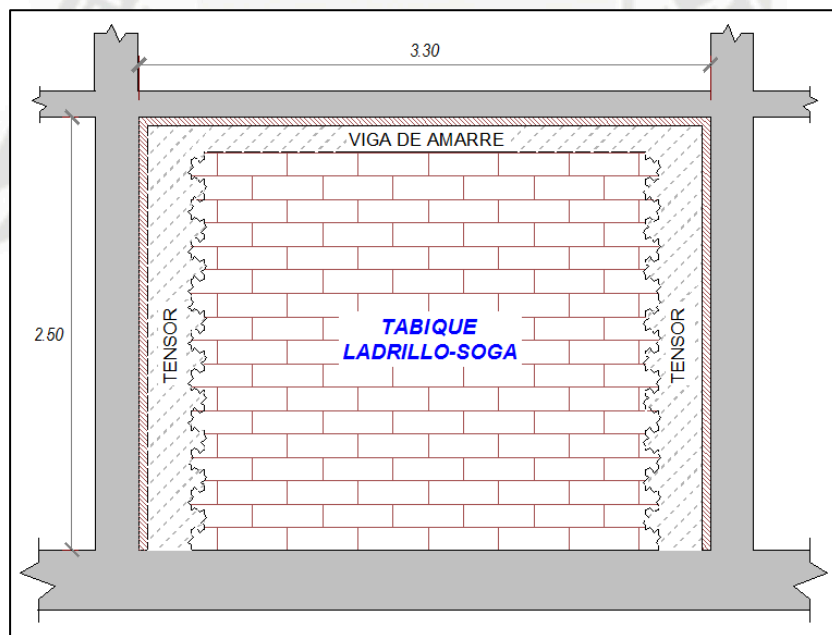
OBSERVACIONES : - El ensayo se realizo con la muestra alterada.

➤ Diseño de tabiques:

Entenderemos como tabiques a los cerramientos o particiones interiores no estructurales que se usan para delimitar, conformar o separar espacios de una edificación.

Estos elementos no estructurales deben ser diseñados principalmente ante cargas sísmicas perpendiculares a su plano.

A continuación se llevara a cabo el ejemplo de diseño de un tabique ubicado en el eje C entre los ejes 4 y 3.



Esquema de tabique de albañilería

Datos de entrada :

Z =	0.4	Factor de zona.
U =	1	Factor de uso.
s =	0.2592	Valor de "s"= $6 \cdot Z \cdot C_1 \cdot / f'_t$.
C₁ =	0.9	Coficiente sísmico (muro dentro de una edificación).

(γ_m)	=	1800 kg/m ³	Peso específico de la albañilería.
$(\gamma_{c.a.})$	=	2400 kg/m ³	Peso específico del concreto armado.
$(\gamma_{tarr.})$	=	2000 kg/m ³	Peso específico de tarrajeo.
t	=	0.15 m	Espesor del muro.
e	=	0.13 m	Espesor efectivo del muro.
Alt. muro	=	2.5 m	Altura del muro.
Ancho viga	=	0.15 m	Ancho de la viga de amarre.
Peralte viga	=	0.15 m	Peralte de la viga de amarre.
Largo muro	=	3.3 m	Separación del muro de amarre.
Anch. col.	=	0.25 m	Ancho de la columna de amarre.
Peralte col.	=	0.15 m	Peralte de la columna de amarre.
f_t	=	25.6 ton/m ²	Resistencia admisible a tracción por flexión de la albañilería.
a	=	2.5 m	Menor dimensión el tabique.
b	=	3.3 m	
b/a	=	1.32	

❖ Cálculo de valor de “m”

Dado que el tabique esta arriostrado por sus 4 lados y que $b/a = 1.32 \rightarrow$
 $m = 0.05374$.

❖ Cálculo del espesor mínimo de tabique:

El espesor mínimo para un tabique de albañilería está dado por la siguiente expresión:

$$t_{min} = U \times s \times m \times a^2$$

$$t_{min} = 1 \times 0.2592 \times 0.05374 \times 2.50^2 = 0.087m. \approx 8.71 \text{ cm.}$$

Luego verificamos que $t > t_{min} \implies 13 > 8.71 \implies Ok$

❖ **Cálculo de cargas sísmicas uniformemente distribuida por m² de tabique:**

$$\omega = 0.80 \times Z \times U \times C_1 \times \gamma \times e$$

$$\omega = 0.80 \times 0.40 \times 1.0 \times 0.90 \times \gamma \times e = 0.288 \times \gamma \times e \frac{kg}{m^2}$$

❖ **Cálculo de la carga por metro cuadrado de albañilería.**

$$\omega_{alb.} = 0.288 \times [1800 \times 0.13 + 2000 \times 0.02] = 78.91 \frac{kg}{m^2}$$

❖ **Cálculo de momento sísmico generado por la albañilería:**

$$M_{s\ de\ alb.} = m \times \omega_{alb.} \times a^2 = 0.05374 \times 78.91 \times 2.50^2 = 26.50 \frac{kg - m}{m}$$

❖ **Verificación que el f't (Esfuerzo normal producido por el momento flector "Ms") sea menor que f't (resistencia admisible a tracción por flexión de la albañilería).**

$$f'm = \frac{6 \times Ms}{t^2} = \frac{6 \times 26.50}{13^2} = 9408.28 \frac{kg}{m^2} \approx 0.9408 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f'm < f't \implies 0.94 \frac{kg}{cm^2} < 1.50 \frac{kgf}{cm^2} \implies Ok$$

❖ **Cálculo de la carga por metro cuadrado para el concreto.**

$$\omega_{conc.} = 0.288 \times [2400 \times 0.13 + 2000 \times 0.02] = 101.38 \frac{kg}{m^2}$$

❖ **Diseño de la viga de amarre:**

- **Carga repartida por metro por la albañilería en el área de influencia de la viga:**

$$\omega_{alb./mv} = 1.25 \times 78.91 \times 1.25 = 123.29 \frac{kgf}{m}$$

- **Carga repartida por metro por el concreto de la viga:**

$$\omega_{conc./mv} = 1.25 \times 101.38 \times 0.15 = 19.00 \frac{kgf}{m}$$

- **Fuerzas ultimas ejercido en la viga:**

$$Mu_v = 123.29 \times 1.25 \times 0.5 \times \left(2.50 - \left(\frac{1}{3} \times 1.25\right)\right) \times 2 + 123.29 \times 0.80 \times$$

$$1.875 + 19 \times 0.15 \times 2.575 = 513.34 \frac{kgf-m}{m}$$

$$Vu_v = 123.29 \times 1.25 \times 0.5 \times 2 + 123.29 \times 0.80 + 19 \times 0.15 = 255.29 \text{ kgf}$$

- **Cálculo de fuerzas resistentes de la viga:**

Considerando $d=13-3=10$ cm.

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 15} = 1.67 \text{ cm.}$$

$$M_{resis.} = \phi \times As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.90 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times \left(10 - \frac{1.67}{2}\right)$$

$$M_{resis.} = 49194.05 \text{ kgf} - m$$

$$V_{resis.} = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 15 \times 10$$

$$V_{resis.} = 1130.75 \text{ kgf}$$

❖ **Diseño de columna de amarre:**

- **Carga repartida por metro por la albañilería en el área de influencia de la columna:**

$$\omega_{alb./mc} = 1.25 \times 78.91 \times 1.25 = 123.29 \frac{kgf}{m}$$

- **Carga repartida por metro por el concreto de la columna:**

$$\omega_{conc./mc} = 1.25 \times 101.38 \times 0.25 = 31.68 \frac{kgf}{m}$$

- **Fuerzas ultimas ejercido en la columna:**

$$Mu_c = 123.29 \times 1.25 \times 0.5 \times \frac{2}{3} \times 1.25 + 123.29 \times 1.25 \times 0.5 \times$$

$$\left(1.25 + \frac{1}{3} \times 1.25\right) + 31.68 \times 2.5 \times 1.25 = 291.64 \frac{kgf-m}{m}$$

$$Vu_c = 123.29 \times 1.25 \times 0.5 \times 2 + 31.68 \times 2.50 = 233.31 \text{ kgf}$$

- **Hallando las fuerzas resistentes de la columna:**

Considerando $d=13-3=10$ cm.

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 15} = 1.67 \text{ cm.}$$

$$M_{resis.} = \phi \times As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.90 \times 2 \times 0.71 \times 4200 \times \left(10 - \frac{1.67}{2}\right)$$

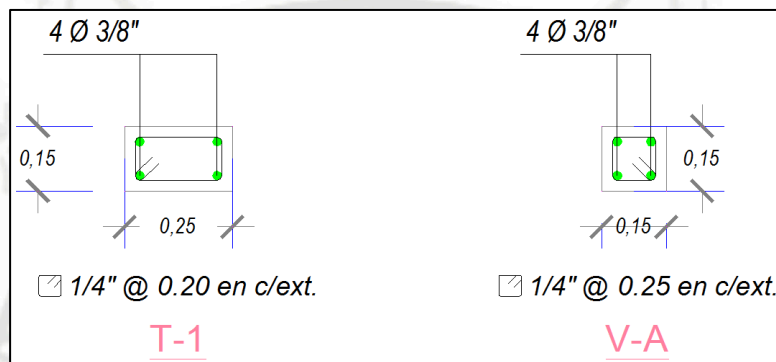
$$M_{resis.} = 49194.05 \text{ kgf} - m$$

$$V_{resis.} = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 15 \times 10$$

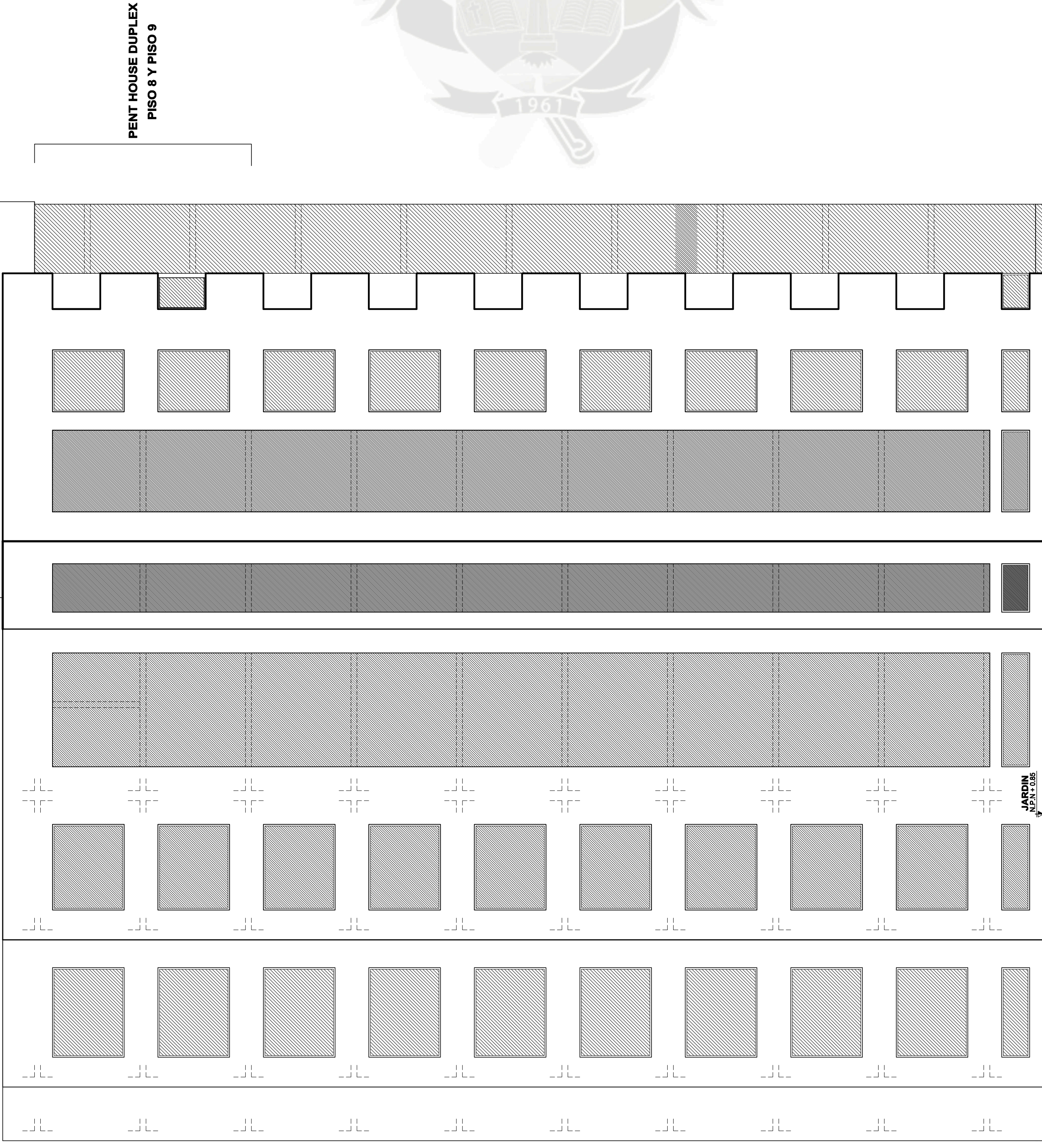
$$V_{resis.} = 1130.75 \text{ kgf}$$

∴ Dado que los momentos y cortantes resistentes en vigas y columnas de amarre son mayores que los momentos y cortantes actuantes en dichos elementos, el diseño es satisfactorio.

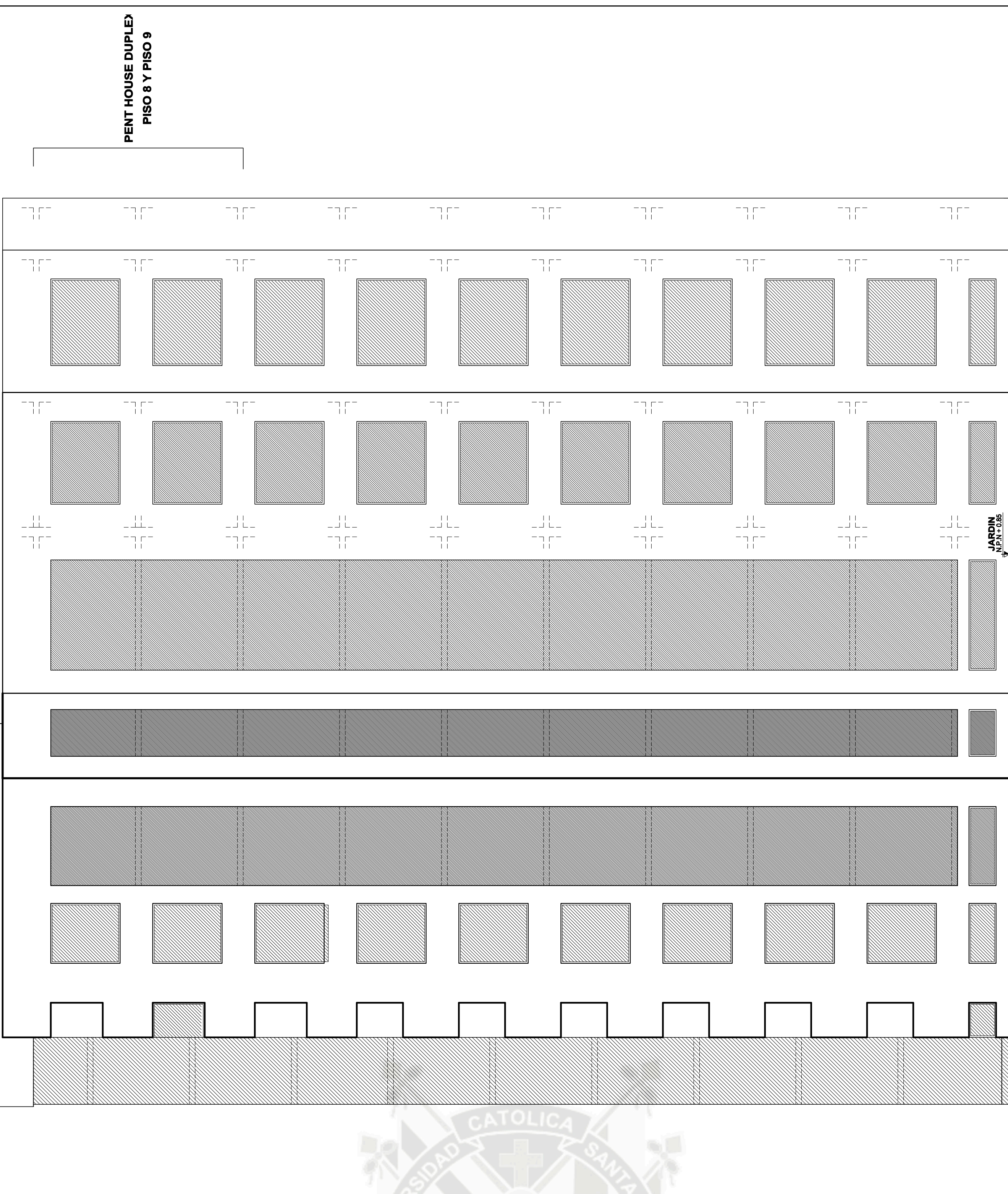
Luego también por proceso constructivo y armado de canastillas se utilizará las siguientes secciones para tensores y vigas de amarre respectivamente:



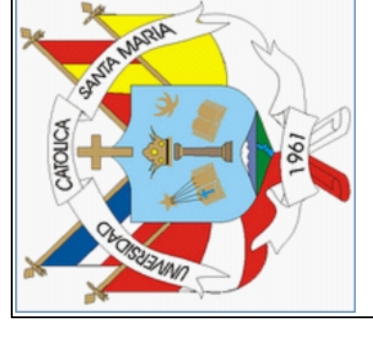
Diseño final de columna y viga de amarre para el tabique del ejemplo



ELEVACION LATERAL IZQUIERDA
 ESC: 1/75



ELEVACION LATERAL DERECHA
 ESC: 1/75



UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA - AREQUIPA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA - INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TÍTULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA CAYMA DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO"

PAÑO: **CORTES Y ELEVACIONES**

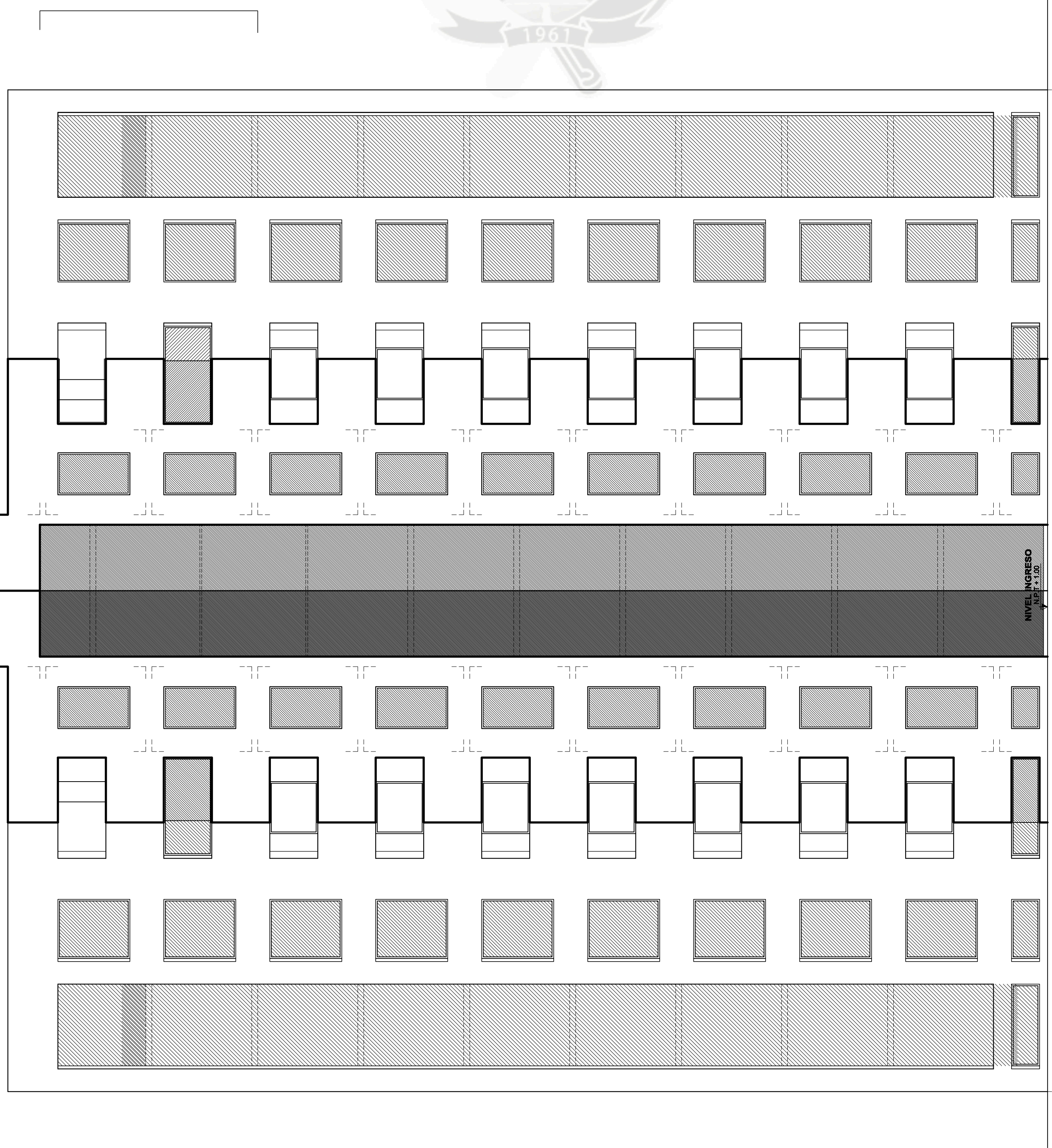
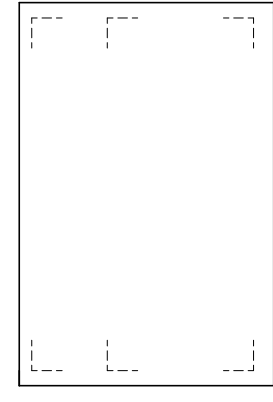
ESCALA: Esc: 1/75

FECHA: Abril del 2013

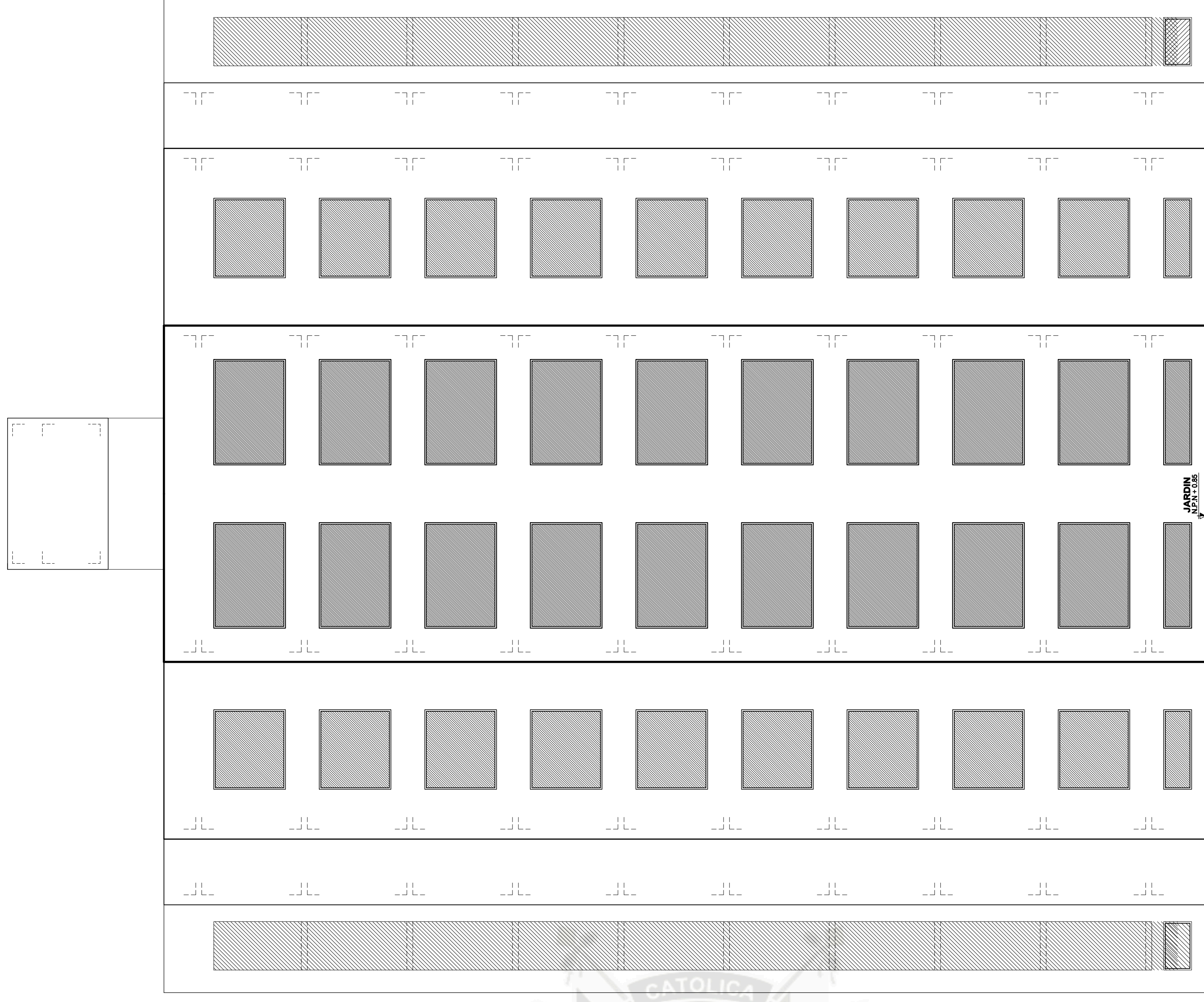
PROF: ING. OSCAR CHAVEZ VEGA

PROY: BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

A-01



ELEVACION PRINCIPAL
Esc: 1/75



ELEVACION POSTERIOR
Esc: 1/75

PENT HOUSE DUPLEX
PISO 8 Y PISO 9



UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA - AREQUIPA
FACULTAD DE ARQUITECTURA - INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TÍTULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA CAYMA DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO"

PAÑO: CORTES Y ELEVACIONES

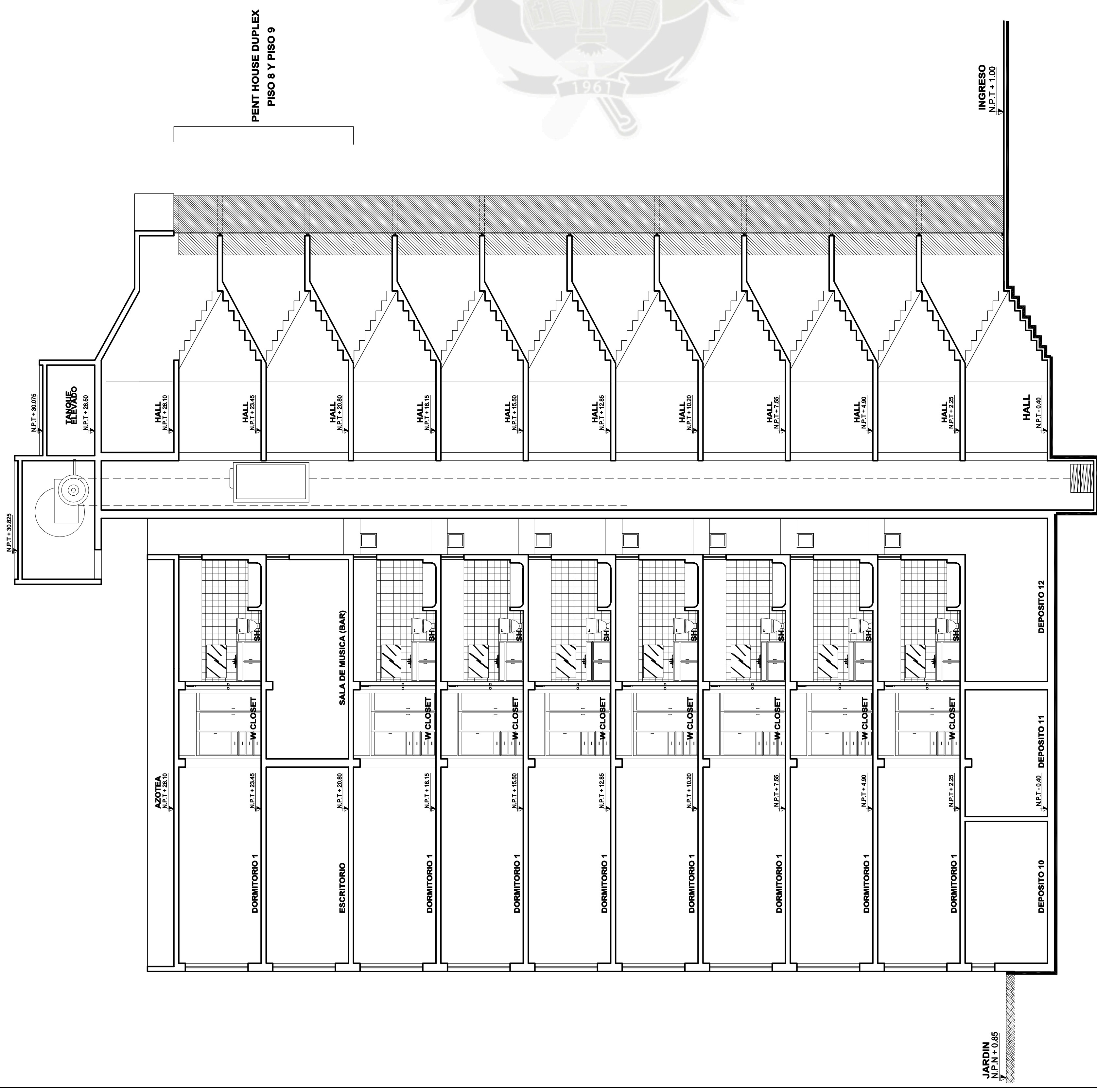
PROFESOR: ING. OSCAR CHAVEZ VEGA

ALUMNO: BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

FECHA: Esc: 1/75

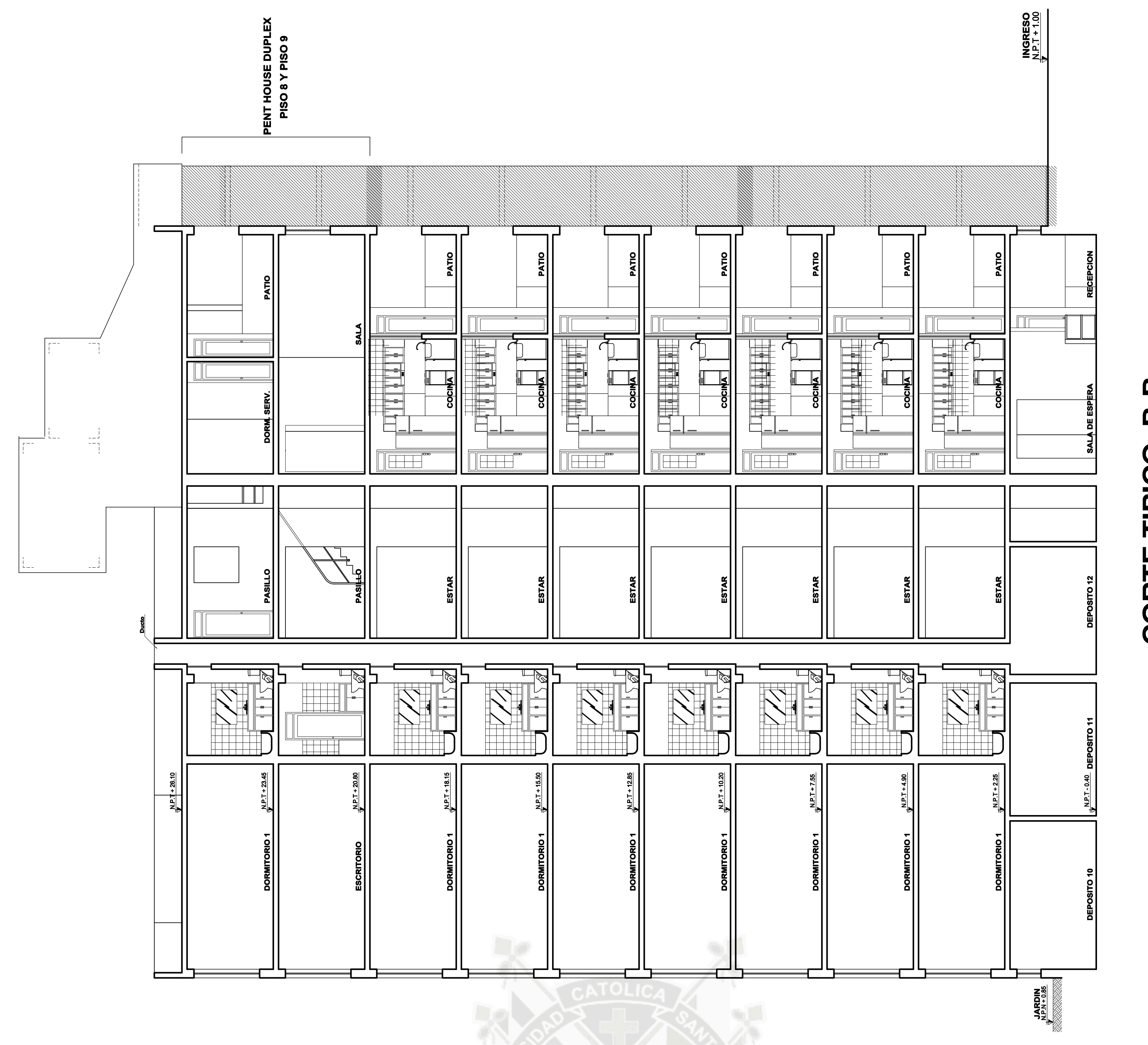
FECHA: Abril del 2013

A-02



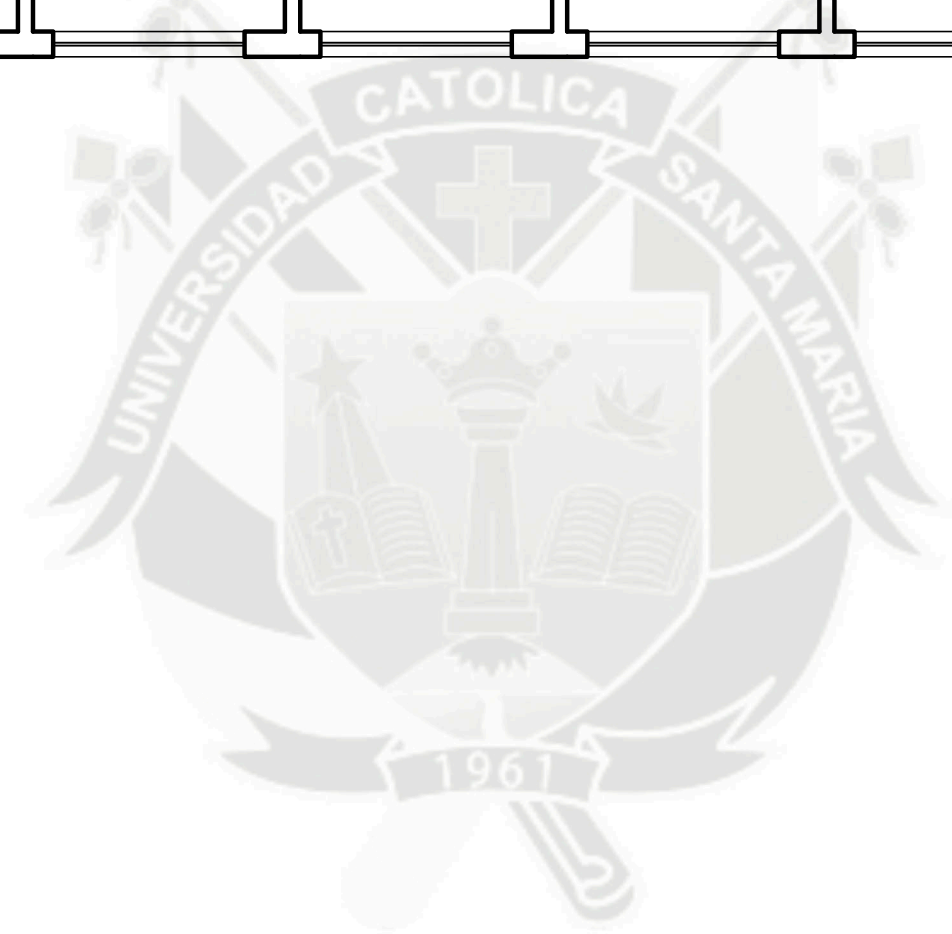
CORTE TIPO A-A

ESCALA : 1/75



CORTE TIPO B-B

ESCALA : 1/75



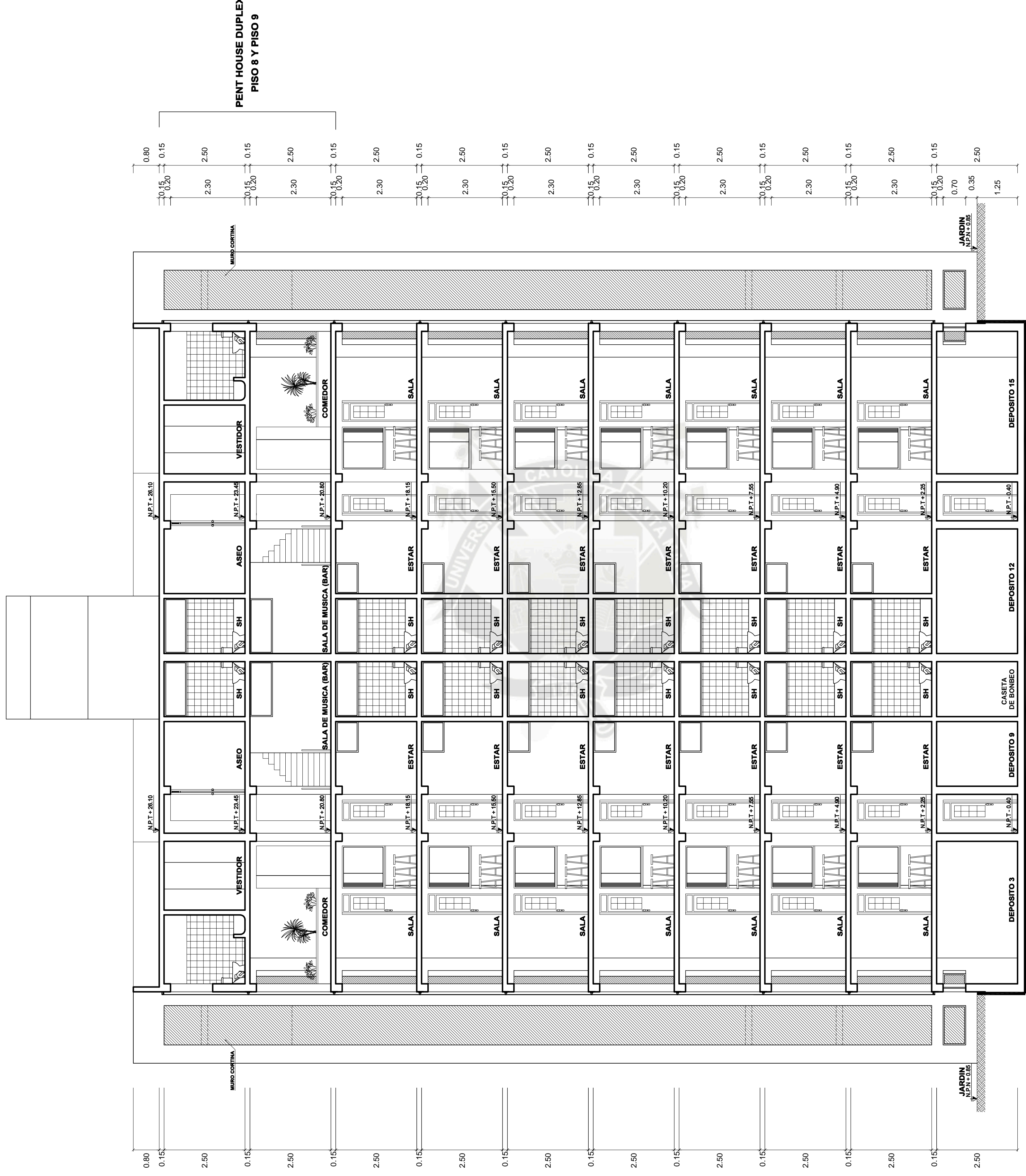
UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA - AREQUIPA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA - INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TÍTULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA CAYMA
 DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO"

