

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARIA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIAS

CIVIL Y DEL AMBIENTE

PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21
PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE TERRENO ARENO-
LIMOSO”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

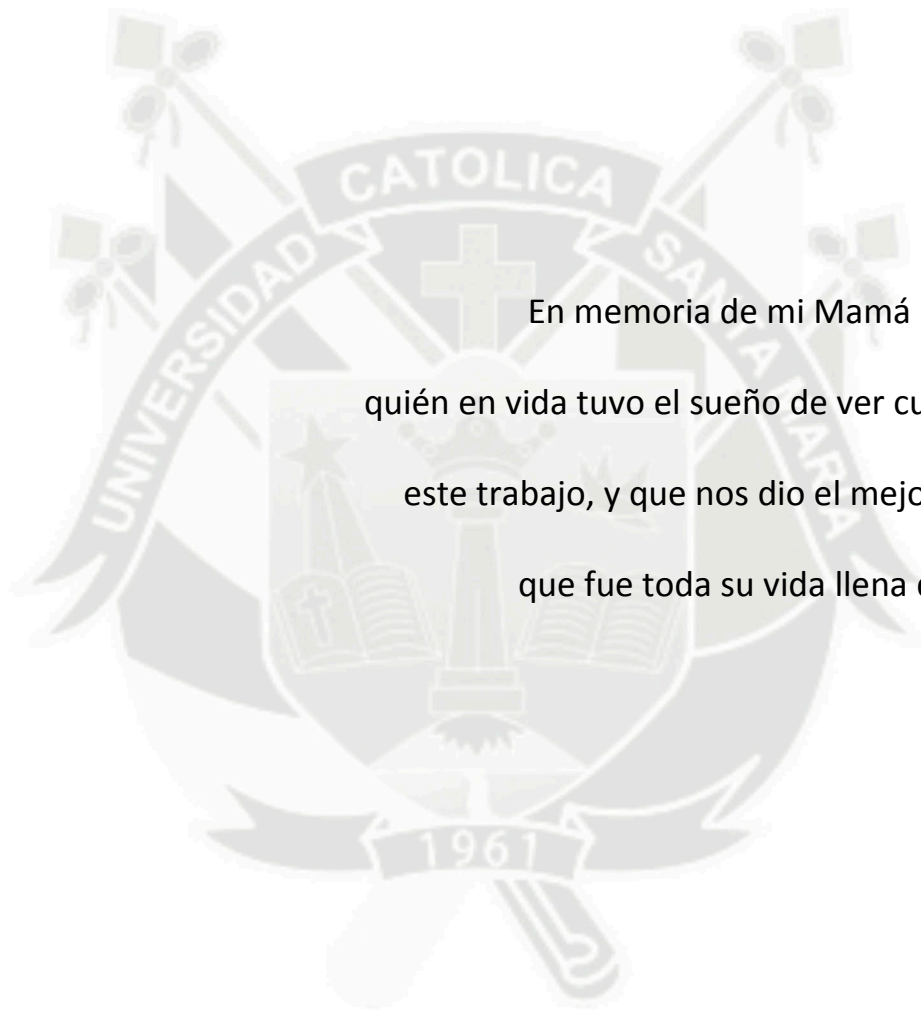
INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR LA BACHILLER:

CLAUDIA CHÁVEZ MIRANDA

AREQUIPA – PERU

2013



En memoria de mi Mamá Marcela,
quién en vida tuvo el sueño de ver culminado
este trabajo, y que nos dio el mejor regalo,
que fue toda su vida llena de amor.

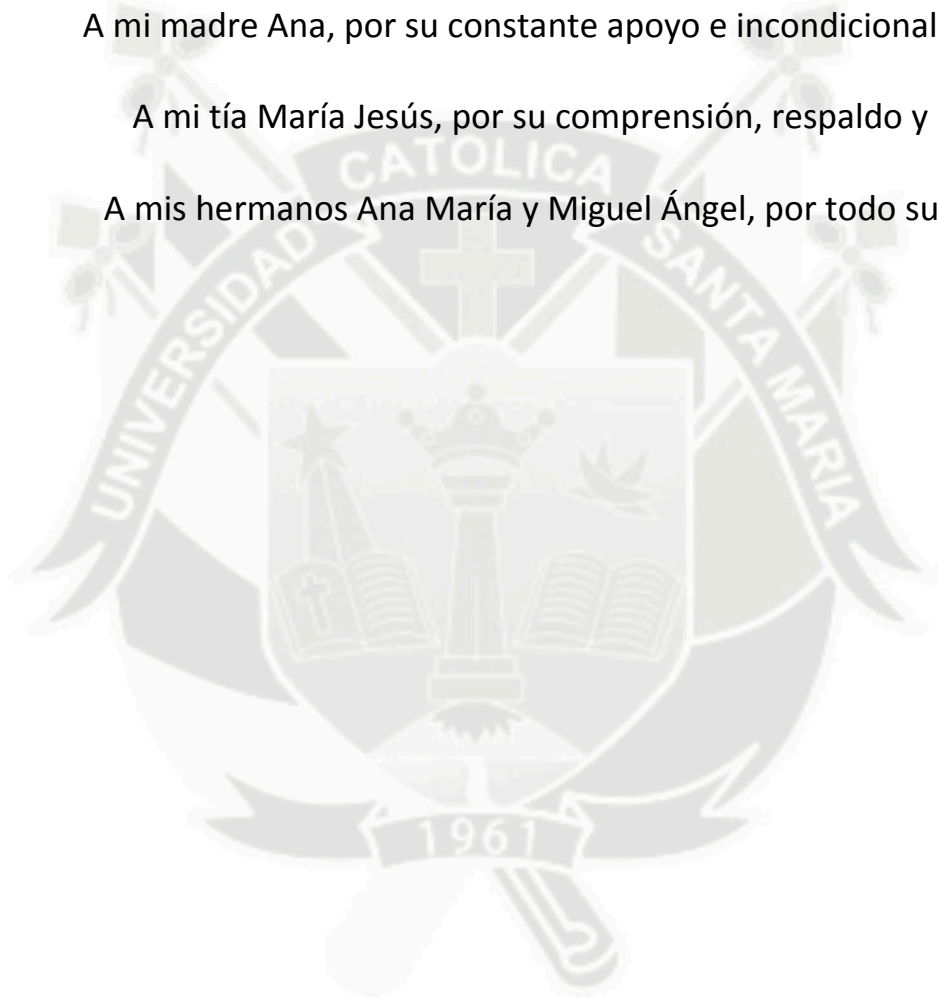
Dedicatoria:

A mi padre Oscar, mi guía y mi mejor ejemplo.

A mi madre Ana, por su constante apoyo e incondicional afecto.

A mi tía María Jesús, por su comprensión, respaldo y aliento.

A mis hermanos Ana María y Miguel Ángel, por todo su cariño.



INDICE**RESUMEN****ABSTRACT****CAPITULO I: INTRODUCCIÓN**

- | | |
|---|---|
| 1.1. Importancia del Proyecto | 1 |
| 1.2. Aspectos del Diseño Sísmico | 2 |
| 1.3. Procedimiento general de Diseño Estructural | 3 |
| 1.4. Problemas especiales y conceptos de solución | 4 |

CAPITULO II: CONDICIONES DE LUGAR

- | | |
|---|----|
| 2.1. Requisitos para el desarrollo del Proyecto | 5 |
| 2.2. Sismicidad | 8 |
| 2.3. Condiciones de Suelo | 11 |

CAPITULO III: DESCRIPCION ARQUITECTONICA

- | | |
|-----------------------------------|----|
| 3.1. Tipo de Edificio y uso | 15 |
| 3.2. Programa Arquitectónico | 15 |
| 3.3. Aspectos Cualitativos | 16 |
| 3.4. Configuración Arquitectónica | 17 |
| 3.5. Predimensionamiento | 22 |

CAPITULO IV: DIAFRAGMAS

- | | |
|------------------------------------|----|
| 4.1. Introducción | 27 |
| 4.2. El rol de los diafragmas | 28 |
| 4.3. Componentes de los diafragmas | 28 |
| 4.4. Análisis de los diafragmas | 29 |
| 4.5. Diseño de los diafragmas | 36 |

4.6. Diseño por corte de los diafragmas	40
4.7. Análisis y diseño de vigas	41
CAPITULO V: MUROS DE CORTE	
5.1. Introducción	59
5.2. Análisis Estructural tridimensional	60
5.3. Análisis y Diseño Estructural de Placas	77
CAPITULO VI: CIMENTACION	
6.1. Introducción	121
6.2. Criterios de diseño de la Cimentación	123
6.3. Análisis estructural de la Cimentación	123
6.4. Diseño de la Cimentación	127
CAPITULO VII: SISTEMA NO ESTRUCTURAL	
7.1. Introducción	140
7.2. Vidrios	142
7.3. Muros divisorios o tabiques	144
7.4. Ascensores	146
CAPITULO VIII: COSTO DE LA ESTRUCTURA Y TIEMPO PARA SU CONSTRUCCION	
8.1. Costo	148
8.2. Tiempo	155
CONCLUSIONES	160
RECOMENDACIONES	163
BIBLIOGRAFIA	165

ANEXOS**LISTA DE FIGURAS**

Figura 001. Protección sísmica de un edificio	2
Figura 002. Curva característica del concreto	6
Figura 003. Curva característica del acero	7
Figura 004. Ladrillo macizo a ser utilizado en muros tabique	7
Figura 005. Falla de Nazca y distribución de sismos	8
Figura 006. Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas (Alva et al, 1984)	9
Figura 007. Distribución de aceleraciones en el Perú para un periodo de exposición de 50 años y 10% de probabilidad de excedencia.	10
Figura 008. Mapa de zonificación sísmica del Perú.	11
Figura 009. Distribución arquitectónica del Cuarto Sótano	18
Figura 010. Distribución arquitectónica del Primer, Segundo y Tercer Sótano	19
Figura 011. Distribución arquitectónica del Primer Piso	20
Figura 012. Distribución arquitectónica del Segundo Piso al Vigésimo Primer Piso	21
Figura 013. Esquema de Estructuración en Planta - Sótano 4 a Piso 1	25
Figura 014. Esquema de Estructuración en Planta - Piso 2 a Piso 21	26
Figura 015. Vista Isométrica de un Sistema Estructural	27

Figura 016. Rol de los diafragmas	28
Figura 017. Modelo de Techo Típico en Sótano 4 al Sótano 1 en programa SAFE	29
Figura 018. Modelo de Techo Típico en Piso 1 al Piso 21 en programa SAFE	29
Figura 019. Definición de modelo – Vista en Planta – Techo Típico Piso 1 al Piso 21	67
Figura 020. Definición de modelo – Vista 3D	68
Figura 021. Nomenclatura elementos verticales – Continuidad Sótano 4 al Piso 21	77
Figura 022. Nomenclatura elementos verticales – Columnas de Refuerzo en muros de Contención	77
Figura 023. Representación de fuerzas y elementos en un edificio alto	121
Figura 024. Tabla de Módulo de Reacción del Suelo	122
Figura 025. Representación de deformaciones de los vidrios frente a un evento sísmico.	143
Figura 026. Detalle de Columnetas de Amarre para tabiquería No Portante	146

RESUMEN

El presente trabajo de tesis plantea una solución de Análisis y Diseño Estructural a un Edificio de 21 Pisos y 4 Sótanos ubicado sobre un terreno areno limoso, típico del distrito de Cayma en la ciudad de Arequipa.

El edificio se extiende sobre un área de 714.33 m², en un suelo areno-limoso con una capacidad portante de 2.40 kgf/cm² y un coeficiente de balasto de 4.80 kgf/cm³, a una profundidad de cimentación de -11.35m.

Todos los análisis y cálculos de diseño se hicieron de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones y a las distintas normas que lo componen.

El sistema estructural empleado está conformado en dos direcciones perpendiculares por muros de corte y vigas, los cuales a su vez transmiten las cargas a la cimentación y ésta a su vez al suelo. Como consecuencia del análisis sísmico se han obtenido los desplazamientos y derivas máximas del edificio, encontrándose dichos valores dentro de los márgenes permisibles.

Para la estructuración del edificio se hizo uso de losas macizas bidireccionales, lo cual hizo posible la formación de diafragmas rígidos en cada piso del edificio.

Los análisis sísmicos estático y dinámico se hicieron mediante el uso del programa ETABS 2013, con el cual se modeló el edificio y se aplicaron tanto las fuerzas gravitacionales (CM y CV) como las fuerzas de sismo, obteniéndose así los valores de momentos y fuerzas cortantes correspondientes.

Para el diseño en concreto armado se hizo uso de los procedimientos manuales aprendidos a lo largo de mis estudios de pre-grado, así como de herramientas computacionales como SAFE V12, SAP 2000 y CSI Column, donde se obtuvieron las fuerzas resultantes correspondientes y con mayor facilidad de análisis.

Para la cimentación se hizo uso de una platea de cimentación debido a la magnitud de las cargas de diseño y a las características del suelo.

Finalmente, se determinó el costo del casco gris del edificio y se realizó el cronograma de ejecución de obra.



ABSTRACT

This thesis work proposes a solution of structural analysis and design in a building of 21 floors and 4 basements located over a sandy loam land, which is typical of the district of Cayma, Arequipa.

The building covers an area of 714.33 m². It is located over a sandy loam soil, which has a bearing capacity of 2.40 kgf/cm² and a ballast coefficient of 4.80 kgf/cm³ with a foundation depth of 10.20m.

All the design calculation and analysis were made according to the National Building Regulations and its different standards.

The structural system used in this thesis work is formed in 02 perpendiculars directions for shear walls and beams which in turn transmit the charges to the foundation and this one in turn to the soil. The displacements and maximum drifts in the building were obtained as a result of the seismic analysis; these values are into allowable margin.

Solids bidirectional slabs were used for the structuring of the building. They made possible the formation of rigid diaphragms in each floor of the building.

The software ETABS 2013 was used to made the static and dynamic seismic analysis. With this software, the building was modeled and the gravitational forces (CM and CV) were applied, as well as the seismic forces. In this way, the values of corresponding shares forces and moments were obtained.

For the design in reinforced concrete, the manual procedures that I learnt during my undergraduate studies were used, as well as the computational tools SAFE V12, SAP 2000 and CSI Column. These computational tools provided the corresponding resultants forces with a highest ease of analysis.

For the magnitude of the design charges and the characteristics of the soil it was used a foundation slab.

Finally, the cost of grey helmet of the building was determined and the timetable of project was carried out.


LISTA DE PLANOS

ARQUITECTURA

- A-01** PLANTA CUARTO SÓTANO
- A-02** PLANTA TERCER SÓTANO
- A-03** PLANTA SEGUNDO SÓTANO
- A-04** PLANTA PRIMER SÓTANO
- A-05** PLANTA PRIMER PISO
- A-06** PLANTA TIPICA
- A-07** ELEVACION PRINCIPAL
- A-08** ELEVACION CORTE A-A

ESTRUCTURAS

- E-01** ESPECIFICACIONES GENERALES
- E-02** LOSA DE CIMENTACION (ACERO POSITIVO)
- E-03** LOSA DE CIMENTACION (ACERO NEGATIVO)
- E-04** MURO DE SOTANO 4

- 
- E-05** MURO DE SOTANO 3
 - E-06** MURO DE SOTANO 2
 - E-07** MURO DE SOTANO 1
 - E-08A** DETALLE DE MURO DE CORTE
 - E-08B** DETALLE DE MURO DE CORTE
 - E-09** LOSA MACIZA SOTANOS
 - E-10** LOSA MACIZA PISOS 1 A 21
 - E-11** LOSA MACIZA DE RAMPA
 - E-12** VIGAS SOTANO 4 AL PISO 1
 - E-13** VIGAS PISOS 2 A 10
 - E-14** VIGAS PISOS 11 A 21 - ESCALERA

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 Importancia del Proyecto

La presente tesis se basa en el diseño estructural de un edificio de 21 pisos y 4 sótanos sobre un terreno areno limoso, típico del distrito de Cayma, en el Departamento Arequipa, cuya importancia radica en los siguientes aspectos:

- Permite poner en práctica los conceptos de análisis y diseño estructural aprendidos en la etapa de pregrado de la Universidad Católica de Santa María, Arequipa, Perú.
- Permite plantear un sistema estructural de soporte a un requerimiento arquitectónico específico de uso donde el primer piso será de uso general y de servicios al cliente, 60 departamentos unifamiliares distribuidos en 20 pisos y 64 estacionamientos distribuidos en cuatro sótanos.
- Permite mostrar que en Arequipa es posible desarrollar estructuras de edificios de altura importantes, siguiendo el ejemplo pionero del proyecto Quimera, ubicado en el distrito de Cerro Colorado, Arequipa, Perú.
- Permite aplicar herramientas computacionales de análisis y diseño estructural del edificio en estudio para la solución de las fuerzas y deformaciones que se generan en los diferentes estados de carga: Carga muerta (CM), carga viva (CV), carga sísmica (CS) y empuje de suelos (ES).

1.2 Aspectos del Diseño Sísmico

Arequipa es una ciudad que se encuentra en la zona III del Mapa Sísmico del Perú por lo que los conceptos de diseño sismorresistente son los predominantes; por lo tanto, se trata de brindar a los usuarios una protección sísmica a través de:

- Un sistema de protección estructural.
- Un sistema de reducción de vibraciones.
- Un sistema de construcción segura.
- Un sistema de protección no estructural.
- Un sistema de protección de los contenidos.

El siguiente esquema nos muestra en forma resumida el pensamiento con el cual se diseña las estructuras del edificio motivo de la presente tesis:



Fig. 001. Protección sísmica de un edificio

Para ello se brinda a la estructura:

- Simplicidad.
- Simetría.
- Uniformidad.
- Redundancia.
- Resistencia y rigidez bidireccional.
- Resistencia y rigidez torsional.
- Comportamiento de diafragma en cada nivel.
- Una cimentación adecuada.

1.3 Procedimiento general de Diseño Estructural

El procedimiento empleado en la presente tesis radica en cuatro pasos principales:

- **Modelaje estructural:** Definición de ejes estructurales, distribución de elementos verticales (columnas y placas), distribución de vigas y losas, definición del estado de cargas (CM, CV, CS y ES).
- **Análisis estructural por computadora:** Emplear programas comerciales como: ETABS, SAP2000, SAFE y CSICOLUMN, dependiendo de los elementos en estudio.
- **Interpretación de resultados con fines de diseño:** Aplicar conceptos de análisis y diseño estructural aprendidos.
- **Diseño estructural:** Realizado en base a las normas E-060 de Concreto Armado y E-030 de Diseño Sismorresistente, traducidos finalmente en planos de estructuras desarrollados en CAD.

1.4 Problemas especiales y conceptos de solución

El edificio motivo de la presente tesis tiene problemas especiales como:

- El diseño sismorresistente de un edificio de 57.35m de altura, el cual es proyectado en esquina, y cuya distribución de elementos estructurales se realiza de forma conveniente para controlar las deformaciones de traslación y rotación.
- El edificio se apoya sobre un suelo areno limoso y tiene una altura libre de 21 pisos por encima del terreno natural, el mismo que tiene que tener una longitud de empotramiento que se calcula utilizando el principio de flotación de Arquímedes y en coordinación con la solución arquitectónica se ha establecido una profundidad de empotramiento de 04 sótanos, las características globales son:
 - Área en planta de un sótano: 714.33 m²
 - Altura enterrada del edificio: 12.55 m
 - Volumen de movimiento de tierras: 8964.84 m³
 - Peso retirado de suelo: 8964.84 m³ x 1.60 Ton/m³ = 14343.75 Ton
 - Peso del edificio: **12321.32 Ton**

El peso del edificio es menor que el peso del suelo retirado por lo que su estabilidad frente a posibles hundimientos está garantizada.

CAPITULO II

CONDICIONES DEL LUGAR

2.1 Requisitos para el desarrollo del Proyecto

2.1.1 Normas de soporte

- Norma E-020: Cargas
- Norma E-030: Diseño Sismorresistente
- Norma E-050: Cimentaciones
- Norma E-060: Diseño en Concreto Armado
- Norma E-070: Albañilería

2.1.2 Requisitos fundamentales de diseño sismorresistente

- Que la estructura tenga suficiente rigidez para reducir los desplazamientos laterales a niveles tolerables
- Que la estructura tenga suficiente resistencia para resistir las fuerzas inerciales impuestas por el movimiento del suelo
- Que el detallado del edificio sea el adecuado para garantizar un nivel de tenacidad que sea capaz de retener una porción sustancial de su resistencia respondiendo en el rango no lineal bajo desplazamientos de carga y descarga.

2.1.3 Materiales

2.1.3.1 Concreto

Módulo de elasticidad E $E = 15000\sqrt{f'c}$

Coefficiente de Poisson

$$\mu = 0.20$$

Módulo de corte

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

Curva característica del concreto

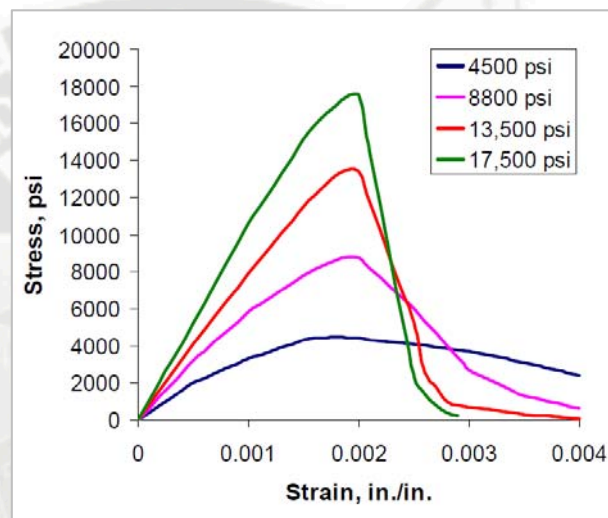


Fig. 002. Curva característica del concreto

Por lo tanto, se tiene:

	Concreto		
f'c	210.00	280.00	350.00
E	217,370.65	250,998.01	280,624.30
μ	0.20	0.20	0.20
G	90,571.10	104,582.50	116,926.79
γ	2,400.00	2,400.00	2,400.00

2.1.3.2 Acero

Módulo de elasticidad:

$$E = 2 * 10^6 \frac{kgf}{cm^2}$$

Esfuerzo a la fluencia:

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

Peso específico:

$$\gamma = 7850 \frac{kgf}{m^3}$$

Curva característica del acero:

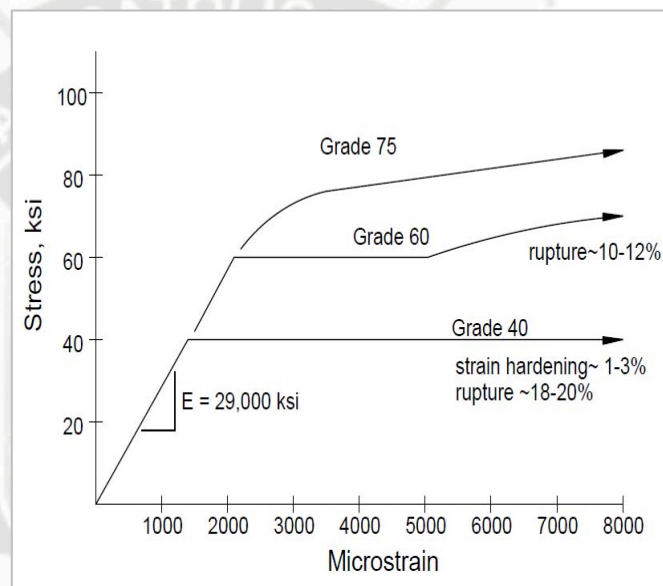


Fig. 003. Curva característica del acero

2.1.3.3 Ladrillo

Para los muros divisorios se usará ladrillo tipo King Kong H-9 de 9x14x24



Fig. 004. Ladrillo macizo a ser utilizado en muros tabique

2.2 Sismicidad

El proceso de subducción de la placa de Nazca, sumergiéndose debajo de la placa Sudamericana, origina los plegamientos de la cordillera de los Andes, los sismos y la cadena volcánica a lo largo de la cordillera peruana (Figura N° 005), estos efectos de compresión tectónica conllevan a fallas de la corteza terrestre, como la falla cortical (las fallas corticales son fallas que atraviesan claramente la corteza terrestre) de San Agustín al noreste de la ciudad de Arequipa y a numerosas manifestaciones volcánicas (como el valle de los volcanes).

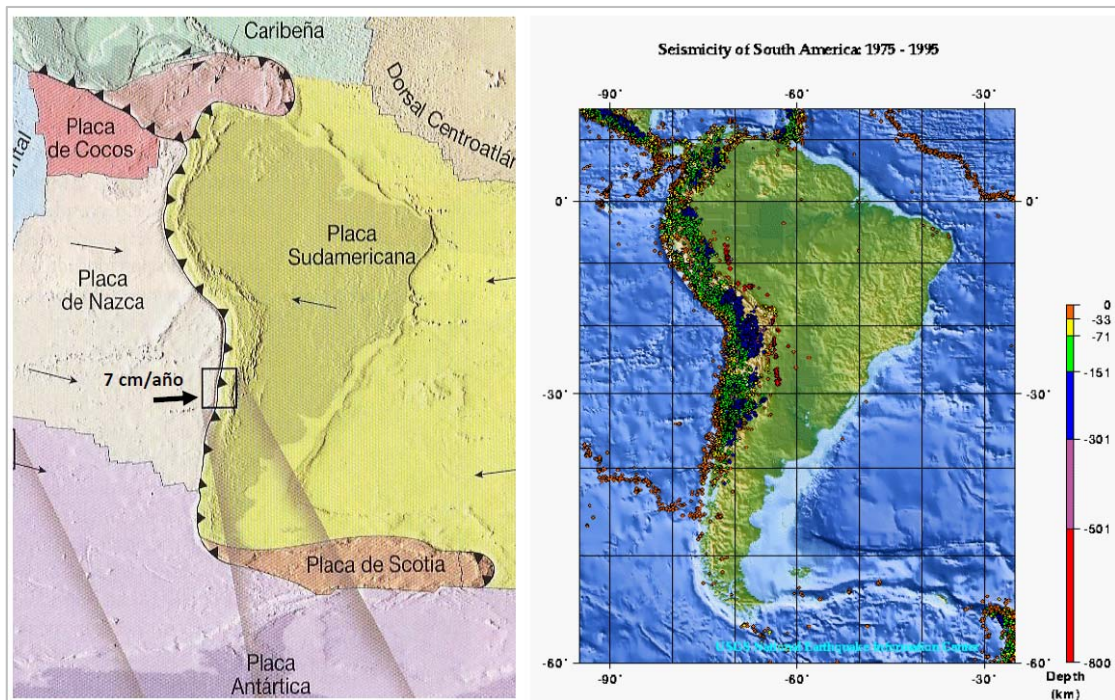


Fig. 005. Falla de Nazca y distribución de sismos

De aquí que Arequipa es una zona sísmica y volcánicamente activa, habiéndose obtenido referencias sísmicas de erupciones volcánicas desde la colonia, como la narrada por el Padre Bartolomé Descourt de la erupción del volcán Huaynaputina (Omate) cuya lluvia de ceniza oscureció la ciudad de Arequipa.

En la zona de estudio es posible la ocurrencia de sismos de intensidad de VI a VIII grados en la escala de Mercalli Modificada y con profundidades hipocéntricas de 40 a 60 km en promedio.

La Figura N° 006 presenta el Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú realizado por Alva Hurtado et al (1984), el cual se basó en mapas de isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y recientes.

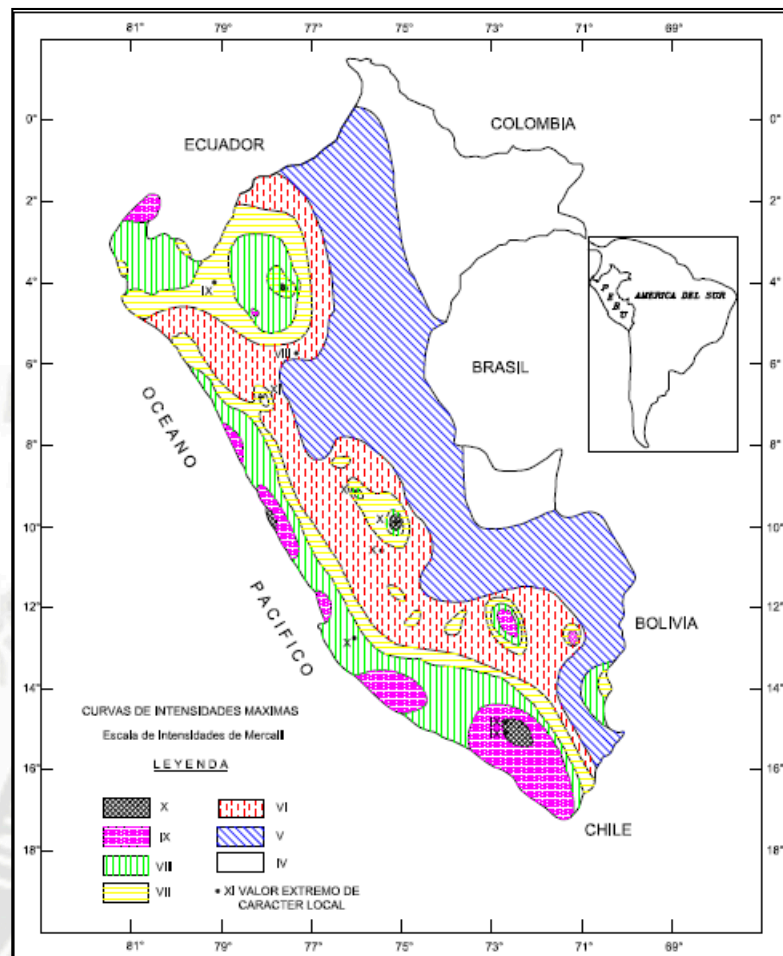


Fig. 006. Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas
(Alva et al, 1984)

Los ingenieros Manuel Monroy y Ana Bolaños realizaron estudios de riesgo sísmico y propusieron el siguiente mapa de riesgo sísmico:

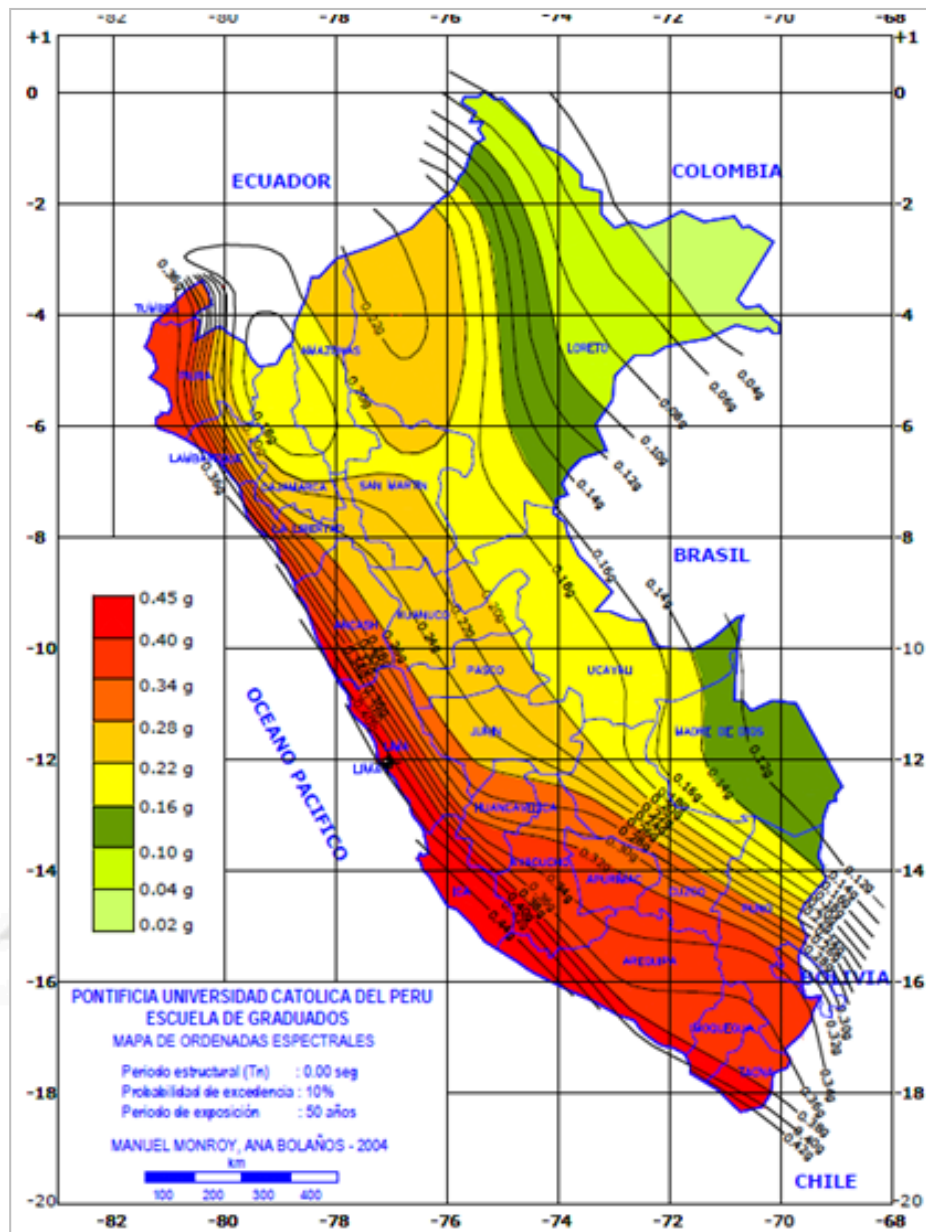


Fig. 007. Distribución de aceleraciones en el Perú para un periodo de exposición de 50 años y 10% de probabilidad de excedencia.

De la Fig. 007 podemos observar que la ciudad de Arequipa presenta niveles de aceleración de 0.34g.

Sin embargo como se tiene que cumplir las condiciones del RNE norma E-030 se hace uso del mapa de zonificación sísmica del Perú:

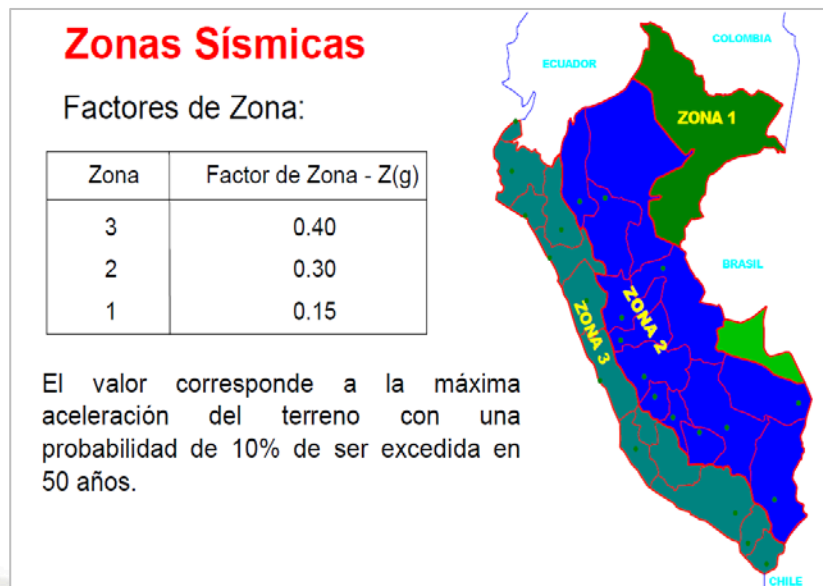


Fig. 008. Mapa de zonificación sísmica del Perú.

A partir de este mapa se asigna el factor Z a ser utilizado para el diseño sismorresistente del edificio:

$$Z=0.40g$$

Que corresponde a la máxima aceleración del terreno con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años.

2.3 Condiciones de Suelo

Según el Estudio de Suelos, realizado por Jorge E. Alva Hurtado Ingenieros E.I.R.L, cuyo estudio corresponde al Distrito de Cayma y en base a las características del perfil estratigráfico encontrado, se dieron las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- Nivel de Cimentación : $D_f = -1.65$ m (mínimo)
- Tipo de cimentación : Superficial
- Ángulo de fricción interna : $\phi = 37^\circ$ (cimientos)

$$\phi = 31^\circ \text{ (muros de sótano)}$$

- Peso Específico del Suelo : $\gamma = 1.65 \text{ tnf/m}^3$
- Cohesión : $c = 0.00 \text{ kgf/cm}^2$
- Capacidad Admisible : $q_{adm} = 2.40 \text{ kgf/cm}^2$
- Cemento Portland : Tipo I (sales NO agresivas)
- Potencial de Colapso : $0.3\% \rightarrow$ Deformación cuasi nula.
- Suelo de Perfil : Tipo $S_2 = 1.2$ con
 $T_p = 0.6 \text{ seg.}$

Sin embargo, para la presente tesis, dada la existencia de sótanos el nivel de fondo de Cimentación será a -12.55m , muy por debajo de la profundidad de la cimentación recomendada.

Los estudios de mecánica de suelos usualmente entregan valores de capacidad de carga admisible, sin embargo el software que se utiliza para el cálculo de estructuras sustituye el suelo por una cama de resortes, en el que cada uno de estos resortes actúa en forma independiente de los demás. Este modelo fue propuesto por Winkler en el siglo pasado.

Según este modelo, la presión con que reacciona el suelo ante la carga transmitida por la cimentación es proporcional al hundimiento que esta presenta en el punto en cuestión. A la constante de proporcionalidad se le llama módulo de reacción, o también **Coefficiente de Balasto**, nombre que se debe a que las primeras aplicaciones de este modelo se hicieron para el análisis de vías y durmientes de ferrocarril apoyados en forma continua sobre un balasto de grava. Se establece por tanto la relación:

$$p = K_s y$$

Dónde:

- P: presión (carga por unidad de área) ejercida por la cimentación
- y: asentamiento en el punto considerado
- K_s: módulo de reacción (Kgf/cm³)

La hipótesis es equivalente a suponer que la cimentación flota sobre un líquido cuyo peso volumétrico es igual al módulo de reacción, por ello los modelos de este tipo suelen llamarse de “viga flotante”.

Una de las debilidades de estos modelos es que suponen que el hundimiento en un suelo dado es proporcional a la presión ejercida e independiente del área cargada. La mecánica de suelos nos indica que, en arcillas, el hundimiento para una misma presión aumenta en forma directamente proporcional al tamaño del área cargada, mientras que en arenas el efecto del tamaño es mucho menos acentuado.

El módulo de reacción se suele determinar mediante una prueba de placa en que se somete a carga una placa cuadrada de 30.5cm x 30.5cm colocada sobre el estrato de suelo en estudio y se determina la relación esfuerzo – deformación que resulta generalmente no lineal.

Terzaghi propuso valores del módulo de reacción para suelos comunes en distintas condiciones.

Para un suelo arenoso o gravo arenoso se tiene los siguientes valores.

- Arena seca o húmeda suelta (N de 3 a 9) K_s=1.20 a 3.60 kgf/cm³

- Arena seca o húmeda media (N de 9 a 30) $K_s=3.60$ a 12.00 kgf/cm^3
- Arena seca o húmeda densa (N de 30 a 50) $K_s=12.00$ a 24.00 kgf/cm^3
- Grava fina con arena fina $K_s= 8.00$ a 10.00 kgf/cm^3
- Grava media con arena fina $K_s=10.00$ a 12.00 kgf/cm^3
- Grava media con arena gruesa $K_s=12.00$ a 15.00 kgf/cm^3
- Grava gruesa con arena gruesa $K_s= 15.00$ a 20.00 kgf/cm^3

Sin embargo, algunos autores correlacionan los valores de capacidad de carga con valores de coeficiente de balasto, mostrado en el Capítulo VI de Cimentaciones.

CAPITULO III

DESCRIPCION ARQUITECTONICA

3.1 Tipo de Edificio y uso

Se trata de un edificio que será de Concreto Armado con muros divisorios de ladrillo, el cual se clasifica, para la ciudad de Arequipa, como un Edificio Alto debido a que:

- Será de 21 pisos donde el Nivel Terminado de Edificación (NTE) más alto es +57.35 m.
- Tendrá 04 sótanos donde el Nivel de Piso Terminado (NPT) más bajo es de -11.35 m.

El Edificio tiene dimensiones, proporciones, funcionalidad y características de un EDIFICIO MULTIFAMILIAR, cuyo uso es netamente RESIDENCIAL.

3.2 Programa Arquitectónico

El terreno donde se levantará el edificio tiene forma rectangular y un área superficial de 718.56 m², distribuidos de la siguiente manera:

- **Sótanos 1 @ 4 (N.P.T.: -2.65, -5.55, -8.45, -11.35)**

Niveles en los cuales se encuentra el hall de ascensores, las escaleras de emergencia y las rampas de acceso a estacionamientos, los estacionamientos y los depósitos; y, en el caso del cuarto sótano se

ubican también el cuarto de bombas, el cuarto de implementos de limpieza.

- **Primer Piso (N.P.T.: +0.30)**

Nivel en el que se encuentra la recepción, el lobby, el salón de usos múltiples, un ½ baño de visitas, el hall de ascensores, las escaleras de emergencia, los estacionamientos, un depósito, un ½ baño de emergencia y las rampas de acceso a los estacionamientos.

- **Segundo al Vigésimo Primer Piso (N.P.T.: +2.85 @ + 54.85)**

Esta es la planta típica del edificio cuya área techada aproximada es 366.82 m².