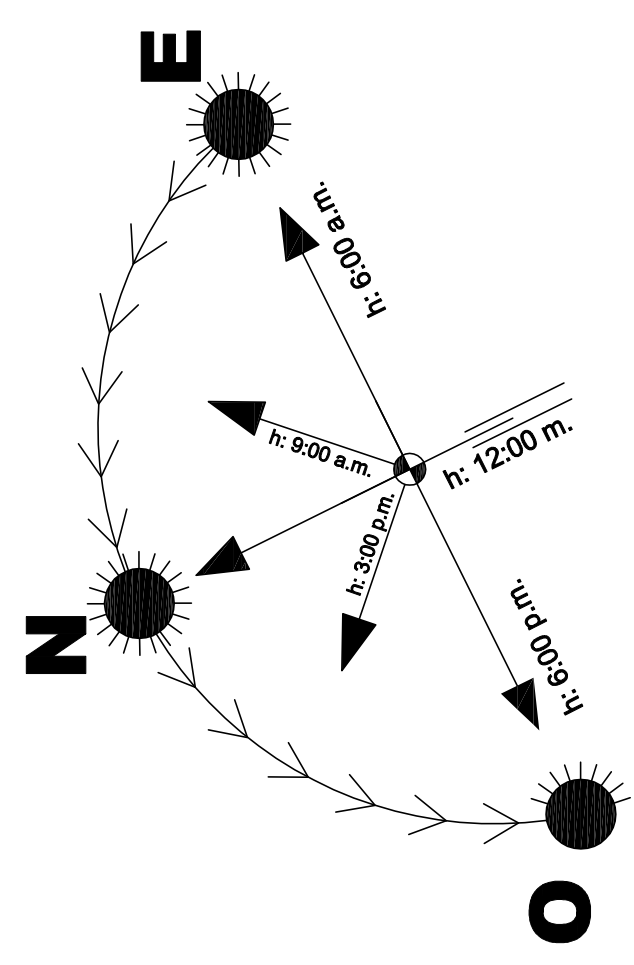
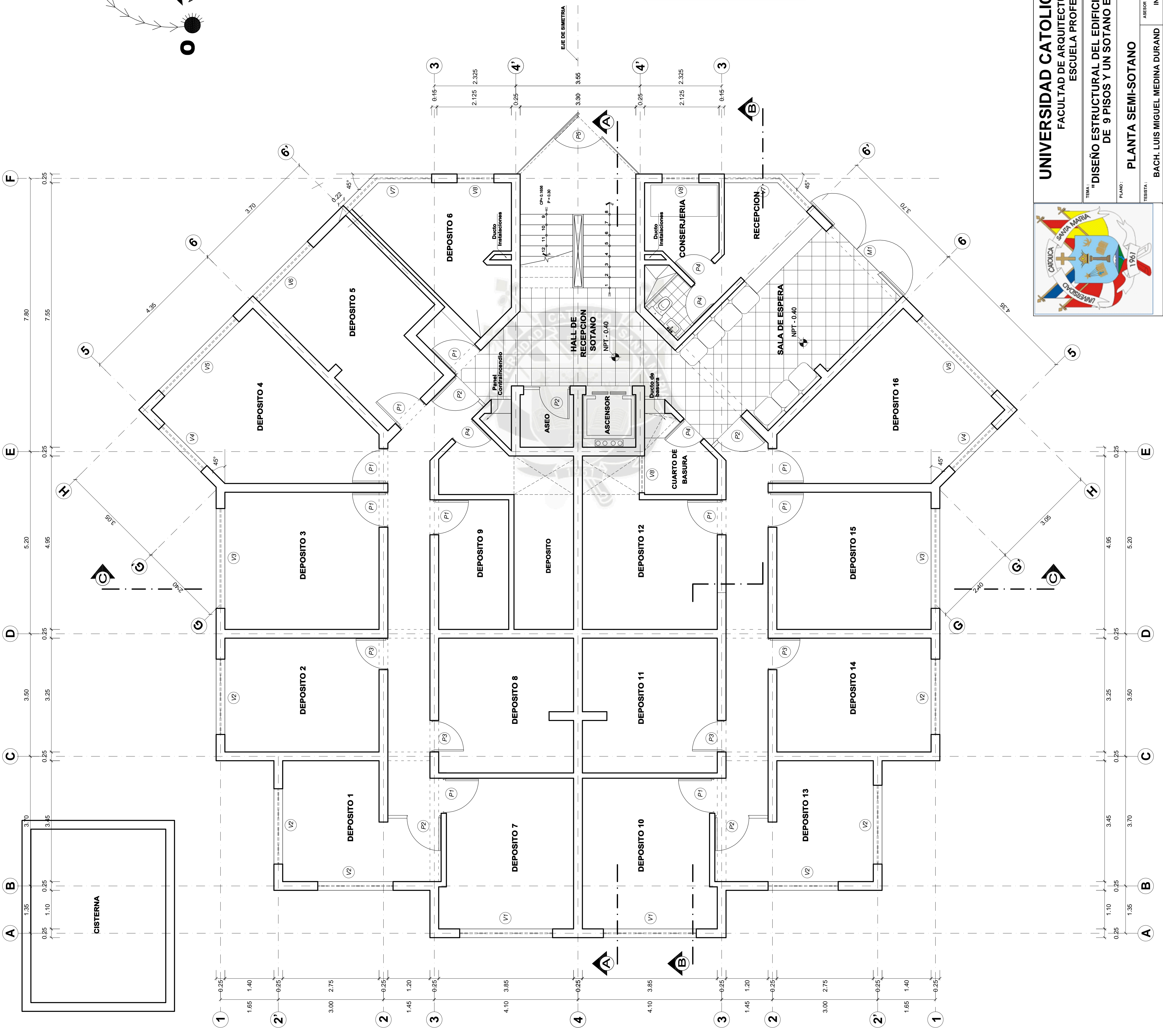
PROFESOR: BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND
 ALUMNO: ING. OSCAR CHAVEZ VEGA

FECHA: Ene. 1975
 FOLIO: Abril del 2013

A-03



CORTE TIPO C-C
ESCALA : 1/75



CUADRO DE VANOS - SOTANO

TIPO	Nº	ANCHO	ALTO	ALF	OBSERVACIONES
V-1	5	2.65	0.70	1.60	
V-2	6	2.15	0.70	1.60	
V-3	2	1.70	0.70	1.60	
V-4	2	1.70	0.70	1.60	
V-5	2	3.00	0.70	1.60	
V-6	1	2.20	0.70	1.60	Ver planta
V-7	3	2.75	0.70	1.60	
V-8	1	2.15	0.70	1.60	
V-9	1	2.15	1.90	0.40	
V-10	1	2.85	1.90	0.40	
V-11	1	1.70	1.90	0.40	
V-12	1	3.00	1.90	0.40	
P-1	20	1.00	2.30		
P-2	6	0.90	2.30		
P-3	6	0.90	2.30		
P-4	6	0.90	2.30		
P-5	2	1.00	2.30		Ver en obra
P-6	2	1.00	2.30		Puerta de vidrio
M-1	2	2.85	2.30		Mampara de vidrio



UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA - AREQUIPA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA - INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

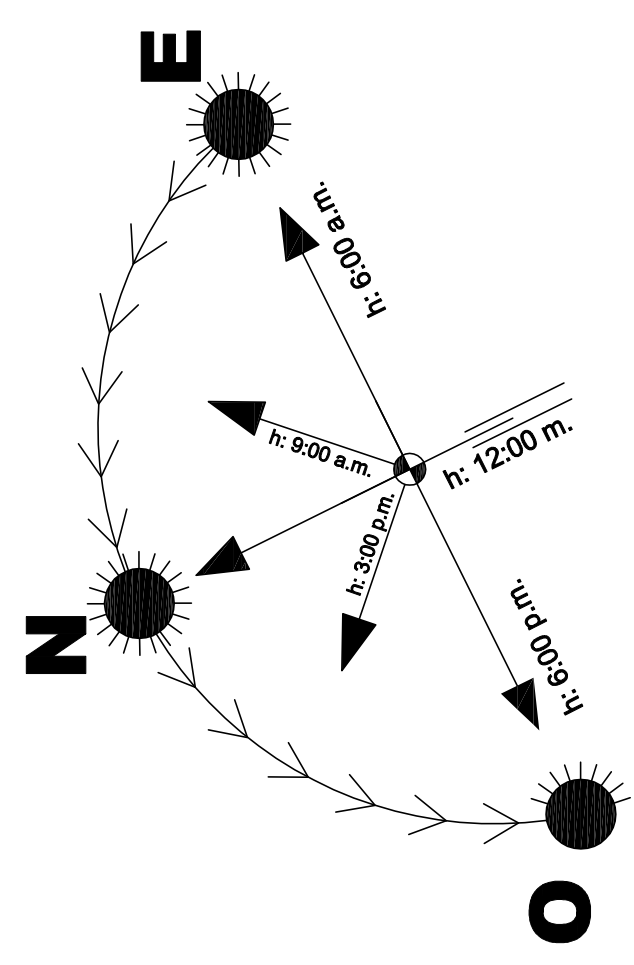
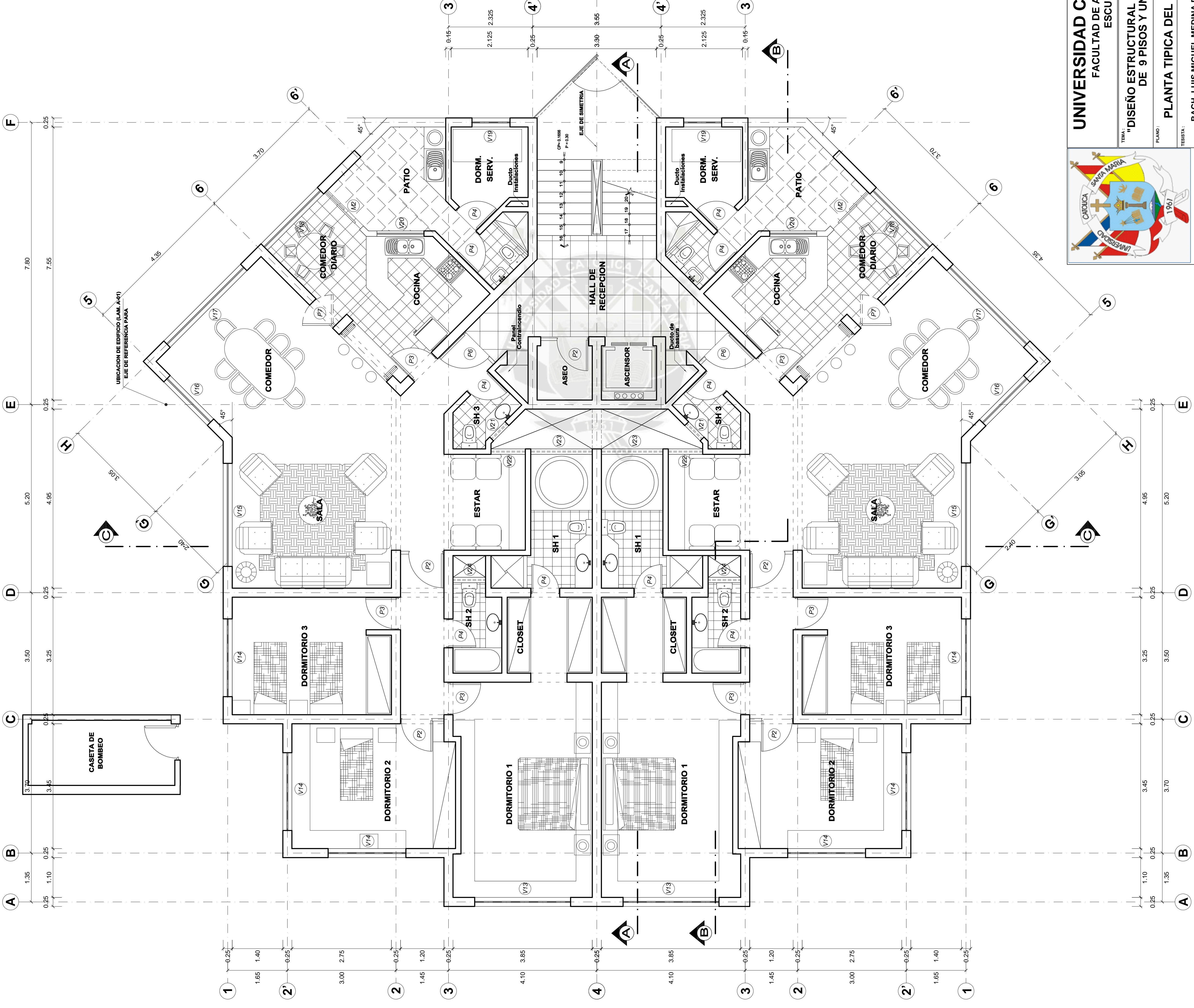
TEMA: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA CAYMA DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO"

PLANO: PLANTA SEMI-SOTANO

ABSORB DE TERS: ING. OSCAR CHAVEZ VEGA

FECHA: Abril del 2013

LÁMINA: A-05



CUADRO RESUMEN

TIPO	Nº	ANCHO	ALTO	ALF	OBSERVACIONES
V-1	5	2.05	0.70	1.60	
V-2	6	2.15	0.70	1.60	
V-3	2	1.70	0.70	1.60	
V-4	2	3.00	0.70	1.60	
V-5	2	3.00	0.70	1.60	
V-6	1	2.20	0.70	1.60	Ver plano
V-7	3	2.75	0.70	1.60	
V-8	1	2.15	1.60	0.40	
V-9	1	2.85	1.90	0.40	
V-10	1	1.70	1.90	0.40	
V-11	1	3.00	1.90	0.40	
V-12	1	3.00	1.90	0.40	
V-13	1	3.00	1.90	0.40	
V-14	19	2.15	1.60	0.40	
V-15	4	2.85	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-16	6	1.70	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-17	6	3.00	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-18	8	1.05	1.30	1.00	
V-19	8	1.05	1.30	1.00	
V-20	4	1.30	1.60	1.00	
V-21	2	0.95	0.80	1.80	
V-22	2	0.95	0.80	1.80	
V-23	2	0.95	0.80	1.80	
V-24	6	0.90	0.80	1.80	
V-25	2	1.40	1.30	1.00	
V-26	2	1.30	1.30	1.00	

CUADRO RESUMEN

TIPO	Nº	ANCHO	ALTO	ALF	OBSERVACIONES
P-1	22	1.00	2.30	0.40	
P-2	20	0.70	2.30	0.40	
P-3	20	0.70	2.30	0.40	
P-4	30	0.80	2.30	0.40	Ver en obra
P-5	2	1.00	2.30	0.40	Puerta de vidrio
P-6	2	0.95	2.30	0.40	Puerta de Vidrio
M-1	2	2.85	2.30	0.40	
M-2	2	1.40	2.60	0.40	

CUADRO DE VANOS - PLANTA TIPICA

TIPO	Nº	ANCHO	ALTO	ALF	OBSERVACIONES
V-13	2	2.05	1.00	0.40	
V-14	6	2.15	1.00	0.40	
V-15	2	2.85	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-16	2	2.85	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-17	2	3.00	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-18	2	2.20	1.30	1.00	
V-19	2	1.05	1.30	1.00	
V-20	2	1.30	1.60	1.00	
V-21	2	0.95	0.80	1.80	
V-22	2	0.95	0.80	1.80	
V-23	2	1.70	0.80	1.80	
V-24	2	0.90	0.80	1.80	

CUADRO DE VANOS - PLANTA TIPICA

TIPO	Nº	ANCHO	ALTO	ALF	OBSERVACIONES
P-2	4	1.20	2.30	0.40	
P-3	4	1.20	2.30	0.40	
P-4	10	0.80	2.30	0.40	
P-5	10	0.80	2.30	0.40	
P-6	2	1.20	2.30	0.40	Puerta de ingreso
P-7	2	0.90	2.30	0.40	Puerta de Vidrio
M-2	2	1.40	2.60	0.40	



UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA - AREQUIPA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA - INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

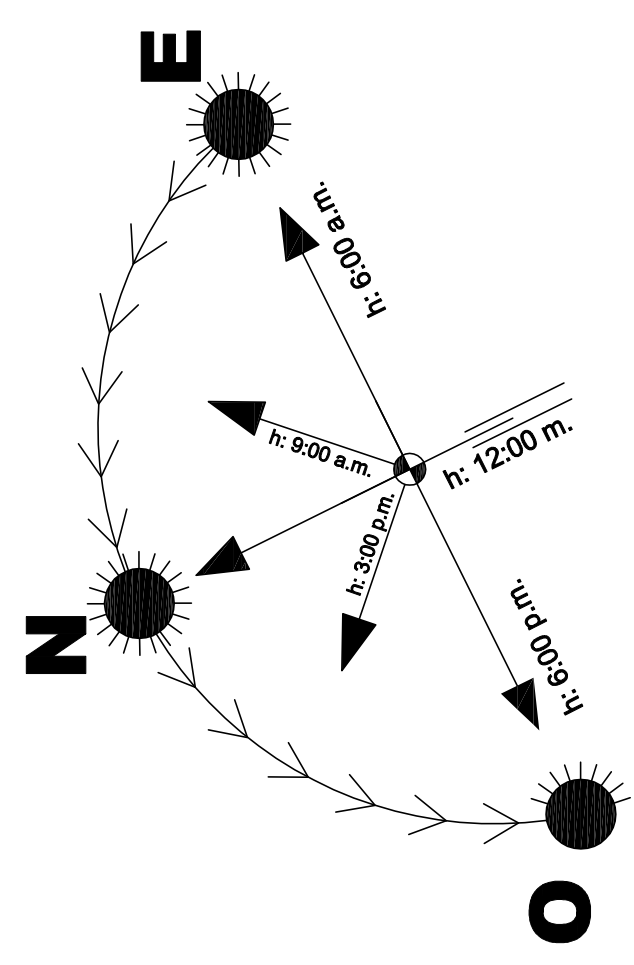
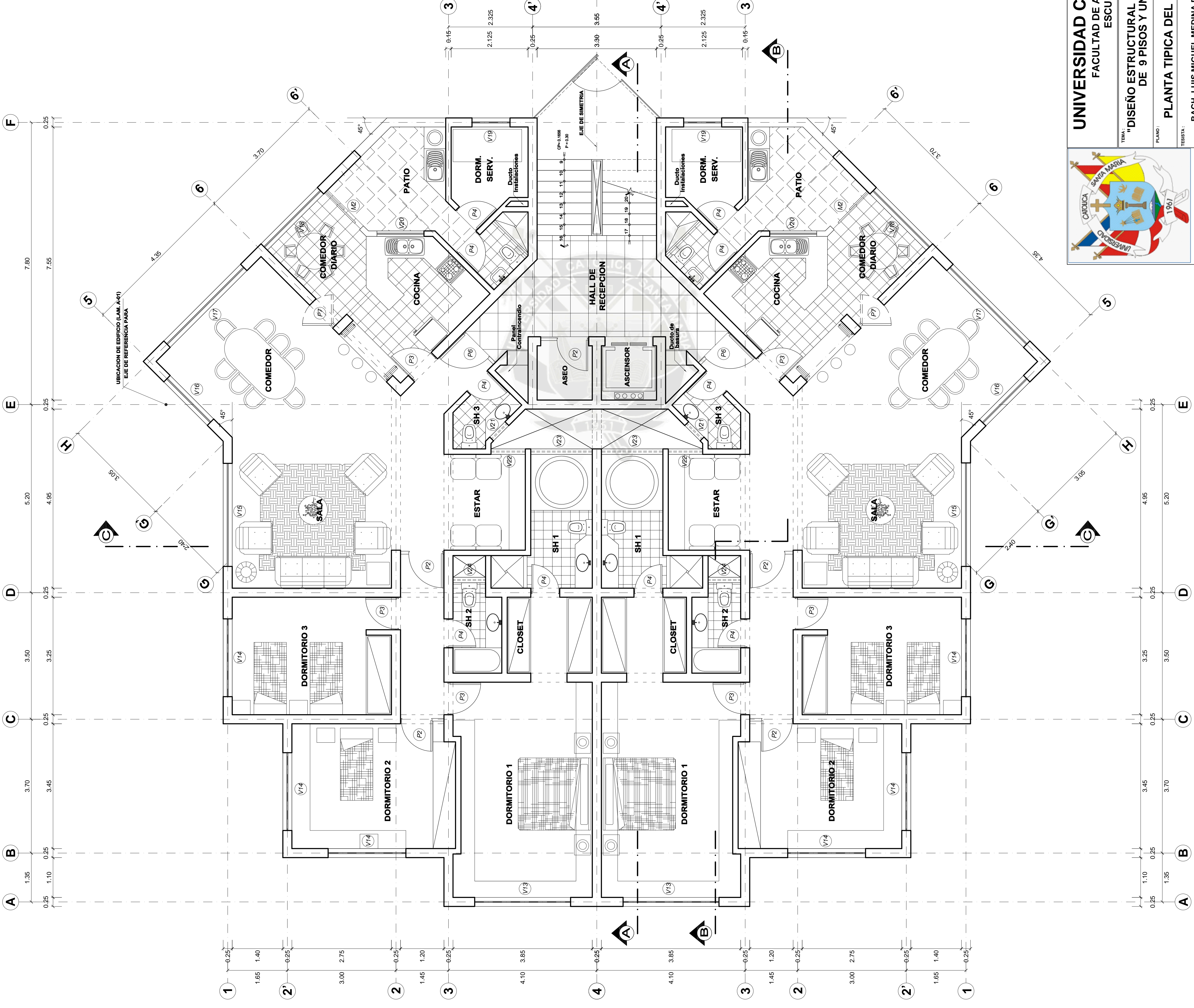
TEMA: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA CAYMA DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO"

PLANO: PLANTA TIPICA DEL PISO 1

ABSORBE DE TERCER: ING. OSCAR CHAVEZ VEGA

FECHA: Abril del 2013

LÁMINA: **A-06**



CUADRO RESUMEN

TIPO	Nº	ANCHO	ALTO	ALF	OBSERVACIONES
V-1	5	2.05	0.70	1.60	
V-2	6	2.15	0.70	1.60	
V-3	2	1.70	0.70	1.60	
V-4	2	3.00	0.70	1.60	
V-5	2	3.00	0.70	1.60	
V-6	1	2.20	0.70	1.60	Ver plano
V-7	3	2.75	0.70	1.60	
V-8	1	2.15	1.60	0.40	
V-9	1	2.85	1.90	0.40	
V-10	1	1.70	1.90	0.40	
V-11	1	3.00	1.90	0.40	
V-12	1	3.00	1.90	0.40	
V-13	1	3.00	1.90	0.40	
V-14	19	2.15	1.60	0.40	
V-15	4	2.85	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-16	6	1.70	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-17	6	3.00	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-18	8	1.05	1.30	1.00	
V-19	8	1.05	1.30	1.00	
V-20	4	1.30	1.60	1.00	
V-21	2	0.95	0.80	1.80	
V-22	2	0.95	0.80	1.80	
V-23	2	0.95	0.80	1.80	
V-24	6	0.90	0.80	1.80	
V-25	2	1.40	1.30	1.00	
V-26	2	1.30	1.30	1.00	

CUADRO RESUMEN

TIPO	Nº	ANCHO	ALTO	ALF	OBSERVACIONES
P-1	22	1.00	2.30	0.40	
P-2	22	1.00	2.30	0.40	
P-3	22	1.00	2.30	0.40	
P-4	30	0.80	2.30	--	Ver en obra
P-5	2	1.00	2.30	--	Puerta de vidrio
P-6	2	0.95	2.30	--	Puerta de Vidrio
M-1	2	2.85	2.30	--	
M-2	2	1.40	2.60	--	

CUADRO DE VANOS - PLANTA TIPICA

TIPO	Nº	ANCHO	ALTO	ALF	OBSERVACIONES
V-13	2	2.05	1.00	0.40	
V-14	6	2.15	1.00	0.40	
V-15	2	2.85	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-16	2	3.00	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-17	2	3.00	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-18	2	2.20	1.30	1.00	
V-19	2	1.05	1.30	1.00	
V-20	2	1.30	1.60	1.00	
V-21	2	0.95	0.80	1.80	
V-22	2	0.95	0.80	1.80	
V-23	2	1.70	0.80	1.80	
V-24	2	0.90	0.80	1.80	

CUADRO DE VANOS - PLANTA TIPICA

TIPO	Nº	ANCHO	ALTO	ALF	OBSERVACIONES
P-2	4	1.20	2.30	--	
P-3	4	1.20	2.30	--	
P-4	10	0.80	2.30	--	Puerta de ingreso
P-6	2	1.20	2.30	--	Puerta de Vidrio
P-7	2	0.90	2.30	--	Puerta de Vidrio
M-2	2	1.40	2.60	--	



UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA - AREQUIPA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA - INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

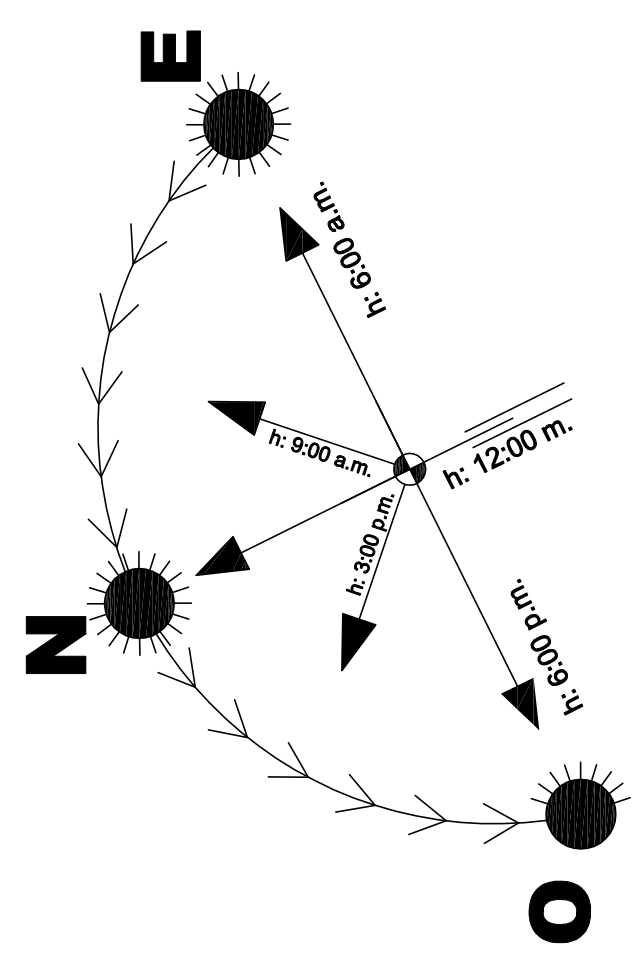
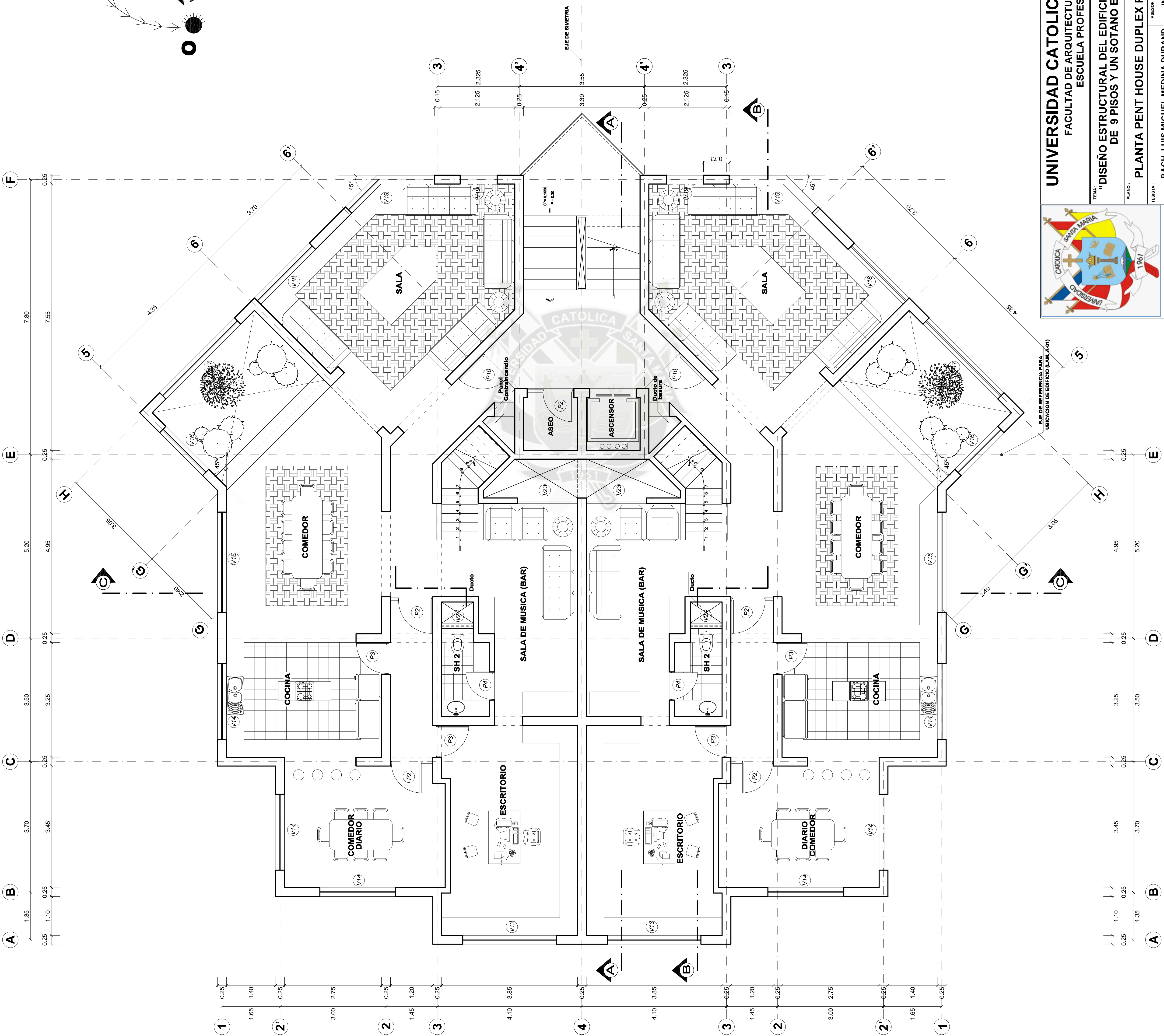
TEMA: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA CAYMA DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO"

PLANO: PLANTA TIPICA DEL PISO 2 AL 7

FECHA: Abril del 2013

ING. OSCAR CHAVEZ VEGA

A-06'



CUADRO DE VANOS - PENT HOUSE					
TIPO	Nº	ANCHO	ALTO	ALF	OBSERVACIONES
V-13	4	2.05	1.00	0.40	
V-14	12	2.15	1.00	0.40	
V-15	2	2.85	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-16	4	1.70	2.30	--	Muro Cocina - ver elevación
V-17	4	2.20	1.30	1.00	
V-18	4	2.05	1.30	1.00	
V-19	6	1.05	1.30	1.00	
V-20	2	1.30	1.60	1.00	
V-23	4	1.70	0.80	1.80	
V-24	4	1.70	0.80	1.80	
V-25	2	1.40	1.30	1.00	
V-26	2	1.30	1.30	1.00	
PUERTAS				OBSERVACIONES	
P-1	2	1.00	2.30		
P-2	8	1.20	2.30		
P-3	8	0.80	2.30		
P-4	12	0.80	2.30		

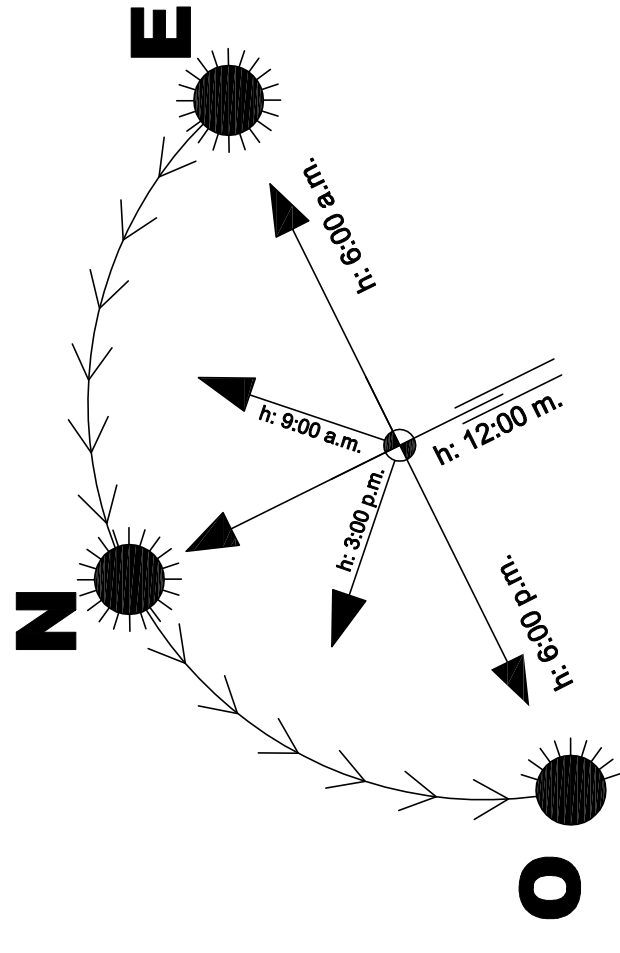
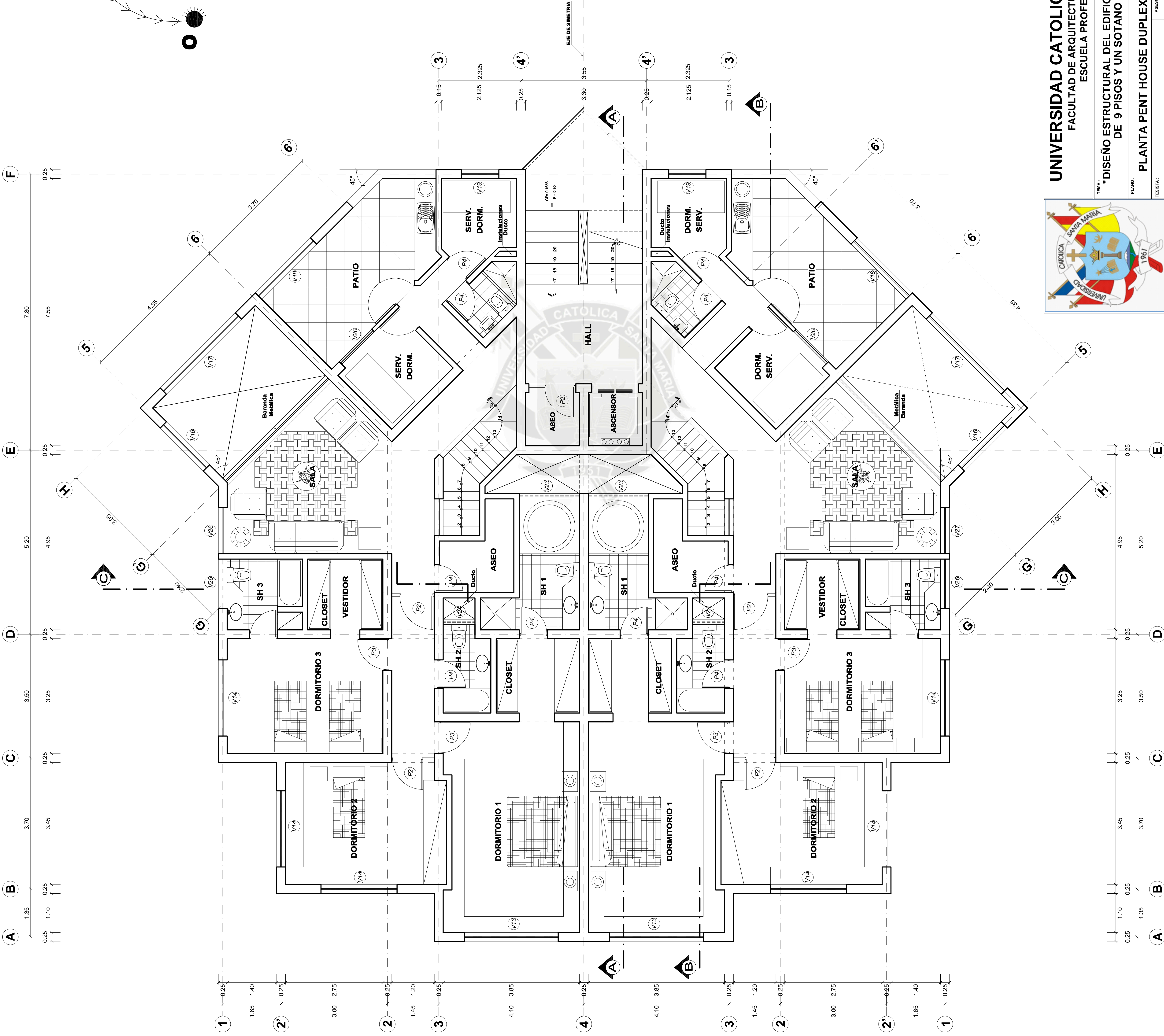


UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA - AREQUIPA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA - INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

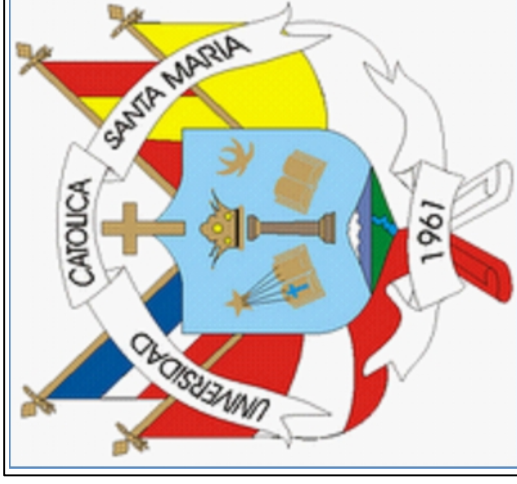
TEMA: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA CAYMA DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO"
 PLANO: PLANTA PENT HOUSE DUPLEX PISO 8
 ASESOR DE TESIS: ING. OSCAR CHAVEZ VEGA
 TESIS: BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND

LAMINA: **A-07**
 ESCALA: Esc: 1/50
 FECHA: Abril del 2013

EJE DE REFERENCIA PARA UBICACION DE EDIFICIO (L.M. A-91)



CUADRO DE VANOS - PENT HOUSE					
TIPO	Nº	ANCHO	ALTO	ALF	OBSERVACIONES
V-13	4	2.65	1.60	0.40	
V-14	12	2.15	1.90	0.40	
V-15	2	2.65	2.30	--	Mano Cocina - ver elevación
V-16	4	1.70	2.30	--	Mano Cocina - ver elevación
V-17	4	2.20	1.30	1.00	
V-18	4	2.20	1.30	1.00	
V-19	6	1.05	1.30	1.00	
V-20	2	1.30	1.60	1.00	
V-21	4	1.70	0.60	1.80	
V-22	4	1.70	0.60	1.80	
V-23	4	1.70	0.60	1.80	
V-24	2	1.40	1.30	1.00	
V-25	2	1.30	1.30	1.00	
PUERTAS					
TIPO	Nº	ANCHO	ALTO	ALF	OBSERVACIONES
P-1	2	1.00	2.30		
P-2	8	1.20	2.30		
P-3	8	0.80	2.30		
P-4	12	0.80	2.30		



UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA - AREQUIPA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA - INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

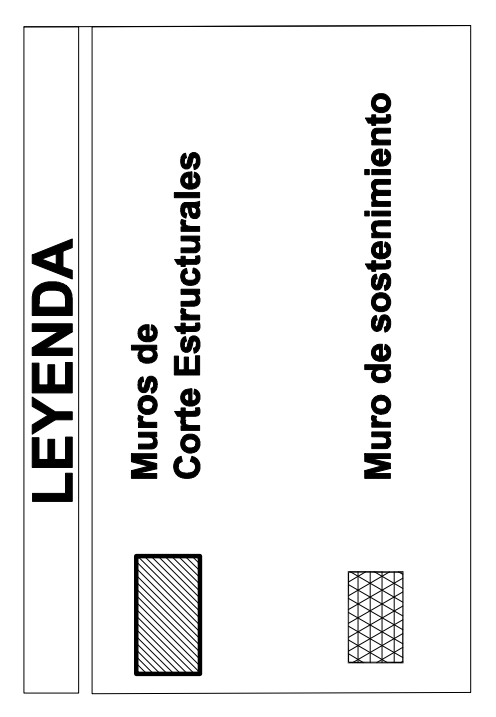
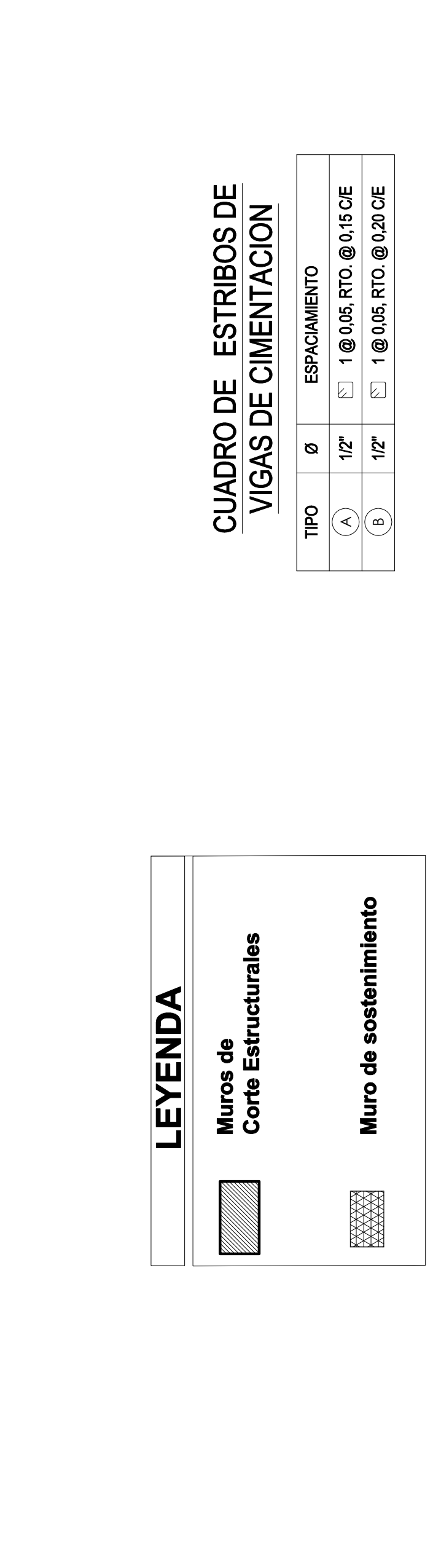
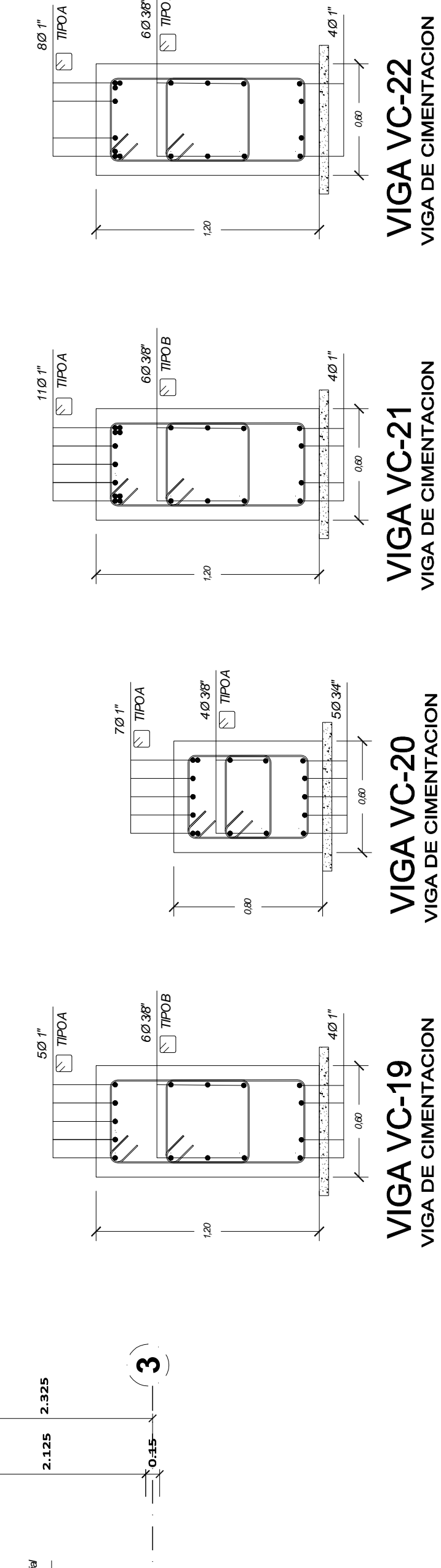
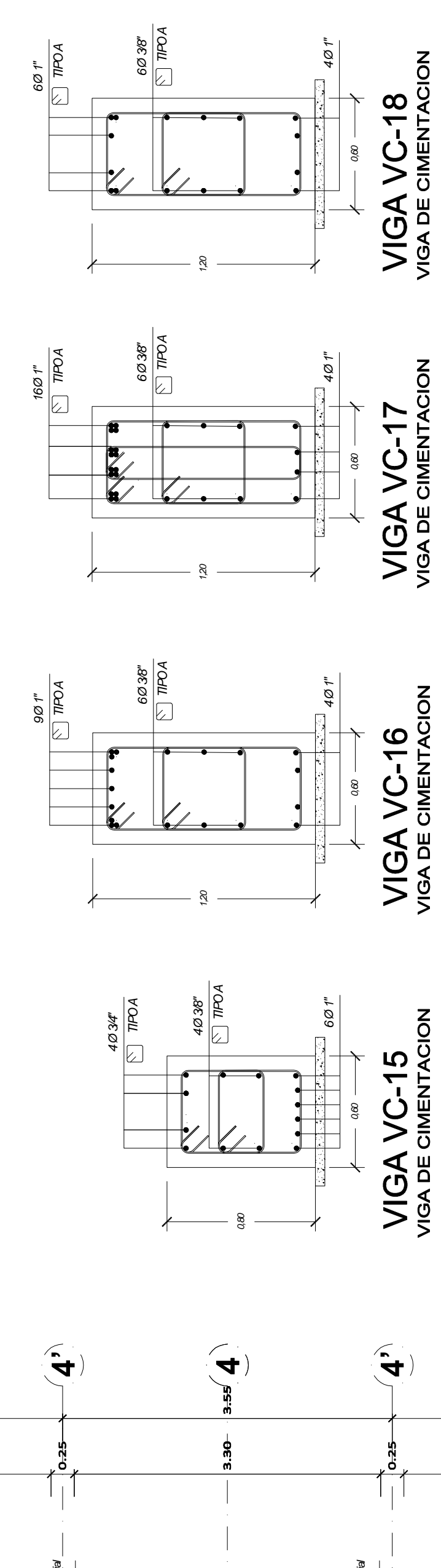
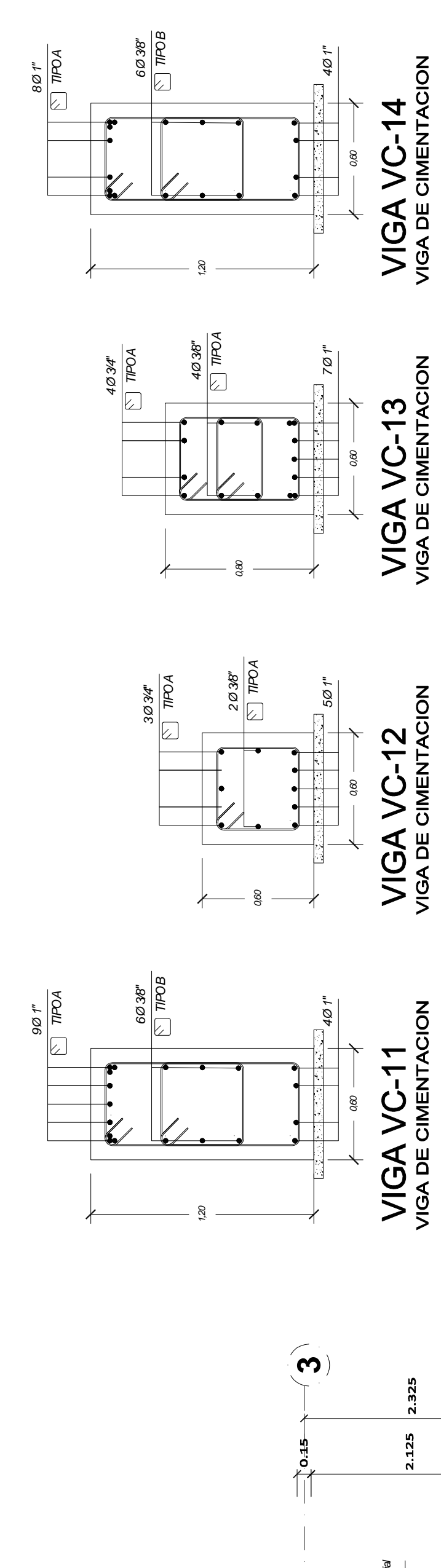
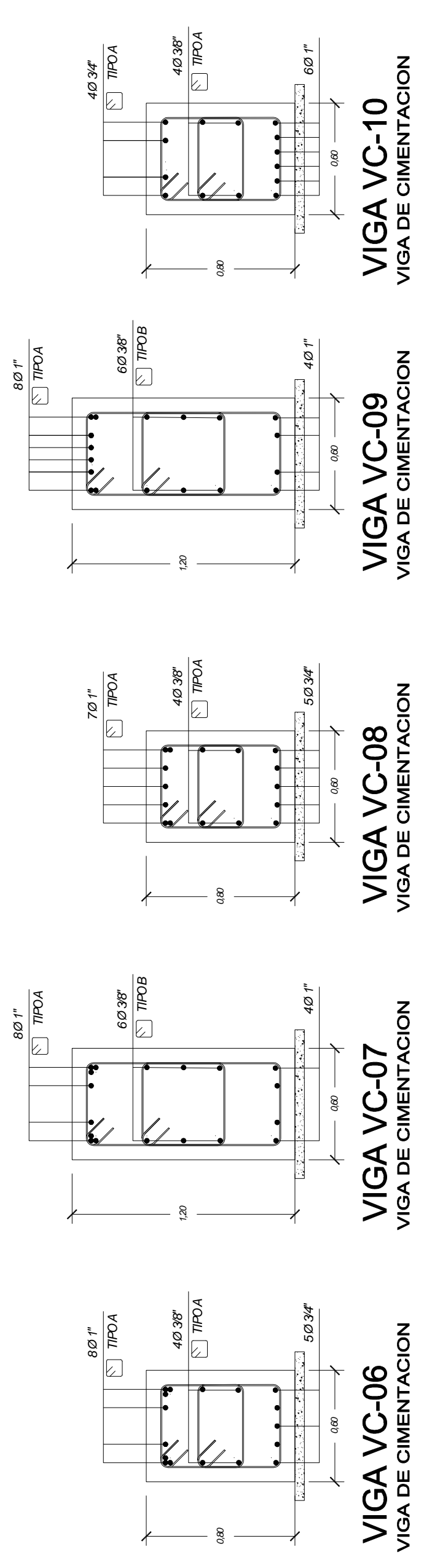
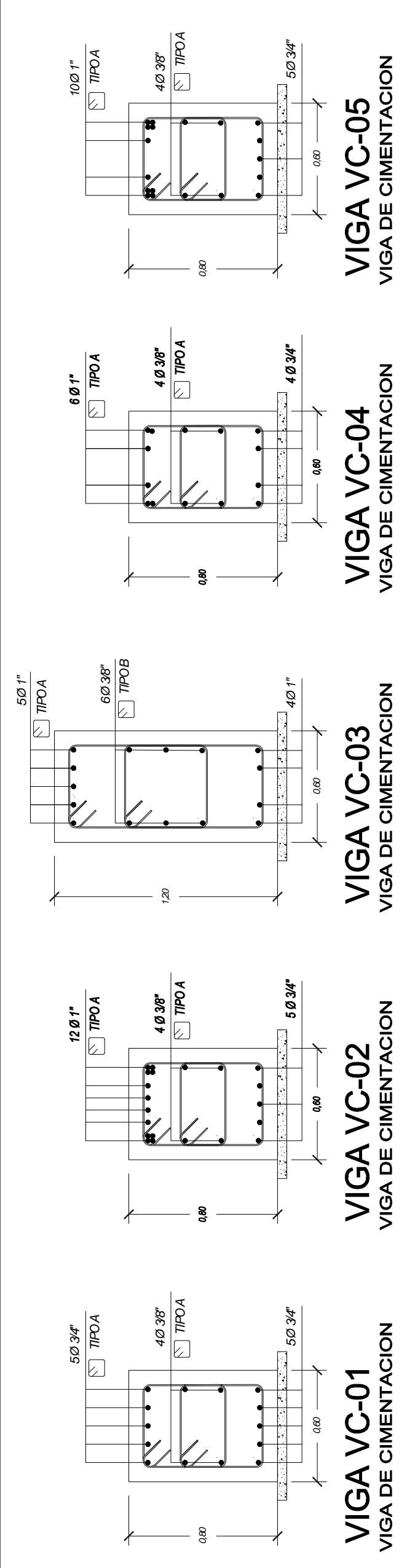
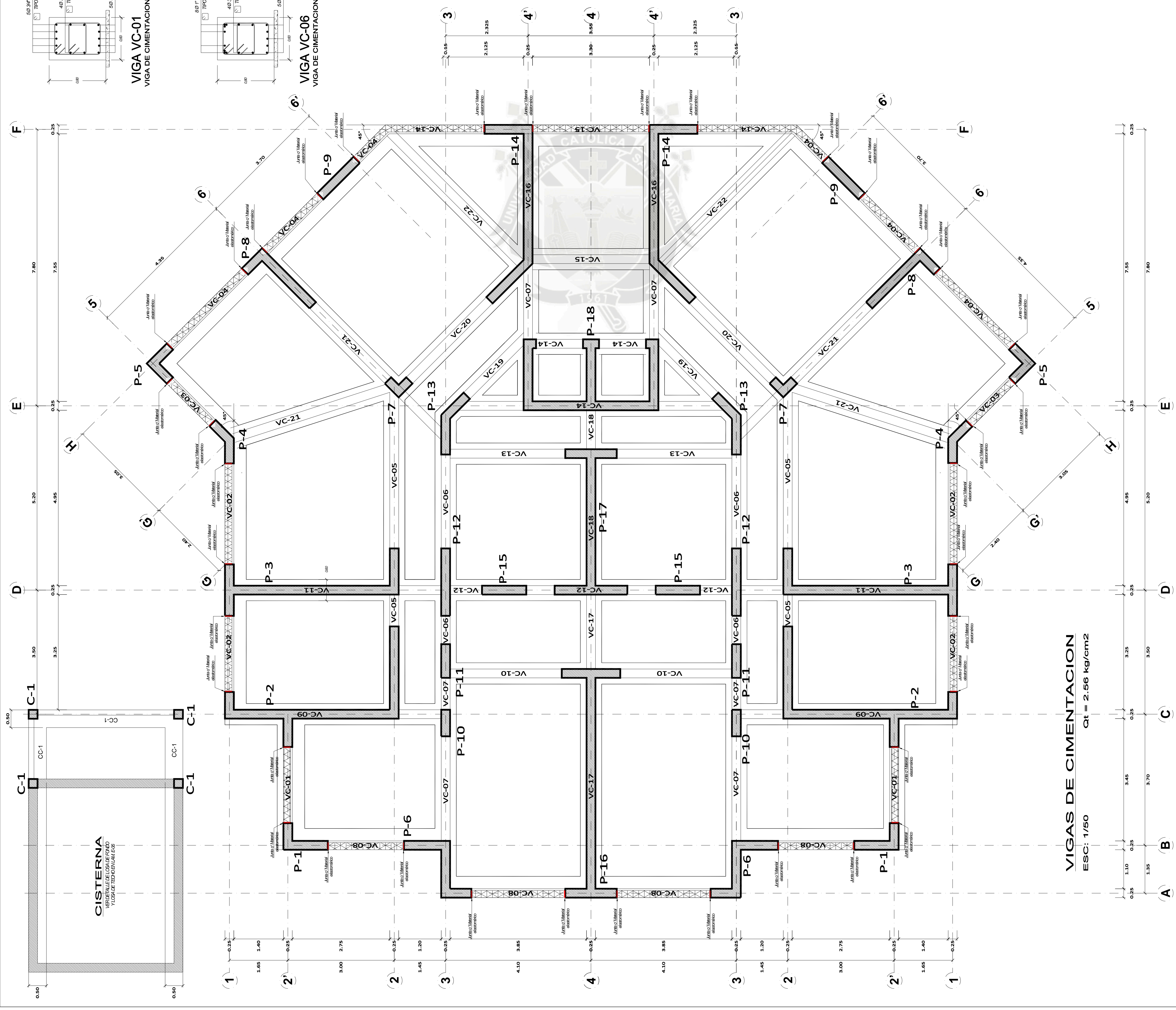
TEMA: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA CAYMA DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO"

PLANO: PLANTA PENT HOUSE DUPLEX PISO 9

ABSORBE DE TESIS: ING. OSCAR CHAVEZ VEGA
 FECHA: Abril del 2013

LÁMINA:

A-08



CUADRO DE ESTRIBOS DE VIGAS DE CIMENTACION

TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
A	1/2"	1 @ 0.05. RTO. @ 0.15 OE
B	1/2"	1 @ 0.05. RTO. @ 0.20 OE

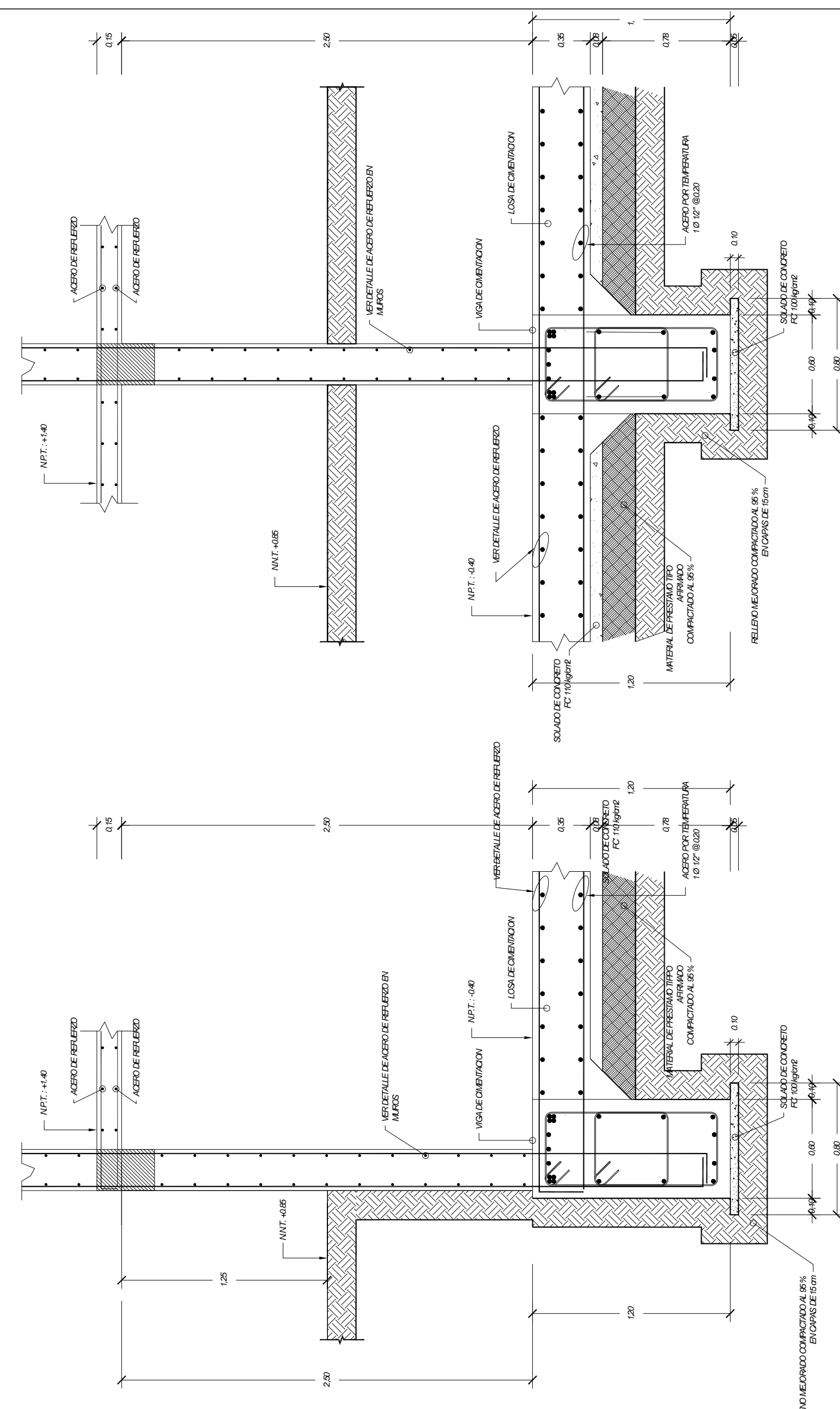
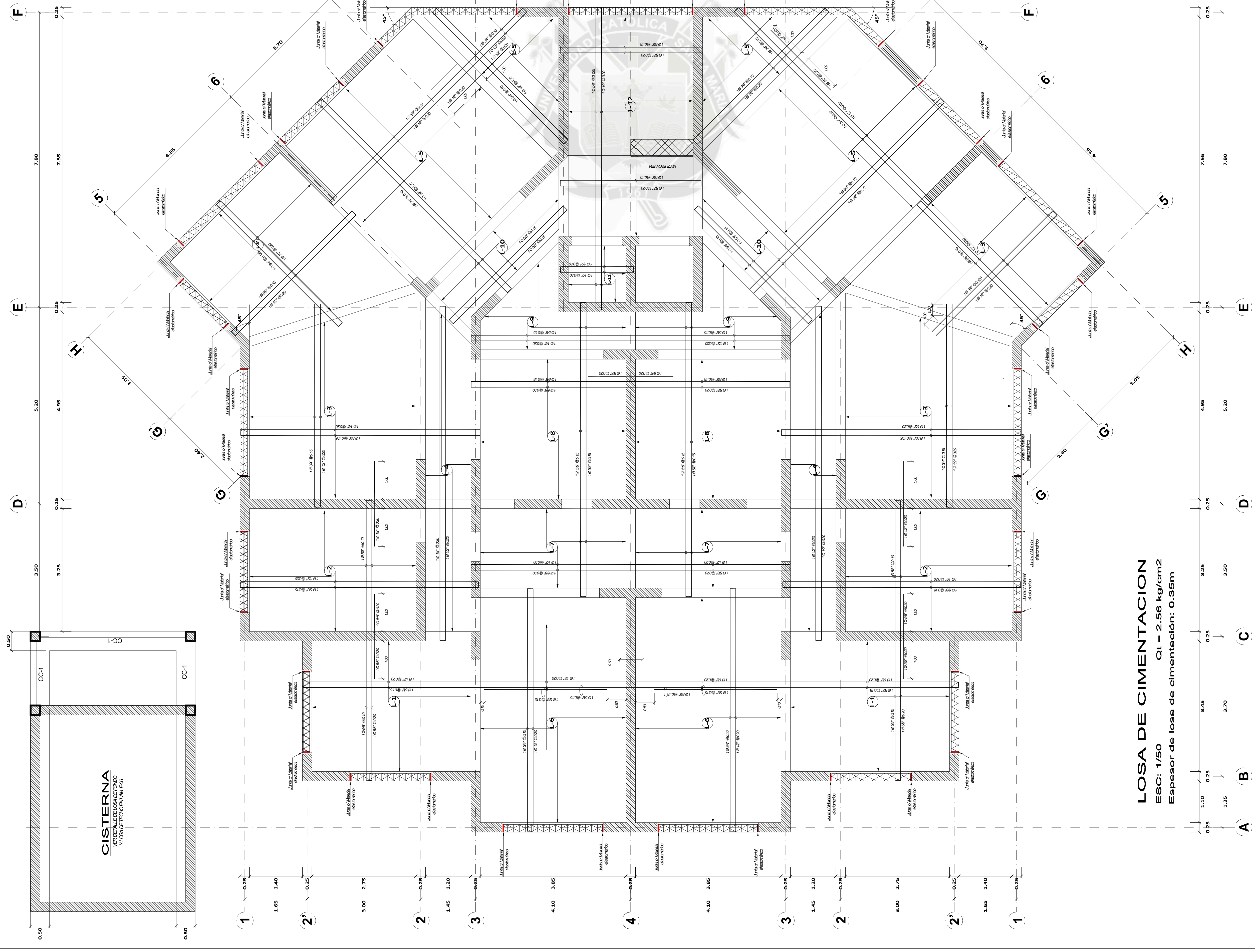
VIGAS DE CIMENTACION
 ESC: 1/50
 Qt = 2.56 kg/cm2

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA - AREQUIPA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA - INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
 PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TITULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA LA CAYMA DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO"
 PLANO: CIMENTACIONES - DETALLE DE VIGAS DE CIMENTACION
 ESCALA: Esc: 1/50 - 1/25
 FECHA: Abril del 2013

BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND
 ING. OSCAR CHAVEZ VEGA

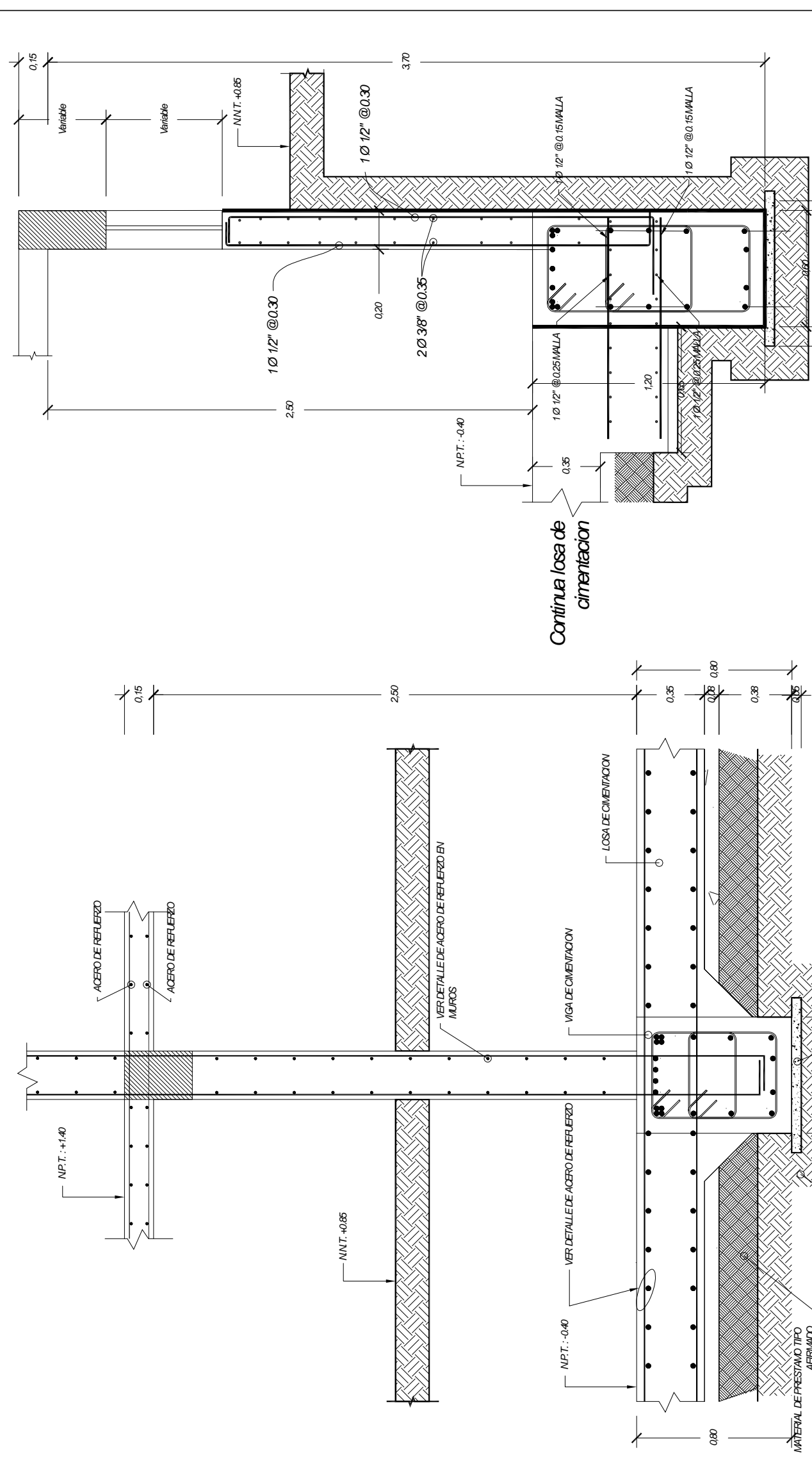
E-01



VIGA DE 0.60 X 1.20
VIGA EN INTERIORES

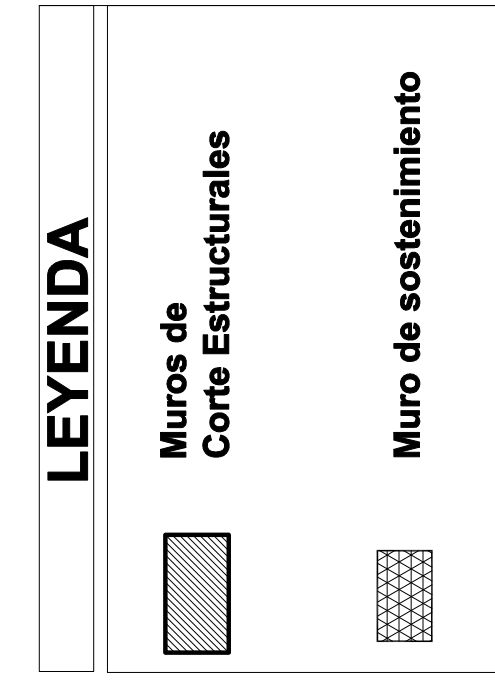
VIGA DE 0.60 X 1.20
VIGA DE BORDE

DETALLE DE VIGAS DE CIMENTACION



MS-1
MURO DE SOSTENIMIENTO SOTANO

VIGA DE 0.60 X 0.80
VIGA EN INTERIORES



ESPECIFICACIONES TECNICAS

CODIGOS Y NORMAS STANDARDIZADAS UTILIZADAS

NORMA TECNICA DE EDIFICACION NTE-600
NORMA TECNICA DE EDIFICACION NTE-601
NORMA TECNICA DE EDIFICACION NTE-602
NORMA TECNICA DE EDIFICACION NTE-603
NORMA TECNICA DE EDIFICACION NTE-604
NORMA TECNICA DE EDIFICACION NTE-605
NORMA TECNICA DE EDIFICACION NTE-606
NORMA TECNICA DE EDIFICACION NTE-607
NORMA TECNICA DE EDIFICACION NTE-608
NORMA TECNICA DE EDIFICACION NTE-609
NORMA TECNICA DE EDIFICACION NTE-610

CONCRETO

CONCRETO DE ALTO RESISTENCIA TIPO I
CONCRETO DE ALTO RESISTENCIA TIPO II
CONCRETO DE ALTO RESISTENCIA TIPO III
CONCRETO DE ALTO RESISTENCIA TIPO IV
CONCRETO DE ALTO RESISTENCIA TIPO V
CONCRETO DE ALTO RESISTENCIA TIPO VI
CONCRETO DE ALTO RESISTENCIA TIPO VII
CONCRETO DE ALTO RESISTENCIA TIPO VIII
CONCRETO DE ALTO RESISTENCIA TIPO IX
CONCRETO DE ALTO RESISTENCIA TIPO X

ACERO:

ACERO CORRUGADO NACIONAL G-40 NORMA ASTM - 615 F-4200 kg/m²

ALBAÑILERIA

Brick (Brick) LADRILLO KING-KONG TIPO IV (MCMCZADO)

CARGA DE TRABAJO DEL TERRENO: Q_t = 2.56 kg/cm²

NATURALEZA DEL TERRENO: SUELO ARENOSO MAL GRADUADO CON LIMO Y GRAVAS

RECURRIMIENTO MINIMOS

PROFUNDIDAD MINIMA DE DESPLANTE: 1.50 m

ANCHO MINIMO DE FONDO: 2.50 m

ANCHO MINIMO DE CIMENTACION: 3.00 m (MINIMO)

ANCHO MINIMO DE MUR: 7.00 m

DESPLAZAMIENTOS

DRIFT "X": D_x = 0.00307 - 0.007 0k

DRIFT "Y": D_y = 0.00342 - 0.007 0k

SOBRECARGA:

SOBRECARGA DE PISOS: 100 kg/m²

SOBRECARGA DE AZOTEA: 100 kg/m²

SOBRECARGA DE CUBIERTA: 100 kg/m²

SOBRECARGA DE TUBERIA: 100 kg/m²

PARAMETROS DE SISMO

ZONA: 3

FACTORES DE ZONA: 2.0

FACTORES DE AMPLIFICACION SISMICA: 1.0

PERIODO DEL SUELO (T_s): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₁): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₂): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₃): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₄): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₅): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₆): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₇): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₈): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₉): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₁₀): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₁₁): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₁₂): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₁₃): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₁₄): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₁₅): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₁₆): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₁₇): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₁₈): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₁₉): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₂₀): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₂₁): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₂₂): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₂₃): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₂₄): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₂₅): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₂₆): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₂₇): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₂₈): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₂₉): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₃₀): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₃₁): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₃₂): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₃₃): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₃₄): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₃₅): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₃₆): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₃₇): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₃₈): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₃₉): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₄₀): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₄₁): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₄₂): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₄₃): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₄₄): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₄₅): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₄₆): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₄₇): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₄₈): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₄₉): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₅₀): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₅₁): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₅₂): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₅₃): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₅₄): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₅₅): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₅₆): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₅₇): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₅₈): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₅₉): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₆₀): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₆₁): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₆₂): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₆₃): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₆₄): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₆₅): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₆₆): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₆₇): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₆₈): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₆₉): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₇₀): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₇₁): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₇₂): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₇₃): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₇₄): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₇₅): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₇₆): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₇₇): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₇₈): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₇₉): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₈₀): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₈₁): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₈₂): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₈₃): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₈₄): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₈₅): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₈₆): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₈₇): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₈₈): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₈₉): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₉₀): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₉₁): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₉₂): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₉₃): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₉₄): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₉₅): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₉₆): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₉₇): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₉₈): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₉₉): 0.25 - 0.70 s

PERIODO DEL SUELO (T₁₀₀): 0.25 - 0.70 s

LOSA DE CIMENTACION
ESC: 1/50
Espesor de losa de cimentación: 0.35m

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA - AREQUIPA
FACULTAD DE ARQUITECTURA - INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TITULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA CA'YMA DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO"