Esta planta está compuesta por:

- Departamentos tipo A (201 – 2001) de 92.85 m²
- Departamentos tipo B (202 – 2002) de 125.55 m²
- Departamentos tipo C (203 – 2003) de 87.50 m².

3.3 Aspectos Cualitativos

El edificio, materia del presente estudio, tiene como objetivo proporcionar un diseño adecuado que maximice la funcionalidad y eficiencia en favor de los ocupantes, permitiendo la incorporación y/o modificación de los elementos necesarios para el desarrollo de la actividad cotidiana, con la finalidad de lograr un costo mínimo de ocupación, extender su ciclo de vida

y garantizar una mayor productividad estimulada por un ambiente de máximo confort.

Para cumplir con todo esto, el edificio deberá contar con cuatro elementos básicos:

a) La estructura del edificio

Todo lo que se refiere a la estructura y diseño arquitectónico como la altura entre pisos, los ductos para las instalaciones, tratamiento de fachadas, utilización de materiales, acabados, mobiliario y ductos para cableado y electricidad.

b) Los sistemas del edificio

Son todas las instalaciones que integran un edificio, como energía eléctrica, iluminación, ascensores y escaleras, seguridad y control de acceso, seguridad contra incendios y humo, telecomunicaciones, instalaciones hidráulicas y sanitarias.

c) Los servicios del edificio

Como su nombre lo indica, son los servicios o facilidades que ofrecerá el edificio como comunicaciones de video y voz, sala de usos múltiples y recepción, seguridad por medio del personal, limpieza, estacionamientos, etc.

d) La administración del edificio

Se refiere a todo lo que tiene que ver con la operación del mismo, como administración del inmueble y servicios en general, mantenimiento de sistemas, servicios y áreas comunes.

La optimización de cada uno de estos elementos y la interrelación o coordinación entre sí, es lo que determinará la calidad general del edificio.

3.4 Configuración Arquitectónica



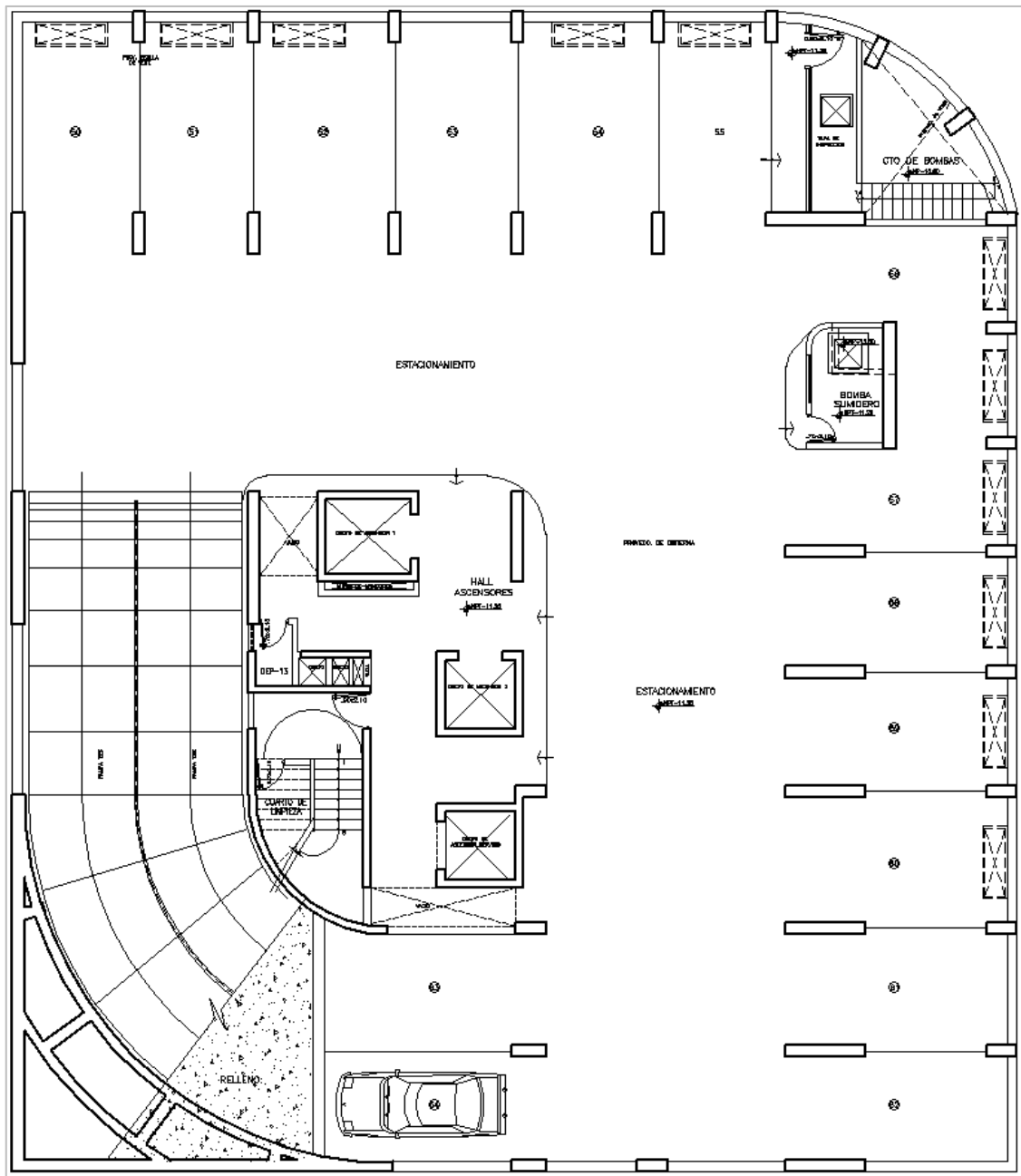


Fig. 009. Distribución arquitectónica del Cuarto Sótano

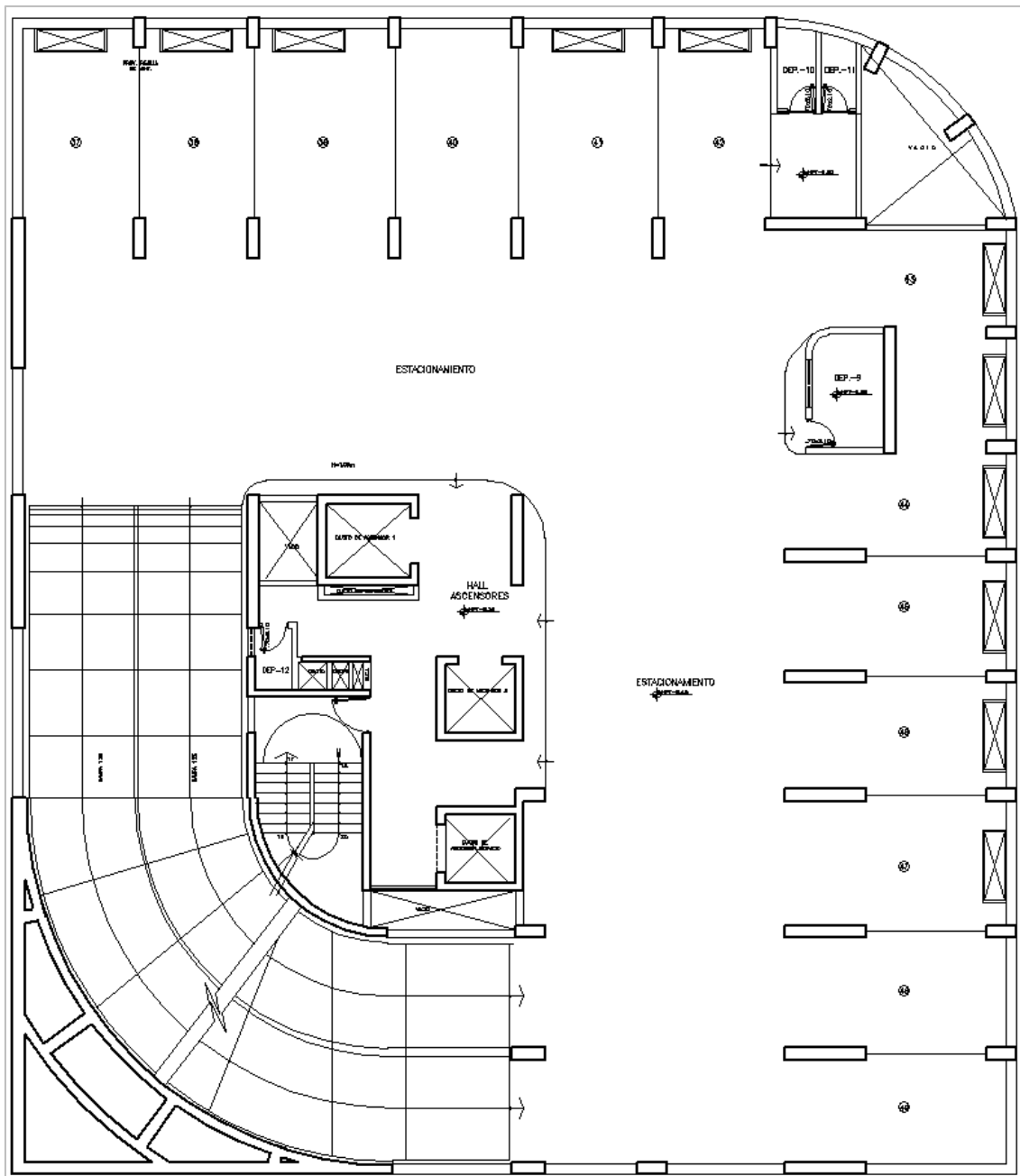


Fig. 010. Distribución arquitectónica del Primer, Segundo y Tercer Sótano

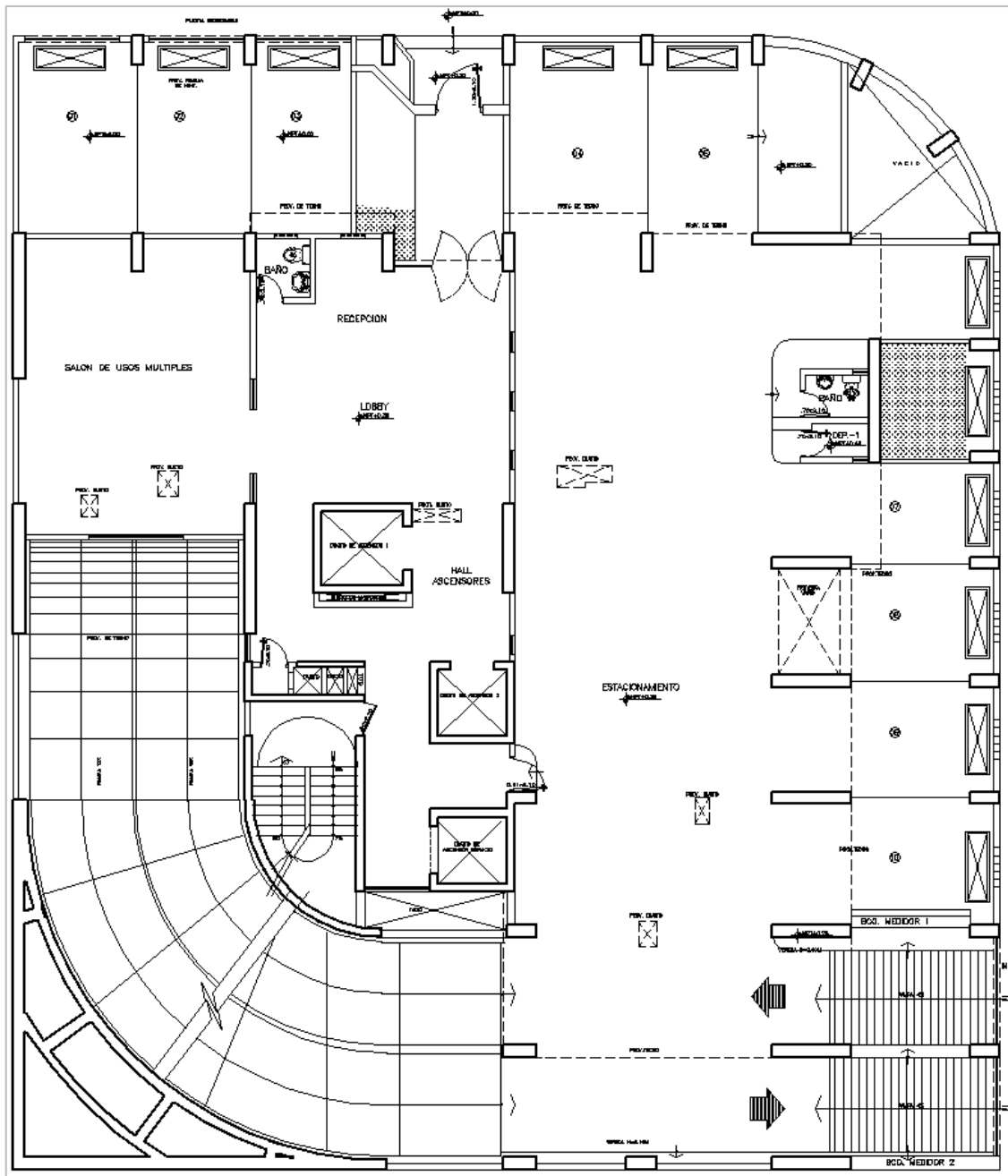


Fig. 011. Distribución arquitectónica del Primer Piso

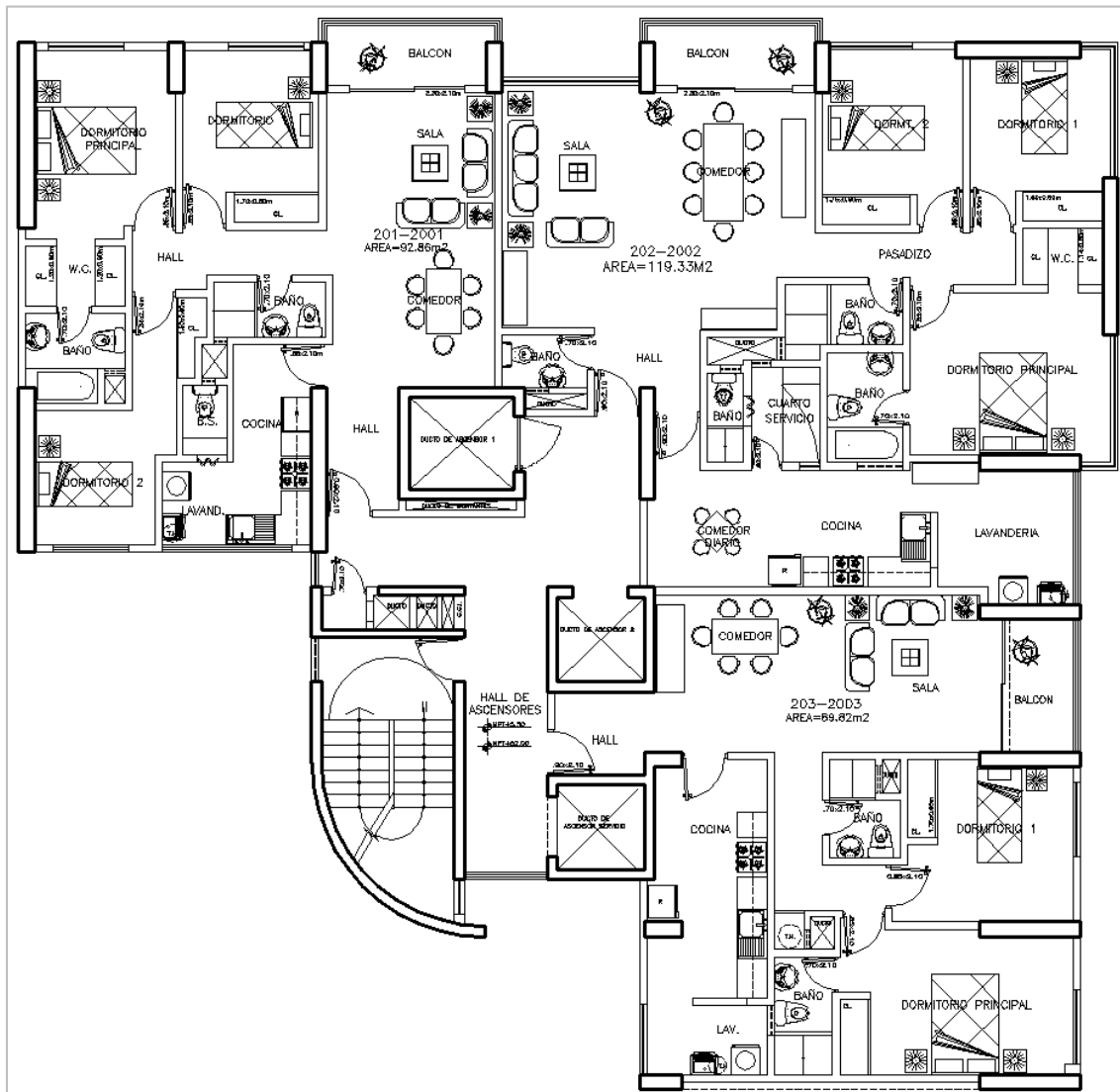


Fig. 012. Distribución arquitectónica del Segundo Piso al Vigésimo Primer Piso

3.5 Predimensionamiento

El predimensionamiento de los elementos estructurales se ha realizado según las luces y las cargas que soportan, cumpliendo las exigencias del Reglamento Nacional de Construcción.

3.5.1 Losas macizas

Como criterio práctico, basado en la experiencia, se estima para predimensionamiento del espesor de las losas macizas que éste sea igual a la luz libre dividida por 40 ó también el perímetro del paño dividido por 180.

En nuestro caso, la mayor luz libre es de 3.60m y el perímetro de 17.50m, entonces tenemos:

$$h = \frac{l}{40} \quad \longrightarrow \quad h = \frac{360}{40} = 9cm$$
$$h = \frac{p}{180} \quad \longrightarrow \quad h = \frac{1750}{180} = 9.72cm$$

El espesor de losa requerida es de 9cm a 10cm, el cual es a su vez muy pequeña, sobretodo en ambientes como baños y cocinas en los cuales se tienen tuberías de desagüe de 3" y 4" las cuales necesitan al menos una losa de espesor igual a 12.5 cm para poder atravesar dichos ambientes.

En el caso de éste proyecto se ha decidido usar losas macizas de 15cm para tener mayor holgura. Esta losa de mayor espesor

también ayuda a mejorar la rigidez en las zonas donde existen ductos o aberturas.

3.5.2 Vigas

El predimensionamiento de vigas también se hace en base a criterios basados en la experiencia, según los cuales podemos considerar un peralte del orden de un décimo a un doceavo de la luz libre, dicho peralte incluye la losa del piso o techo.

En cuanto al ancho de la viga, éste no debe ser menor a 25cm según la Norma Peruana E.060 y puede variar entre el 30% y 50% de la altura del peralte para el caso de pórticos o elementos sismo-resistentes, se podrán tener menores espesores en el caso de vigas que no formen pórticos.

Para nuestro caso, la mayor luz libre es del orden de 6.65m, para la cual predimensionando tendremos:

$$\frac{l}{14} \text{ ó } \frac{l}{12} > h$$

$$\frac{5.55}{14} \text{ ó } \frac{5.55}{12} > h$$

$$0.40cm \text{ ó } 0.46cm > h$$

Por lo tanto, las vigas tendrán un peralte de 0.50m y una base de 0.30 (60% del peralte) con lo cual cumplimos con el predimensionamiento de las vigas, por homogeneidad se procurará que las demás vigas tengan las mismas dimensiones.

3.5.3 Muros de corte

Debido a su propia configuración éste edificio no posee columnas, todos los elementos verticales son placas o muros de concreto armado sobre los cuales descansarán las vigas y losas de cada techo.

Para el predimensionamiento de placas, es difícil establecer un número ya que mientras mayor sea la cantidad de placas la estructura podrá resistir mayores fuerzas sísmicas, lo cual aliviará los esfuerzos sobre los pórticos.

De acuerdo con la norma E.060, el espesor mínimo en las placas debe ser 10 cm, ésta junto a la longitud de los elementos permitirá hallar un valor de esfuerzo cortante resistente que puede compararse al esfuerzo cortante actuante, reflejado por la cortante basal sísmica, para de ésta manera hacer una verificación del efecto sísmico sobre la estructura.

3.5.4 Escaleras

La escalera se dimensionará cumpliendo lo estipulado en el Reglamento Nacional de Construcciones, donde se debe cumplir que:

$$2 \text{ cp} + 1 \text{ p} = 60 @ 64 \text{ cm}$$

Donde:

- cp: contrapaso

- p: paso

Tomaremos 16 pasos de 25 cm. de ancho y el contrapaso será de 18cm. Verificando:

$$2 \times 18 + 25 = 61\text{cm}$$



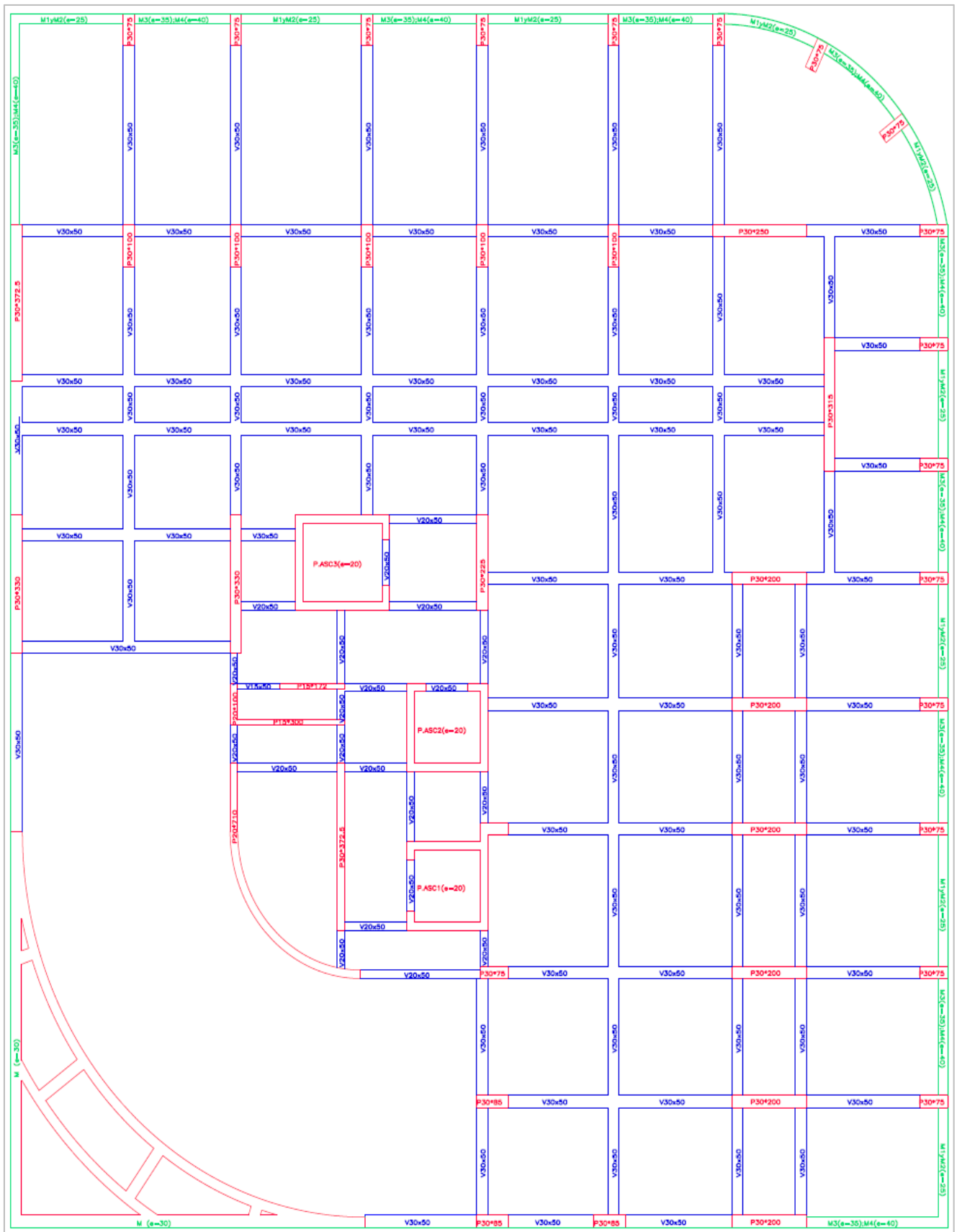


Fig. 013. Esquema de Estructuración en Planta - Sótano 4 a Piso 1

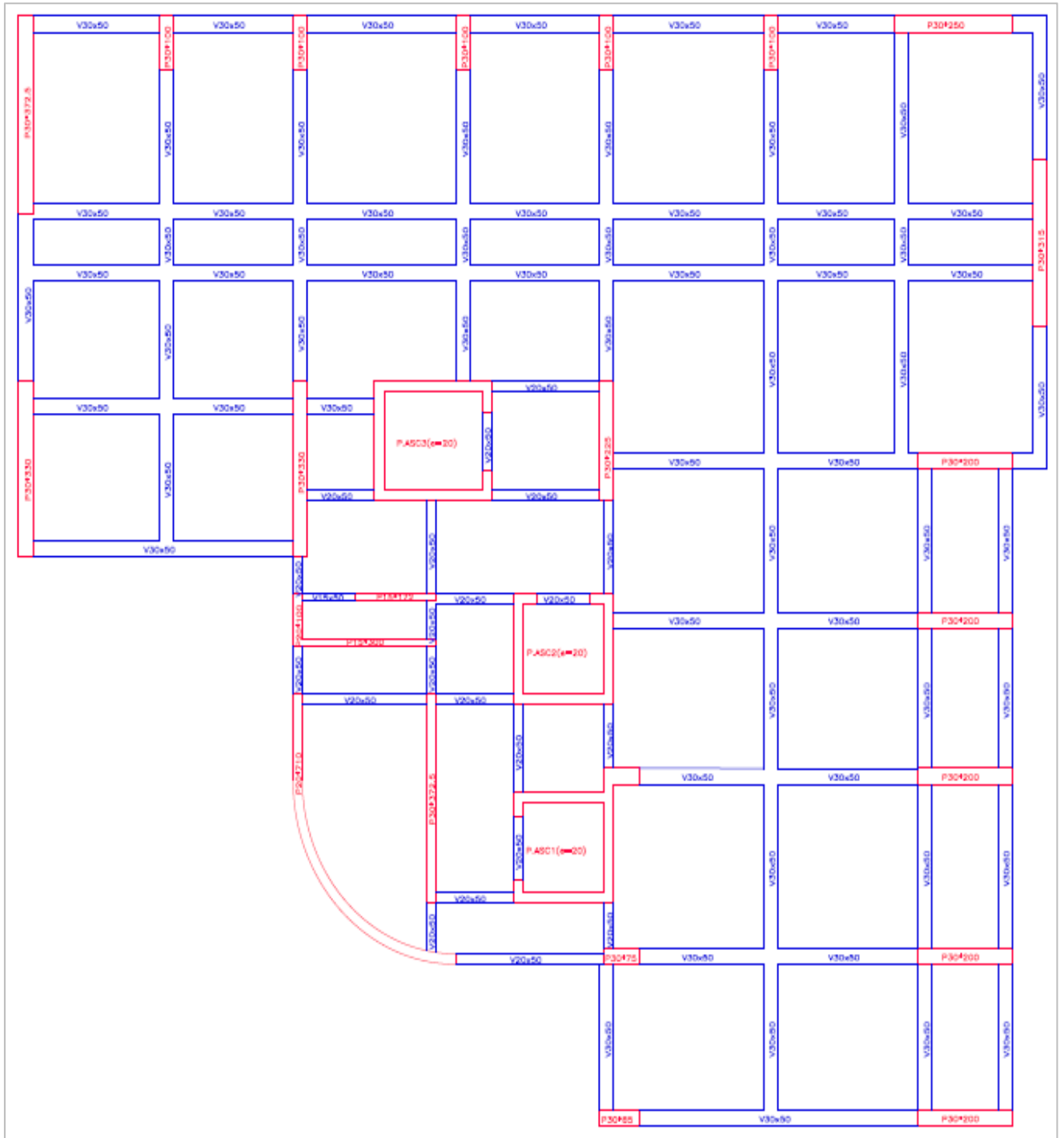


Fig. 014. Esquema de Estructuración en Planta - Piso 2 a Piso 21

CAPITULO IV

DIAFRAGMAS

4.1 Introducción

Las estructuras de los edificios son sistemas tridimensionales que soportan cargas gravitacionales y laterales, es conveniente separar el rol de los diafragmas y los elementos verticales (muros de corte), el diseño de un edificio es de arriba hacia abajo (Top – Down design).

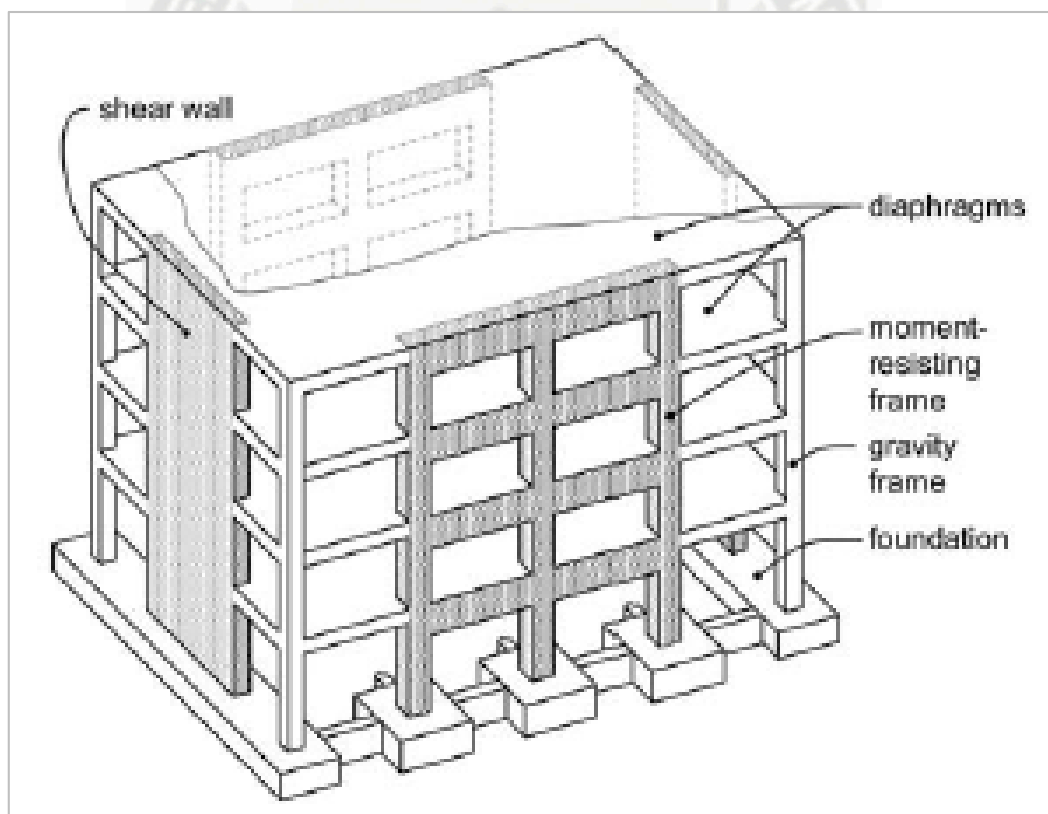


Fig. 015. Vista Isométrica de un Sistema Estructural

Para la presente tesis, el estudio de los diafragmas se facilita por la conformación de plantas típicas compuestas por un sistema de losas

macizas y vigas que cubren luces pequeñas que satisfacen las necesidades de vivienda programadas en arquitectura.

Se utilizó el programa **SAFE** por su versatilidad para el análisis y diseño de losas, dada la naturaleza académica de la tesis el análisis se realiza de forma computacional y el diseño de forma manual.

4.2 El rol de los diafragmas

Los diafragmas son elementos que permiten que una edificación tenga techos y pisos. Sus funciones estructurales son básicamente dos:

- Transmitir hacia las vigas las cargas propias de la losa, el piso terminado, sobrecargas y tabiques u otros elementos apoyados.
- Unir la estructura de tal manera que se tenga un comportamiento uniforme en cada piso ante la acción de un sismo, logrando que las columnas y muros se deformen una misma cantidad en cada nivel.

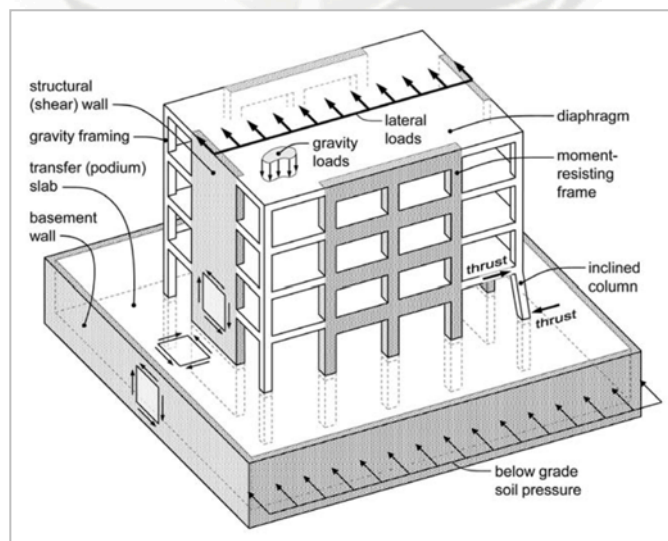


Fig. 016. Rol de los diafragmas

4.3 Componentes de los diafragmas

Los diafragmas están compuestos de la misma losa, vigas y las conexiones a los elementos verticales y/o de apoyo.

4.4 Análisis de los diafragmas

Para el presente edificio, se definen losas macizas de $h=15\text{cm}$, en todos los niveles.

4.4.1 Modelado de Diafragmas

A. Techo Típico en Sótano 4 al Sótano 1

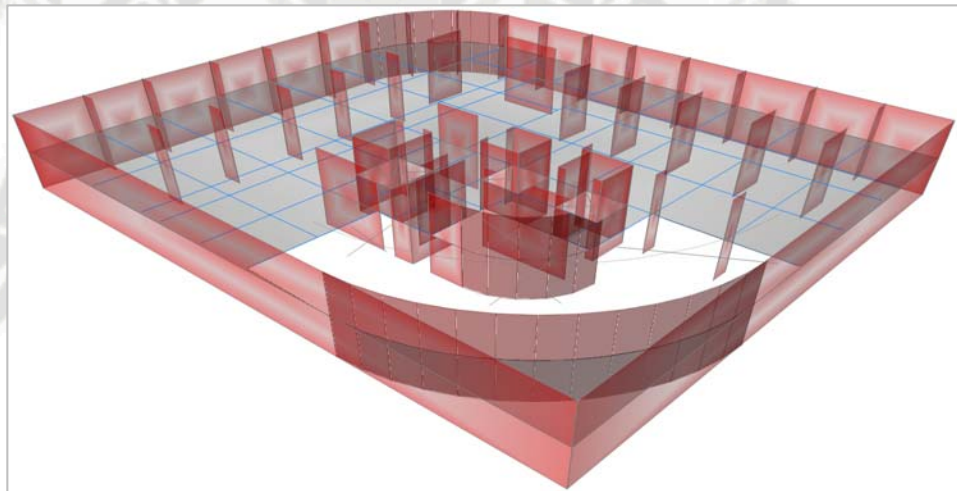


Fig. 017. Modelo de Techo Típico en Sótano 4 al Sótano 1 en programa SAFE

B. Techo Típico en Piso 1 al Piso 21

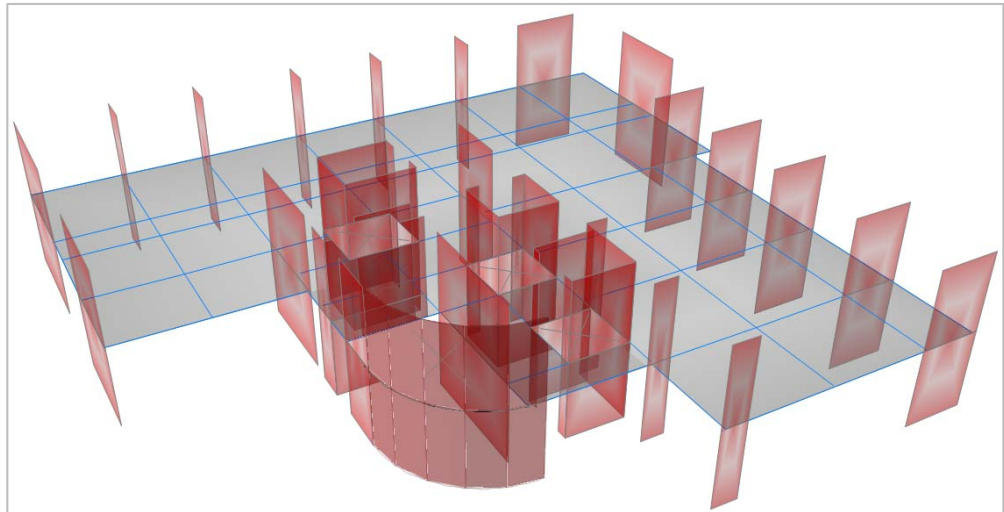
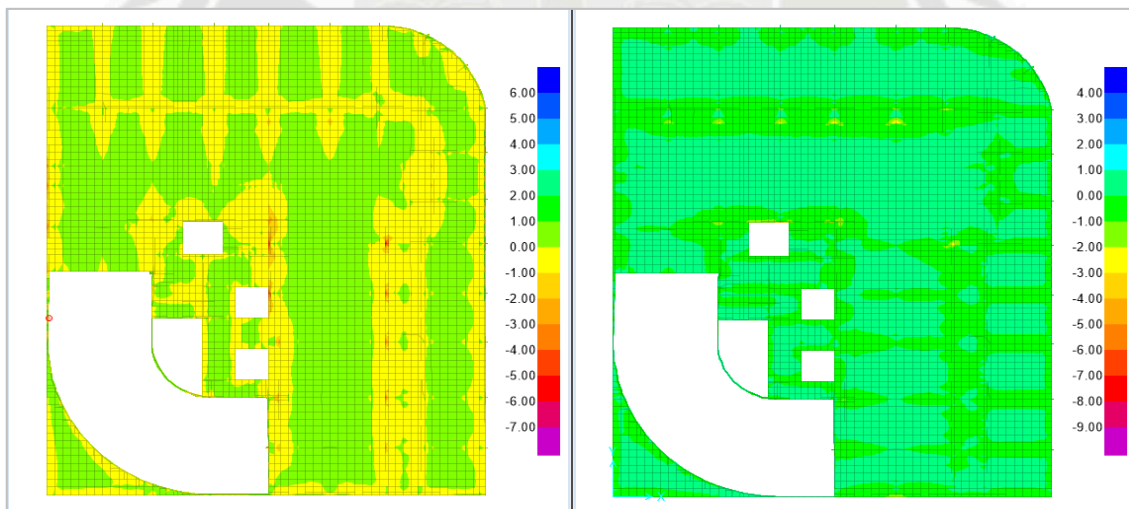