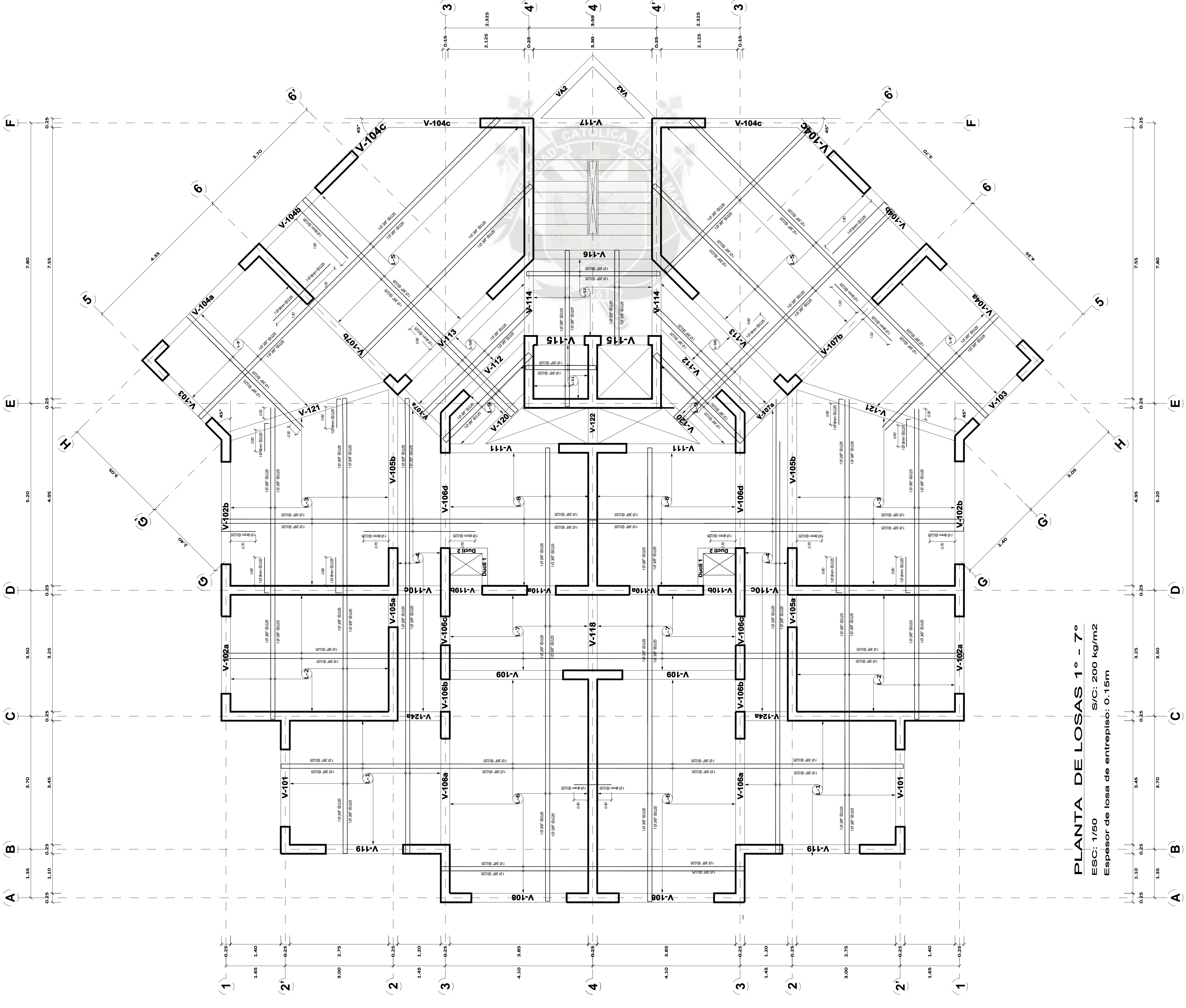
PLANO: LOSAS DE CIMENTACION - DETALLES DE VIGAS

FECHA: Ene: 1960 - 1965

TECNIC: ING. OSCAR CHAVEZ VEGA

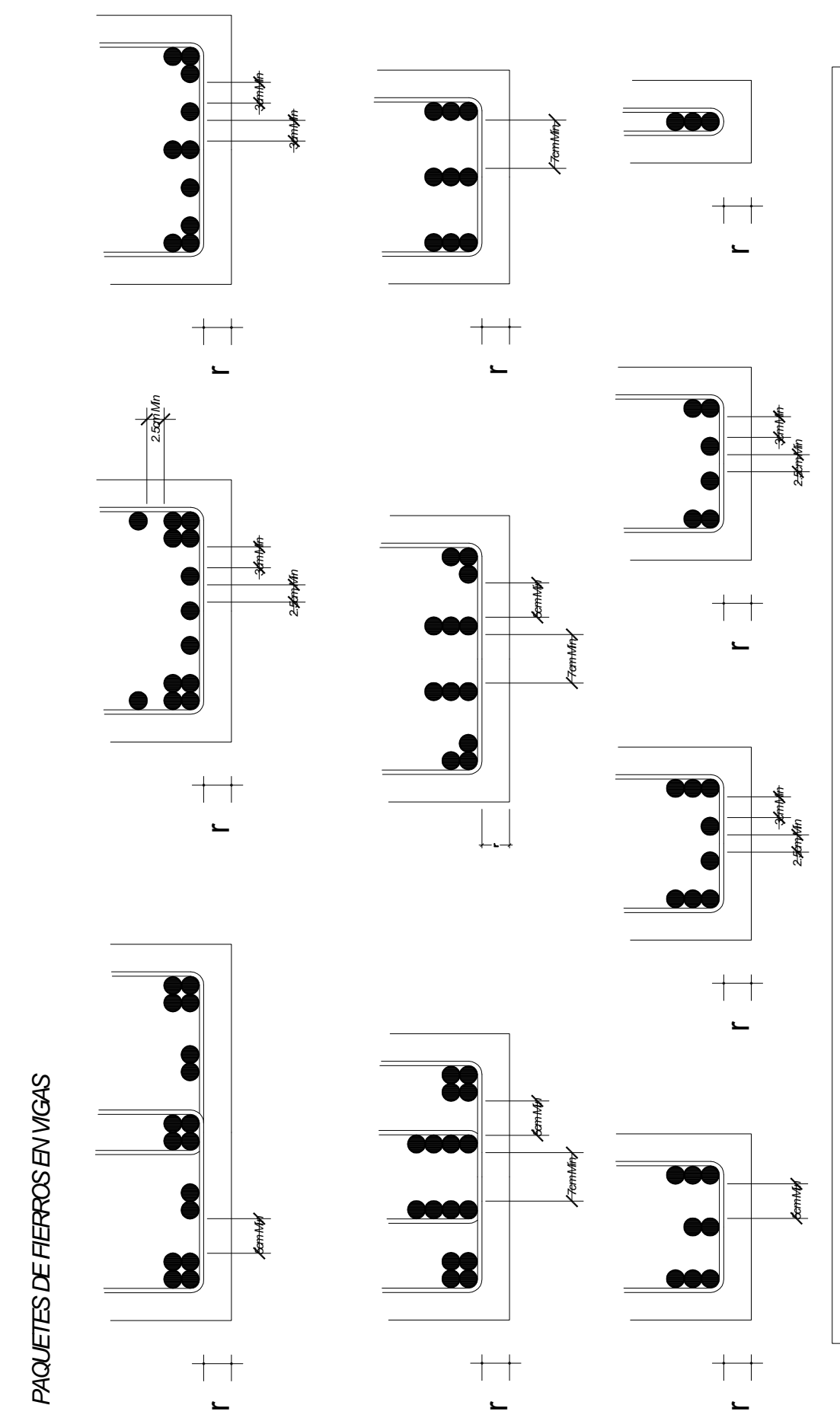
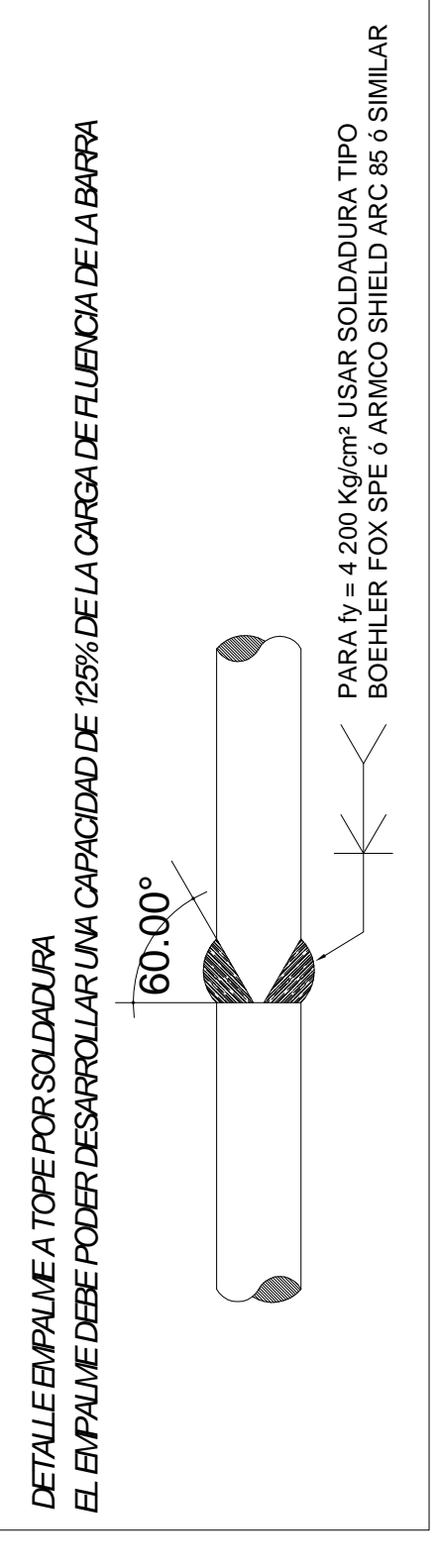
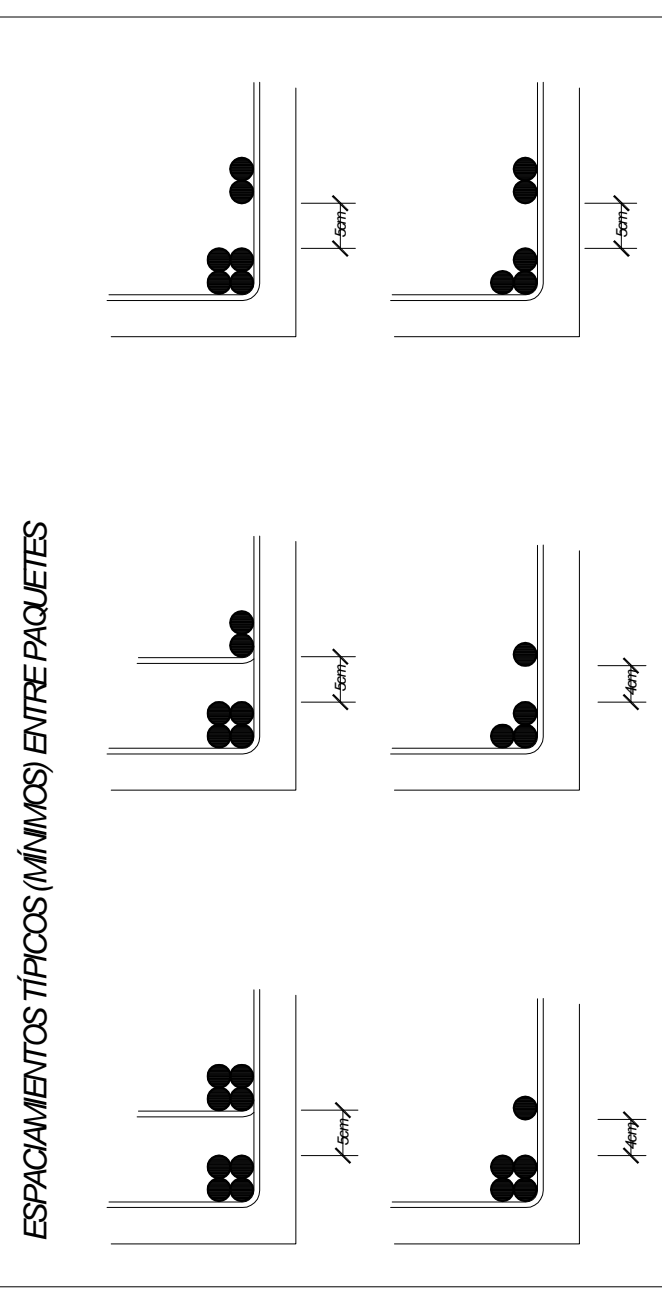
ABRIL del 2013

ESCALA: E-02



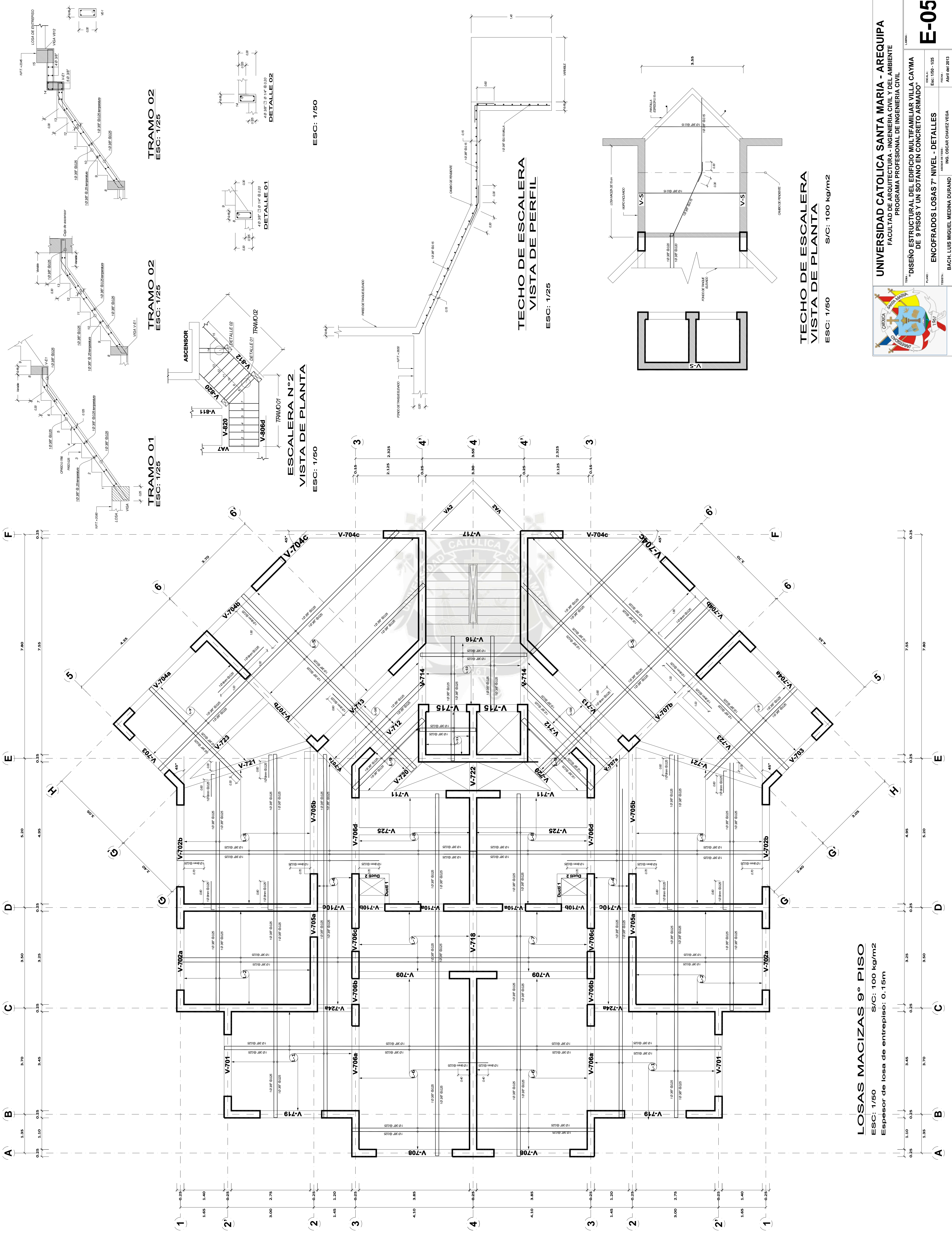
PLANTA DE LOSAS 1° - 7°
 ESC: 1/50
 S/C: 200 kg/m²
 Espesor de losa de entripiso: 0.15m

LOS PAQUETES SERÁN ENSAMBLADOS ANTES DEL MONTAJE
 EL ENSAMBLAJE SE PODRÁ REALIZAR AMARRANDO CON ALAMBRE Nº 16 CADA 30cm O CONTUNTOS DE
 SOLDADURA (LARGO 34F) CADA 40cm
 LAS UNIONES DE LAS BARRAS DE CADA PAQUETE SERÁN A TOPE, NO EXISTIRÁN TRASLAPES
 LAS BARRAS SERÁN TERMINADAS ALTERNAMENTE, DE MANERA QUE NUNCA HAYAN DOS UNIONES A MENOS
 DE 60cm UNA DE OTRA
 EL CORTE DE LAS BARRAS SERÁ A ESCLAVORA Y SIN REBABA



LOS PAQUETES SERÁN ENSAMBLADOS DENTRO DE LA VIGA
 EL ENSAMBLAJE SE PODRÁ REALIZAR AMARRANDO CON ALAMBRE NEGRO Nº 16 CADA 45cm
 NO EXISTIRÁN TRASLAPES EN LAS BARRAS DE UN PAQUETE, SE USARÁN BARRAS ENTERAS O SOLDADAS SEGÚN
 DETALLE
 EN CASO DE SOLDAR BARRAS LAS UNIONES ESTARÁN ESPACIADAS MÍNIMO 40 Ø DENTRO DE UN PAQUETE Y NO
 SE SOLDARÁ MÁS DE 1/5 DE LA ARMADURA EN CADA SECCIÓN

NOTAS:
 LAS PRESENTES ESPECIFICACIONES SE COMPLEMENTARÁN CON LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL
 PROYECTO Y CON LAS PRESCRIPCIONES DEL REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES Y SUS NORMAS DE
 ESTRUCTURAS
 CUALQUIER MODIFICACIÓN DEL PROYECTO DE ESTRUCTURAS DEBERÁ SER AUTORIZADO POR EL PROYECTISTA,
 QUIEN NO SERÁ RESPONSABLE POR MODIFICACIONES INCONSULTAS QUE ATENTEN CONTRA EL BUEN
 DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA.



TRAMO 02
ESC: 1/25

TRAMO 02
ESC: 1/25

TRAMO 01
ESC: 1/25

DETALLE 02
4 Ø 3/8" (1 Ø 1/4" Ø 20)

DETALLE 01
4 Ø 3/8" (1 Ø 1/4" Ø 20)

ESC: 1/50

ESCALERA N°2
VISTA DE PLANTA
ESC: 1/50

TECHO DE ESCALERA
VISTA DE PERFIL
ESC: 1/25

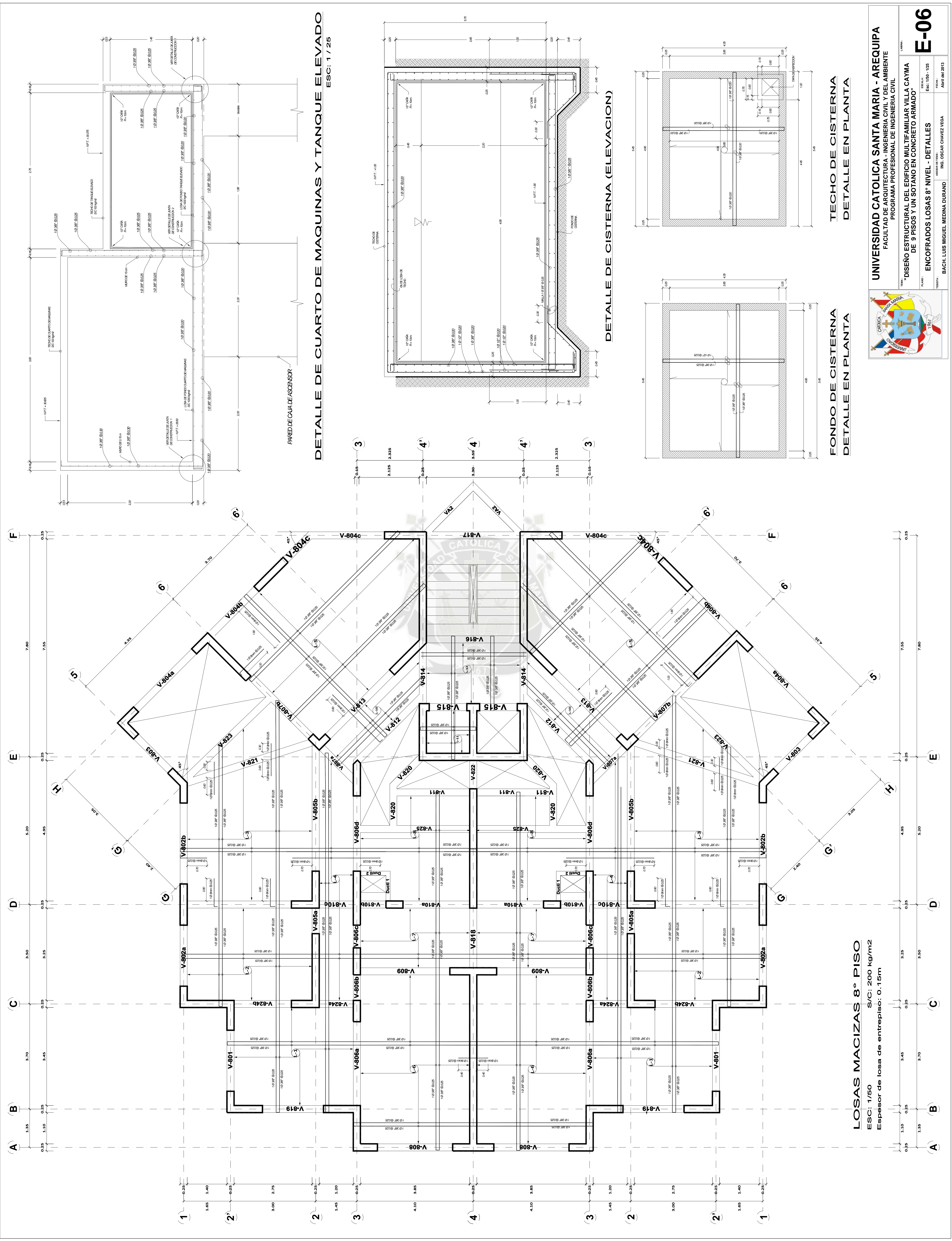
TECHO DE ESCALERA
VISTA DE PLANTA
ESC: 1/50
S/C: 100 kg/m²

LOSAS MACIZAS 9° PISO
ESC: 1/50
Espesor de losa de entrespiso: 0.15m
S/C: 100 kg/m²

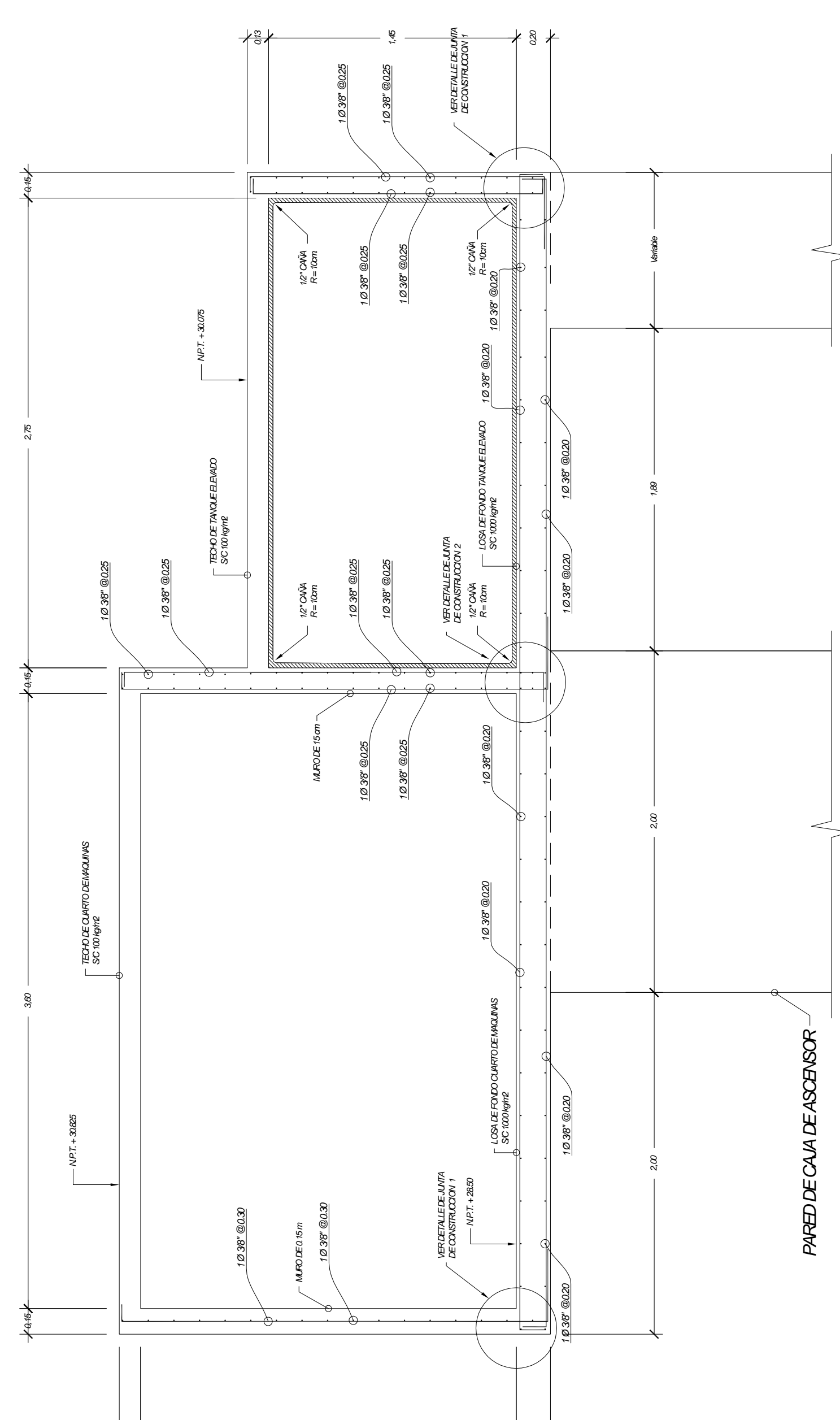


UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA - AREQUIPA
FACULTAD DE ARQUITECTURA - INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
TITULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA LA CAYMA DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO"
PLANO: ENCOFRADOS LOSAS 7° NIVEL - DETALLES
FECHA: Abril del 2013
ING. OSCAR CHAVEZ VEGA

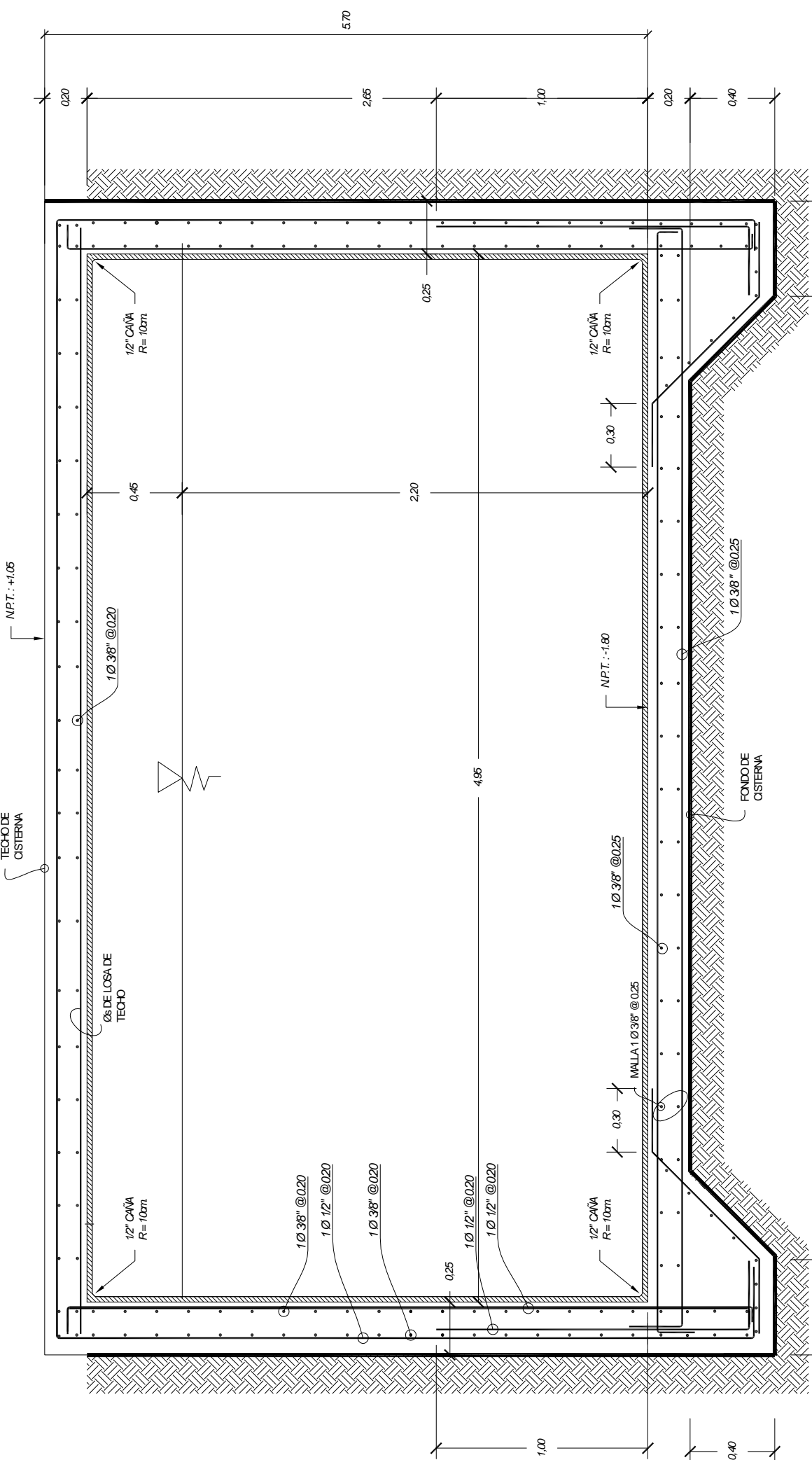
E-05



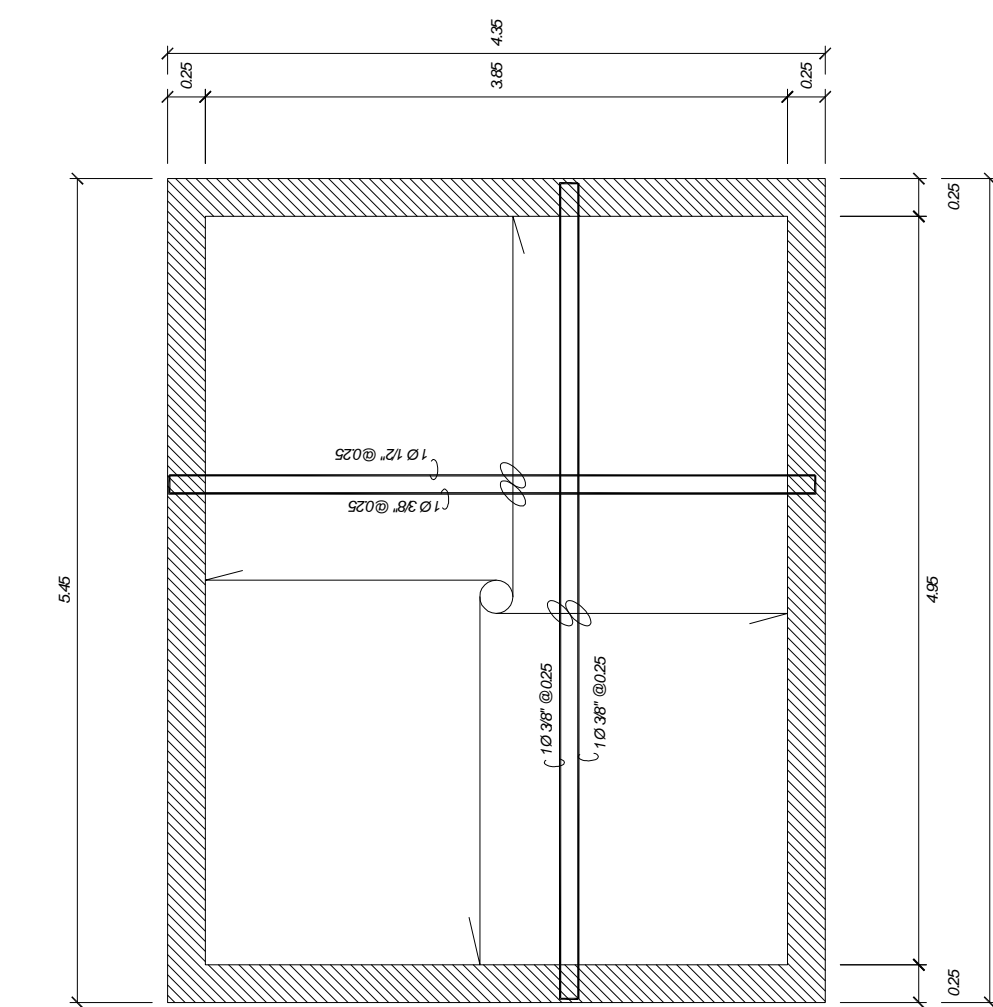
DETALLE DE CUARTO DE MAQUINAS Y TANQUE ELEVADO
 ESC: 1 / 25



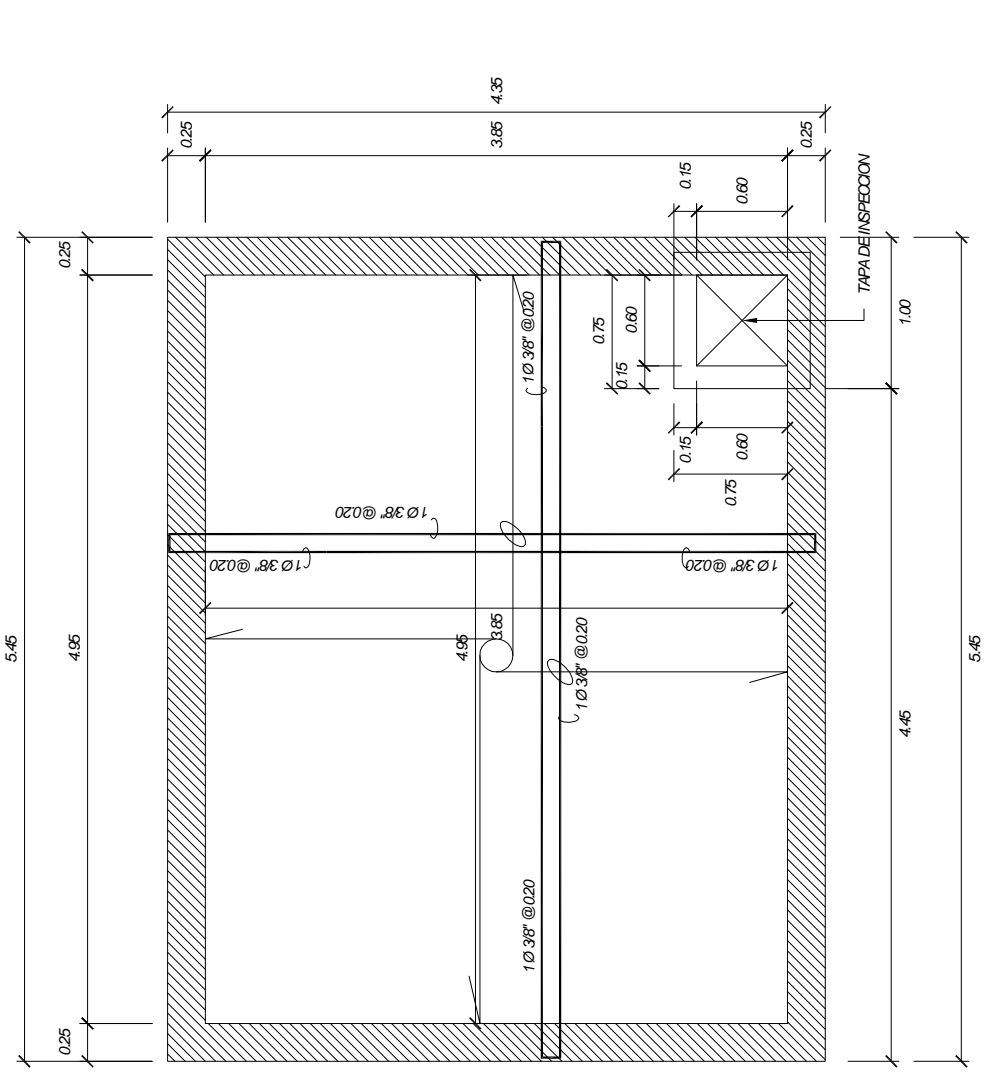
DETALLE DE CISTERNA (ELEVACION)



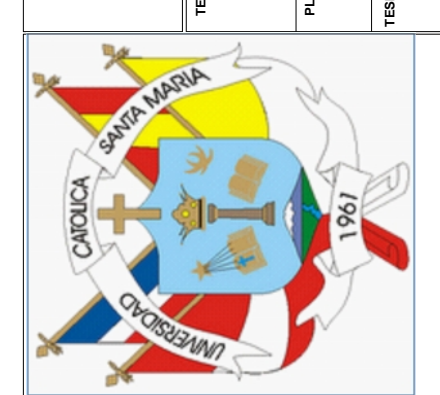
**FONDO DE CISTERNA
 DETALLE EN PLANTA**



**TECHO DE CISTERNA
 DETALLE EN PLANTA**



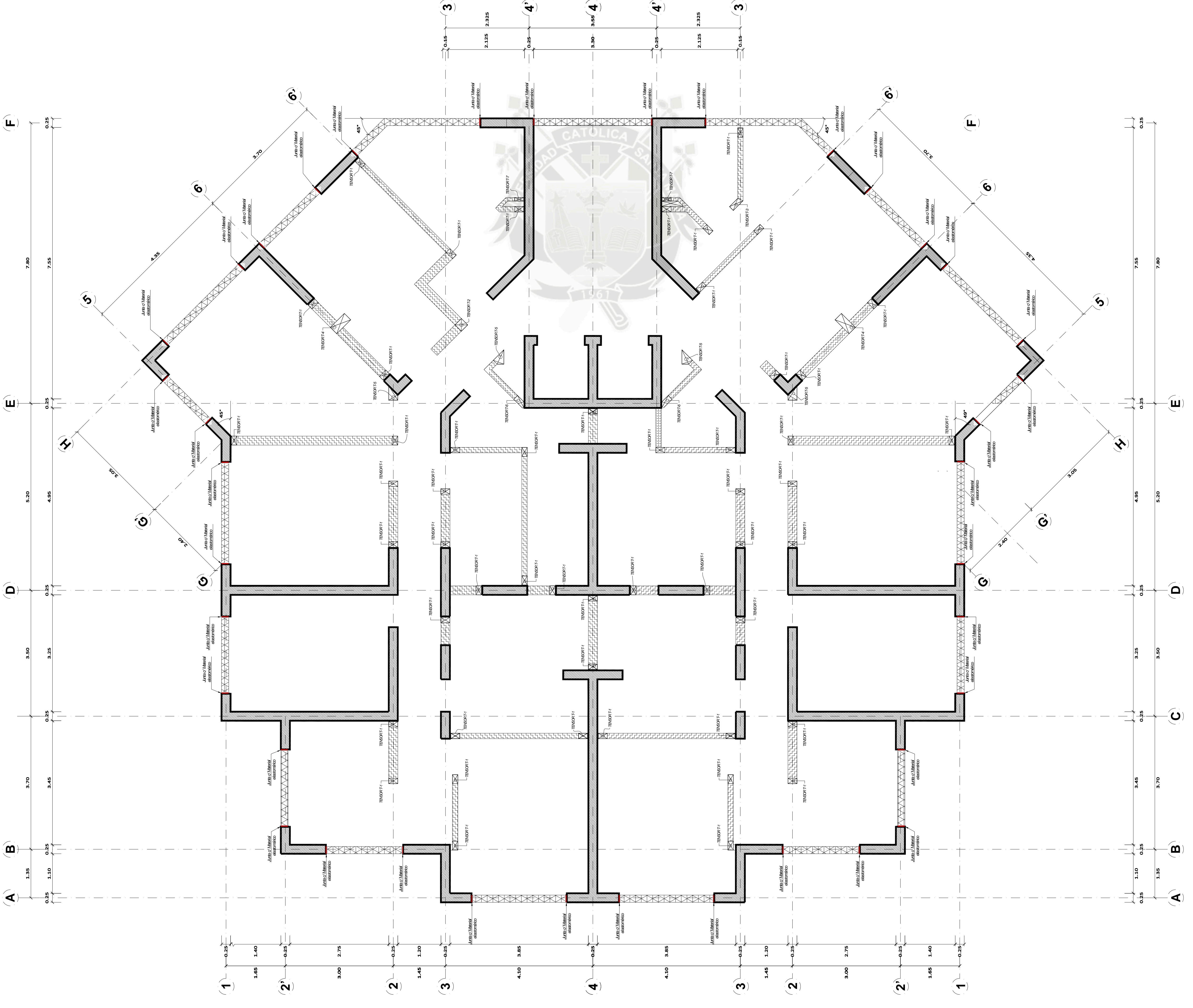
LOSAS MACIZAS 8° PISO
 ESC: 1/50
 S/C: 200 kg/m²
 Espesor de losa de entepiso: 0.15m



UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA - AREQUIPA
 FACULTAD DE ARQUITECTURA - INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
 PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TITULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA CA'YMA DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO"
 PLANO: ENCOFRADOS LOSAS 8° NIVEL - DETALLES
 TERCERA: ING. OSCAR CHAVEZ VEGA
 FECHA: Abril del 2013

E-06



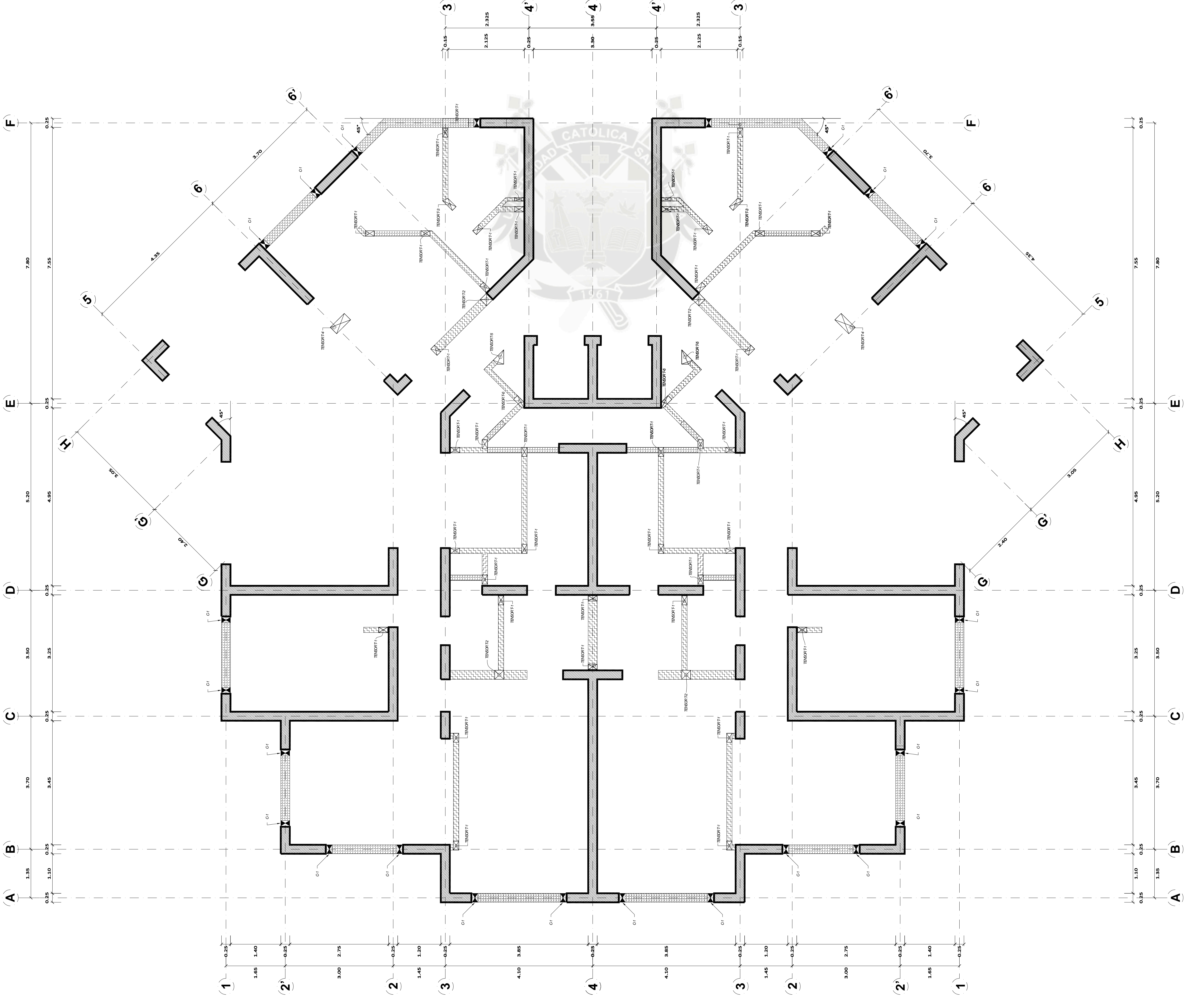
LEYENDA

	Muros de Corte Estructurales
	Tabiquería de Ladrillo Muro Alto
	Columneta de arrioste (Muro bajo)
	Columneta de arrioste (Muro alto)
	Muro de sostenimiento

	COLUMNETA DE ARROSTRE
	ESTRIBOS
	TENSOR
	C-1

TENSOR 01	
TENSOR 02	
TENSOR 03	
TENSOR 04	
TENSOR 05	
TENSOR 06	
TENSOR 07	
TENSOR 08	
TENSOR 09	





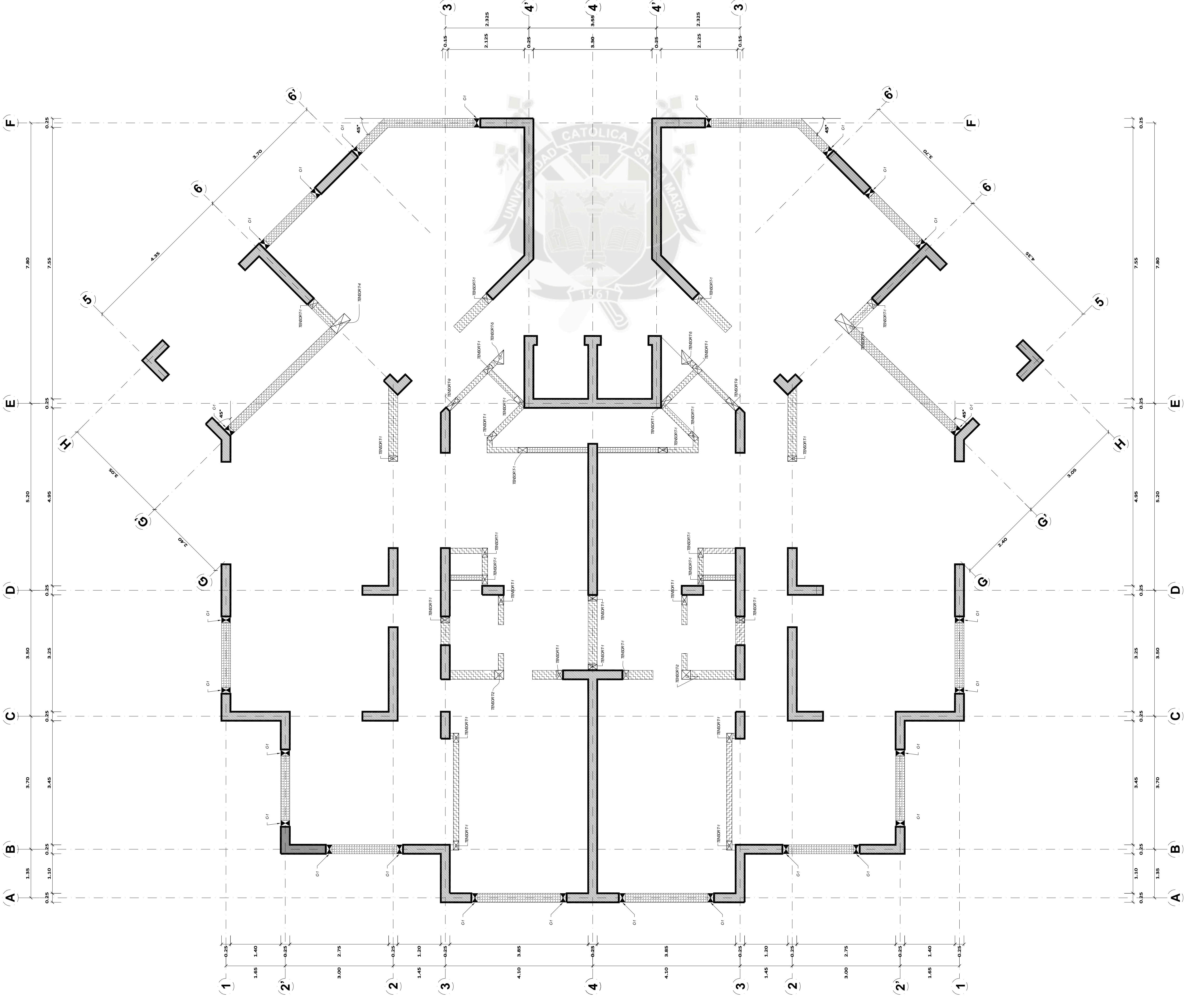
LEYENDA

	Muros de Corte Estructurales
	Tabiquería de Ladrillo Muro Alto
	Columneta de arrioste (Muro bajo)
	Columneta de arrioste (Muro alto)

	C-1
	ESTRIBOS
	TENSORES

TENSOR 01		ESTRIBOS	T-1
TENSOR 02		TENSORES	T-2
TENSOR 03		ESTRIBOS	T-3
TENSOR 04		TENSORES	T-4
TENSOR 05		ESTRIBOS	T-5
TENSOR 06		TENSORES	T-6
TENSOR 07		ESTRIBOS	T-7
TENSOR 08		TENSORES	T-8
TENSOR 09		ESTRIBOS	T-9





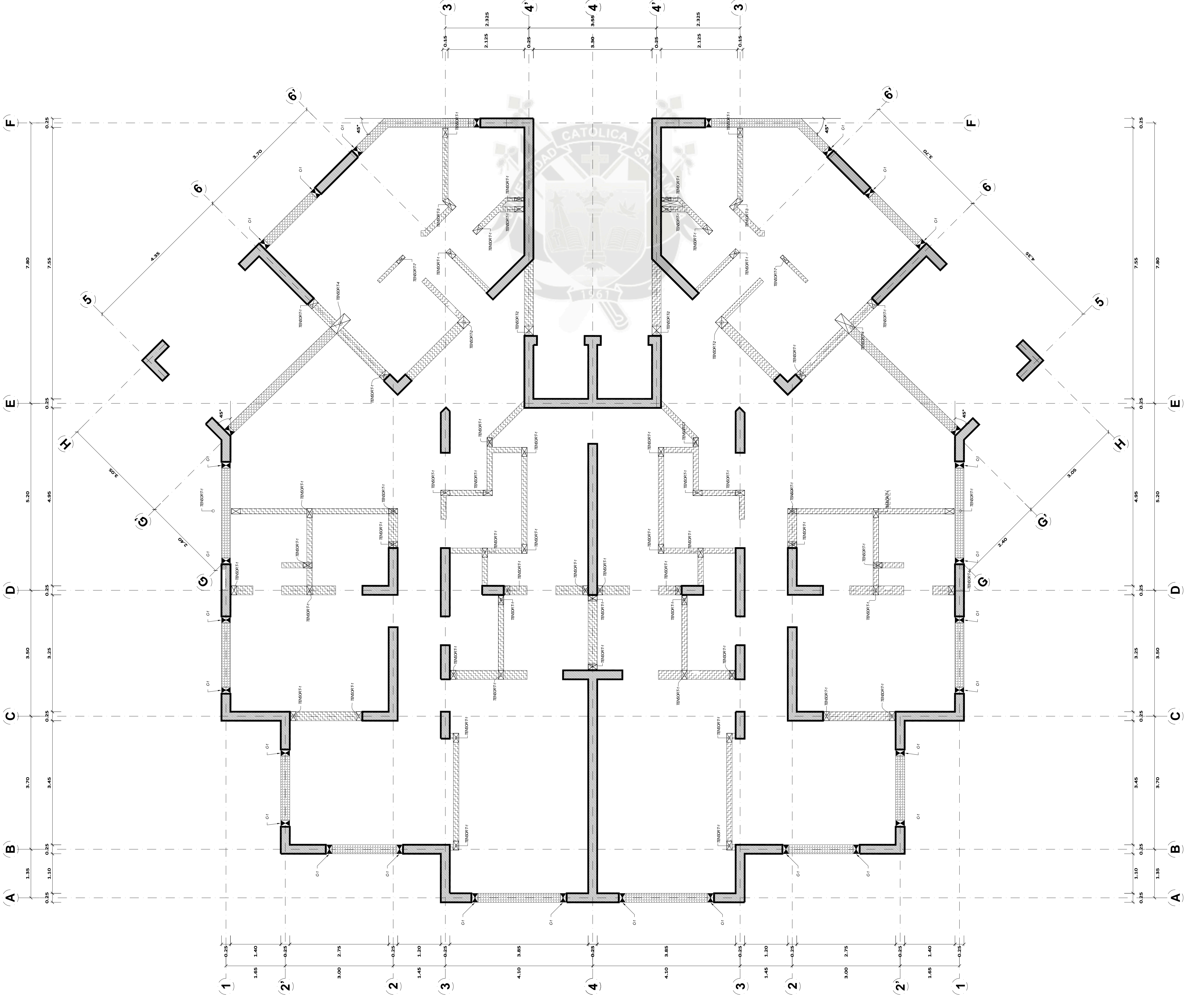
LEYENDA

	Muros de Corte Estructurales
	Tabiquería de Ladrillo Muro Alto
	Columneta de arrioste (Muro bajo)
	Columneta de arrioste (Muro alto)

	C-1
	ESTRIBOS TENSOR

TENSOR 01	
TENSOR 02	
TENSOR 03	
TENSOR 04	
TENSOR 05	
TENSOR 06	
TENSOR 07	
TENSOR 08	
TENSOR 09	





LEYENDA

	Muros de Corte Estructurales
	Tabiquería de Ladrillo Muro Alto
	Columneta de arrioste (Muro bajo)
	Columneta de arrioste (Muro alto)