Fig. 018. Modelo de Techo Típico en Piso 1 al Piso 21 en programa SAFE

4.4.2 Análisis por cargas muertas

A. Techo Típico en Sótano 4 al Sótano 1

MOMENTOS



Dirección 1-1

$$Mu(+) = 0.91 \text{ Ton.} \cdot m$$

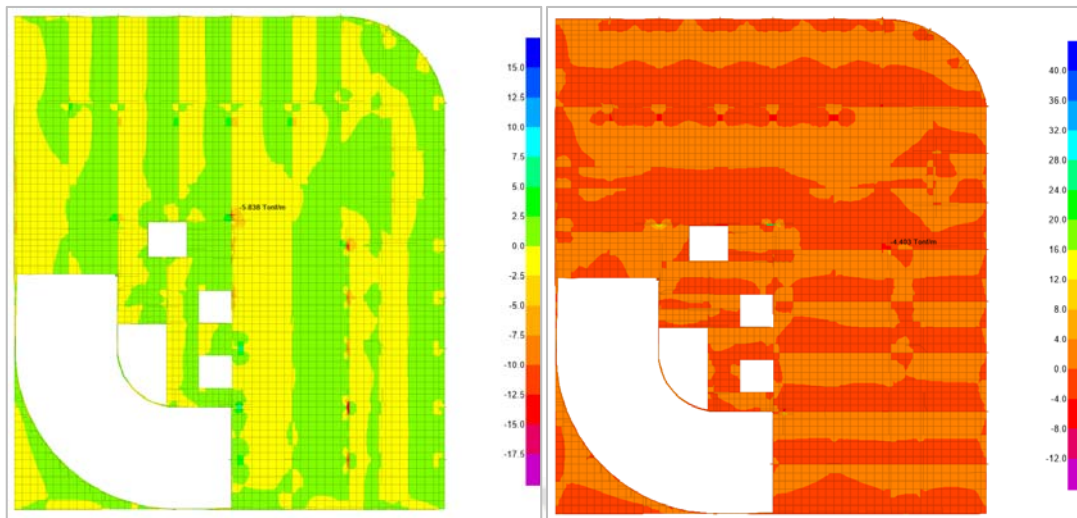
$$Mu(-) = 2.15 \text{ Ton.} \cdot m$$

Dirección 2-2

$$Mu(+) = 1.01 \text{ Ton.} \cdot m$$

$$Mu(-) = 2.20 \text{ Ton.} \cdot m$$

CORTANTES

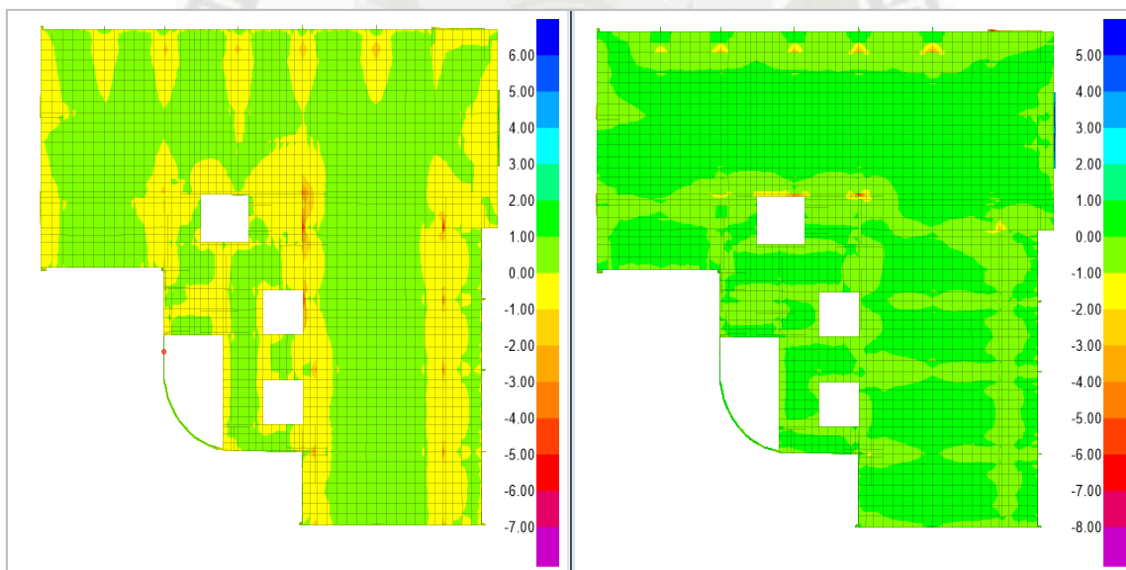


$$V_{ux} = 5.84 \text{ Ton}$$

$$V_{uy} = 4.40 \text{ Ton}$$

B. Techo Típico en Piso 1 al Piso 21

MOMENTOS



Dirección 1-1

$$Mu(+) = 0.76 \text{ Ton.m}$$

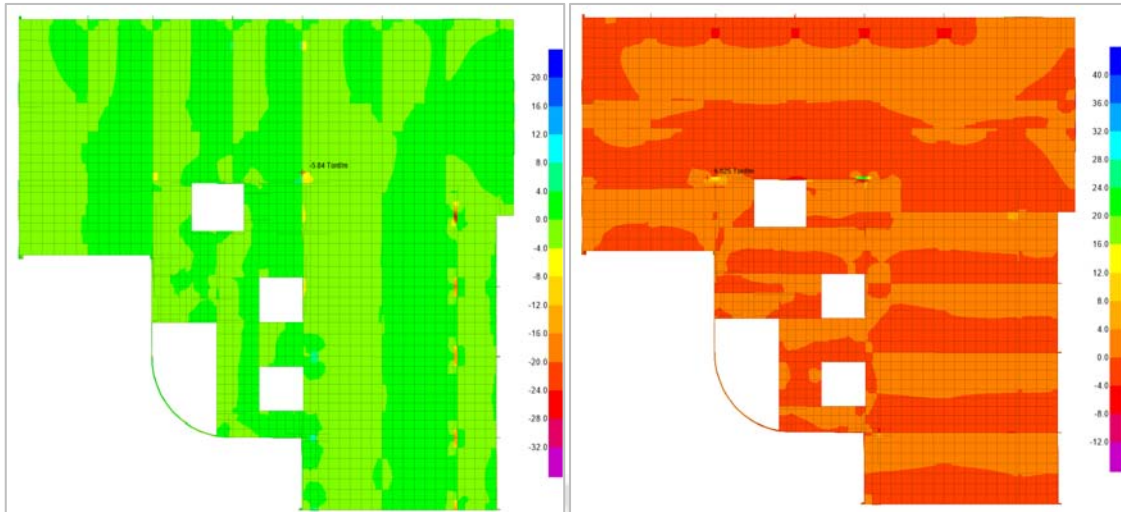
$$Mu(-) = 2.16 \text{ Ton.m}$$

Dirección 2-2

$$Mu(+) = 1.03 \text{ Ton.m}$$

$$Mu(-) = 2.19 \text{ Ton.m}$$

CORTANTES



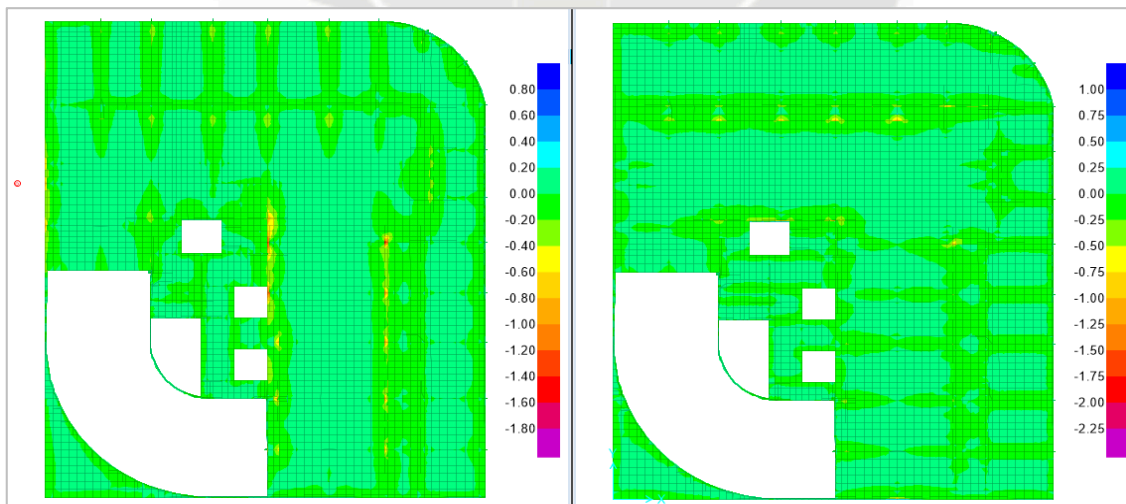
$$V_{ux} = 5.84 \text{ Ton}$$

$$V_{uy} = 6.03 \text{ Ton}$$

4.4.3 Análisis por cargas vivas

A. Techo Típico en Sótano 4 al Sótano 1

MOMENTOS



Dirección 1-1

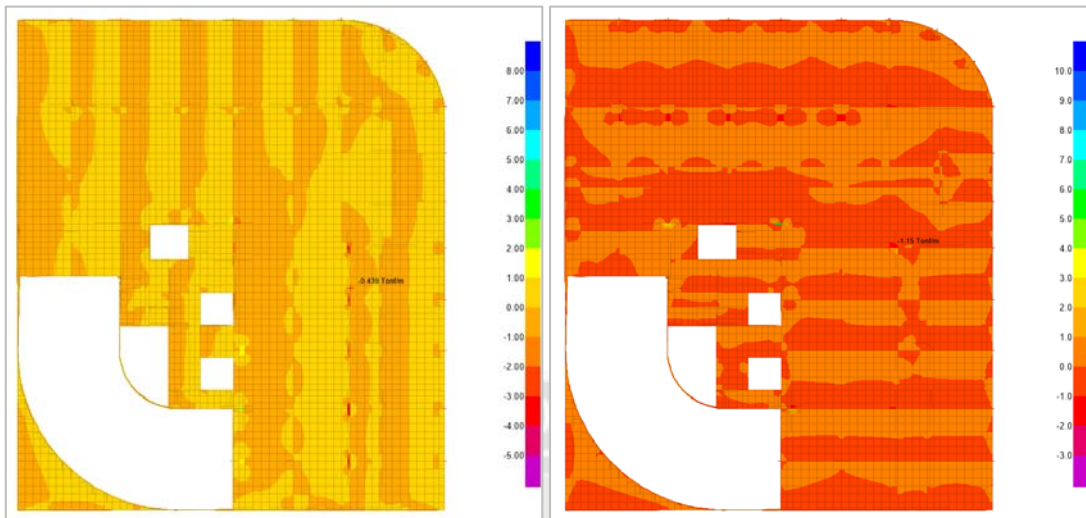
$$Mu(+) = 0.34 \text{ Ton.m}$$

$$Mu(-) = 1.40 \text{ Ton.m}$$

Dirección 2-2

$$Mu(+) = 0.30 \text{ Ton.m}$$

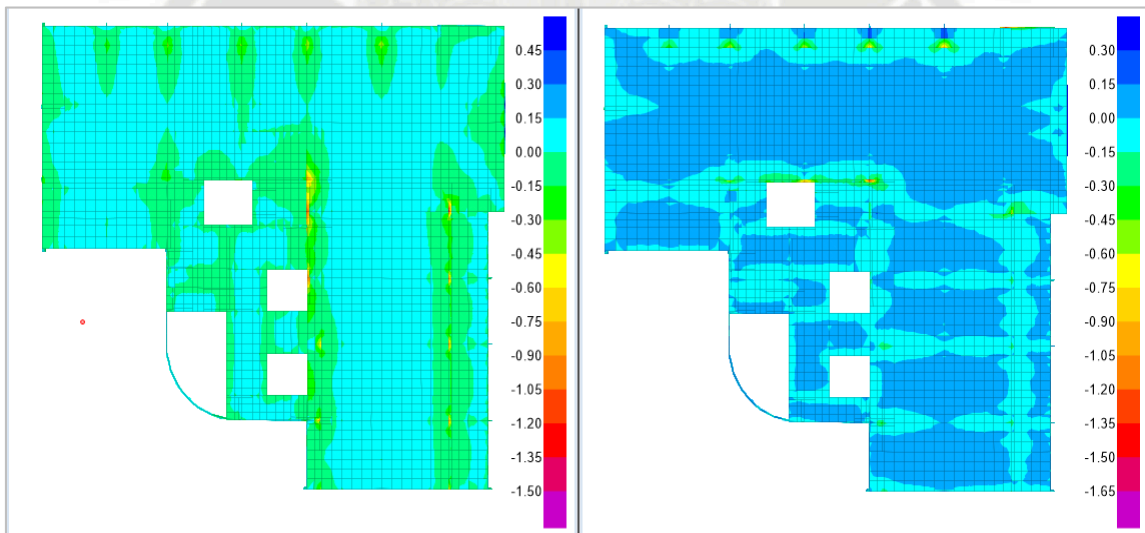
$$Mu(-) = 1.39 \text{ Ton.m}$$

CORTANTES

$$V_{ux} = 0.44 \text{ Ton}$$

$$V_{uy} = 1.15 \text{ Ton}$$

B. Techo Típico en Piso 1 al Piso 21

MOMENTOS**Dirección 1-1**

$$Mu(+) = 0.16 \text{ Ton.m}$$

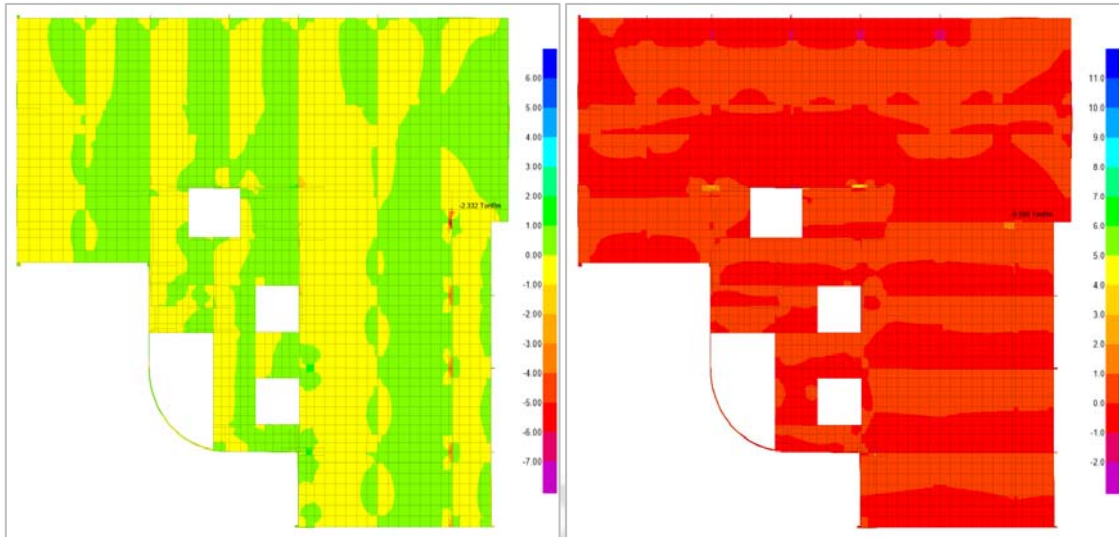
$$Mu(-) = 1.18 \text{ Ton.m}$$

Dirección 2-2

$$Mu(+) = 0.22 \text{ Ton.m}$$

$$Mu(-) = 1.01 \text{ Ton.m}$$

CORTANTES



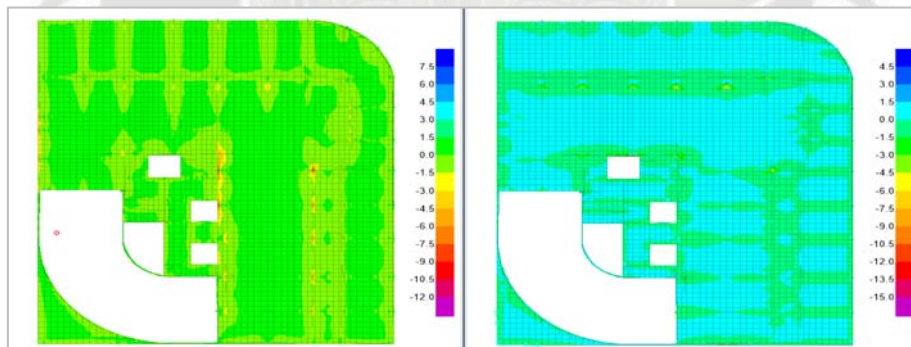
$$V_{ux} = 2.33 \text{ Ton}$$

$$V_{uy} = 0.60 \text{ Ton}$$

4.4.4 Análisis por combinación de cargas: U = 1.4CM + 1.7 CV

A. Techo Típico en Sótano 4 al Sótano 1

MOMENTOS



Dirección 1-1

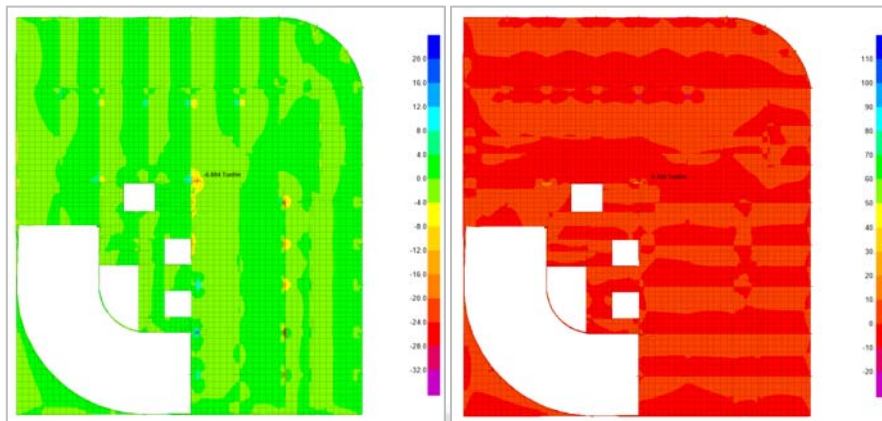
$$M_u(+)= 1.4(0.91) + 1.7(0.34) = 1.85 \text{ Ton.m}$$

$$M_u(-)= 1.4(2.15) + 1.7(1.40) = 5.39 \text{ Ton.m}$$

Dirección 2-2

$$M_u(+)= 1.4(1.01) + 1.7(0.30) = 1.92 \text{ Ton.m}$$

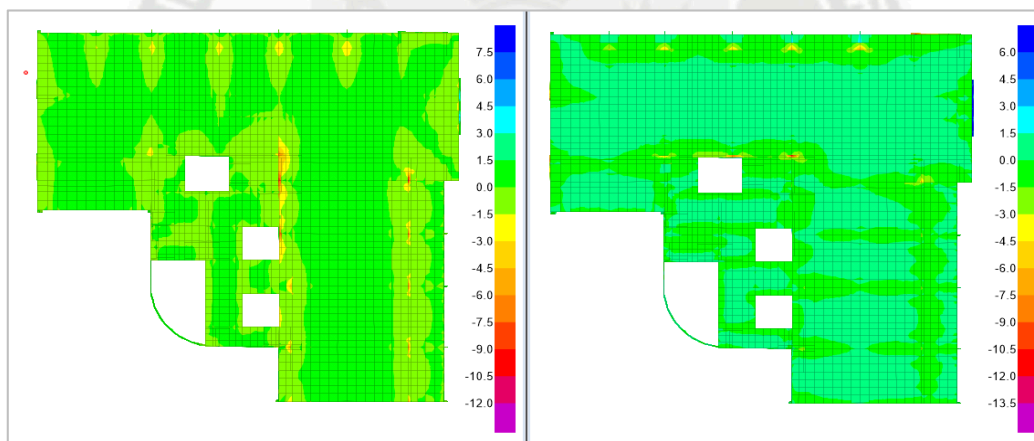
$$M_u(-)= 1.4(2.20) + 1.7(1.39) = 5.44 \text{ Ton.m}$$

CORTANTES

$$V_{ux} = 9.88 \text{ Ton}$$

$$V_{uy} = 7.11 \text{ Ton}$$

B. Techo Típico en Piso 1 al Piso 21

MOMENTOS**Dirección 1-1**

$$M_u(+)= 1.4(0.76) + 1.7(0.16) = 1.34 \text{ Ton.m}$$

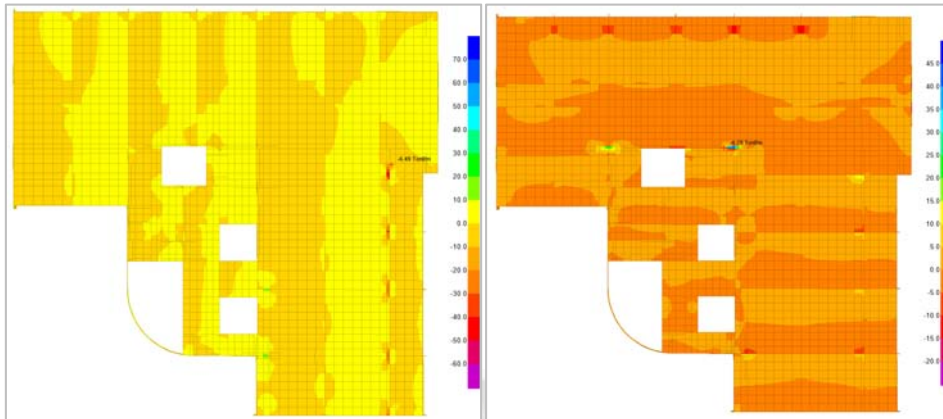
$$M_u(-)= 1.4(2.16) + 1.7(1.18) = 5.03 \text{ Ton.m}$$

Dirección 2-2

$$M_u(+)= 1.4(1.03) + 1.7(0.22) = 1.82 \text{ Ton.m}$$

$$M_u(-)= 1.4(2.19) + 1.7(1.01) = 4.78 \text{ Ton.m}$$

CORTANTES



$$V_{ux} = 6.49 \text{ Ton}$$

$$V_{uy} = 6.28 \text{ Ton}$$

4.4.5 Análisis sísmico

Tal como se mencionó líneas arriba el rol fundamental de los diafragmas es la transmisión de las fuerzas inerciales hacia los elementos verticales, es conveniente la integración del análisis a un sistema 3D completo lo que se realiza en el Capítulo V de la presente tesis.

4.5 Diseño por flexión de los diafragmas

4.5.1 Cálculo de acero en la dirección X

- Sótano 4 al Piso 1: Concreto $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$
 - Acero positivo

$$Ku = \frac{1.85 * 10^5}{100 * 12^2} = 12.85$$

De las tablas:

$$\rho = 0.0035$$

$$A_s = 0.0035 * 100 * 12 = 4.20 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 1/2'' @ 20cm$

- Acero negativo

$$Ku = \frac{5.39 * 10^5}{100 * 12^2} = 37.43$$

De las tablas:

$$\rho = 0.0107$$

$$A_s = 0.0107 * 100 * 12 = 12.84 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 1/2'' @ 10cm$

- **Piso 2 al Piso 10: Concreto f'c = 280 kgf/cm²**

- Acero positivo

$$Ku = \frac{1.34 * 10^5}{100 * 12^2} = 9.31$$

De las tablas:

$$\rho = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 * 100 * 12 = 3.12 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8'' @ 20cm$

- Acero negativo

$$Ku = \frac{5.03 * 10^5}{100 * 12^2} = 34.93$$

De las tablas:

$$\rho = 0.0102$$

$$A_s = 0.0102 * 100 * 12 = 12.24 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 1/2'' @ 10 cm$

- **Piso 11 al Piso 21: Concreto f'c = 210 kgf/cm²**

- Acero positivo

$$Ku = \frac{1.34 * 10^5}{100 * 12^2} = 9.31$$

De las tablas:

$$\rho = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 * 100 * 12 = 3.12 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8" @ 20\text{cm}$

- Acero negativo

$$Ku = \frac{5.03 * 10^5}{100 * 12^2} = 34.93$$

De las tablas:

$$\rho = 0.0106$$

$$A_s = 0.0106 * 100 * 12 = 12.72 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 1/2" @ 10 \text{ cm}$

4.5.2 Cálculo de acero en la dirección Y

- Sótano 4 al Piso 1: Concreto $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$

- Acero positivo

$$Ku = \frac{1.92 * 10^5}{100 * 12^2} = 13.33$$

De las tablas:

$$\rho = 0.0037$$

$$A_s = 0.0037 * 100 * 12 = 4.44 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 1/2" @ 20\text{cm}$

- Acero negativo

$$Ku = \frac{5.44 * 10^5}{100 * 12^2} = 37.78$$

De las tablas:

$$\rho = 0.0109$$

$$A_s = 0.0109 * 100 * 12 = 13.08 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 1/2'' @ 10 \text{ cm}$

- **Piso 2 al Piso 10: Concreto $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$**

- Acero positivo

$$Ku = \frac{1.82 * 10^5}{100 * 12^2} = 12.64$$

De las tablas:

$$\rho = 0.0034$$

$$A_s = 0.0034 * 100 * 12 = 4.08 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$

- Acero negativo

$$Ku = \frac{4.78 * 10^5}{100 * 12^2} = 33.19$$

De las tablas:

$$\rho = 0.0096$$

$$A_s = 0.0096 * 100 * 12 = 11.52 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 1/2'' @ 10 \text{ cm}$

- **Piso 11 al Piso 21: Concreto $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$**

- Acero positivo

$$Ku = \frac{1.82 * 10^5}{100 * 12^2} = 12.64$$

De las tablas:

$$\rho = 0.0035$$

$$A_s = 0.0035 * 100 * 12 = 4.20 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$

- o Acero negativo

$$Ku = \frac{4.78 * 10^5}{100 * 12^2} = 33.19$$

De las tablas:

$$\rho = 0.0099$$

$$A_s = 0.0099 * 100 * 12 = 11.88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar $\phi 1/2'' @ 10 \text{ cm}$

4.6 Diseño por corte de los diafragmas

4.6.1 Cálculo en dirección X

- **Sótano 4 al Piso 1: Concreto $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$**

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{350} * 100 * (15 - 3) = 10.11 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_{ux}$$

$$10.11 \text{ Ton} > 9.88 \text{ Ton} \quad \text{Ok!}$$

- **Piso 2 al Piso 10: Concreto $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$**

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * (15 - 3) = 9.05 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_{ux}$$

$$9.05 \text{ Ton} > 6.49 \text{ Ton} \quad \text{Ok!}$$

- **Piso 11 al Piso 21: Concreto $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$**

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * (15 - 3) = 7.83 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_{ux}$$

$$7.83 \text{ Ton} > 6.49 \text{ Ton} \quad \text{Ok!}$$

4.6.2 Cálculo de acero en la dirección Y

- **Sótano 4 al Piso 1: Concreto f'c = 350 kgf/cm²**

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{350} * 100 * (15 - 3) = 10.11 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_{uy}$$

$$10.11 \text{ Ton} > 7.11 \text{ Ton} \quad \text{Ok!}$$

- **Piso 2 al Piso 10: Concreto f'c = 280 kgf/cm²**

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 100 * (15 - 3) = 9.05 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_{uy}$$

$$9.05 \text{ Ton} > 6.28 \text{ Ton} \quad \text{Ok!}$$

- **Piso 11 al Piso 21: Concreto f'c = 210 kgf/cm²**

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * (15 - 3) = 7.83 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_{uy}$$

$$7.83 \text{ Ton} > 6.28 \text{ Ton} \quad \text{Ok!}$$

4.7 Análisis y diseño de vigas

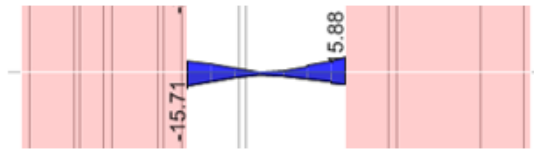
4.7.1 Vigas del Sótano 4 al Piso 1 con f'c = 350 kgf/cm²

V30x50

1. Datos

$f'c =$	350 kgf/cm ²	$b =$	30 cm
$f_y =$	4200 kgf/cm ²	$h =$	50 cm
		$d =$	42 cm
		$d' =$	8 cm

2 capas

2. Diseño por flexiónMomentos Flectores**2.1. Acero Positivo**

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} \quad A_{s\min} = \rho_{\min} * b * d$$

$\rho_{\min} =$	0.0031	$\phi =$	0.90	(Flexión)
$A_{s\min} =$	3.93 cm ²			
$M_u (+) =$	15.71 tn-m			

$$K_u = \frac{M_u}{b * d^2}$$

$K_u =$	29.69
$\rho =$	0.86% 0.0086
$A_s =$	10.84 cm ²

→ Se usará 5 ϕ 3/4"

2.2. Acero Negativo

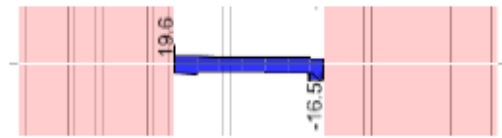
$A_{s\min} =$	3.93 cm ²	$\phi =$	0.90	(Flexión)
$M_u (-) =$	15.88 tn-m			

$$K_u = \frac{M_u}{b * d^2}$$

$K_u =$	30.01
$\rho =$	0.86% 0.0086
$A_s =$	10.84 cm ²

→ Se usará 5 ϕ 3/4"

3. Diseño por corte

Fuerzas Cortantes

2.1. Acero de Refuerzo

Si:

$$V_u \leq \phi * V_n, \quad \text{donde } V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad \longrightarrow \quad \text{Necesita refuerzo mínimo}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad \quad \quad V_s = \frac{A_v * f_{y_v} * d}{S}$$

Si:

$$V_u > \phi * V_c \quad \longrightarrow \quad \text{Necesita refuerzo}$$

$$S = \frac{A_v * f_{y_v} * d}{V_s}, \quad \text{donde } V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde: $\phi = 0.85$ (Cortante) $V_u = 19.60 \text{ tn}$ \longrightarrow Cortante Isostático

Además, en el caso de vigas sismorresistentes, como aquellas que se encuentran entre elementos de gran rigidez, el refuerzo por corte debe ser mayor que el asociado al cortante generado en el mecanismo de falla a flexión, de manera que se asegure que la viga falle primero por flexión (falla dúctil) que por corte (falla frágil).

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + V_u(\text{isostático})$$

Entonces, tenemos:

$$\longrightarrow \text{Para } A_s (-) = 5 \phi 3/4" = 14.25 \text{ cm}^2$$

De acuerdo al diagrama de deformaciones se tiene:

$$T = A_s * f_y \quad 59850.00 \text{ kgf}$$

$$C_c = T \quad 59850.00 \text{ kgf}$$

$$a = C_c / (0.85 * f'_c * b) \quad 6.71 \text{ cm}$$

$$c = a / \beta_1 \quad \beta_1 (350) = 0.80 \quad 8.38 \text{ cm}$$

$$M_n(-) = T * (d - (a/2)) \quad 23.13 \text{ Ton-m}$$

$$\longrightarrow \text{Para } A_s (+) = 5 \phi 3/4" = 14.25 \text{ cm}^2$$

De acuerdo al diagrama de deformaciones se tiene:

$$T = A_s * f_y \quad 59850.00 \text{ kgf}$$

$$C_c = T \quad 59850.00 \text{ kgf}$$

$$a = C_c / (0.85 * f'_c * b) \quad 6.71 \text{ cm}$$

$$c = a / \beta_1 \quad \beta_1 (350) = 0.80 \quad 8.38 \text{ cm}$$

$$M_n(-) = T * (d - (a/2)) \quad 23.13 \text{ Ton-m}$$

 \longrightarrow Entonces:

$$V_u = \frac{23.13 + 23.13}{3.17} = 14.59 \text{ Ton}$$

→ Por lo tanto:

$$V_u = 19.60 \pm 14.59 = 34.19 \text{ Ton y } 5.01 \text{ Ton}$$

→ La resistencia del concreto de la viga es:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{3500} * 30 * 42 = 10.62 \text{ Ton} < V_u$$

→ Hallamos la cantidad de acero de refuerzo por corte necesario:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi(V_c + V_s) \\ 34.19 &\leq 10.62 + 0.85 * V_s \\ V_s &\geq 27.73 \text{ Ton} \end{aligned}$$

→ Espaciamiento entre estribos:

$$\begin{aligned} s &= 1.42 * 4200 * 42 / 27730 \\ s &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

→ Por lo tanto, usaremos estribos de 3/8" con una separación máxima de 9 cm

Colocar: $\phi 3/8" \rightarrow 1@0.05\text{m}, \text{ resto}@0.10\text{m}$

4.7.2 Vigas del Piso 2 al Piso 10 con $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$

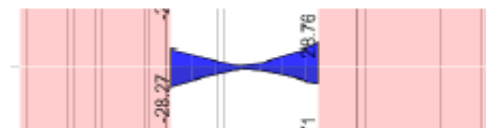
V30x50

1. Datos

$f'_c =$	280 kgf/cm ²	$b =$	30 cm
$f_y =$	4200 kgf/cm ²	$h =$	50 cm
		$d =$	42 cm
		$d' =$	8 cm
			2 capas

2. Diseño por flexión

Momentos Flectores



2.1. Acero Positivo

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad A_{s\min} = \rho_{\min} * b * d$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 0.0028 \\ A_{s\min} &= 1.12 \text{ cm}^2 \\ \mu (+) &= 28.27 \text{ tn-m} \end{aligned} \quad \phi = 0.90 \quad (\text{Flexión})$$

$$\begin{aligned} K_u &= \frac{M_u}{b * d^2} & K_u &= 53.42 \\ \rho & & \rho &= 1.66\% \quad 0.0166 \\ A_s & & A_s &= 20.92 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

→ Se usará 5 $\phi 1"$

2.2. Acero Negativo

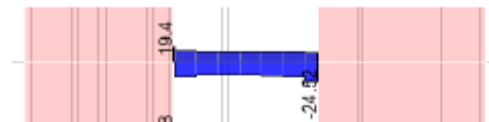
$$\begin{aligned} A_s \text{ m\u00edn} &= 1.12 \text{ cm}^2 & \phi &= 0.90 \quad (\text{Flexi\u00f3n}) \\ \mu (-) &= 28.76 \text{ tn}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$K_u = \frac{M_u}{b * d^2} \quad \begin{aligned} K_u &= 54.35 \\ \rho &= 1.70\% \quad 0.0170 \\ A_s &= 21.42 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

→ Se usar\u00e1 5 ϕ 1"

3. Dise\u00f1o por corte

Fuerzas Cortantes



2.1. Acero de Refuerzo

Si:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi * V_n, \quad \text{donde } V_n = V_c + V_s \\ V_u &\leq \phi V_c \quad \longrightarrow \quad \text{Necesita refuerzo m\u00ednimo} \\ V_c &= 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d & V_s &= \frac{A_v * f_y * d}{S} \end{aligned}$$

Si:

$$\begin{aligned} V_u &> \phi * V_c \quad \longrightarrow \quad \text{Necesita refuerzo} \\ S &= \frac{A_v * f_y * d}{V_s}, \quad \text{donde } V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d \end{aligned}$$

Donde: $\phi = 0.85$ (Cortante)

$$V_u = 24.52 \text{ tn} \quad \longrightarrow \quad \text{Cortante Isost\u00e1tico}$$

Adem\u00e1s, en el caso de vigas sismorresistentes, como aquellas que se encuentran entre elementos de gran rigidez, el refuerzo por corte debe ser mayor que el asociado al cortante generado en el mecanismo de falla a flexi\u00f3n, de manera que se asegure que la viga falle primero por flexi\u00f3n (falla d\u00facil) que por corte (falla fr\u00e1gil).

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + V_u(\text{isost\u00e1tico})$$

Entonces, tenemos:

$$\begin{aligned} \longrightarrow \text{ Para } A_s (-) &= 5 \phi 1" = 25.35 \text{ cm}^2 \\ \text{De acuerdo al diagrama de deformaciones se tiene:} \\ T &= A_s * f_y & 106470.00 \text{ kgf} \\ C_c &= T & 106470.00 \text{ kgf} \\ a &= C_c / (0.85 * f'_c * b) & 14.91 \text{ cm} \\ c &= a / \beta_1 \quad \beta_1 (350) = 0.80 & 18.64 \text{ cm} \\ M_n(-) &= T * (d - (a/2)) & 36.78 \text{ Ton}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \longrightarrow \text{ Para } A_s (+) &= 5 \phi 1" = 25.35 \text{ cm}^2 \\ \text{De acuerdo al diagrama de deformaciones se tiene:} \\ T &= A_s * f_y & 106470.00 \text{ kgf} \\ C_c &= T & 106470.00 \text{ kgf} \\ a &= C_c / (0.85 * f'_c * b) & 14.91 \text{ cm} \\ c &= a / \beta_1 \quad \beta_1 (350) = 0.80 & 18.64 \text{ cm} \\ M_n(-) &= T * (d - (a/2)) & 36.78 \text{ Ton}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

→ Entonces:

$$V_u = \frac{36.78+36.78}{2.17} = 23.21 \text{ Ton}$$

→ Por lo tanto:

$$V_u = 24.52 \pm 23.21 = 47.73 \text{ Ton y } 1.31 \text{ Ton}$$

→ La resistencia del concreto de la viga es:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 30 * 42 = 9.50 \text{ Ton} < V_u$$

→ Hallamos la cantidad de acero de refuerzo por corte necesario:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi(V_c + V_s) \\ 47.73 &\leq 9.50 + 0.85 * V_s \\ V_s &\geq 44.98 \text{ Ton} \end{aligned}$$

→ Espaciamiento entre estribos:

$$\begin{aligned} s &= 2.54 * 4200 * 42 / 44980 \\ s &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

→ Por lo tanto, usaremos estribos de 1/2" con una separación máxima de 10 cm

Colocar: $\phi 1/2'' \rightarrow 1@0.05\text{m, resto}@0.10\text{m}$

4.7.3 Vigas del Piso 11 al Piso 21 con $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

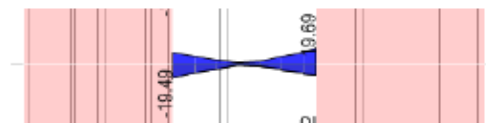
V30x50

1. Datos

$f'_c =$	210 kgf/cm ²	$b =$	30 cm
$f_y =$	4200 kgf/cm ²	$h =$	50 cm
		$d =$	42 cm
		$d' =$	8 cm
			2 capas

2. Diseño por flexión

Momentos Flectores



2.1. Acero Positivo

$$\rho_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= 0.0024 \\ A_{s_{min}} &= 0.97 \text{ cm}^2 \\ \mu (+) &= 19.49 \text{ tn-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 \quad (\text{Flexión}) \\ K_u &= 36.83 \\ \rho &= 1.14\% \quad 0.0114 \\ A_s &= 4.56 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

→ Se usará 3 $\phi 5/8''$

2.2. Acero Negativo

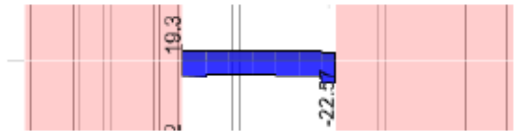
$$\begin{array}{llll} \text{As mín} = & 0.97 \text{ cm}^2 & \phi = & 0.90 \quad (\text{Flexión}) \\ \text{Mu (-)} = & 19.69 \text{ tn-m} & & \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} K_u = \frac{M_u}{b * d^2} & & K_u = & 37.21 \\ & & \rho = & 1.14\% \quad 0.0114 \\ & & \text{As} = & 4.56 \text{ cm}^2 \end{array}$$

→ Se usará 3 ϕ 5/8"

3. Diseño por corte

Fuerzas Cortantes



2.1. Acero de Refuerzo

Si:

$$V_u \leq \phi * V_n, \quad \text{donde } V_n = V_c + V_s$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad \longrightarrow \quad \text{Necesita refuerzo}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \quad \quad V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b} \quad \quad \quad A_v = \frac{3.5 * b * S}{f_y}$$

Si:

$$V_u > \phi * V_c \quad \longrightarrow \quad \text{Necesita refuerzo}$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}, \quad \text{donde } V_s \leq 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde: $\phi = 0.85$ (Cortante)

$V_u = 22.57 \text{ tn}$ → Cortante Isostático

Además, en el caso de vigas sismorresistentes, como aquellas que se encuentran entre elementos de gran rigidez, el refuerzo por corte debe ser mayor que el asociado al cortante generado en el mecanismo de falla a flexión, de manera que se asegure que la viga falle primero por flexión (falla dúctil) que por corte (falla frágil).

$$V_{ui} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n} + V_{u(\text{isostático})}$$

Entonces, tenemos:

→ Para $\text{As (-)} = 3 \phi 5/8" = 5.94 \text{ cm}^2$

De acuerdo al diagrama de deformaciones se tiene:

$$T = \text{As} * f_y = 24948.00 \text{ kgf}$$

$$C_c = T = 24948.00 \text{ kgf}$$

$$a = C_c / (0.85 * f'c * b) = 4.66 \text{ cm}$$

$$c = a / \beta_1 \quad \beta_1 (350) = 0.80 \quad 5.82 \text{ cm}$$

$$M_n(-) = T * (d - (a/2)) = 9.90 \text{ Ton-m}$$

$$\longrightarrow \text{Para } A_s (+) = 3 \phi 5/8" = 5.94 \text{ cm}^2$$

De acuerdo al diagrama de deformaciones se tiene:

$$T = A_s * f_y = 24948.00 \text{ kgf}$$

$$C_c = T = 24948.00 \text{ kgf}$$

$$a = C_c / (0.85 * f'_c * b) = 4.66 \text{ cm}$$

$$c = a / \beta_1 \quad \beta_1 (350) = 0.80 \quad 5.82 \text{ cm}$$

$$M_n(-) = T * (d - (a/2)) = 9.90 \text{ Ton-m}$$

Entonces:

$$V_u = \frac{9.90 + 9.90}{3.17} = 6.25 \text{ Ton}$$

Por lo tanto:

$$V_u = 22.57 \pm 6.25 = 28.82 \text{ Ton y } 16.32 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto de la viga es:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 42 = 8.23 \text{ Ton} < V_u$$

Hallamos la cantidad de acero de refuerzo por corte necesario:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi(V_c + V_s) \\ 28.82 &\leq 8.23 + 0.85 * V_s \\ V_s &\geq 24.22 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Espaciamiento entre estribos:

$$\begin{aligned} s &= 1.42 * 4200 * 42 / 24220 \\ s &= 10.34 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo tanto, usaremos estribos de $3/8"$ con una separación máxima de 10 cm

Colocar: $\phi 3/8" \rightarrow 1@0.05\text{m, resto}@0.10\text{m}$

CAPITULO V

MUROS DE CORTE

5.1 Introducción

El sistema estructural escogido es el de “**muros estructurales de concreto armado**” con el objeto de controlar los desplazamientos laterales y giros torsionales ocasionados por las acciones sísmicas.

Los muros estructurales son elementos rígidos que soportan convenientemente altas cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores, estos se han distribuido convenientemente para satisfacer las exigencias arquitectónicas.

Se ha utilizado el programa ETABS 2013 en su versión última para el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos en tres dimensiones, con ello se ha seguido los tres pasos básicos:

- **Modelaje estructural**

Se han definido las propiedades de los materiales, secciones, tipos de análisis (CM, CV y CS), esta etapa es la más delicada pues se trata de colocar los datos en función de los resultados esperados.

- **Análisis estructural**

Esta tarea la realiza el programa ETABS 2013 cuyo estado de avance es impresionante por la calidad de presentación.

- **Análisis de resultados**

Esta etapa fue realizada haciendo verificaciones simples como la relación del peso total sobre área techada, cálculo del período fundamental por el método empírico que proporciona la norma E-030 y formas modales.

El diseño estructural se ha realizado utilizando un software de ayuda: CSI COLUMN que resuelve los diagramas de interacción para secciones arbitrarias y complejas como el de una caja de ascensor, que es una sección tubular.

5.2 Análisis Estructural tridimensional

5.2.1 Consideraciones Generales

La Norma E.030 en su Artículo 3 describe la filosofía del diseño sismorresistente:

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

Para lograr un diseño eficiente, acorde con la importancia de la edificación, la Norma E.030 señala los siguientes principios del diseño sismorresistente:

- La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.

- La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de los límites aceptables.

5.2.2 Análisis Preliminar

5.2.2.1 Materiales

Para la presente tesis, se utilizarán los siguientes materiales:

- Albañilería 1,800.00 kg/m³
- Concreto Armado 2,400.00 kg/m³

5.2.2.2 Cargas

Para la presente tesis, los valores de cargas repartidas en los pisos son los siguientes:

- Cargas muertas
 - Piso Terminado 100 kg/m²
 - Albañilería 270 kg/m²
- Cargas vivas (Norma E.020, sección 3.2.1)
 - Viviendas 200 kg/m²
 - Corredores y escaleras 200 kg/m²
 - Estacionamientos 250 kg/m²

5.2.2.3 Zonificación

Según la Norma E.030 - Artículo 5, se asigna un factor “Z” a cada zona sísmica del territorio nacional, el cual se interpreta como la aceleración máxima del terreno.

Para este caso, como el edificio se ubica en la ciudad de Arequipa (Zona 3), le corresponde un factor de:

$$Z = 0.40$$

5.2.2.4 Condiciones Geotécnicas

Según la Norma E.030 – Artículo 6, clasifica los suelos teniendo en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor de estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Para la presente tesis, por presentar un Suelo Tipo S2, se le asignó un:

$$S = 1.20$$

5.2.2.5 Factor de amplificación sísmica

El factor de amplificación sísmica “C” indica la amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración del suelo.

La Norma E.030 - Artículo 7 define “C” como:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right); C \leq 2.5$$

Para la presente tesis, por presentar un Suelo tipo S1, se le asignó un:

$$T_p = 0.60 \text{ s}$$

Y, donde T, es el periodo de la estructura, definido en el análisis modal.

5.2.2.6 Periodo Fundamental Teórico

El periodo fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

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

Dónde:

$$C_T = 35 \text{ (Pórticos)}$$

$$C_T = 45 \text{ (Pórticos, cajas de ascensores y escaleras)}$$

$$C_T = \mathbf{60 \text{ (Mampostería o muros de corte)}}$$

Para la presente tesis, se tiene un T_{TEORICO} de:

$$T = \frac{67.20}{60} = 1.12 \text{ (Valor empírico)}$$

Por lo tanto:

$$C = 2.5 \left(\frac{0.60}{1.12} \right) = 1.34$$

5.2.2.7 Categoría de la edificación

La Norma E.030 – Artículo 10, define el coeficiente de uso e importancia “U” según la clasificación de la edificación.

Para la presente tesis, el edificio en estudio se clasifica como una Edificación Común (C) por estar destinada a vivienda; y, se le asignó un factor:

$$U = 1.00$$

5.2.2.8 Coeficiente de Reducción

Según la Norma E.030 – Artículo 12, el coeficiente de reducción de fuerza sísmica “R” se define según el sistema estructural que presente el edificio.

Para la presente tesis, por ser una Edificación de Concreto Armado, con un sistema estructural de Muros Estructurales, se le asignó un:

$$R = 6$$

5.2.3 Análisis modal

El análisis modal es independiente de las cargas que actúan sobre el edificio, pero es importante conocer sus modos de vibración y periodos fundamentales para conocer su respuesta frente a un evento sísmico.

5.2.3.1 Modelo para el análisis

Para el análisis del edificio se usó el programa ETABS 2013 V 13.0.0, el cual servirá para realizar el análisis modal, el análisis dinámico y el análisis estructural del edificio.

El modelo se realizó de la siguiente manera:

Definición de las unidades a usar, donde para el modelo se usó ton-m para la creación de ejes y grillas, asignación de valores de carga, definiciones de secciones de elementos; y, kg-cm para la definición de los materiales a usar.

Creación del punto de origen o eje global (0,0) y líneas de grilla, sobre los cuales se irán definiendo uno a uno cada uno de los elementos estructurales, como se muestra a continuación:

- Definición de las propiedades del material:

- Concreto:

- Del Sótano 4 al Piso 1:

$$f'c = 350 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E = 15000 * \sqrt{350} = 280,624.00 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\gamma = 2,400.00 \frac{kg}{cm^3}$$

$$\mu = 0.20$$

- Del Piso 2 al Piso 10:

$$f'c = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E = 15000 * \sqrt{280} = 251,000.00 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\gamma = 2,400.00 \frac{kg}{cm^3}$$

$$\mu = 0.20$$

- Del Piso 11 al Piso 21:

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

$$E = 15000 * \sqrt{210} = 217,371.00 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\gamma = 2,400.00 \frac{kg}{cm^3}$$

$$\mu = 0.20$$

- Acero:

$$f_y = 4,200 \frac{kg}{cm^2}$$

- Definición y asignación de elementos verticales (columnas y placas).
- Definición y asignación de elementos horizontales (vigas y losas).
- Definición y asignación de elementos verticales en sótanos (muros de contención).
- Creación y asignación de diafragmas rígidos (Nivel 1 al Nivel 21).
- Asignación de restricciones:
 - Sótano 1, 2, 3 y 4: Restringir desplazamientos en el eje X, desplazamientos en el eje Y, y Rotación vertical en el eje Z.
 - En la Base: Por tener un suelo rígido todos los elementos irán empotrados.
- Definición y asignación de las cargas (CM, CV):

- Carga muerta:
 - Piso terminado = 0.10 ton/m^2
 - Albañilería = 0.27 ton/m^2
- Carga viva:
 - s/c (estacionamientos) = 0.25 ton/m^2
 - s/c (departamentos) = 0.20 ton/m^2
 - s/c (azotea) = 0.10 ton/m^2



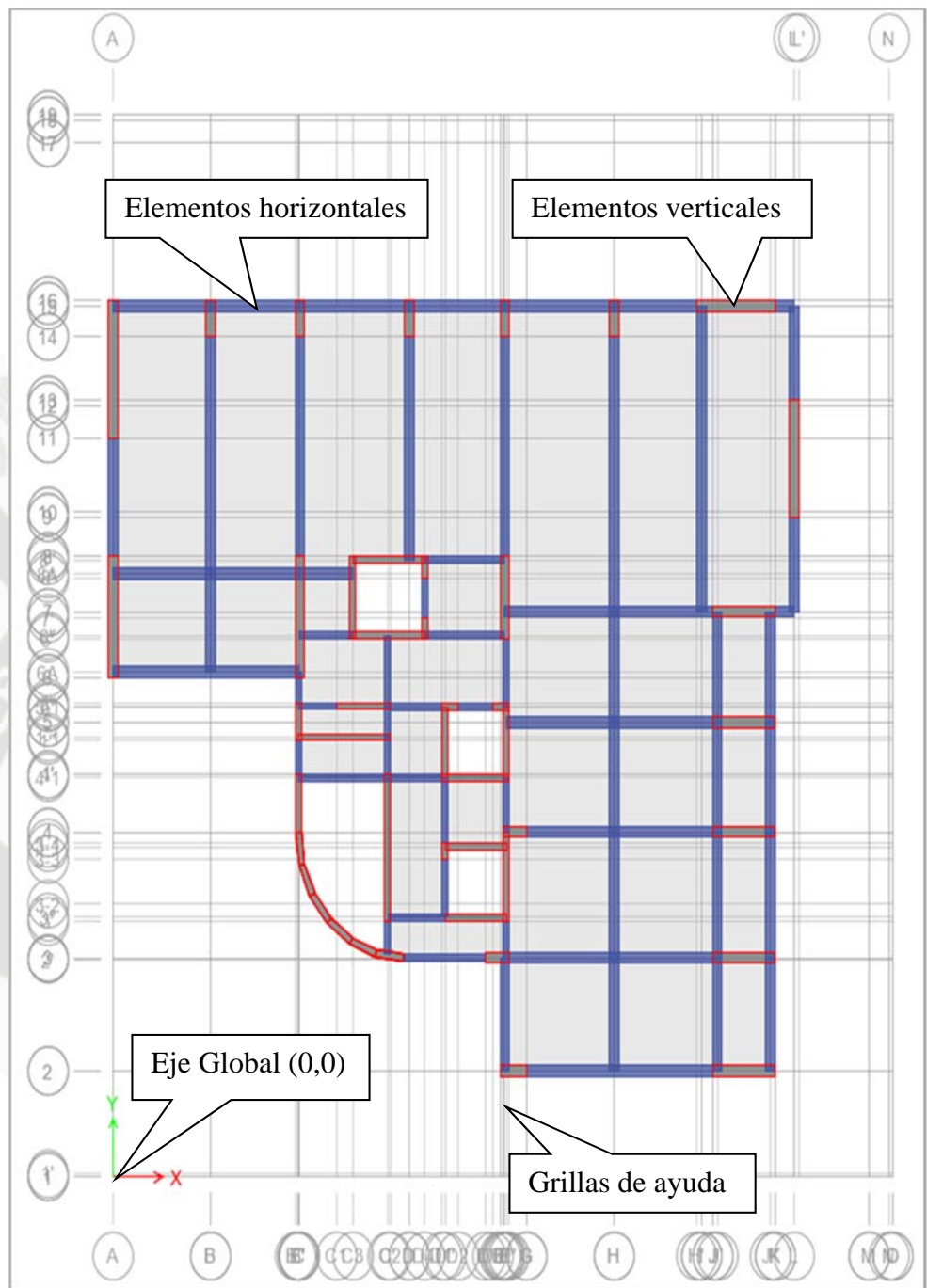


Fig. 019. Definición de modelo – Vista en Planta – Techo

Típico Piso 1 al Piso 21

A continuación, se presenta el modelo en 3D:

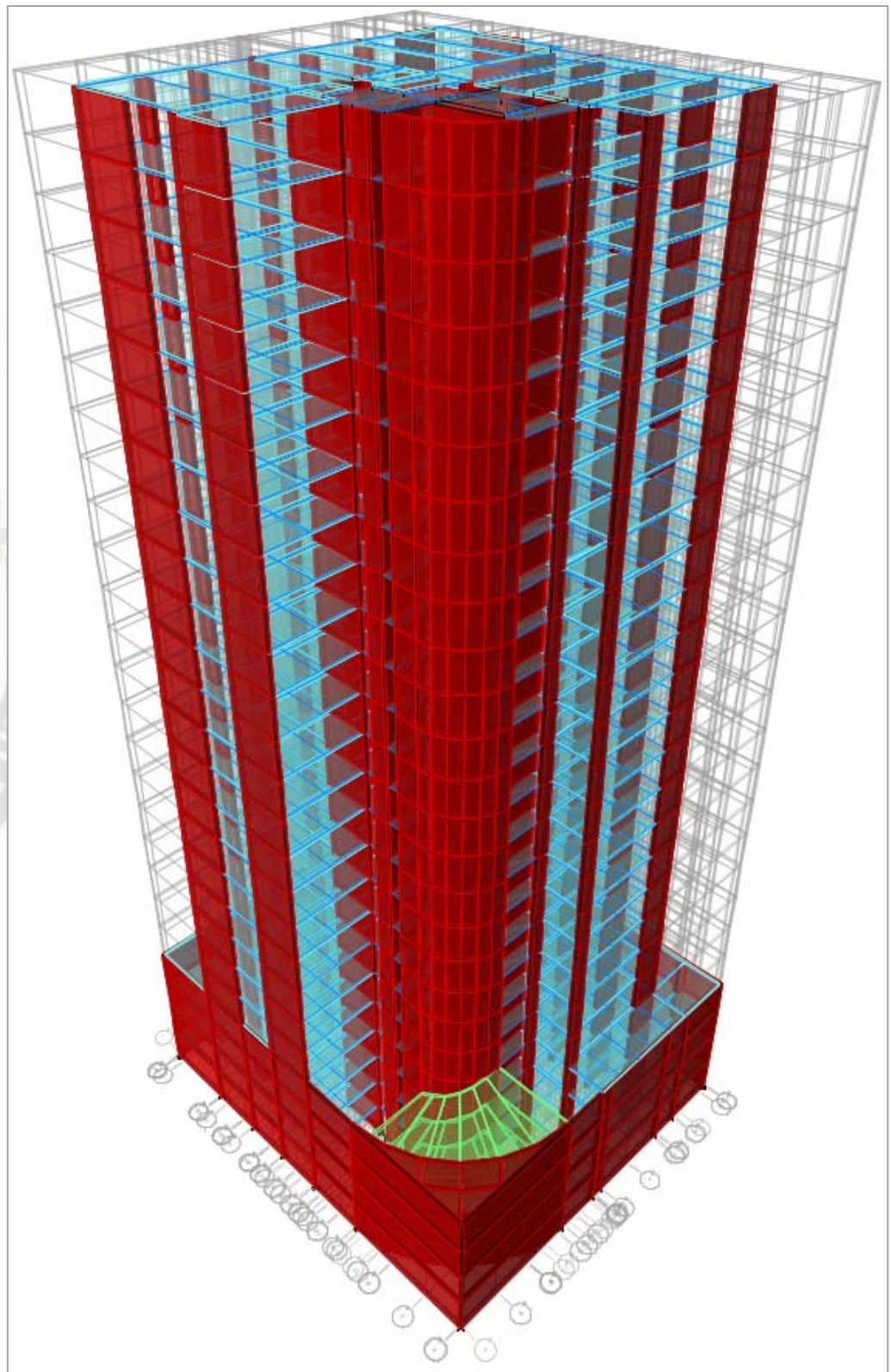


Fig. 020. Definición de modelo – Vista 3D

5.2.4 Análisis estático

5.2.4.1 Peso del edificio

Piso	Diafragma	Masa (Ton)	Peso (Tonf)
PISO 21	D21	30.37	297.84
PISO 20	D20	44.37	435.14
PISO 19	D19	44.37	435.14
PISO 18	D18	44.37	435.14
PISO 17	D17	44.37	435.14
PISO 16	D16	44.37	435.14
PISO 15	D15	44.37	435.14
PISO 14	D14	44.37	435.14
PISO 13	D13	44.37	435.14
PISO 12	D12	44.37	435.14
PISO 11	D11	44.37	435.14
PISO 10	D10	44.37	435.14
PISO 9	D9	44.37	435.14
PISO 8	D8	44.37	435.14
PISO 7	D7	44.37	435.14
PISO 6	D6	44.37	435.14
PISO 5	D5	44.37	435.14
PISO 4	D4	44.37	435.14
PISO 3	D3	44.37	435.14
PISO 2	D2	44.37	435.14
PISO 1	D1	44.37	435.14
SOTANO 1	DSOT1	76.20	747.29
SOTANO 2	DSOT2	87.47	857.82
SOTANO 3	DSOT3	87.47	857.82
SOTANO 4	DSOT4	87.47	857.82

Peso del Edificio = 12321.32 Ton

5.2.4.2 Coeficiente sísmico

La fuerza cortante en la base, correspondiente a cada dirección, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

$$V = C_s * P$$

En nuestro caso, para cada dirección se tiene:

	Cortante Basal (Método Estático)	
	Dirección X	Dirección Y
T =	1.74	1.50
Z =	0.40	0.40
U =	1.00	1.00
C =	0.86	1.00
S =	1.20	1.20
R =	6.00	6.00
C_S =	0.069	0.080

$$C_{SX} = 0.069 \quad \wedge \quad C_{SY} = 0.08$$

Estos coeficientes sísmicos se introducen en el programa ETABS, de acuerdo al siguiente cuadro de diálogo:

Por lo tanto, la fuerza cortante en la base, correspondiente a cada dirección, es:

$$V_{SX} = 852.97 \text{ Ton} \quad y \quad V_{SY} = 989.09 \text{ Ton}$$

5.2.5 Análisis dinámico

En la presente tesis, por tratarse de una edificación común, se realizará un análisis de combinación espectral.

5.2.5.1 Aceleración espectral

Para la presente tesis, el análisis dinámico se define por el siguiente espectro inelástico de pseudo aceleraciones:

1) PARÁMETROS DE SITIO:

Z	=	0.40
---	---	------

2) CONDICIONES GEOTÉCNICAS:

T _p (s)	=	0.60
S	=	1.20

3) FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA:

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2,5$$

4) CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES:

U	=	1.00
---	---	------

5) SISTEMAS ESTRUCTURALES:

R	=	6.00
---	---	------

6) ACCELERACIÓN ESPECTRAL:

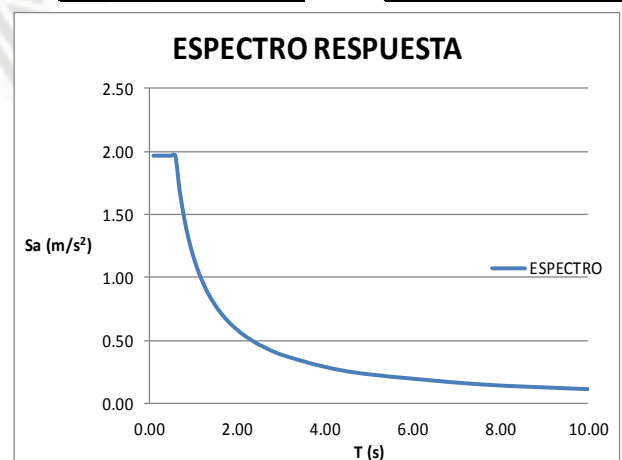
$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

g	=	9.807
---	---	-------

7) CÁLCULO DEL ESPECTRO:

C	T	S _a
2.50	0.10	1.96
2.50	0.20	1.96
2.50	0.30	1.96
2.50	0.40	1.96
2.50	0.50	1.96
2.50	0.60	1.96
2.14	0.70	1.68
1.88	0.80	1.47
1.67	0.90	1.31
1.50	1.00	1.18
1.36	1.10	1.07
1.25	1.20	0.98
1.15	1.30	0.91
1.07	1.40	0.84
1.00	1.50	0.78

C	T	S _a
0.94	1.60	0.74
0.88	1.70	0.69
0.83	1.80	0.65
0.79	1.90	0.62
0.75	2.00	0.59
0.71	2.10	0.56
0.68	2.20	0.53
0.65	2.30	0.51
0.63	2.40	0.49
0.60	2.50	0.47
0.50	3.00	0.39
0.38	4.00	0.29
0.30	5.00	0.24
0.20	7.50	0.16
0.15	10.00	0.12



5.2.5.2 Resultados del Análisis Modal

Del análisis modal se obtienen los siguientes resultados:

Modo	Periodo (s)	Participación X-X (%)	Participación Y-Y (%)
1	1.74	52.65	0.55
2	1.50	0.03	42.73
3	1.01	1.90	11.04
4	0.48	9.02	0.23
5	0.43	1.43	7.11
6	0.27	0.49	5.06

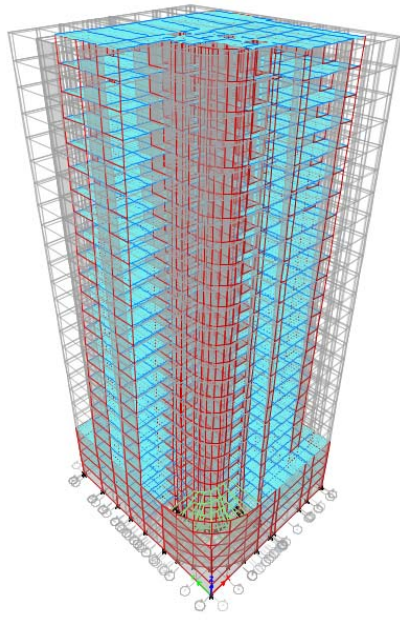
Los periodos fundamentales son aquellos que presentan mayor porcentaje de participación en cada dirección de la estructura.

Y, en el cuadro mostrado anteriormente, se observa:

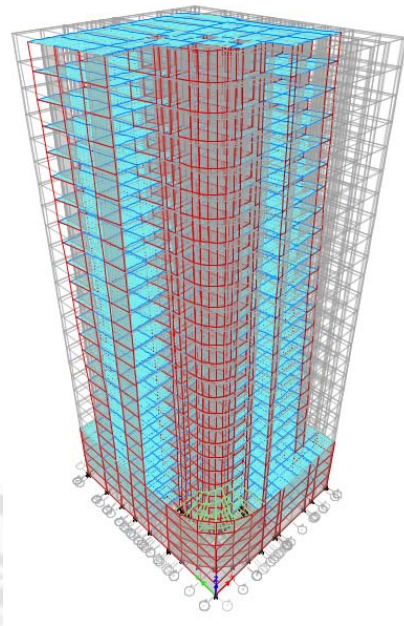
- Para X-X: el periodo es de 1.74s y presenta un porcentaje de 52.65%
- Para Y-Y, el periodo es de 1.50s y presenta un porcentaje de 42.73%.

MODO 1: $T = 1.74 \text{ s}$

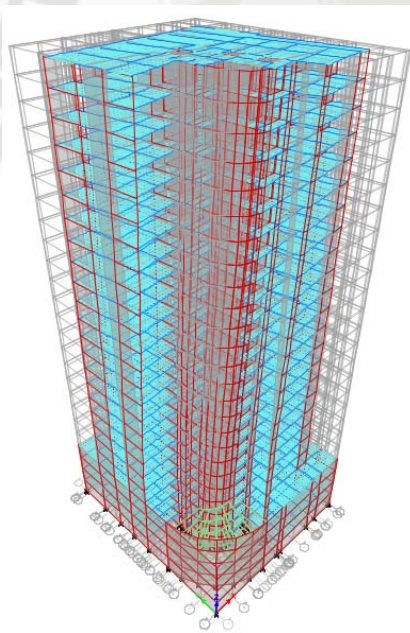
MODO 2: $T = 1.50 \text{ s}$



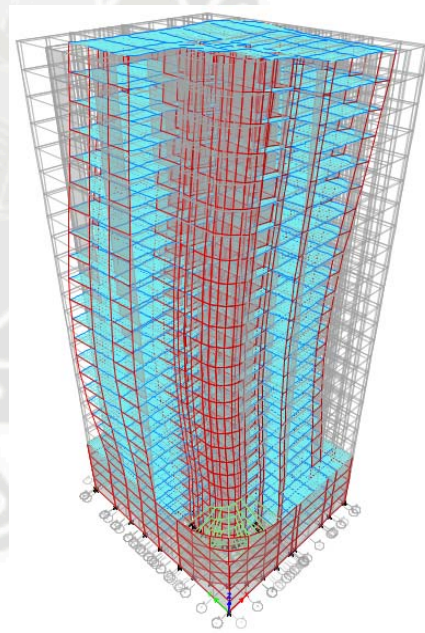
MODO 3: $T = 1.005 \text{ s}$



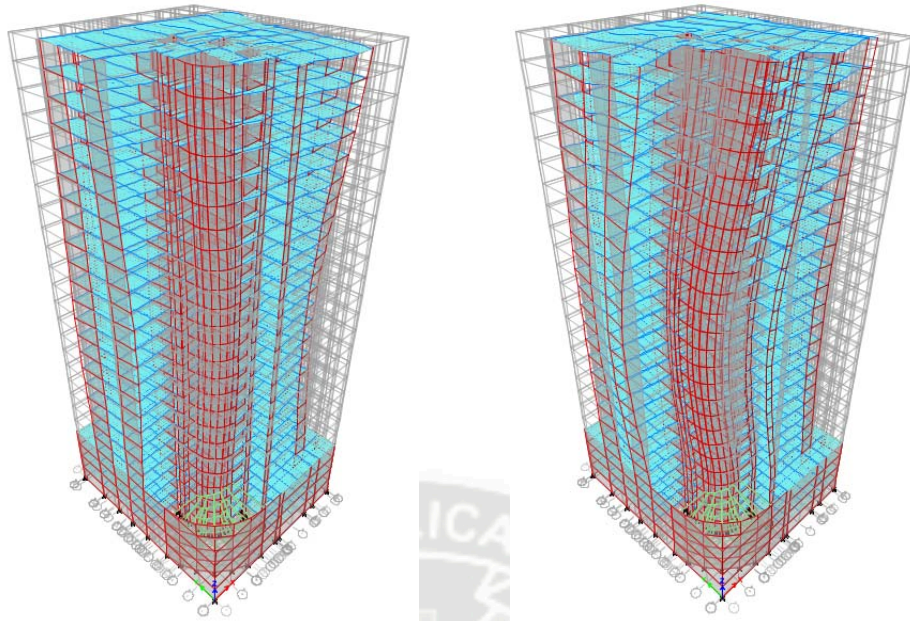
MODO 4: $T = 0.483 \text{ s}$



MODO 5: $T = 0.426 \text{ s}$



MODO 6: $T = 0.272 \text{ s}$



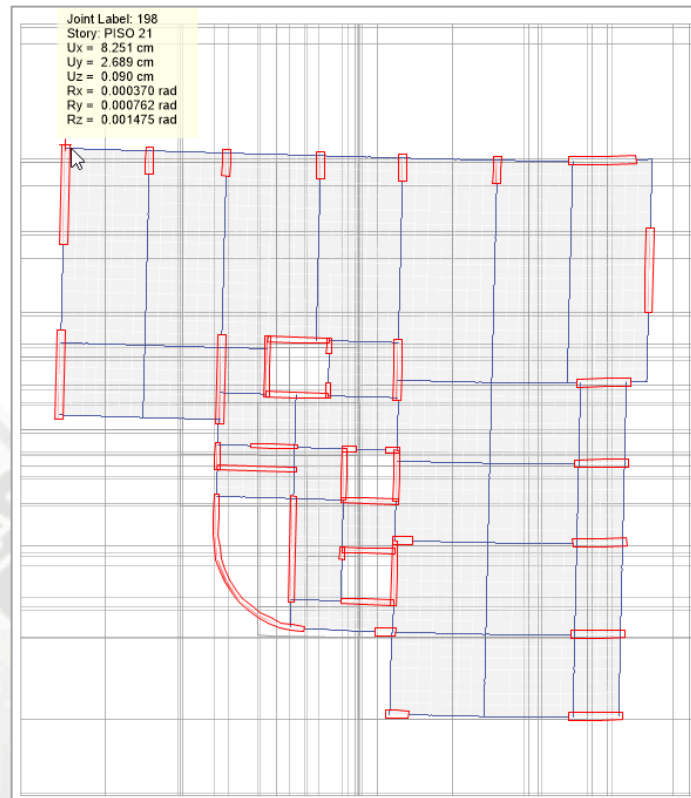
5.2.5.3 Fuerza cortante mínima en la base

La Norma E-030 indica que la cortante basal obtenida del análisis dinámico no debe ser menor al 80% del obtenido del análisis estático en caso de regulares y no menor de 90% en caso de ser irregulares.

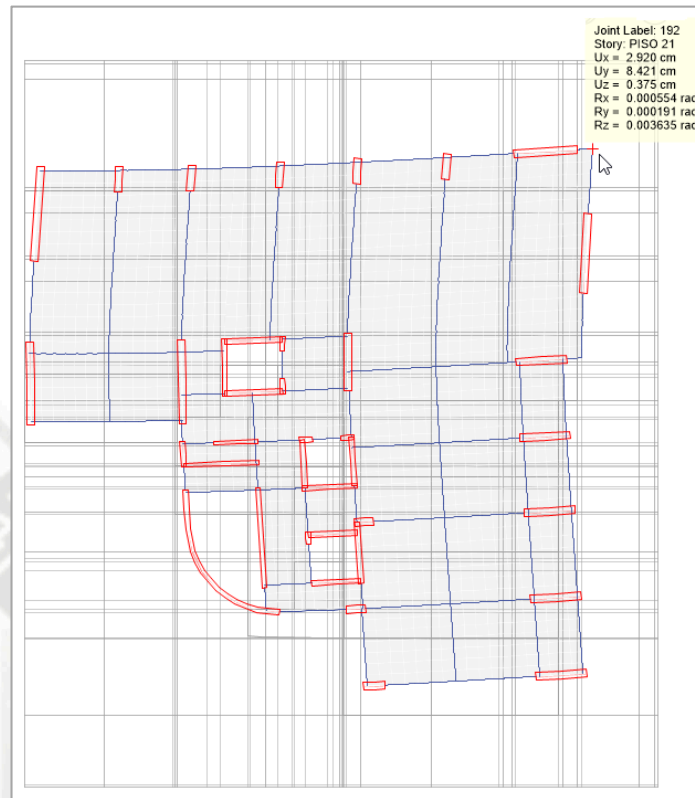
	Fuerza Cortante	
	Dirección X	Dirección Y
V_{din}	616.01	618.12
V_{est}	852.97	989.09
V_{din} / V_{est}	0.72	0.62
Cociente mínimo	0.90	0.90
Factor	1.25	1.44

5.2.5.4 Control de desplazamientos laterales

La Norma E-030 señala en su artículo 16.4 que los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0.75R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

Diagrama de desplazamientos en X

En X							
Nivel	Altura entrepiso (D (cm))	Desplazamiento (cm)	0.75*R*D (cm)	Desplazamiento relativo (cm)	Deriva	Deriva permitida	Cumple / No Cumple
Piso 21	260.00	7.11	31.99	1.157	0.0044	0.007	Cumple!
Piso 20	260.00	6.85	30.83	1.193	0.0046	0.007	Cumple!
Piso 19	260.00	6.59	29.64	1.256	0.0048	0.007	Cumple!
Piso 18	260.00	6.31	28.39	1.328	0.0051	0.007	Cumple!
Piso 17	260.00	6.01	27.06	1.404	0.0054	0.007	Cumple!
Piso 16	260.00	5.70	25.65	1.472	0.0057	0.007	Cumple!
Piso 15	260.00	5.37	24.18	1.539	0.0059	0.007	Cumple!
Piso 14	260.00	5.03	22.64	1.602	0.0062	0.007	Cumple!
Piso 13	260.00	4.68	21.04	1.652	0.0064	0.007	Cumple!
Piso 12	260.00	4.31	19.39	1.701	0.0065	0.007	Cumple!
Piso 11	260.00	3.93	17.69	1.742	0.0067	0.007	Cumple!
Piso 10	260.00	3.54	15.95	1.773	0.0068	0.007	Cumple!
Piso 9	260.00	3.15	14.18	1.800	0.0069	0.007	Cumple!
Piso 8	260.00	2.75	12.38	1.805	0.0069	0.007	Cumple!
Piso 7	260.00	2.35	10.57	1.800	0.0069	0.007	Cumple!
Piso 6	260.00	1.95	8.77	1.773	0.0068	0.007	Cumple!
Piso 5	260.00	1.56	7.00	1.715	0.0066	0.007	Cumple!
Piso 4	260.00	1.17	5.28	1.611	0.0062	0.007	Cumple!
Piso 3	260.00	0.82	3.67	1.449	0.0056	0.007	Cumple!
Piso 2	260.00	0.49	2.22	1.193	0.0046	0.007	Cumple!
Piso 1	260.00	0.23	1.03	0.756	0.0029	0.007	Cumple!
Sótano 1	255.00	0.06	0.27	0.117	0.0005	0.007	Cumple!
Sótano 2	255.00	0.04	0.16	0.063	0.0002	0.007	Cumple!
Sótano 3	255.00	0.02	0.09	0.054	0.0002	0.007	Cumple!
Sótano 4	255.00	0.01	0.04	0.041	0.0002	0.007	Cumple!

Diagrama de desplazamientos en Y

En Y							
Nivel	Altura entrepiso (D (cm))	Desplazamiento máximo (cm)	0.75*R*D (cm)	Desplazamiento relativo (cm)	Deriva	Deriva permitida	Cumple / No Cumple
Piso 21	260.00	5.64	25.39	1.008	0.0039	0.007	Cumple!
Piso 20	260.00	5.42	24.38	0.922	0.0035	0.007	Cumple!
Piso 19	260.00	5.21	23.46	0.981	0.0038	0.007	Cumple!
Piso 18	260.00	5.00	22.48	1.035	0.0040	0.007	Cumple!
Piso 17	260.00	4.77	21.44	1.098	0.0042	0.007	Cumple!
Piso 16	260.00	4.52	20.34	1.157	0.0044	0.007	Cumple!
Piso 15	260.00	4.26	19.19	1.211	0.0047	0.007	Cumple!
Piso 14	260.00	4.00	17.98	1.260	0.0048	0.007	Cumple!
Piso 13	260.00	3.72	16.72	1.301	0.0050	0.007	Cumple!
Piso 12	260.00	3.43	15.42	1.337	0.0051	0.007	Cumple!
Piso 11	260.00	3.13	14.08	1.373	0.0053	0.007	Cumple!
Piso 10	260.00	2.82	12.71	1.395	0.0054	0.007	Cumple!
Piso 9	260.00	2.51	11.31	1.409	0.0054	0.007	Cumple!
Piso 8	260.00	2.20	9.90	1.418	0.0055	0.007	Cumple!
Piso 7	260.00	1.89	8.49	1.413	0.0054	0.007	Cumple!
Piso 6	260.00	1.57	7.07	1.395	0.0054	0.007	Cumple!
Piso 5	260.00	1.26	5.68	1.355	0.0052	0.007	Cumple!
Piso 4	260.00	0.96	4.32	1.278	0.0049	0.007	Cumple!
Piso 3	260.00	0.68	3.05	1.161	0.0045	0.007	Cumple!
Piso 2	260.00	0.42	1.89	0.977	0.0038	0.007	Cumple!
Piso 1	260.00	0.20	0.91	0.635	0.0024	0.007	Cumple!
Sótano 1	255.00	0.06	0.27	0.108	0.0004	0.007	Cumple!
Sótano 2	255.00	0.04	0.17	0.068	0.0003	0.007	Cumple!
Sótano 3	255.00	0.02	0.10	0.059	0.0002	0.007	Cumple!
Sótano 4	255.00	0.01	0.04	0.041	0.0002	0.007	Cumple!

5.2.5.5 Junta de Separación Sísmica

Según la NTE E. 030 señala que la estructura se debe separar del límite de propiedad al menos $\frac{2}{3}$ del desplazamiento máximo del edificio y como mínimo $s/2$, donde:

$$s = 3 + 0.004(h - 500)$$

$$s = 3 + 0.004(5735 - 500)$$

$$s = 3 + 0.004(5235)$$

$$s = 3 + 20.94$$

$$s = 23.94\text{cm}$$

Por lo tanto, se tiene:

$$\text{Desplazamiento máximo calculado} > \frac{2}{3} * 23.94$$

$$\text{Desplazamiento máximo calculado} > 15.96\text{cm}$$

$$\text{Distancia mínima} > \frac{23.94}{2}$$

$$\text{Distancia mínima} > 11.97\text{cm}$$

Finalmente, la junta será de 15cm.

5.3 Análisis y Diseño Estructural de Placas

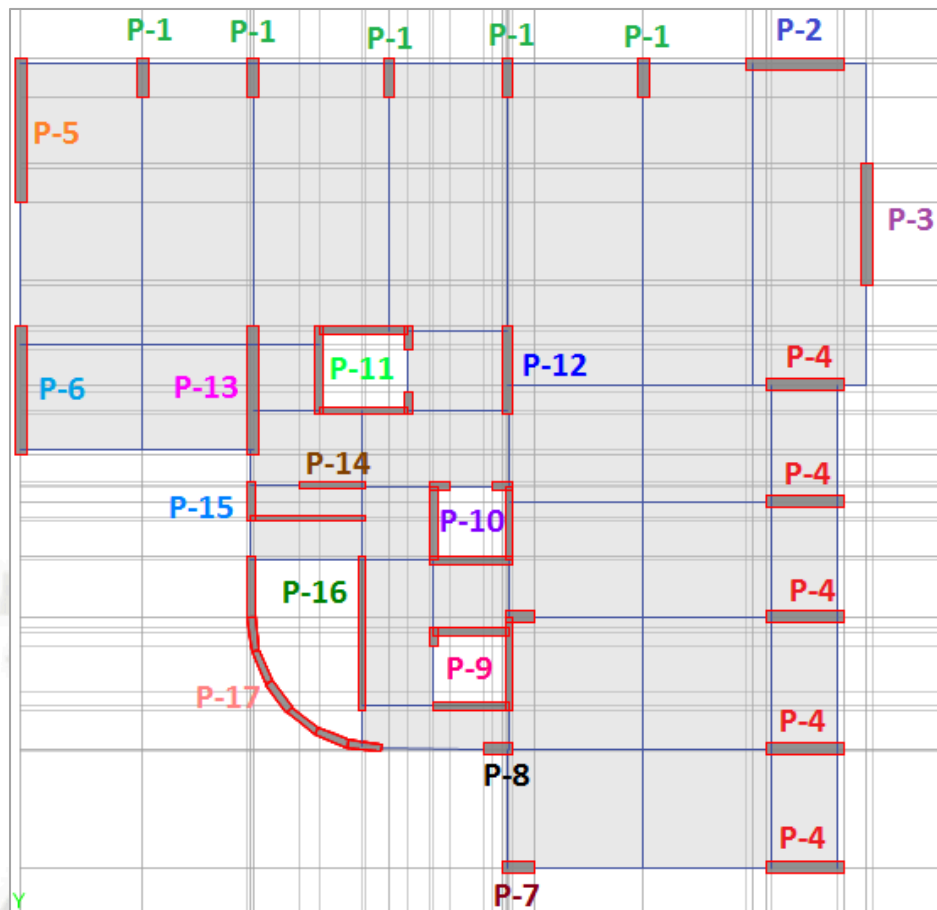


Fig. 021. Nomenclatura elementos verticales – Continuidad Sótano 4 al

Piso 21

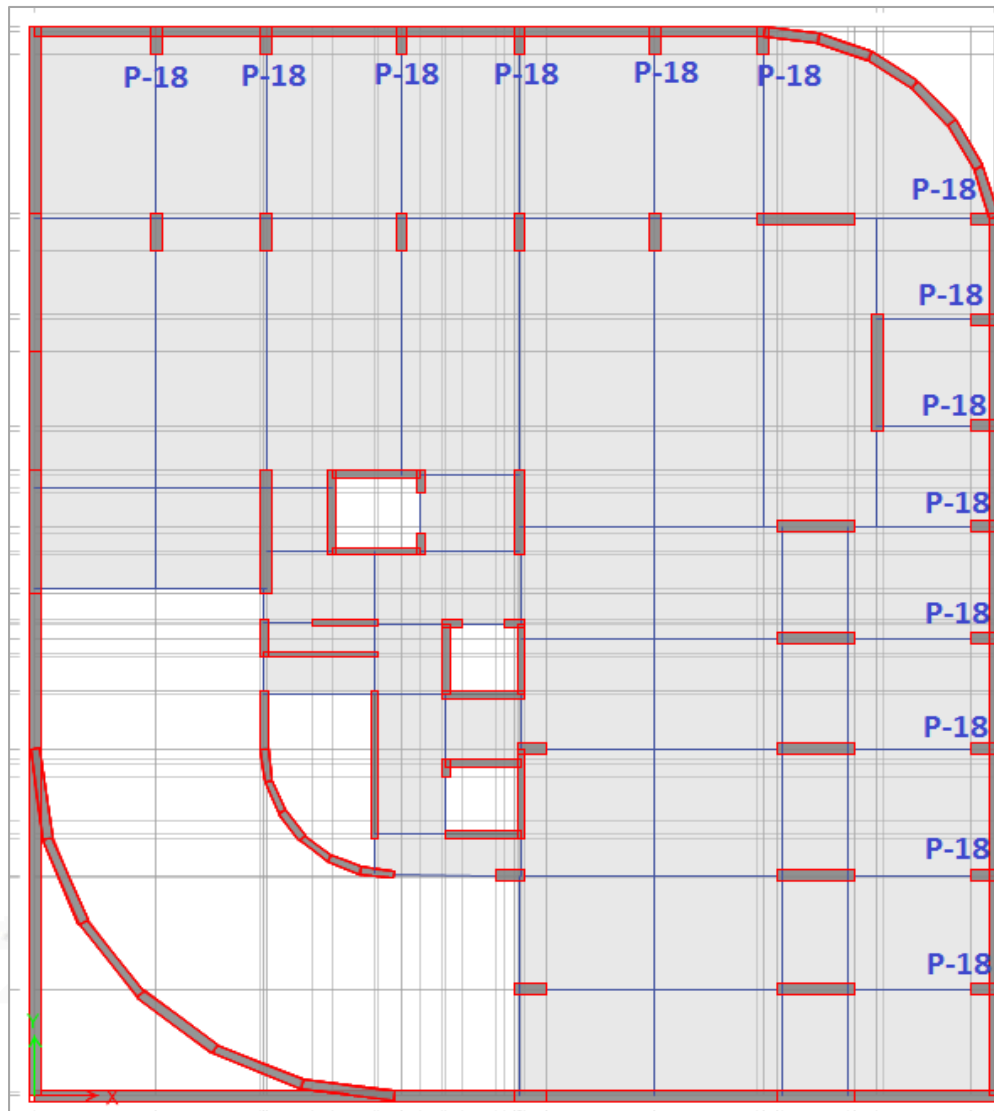
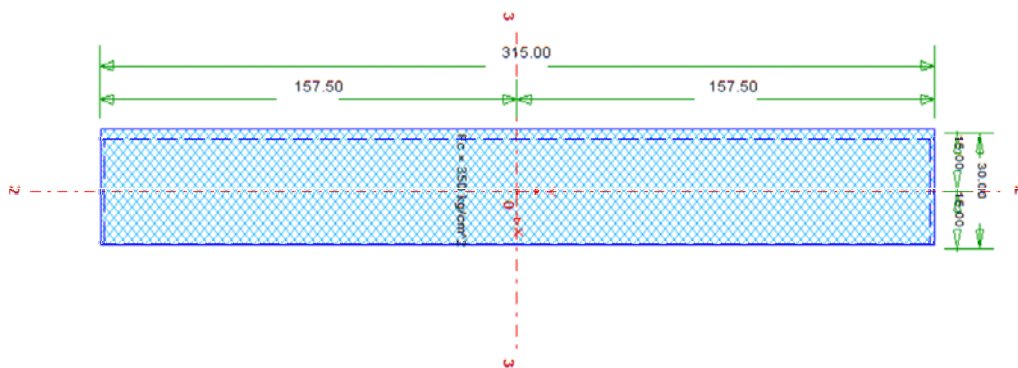