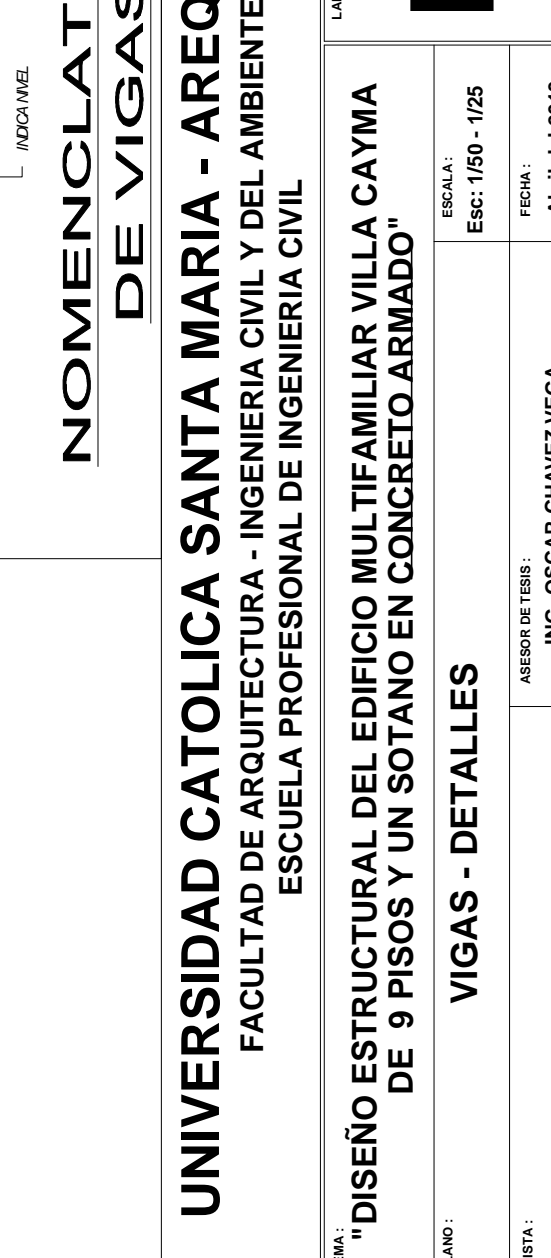
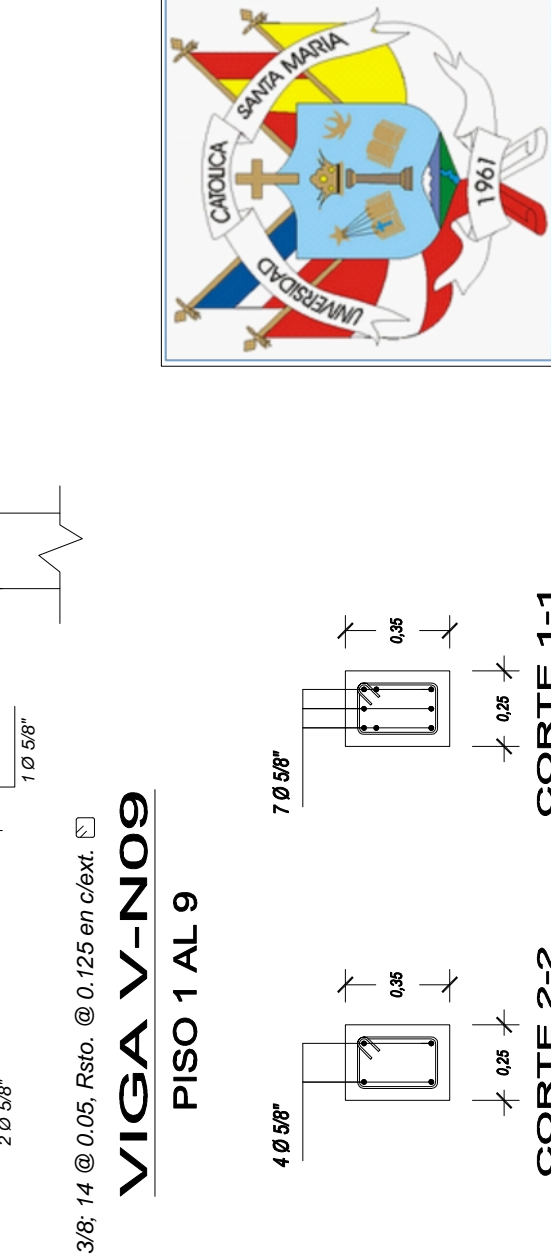
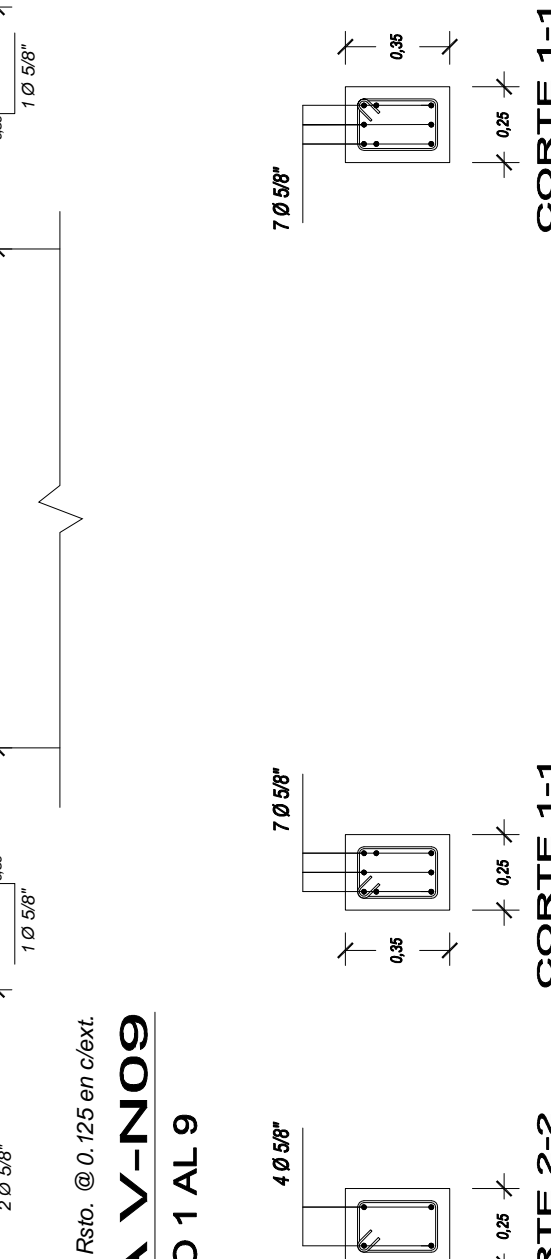
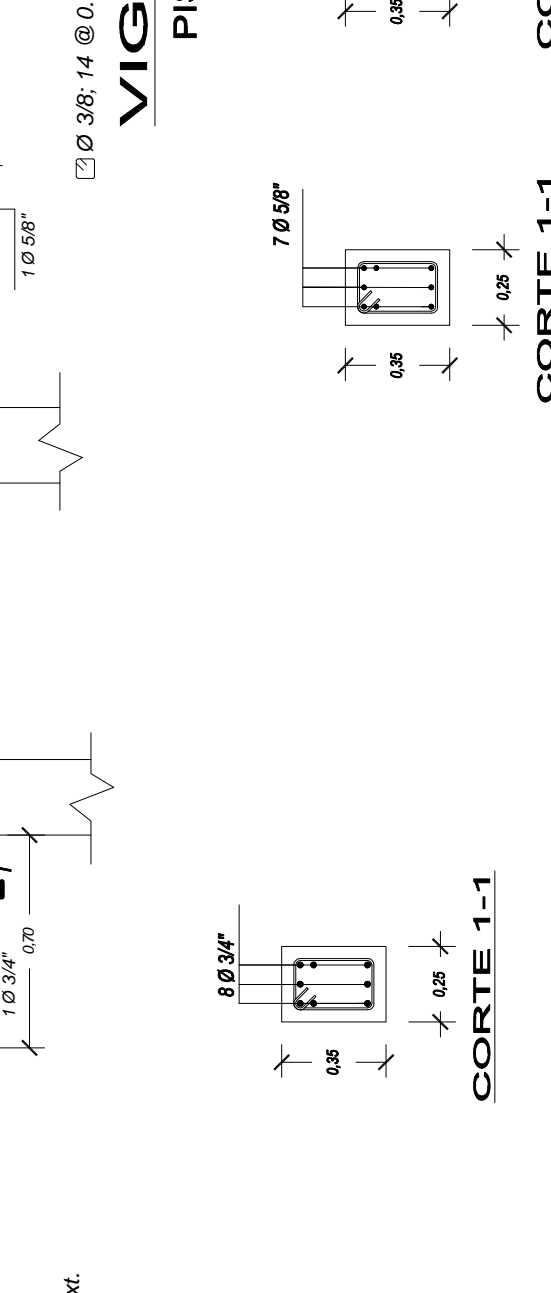
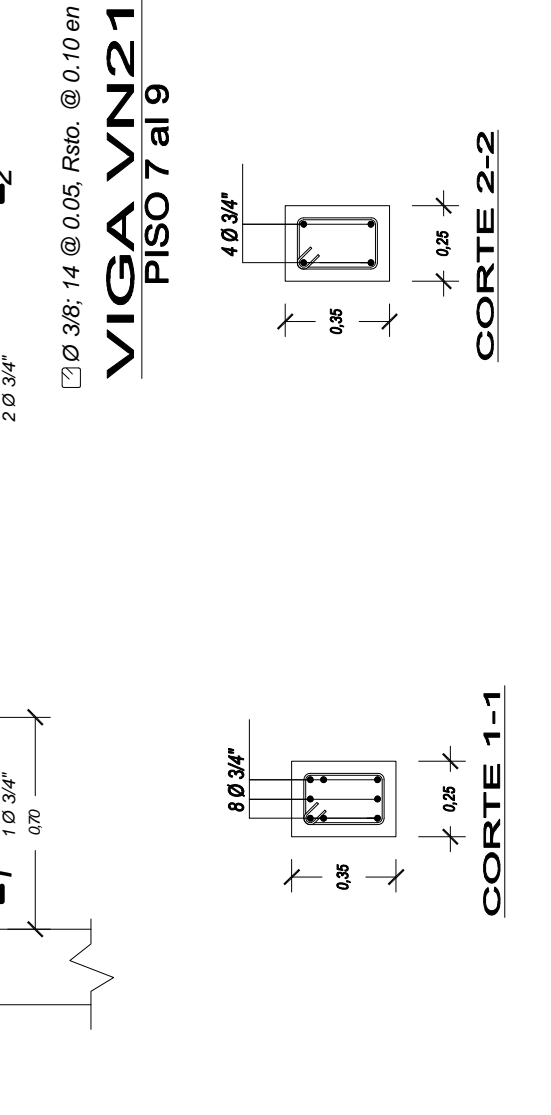
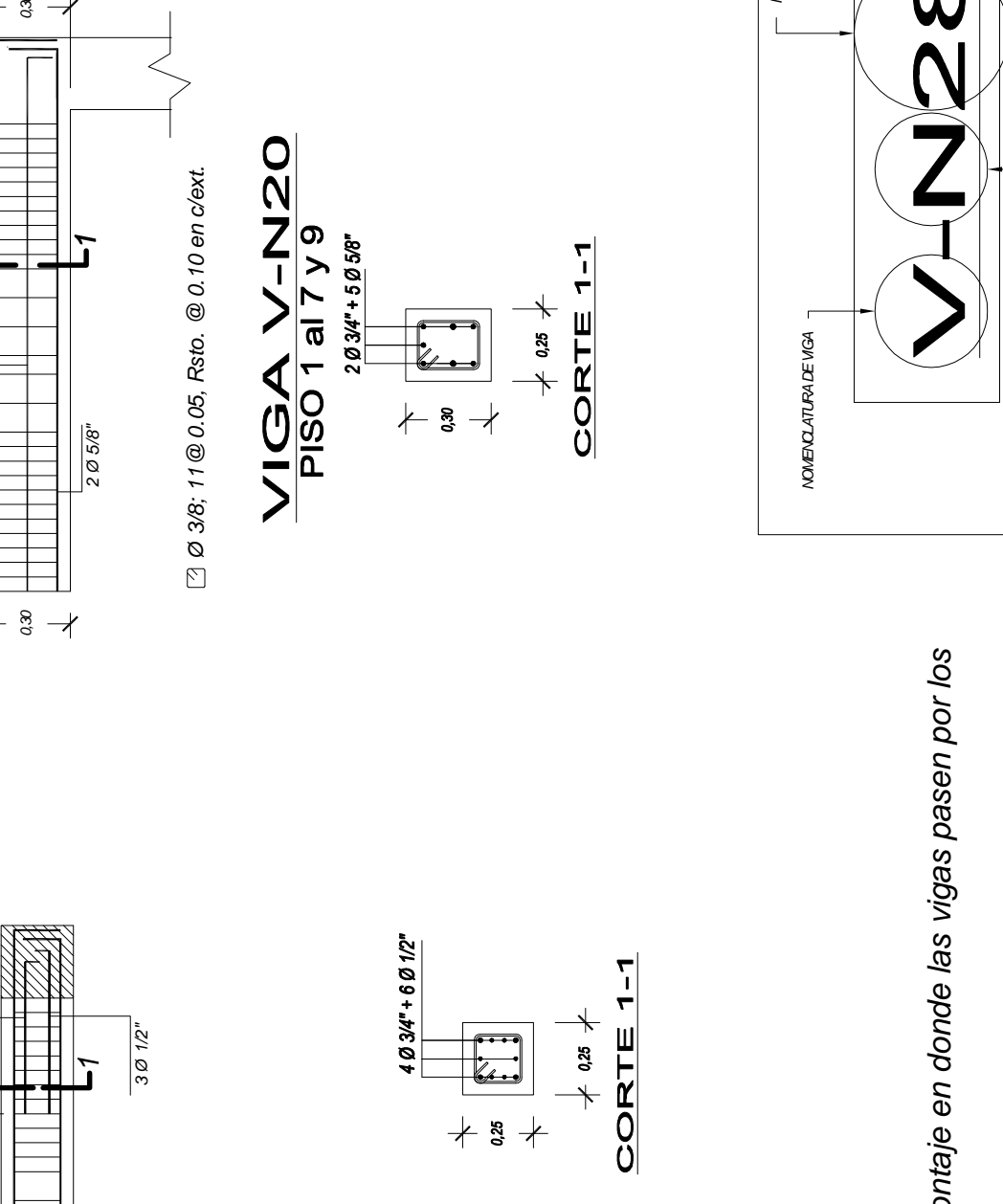
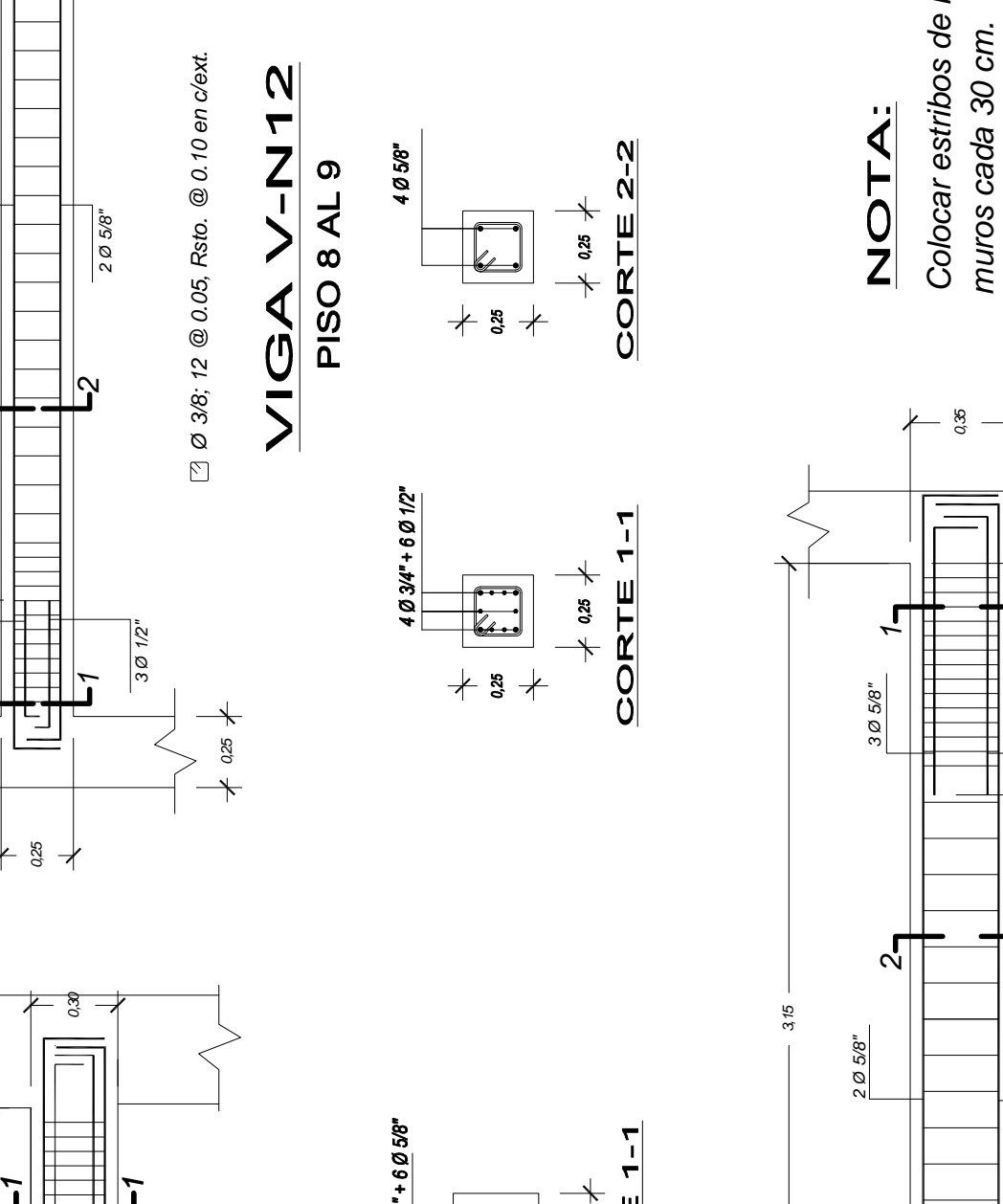
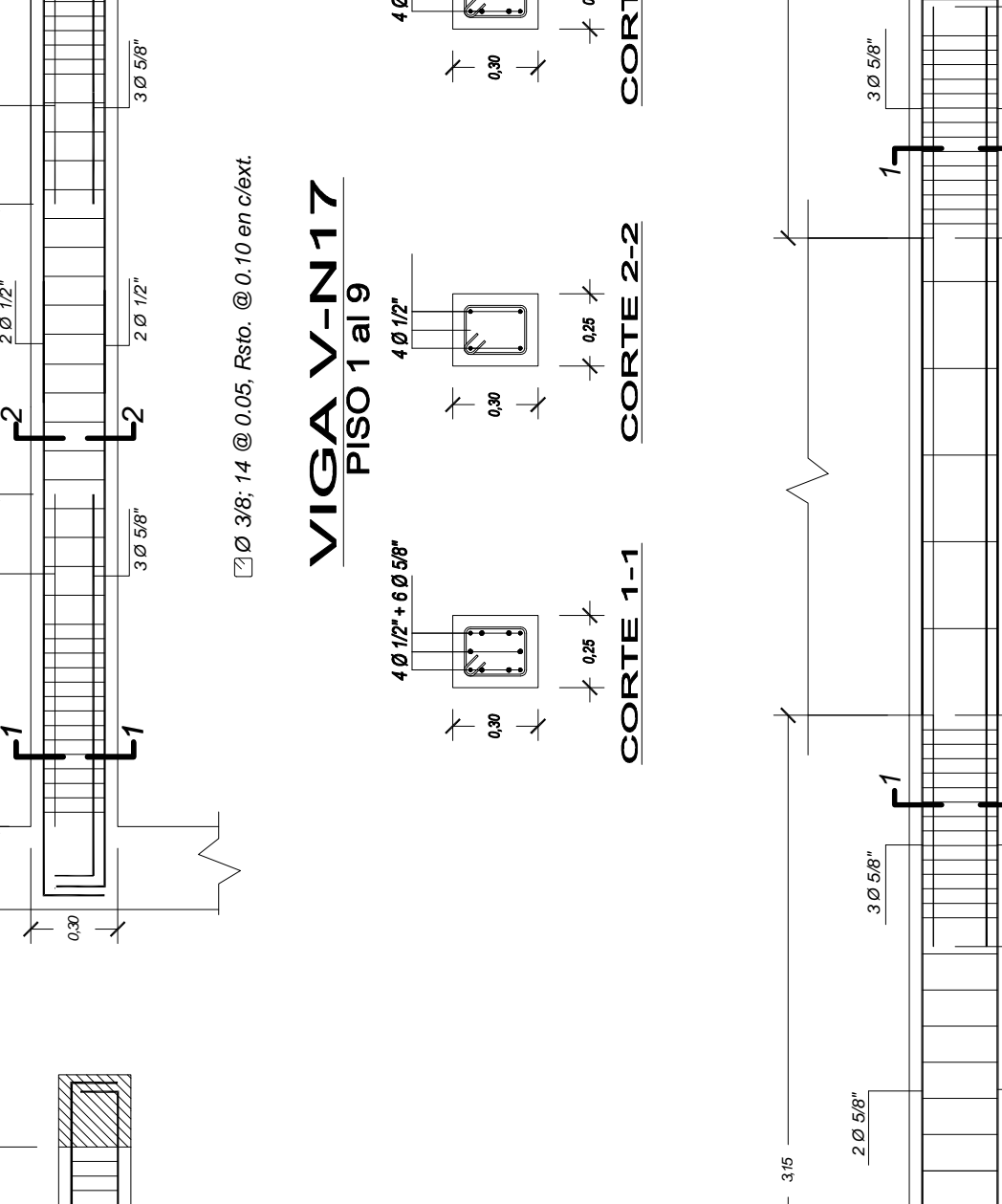
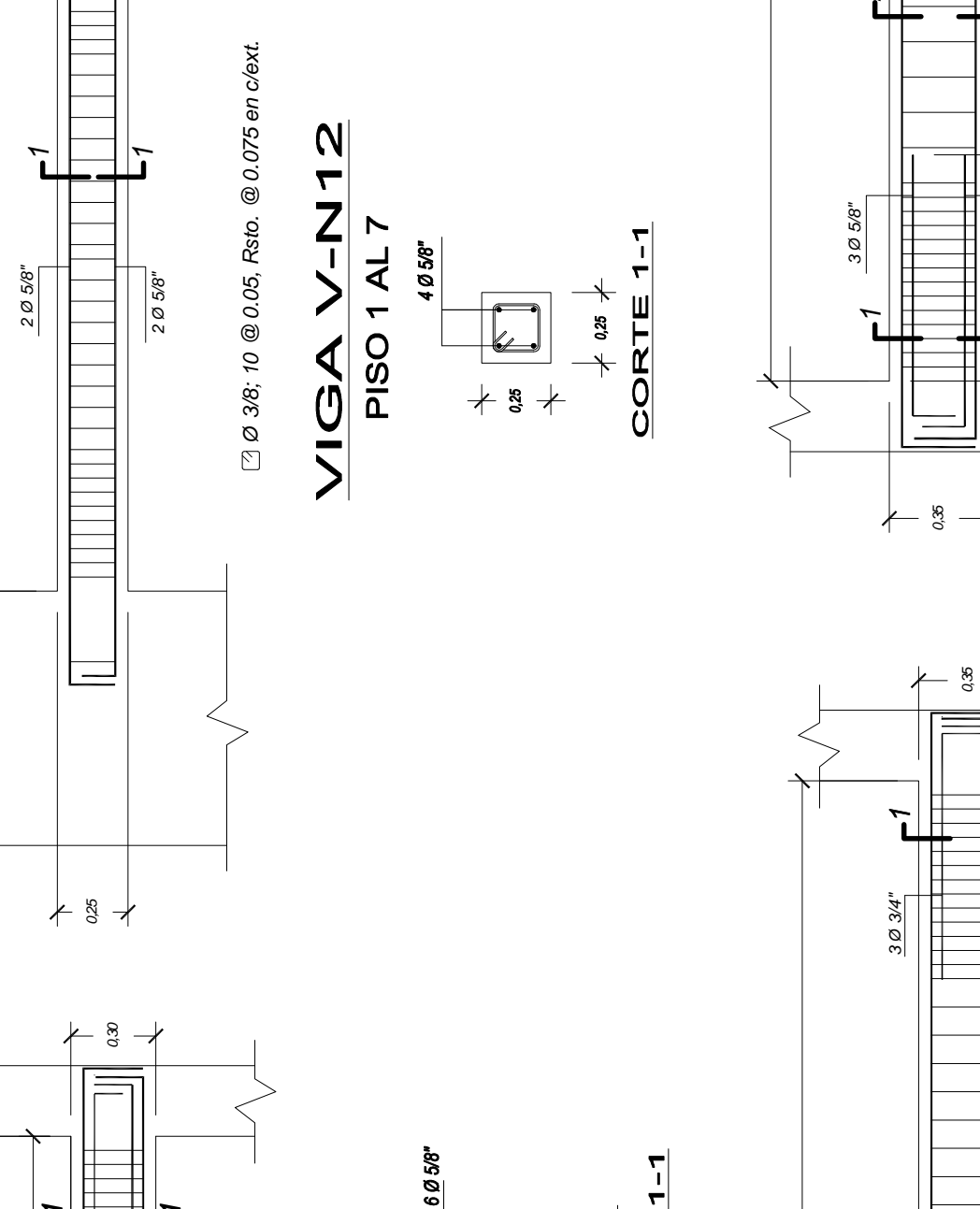
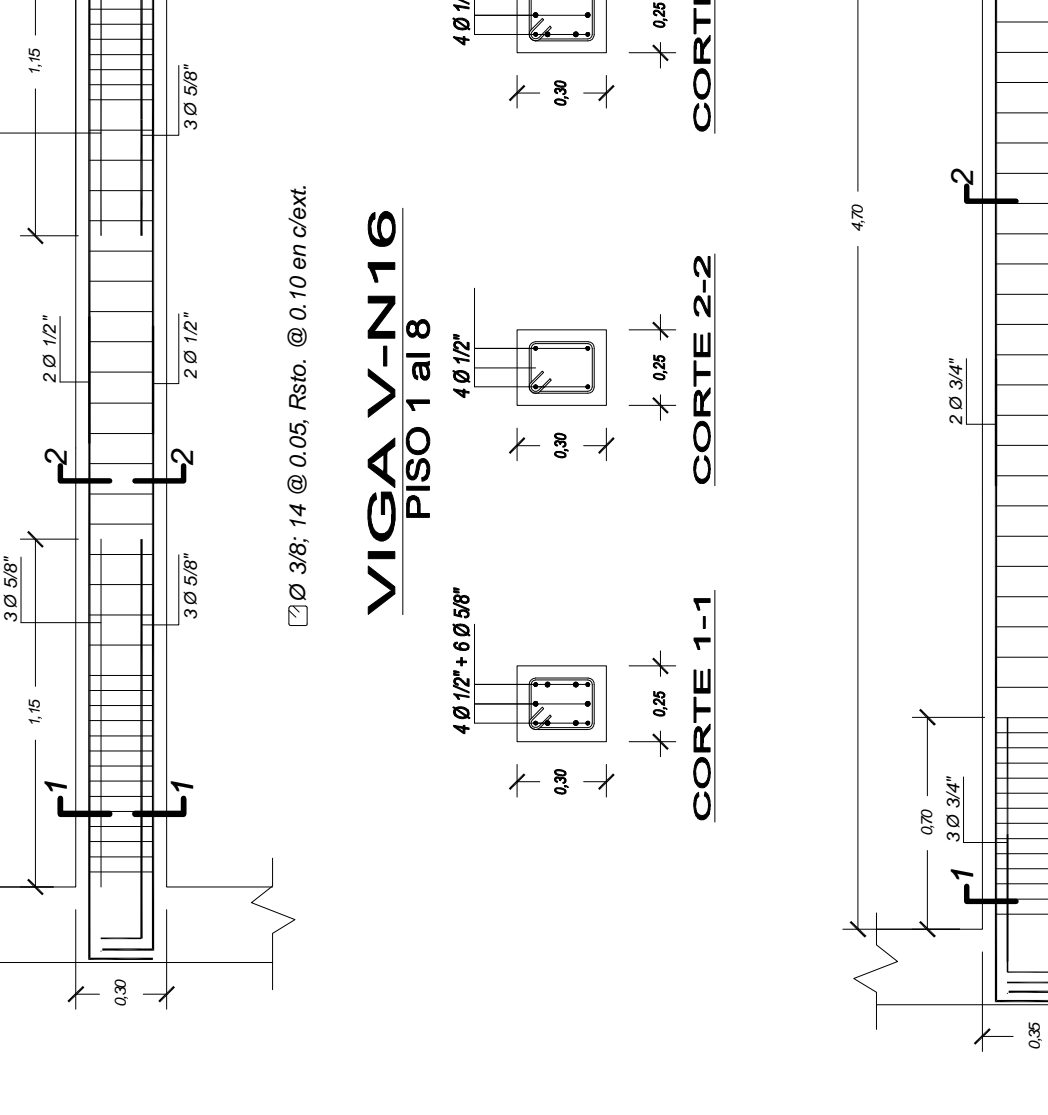
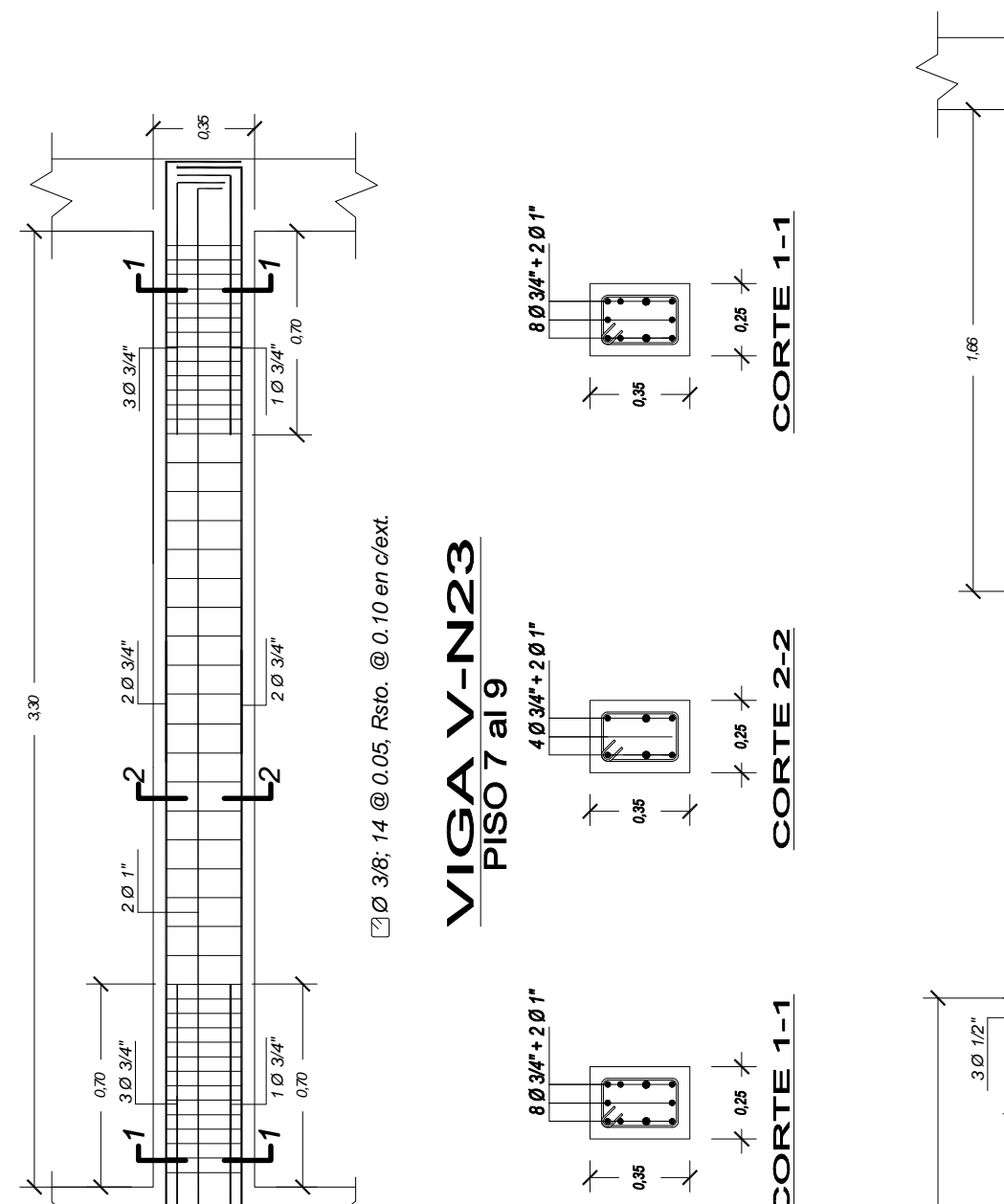
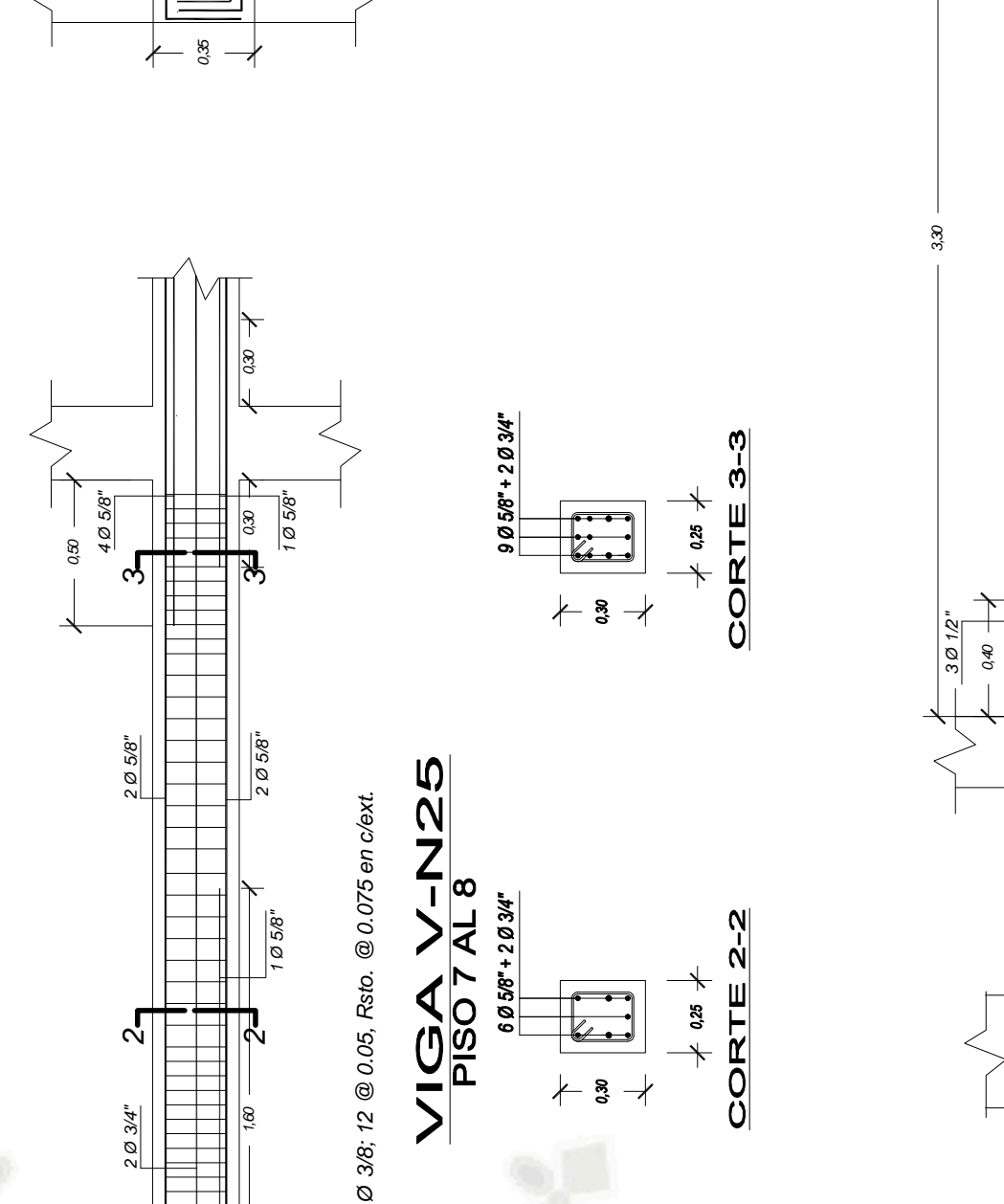
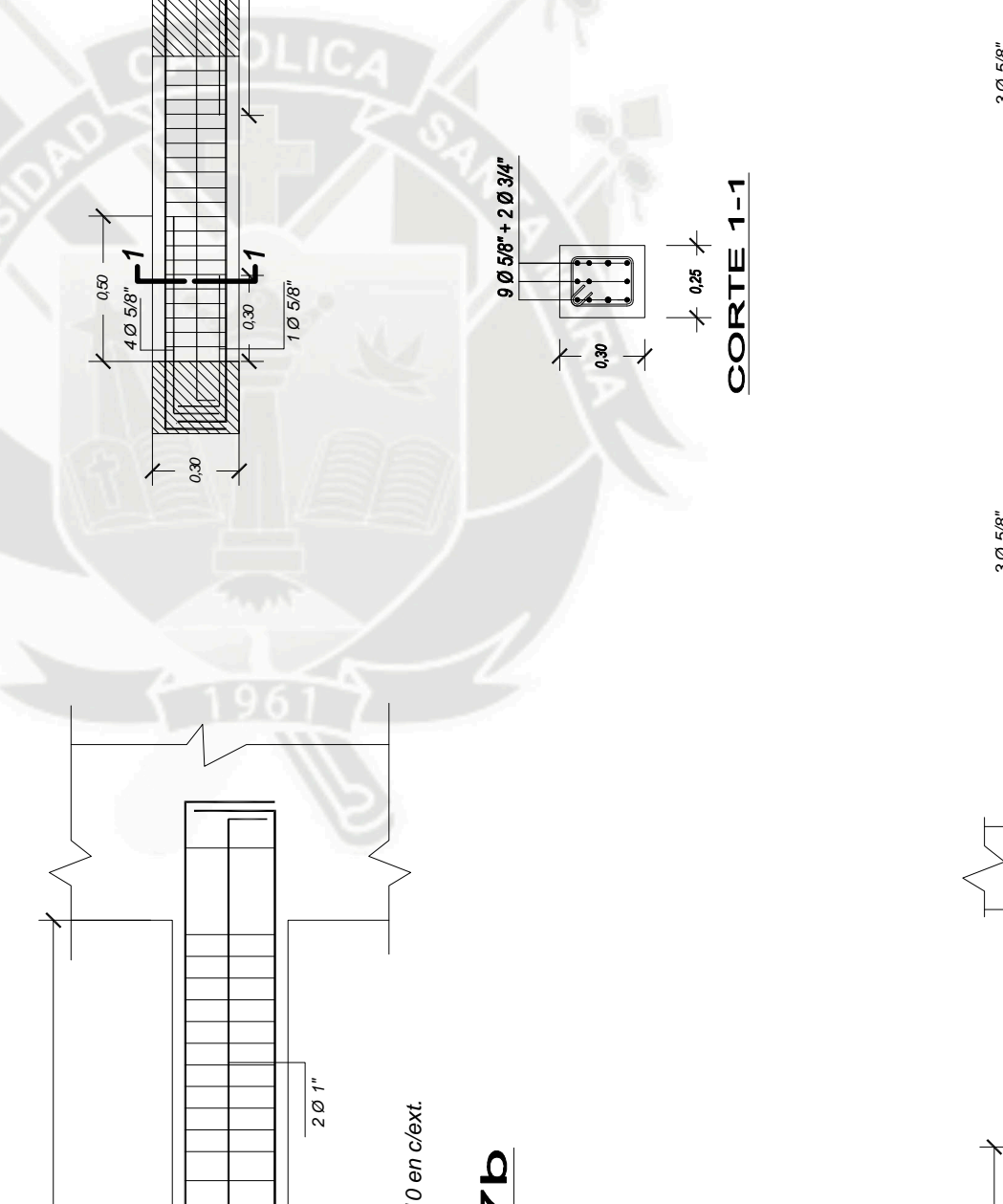
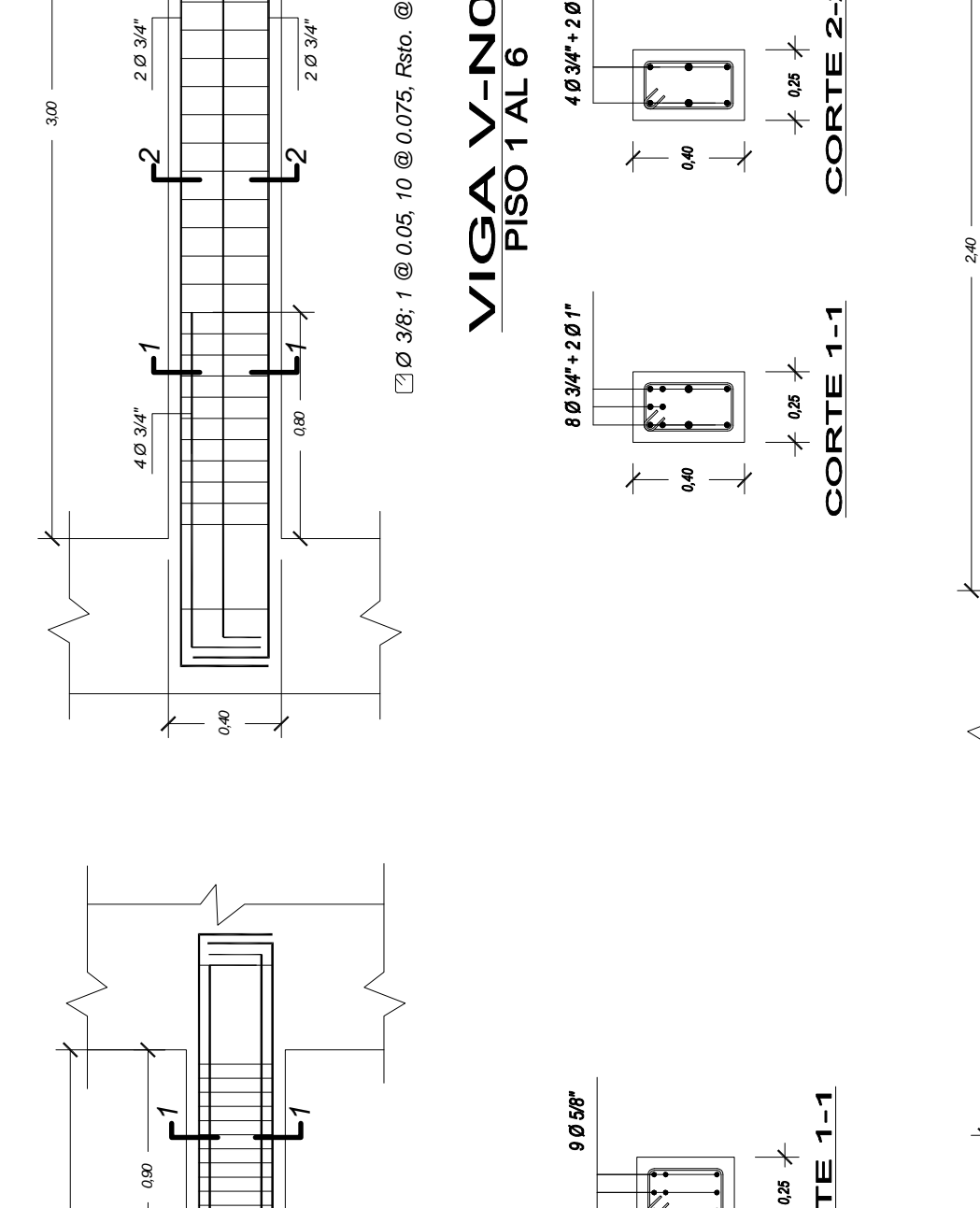
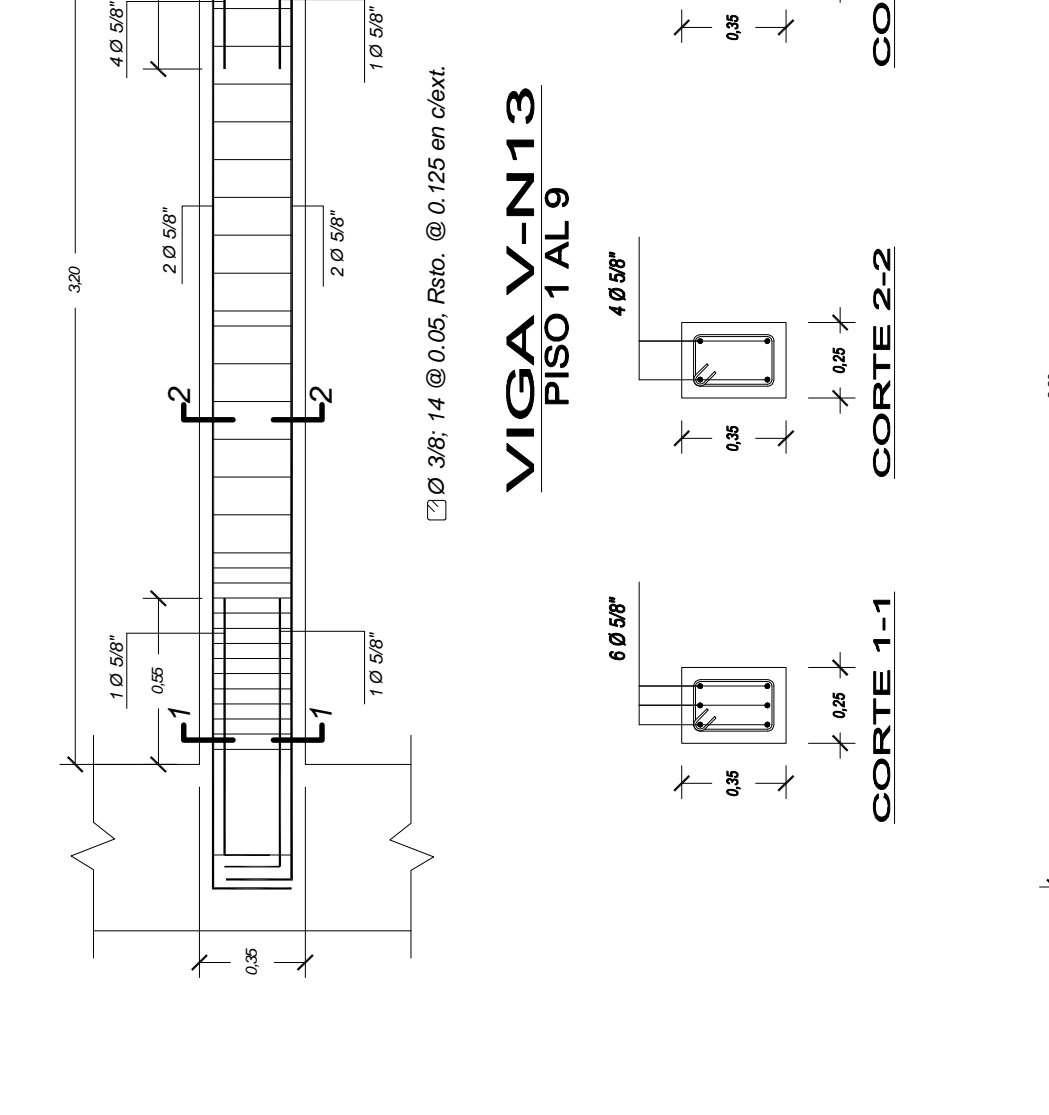
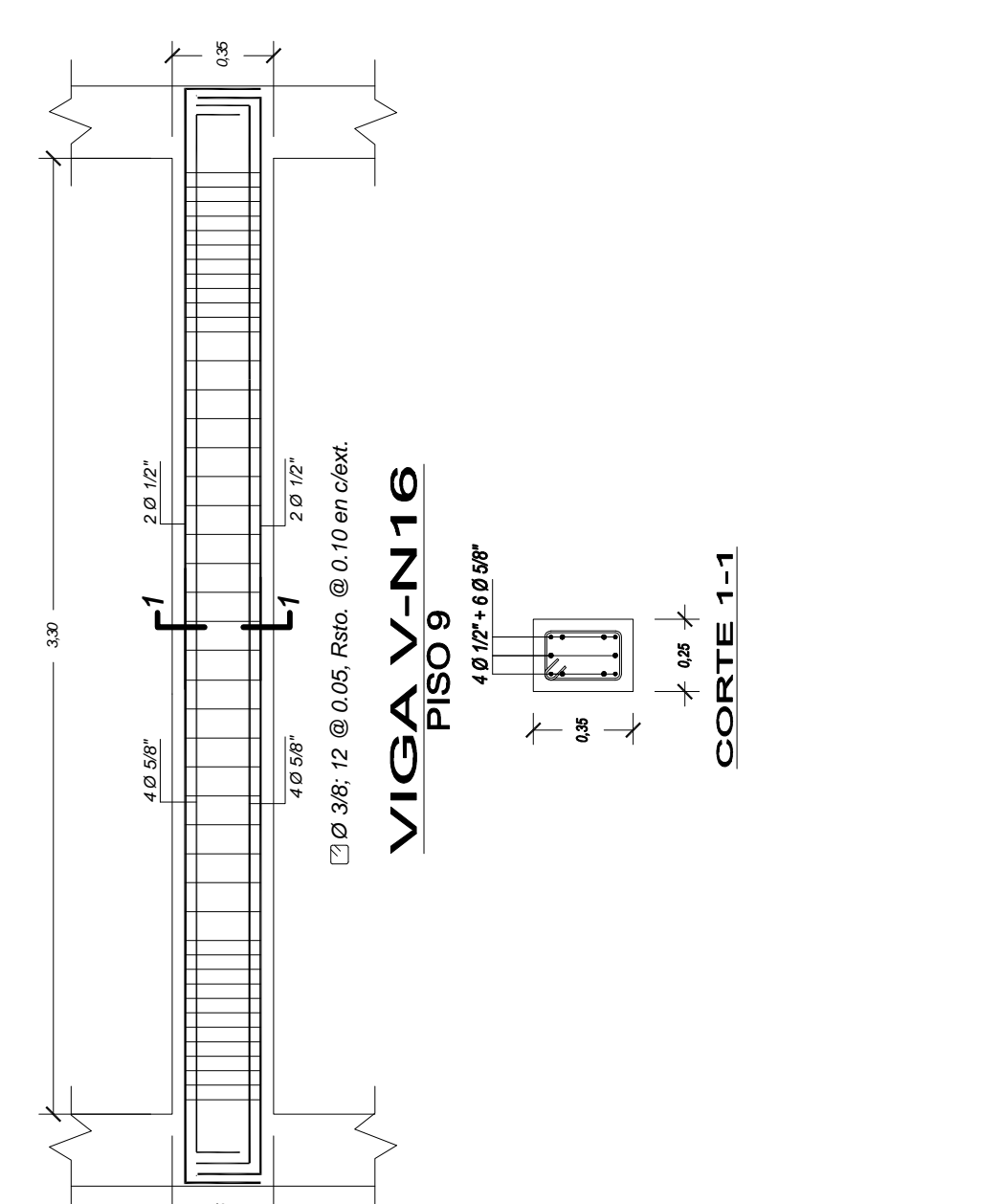
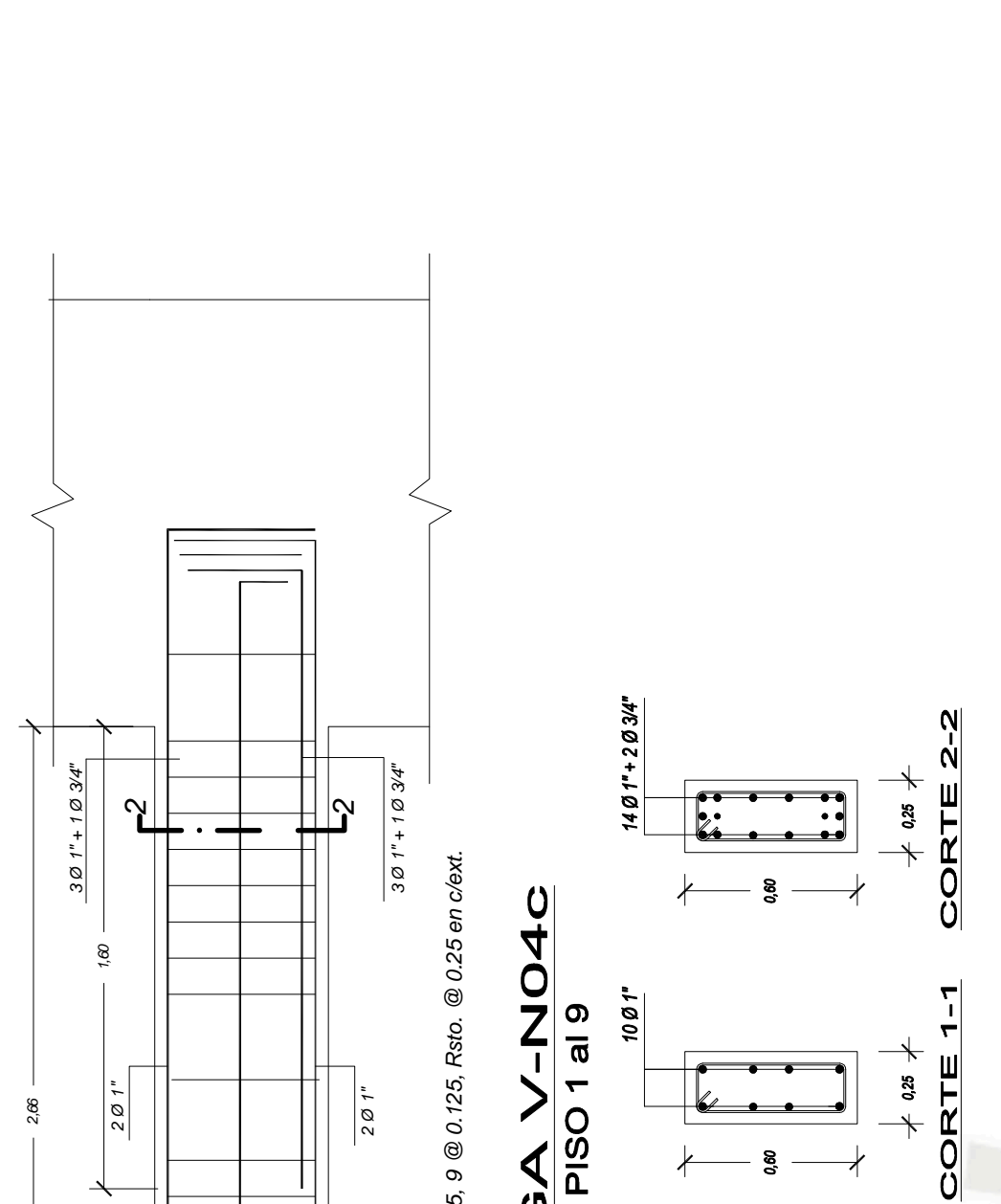
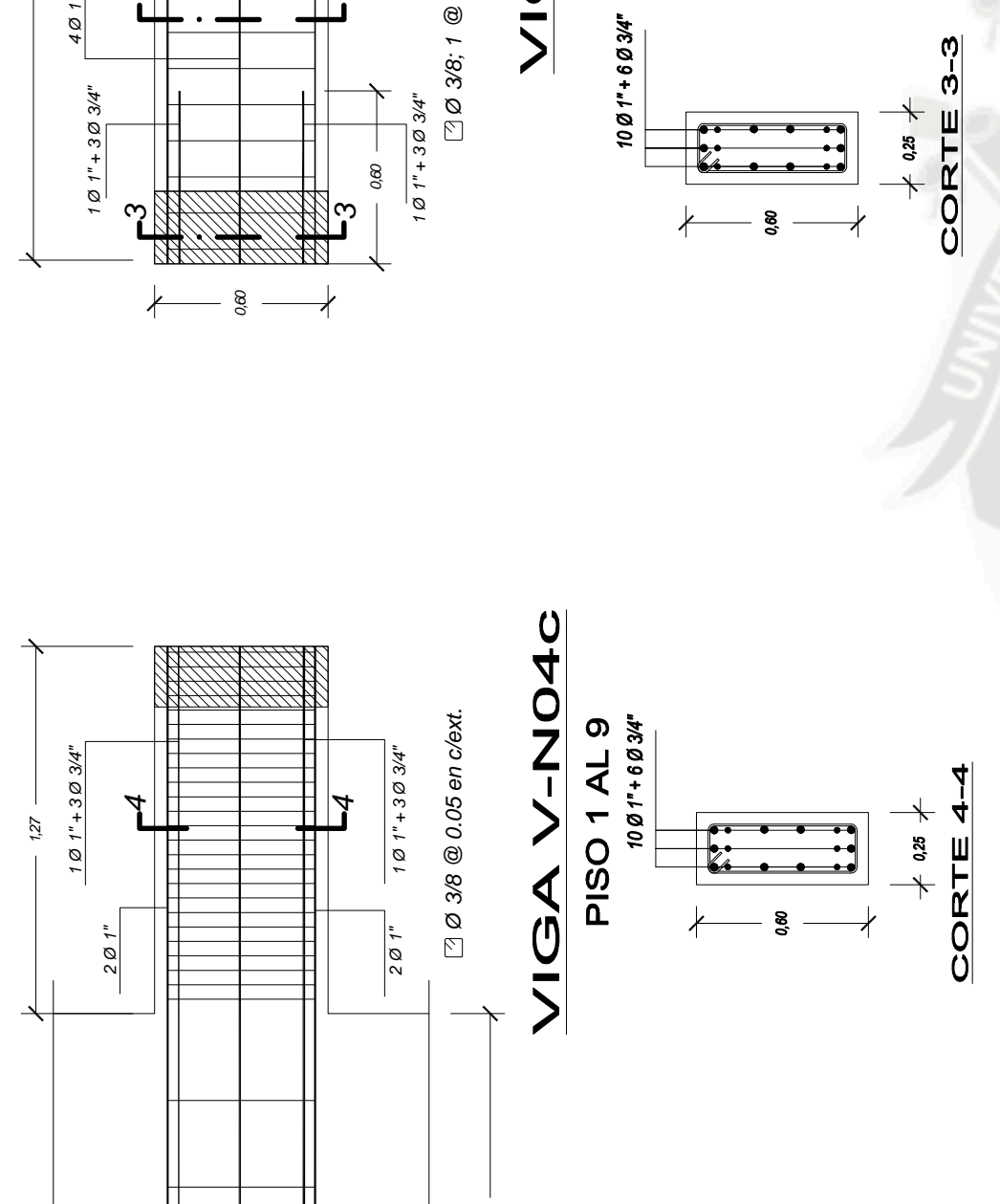
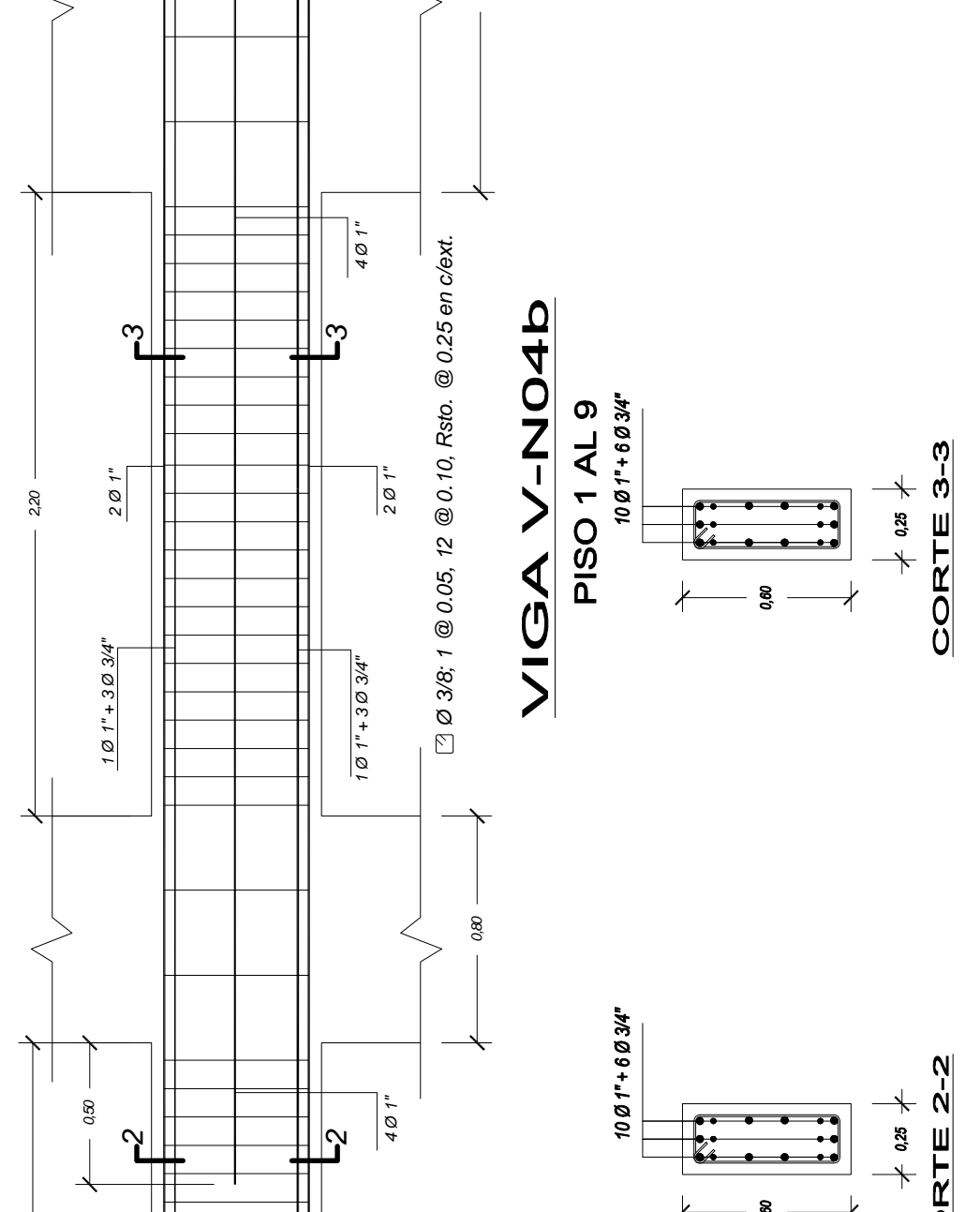
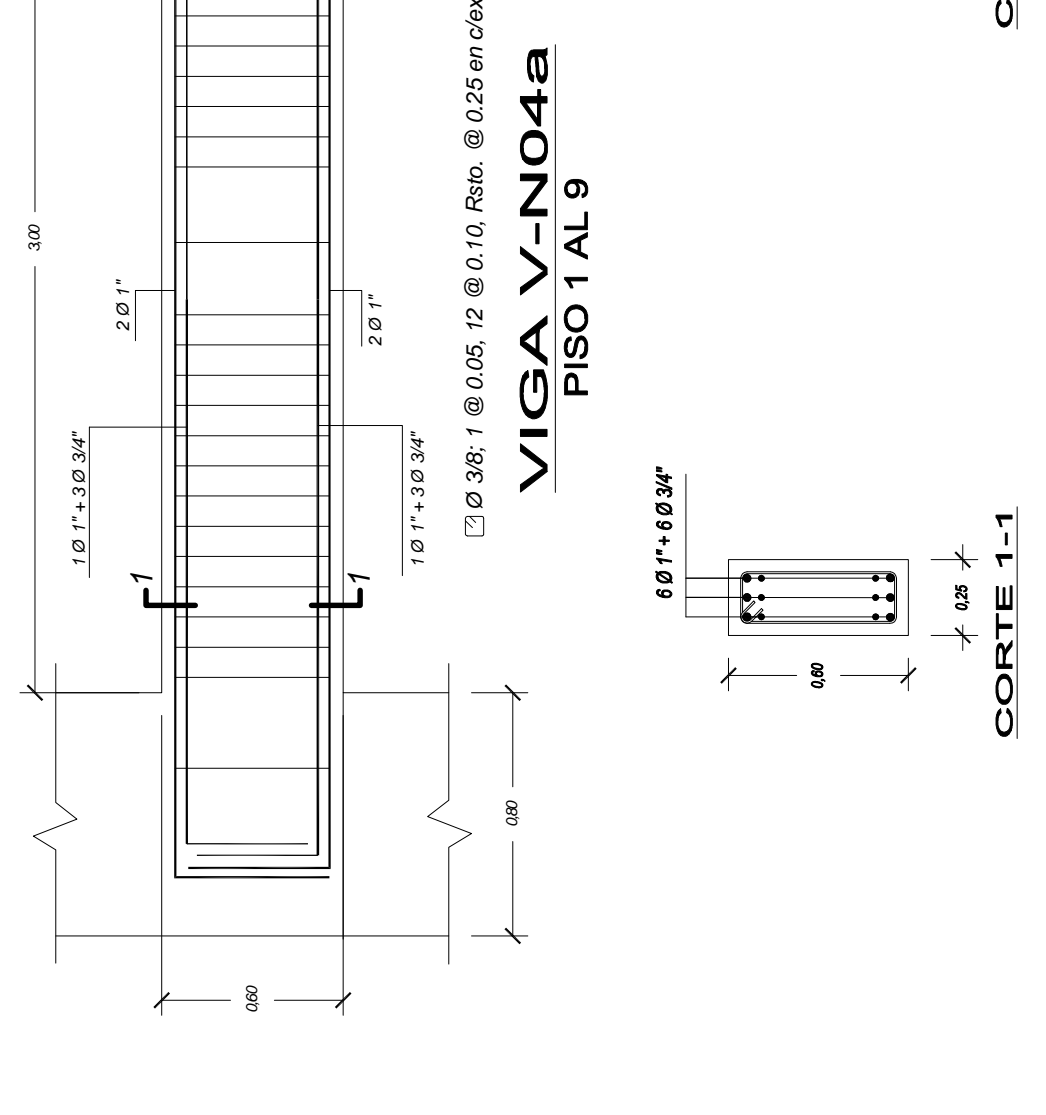
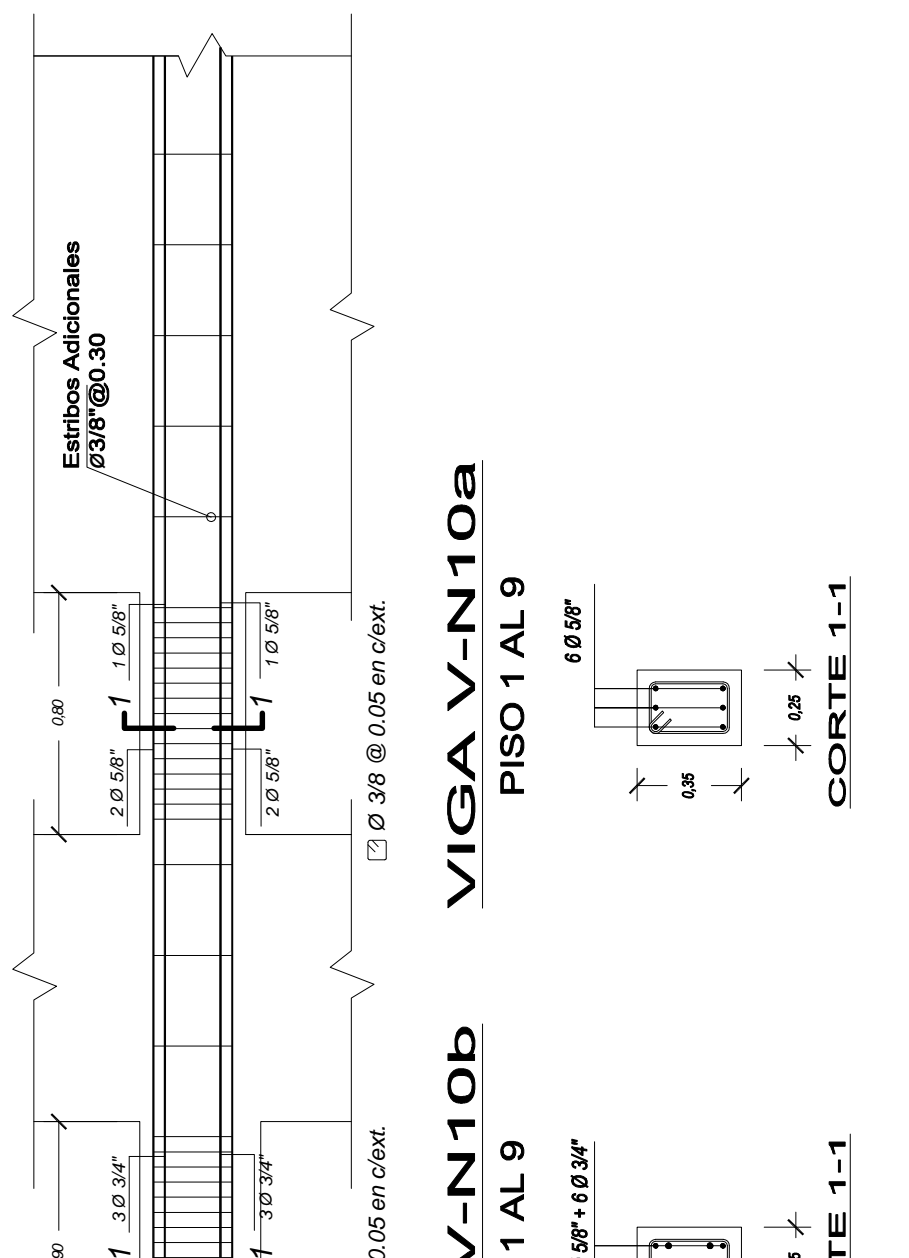
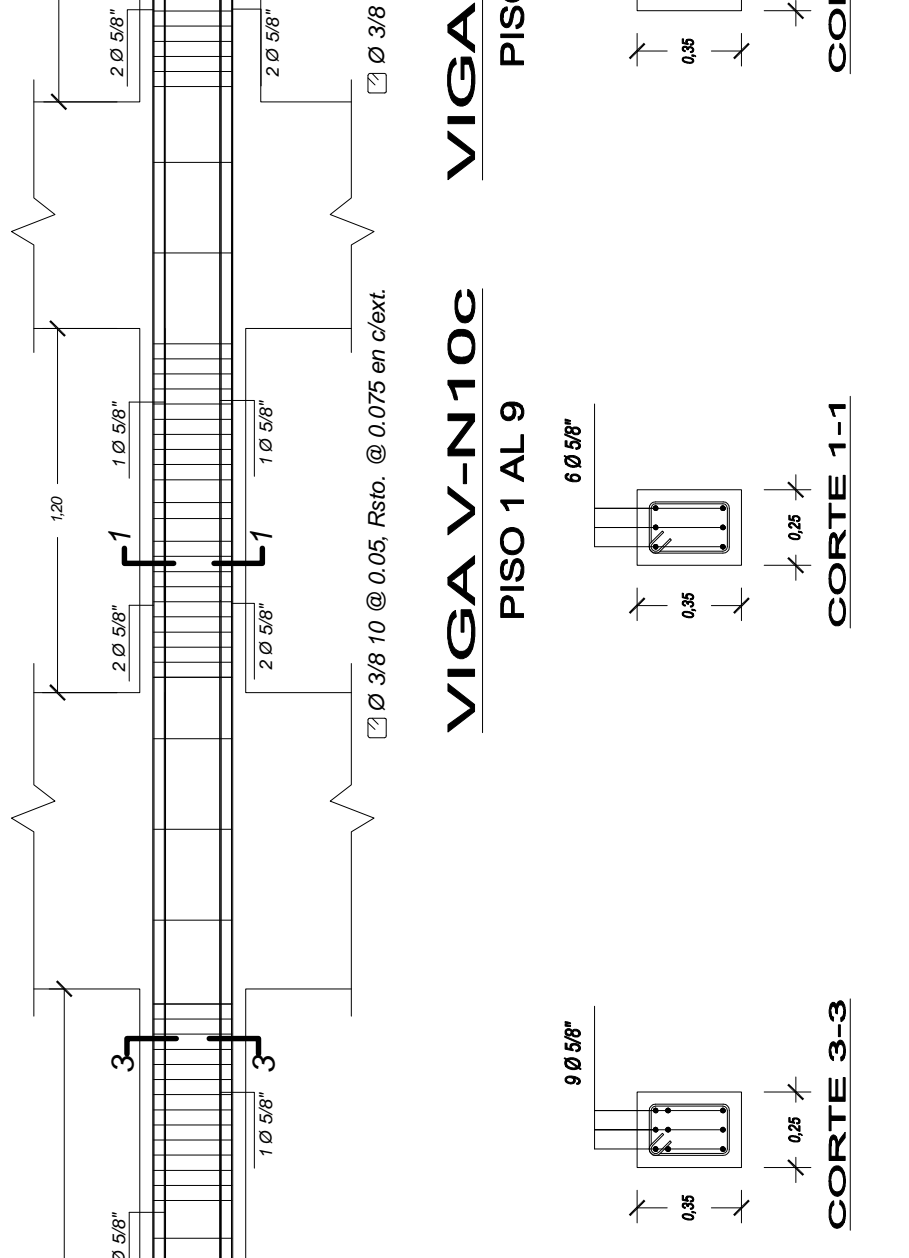
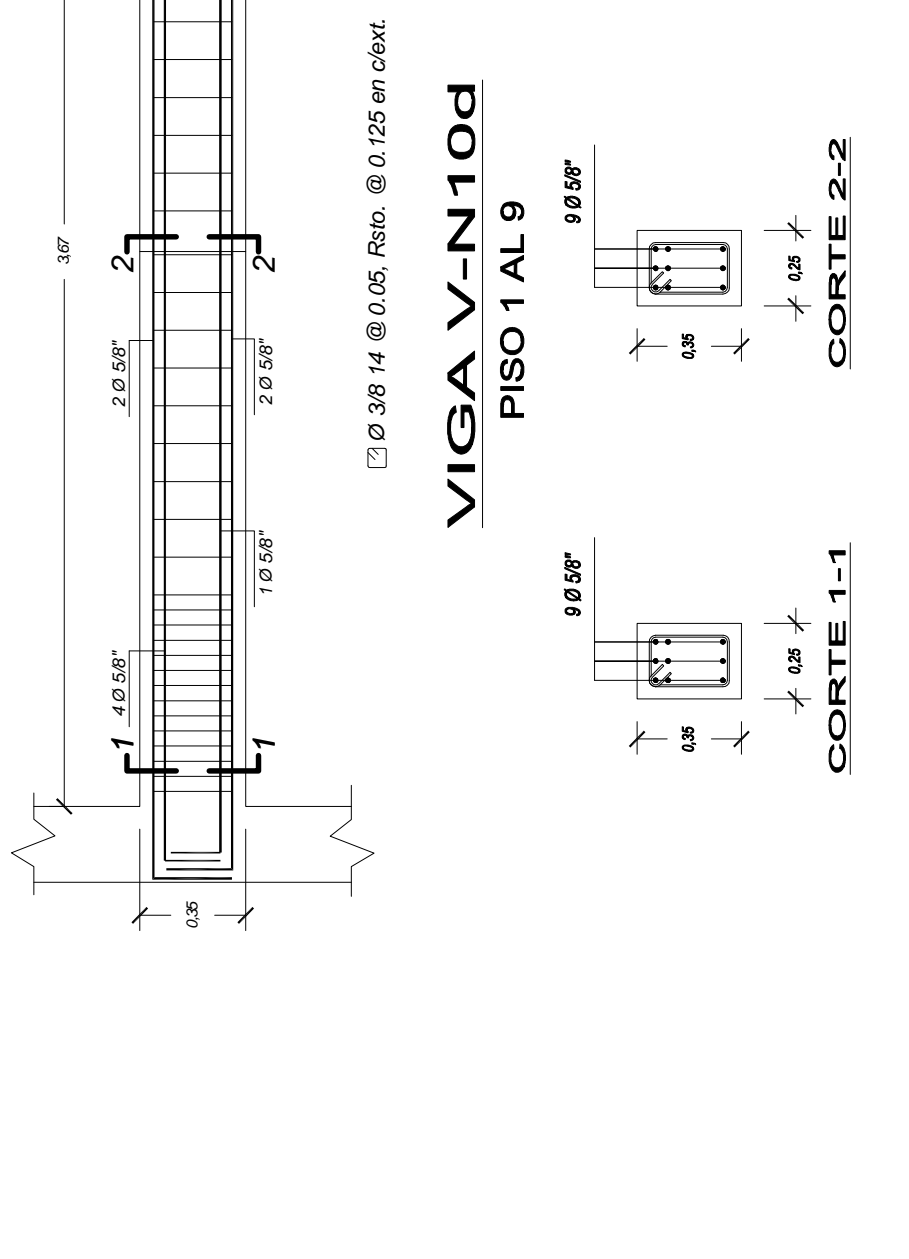
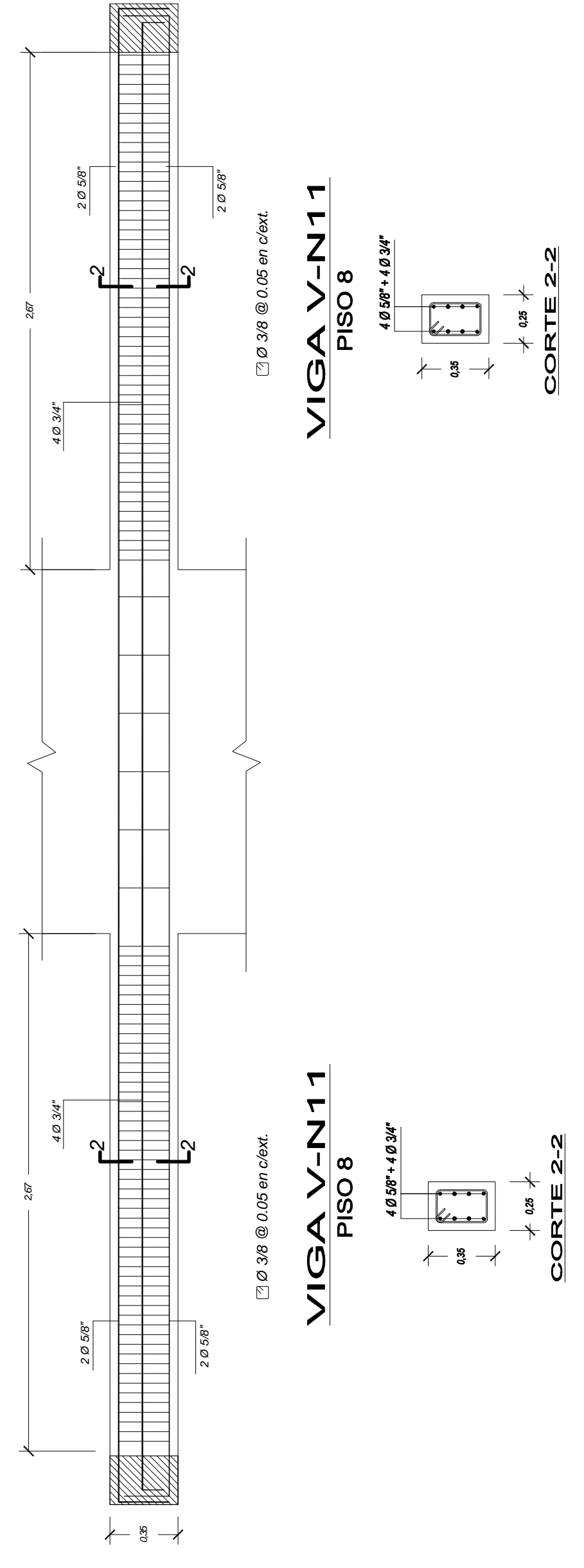
DE ARIOSTRE