Fig. 022. Nomenclatura elementos verticales – Columnas de Refuerzo en muros de Contención

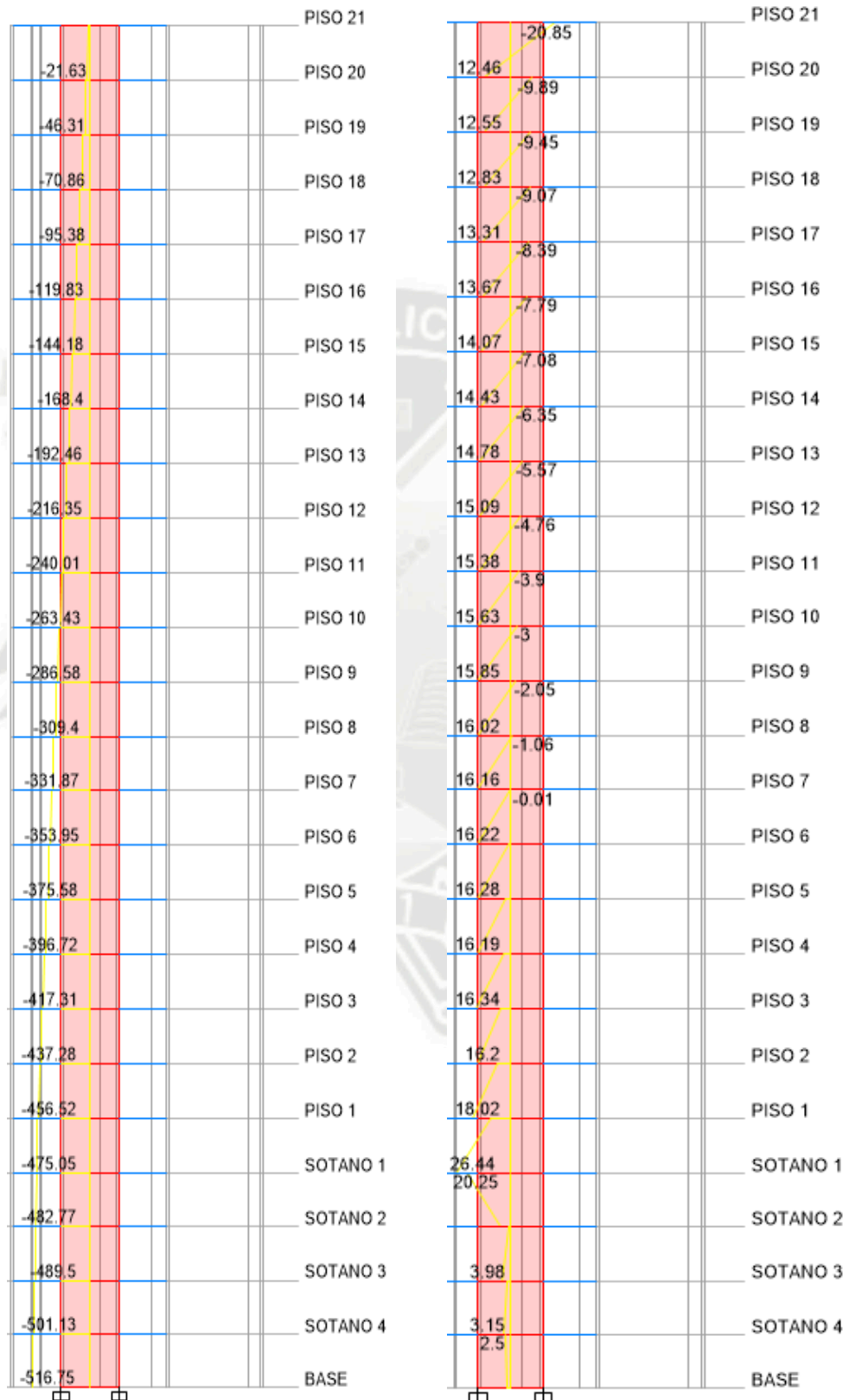
Placa P-3



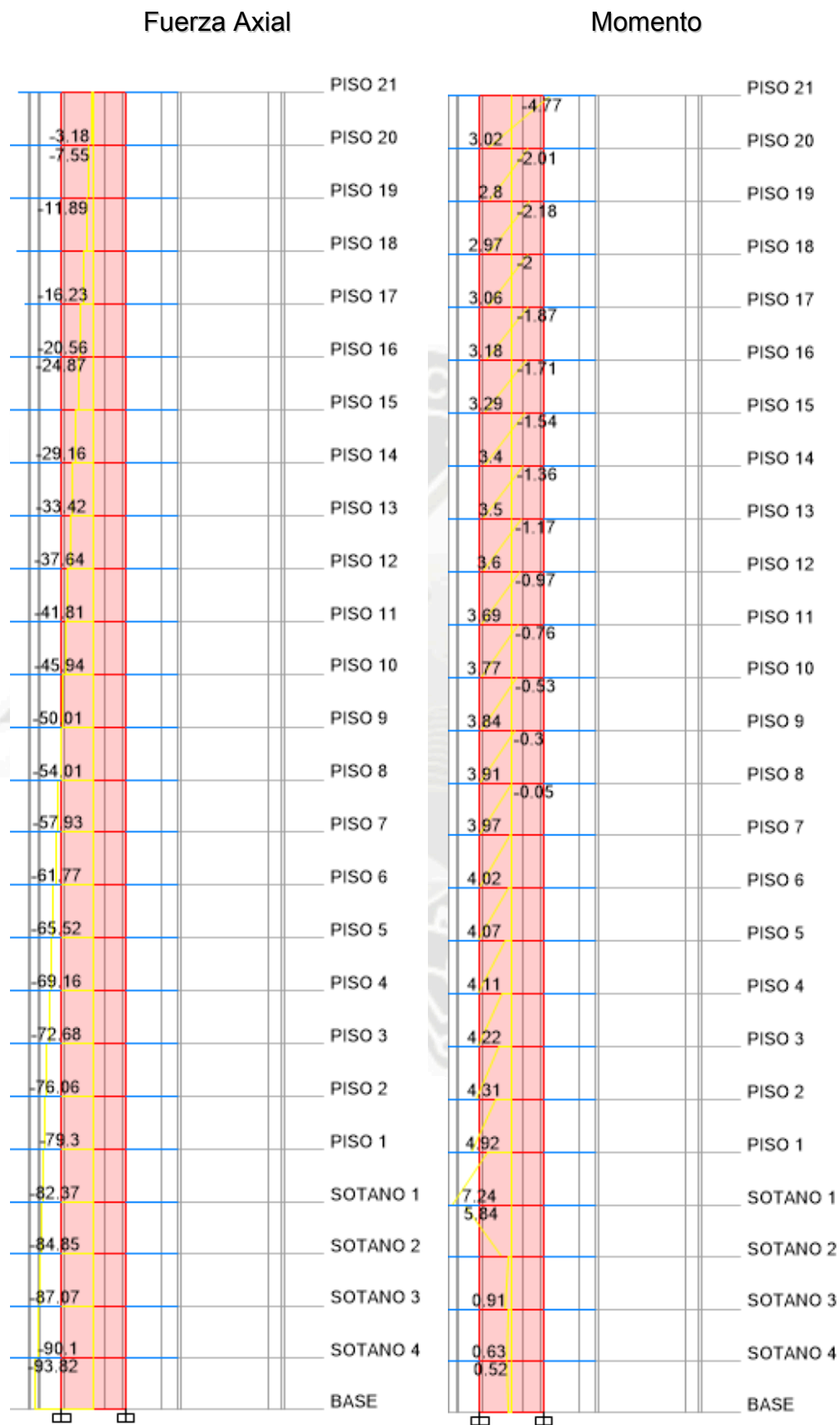
A. Análisis por carga muerta

Fuerza Axial

Momento

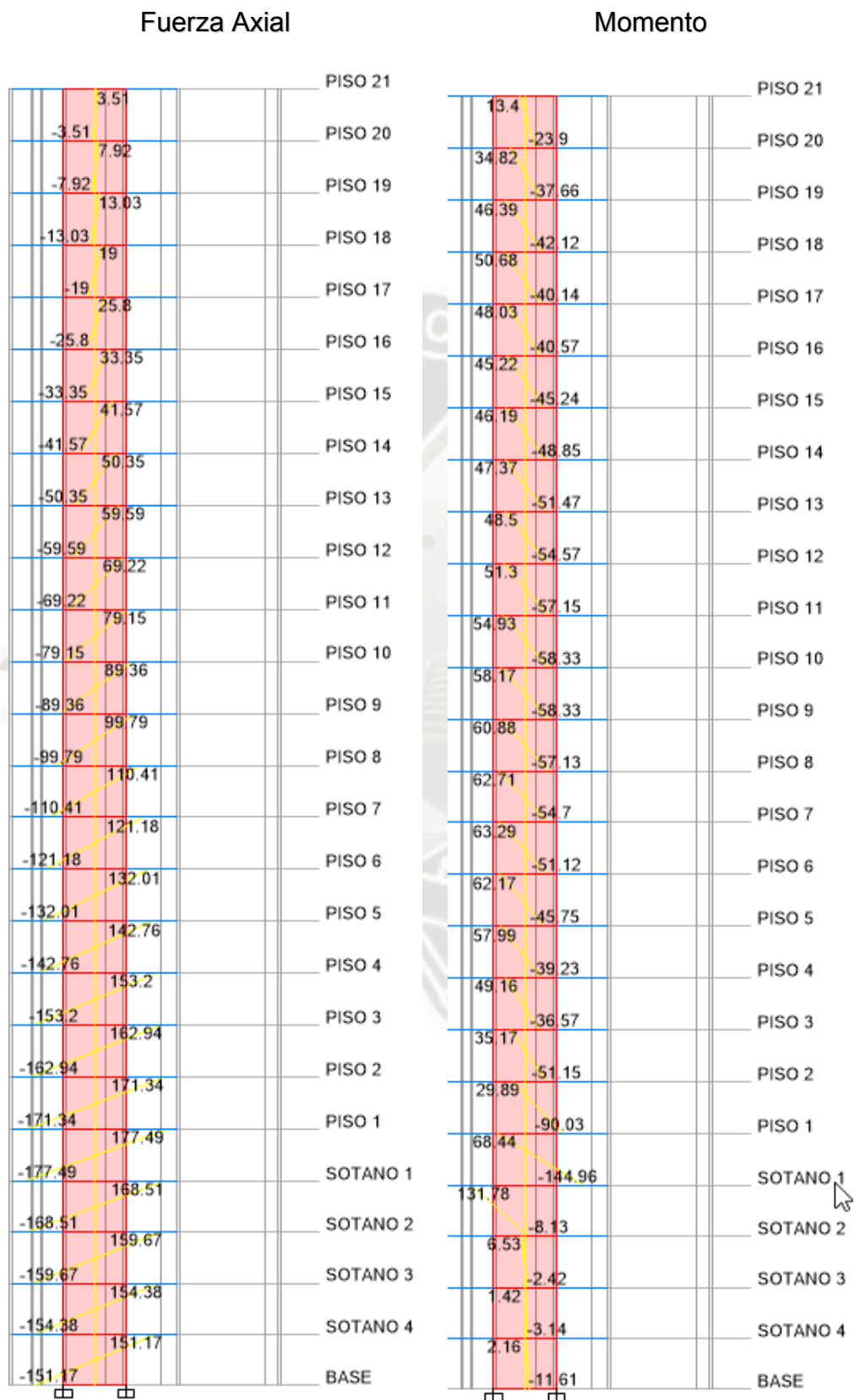


B. Análisis por carga viva



C. Análisis sísmico

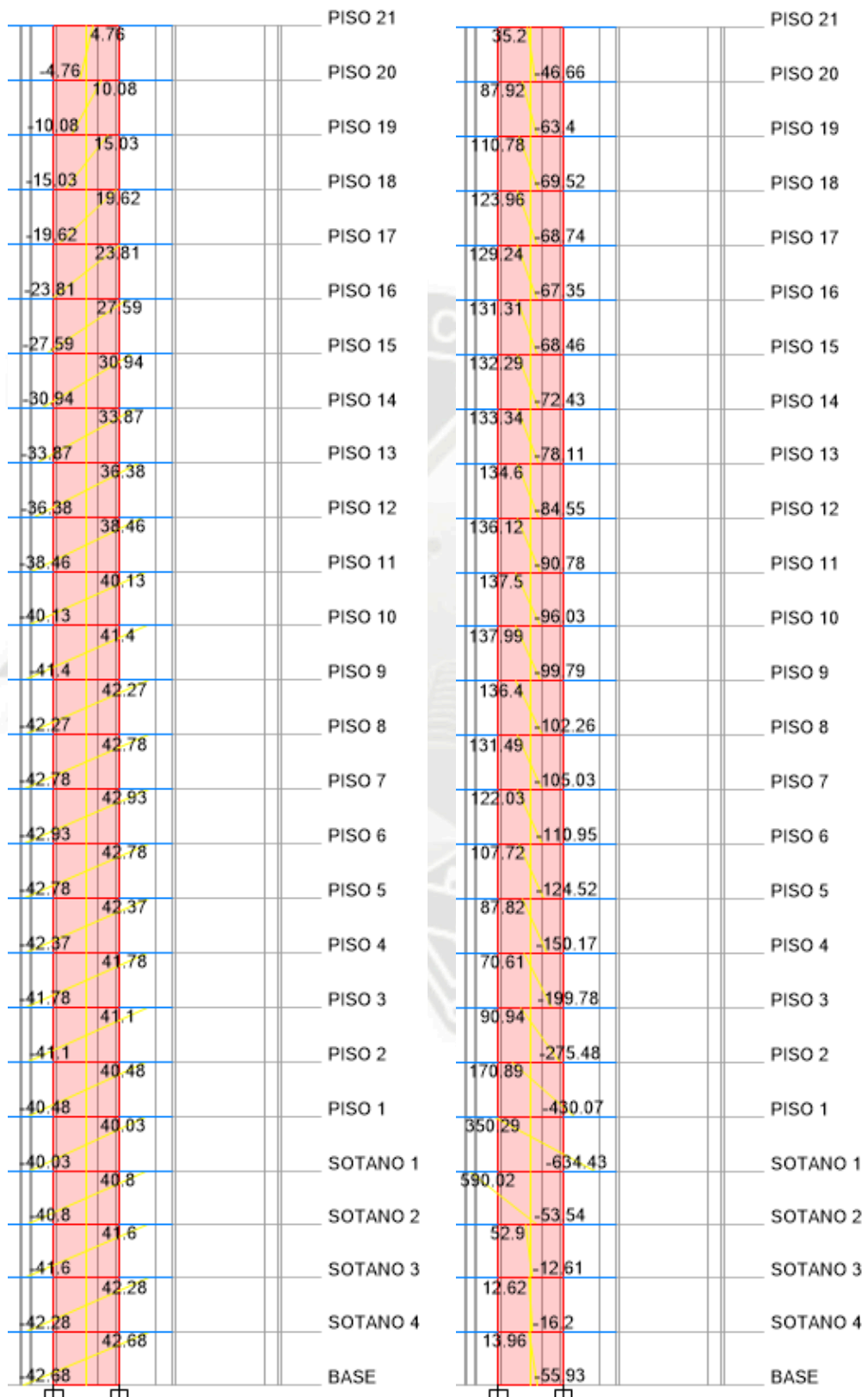
Sismo X-X



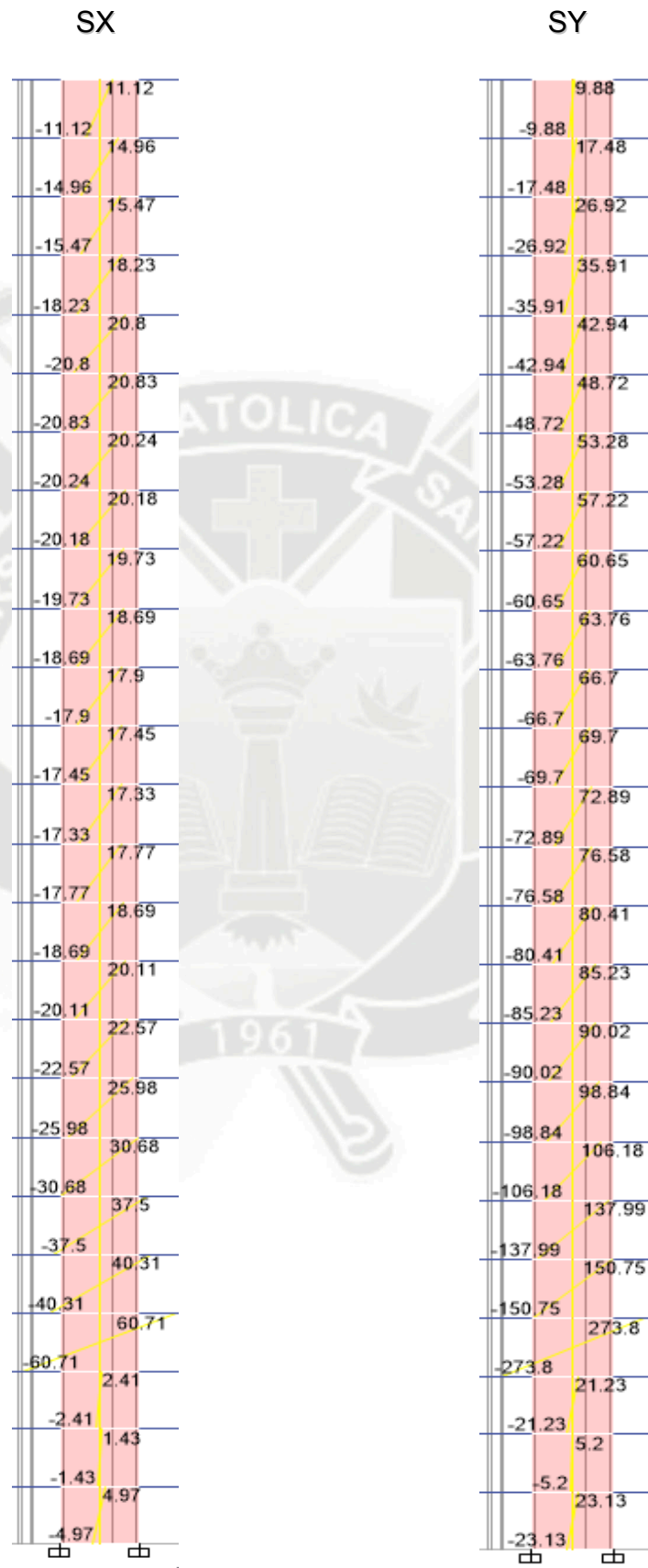
Sismo Y-Y

Fuerza Axial

Momento

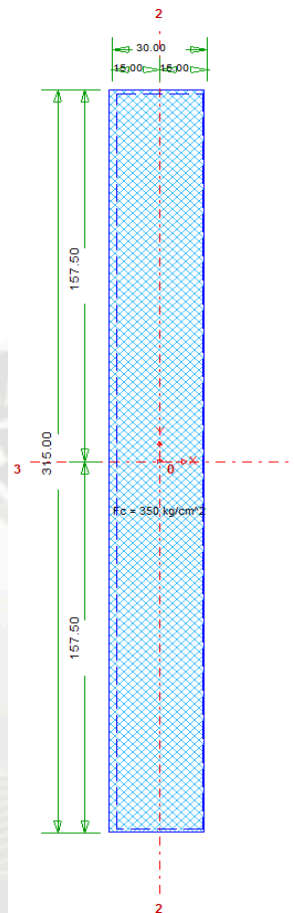


Fuerza Cortante



D. Diseño de Placas

a. Dimensiones



b. Cuantía mínima

$$\rho_{v \text{ mín}} = 0.0025 \quad \text{y} \quad \rho_{v \text{ máx}} = 0.06$$

$$\rho_{h \text{ mín}} = 0.0025$$

$$A_g = 0.0025 * 30 * 315 = 23.63 \text{ cm}^2$$

c. Diseño por flexocompresión

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * 0.8 * L}$$

$$A_s = \frac{634.43 * 10^5}{0.90 * 4200 * 0.8 * 315}$$

$$A_s = 66.60 \text{ cm}^2$$

Para el diseño en el programa CSI Col, se utilizó la siguiente distribución de acero.

	f _c (kgf/cm ²)	Pu (Ton)	Mux-Bot (Ton-m)	Muy-Bot (Ton-m)	Mux-Top (Ton-m)	Muy-Top (Ton-m)	Distribución de acero
Sótano 4 @ Piso 1	350.00	848.09	12.72	42.66	64.98	311.29	18 ϕ 1" 20 ϕ 5/8"
Piso 2 @ Piso 10	280.00	773.87	129.50	329.06	32.97	178.92	18 ϕ 1" 20 ϕ 5/8"
Piso 11@ Piso 21	210.00	430.42	63.35	68.66	42.63	78.95	16 ϕ 5/8" 20 ϕ 5/8"

d. Cuantía necesaria en los núcleos confinados

- PARA EL SOTANO 4 AL PISO 1

Para obtener el refuerzo aproximado en los núcleos asumimos que la placa trabaja solo por flexión, por lo que se tiene:

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 * f_y * 0.80 * L}$$

$$A_s = \frac{31129000}{0.90 * 4200 * 0.80 * 315}$$

$$A_s = 32.68 \text{ cm}^2$$

Tentativamente, se colocarán 9 varillas de 1" en cada núcleo y una longitud de núcleo de 60 cm.

Asimismo, el refuerzo distribuido vertical se obtiene según el mínimo para placas:

$$A_s = 0.0025 * 100 * 30$$

$$A_s = 7.50 \text{ cm}^2/m$$

Colocaremos ϕ 5/8" @ 0.20 m.

Primero, verificaremos si es necesario tener núcleos confinados según los requerimientos de la Norma.

$$l_m = 315 \text{ cm}$$

$$h_m = 5485 \text{ cm}$$

$$\Delta_u = 25.4 \text{ cm}$$

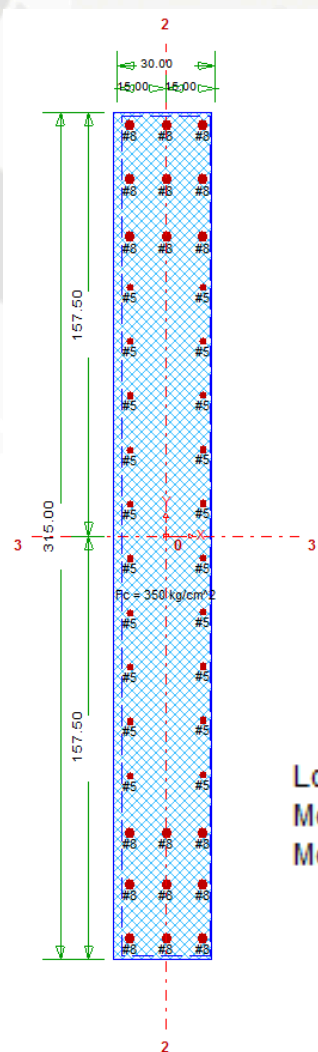
$$\frac{\Delta_u}{h_m} = \frac{25.4}{5485} = 0.005$$

Según la norma, la longitud mínima del núcleo confinado debe ser:

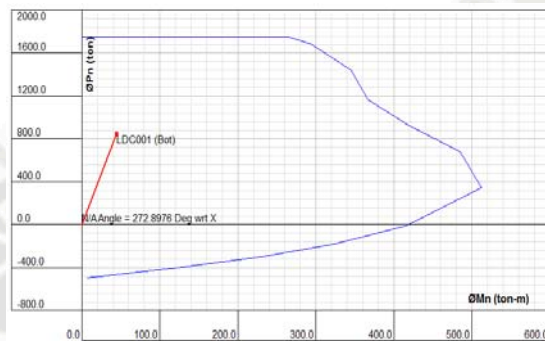
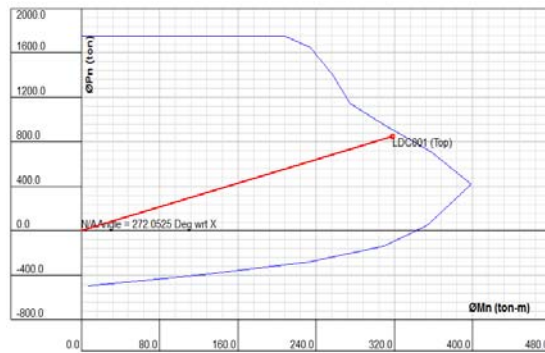
$$c - 0.1 * l_m = 88.20 - 0.1 * 315 = 56.7 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{2} = \frac{88.20}{2} = 44.1 \text{ cm}$$

Se mantendrá el núcleo de 60cm de longitud.



Load Pn	= 857.218 ton
Moment Mn	= 56.74 ton-m
Moment Mn	= 10.02 ton-m



- PARA EL PISO 2 AL PISO 10

Para obtener el refuerzo aproximado en los núcleos asumimos que la placa trabaja solo por flexión, por lo que se tiene:

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 * f_y * 0.80 * L}$$

$$A_s = \frac{32906000}{0.90 * 4200 * 0.80 * 315}$$

$$A_s = 34.54 \text{ cm}^2$$

Tentativamente, se colocarán 9 varillas de 1" en cada núcleo y una longitud de núcleo de 60 cm.

Asimismo, el refuerzo distribuido vertical se obtiene según el mínimo para placas:

$$A_s = 0.0025 * 100 * 30$$

$$A_s = 7.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocaremos ϕ 5/8" @ 0.20 m.

Primero, verificaremos si es necesario tener núcleos confinados según los requerimientos de la Norma.

$$l_m = 315 \text{ cm}$$

$$h_m = 5485 \text{ cm}$$

$$\Delta_u = 25.4 \text{ cm}$$

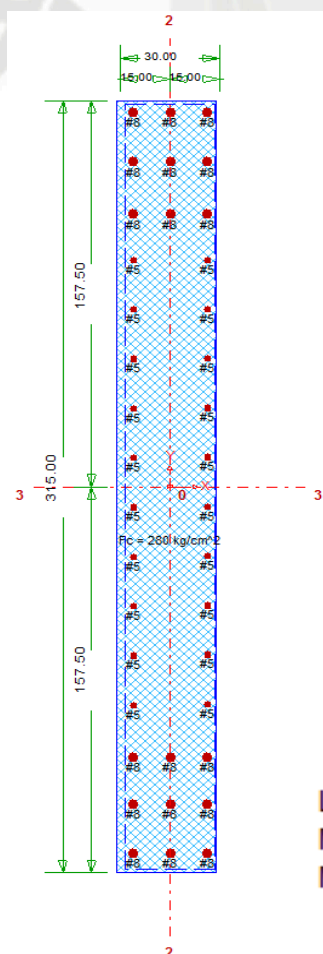
$$\frac{\Delta_u}{h_m} = \frac{25.4}{5485} = 0.005$$

Según la norma, la longitud mínima del núcleo confinado debe ser:

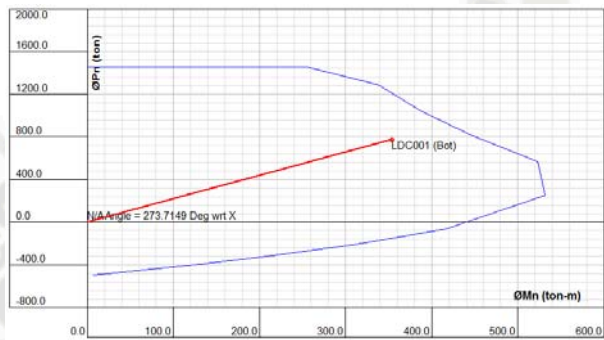
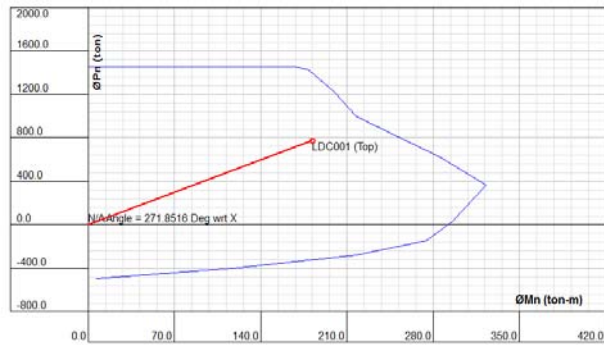
$$c - 0.1 * l_m = 88.20 - 0.1 * 315 = 56.7 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{2} = \frac{88.20}{2} = 44.1 \text{ cm}$$

Se mantendrá el núcleo de 60cm de longitud.



Load Pn	= 779.731 ton
Moment Mn	= 365.04 ton-m
Moment Mn	= 53.21 ton-m



- PARA EL PISO 11 AL PISO 21

Para obtener el refuerzo aproximado en los núcleos asumimos que la placa trabaja solo por flexión, por lo que se tiene:

$$A_s = \frac{M_u}{0.90 * f_y * 0.80 * L}$$

$$A_s = \frac{7895000}{0.90 * 4200 * 0.80 * 315}$$

$$A_s = 8.29 \text{ cm}^2$$

Tentativamente, se colocarán 8 varillas de 5/8" en cada núcleo y una longitud de núcleo de 60 cm.

Asimismo, el refuerzo distribuido vertical se obtiene según el mínimo para placas:

$$A_s = 0.0025 * 100 * 30$$

$$A_s = 7.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocaremos ϕ 5/8" @ 0.20 m.

Primero, verificaremos si es necesario tener núcleos confinados según los requerimientos de la Norma.

$$l_m = 315 \text{ cm}$$

$$h_m = 5485 \text{ cm}$$

$$\Delta_u = 25.4 \text{ cm}$$

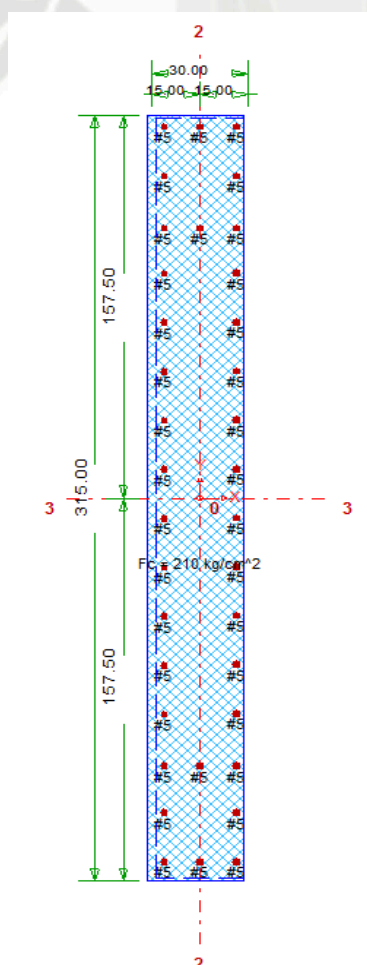
$$\frac{\Delta_u}{h_m} = \frac{25.4}{5485} = 0.005$$

Según la norma, la longitud mínima del núcleo confinado debe ser:

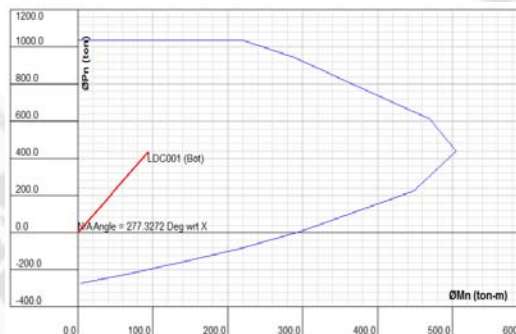
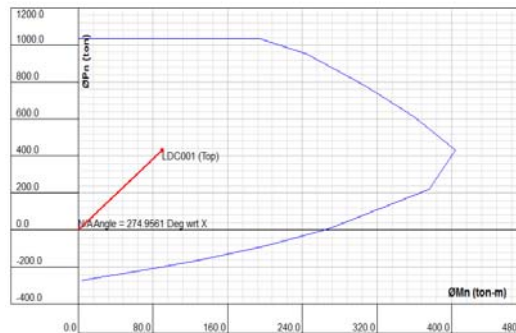
$$c - 0.1 * l_m = 75.20 - 0.1 * 315 = 43.7 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{2} = \frac{75.20}{2} = 37.6 \text{ cm}$$

Se mantendrá el núcleo de 60cm de longitud.



Load Pn	= 440.067 ton
Moment Mn	= 95.36 ton-m
Moment Mn	= 6.75 ton-m



e. Diseño por cortante

- Sótano 4 al Piso 1: Concreto $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$

Se corregirá la fuerza cortante obtenida, para evitar que se produzca la falla por corte antes que la falla por flexocompresión, por lo cual se utilizará la siguiente expresión:

$$V_u = 135.80 \text{ Ton}$$

$$V_u \geq V_{ua} * \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right)$$

$$V_u = 135.80 * \left(\frac{56.74}{42.66} \right) = 180.62 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{350} * 30 * 0.8 * 315 = 63.72 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$63.72 \text{ Ton} > 180.62 \text{ Ton} \text{ Incorrecto!}$$

Cálculo resistido por el refuerzo:

$$V_s = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = \frac{180.62 - 63.72}{0.85} = 137.53 \text{ Ton}$$

Cálculo de separación de estribos de 3/8":

$$s \leq \frac{N * A_s * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 0.80 * 315}{137530} = 10.93 \text{ cm}$$

Sin embargo, la cuantía mínima es:

$$\rho_{h \text{ mín}} = 0.0025 * 100 * 30 = 7.5 \text{ cm}^2/m$$

Por lo tanto, se colocará:

$$\phi 3/8" \rightarrow 1@0.05m, \text{ Rto. } @0.10m$$

- Piso 2 al Piso 10: Concreto f'c = 280 kgf/cm²

$$Vu = 95.75 \text{ Ton}$$

$$Vu \geq Vu_a * \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right)$$

$$Vu = 95.75 * \left(\frac{365.04}{329.06} \right) = 106.22 \text{ Ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * 30 * 0.8 * 315 = 56.99 \text{ Ton}$$

$$\phi Vc > Vu$$

$$56.99 \text{ Ton} > 106.22 \text{ Ton} \text{ Incorrecto!}$$

Cálculo resistido por el refuerzo:

$$V_s = \frac{Vu - \phi Vc}{\phi} = \frac{106.22 - 56.99}{0.85} = 57.92 \text{ Ton}$$

Cálculo de separación de estribos de 3/8":

$$s \leq \frac{N * A_s * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 0.80 * 315}{57920} = 25.94 \text{ cm}$$

Sin embargo, la cuantía mínima es:

$$\rho_{h \text{ mín}} = 0.0025 * 100 * 30 = 7.5 \text{ cm}^2/m$$

Por lo tanto, se colocará:

$$\phi 3/8" \rightarrow 1@0.05m \text{ y } 10@0.10m \text{ c/ext.}, \text{Rto. @}0.20m$$

- Piso 11 al Piso 21: Concreto $f_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

$$V_u = 69.70 \text{ Ton}$$

$$V_u \geq V_{ua} * \left(\frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right)$$

$$V_u = 69.70 * \left(\frac{95.36}{68.66} \right) = 96.80 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 0.8 * 315 = 49.35 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$49.35 \text{ Ton} > 69.70 \text{ Ton} \text{ Incorrecto!}$$

Cálculo resistido por el refuerzo:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{69.70 - 49.35}{0.85} = 23.94 \text{ Ton}$$

Cálculo de separación de estribos de 3/8":

$$s \leq \frac{N * A_s * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 0.80 * 315}{23940} = 62.78 \text{ cm}$$

Sin embargo, la cuantía mínima es:

$$\rho_{h \text{ mín}} = 0.0025 * 100 * 30 = 7.5 \text{ cm}^2/m$$

Por lo tanto, se colocará:

$$\phi 3/8" \rightarrow 1@0.05m \text{ y } 10@0.10m \text{ c/ext.}, \text{Rto. @}0.25m$$

CAPITULO VI

CIMENTACION

6.1 Introducción

La cimentación de un edificio de altura importante sobre suelo areno limoso puede ser resuelta con losas de cimentación, la siguiente figura muestra el problema:

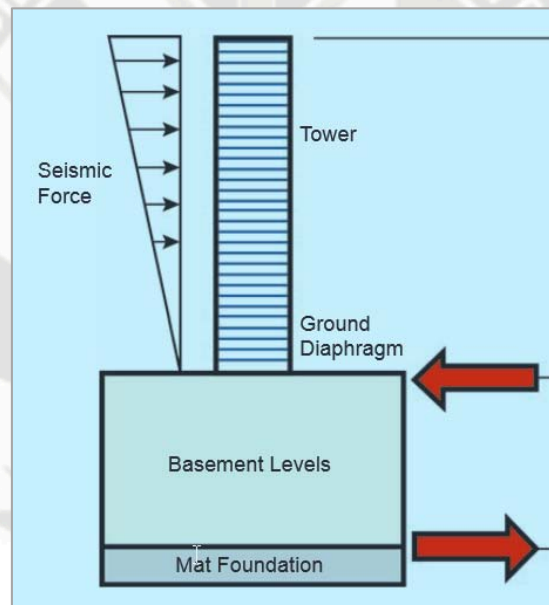


Fig. 023. Representación de fuerzas y elementos en un edificio alto

La cimentación escogida para el edificio motivo de la presente tesis es una platea de cimentación, de dimensiones **25.07x 28.80 m²** que cubre un área de **722.02 m²**, donde el factor de seguridad contra una falla de capacidad de carga de la arena inferior es grande (cota de cimentación CFL=-11.20m), dado que al aumentar el ancho de la losa o al aumentar la compacidad relativa de la arena, la capacidad de carga máxima aumenta rápidamente.

Por lo tanto, el peligro de una losa grande pueda fallar en arena es demasiado remota.

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos tomado como referencia, la capacidad de carga asignada al terreno es de:

$$q_{adm} = 2.4 \text{ kgf/cm}^2$$

Sin embargo cuando se analiza la losa de cimentación se debe tomar en cuenta el valor de la constante elástica del terreno, de acuerdo al Dr. Nelson Morrison que escribió la tesis titulada “Interacción Suelo–Estructura: Semiespacio de Winkler” en la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España, 1993, presenta una tabla de manejo práctico que relaciona la capacidad de carga con la constante elástica:

Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fig. 024. Tabla de Módulo de Reacción del Suelo

De acuerdo a la tabla anterior, para un $q_{adm} = 2.40 \text{ kgf/cm}^2$, el módulo de reacción del suelo o coeficiente de balasto es de 4.80 kgf/cm^3 , este valor será utilizado para el análisis estructural de la cimentación.

6.2 Criterios de diseño de la Cimentación

La decisión de usar una platea de cimentación está basada en los siguientes principios:

- Minimizar asentamientos diferenciales excesivos al tener áreas con cargas diferentes.
- Obtener una cimentación flotante, lo cual se logra al haber propuesto cuatro sótanos que equivale al retiro de 13580 Ton de terreno, que compensa 10482 Ton del peso total del edificio.
- Minimizar la presión de contacto entre el edificio y el terreno.
- Obtener un patrón regular de distribución de acero que permita una fácil construcción.

En el caso de los muros de sótanos, se tiene en consideración los siguientes aspectos:

- Los espesores de los muros han de variar de acuerdo a la presión horizontal de tierras.
- Esta tesis no incluye sistemas constructivos de muros de sótano, sin embargo se puede mencionar que existen sistemas como la de los muros anclados que se construyen de arriba hacia abajo.

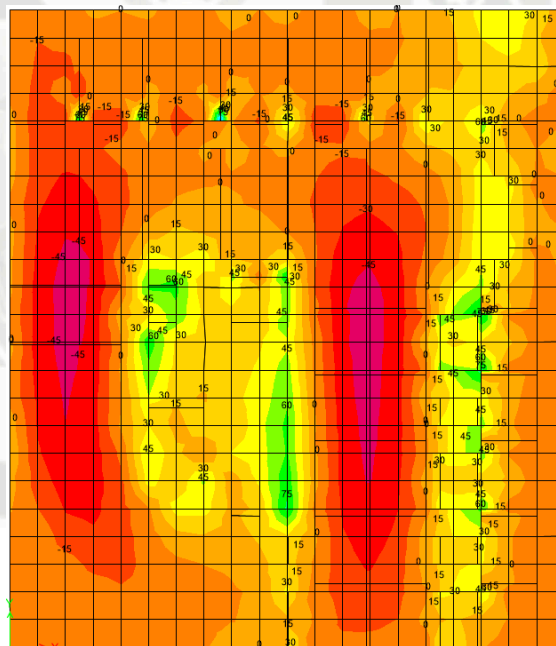
6.3 Análisis estructural de la Cimentación

6.3.1 Platea de Cimentación

Con el objeto de diseñar la cimentación se ha hecho uso del software ETABS 2013 que da la opción de colocar losas de cimentación:

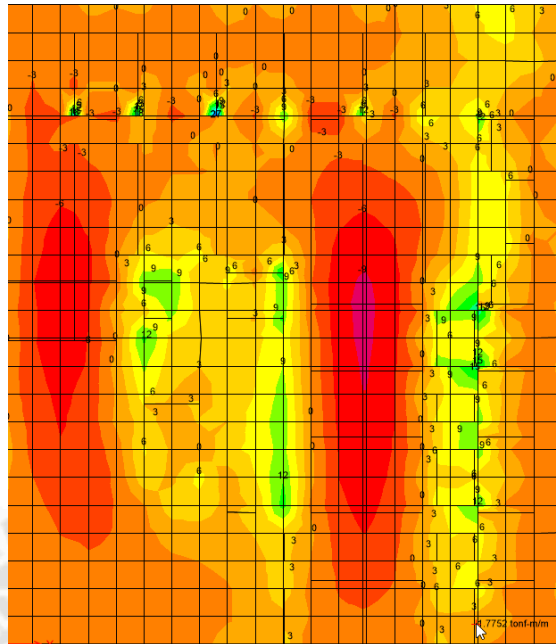
A. Momentos M11

Carga Muerta



Los momentos debido a la CM varían de -60Tonf.m a 135Tonf.m

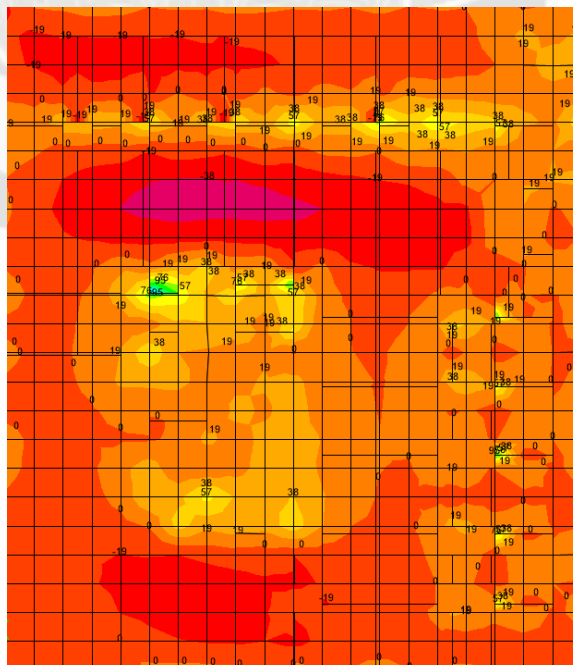
Carga Viva



Los momentos debido a la CV varían de -12Tonf.m a 27Tonf.m.

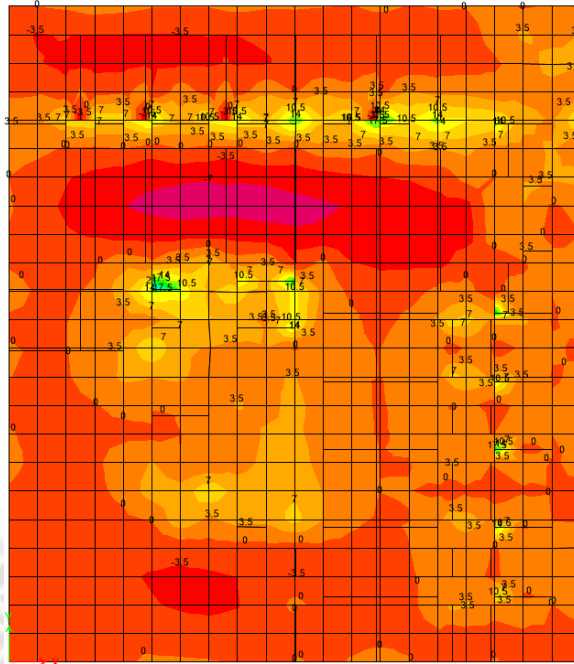
B. Momentos M22

Carga Muerta



Los momentos debido a la CM varían de -57Tonf.m a 190Tonf.m

Carga Viva



Los momentos debido a la CV varían de -10.5Tnf.m a 35Tnf.m.

6.3.2 Muros de Sótano

A. Determinación de la presión lateral de tierras

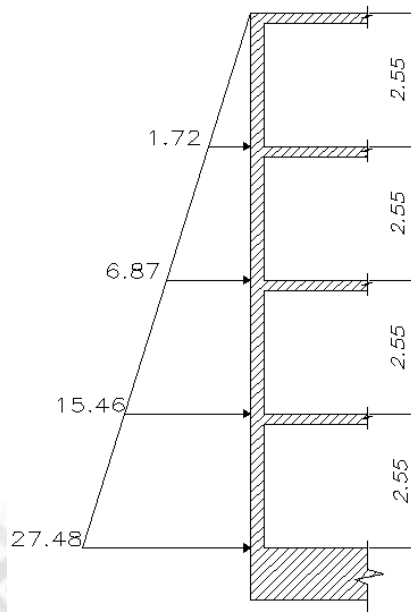
De acuerdo al estudio de mecánica de suelos se tiene los siguientes datos del terreno circundante:

- Peso específico $\gamma=1.65\text{tnf/m}^3$
- Angulo de fricción interna $\phi=31^\circ$
- Cohesión $c=0$

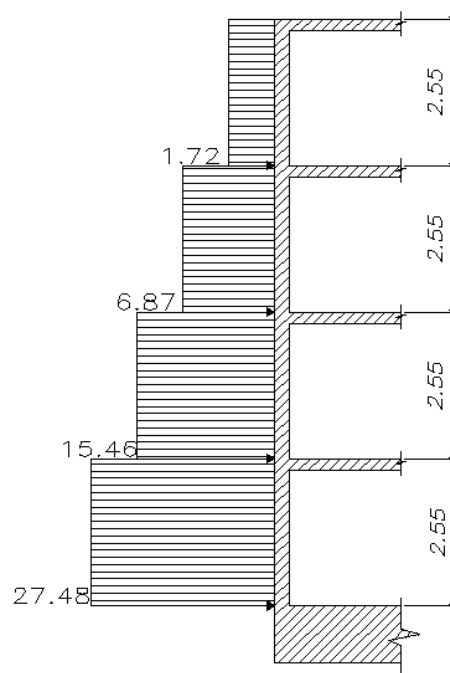
Para el cálculo de la presión lateral de tierras se utiliza la fórmula de Rankine:

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0.3201$$

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A$$



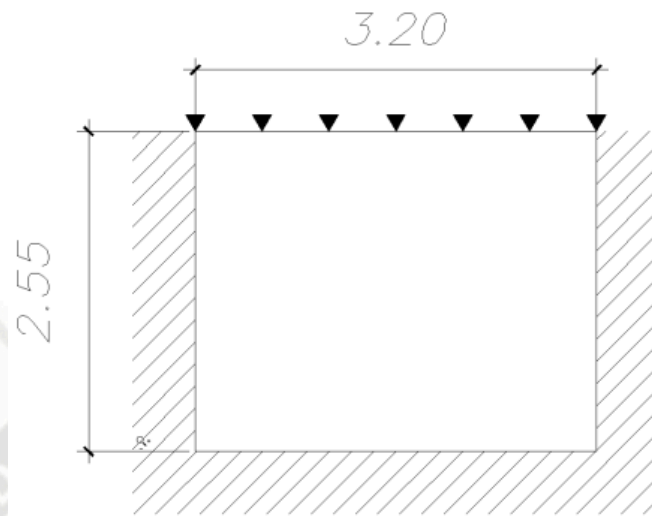
PRESIÓN LATERAL DE TIERRAS
unidades (Tnf.m)



MODELO SIMPLIFICADO
PRESIÓN LATERAL DE TIERRAS
unidades (Tnf.m)

Se utiliza las tablas de Portland Cement Association como ayuda de diseño, el panel típico de diseño es de dimensiones

3.20mx2.55m, en forma conservadora se diseña un panel bajo las condiciones del siguiente gráfico:



Los valores de los momentos se obtienen del caso 9 para la relación:

$$\frac{b}{a} = \frac{3.20}{2.55} = 1.25 \text{ (Pág. 2-57)}$$

$$M = \text{coef} * \frac{q * a^2}{1000}$$

6.4 Diseño de la Cimentación

6.4.1 Platea de Cimentación

Para el diseño de la cimentación se usa la teoría convencional de concreto armado:

$$Mu = 1.4 * D + 1.7 * L$$

Dirección 1-1

$$Mu(+) = 1.4(135) + 1.7(27) = 223.30 \text{ Ton. m}$$

$$Mu(-) = 1.4(60) + 1.7(12) = 104.40 \text{ Ton. m}$$

Dirección 2-2

$$Mu(+) = 1.4(190) + 1.7(35) = 325.50 \text{ Ton. m}$$

$$Mu(-) = 1.4(57) + 1.7(10.5) = 97.65 \text{ Ton. m}$$

- **Paso 1: Peralte efectivo**

$$f'c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_{\text{económico}} = 0.0075$$

$$Ku = 27.45 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$bd^2 = \frac{325.50 * 10^5}{27.45} = 185793 \text{ cm}^3$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 109 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el peralte efectivo modificado es:

$$d = 120 - 4 - 2.5 = 113.50 \text{ cm}$$

- **Paso 2: Cálculo de acero en la dirección X**

- Acero positivo

$$Ku = \frac{223.30 * 10^5}{100 * 113.50^2} = 17.33$$

De las tablas: $\rho = 0.0048$

$$A_s = 0.0048 * 100 * 113.50 = 54.48 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 11/8" @ 20cm$

- Acero Negativo

$$Ku = \frac{104.40 * 10^5}{100 * 113.50^2} = 8.10$$

De las tablas: $\rho = 0.0022$

$$A_s = 0.0022 * 100 * 113.50 = 24.97 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 1" @ 20cm$

- **Paso 3: Cálculo de acero en la dirección Y**

- Acero positivo

$$Ku = \frac{325.50 * 10^5}{100 * 113.50^2} = 25.27$$

De las tablas: $\rho = 0.0072$

$$A_s = 0.0072 * 100 * 113.50 = 81.72 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 11/8" @ 10cm$

- Acero Negativo

$$Ku = \frac{97.65 * 10^5}{100 * 113.50^2} = 7.58$$

De las tablas: $\rho = 0.0022$

$$A_s = 0.0022 * 100 * 113.50 = 24.97 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 1" @ 20\text{cm}$

Comentario:

Es posible calcular el acero por zonas de acuerdo a la concentración de esfuerzo. Sin embargo, debe considerarse aspectos prácticos de construcción y obtener mallas simples de armar.

En consecuencia:

- El acero de la malla en contacto con el suelo (+) estará compuesta por $\phi 1 1/8"$ distribuidos en un patrón rectangular de 20x10 cm (x, y).
- El acero de la malla superior (-) estará compuesta por $\phi 5/8"$ distribuidos en un patrón rectangular de 20x20 cm (x, y).

6.4.2 Muros de sótano

6.4.2.1 Momentos generados por la presión del suelo sobre los muros

Sótano 4

$$Mu(+) = \frac{36 * 27.48 * 2.55^2}{1000} = 6.43 \text{ Ton.m}$$

$$Mu(-) = \frac{-77 * 27.48 * 2.55^2}{1000} = -13.76 \text{ Ton.m}$$

Sótano 3

$$Mu(+) = \frac{36 * 15.46 * 2.55^2}{1000} = 3.62 \text{ Ton.m}$$

$$Mu(-) = \frac{-77 * 15.46 * 2.55^2}{1000} = -7.74 \text{ Ton.m}$$

Sótano 2

$$Mu(+) = \frac{36 * 6.87 * 2.55^2}{1000} = 1.61 \text{ Ton.m}$$

$$Mu(-) = \frac{-77 * 6.87 * 2.55^2}{1000} = -3.44 \text{ Ton.m}$$

Sótano 1

$$Mu(+) = \frac{36 * 1.72 * 2.55^2}{1000} = 0.37 \text{ Ton.m}$$

$$Mu(-) = \frac{-77 * 1.72 * 2.55^2}{1000} = -0.86 \text{ Ton.m}$$

Los momentos últimos para el diseño serán:

$$Mu = 1.7 * M$$

6.4.2.2 Cálculo de acero de refuerzo horizontal

Todos los muros de sótano tendrán un $f'c=280 \text{ kgf/cm}^2$

Sótano 4

Espesor del muro:

$$\rho_{\text{económico}} = 0.005$$

$$Ku = 18.06$$

$$bd^2 = \frac{23.39 * 10^5}{18.06} = 129512 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, $d = 36\text{cm}$ y $t = 40\text{cm}$

$$Mu(+)= 6.43 * 1.7 = 10.93 \text{ Ton. m}$$

$$Ku = 8.43 \rightarrow \rho = 0.0024$$

$$A_s = 0.0024 * 100 * 36 = 8.64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar $\phi 5/8" @ 20\text{cm}$

$$Mu(-) = -13.76 * 1.7 = -23.39 \text{ Ton. m}$$

$$Ku = 18.05 \rightarrow \rho = 0.005$$

$$A_s = 0.005 * 100 * 36 = 18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar $\phi 5/8" @ 10\text{cm}$

Sótano 3

Espesor del muro:

$$\rho_{\text{económico}} = 0.005$$

$$Ku = 18.06$$

$$bd^2 = \frac{13.15 * 10^5}{18.06} = 72813 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, $d = 31\text{cm}$ y $t = 35\text{cm}$

$$Mu(+) = 3.62 * 1.7 = 6.15 \text{ Ton.m}$$

$$Ku = 6.40 \rightarrow \rho = 0.0018$$

$$A_s = 0.0018 * 100 * 31 = 5.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar $\phi 1/2'' @ 20\text{cm}$

$$Mu(-) = -7.74 * 1.7 = -13.15 \text{ Ton.m}$$

$$Ku = 13.69 \rightarrow \rho = 0.0040$$

$$A_s = 0.0040 * 100 * 31 = 12.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar $\phi 1/2'' @ 10\text{cm}$

Sótano 2

Dado que los momentos son pequeños, se verificará el uso de cuantía mínima:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0025$$

$$\frac{A_{s_{\min}}}{2} = \frac{0.0025 * 100 * 25}{2} = 3.13 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$

$$bd^2 = \frac{13.15 * 10^5}{18.06} = 72813 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, $d = 21\text{cm}$ y $t = 25\text{cm}$

$$Mu(+) = 1.61 * 1.7 = 2.74 \text{ Ton.m}$$

$$Ku = 6.21 \rightarrow \rho = 0.0018$$

$$A_s = 0.0018 * 100 * 21 = 3.78 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$

$$Mu(-) = -3.44 * 1.7 = -5.85 \text{ Ton.m}$$

$$Ku = 13.27 \rightarrow \rho = 0.0038$$

$$A_s = 0.0038 * 100 * 21 = 7.98 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8'' @ 10\text{cm}$

Sótano 1

Dado que los momentos son pequeños, se verificará el uso de cuantía mínima:

$$\rho_{\min} = 0.0025$$

$$\frac{A_{s_{\min}}}{2} = \frac{0.0025 * 100 * 25}{2} = 3.13 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8'' @ 20cm$

$$bd^2 = \frac{13.15 * 10^5}{18.06} = 72813 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, $d = 21cm$ y $t = 25cm$

$$Mu(+) = 0.37 * 1.7 = 0.63 \text{ Ton.m}$$

$$Ku = 1.43 \rightarrow \rho_{\text{mín}} = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025 * 100 * 21 = 5.25 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8'' @ 20cm$

$$Mu(-) = -0.86 * 1.7 = -1.46 \text{ Ton.m}$$

$$Ku = 3.31 \rightarrow \rho_{\text{mín}} = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025 * 100 * 21 = 5.25 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8'' @ 20cm$

6.4.2.3 Cálculo de acero horizontal:

Sótano 4

$$Mu(+) = \frac{29 * 27.48 * 2.55^2}{1000} = 5.18 \text{ Ton.m}$$

$$Mu(-) = \frac{-72 * 27.48 * 2.55^2}{1000} = -12.87 \text{ Ton.m}$$

$$Mu(+) = 5.18 * 1.7 = 8.81 \text{ Ton.m}$$

$$Ku = 6.8 \rightarrow \rho = 0.0020$$

$$A_s = 0.0020 * 100 * 36 = 7.20 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 5/8'' @ 20\text{cm}$

$$Mu(-) = -12.87 * 1.7 = -21.88 \text{ Ton.m}$$

$$Ku = 16.88 \rightarrow \rho = 0.0048$$

$$A_s = 0.0048 * 100 * 36 = 17.28 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 5/8'' @ 10\text{cm}$

Sótano 3:

$$Mu(+) = \frac{29 * 15.46 * 2.55^2}{1000} = 2.92 \text{ Ton.m}$$

$$Mu(-) = \frac{-72 * 15.46 * 2.55^2}{1000} = -7.24 \text{ Ton.m}$$

$$Mu(+) = 2.92 * 1.7 = 4.96 \text{ Ton.m}$$

$$Ku = 5.16 \rightarrow \rho = 0.0014$$

$$A_s = 0.0014 * 100 * 31 = 4.34 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 1/2'' @ 20\text{cm}$

$$Mu(-) = -7.24 * 1.7 = -12.31 \text{ Ton.m}$$

$$Ku = 12.81 \rightarrow \rho = 0.0036$$

$$A_s = 0.0036 * 100 * 31 = 11.16 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 1/2'' @ 10\text{cm}$

Sótano 2:

$$Mu(+)= \frac{29 * 6.87 * 2.55^2}{1000} = 1.30 \text{ Ton. m}$$

$$Mu(-)= \frac{-72 * 6.87 * 2.55^2}{1000} = -3.22 \text{ Ton. m}$$

Dado que los momentos son pequeños, se verificará el uso de cuantía mínima:

$$\rho_{\min} = 0.0025$$

$$\frac{As_{\min}}{2} = \frac{0.0025 * 100 * 25}{2} = 3.13 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$

$$bd^2 = \frac{13.15 * 10^5}{18.06} = 72813 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, $d = 21\text{cm}$ y $t = 25\text{cm}$

$$Mu(+)= 1.30 * 1.7 = 2.21 \text{ Ton. m}$$

$$Ku = 5.01 \rightarrow \rho = 0.0014$$

$$A_s = 0.0014 * 100 * 21 = 2.94 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$

$$Mu(-) = -3.22 * 1.7 = -5.47 \text{ Ton. m}$$

$$Ku = 12.40 \rightarrow \rho = 0.0034$$

$$As = 0.0034 * 100 * 21 = 7.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar $\phi 3/8'' @ 10\text{cm}$

Sótano 1:

$$Mu(+) = \frac{29 * 1.72 * 2.55^2}{1000} = 0.32 \text{ Ton. m}$$

$$Mu(-) = \frac{-72 * 1.72 * 2.55^2}{1000} = -0.81 \text{ Ton. m}$$

Los momentos últimos para el diseño serán:

$$Mu = 1.7 * M$$

Dado que los momentos son pequeños, se verificará el uso de cuantía mínima:

$$\rho_{\min} = 0.0025$$

$$\frac{As_{\min}}{2} = \frac{0.0025 * 100 * 25}{2} = 3.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Usar $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$

$$bd^2 = \frac{13.15 * 10^5}{18.06} = 72813 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, $d = 21\text{cm}$ y $t = 25\text{cm}$

$$Mu(+) = 0.32 * 1.7 = 0.54 \text{ Ton. m}$$

$$Ku = 1.22 \rightarrow \rho_{\min} = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025 * 100 * 21 = 5.25 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$

$$Mu(-) = -0.81 * 1.7 = -1.38 \text{ Ton. m}$$

$$Ku = 3.13 \rightarrow \rho_{\min} = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025 * 100 * 21 = 5.25 \text{ cm}^2/m$$

Usar $\phi 3/8'' @ 20\text{cm}$

Resumen:

- Sótano 4
 - El espesor del muro es de **40cm**.
 - Cara en contacto con el terreno usar malla $\phi 5/8'' @ 10\text{cm}$.
 - Cara interior usar malla $\phi 5/8'' @ 20\text{cm}$.

- Sótano 3
 - El espesor del muro es de **35cm**.
 - Cara en contacto con el terreno usar malla $\phi 1/2 @ 10\text{cm}$.
 - Cara interior usar malla $\phi 1/2 @ 20\text{cm}$.

- Sótano 2
 - El espesor del muro es de **25cm**.

- Cara en contacto con el terreno usar malla $\phi 3/8@10\text{cm}$.
- Cara interior usar malla $\phi 3/8@20\text{cm}$.

- Sótano 1
 - El espesor del muro es de **25cm**.
 - Cara en contacto con el terreno usar malla $\phi 3/8@20\text{cm}$.
 - Cara interior usar malla $\phi 3/8@20\text{cm}$.



CAPITULO VII

SISTEMA NO ESTRUCTURAL

7.1 Introducción

Los elementos no estructurales son todos aquellos que no forman parte del sistema de soporte de la edificación.

Por lo tanto, la consideración de estos elementos en el diseño general de una estructura es de mucha importancia, ya que buena parte de las pérdidas humanas y materiales causadas por sismos se deben al colapso de dichos elementos no estructurales de las edificaciones.

Los elementos no estructurales, están compuestos por:

- Acabados arquitectónicos.
- Instalaciones de servicios básicos.
- Equipos.

En el diseño antisísmico de una edificación, no basta con calcular estructuras que se deforman sin llegar al colapso ante sismos de gran intensidad, sino también considerar que los elementos no estructurales, pueden con su falla influir sobre el comportamiento de la estructura, causar pérdidas de vidas humanas o dejar sin funcionamiento una instalación (muchas de ellas cuando más se les necesita).

La vulnerabilidad no estructural, es la pérdida de capacidad de respuesta de una edificación frente a un desastre interno o falla de los componentes no estructurales.

Algunos ejemplos de estos componentes son:

- Acabados arquitectónicos:
 - Cielos rasos y lámparas
 - Revestimientos pesados
 - Puertas, ventanas y carpintería de vidrio
 - Mampostería de relleno reforzada
 - Tabiques divisorios
- Instalaciones de servicios básicos:
 - Red de Abastecimiento de agua
 - Red de desagüe
 - Conductos de aire
 - Calentadores
 - Conductores eléctricos y de comunicaciones
- Objetos que se encuentran en el interior del edificio:
 - Todo el mobiliario que no esté comprendido en los grupos anteriores.

El daño a los elementos no estructurales en los edificios, es causado principalmente por:

- Daño relacionado con la distorsión diferencial de la estructura

El daño relacionado a la distorsión, ocurre a cualquier elemento que está forzado a pasar por la misma deformación que la estructura y no es capaz de hacerlo sin sufrir daños. Un ejemplo de elementos sujetos a este tipo de daño son los tabiques divisorios conectados a dos o más pisos, escaleras y elementos de distribución de servicio vertical (tuberías, etc.).

- Daño relacionado con la sacudida de los elementos

El daño relacionado a la sacudida, es causado principalmente a los elementos que puedan responder a los movimientos vibratorios de la estructura vibrando internamente, deslizándose, volcándose o meciéndose. El deslizamiento y el vuelco pueden afectar equipos, muebles, estantería y contenidos sueltos de cualquier tipo. El mecerse se aplica sólo a objetos suspendidos como lámparas, cielos rasos, tuberías y ductos o equipos.

Se considera que los elementos no estructurales son sensibles a las deformaciones si se ven afectados por la deformación de la estructura principal, determinada por la deriva, entendiéndose en general como deriva el desplazamiento lateral relativo entre los pisos.

Para estudiar los sistemas no estructurales, se deben procesar varios parámetros como:

- La importancia del elemento a la función de procesamiento de datos.
- La probabilidad y tipo de daño.
- El tiempo requerido para reparar, sustituir o desviar.

- La habilidad de proteger efectivamente el elemento.

7.2 Vidrios

Es una tendencia en las nuevas edificaciones el uso generalizado del vidrio de diferentes tamaños en puertas y ventanas, pero al producirse un sismo, sus marcos tienden a tomar la forma de paralelogramo haciendo añicos el vidrio y lanzando los fragmentos puntiagudos al interior de la edificación.

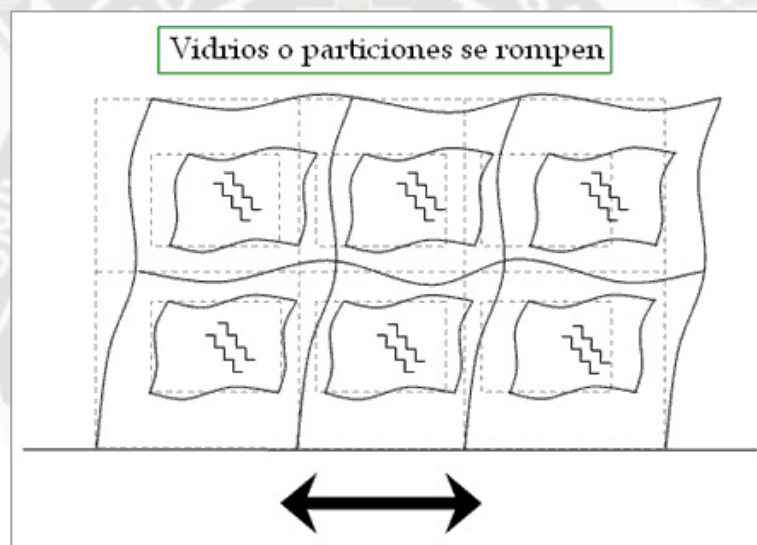


Fig. 025. Representación de deformaciones de los vidrios frente a un evento sísmico.

Es por esto que deben emplearse vidrios de seguridad, dejar las holguras suficientes entre el vidrio y el marco al instalar la ventana y rellenarlos después con materiales flexibles, evitando hasta cierto punto que se quiebre al deformarse.

También es recomendable el uso de planchas o láminas de plástico resistente en el interior de las mismas para proteger a las personas.

Los marcos metálicos anclados a la estructura o a los muros no estructurales al ser sometidos a grandes deformaciones se torcerán y sufrirán pandeo, provocando que el vidrio se salga del marco o se quiebre.

Este problema se debe a varias causas:

- El vidrio ha sido cortado muy pequeño respecto a la abertura.
- El vidrio ha sido cortado muy grande respecto a la abertura, dejando poco o ningún margen para su adecuación a las deformaciones del marco.
- El vidrio no está bien ajustado al marco, de forma que se presenta movimiento independiente del marco, provocando ruptura o caída.

Debido a lo señalado y a que la estructura no se encuentra debidamente rígida para restringir las deformaciones laterales y la distorsión angular de los vanos donde se encuentran las ventanas, es de esperarse que en caso de un sismo moderado o intenso se rompa un número importante de vidrios por el daño o deformación de los marcos de las ventanas.

7.3 Muros divisorios o tabiques

En la presente tesis, se tienen muros no portantes donde éstos servirán como tabiques divisorios, alfeizars para las ventanas y parapetos en todo el perímetro de la azotea.

Estos muros se diseñarán de acuerdo a lo establecido en el Capítulo 9 de la Norma E-070, que establece los requisitos para el diseño por cargas ortogonales al plano del muro, para este diseño se toman en cuenta los siguientes factores de acuerdo con la Norma E-030:

- a) Factor de zona (Z): por estar ubicados en Arequipa y esta pertenecer a la Zona Sísmica 3, le corresponde para este factor un valor igual a $Z = 0.4$.
- b) Coeficiente de Uso (U): por estar destinados para viviendas y éstas estar contempladas como edificaciones comunes, le corresponde para este factor un valor igual a $U = 1.0$.
- c) Coeficiente Sísmico (C1): para los parapetos y tabiques externos que se pueden precipitar, le corresponde para este factor un valor igual a $C1 = 1.3$.

Además para poder determinar la carga sísmica uniformemente repartida de acuerdo a lo establecido en la Norma E-070, tomamos en cuenta los siguientes factores:

$$e = 0.15m$$

$$\gamma = 1800kg/m^3$$

De esta manera se obtiene la carga sísmica (w) con la siguiente ecuación:

$$w = 0.80 * Z * U * C1 * \gamma * e$$

$$w = 0.80 * 0.40 * 1 * 1.03 * 0.15 * 1800$$

$$w = 88.99 kg/m^2$$

Luego obtendremos el momento flector distribuido por unidad de longitud con la siguiente ecuación:

$$Ms = m * w * a^2$$

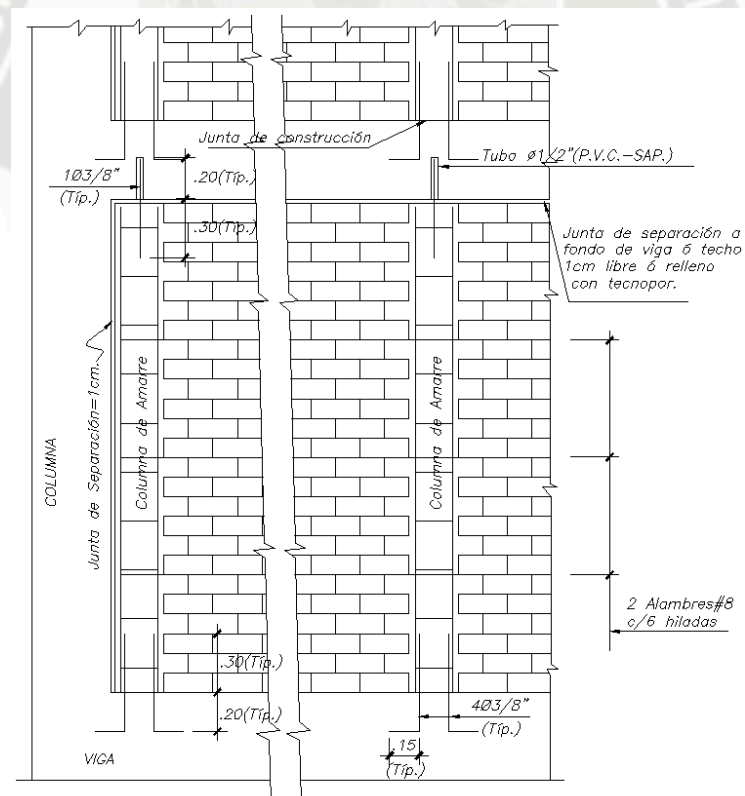
Dónde:

- m = coeficiente del momento indicado en la Tabla 12 de la Norma E-070.
- a = dimensión crítica del paño de albañilería según Tabla 12 de la Norma E-070.

También, se verificará que el esfuerzo normal producido por el momento flector f_m no sea mayor que f'_s .

$$f_m = 6 * M_s / t^2 \leq f'_s = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente, las columnetas serán diseñadas de acuerdo a lo especificado en la Norma E-060, para soportar la carga sísmica "w".



COLUMNETAS DE AMARRE DE TABIQUERIA
NO PORTANTE

La separación máxima entre columnetas será de 3.5m. debiendo ir además en todos los extremos de vanos y muros.
Los alambres doblan en U en las columnetas o son pasantes.

Fig. 026. Detalle de Columnetas de Amarre para tabiquería No Portante

7.4 Ascensores

Un ascensor es una instalación permanente de desplazamiento vertical que accede a dos o varios niveles, cuya función es transportar personas, cosas, etc.

El ascensor está constituido por tres partes principales:

1. Caja: Es el recinto o espacio que en un edificio se destina a emplazar el coche, usualmente es del material de la estructura a realizar, en este caso, las cajas de ascensores serán de concreto armado.
2. Cuarto de Máquinas: Es el local donde está alojada la maquinaria impulsora del coche, los tableros de comando y el resto de los implementos que permiten el funcionamiento del ascensor.
3. Coche: Es el conjunto integrado por el bastidor, la cabina, la plataforma y los accesorios que se deslizan por las guías verticales rígidas.

En ese desplazamiento permite el transporte de las personas entre distintos niveles o plantas, y cuyo control se efectúa mediante un sistema de botoneras internas y externas a la cabina.

En la presente tesis, el cuarto de máquinas estará ubicado sobre el ascensor, el cual tendrá piso y techo de losa maciza de concreto armado, así mismo, las dimensiones de estas cajas de concreto armado se pueden ajustar a las necesidades del proyecto y a los proveedores de ascensores.

CAPITULO VIII

COSTO DE LA ESTRUCTURA Y TIEMPO PARA SU CONSTRUCCION

8.1 Costo

8.1.1 Introducción

Dentro de la construcción de una obra determinada, el control Presupuestal presenta particularidades propias de cada obra, debido a las características y diferencias que podrían existir en cada tipo, pues estas involucran una serie de procesos y operaciones extensas, donde cada una implica métodos de construcción, equipos y maquinarias, mano de obra diferentes, al existir lugares de trabajo siempre diferentes, personal en la obra variados: profesionales, obreros calificados, obreros no calificados, cuyos costos por lo tanto son variables y difíciles de controlar.

Cada obra en particular, requiere ser cuidadosamente estudiada y analizada desde todos los puntos de vistas: Normas específicas institucionales, métodos constructivos a utilizar, disponibilidad de recursos financieros, materiales y mano de obra, modalidad de contratación, fluctuaciones en el mercado, tiempos de ejecución, ajuste de precios, etc.

Por lo anterior, elaborar un presupuesto de obra representa una gran responsabilidad por el riesgo que involucra. La información que se

manejo debe ser veraz y oportuna y, en la mayoría de los casos, debe integrarse en el menor tiempo posible en virtud de la proximidad de la obra y la variabilidad de los costos.

El presupuesto debe incluir el análisis del costo de cada elemento que interviene en la construcción de la obra. Presupone el precio de la obra en determinadas circunstancias, por lo que es un valor aproximado, no preciso.

8.1.2 Metrados

En todo Proyecto, es necesario cuantificar con aproximación la extensión del trabajo y por ende el recurso a utilizar (mano de obra, materiales, equipo, herramientas); por lo que una tarea clave para el cálculo correcto de los costos es la adecuada estimación del metrado.

El metrado es un conjunto de datos ordenados, que se obtienen por medición y lectura de planos finales. Los datos obtenidos es una interpretación de las dimensiones del diseño realizado y volcados a planos.

Para lograr este objetivo, debe hacerse un estudio y análisis integral de los planos y las especificaciones técnicas del proyecto. Es importante interrelacionar planos de Arquitectura, Estructuras, Instalaciones Eléctricas e Instalaciones Sanitarias, en el caso de una edificación. Los metrados son calculados con la finalidad de obtener la cantidad de obra a realizar y que al ser multiplicado por el respectivo costo unitario y sumado obtendremos el costo directo.

Para la presente tesis se determinó el metrado de la lectura de los planos correspondientes a Estructuras (casco gris).

Resumen de Metrados

Proyecto DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO
Ubicación AREQUIPA

Item	Descripción	Unidad	Metrado
01.00.00	<u>OBRAS PROVISIONALES</u>		
01.01.00	ALMACEN, OFICINA Y CASETA DE GUARDIANA	GBL	1.00
01.02.00	CARTEL DE OBRA DE 2.40m x 3.60m INCL. COLOCACIÓN	PZA	1.00
01.03.00	SEÑALIZACION DURANTE LA OBRA	GLB	1.00
01.04.00	AGUA PARA LA CONSTRUCCIÓN	GLB	1.00
01.05.00	ENERGÍA ELÉCTRICA Y COMUNICACIÓN	GLB	1.00
02.00.00	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>		
02.01.00	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	M2	734.78
02.02.00	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	M2	734.78
02.03.00	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	GBL	1.00
03.00.00	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>		
03.01.00	EXCAVACION MASIVA CON EQUIPO	M3	8,376.49
03.02.00	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO MAT/PROPIO	M3	222.14
03.03.00	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE C/MAQUINA	M3	8,969.79
04.00.00	<u>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</u>		
04.01.00	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=100KG/CM2 PARA LOSA DE CIMENTACIÓN	M3	53.57
05.00.00	<u>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</u>		
05.01.00	<u>LOSA DE CIMENTACIÓN</u>		
05.01.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 LOSA DE CIMENTACIÓN	M3	857.20
05.01.02	ACERO DE REFUERZO LOSA DE CIMENTACIÓN	KG	131,619.97
05.02.00	<u>MUROS DE SOTANO</u>		
05.02.01	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 MUROS DE SOTANO	M3	261.35
05.02.02	ENCOFRADO y DESENCOFRADO MUROS DE SOTANO	M2	1,672.64
05.02.03	ACERO DE REFUERZO MUROS DE SÓTANO	KG	58,878.77
05.03.00	<u>COLUMNAS Y PLACAS</u>		
05.03.01	CONCRETO F'C=350 KG/CM2 COLUMNAS Y PLACAS	M3	254.94
05.03.02	ENCOFRADO y DESENCOFRADO COLUMNAS Y PLACAS	M2	2,282.87
05.03.03	ACERO DE REFUERZO COLUMNAS Y PLACAS	KG	40,720.41
05.03.04	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 COLUMNAS Y PLACAS	M3	397.05
05.03.05	ENCOFRADO y DESENCOFRADO COLUMNAS Y PLACAS	M2	3,529.10
05.03.06	ACERO DE REFUERZO COLUMNAS Y PLACAS	KG	53,649.87
05.03.07	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 COLUMNAS Y PLACAS	M3	529.41
05.03.08	ENCOFRADO y DESENCOFRADO COLUMNAS Y PLACAS	M2	4,705.47
05.03.09	ACERO DE REFUERZO COLUMNAS Y PLACAS	KG	66,783.77
05.04.00	<u>LOSAS MACIZAS</u>		
05.04.01	CONCRETO F'C=350 KG/CM2 LOSAS MACIZAS	M3	415.77
05.04.02	ENCOFRADO y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS	M2	2,771.82
05.04.03	ACERO DE REFUERZO LOSAS MACIZAS	KG	84,044.39
05.04.04	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 LOSAS MACIZAS	M3	524.94
05.04.05	ENCOFRADO y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS	M2	3,499.57
05.04.06	ACERO DE REFUERZO LOSAS MACIZAS	KG	96,789.09
05.04.07	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 LOSAS MACIZAS	M3	641.59
05.04.08	ENCOFRADO y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS	M2	4,277.25
05.04.09	ACERO DE REFUERZO LOSAS MACIZAS	KG	118,297.78
05.05.00	<u>VIGAS Y DINTELES</u>		
05.05.01	CONCRETO F'C=350 KG/CM2 VIGAS	M3	120.34
05.05.02	ENCOFRADO y DESENCOFRADO VIGAS	M2	840.91
05.05.03	ACERO DE REFUERZO VIGAS	KG	35,639.61
05.05.04	CONCRETO F'C=280 KG/CM2 VIGAS	M3	156.94
05.05.05	ENCOFRADO y DESENCOFRADO VIGAS	M2	1,116.05
05.05.06	ACERO DE REFUERZO VIGAS	KG	44,898.95
05.05.07	CONCRETO F'C=210 KG/CM2 VIGAS	M3	191.82
05.05.08	ENCOFRADO y DESENCOFRADO VIGAS	M2	1,364.06
05.05.09	ACERO DE REFUERZO VIGAS	KG	54,876.49
05.06.00	<u>ESCALERAS Y RAMPAS</u>		
05.06.01	CONCRETO 210 KG/CM2 ESCALERAS Y RAMPAS	M3	42.91
05.06.02	ENCOFRADO y DESENCOFRADO ESCALERAS Y RAMPAS	M2	605.27
05.06.03	ACERO DE REFUERZO ESCALERAS Y RAMPAS	KG	6,593.02

8.1.3 Análisis de costos unitarios

Los costos o precio unitarios son de gran aplicación para todo tipo de presupuesto. Cada partida del presupuesto constituye un costo parcial, la cuantificación técnica de la cantidad de insumos (mano de obra, materiales, equipo, maquinaria, herramientas, entre otros) que se requieren para ejecutar cada unidad de la partida y su costo.

Para poder elaborar un costo o precio unitario es necesario conocer el proceso constructivo, los materiales que intervienen y los rendimientos de mano de obra, además de los salarios que se pagan en la región en donde se encuentre la obra.

Para la presente tesis, se realizó el análisis de costos unitarios teniendo en cuenta los valores obtenidos en el metrado, los rendimientos de cada insumo y los precios correspondientes de acuerdo a mercado.

VER ANEXO A

8.1.4 Análisis de precios

La construcción es uno de los sectores más sensibles del mercado. Los precios de los insumos en una obra pueden variar dependiendo de varios factores. Los presupuestos de obra se realizan con precios de insumos (materiales, mano de obra, equipo, herramientas), considerando y en relación al mercado del momento.

Materiales: El precio de cada material será el real del mercado, puesto en el almacén de la obra, en caso contrario se sumará al precio en el lugar de adquisición, los valores de manipuleos, transportes, seguros, mermas, para establecer el precio del material puesto en el almacén de la obra. El precio real de mercado para una obra específica dependerá de su cercanía o alejamiento de centros poblados, la existencia y volumen de producción de materiales locales y en general el conocimiento de todas aquellas condiciones que tiendan a alterar el precio unitario normal del producto.