	COLUMNETA
	TENSOR

C-1

TENSOR 01	
TENSOR 02	
TENSOR 03	
TENSOR 04	
TENSOR 05	
TENSOR 06	
TENSOR 07	
TENSOR 08	
TENSOR 09	
TENSOR 10	





NOTA:
Colocar estribos de montaje en donde las vigas pasen por los muros cada 30 cm.

V-N28

NOMENCLATURA DE VIGAS

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA - AREQUIPA
FACULTAD DE ARQUITECTURA - INGENIERIA CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TITULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR VILLA CAYMA DE 9 PISOS Y UN SOTANO EN CONCRETO ARMADO"

PLANO: VIGAS - DETALLES

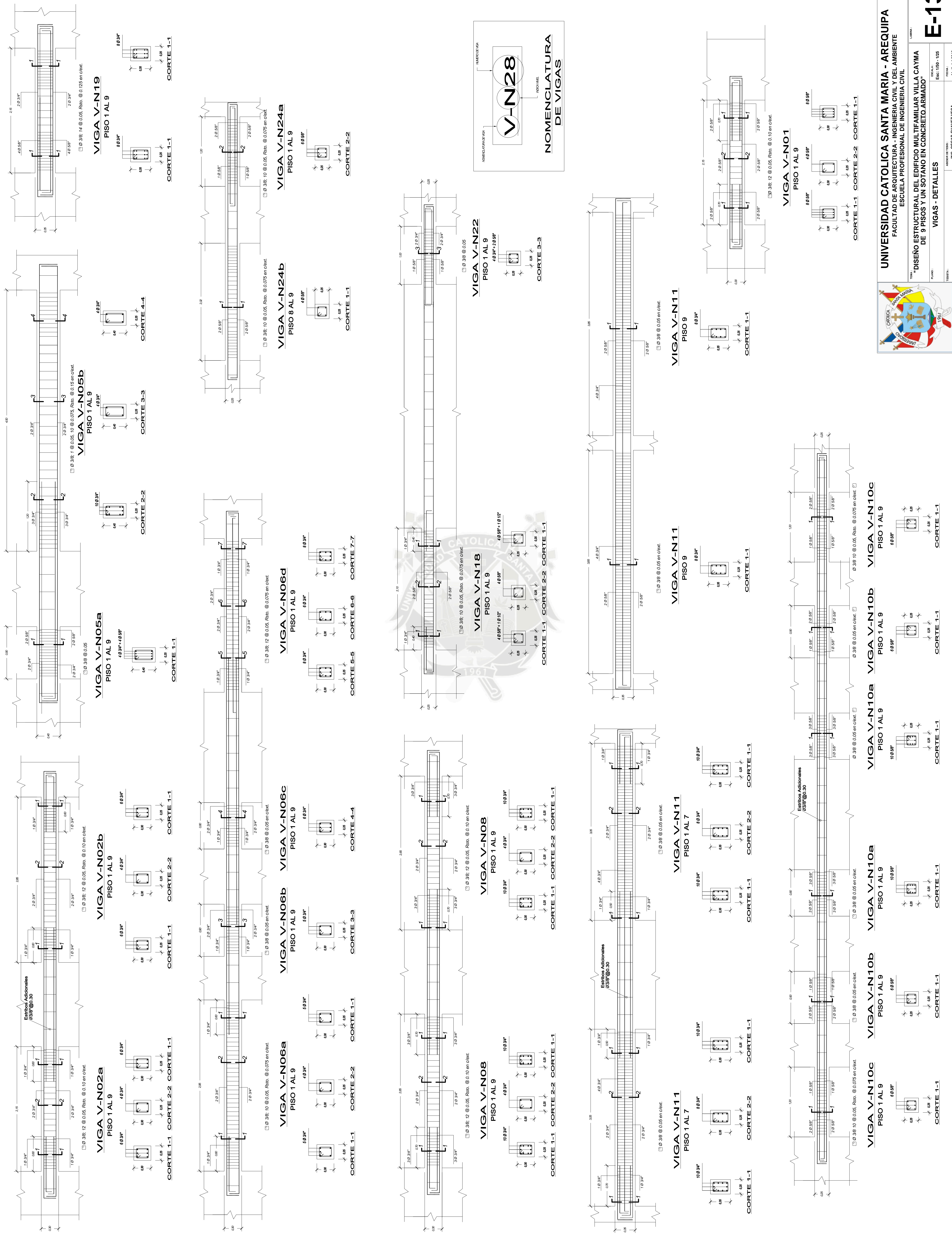
ESCALA: Efic: 1/50 - 1/25

FECHA: Abril del 2013

ING. OSCAR CHAVEZ VEGA

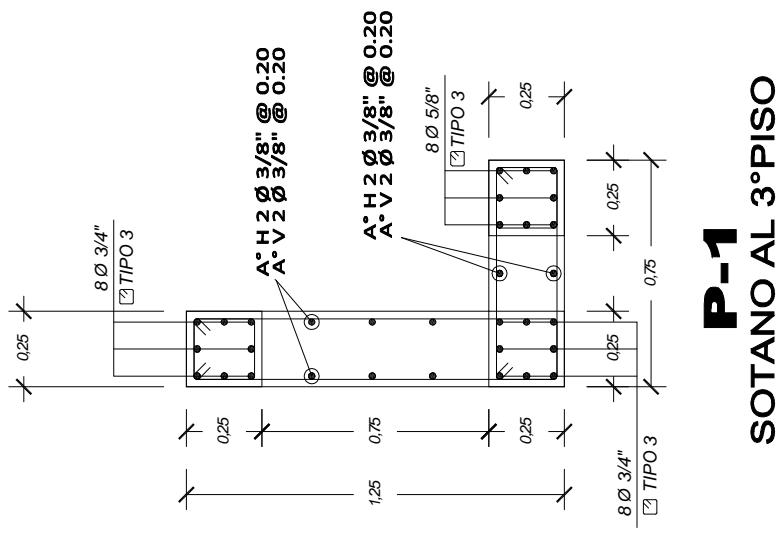
BACH. LUIS MIGUEL MEDINA DURAND



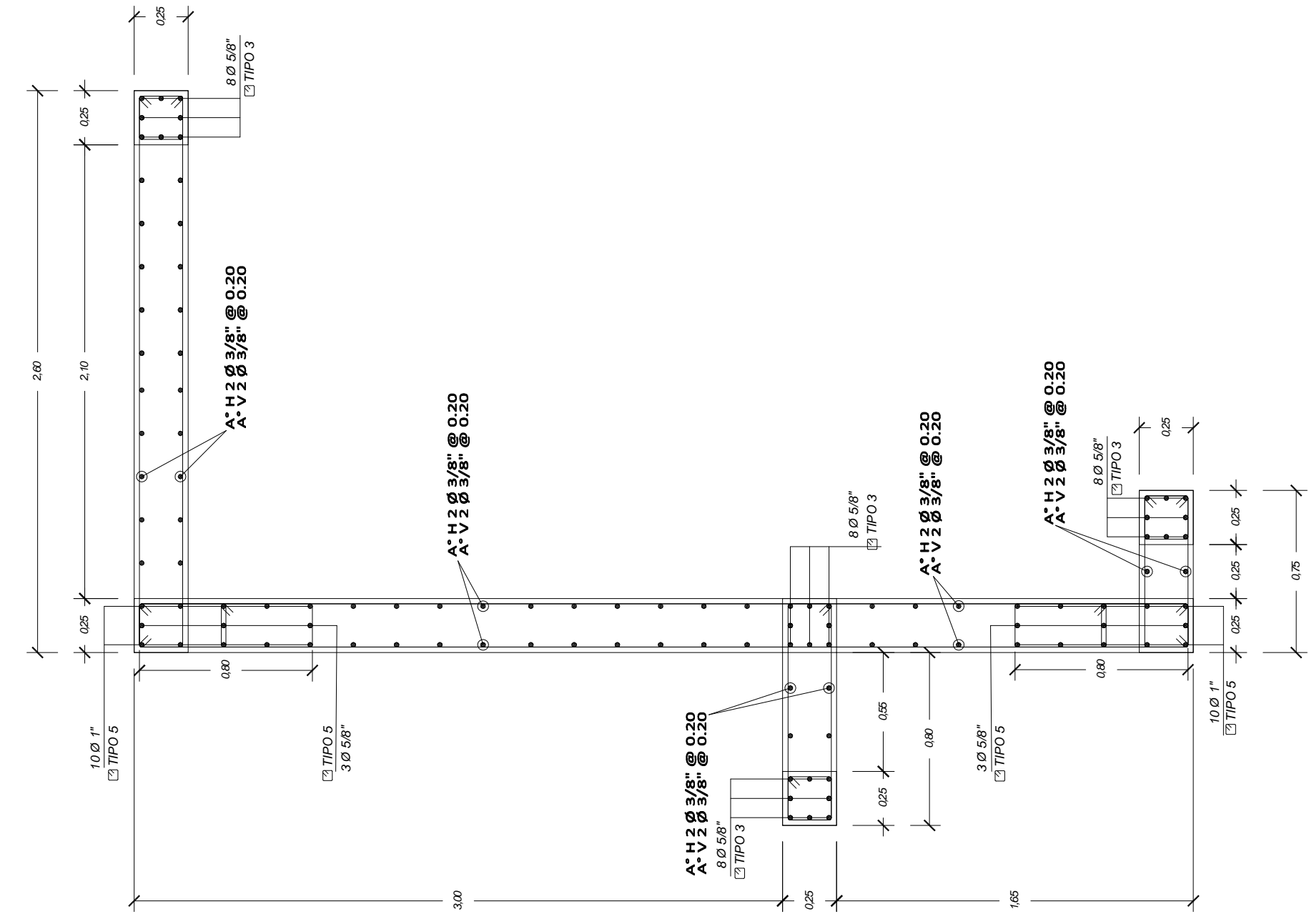


V-N28

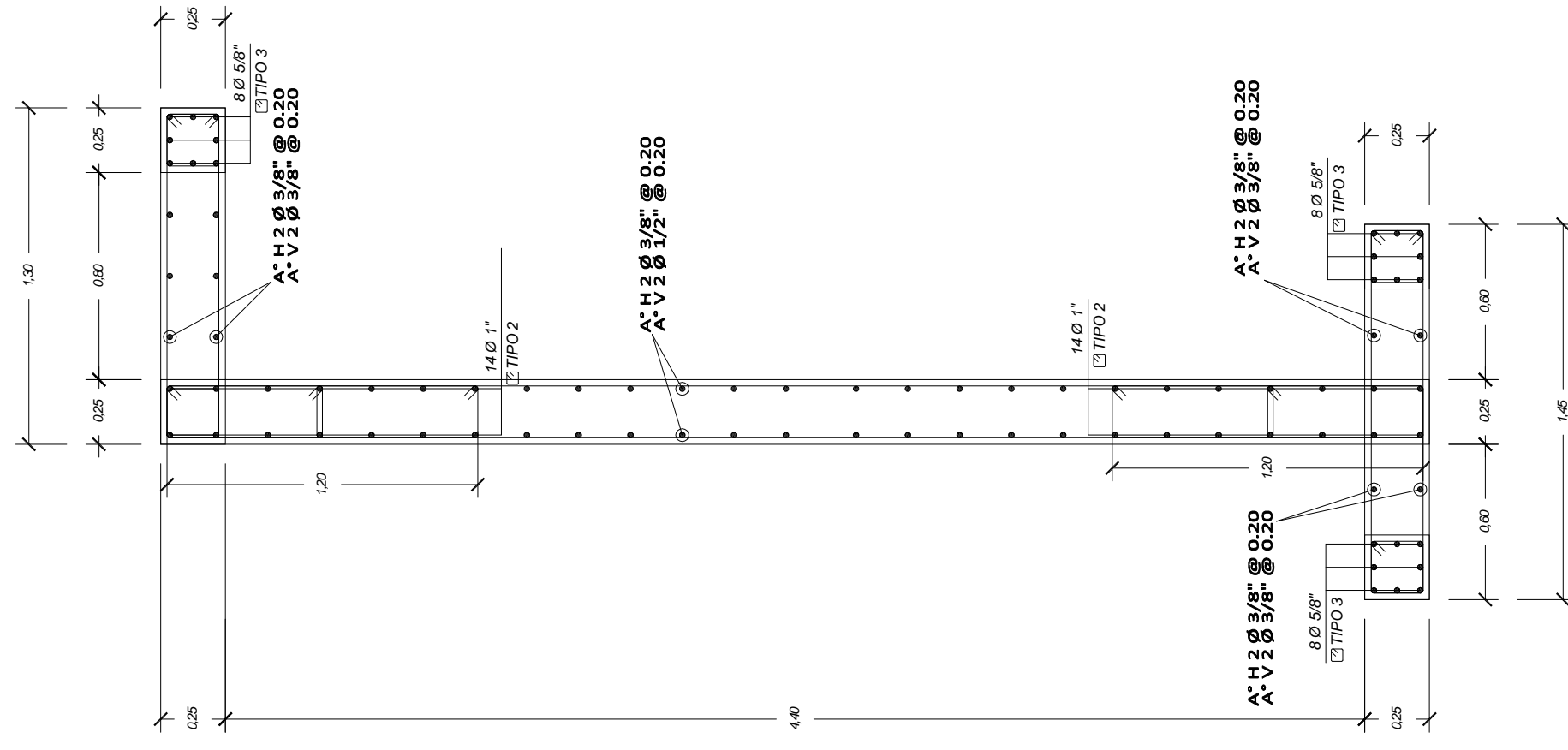
 Nomenclatura de Vigas



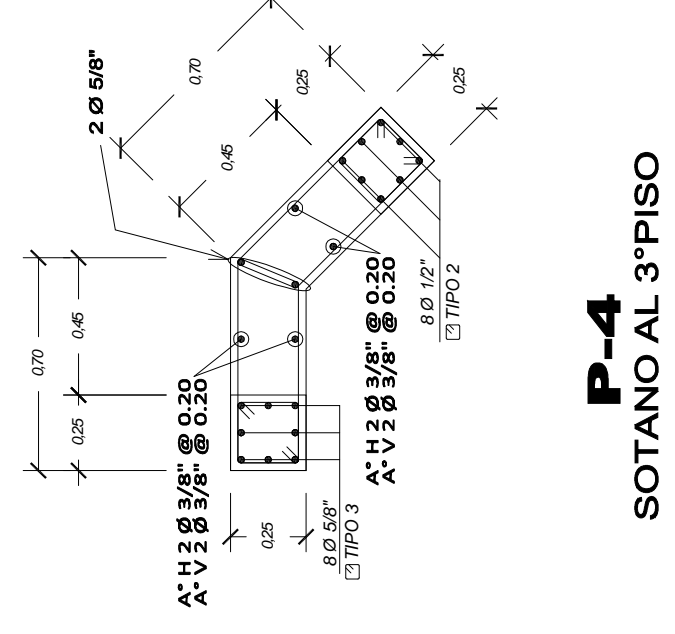
P-1
SOTANO AL 3° PISO



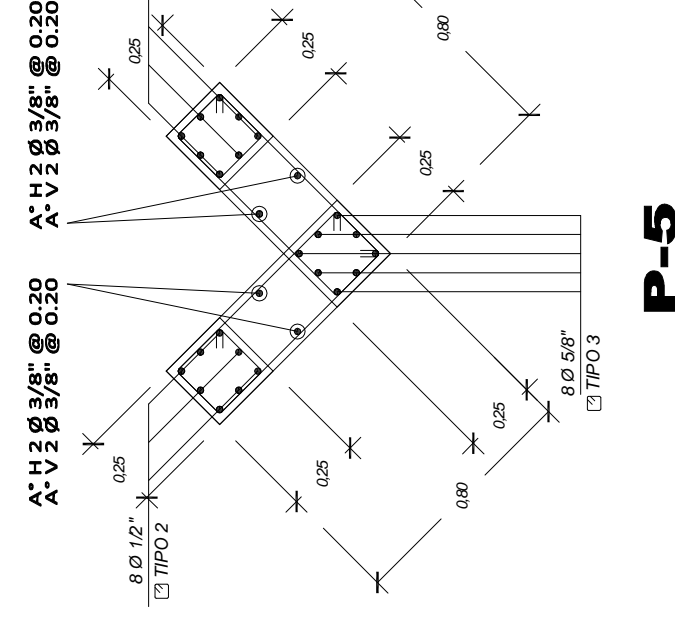
P-2
SOTANO AL 3° PISO



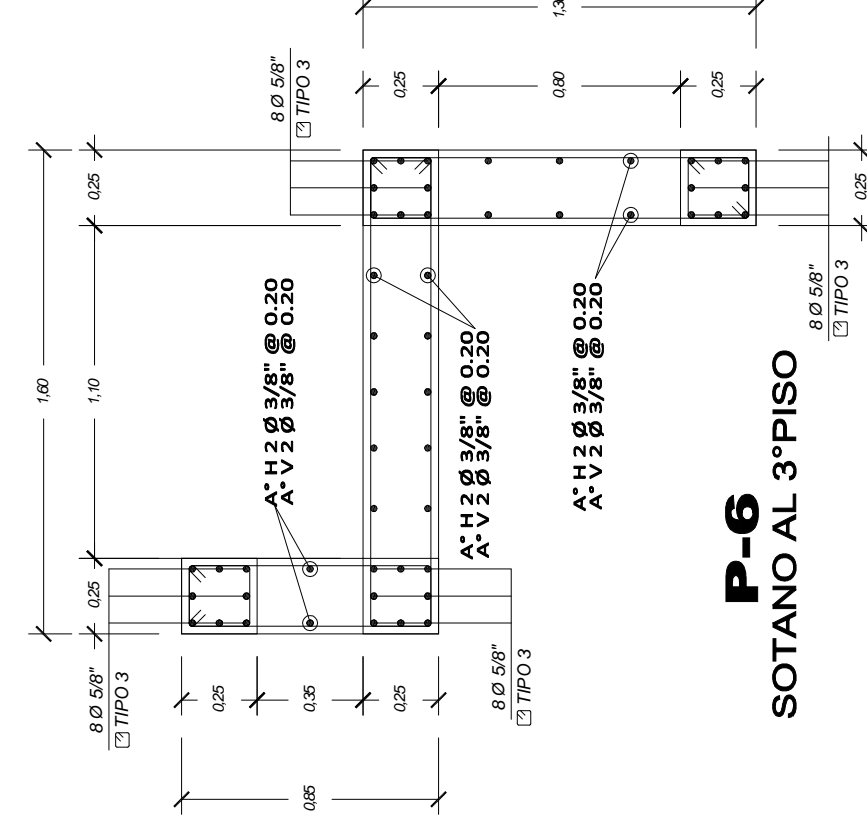
P-3
SOTANO AL 3° PISO



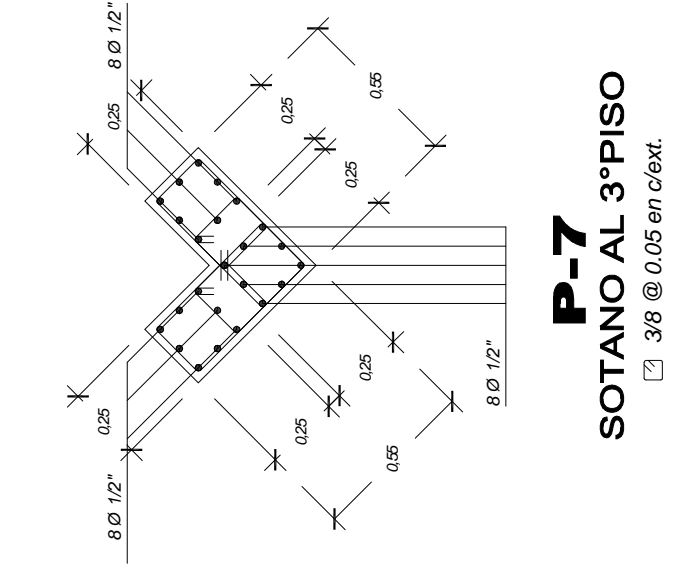
P-4
SOTANO AL 3° PISO



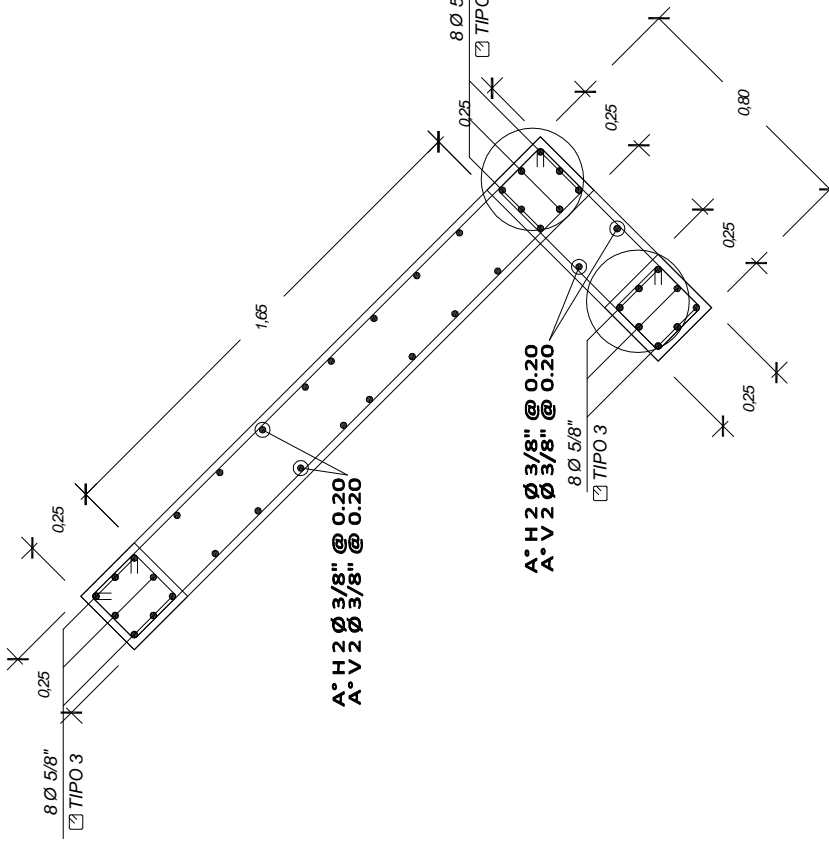
P-5
SOTANO AL 3° PISO



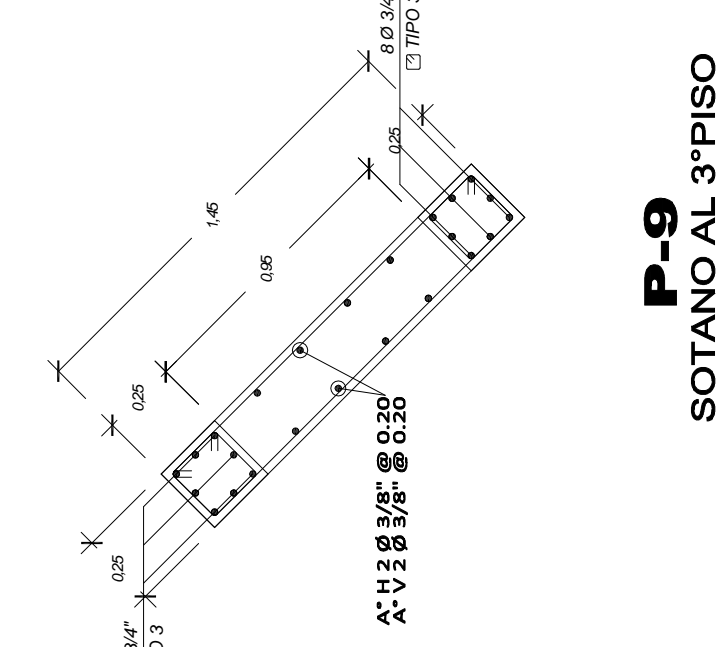
P-6
SOTANO AL 3° PISO



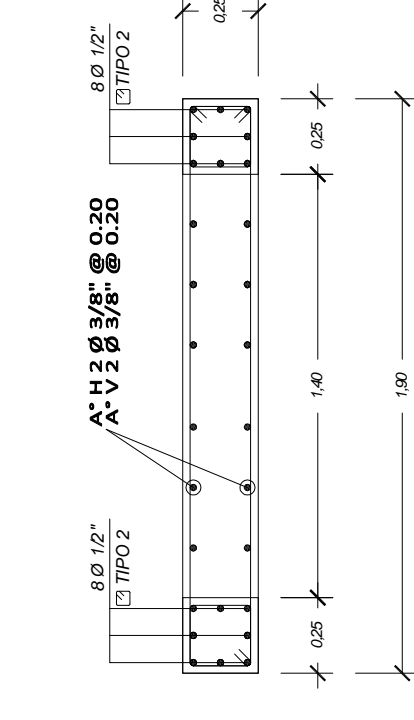
P-7
SOTANO AL 3° PISO
3/8 @ 0.05 en c/mt.