Mano de obra: Es el parámetro más difícil de evaluar por tratarse del factor humano. Este precio está definido por dos parámetros:

- El costo de un obrero de construcción civil por hora o también llamado generalmente costo hora-hombre.
- El rendimiento de un obrero o cuadrilla de obreros para ejecutar determinado trabajo, es un parámetro muy variable y que de no darse los criterios asumidos por el analista puede llevar al atraso o pérdida económica de una obra.

Para el análisis del rendimiento de mano de obra se debe considerar los siguientes factores: edad del obrero, capacidad física, habilidad natural, programación y dirección de la obra.

Equipos: Existen diversas maquinarias y equipos según los tipos de obra, sin embargo el análisis del costo del equipo tiene en consideración dos parámetros básicos:

- El costo hora-máquina, determinado a través del análisis del costo de alquiler de equipo por hora, siendo este costo variable en función al tipo de máquina, potencia del motor, si es sobre llantas o sobre orugas, antigüedad, etc.
- El rendimiento de la maquinaria, al igual que los rendimientos de mano de obra, los rendimientos de una máquina están en función de diversos factores, por ejemplo: capacidad del operador, visibilidad, escenario de trabajo, maniobra entre otros.

Herramientas: En el proceso constructivo de cada obra se requiere de herramientas menores de diversos tipos tales como lampas, picos, las cuales son suministradas por el contratista quien debe incluir su depreciación dentro de los costos diversos. La práctica usual establece el costo de herramientas como un porcentaje del costo de la mano de obra.

Estos porcentajes son variables y a criterio del analista, sin embargo suelen ser del 3% al 5% del costo de la mano de obra.

8.1.5 Presupuesto

La elaboración del presupuesto, implica el estudio a fondo y detallado del proyecto completo, comprende conocimiento de los trabajos a realizar (partidas), sus especificaciones Técnicas (subpartidas), unidades de medida, metrados y conocer el costo de cada uno de los trabajos a realizar, que a su vez dependen del diseño del proceso constructivo que define todas las actividades en un proyecto.

Para la elaboración de presupuestos existen diferentes herramientas como el S10, Presupuesto 2.0, etc., pero todos programas tienen componentes similares que son importantes de mencionar:

COSTOS DIRECTOS

El costo directo equivale a la suma de los costos de los materiales, mano de obra, equipos y herramientas que son requeridos para la ejecución de una obra.

Los costos directos que son analizados en cada una de las partidas que conforman una obra tienen diversos grados de aproximación, sin embargo, logrando un mayor refinamiento de los mismos no siempre conduce a una mayor exactitud porque siempre existirán diferencias entre los diversos estimados de costos de la misma partida.

COSTOS INDIRECTOS

Los costos indirectos como todos aquellos costos que no pueden aplicarse a una partida específica, sino tiene incidencia sobre todo el costo de obra. Los costos indirectos son dos: gastos generales y utilidad.

VER ANEXO A

8.1.6 Fórmulas polinómicas

La fórmula polinómica es la representación matemática de la estructura de costos de un presupuesto y es elaborado de acuerdo al DS 011-79-VC complementado con los dispositivos vigentes de tal

forma que permita actualizar los costos aplicando los índices del INEI de acuerdo al área geográfica correspondiente.

8.2 Tiempo

8.2.1 Introducción

La elaboración y ejecución de un proyecto es una actividad cotidiana, en el que elaboramos un orden de tareas y un cronograma de actividades. La ejecución de proyectos requiere la administración de un conjunto de recursos, como son: dinero, personal, materiales, maquinaria y equipos, información, etc.

La Planificación es una de las funciones más importantes para el éxito de la administración del proyecto y para definir un camino de acción para la ejecución del proyecto.

Es también, una herramienta de trabajo, pero también lo es de control. El control será proporcional al nivel de definición del proyecto, pero también o será del nivel de exigencia impuesto.

La Planificación es una función dinámica, a medida que el proyecto avanza, el plan puede sufrir continuas modificaciones, que reflejarán las circunstancias imprevistas que se presenten y las respuestas que se les dé, además le permitirán al equipo del proyecto manejar el cambio ordenadamente. Sin Planificación no es posible realizar un seguimiento y control adecuados del proyecto debido a que, de esa forma, no se contaría con una base de referencia para comparar el desempeño actual con aquel deseado o planificado.

Planificar es concebir como debe ser ejecutado el trabajo, en qué orden y con qué recursos se cuenta; dividiendo el proyecto y tomando partes de él, en un conjunto de actividades que se puedan manejar. Cada una de estas actividades debe ser cuantificada como una porción de trabajo, sin perder la relación con la estructura total del proyecto.

8.2.2 Obtención del tiempo con MS Project

Lo primero que debemos decidir cuando empezamos a planificar es el nivel de definición que necesita la obra. La definición son los niveles de desglose en los que dividiremos las tareas. Evidentemente, no todas las obras necesitan ser definidas de la misma manera. Incluso dentro de una misma obra, las tareas no tienen por qué tener el mismo nivel de definición. Principalmente, éste será proporcional a la duración de la tarea.

Establecido el nivel de definición, pasaremos a relacionar las tareas por orden cronológico, con sus sub-tareas igualmente relacionadas cronológicamente. Para ello, realizaremos una tabla donde iremos signando los valores que nos interese controlar: tiempos mínimo y máximo, inicio más temprano y más tardío posible, número de operarios, presupuesto.

Las actividades que se encuentran en la denominada "ruta crítica" de un proyecto, limitan la duración del proyecto. En otras palabras, para lograr que el proyecto se realice pronto, las actividades de la ruta crítica deben realizarse pronto. Por otra parte, si una actividad de

la ruta crítica se retarda el proyecto como un todo se retrasa en la misma cantidad. Las actividades que no están en la ruta crítica tienen una cierta cantidad de holgura; esto es pueden empezarse más tarde y permitir que el proyecto como un todo se mantenga en programa. El PERT/CPM identifica estas actividades y la cantidad de tiempo disponible para retraso.

El MS Project, es una herramienta de Planificación, la cual usaremos en esta Tesis para determinar la duración del proyecto a nivel de casco gris, tomando en cuenta la duración individual de las tareas, y sus dependencias.

CONSTRUCTABILIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN

Es una forma ingenieril y analítica que está orientada a la reducción del tiempo total de construcción, de horas de trabajo creando las condiciones para una mejor productividad, reducción de costos y la promoción de calidad total del proyecto.

La constructabilidad orientada a esta obra sería de la siguiente manera:

- No permitir el almacenamiento de materiales, por un largo plazo adyacente a una estructura en construcción.
- Remover regularmente desecho y basura de las áreas de trabajo.
- Predisponer iluminación para los trabajos cuando la iluminación natural no sea suficiente.

- Predisponer áreas de trabajo (preparación de fierro, carpintería, etc.) en manera adecuada con el fin de minimizar el transporte.
- Planear el mantenimiento y abastecimiento de combustible para los equipos fuera del horario de trabajo.
- Adoptar técnicas que permitan que los materiales lleguen a tiempo.
- Como se cuenta con 21 pisos, de los cuales 20 son típicos, se presenciará trabajos repetitivos los cuales deben ser planificados en serie.

8.2.3 Diagrama de Gantt

El diagrama de Gantt es una herramienta gráfica cuyo objetivo es mostrar el tiempo de dedicación previsto para diferentes tareas o actividades a lo largo de un tiempo total determinado. Se puede utilizar para presentar una programación o para hacer seguimiento en obra.

Existen algunas técnicas para poder implementarlo siendo las más conocidas:

- Técnica de revisión de evaluación del programa (PERT)

PERT significa Program Evaluation & Review Technique, método que fue desarrollado en los años 50 por la compañía Lockheed, cuando por encargo de la marina de los EE.UU., se enfrentó al desafío del proyecto del submarino Polaris.

EL PERT es un método que utiliza probabilidades para calcular la duración esperada de las tareas. Hoy en día un diagrama PERT (también llamado diagrama de red) hace referencia a la representación gráfica de las relaciones entre tareas.

- Método de la ruta crítica (CPM):

Una metodología similar Critical Path Method (CPM), que fue desarrollada por el sector privado en los mismos años se ha vuelto sinónimo de PERT, así que ahora la técnica se conoce como: PERT, CPM, o PERT/CPM. Es un modelo matemático que permite calcular la duración de un proyecto, basado en la duración individual de las tareas, sus dependencias y cualquier posible restricción que afecte a la disponibilidad de los recursos, identificando cuales de ellas son críticas en el proyecto. Este modelo es el más utilizado en el software de administración de proyectos, incluido Microsoft Project, la misma que será utilizado en el presente proyecto.

VER ANEXO B

CONCLUSIONES

- El edificio está estructurado predominantemente por muros de corte de concreto armado, así como por losas macizas que actúan como diafragmas rígidos horizontales. En la estructura, los muros de corte aportan casi el total de resistencia lateral en ambos sentidos.
- La planta del edificio es asimétrico con respecto al eje X y al eje Y, sin embargo se llega a un control deseado debido a la ubicación adecuada de las placas, pues éstas controlan la rotación del edificio y disminuyen los desplazamientos relativos debido a sus grandes rigideces laterales.
- Para corregir las deformaciones de los elementos verticales, producto de la aplicación de cargas, se utilizó la opción del programa ETABS de corrección por proceso constructivo.
- La densidad que se asume de 1 Ton/m² para hallar el peso del edificio al realizar el análisis sísmico es correcta pues al hallar el peso total de la estructura se tiene:
 - Del Sótano 4 al Sótano 1: $857.82 \text{ Ton}/714.33 \text{ m}^2 = 1.21 \text{ Ton/m}^2$
 - Del Piso 1 al Piso 21: $435.14 \text{ Ton}/370.37 \text{ m}^2 = 1.17 \text{ Ton/m}^2$
- En el análisis se obtuvo que la fuerza cortante basal obtenida por el método dinámico menor que el 90% (estructuras irregulares) de la cortante basal estática, por lo que fue necesario escalar los resultados por 1.25 (Dirección X-X) y 1.44 (Dirección Y-Y)

- Los valores de deriva obtenidos fueron de 6.90 ‰ para la Dirección X-X y de 5.50‰ para la Dirección Y-Y, cumpliendo con la exigencia de la Norma E.030. El desplazamiento máximo calculado en la azotea es de 32cm en la Dirección X-X y de 25.4cm en la dirección Y-Y.
- Al realizar el análisis modal con el programa ETABS se obtuvieron periodos fundamentales de 1.74 s para la dirección X-X y de 1.50 s para la dirección Y-Y.
- En las losas macizas y las vigas, gobernó el diseño por las cargas de gravedad.
- En la cimentación, se usó una platea de cimentación con un peralte de 1.20m ya que resultaba conveniente por las fuerzas que se generaron en la base del edificio, asimismo se optó por esta solución debido a la poca resistencia del terreno para un edificio de estas dimensiones.
- En el diseño del refuerzo de los diferentes elementos estructurales se optó por hacer tres diseños para las 21 pisos y 4 sótanos, debido a que los esfuerzos actuantes varían en los diferentes niveles, de tal manera que el edificio pueda tener un diseño más eficaz al mejorar el uso de recursos:
 - Del Sótano 4 al Piso 1 se utilizó un $f'c=350 \text{ kgf/cm}^2$.
 - Del Piso 2 al Piso 10 se utilizó un $f'c=280 \text{ kgf/cm}^2$.
 - Del Piso 11 al Piso 21 se utilizó un $f'c=210 \text{ kgf/cm}^2$.
- El ratio de acero hallado en el edificio es el siguiente:

Área Total (m²): 10,635.09

Item	Descripción	Concreto (m ³)	Acero(kg)	Ratio Acero/Concreto (kg/m ³)
1.00	LOSA DE CIMENTACIÓN	857.20	131,619.97	153.55
2.00	MUROS DE SOTANO	261.35	58,878.77	225.29
3.00	COLUMNAS Y PLACAS	1,181.40	161,154.05	136.41
4.00	LOSAS MACIZAS	1,582.30	299,131.26	189.05
5.00	VIGAS Y DINTELES	469.10	135,415.05	288.67
6.00	ESCALERAS Y RAMPAS	42.91	6,593.02	153.65
TOTAL		4,394.26	792,792.12	

Cociente (kg _{Total} / m ² _{Total})	74.54
Cociente (kg _{Total} / m ³ _{Total})	180.42

- El precio por m² obtenido para este edificio es de S/. 917.50, lo cual indica que estas viviendas son accesibles para la clase media a media alta.

Área Techada Total (m ²)	Costo Total (S/.)	Costo por m ²
10,635.09	9,758,083.15	917.54

- El casco gris del edificio tiene un cronograma equivalente a 20 meses de ejecución de proyecto.

RECOMENDACIONES

- Es necesario al momento de planear un edificio que los diseñadores de este (Arquitectos e Ingenieros), estén en constante comunicación para así poder tener una adecuada distribución de ambientes que permitan tener una adecuada distribución de elementos resistentes.
- Se debe tener mucho cuidado al ingresar los valores, dimensiones, materiales, cargas, etc., en el programa a utilizar, ya que si bien es cierto el uso de programas facilita el análisis estructural y nos ayuda a darle una mayor precisión y nos permite observar de manera más real los efectos de los sismos sobre las estructuras, la incorrecta utilización nos podría ocasionar graves problemas en el diseño.
- Se debe buscar dar más capacidad por cortante en los elementos sometidos a flexión y corte (vigas), y en los elementos sometidos a flexo-compresión y cortantes (placas), de tal manera que se evite una falla frágil y se de una falla dúctil.
- El diseño y dimensionamiento final de los elementos estructurales deberán tener en cuenta las restricciones propias de los procesos constructivos, por lo tanto, la distribución de acero se realizó en unidades enteras de fácil distribución.
- Es indispensable un control técnico en el proceso constructivo del edificio, mediante una supervisión adecuada por los ingenieros a cargo, ya que existen muchos factores que influyen en la calidad y colocación del

concreto, así como un control estricto de las dimensiones y diámetros de las varillas especificadas en el diseño.

BIBLIOGRAFÍA

1. ARNOLD CHRISTOPHER y REITHERMAN ROBERT, Configuración y Diseño Sísmico de Edificios, Editorial Limusa.
2. NORMAS PERUANAS DE ESTRUCTURAS:
 - 2.1. E-020: Cargas
 - 2.2. E-030: Diseño Sismorresistente
 - 2.3. E-050: Suelos y Cimentaciones
 - 2.4. E-060: Concreto Armado
 - 2.5. E-070: Albañilería
3. BRAJA M. DAS, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Editorial Thomson, 2006.
4. ROCHEL AWAD, ROBERTO, Análisis y Diseño Sísmico de Edificios, Fondo Editorial Universidad EAFIT, Escuela de Ingeniería, Colombia, 2008.
5. OTAZZI PASINO, GIANFRANCO, Apuntes del curso: Concreto Armado 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima 2012.

6. INTERNATIONAL PUBLICATION SERIES IPS-1, Requisitos Esenciales para Edificaciones de Concreto Reforzado – Basado en la Norma ACI 318-02, 2002.
7. Apuntes de clase de Concreto Armado I y Concreto Armado II, Ing. Oscar Chávez Vega.
8. SAN BARTOLOMÉ, ÁNGEL, QUIUN, DANIEL y SILVA WILSON, Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería, Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 2011.
9. Apuntes de clase de Costos del Ing. Luis Pinto.
10. Programación de Obras del Ing. Renato Díaz.
11. Software de Análisis y diseño:
 - 11.1. Etabs 2013
 - 11.2. Safe V12
 - 11.3. CSI Column
 - 11.4. Sap 2000 V15
12. Internet
 - 12.1. www.nehrp.gov
 - 12.2. www.pucp.edu.pe

Presupuesto

Obra DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO
 Sub Presupuesto **01 - ESTRUCTURAS**
 Cliente CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA
 Ubicacion AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : **Agosto - 2013**

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01	OBRAS PROVISIONALES						31,828.36
01.01	ALMACEN, OFICINA Y CASETA DE GUARDIANIA	GLB	1.00	7,800.00	7,800.00		
01.02	CARTEL DE OBRA DE 2.40m x 3.60m INCL. COLOCACION	PZA	1.00	1,528.36	1,528.36		
01.03	SEÑALIZACIÓN DURANTE LA OBRA	GLB	1.00	5,400.00	5,400.00		
01.04	AGUA PARA LA CONSTRUCCION	GLB	1.00	9,000.00	9,000.00		
01.05	ENERGIA ELECTRICA Y COMUNICACION	GLB	1.00	8,100.00	8,100.00		
02	OBRAS PRELIMINARES						15,221.49
02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	M2	734.78	4.74	3,482.86		
02.02	TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA	M2	734.78	7.81	5,738.63		
02.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	GLB	1.00	6,000.00	6,000.00		
03	MOVIMIENTO DE TIERRAS						333,090.35
03.01	EXCAVACION MASIVA CON EQUIPO	M3	8,376.49	7.33	61,399.67		
03.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO MAT/PROPIO	M3	222.14	16.94	3,763.05		
03.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE C/MAQUINA	M3	8,969.79	29.87	267,927.63		
04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE						15,820.83
04.01	CONCRETO PREMEZCLADO FC=100 KG/CM2 SOLADO	M3	53.57	295.33	15,820.83		
05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO						6,672,040.67
05.01	LOSAS DE CIMENTACION					893,137.90	
05.01.01	CONCRETO F C=280 KG/CM2 LOSA CIMENTACION	M3	857.20	413.92	354,812.22		
05.01.02	ACERO DE REFUERZO LOSA DE CIMENTACION	KG	131,619.97	4.09	538,325.68		
05.02	MUROS DE SOTANO					461,828.39	
05.02.01	CONCRETO FC=280 KG/CM2 MUROS DE SOTANO	M3	261.35	414.11	108,227.65		
05.02.02	ENCOFRADO y DESENCOFRADO MUROS SOTANO	m2	1,672.64	58.63	98,066.88		
05.02.03	ACERO DE REFUERZO MUROS DE SOTANO	KG	58,878.77	4.34	255,533.86		
05.03	COLUMNAS Y PLACAS					1,773,876.93	
05.03.01	CONCRETO F C=350 KG/CM2 COLUMNAS Y PLACAS	M3	254.94	448.61	114,368.63		
05.03.02	ENCOFRADO y DESENCOFRADO COLUMNAS Y PLACAS	m2	2,282.87	58.63	133,844.67		
05.03.03	ACERO DE REFUERZO COLUMNAS Y PLACAS	KG	40,720.41	4.34	176,726.58		
05.03.04	CONCRETO F C=280 KG/CM2 COLUMNAS Y PLACAS	M3	397.05	416.00	165,172.80		
05.03.05	ENCOFRADO y DESENCOFRADO COLUMNAS Y PLACAS	m2	3,529.10	58.63	206,911.13		
05.03.06	ACERO DE REFUERZO COLUMNAS Y PLACAS	KG	53,649.87	4.34	232,840.44		
05.03.07	CONCRETO F C=210 KG/CM2 COLUMNAS Y PLACAS	M3	529.41	336.77	178,289.41		
05.03.08	ENCOFRADO y DESENCOFRADO COLUMNAS Y PLACAS	m2	4,705.47	58.63	275,881.71		
05.03.09	ACERO DE REFUERZO COLUMNAS Y PLACAS	KG	66,783.77	4.34	289,841.56		
05.04	LOSAS MACIZAS					2,524,832.79	
05.04.01	CONCRETO F C=350 KG/CM2 LOSAS MACIZAS	M3	415.77	449.61	186,934.35		
05.04.02	ENCOFRADO y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS	m2	2,771.82	58.63	162,511.81		
05.04.03	ACERO DE REFUERZO LOSAS MACIZAS	KG	84,044.39	4.34	364,752.65		
05.04.04	CONCRETO F C=280 KG/CM2 LOSAS MACIZAS	M3	524.94	396.96	208,380.18		
05.04.05	ENCOFRADO y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS	m2	3,499.57	58.63	205,179.79		
05.04.06	ACERO DE REFUERZO LOSAS MACIZAS	KG	96,789.09	4.34	420,064.65		
05.04.07	CONCRETO F C=210 KG/CM2 LOSAS MACIZAS	M3	641.59	331.71	212,821.82		
05.04.08	ENCOFRADO y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS	m2	4,277.25	58.63	250,775.17		
05.04.09	ACERO DE REFUERZO LOSAS MACIZAS	KG	118,297.78	4.34	513,412.37		
05.05	VIGAS Y DINTELES					943,524.03	
05.05.01	CONCRETO F C=350 KG/CM2 VIGAS	M3	120.34	444.73	53,518.81		
05.05.02	ENCOFRADO y DESENCOFRADO VIGAS	M2	840.91	52.66	44,282.32		
05.05.03	ACERO DE REFUERZO VIGAS	KG	35,639.61	4.34	154,675.91		
05.05.04	CONCRETO F C=280 KG/CM2 VIGAS	M3	156.94	402.21	63,122.84		
05.05.05	ENCOFRADO y DESENCOFRADO VIGAS	M2	1,116.05	52.66	58,771.19		
05.05.06	ACERO DE REFUERZO VIGAS	KG	44,898.95	4.34	194,861.44		
05.05.07	CONCRETO F C=210 KG/CM2 VIGAS	M3	191.82	335.19	64,296.15		
05.05.08	ENCOFRADO y DESENCOFRADO VIGAS	M2	1,364.06	52.66	71,831.40		
05.05.09	ACERO DE REFUERZO VIGAS	KG	54,876.49	4.34	238,163.97		
05.06	ESCALERAS Y RAMPAS					74,840.63	
05.06.01	CONCRETO F C=210 KG/CM2 ESCALERA	M3	42.91	334.50	14,353.40		
05.06.02	ENCOFRADO y DESENCOFRADO ESCALERAS	M2	605.27	52.66	31,873.52		
05.06.03	ACERO DE REFUERZO ESCALERAS	KG	6,593.02	4.34	28,613.71		
	COSTO DIRECTO						7,068,001.70
	GASTOS GENERALES				10 %		706,800.17
	UTILIDAD				7 %		494,760.12
	SUB TOTAL						8,269,561.99
	IGV				18 %		1,488,521.16
	TOTAL						9,758,083.15

Son : NUEVE MILLONES SETECIENTOS CINCUENTA Y OCHO MIL OCHENTA Y TRES CON 15/100 NUEVOS SOLES

Listado Total de Insumos

Obra DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO
 Cliente CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA
 Ubicacion AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a :

Agosto - 2013

IU Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA					
47 00007	CAPATAZ	HH	5,285.98	21.48	113,542.85
47 00032	TOPOGRAFO	HH	46.89	21.00	984.69
47 00008	OPERARIO	HH	47,843.42	17.02	814,295.01
47 00009	OFICIAL	HH	33,411.87	14.87	496,834.51
47 00010	PEON	HH	11,084.29	13.51	149,748.76
47 00002	MANO DE OBRA - A	GLB	1.00	1,800.00	1,800.00
					1,577,205.82
MATERIALES					
02 00019	ALAMBRE NEGRO N°16	KG	80,537.61	3.15	253,693.47
02 00043	ALAMBRE NEGRO N°8	KG	6,704.54	3.15	21,119.30
02 00380	CARTEL DE OBRA EN BANER	UND	1.00	750.00	750.00
02 00438	CLAVOS CON CABEZA 2" a 4"	kg	3,392.76	3.15	10,687.19
02 00012	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG	4.67	3.15	14.71
02 00048	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG	948.30	3.15	2,987.15
03 00053	ACERO	KG	831,683.81	2.65	2,203,962.10
05 00024	AGUA	GLB	1.00	9,000.00	9,000.00
21 00569	CONCRETO PREMEZCLADO FC=100 kg/cm2	M3	56.25	235.60	13,252.50
21 00568	CONCRETO PREMEZCLADO FC=210 kg/cm2	M3	1,497.71	278.40	416,962.46
21 00564	CONCRETO PREMEZCLADO FC=280 kg/cm2	M3	2,340.79	341.04	798,303.02
21 00566	CONCRETO PREMEZCLADO FC=350 kg/cm2	M3	846.42	379.30	321,047.11
30 00441	LACA DESMOLDEADORA	GLN	1,517.81	40.00	60,712.40
30 00385	YESO	BOL	36.74	5.00	183.70
39 00429	ENERGIA ELECTRICA CONSECCIONARIO LOCAL	GLB	1.00	8,100.00	8,100.00
43 00011	MADERA TORNILLO	P2	142,269.63	4.30	611,759.41
43 00001	MADERA TORNILLO - A	GLB	1.00	6,000.00	6,000.00
43 00415	SEÑALES INFORMATIVAS DE 90 X 150 CM	UND	1.00	5,400.00	5,400.00
44 00442	TRIPLAY LUPUNA 4x8x18MM	PZA	2,895.22	86.00	248,988.92
44 00303	TRIPLAY LUPUNA 6mm x 4' x 8'	UND	3.00	43.00	129.00
54 00017	PINTURA ESMALTE	GLN	2.99	32.00	95.68
					4,993,148.12
EQUIPO					
30 00386	NIVEL	HM	47.03	20.00	940.60
32 00382	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	GLB	1.00	6,000.00	6,000.00
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			48,987.91
48 00567	ANDAMIO DE METAL Y TABLAS ALQUILER	DIA	15.09	25.00	377.25
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3	4,723.12	1.07	5,053.74
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	55.19	153.12	8,450.69
48 00464	CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 10 M3.	HM	957.04	231.50	221,554.76
48 00433	CIZALLA	HM	15,291.76	7.00	107,042.32
49 00431	CARGADOR RETROEXCAVADOR 62HP, 1.0 Y3	HM	446.75	120.00	53,610.00
49 00500	CARGADOR S/LLANTAS 100 - 115HP, 2.0-2.45Y3	HM	239.34	146.16	34,981.93
49 00036	PLANCHA COMPACTADORA VIBRAT. 4.0 HP	HM	63.44	25.00	1,586.00
49 00383	TEODOLITO	HM	47.03	30.00	1,410.90
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	1,460.24	5.24	7,651.66
					497,647.76
COSTO DIRECTO					7,068,001.70
GASTOS GENERALES			10 %		706,800.17
UTILIDAD			7 %		494,760.12
SUB TOTAL					8,269,561.99
IGV			18 %		1,488,521.16
TOTAL					9,758,083.15

Son : **NUEVE MILLONES SETECIENTOS CINCUENTA Y OCHO MIL OCHENTA Y TRES CON 15/100 NUEVOS SOLES**

Análisis de Costos Unitarios

Obra DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO
Sub Presupuesto **01 - ESTRUCTURAS**
Cliente CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA
Ubicacion AREQUIPA - AREQUIPA - AREQUIPA

Costo a : Agosto - 2013

Partida	Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Rend:
01.01		ALMACEN, OFICINA Y CASETA DE GUARDIANA						- GLB/DIA
		Mano de Obra						
	47 00002	MANO DE OBRA - A	GLB		1.0000	1,800.00	1,800.00	
							1,800.00	
		Materiales						
	43 00001	MADERA TORNILLO - A	GLB		1.0000	6,000.00	6,000.00	
							6,000.00	
								Costo unitario por GLB : 7,800.00
01.02		CARTEL DE OBRA DE 2.40m x 3.60m INCL. COLOCACIÓN						1.0000 PZA/DIA
		Mano de Obra						
	47 00008	OPERARIO	HH	1.000	8.0000	17.02	136.16	
	47 00010	PEON	HH	3.000	24.0000	13.51	324.24	
							460.40	
		Materiales						
	02 00380	CARTEL DE OBRA EN BANER	UND		1.0000	750.00	750.00	
	02 00048	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		1.0000	3.15	3.15	
	43 00011	MADERA TORNILLO	P2		40.0000	4.30	172.00	
	44 00303	TRIPLAY LUPUNA 6mm x 4' x 8'	UND		3.0000	43.00	129.00	
							1,054.15	
		Equipo						
	37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	460.40	13.81	
							13.81	
								Costo unitario por PZA : 1,528.36
01.03		SEÑALIZACIÓN DURANTE LA OBRA						- GLB/DIA
		Materiales						
	43 00415	SEÑALES INFORMATIVAS DE 90 X 150 CM	UND		1.0000	5,400.00	5,400.00	
							5,400.00	
								Costo unitario por GLB : 5,400.00
01.04		AGUA PARA LA CONSTRUCCION						8.0000 GLB/DIA
		Materiales						
	05 00024	AGUA	GLB		1.0000	9,000.00	9,000.00	
							9,000.00	
								Costo unitario por GLB : 9,000.00
01.05		ENERGIA ELECTRICA Y COMUNICACION						- GLB/DIA
		Materiales						
	39 00429	ENERGIA ELECTRICA CONSECCIONARIO LOCAL	GLB		1.0000	8,100.00	8,100.00	
							8,100.00	
								Costo unitario por GLB : 8,100.00
02.01		LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL						30.0000 M2/DIA
		Mano de Obra						
	47 00008	OPERARIO	HH	0.200	0.0533	17.02	0.91	
	47 00010	PEON	HH	1.000	0.2667	13.51	3.60	
							4.51	
		Equipo						
	37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	4.51	0.23	
							0.23	
								Costo unitario por M2 : 4.74
02.02		TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DURANTE LA OBRA						250.0000 M2/DIA
		Mano de Obra						
	47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	21.48	0.07	
	47 00032	TOPOGRAFO	HH	2.000	0.0640	21.00	1.34	
	47 00009	OFICIAL	HH	2.000	0.0640	14.87	0.95	
	47 00010	PEON	HH	4.000	0.1280	13.51	1.73	
							4.09	

	Materiales						
02 00012	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	KG		0.0060	3.15	0.02	
30 00385	YESO	BOL		0.0500	5.00	0.25	
54 00017	PINTURA ESMALTE	GLN		0.0040	32.00	0.13	
						<u>0.40</u>	
	Equipo						
30 00386	NIVEL	HM	2.000	0.0640	20.00	1.28	
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	4.09	0.12	
49 00383	TEODOLITO	HM	2.000	0.0640	30.00	1.92	
						<u>3.32</u>	
							7.81
Partida 02.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO				Rend:	1.0000	GLB/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Equipo						
32 00382	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	GLB		1.0000	6,000.00	6,000.00	
						<u>6,000.00</u>	
							6,000.00
							Costo unitario por GLB : 6,000.00
Partida 03.01	EXCAVACION MASIVA CON EQUIPO				Rend:	150.0000	M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0053	21.48	0.11	
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.0533	14.87	0.79	
						<u>0.90</u>	
	Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.90	0.03	
49 00431	CARGADOR RETROEXCAVADOR 62HP, 1.0 Y3	HM	1.000	0.0533	120.00	6.40	
						<u>6.43</u>	
							7.33
							Costo unitario por M3 : 7.33
Partida 03.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO MAT/PROPIO				Rend:	28.0000	M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0286	21.48	0.61	
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.2857	17.02	4.86	
47 00010	PEON	HH	1.000	0.2857	13.51	3.86	
						<u>9.33</u>	
	Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	9.33	0.47	
49 00036	PLANCHA COMPACTADORA VIBRAT. 4.0 HP	HM	1.000	0.2857	25.00	7.14	
						<u>7.61</u>	
							16.94
							Costo unitario por M3 : 16.94
Partida 03.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE C/MAQUINA				Rend:	300.0000	M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0027	21.48	0.06	
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.0267	17.02	0.45	
47 00010	PEON	HH	2.000	0.0533	13.51	0.72	
						<u>1.23</u>	
	Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.23	0.04	
48 00464	CAMION VOLQUETE 6x4 330 HP 10 M3.	HM	4.000	0.1067	231.50	24.70	
49 00500	CARGADOR S/LLANTAS 100 - 115HP, 2.0-2.45Y3	HM	1.000	0.0267	146.16	3.90	
						<u>28.64</u>	
							29.87
							Costo unitario por M3 : 29.87
Partida 04.01	CONCRETO PREMEZCLADO FC=100 KG/CM2 SOLADO				Rend:	40.0000	M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
	Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	1.000	0.2000	21.48	4.30	
47 00008	OPERARIO	HH	2.000	0.4000	17.02	6.81	
47 00009	OFICIAL	HH	4.000	0.8000	14.87	11.90	
47 00010	PEON	HH	6.000	1.2000	13.51	16.21	
						<u>39.22</u>	
	Materiales						
21 00569	CONCRETO PREMEZCLADO FC=100 kg/cm2	M3		1.0500	235.60	247.38	
						<u>247.38</u>	
	Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	39.22	1.96	
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3		1.0600	1.07	1.13	
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	0.150	0.0300	153.12	4.59	
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	1.000	0.2000	5.24	1.05	
						<u>8.73</u>	
							295.33
							Costo unitario por M3 : 295.33

Partida	05.01.01	CONCRETO F C=280 KG/CM2 LOSA CIMENTACION	Rend:	40.0000	M3/DIA	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	1.000	0.2000	21.48	4.30
47 00008	OPERARIO	HH	2.000	0.4000	17.02	6.81
47 00009	OFICIAL	HH	4.000	0.8000	14.87	11.90
47 00010	PEON	HH	6.000	1.2000	13.51	16.21
						39.22
Materiales						
21 00564	CONCRETO PREMEZCLADO FC=280 kg/cm2	M3		1.0700	341.04	364.91
						364.91
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	39.22	1.96
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3		1.0700	1.07	1.14
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	0.150	0.0300	153.12	4.59
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	2.000	0.4000	5.24	2.10
						9.79
Costo unitario por M3 :						413.92
Partida	05.01.02	ACERO DE REFUERZO LOSA DE CIMENTACION	Rend:	250.0000	KG/DIA	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0032	21.48	0.07
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.0320	17.02	0.54
47 00009	OFICIAL	HH	0.500	0.0160	14.87	0.24
						0.85
Materiales						
02 00019	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.1000	3.15	0.32
03 00053	ACERO	KG		1.0500	2.65	2.78
						3.10
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.85	0.03
48 00433	CIZALLA	HM	0.500	0.0160	7.00	0.11
						0.14
Costo unitario por KG :						4.09
Partida	05.02.01	CONCRETO FC=280 KG/CM2 MUROS DE SOTANO	Rend:	40.0000	M3/DIA	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	1.000	0.2000	21.48	4.30
47 00008	OPERARIO	HH	2.000	0.4000	17.02	6.81
47 00009	OFICIAL	HH	4.000	0.8000	14.87	11.90
47 00010	PEON	HH	6.000	1.2000	13.51	16.21
						39.22
Materiales						
21 00564	CONCRETO PREMEZCLADO FC=280 kg/cm2	M3		1.0700	341.04	364.91
						364.91
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	39.22	1.96
48 00567	ANDAMIO DE METAL Y TABLAS ALQUILER	DIA	0.300	0.0075	25.00	0.19
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3		1.0700	1.07	1.14
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	0.150	0.0300	153.12	4.59
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	2.000	0.4000	5.24	2.10
						9.98
Costo unitario por M3 :						414.11
Partida	05.02.02	ENCOFRADO y DESENCOFRADO MUROS SOTANO	Rend:	14.0000	m2/DIA	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0571	21.48	1.23
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.5714	17.02	9.73
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.5714	14.87	8.50
47 00010	PEON	HH	0.100	0.0571	13.51	0.77
						20.23
Materiales						
02 00043	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2600	3.15	0.82
02 00438	CLAVOS CON CABEZA 2" a 4"	kg		0.1500	3.15	0.47
30 00441	LACA DESMOLDEADORA	GLN		0.0667	40.00	2.67
43 00011	MADERA TORNILLO	P2		5.3200	4.30	22.88
44 00442	TRIPLAY LUPUNA 4x8x18MM	PZA		0.1273	86.00	10.95
						37.79
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	20.23	0.61
						0.61
Costo unitario por m2 :						58.63

Partida	05.02.03	ACERO DE REFUERZO MUROS DE SOTANO	Rend:	200.0000	KG/DIA	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	21.48	0.09
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	17.02	0.68
47 00009	OFICIAL	HH	0.500	0.0200	14.87	0.30
						1.07
Materiales						
02 00019	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.1000	3.15	0.32
03 00053	ACERO	KG		1.0500	2.65	2.78
						3.10
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.07	0.03
48 00433	CIZALLA	HM	0.500	0.0200	7.00	0.14
						0.17
Costo unitario por KG :						4.34
Partida	05.03.01	CONCRETO F C=350 KG/CM2 COLUMNAS Y PLACAS	Rend:	40.0000	M3/DIA	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0200	21.48	0.43
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.2000	17.02	3.40
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.2000	14.87	2.97
47 00010	PEON	HH	10.000	2.0000	13.51	27.02
						33.82
Materiales						
21 00566	CONCRETO PREMEZCLADO FC=350 kg/cm2	M3		1.0700	379.30	405.85
						405.85
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	33.82	1.01
48 00567	ANDAMIO DE METAL Y TABLAS ALQUILER	DIA	0.150	0.0038	25.00	0.10
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3		1.0700	1.07	1.14
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	0.150	0.0300	153.12	4.59
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	2.000	0.4000	5.24	2.10
						8.94
Costo unitario por M3 :						448.61
Partida	05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO COLUMNAS Y PLACAS	Rend:	14.0000	m2/DIA	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0571	21.48	1.23
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.5714	17.02	9.73
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.5714	14.87	8.50
47 00010	PEON	HH	0.100	0.0571	13.51	0.77
						20.23
Materiales						
02 00043	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2600	3.15	0.82
02 00438	CLAVOS CON CABEZA 2" a 4"	kg		0.1500	3.15	0.47
30 00441	LACA DESMOLDEADORA	GLN		0.0667	40.00	2.67
43 00011	MADERA TORNILLO	P2		5.3200	4.30	22.88
44 00442	TRIPLAY LUPUNA 4x8x18MM	PZA		0.1273	86.00	10.95
						37.79
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	20.23	0.61
						0.61
Costo unitario por m2 :						58.63
Partida	05.03.03	ACERO DE REFUERZO COLUMNAS Y PLACAS	Rend:	200.0000	KG/DIA	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	21.48	0.09
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	17.02	0.68
47 00009	OFICIAL	HH	0.500	0.0200	14.87	0.30
						1.07
Materiales						
02 00019	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.1000	3.15	0.32
03 00053	ACERO	KG		1.0500	2.65	2.78
						3.10
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.07	0.03
48 00433	CIZALLA	HM	0.500	0.0200	7.00	0.14
						0.17
Costo unitario por KG :						4.34

Partida	05.03.04	CONCRETO F C=280 KG/CM2 COLUMNAS Y PLACAS	Rend:	40.0000 M3/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	1.000	0.2000	21.48	4.30
47 00008	OPERARIO	HH	2.000	0.4000	17.02	6.81
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.2000	14.87	2.97
47 00010	PEON	HH	10.000	2.0000	13.51	27.02
						41.10
Materiales						
21 00564	CONCRETO PREMEZCLADO FC=280 kg/cm2	M3		1.0700	341.04	364.91
						364.91
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	41.10	2.06
48 00567	ANDAMIO DE METAL Y TABLAS ALQUILER	DIA	0.150	0.0038	25.00	0.10
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3		1.0700	1.07	1.14
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	0.150	0.0300	153.12	4.59
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	2.000	0.4000	5.24	2.10
						9.99
Costo unitario por M3 :						416.00
Partida	05.03.05	ENCOFRADO y DESENCOFRADO COLUMNAS Y PLACAS	Rend:	14.0000 m2/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0571	21.48	1.23
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.5714	17.02	9.73
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.5714	14.87	8.50
47 00010	PEON	HH	0.100	0.0571	13.51	0.77
						20.23
Materiales						
02 00043	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2600	3.15	0.82
02 00438	CLAVOS CON CABEZA 2" a 4"	kg		0.1500	3.15	0.47
30 00441	LACA DESMOLDEADORA	GLN		0.0667	40.00	2.67
43 00011	MADERA TORNILLO	P2		5.3200	4.30	22.88
44 00442	TRIPLAY LUPUNA 4x8x18MM	PZA		0.1273	86.00	10.95
						37.79
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	20.23	0.61
						0.61
Costo unitario por m2 :						58.63
Partida	05.03.06	ACERO DE REFUERZO COLUMNAS Y PLACAS	Rend:	200.0000 KG/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	21.48	0.09
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	17.02	0.68
47 00009	OFICIAL	HH	0.500	0.0200	14.87	0.30
						1.07
Materiales						
02 00019	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.1000	3.15	0.32
03 00053	ACERO	KG		1.0500	2.65	2.78
						3.10
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.07	0.03
48 00433	CIZALLA	HM	0.500	0.0200	7.00	0.14
						0.17
Costo unitario por KG :						4.34
Partida	05.03.07	CONCRETO F C=210 KG/CM2 COLUMNAS Y PLACAS	Rend:	40.0000 M3/DIA		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0200	21.48	0.43
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.2000	17.02	3.40
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.2000	14.87	2.97
47 00010	PEON	HH	10.000	2.0000	13.51	27.02
						33.82
Materiales						
21 00568	CONCRETO PREMEZCLADO FC=210 kg/cm2	M3		1.0700	278.40	297.89
						297.89
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	33.82	1.69
48 00567	ANDAMIO DE METAL Y TABLAS ALQUILER	DIA	0.150	0.0038	25.00	0.10
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3		1.0700	1.07	1.14
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	0.001	0.0002	153.12	0.03
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	2.000	0.4000	5.24	2.10
						5.06
Costo unitario por M3 :						336.77