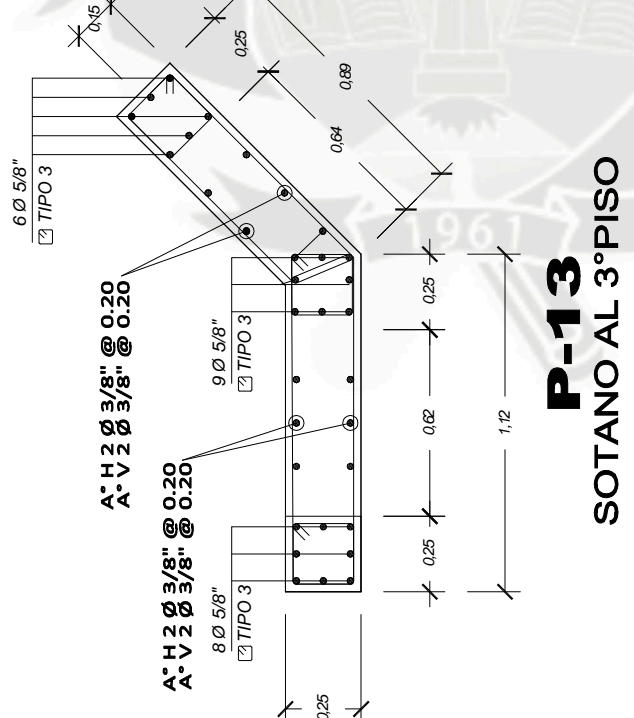
P-8
SOTANO AL 3° PISO



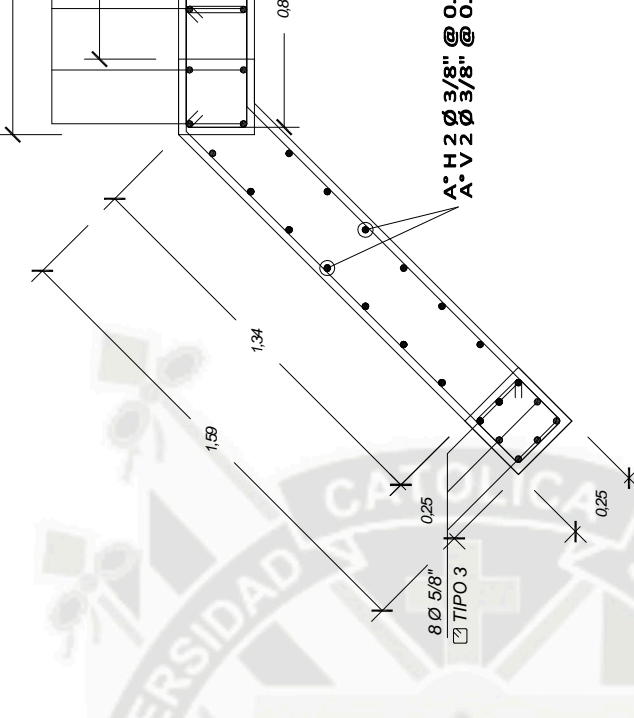
P-9
SOTANO AL 3° PISO



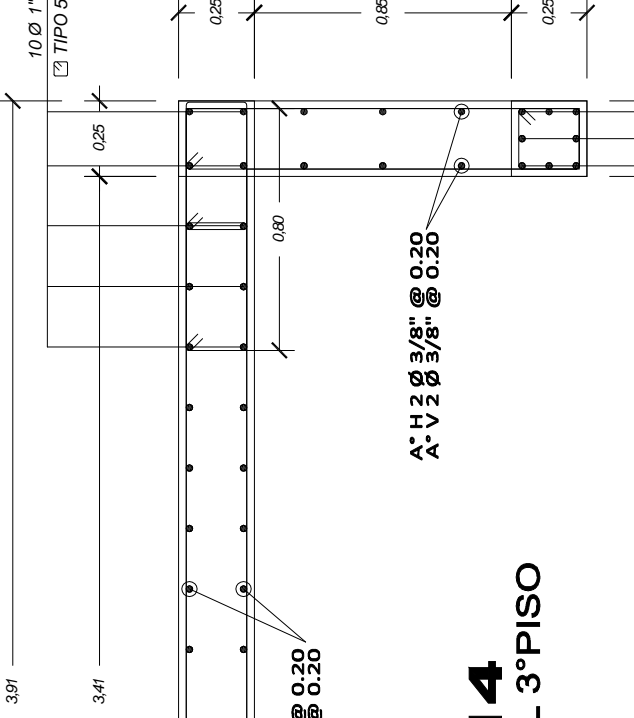
P-10
SOTANO AL 3° PISO
3/8 @ 0.05, 7 @ 0.10 Rem. @ 0.20 en c/mt.



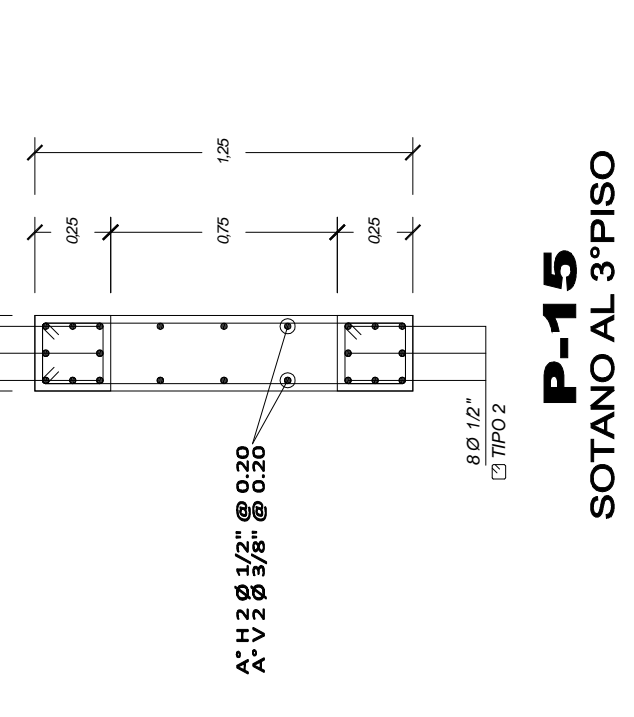
P-11
SOTANO AL 3° PISO



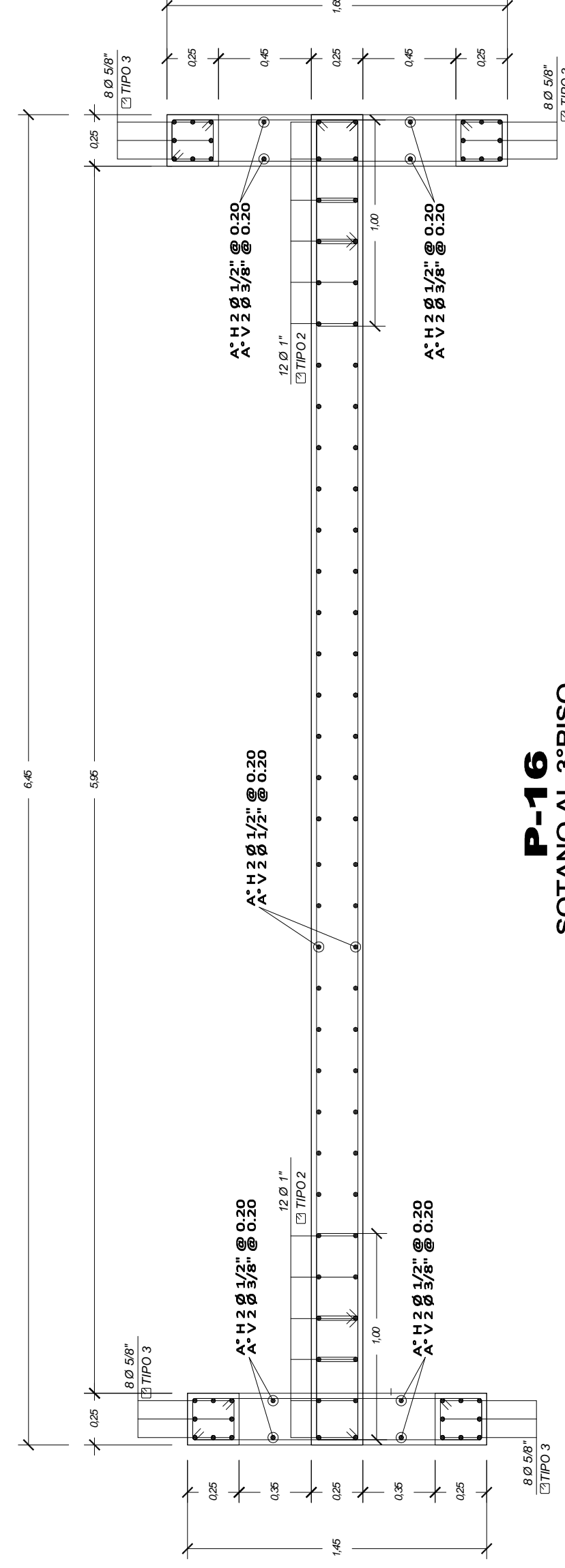
P-12
SOTANO AL 3° PISO



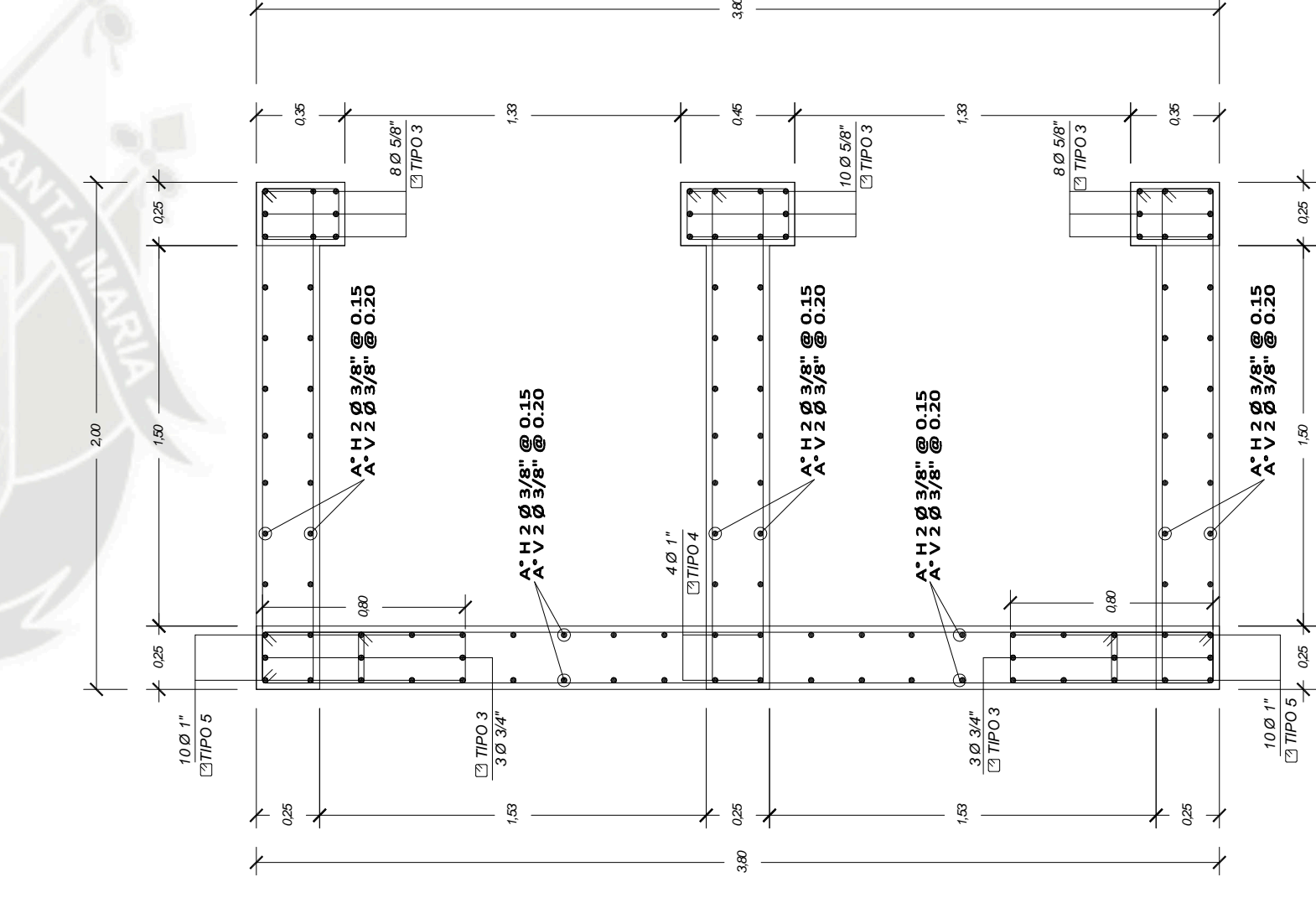
P-13
SOTANO AL 3° PISO



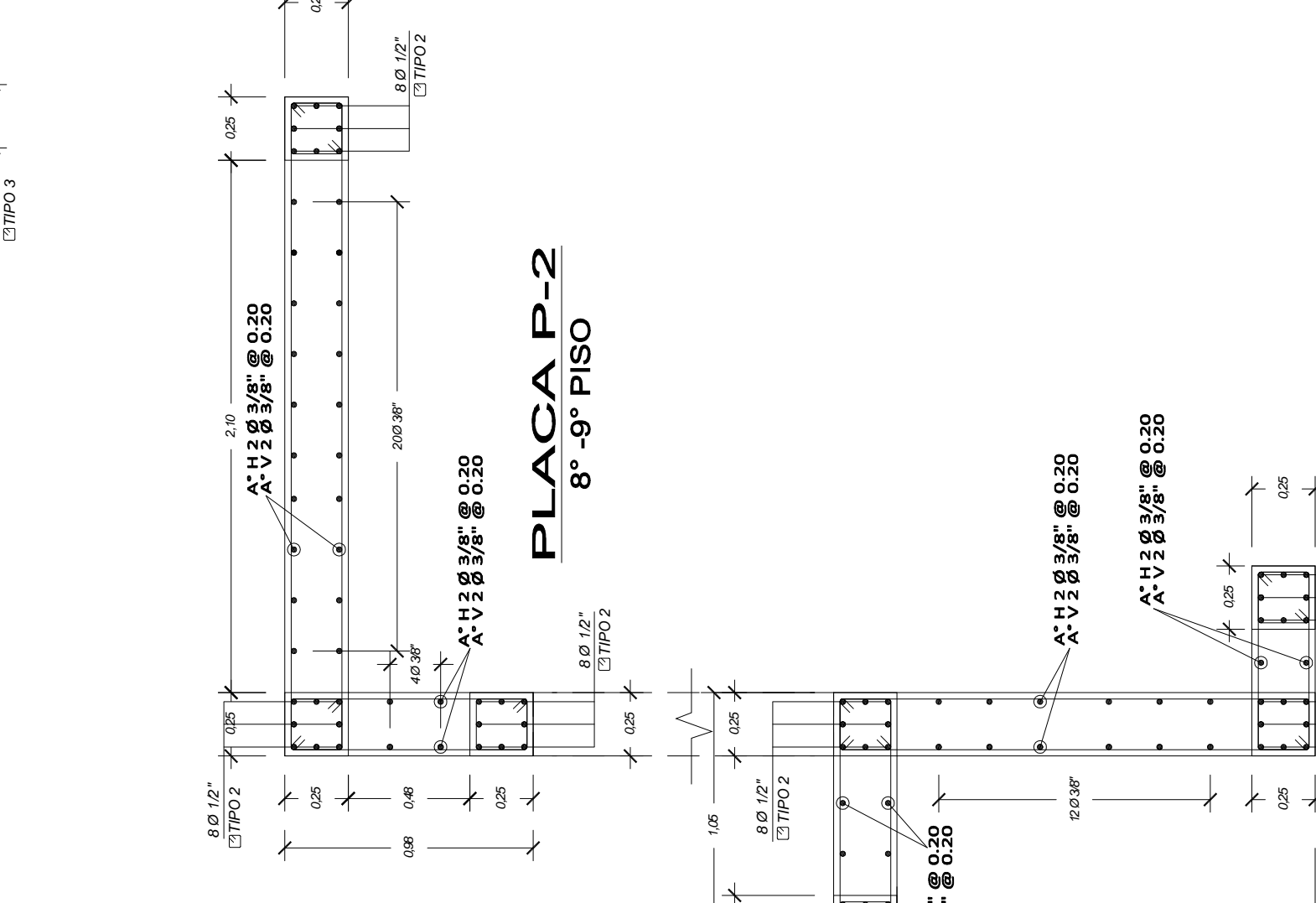
P-14
SOTANO AL 3° PISO



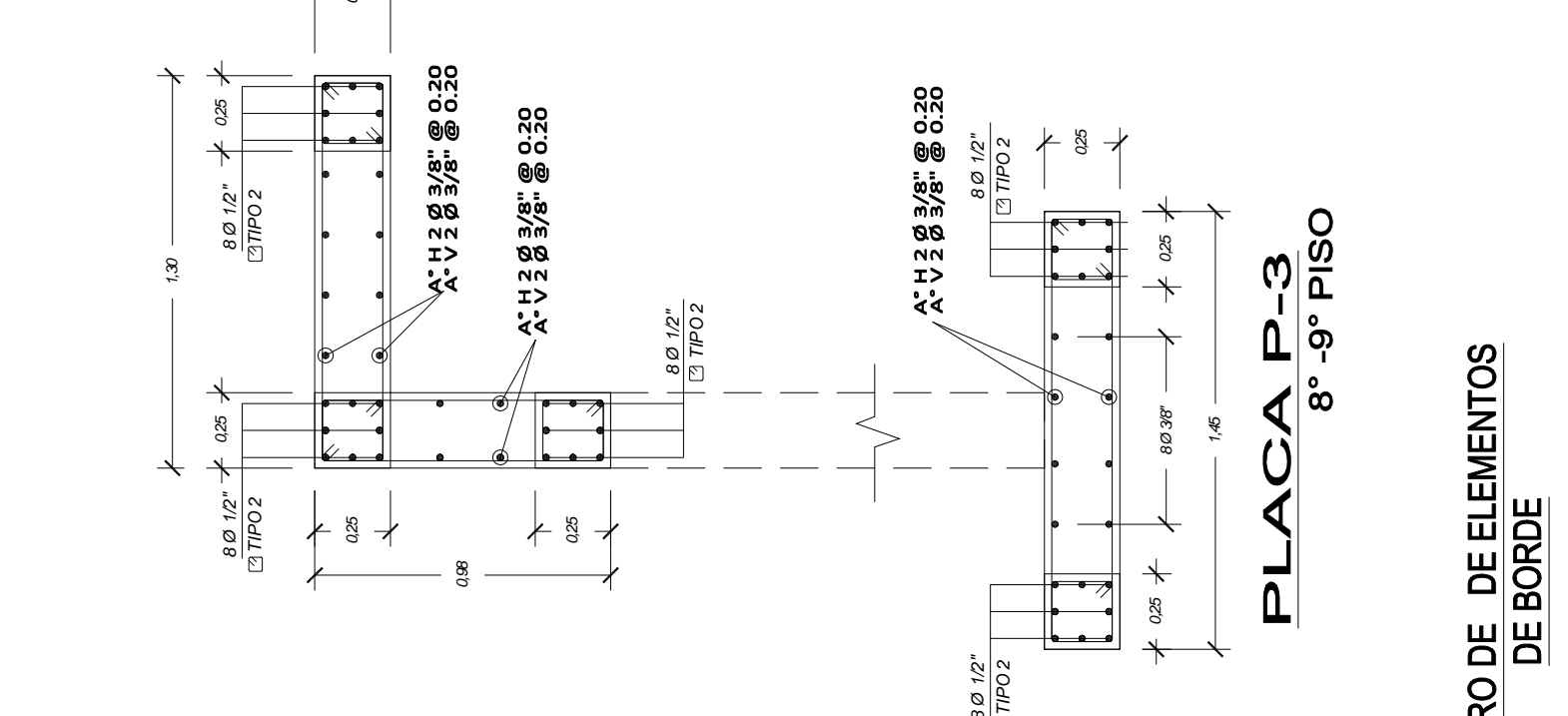
P-15
SOTANO AL 3° PISO



P-16
SOTANO AL 3° PISO



P-17
SOTANO AL 3° PISO



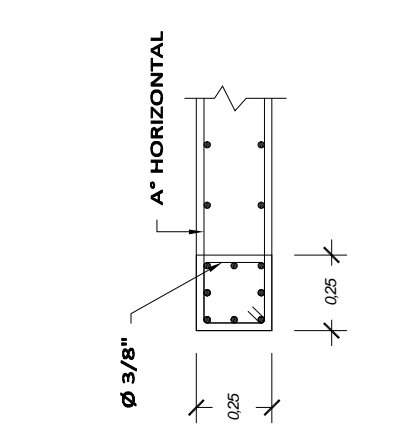
P-18
SOTANO AL 3° PISO

P-18
SOTANO AL 3° PISO

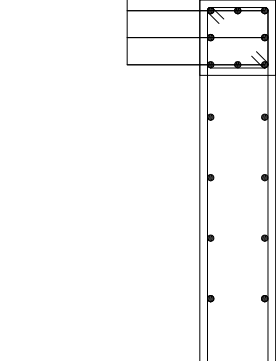
P-18
SOTANO AL 3° PISO

P-18
SOTANO AL 3° PISO

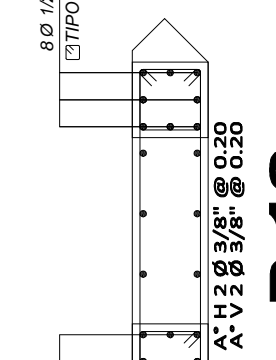
P-18
SOTANO AL 3° PISO



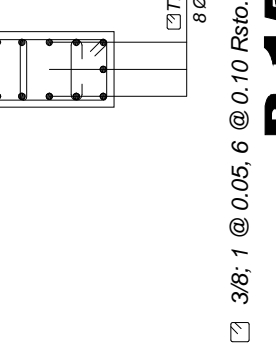
P-19
SOTANO AL 3° PISO



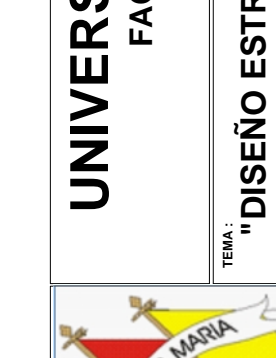
P-20
SOTANO AL 3° PISO



P-21
SOTANO AL 3° PISO



P-22
SOTANO AL 3° PISO



P-23
SOTANO AL 3° PISO



P-24
SOTANO AL 3° PISO



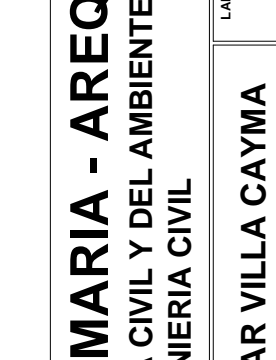
P-25
SOTANO AL 3° PISO



P-26
SOTANO AL 3° PISO



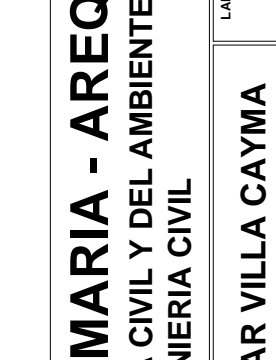
P-27
SOTANO AL 3° PISO



P-28
SOTANO AL 3° PISO



P-29
SOTANO AL 3° PISO



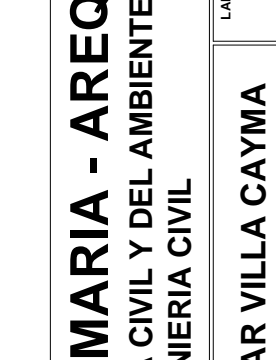
P-30
SOTANO AL 3° PISO



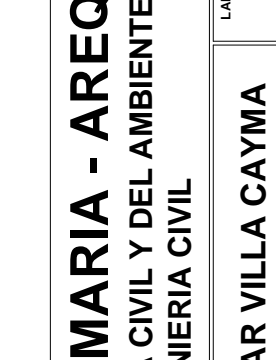
P-31
SOTANO AL 3° PISO



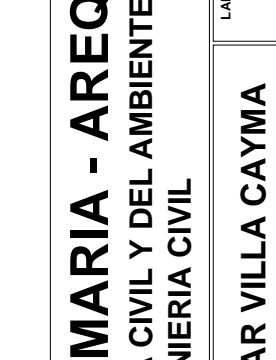
P-32
SOTANO AL 3° PISO



P-33
SOTANO AL 3° PISO



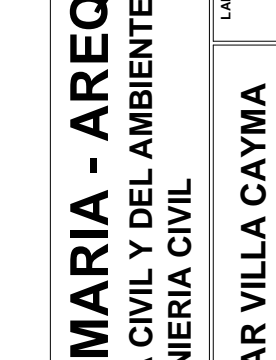
P-34
SOTANO AL 3° PISO



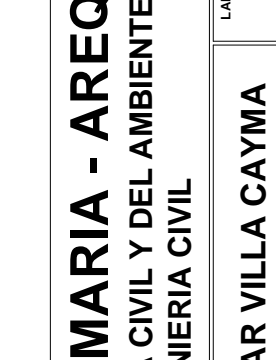
P-35
SOTANO AL 3° PISO



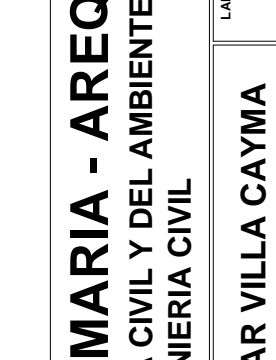
P-36
SOTANO AL 3° PISO



P-37
SOTANO AL 3° PISO



P-38
SOTANO AL 3° PISO



P-39
SOTANO AL 3° PISO



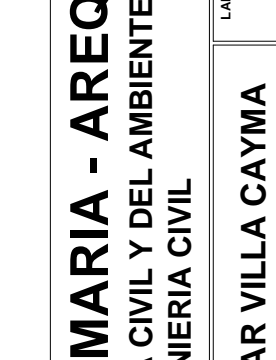
P-40
SOTANO AL 3° PISO



P-41
SOTANO AL 3° PISO



P-42
SOTANO AL 3° PISO



P-43
SOTANO AL 3° PISO



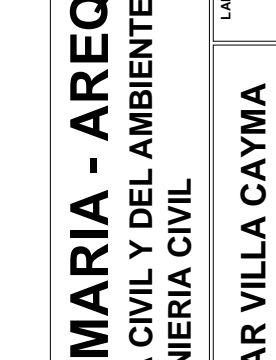
P-44
SOTANO AL 3° PISO



P-45
SOTANO AL 3° PISO



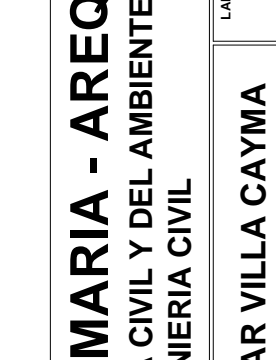
P-46
SOTANO AL 3° PISO



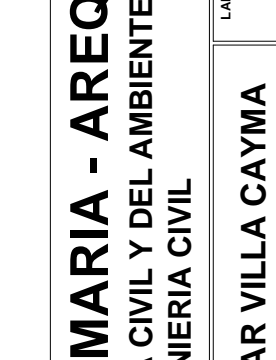
P-47
SOTANO AL 3° PISO



P-48
SOTANO AL 3° PISO



P-49
SOTANO AL 3° PISO



P-50
SOTANO AL 3° PISO



P-51
SOTANO AL 3° PISO



P-52
SOTANO AL 3° PISO



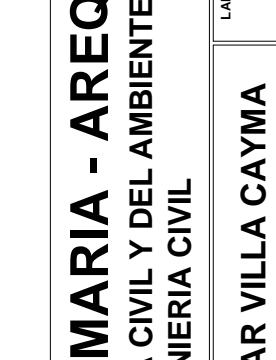
P-53
SOTANO AL 3° PISO



P-54
SOTANO AL 3° PISO



P-55
SOTANO AL 3° PISO



P-56
SOTANO AL 3° PISO



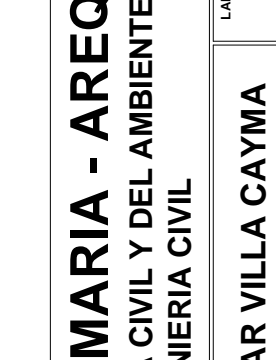
P-57
SOTANO AL 3° PISO



P-58
SOTANO AL 3° PISO



P-59
SOTANO AL 3° PISO



P-60
SOTANO AL 3° PISO



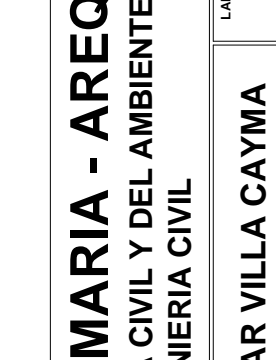
P-61
SOTANO AL 3° PISO



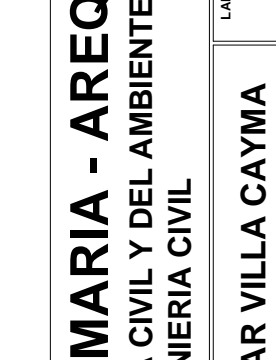
P-62
SOTANO AL 3° PISO



P-63
SOTANO AL 3° PISO



P-64
SOTANO AL 3° PISO



P-65
SOTANO AL 3° PISO



P-66
SOTANO AL 3° PISO



P-67
SOTANO AL 3° PISO



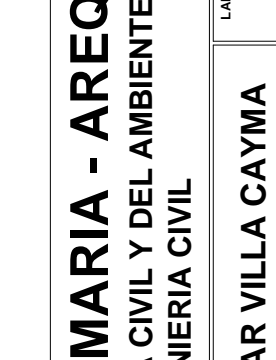
P-68
SOTANO AL 3° PISO



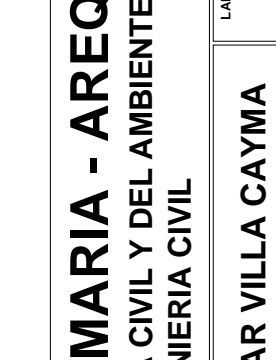
P-69
SOTANO AL 3° PISO



P-70
SOTANO AL 3° PISO



P-71
SOTANO AL 3° PISO



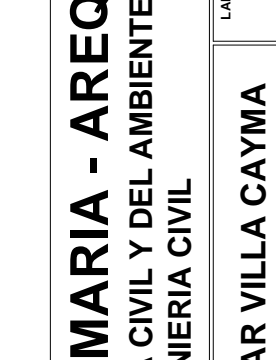
P-72
SOTANO AL 3° PISO



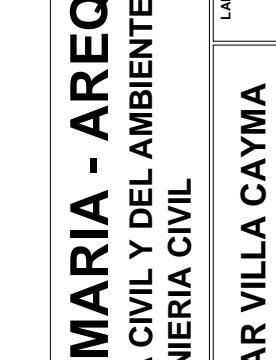
P-73
SOTANO AL 3° PISO



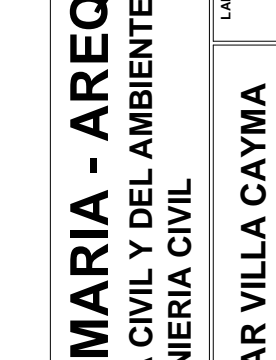
P-74
SOTANO AL 3° PISO



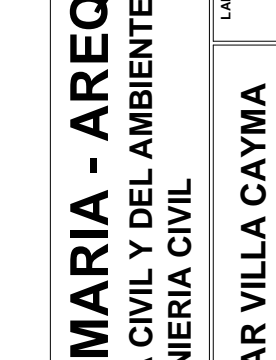
P-75
SOTANO AL 3° PISO



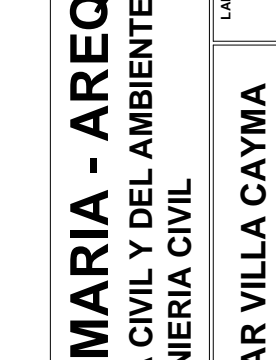
P-76
SOTANO AL 3° PISO



P-77
SOTANO AL 3° PISO



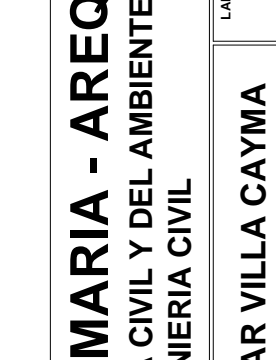
P-78
SOTANO AL 3° PISO



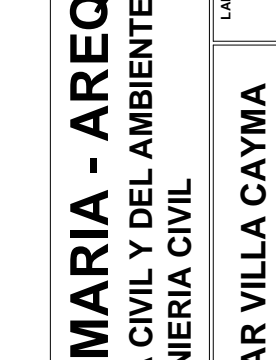
P-79
SOTANO AL 3° PISO



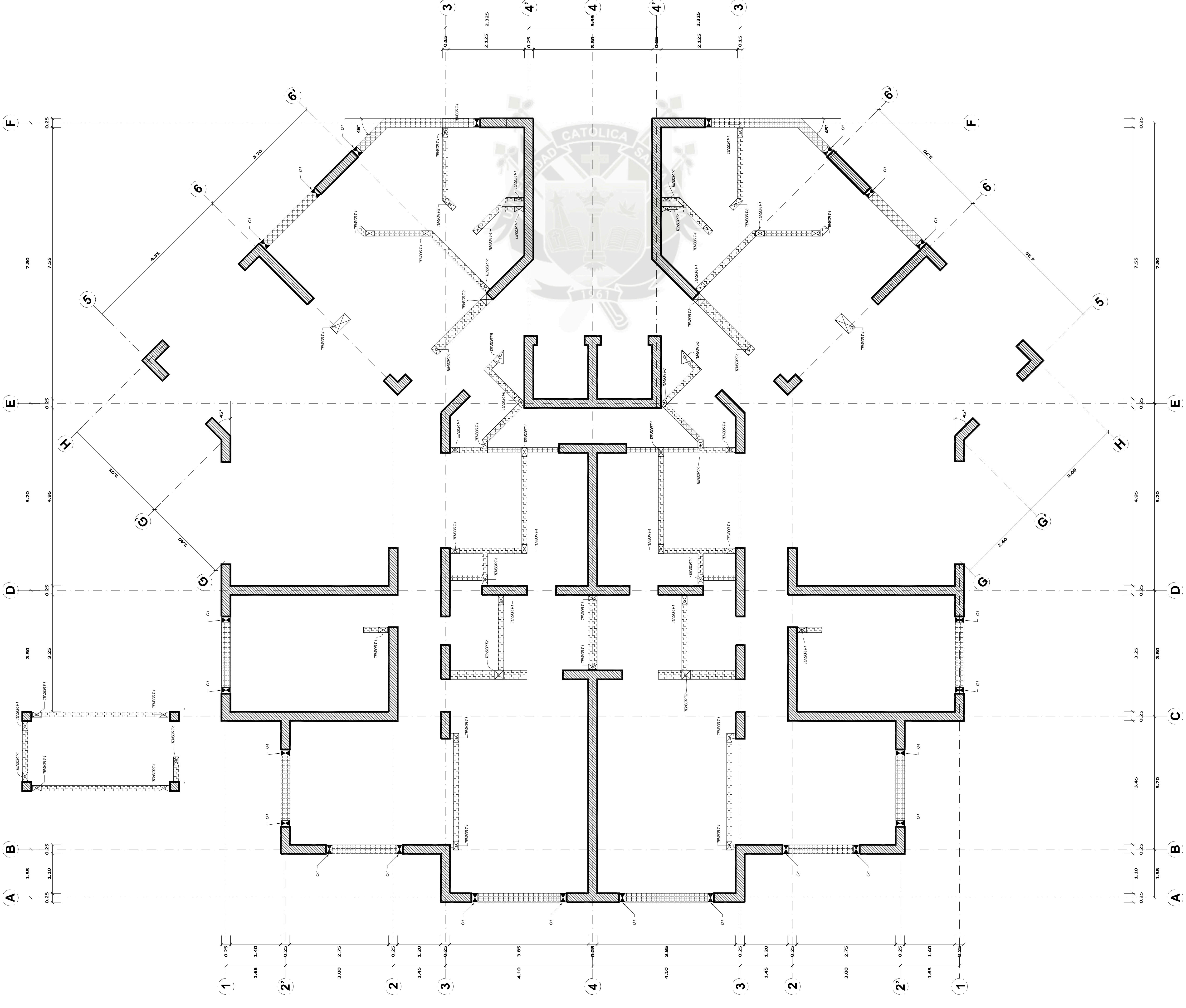
P-80
SOTANO AL 3° PISO



P-81
SOTANO AL 3° PISO



P



LEYENDA

	Muros de Corte Estructurales
	Tabiquería de Ladrillo Muro Alto
	Columneta de arrioste (Muro bajo)
	Columneta de arrioste (Muro alto)

	C-1
	T-1

TENSOR 01		ESTRIBOS TENSOPT1	1/4" @ 0.20 en c/est.
TENSOR 02		ESTRIBOS TENSOPT2	1/4" @ 0.20 en c/est.
TENSOR 03		ESTRIBOS TENSOPT3	1/4" @ 0.20 en c/est.
TENSOR 04		ESTRIBOS TENSOPT4	1/4" @ 0.20 en c/est.
TENSOR 05		ESTRIBOS TENSOPT5	1/4" @ 0.20 en c/est.
TENSOR 06		ESTRIBOS TENSOPT6	1/4" @ 0.20 en c/est.
TENSOR 07		ESTRIBOS TENSOPT7	1/4" @ 0.20 en c/est.
TENSOR 08		ESTRIBOS TENSOPT8	1/4" @ 0.20 en c/est.
TENSOR 09		ESTRIBOS TENSOPT9	1/4" @ 0.20 en c/est.