Partida	05.03.08	ENCOFRADO y DESENCOFRADO COLUMNAS Y PLACAS				Rend:	14.0000 m2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0571	21.48	1.23	
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.5714	17.02	9.73	
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.5714	14.87	8.50	
47 00010	PEON	HH	0.100	0.0571	13.51	0.77	
						<u>20.23</u>	
Materiales							
02 00043	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2600	3.15	0.82	
02 00438	CLAVOS CON CABEZA 2" a 4"	kg		0.1500	3.15	0.47	
30 00441	LACA DESMOLDEADORA	GLN		0.0667	40.00	2.67	
43 00011	MADERA TORNILLO	P2		5.3200	4.30	22.88	
44 00442	TRIPLAY LUPUNA 4x8x18MM	PZA		0.1273	86.00	10.95	
						<u>37.79</u>	
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	20.23	0.61	
						<u>0.61</u>	
Costo unitario por m2 :						58.63	
Partida	05.03.09	ACERO DE REFUERZO COLUMNAS Y PLACAS				Rend:	200.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	21.48	0.09	
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	17.02	0.68	
47 00009	OFICIAL	HH	0.500	0.0200	14.87	0.30	
						<u>1.07</u>	
Materiales							
02 00019	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.1000	3.15	0.32	
03 00053	ACERO	KG		1.0500	2.65	2.78	
						<u>3.10</u>	
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.07	0.03	
48 00433	CIZALLA	HM	0.500	0.0200	7.00	0.14	
						<u>0.17</u>	
Costo unitario por KG :						4.34	
Partida	05.04.01	CONCRETO F C=350 KG/CM2 LOSAS MACIZAS				Rend:	40.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	1.000	0.2000	21.48	4.30	
47 00008	OPERARIO	HH	2.000	0.4000	17.02	6.81	
47 00009	OFICIAL	HH	4.000	0.8000	14.87	11.90	
47 00010	PEON	HH	6.000	1.2000	13.51	16.21	
						<u>39.22</u>	
Materiales							
21 00566	CONCRETO PREMEZCLADO FC=350 kg/cm2	M3		1.0700	379.30	405.85	
						<u>405.85</u>	
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	39.22	1.18	
48 00567	ANDAMIO DE METAL Y TABLAS ALQUILER	DIA	0.150	0.0038	25.00	0.10	
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3		1.0600	1.07	1.13	
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	0.001	0.0002	153.12	0.03	
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	2.000	0.4000	5.24	2.10	
						<u>4.54</u>	
Costo unitario por M3 :						449.61	
Partida	05.04.02	ENCOFRADO y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS				Rend:	14.0000 m2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0571	21.48	1.23	
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.5714	17.02	9.73	
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.5714	14.87	8.50	
47 00010	PEON	HH	0.100	0.0571	13.51	0.77	
						<u>20.23</u>	
Materiales							
02 00043	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2600	3.15	0.82	
02 00438	CLAVOS CON CABEZA 2" a 4"	kg		0.1500	3.15	0.47	
30 00441	LACA DESMOLDEADORA	GLN		0.0667	40.00	2.67	
43 00011	MADERA TORNILLO	P2		5.3200	4.30	22.88	
44 00442	TRIPLAY LUPUNA 4x8x18MM	PZA		0.1273	86.00	10.95	
						<u>37.79</u>	
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	20.23	0.61	
						<u>0.61</u>	
Costo unitario por m2 :						58.63	

Partida	05.04.03	ACERO DE REFUERZO LOSAS MACIZAS				Rend:	200.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio		Parcial
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	21.48		0.09
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	17.02		0.68
47 00009	OFICIAL	HH	0.500	0.0200	14.87		0.30
							1.07
Materiales							
02 00019	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.1000	3.15		0.32
03 00053	ACERO	KG		1.0500	2.65		2.78
							3.10
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.07		0.03
48 00433	CIZALLA	HM	0.500	0.0200	7.00		0.14
							0.17
							Costo unitario por KG : 4.34
Partida	05.04.04	CONCRETO F C=280 KG/CM2 LOSAS MACIZAS				Rend:	40.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio		Parcial
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0200	21.48		0.43
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.2000	17.02		3.40
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.2000	14.87		2.97
47 00010	PEON	HH	10.000	2.0000	13.51		27.02
							33.82
Materiales							
21 00564	CONCRETO PREMEZCLADO FC=280 kg/cm2	M3		1.0500	341.04		358.09
							358.09
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	33.82		1.69
48 00567	ANDAMIO DE METAL Y TABLAS ALQUILER	DIA	0.150	0.0038	25.00		0.10
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3		1.0600	1.07		1.13
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	0.001	0.0002	153.12		0.03
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	2.000	0.4000	5.24		2.10
							5.05
							Costo unitario por M3 : 396.96
Partida	05.04.05	ENCOFRADO y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS				Rend:	14.0000 m2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio		Parcial
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0571	21.48		1.23
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.5714	17.02		9.73
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.5714	14.87		8.50
47 00010	PEON	HH	0.100	0.0571	13.51		0.77
							20.23
Materiales							
02 00043	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2600	3.15		0.82
02 00438	CLAVOS CON CABEZA 2" a 4"	kg		0.1500	3.15		0.47
30 00441	LACA DESMOLDEADORA	GLN		0.0667	40.00		2.67
43 00011	MADERA TORNILLO	P2		5.3200	4.30		22.88
44 00442	TRIPLAY LUPUNA 4x8x18MM	PZA		0.1273	86.00		10.95
							37.79
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	20.23		0.61
							0.61
							Costo unitario por m2 : 58.63
Partida	05.04.06	ACERO DE REFUERZO LOSAS MACIZAS				Rend:	200.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio		Parcial
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	21.48		0.09
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	17.02		0.68
47 00009	OFICIAL	HH	0.500	0.0200	14.87		0.30
							1.07
Materiales							
02 00019	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.1000	3.15		0.32
03 00053	ACERO	KG		1.0500	2.65		2.78
							3.10
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.07		0.03
48 00433	CIZALLA	HM	0.500	0.0200	7.00		0.14
							0.17
							Costo unitario por KG : 4.34

Partida	05.04.07	CONCRETO F C=210 KG/CM2 LOSAS MACIZAS			Rend:	40.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0200	21.48	0.43
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.2000	17.02	3.40
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.2000	14.87	2.97
47 00010	PEON	HH	10.000	2.0000	13.51	27.02
						33.82
Materiales						
21 00568	CONCRETO PREMEZCLADO FC=210 kg/cm2	M3		1.0600	278.40	295.10
						295.10
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	33.82	1.01
48 00567	ANDAMIO DE METAL Y TABLAS ALQUILER	DIA	0.150	0.0038	25.00	0.10
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3		1.0600	1.07	1.13
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	0.001	0.0002	153.12	0.03
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	0.500	0.1000	5.24	0.52
						2.79
Costo unitario por M3 :						331.71
Partida	05.04.08	ENCOFRADO y DESENCOFADO LOSAS MACIZAS			Rend:	14.0000 m2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0571	21.48	1.23
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.5714	17.02	9.73
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.5714	14.87	8.50
47 00010	PEON	HH	0.100	0.0571	13.51	0.77
						20.23
Materiales						
02 00043	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2600	3.15	0.82
02 00438	CLAVOS CON CABEZA 2" a 4"	kg		0.1500	3.15	0.47
30 00441	LACA DESMOLDEADORA	GLN		0.0667	40.00	2.67
43 00011	MADERA TORNILLO	P2		5.3200	4.30	22.88
44 00442	TRIPLAY LUPUNA 4x8x18MM	PZA		0.1273	86.00	10.95
						37.79
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	20.23	0.61
						0.61
Costo unitario por m2 :						58.63
Partida	05.04.09	ACERO DE REFUERZO LOSAS MACIZAS			Rend:	200.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	21.48	0.09
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	17.02	0.68
47 00009	OFICIAL	HH	0.500	0.0200	14.87	0.30
						1.07
Materiales						
02 00019	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.1000	3.15	0.32
03 00053	ACERO	KG		1.0500	2.65	2.78
						3.10
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.07	0.03
48 00433	CIZALLA	HM	0.500	0.0200	7.00	0.14
						0.17
Costo unitario por KG :						4.34
Partida	05.05.01	CONCRETO F C=350 KG/CM2 VIGAS			Rend:	40.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0200	21.48	0.43
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.2000	17.02	3.40
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.2000	14.87	2.97
47 00010	PEON	HH	10.000	2.0000	13.51	27.02
						33.82
Materiales						
21 00566	CONCRETO PREMEZCLADO FC=350 kg/cm2	M3		1.0700	379.30	405.85
						405.85
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	33.82	1.69
48 00567	ANDAMIO DE METAL Y TABLAS ALQUILER	DIA	0.150	0.0038	25.00	0.10
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3		1.0700	1.07	1.14
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	0.001	0.0002	153.12	0.03
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	2.000	0.4000	5.24	2.10
						5.06
Costo unitario por M3 :						444.73

Partida	05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VIGAS				Rend:	12.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0667	21.48	1.43	
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.6667	17.02	11.35	
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.6667	14.87	9.91	
47 00010	PEON	HH	0.500	0.3333	13.51	4.50	
						<u>27.19</u>	
Materiales							
02 00043	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	3.15	0.63	
02 00048	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		0.2400	3.15	0.76	
43 00011	MADERA TORNILLO	P2		5.4100	4.30	23.26	
						<u>24.65</u>	
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	27.19	0.82	
						<u>0.82</u>	
						Costo unitario por M2 :	52.66
Partida	05.05.03	ACERO DE REFUERZO VIGAS				Rend:	200.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	21.48	0.09	
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	17.02	0.68	
47 00009	OFICIAL	HH	0.500	0.0200	14.87	0.30	
						<u>1.07</u>	
Materiales							
02 00019	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.1000	3.15	0.32	
03 00053	ACERO	KG		1.0500	2.65	2.78	
						<u>3.10</u>	
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.07	0.03	
48 00433	CIZALLA	HM	0.500	0.0200	7.00	0.14	
						<u>0.17</u>	
						Costo unitario por KG :	4.34
Partida	05.05.04	CONCRETO F C=280 KG/CM2 VIGAS				Rend:	40.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0200	21.48	0.43	
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.2000	17.02	3.40	
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.2000	14.87	2.97	
47 00010	PEON	HH	10.000	2.0000	13.51	27.02	
						<u>33.82</u>	
Materiales							
21 00564	CONCRETO PREMEZCLADO FC=280 kg/cm2	M3		1.0700	341.04	364.91	
						<u>364.91</u>	
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	33.82	1.69	
48 00567	ANDAMIO DE METAL Y TABLAS ALQUILER	DIA	0.150	0.0038	25.00	0.10	
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3		1.0700	1.07	1.14	
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	0.001	0.0002	153.12	0.03	
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	0.500	0.1000	5.24	0.52	
						<u>3.48</u>	
						Costo unitario por M3 :	402.21
Partida	05.05.05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VIGAS				Rend:	12.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0667	21.48	1.43	
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.6667	17.02	11.35	
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.6667	14.87	9.91	
47 00010	PEON	HH	0.500	0.3333	13.51	4.50	
						<u>27.19</u>	
Materiales							
02 00043	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	3.15	0.63	
02 00048	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		0.2400	3.15	0.76	
43 00011	MADERA TORNILLO	P2		5.4100	4.30	23.26	
						<u>24.65</u>	
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	27.19	0.82	
						<u>0.82</u>	
						Costo unitario por M2 :	52.66

Partida	05.05.06	ACERO DE REFUERZO VIGAS				Rend:	200.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	21.48	0.09	
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	17.02	0.68	
47 00009	OFICIAL	HH	0.500	0.0200	14.87	0.30	
						<u>1.07</u>	
Materiales							
02 00019	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.1000	3.15	0.32	
03 00053	ACERO	KG		1.0500	2.65	2.78	
						<u>3.10</u>	
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.07	0.03	
48 00433	CIZALLA	HM	0.500	0.0200	7.00	0.14	
						<u>0.17</u>	
							Costo unitario por KG : 4.34
Partida	05.05.07	CONCRETO F C=210 KG/CM2 VIGAS				Rend:	40.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0200	21.48	0.43	
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.2000	17.02	3.40	
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.2000	14.87	2.97	
47 00010	PEON	HH	10.000	2.0000	13.51	27.02	
						<u>33.82</u>	
Materiales							
21 00568	CONCRETO PREMEZCLADO FC=210 kg/cm2	M3		1.0700	278.40	297.89	
						<u>297.89</u>	
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	33.82	1.69	
48 00567	ANDAMIO DE METAL Y TABLAS ALQUILER	DIA	0.150	0.0038	25.00	0.10	
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3		1.0700	1.07	1.14	
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	0.001	0.0002	153.12	0.03	
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	0.500	0.1000	5.24	0.52	
						<u>3.48</u>	
							Costo unitario por M3 : 335.19
Partida	05.05.08	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VIGAS				Rend:	12.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0667	21.48	1.43	
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.6667	17.02	11.35	
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.6667	14.87	9.91	
47 00010	PEON	HH	0.500	0.3333	13.51	4.50	
						<u>27.19</u>	
Materiales							
02 00043	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	3.15	0.63	
02 00048	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		0.2400	3.15	0.76	
43 00011	MADERA TORNILLO	P2		5.4100	4.30	23.26	
						<u>24.65</u>	
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	27.19	0.82	
						<u>0.82</u>	
							Costo unitario por M2 : 52.66
Partida	05.05.09	ACERO DE REFUERZO VIGAS				Rend:	200.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
Mano de Obra							
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	21.48	0.09	
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	17.02	0.68	
47 00009	OFICIAL	HH	0.500	0.0200	14.87	0.30	
						<u>1.07</u>	
Materiales							
02 00019	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.1000	3.15	0.32	
03 00053	ACERO	KG		1.0500	2.65	2.78	
						<u>3.10</u>	
Equipo							
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.07	0.03	
48 00433	CIZALLA	HM	0.500	0.0200	7.00	0.14	
						<u>0.17</u>	
							Costo unitario por KG : 4.34

Partida	05.06.01	CONCRETO F C=210 KG/CM2 ESCALERA			Rend:	40.0000 M3/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0200	21.48	0.43
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.2000	17.02	3.40
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.2000	14.87	2.97
47 00010	PEON	HH	10.000	2.0000	13.51	27.02
						<u>33.82</u>
Materiales						
21 00568	CONCRETO PREMEZCLADO FC=210 kg/cm2	M3		1.0700	278.40	297.89
						<u>297.89</u>
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	33.82	1.01
48 00567	ANDAMIO DE METAL Y TABLAS ALQUILER	DIA	0.150	0.0038	25.00	0.10
48 00565	BOMBA ESTACIONARIA DE CONCRETO	M3		1.0600	1.07	1.13
48 00507	CAMION CISTERNA 4x2 (AGUA) 2000G	HM	0.001	0.0002	153.12	0.03
49 00435	VIBRADOR DE CONCRETO 5 HP	HM	0.500	0.1000	5.24	0.52
						<u>2.79</u>
						Costo unitario por M3 : 334.50

Partida	05.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFADO ESCALERAS			Rend:	12.0000 M2/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0667	21.48	1.43
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.6667	17.02	11.35
47 00009	OFICIAL	HH	1.000	0.6667	14.87	9.91
47 00010	PEON	HH	0.500	0.3333	13.51	4.50
						<u>27.19</u>
Materiales						
02 00043	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	3.15	0.63
02 00048	CLAVOS CON CABEZA DE 3"	KG		0.2400	3.15	0.76
43 00011	MADERA TORNILLO	P2		5.4100	4.30	23.26
						<u>24.65</u>
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	27.19	0.82
						<u>0.82</u>
						Costo unitario por M2 : 52.66

Partida	05.06.03	ACERO DE REFUERZO ESCALERAS			Rend:	200.0000 KG/DIA
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
47 00007	CAPATAZ	HH	0.100	0.0040	21.48	0.09
47 00008	OPERARIO	HH	1.000	0.0400	17.02	0.68
47 00009	OFICIAL	HH	0.500	0.0200	14.87	0.30
						<u>1.07</u>
Materiales						
02 00019	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.1000	3.15	0.32
03 00053	ACERO	KG		1.0500	2.65	2.78
						<u>3.10</u>
Equipo						
37 00005	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.07	0.03
48 00433	CIZALLA	HM	0.500	0.0200	7.00	0.14
						<u>0.17</u>
						Costo unitario por KG : 4.34

PROGRAMACION DE OBRA - DIAGRAMA GANTT

Obras DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO
Ubicación: AREQUIPA

Id	Item	Nombre de tarea	Duración	ago.	sep.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	sep.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.
1		PLAZO DE EJECUCION	600 días																						
2		Inicio de Obra	0 días																						
3			600 días																						
4		ESTRUCTURAS	595 días																						
5	01	ALMACEN, OFICINA Y CASETA DE GUARDIANA	1 día																						
6	01.02	CARTEL DE OBRA DE 2.40m x 3.60m INCL. COLOCACION	1 día																						
7	01.03	SEÑALIZACION DURANTE LA OBRA	510 días																						
8	01.04	AGUA PARA LA CONSTRUCCION	580 días																						
9	01.05	ENERGIA ELECTRICA Y COMUNICACION	594 días																						
10	02	OBRAS PRELIMINARES	280 días																						
11	02.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	20 días																						
12	02.02	TRAZO NIVELACION Y REPLANTIO DURANTE LA OBRA	15 días																						
13	02.03	MOVILIZACION Y DESMOLVILIZACION DE EQUIPO	245 días																						
14	03	MOVIMIENTO DE TIERRAS	450 días																						
15	03.01	EXCAVACION MASIVA CON EQUIPO	40 días																						
16	03.02	RELLENO COMPACTADO C/ EQUIPO MATPROPO	119 días																						
17	03.03	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE C/ MAQUINA	89 días																						
18	04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE	2 días																						
19	04.01	CONCRETO PREMEZCLADO FC=100 KG/CM2 SOLADO	2 días																						
20	05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO	516 días																						
21	05.01	LOSAS DE CIMENTACION	54 días																						
22	05.01.01	CONCRETO F C=280 KG/CM2 LOSA CIMENTACION	4 días																						
23	05.01.02	ACERO DE REFUERZO LOSA DE CIMENTACION	50 días																						
24	05.02	MUROS DE SOTANO	110 días																						
25	05.02.01	CONCRETO FC=280 KG/CM2 MUROS DE SOTANO	7 días																						
26	05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO MUROS DE SOTANO	56 días																						
27	05.02.03	ACERO DE REFUERZO MUROS DE SOTANO	47 días																						
28	05.03	COLUMNAS Y PLACAS	411 días																						
29	05.03.01	CONCRETO F C=350 KG/CM2 COLUMNAS Y PLACAS	5 días																						
30	05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO COLUMNAS Y PLACA	30 días																						
31	05.03.03	ACERO DE REFUERZO COLUMNAS Y PLACAS	30 días																						
32	05.03.04	CONCRETO F C=280 KG/CM2 COLUMNAS Y PLACAS	9 días																						
33	05.03.05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO COLUMNAS Y PLACA	60 días																						
34	05.03.06	ACERO DE REFUERZO COLUMNAS Y PLACA	60 días																						
35	05.03.07	CONCRETO F C=210 KG/CM2 COLUMNAS Y PLACAS	11 días																						
36	05.03.08	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO COLUMNAS Y PLACA	80 días																						
37	05.03.09	ACERO DE REFUERZO COLUMNAS Y PLACAS	80 días																						
38	05.04	LOSAS MACIZAS	383 días																						
39	05.04.01	CONCRETO F C=350 KG/CM2 LOSAS MACIZAS	5 días																						
40	05.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS	30 días																						
41	05.04.03	ACERO DE REFUERZO LOSAS MACIZAS	46 días																						
42	05.04.04	CONCRETO F C=280 KG/CM2 LOSAS MACIZAS	9 días																						
43	05.04.05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS	45 días																						
44	05.04.06	ACERO DE REFUERZO LOSAS MACIZAS	45 días																						
45	05.04.07	CONCRETO F C=210 KG/CM2 LOSAS MACIZAS	11 días																						
46	05.04.08	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO LOSAS MACIZAS	70 días																						
47	05.04.09	ACERO DE REFUERZO LOSAS MACIZAS	69 días																						
48	05.05	VIGAS Y DIENTES	381 días																						
49	05.05.01	CONCRETO F C=350 KG/CM2 VIGAS	5 días																						
50	05.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VIGAS	30 días																						
51	05.05.03	ACERO DE REFUERZO VIGAS	48 días																						
52	05.05.04	CONCRETO F C=280 KG/CM2 VIGAS	9 días																						
53	05.05.05	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VIGAS	45 días																						
54	05.05.06	ACERO DE REFUERZO VIGAS	60 días																						
55	05.05.07	CONCRETO F C=210 KG/CM2 VIGAS	11 días																						
56	05.05.08	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO VIGAS	70 días																						
57	05.05.09	ACERO DE REFUERZO VIGAS	69 días																						
58	05.06	ESCALERAS Y RAMPA	203 días																						
59	05.06.01	CONCRETO F C=210 KG/CM2 ESCALERA	28 días																						
60	05.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO ESCALERAS	60 días																						
61	05.06.03	ACERO DE REFUERZO ESCALERAS	45 días																						
62		Termino de Obra	0 días																						

◆ Tarea resumida

◆ Hilo resumido

◆ Tareas externas

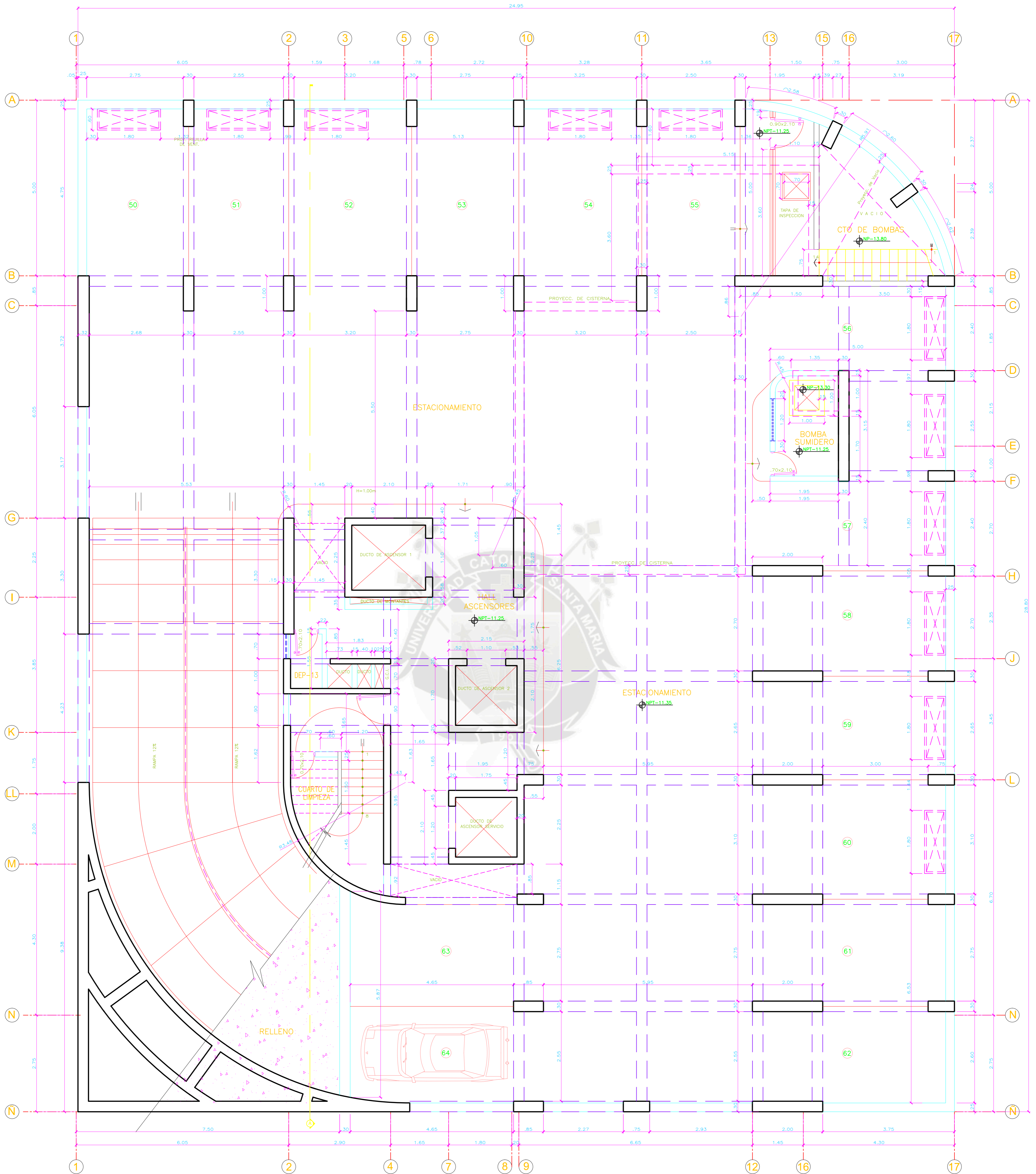
◆ Resumen del proyecto

◆ Agrupar por síntesis

◆ Fecha límite

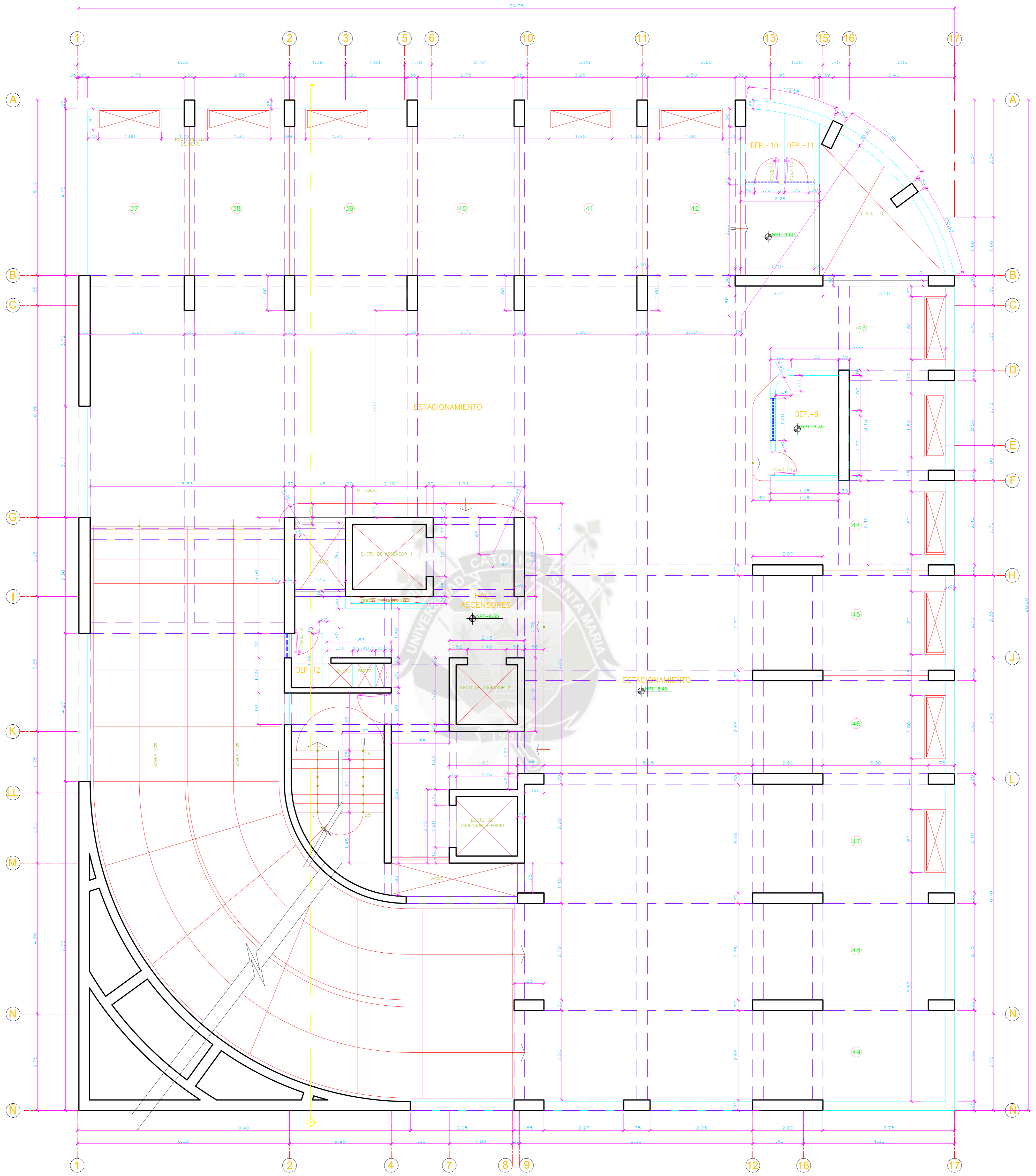
2014

ago. sep. oct. nov. dic. ene. feb. mar. abr. mayo jun. jul. ago. sep. oct. nov. dic. ene. feb. mar. abr. mayo



PLANTA CUARTO SOTANO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO	
PLANO : ARQUITECTURA PLANTA CUARTO SOTANO	DISEÑO ARQUITECTONICO: ARQ. EDWIN COLONIA CAP. 4772
TESISTA : Bach. Claudia Chávez Miranda	FECHA : MARZO 2012 ESCALA : 1 / 50
LAMINA : A-01	



PLANTA TERCER SOTANO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y
4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO

PLANO : ARQUITECTURA
PLANTA TERCER SOTANO

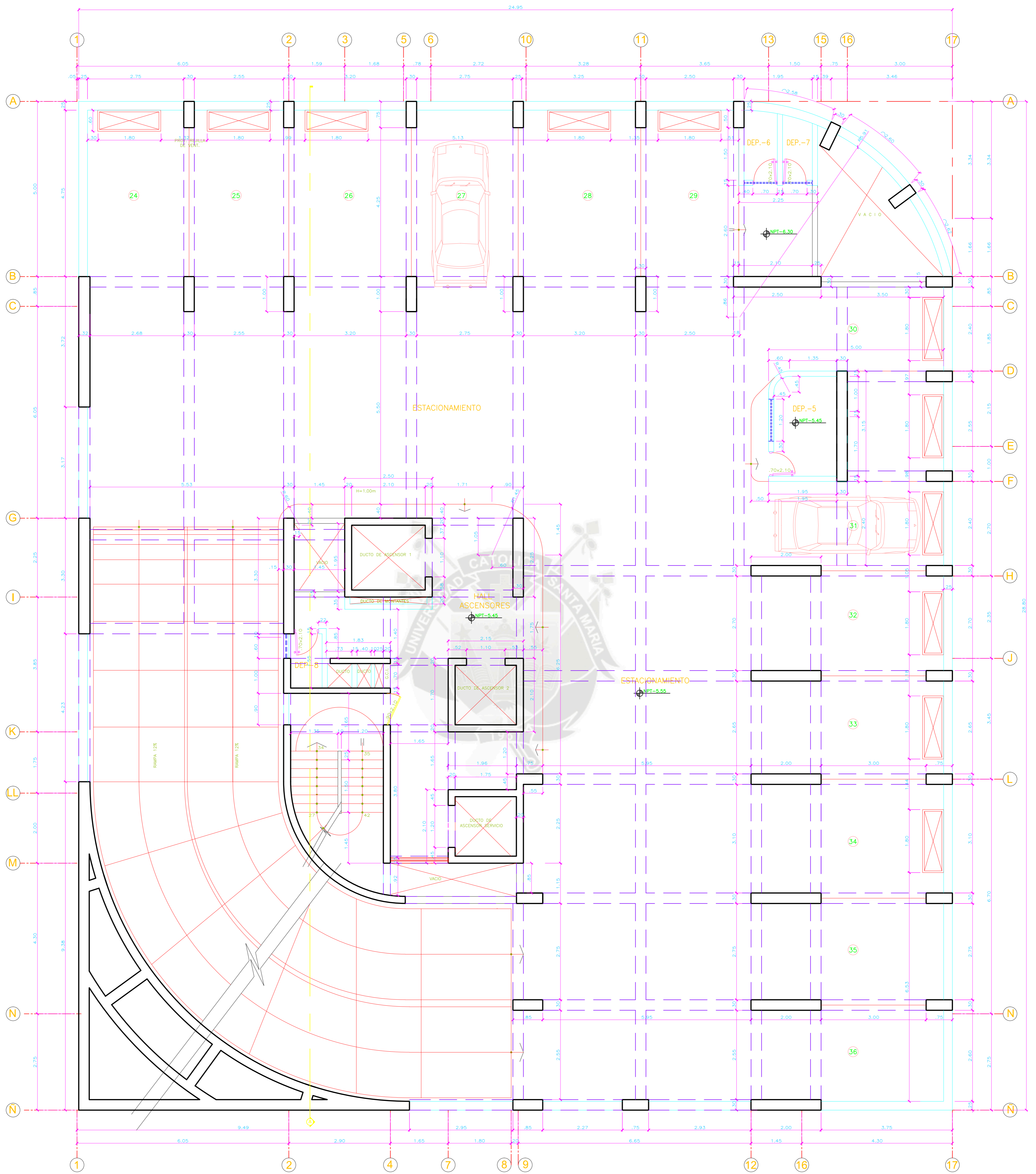
TESISTA : Bach. Claudia Chávez Miranda

FECHA : MARZO 2012

ESCALA : 1/50

LAMINA :

A-02



PLANTA SEGUNDO SOTANO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y
4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO

LAMINA :

PLANO : ARQUITECTURA
PLANTA SEGUNDO SOTANO

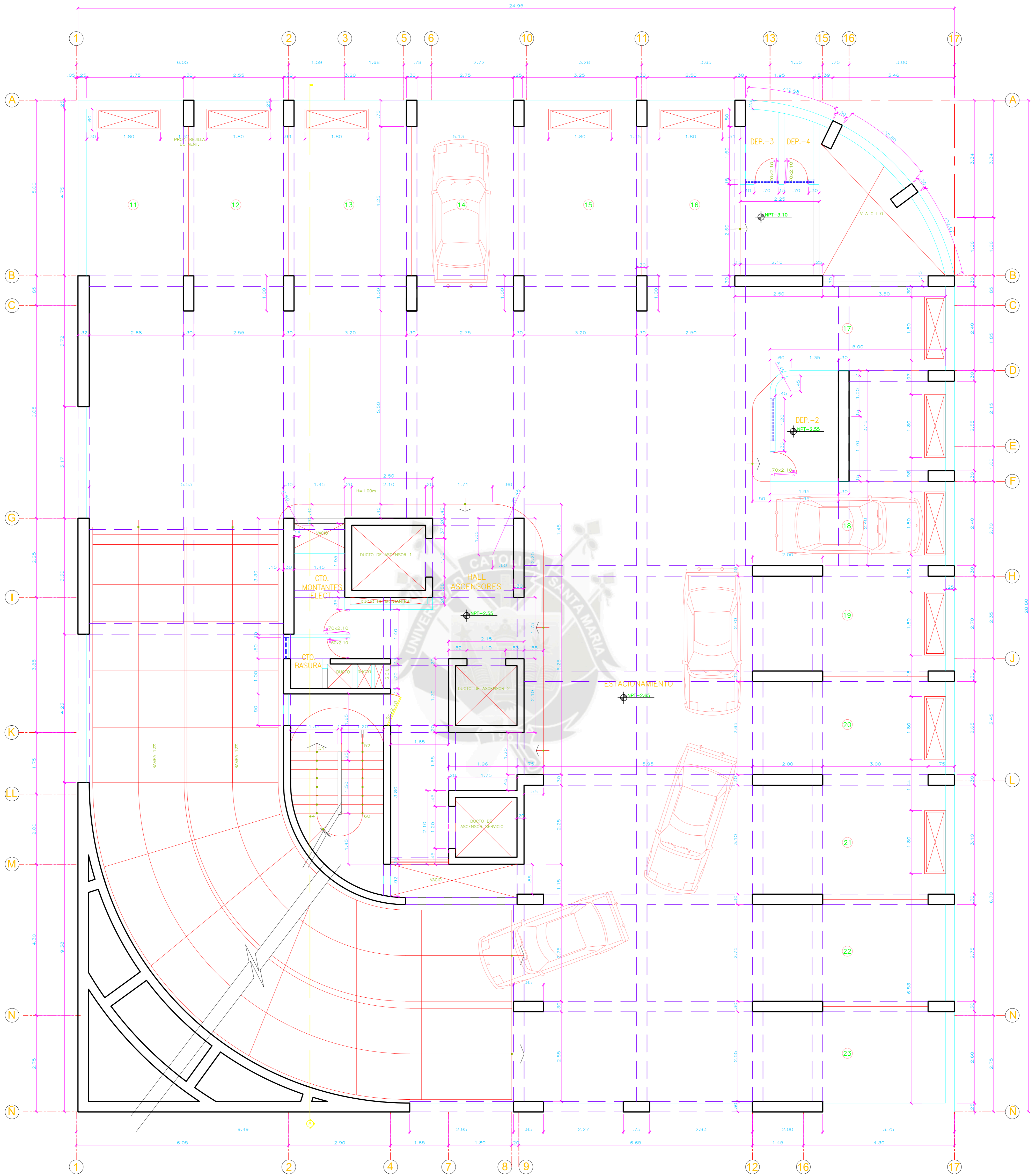
DESIGNADO POR :
ARQ. EDWIN COLONIA
CAP. 4772

A-03

TESISTA : Bach. Claudia Chávez Miranda

FECHA : MARZO 2012

ESCALA : 1/50



PLANTA PRIMER SOTANO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y
4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO

LAMINA :

PLANO : ARQUITECTURA
PLANTA PRIMER SOTANO

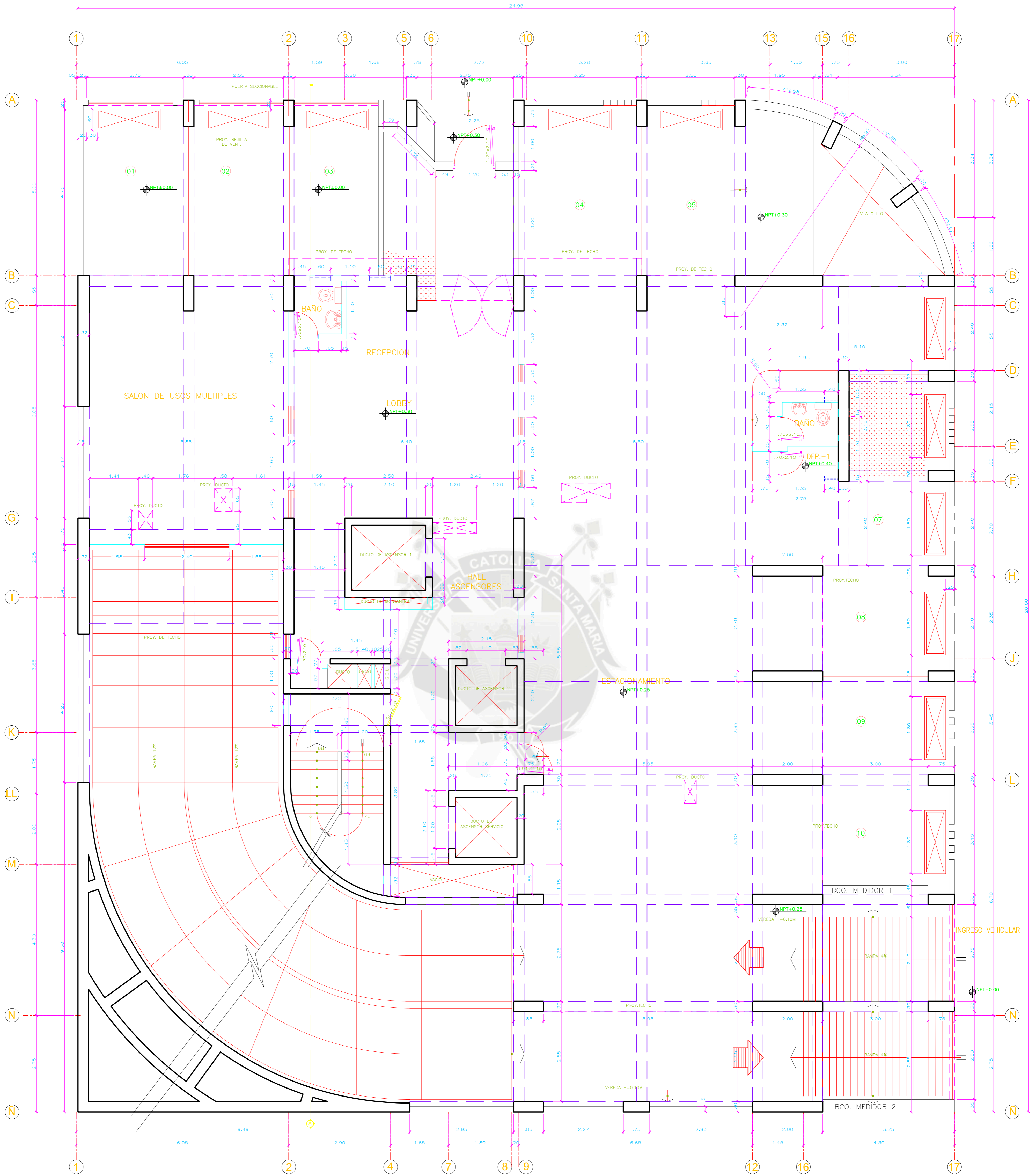
LIBRO DE REGISTRO
ARQ. EDWIN COLONIA
CAP. 4772

A-04

TESISTA : Bach. Claudia Chávez Miranda

FECHA : MARZO 2012

ESCALA : 1/50



PLANTA PRIMER PISO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO

LAMINA :

PLANO : ARQUITECTURA
PLANTA PRIMER PISO

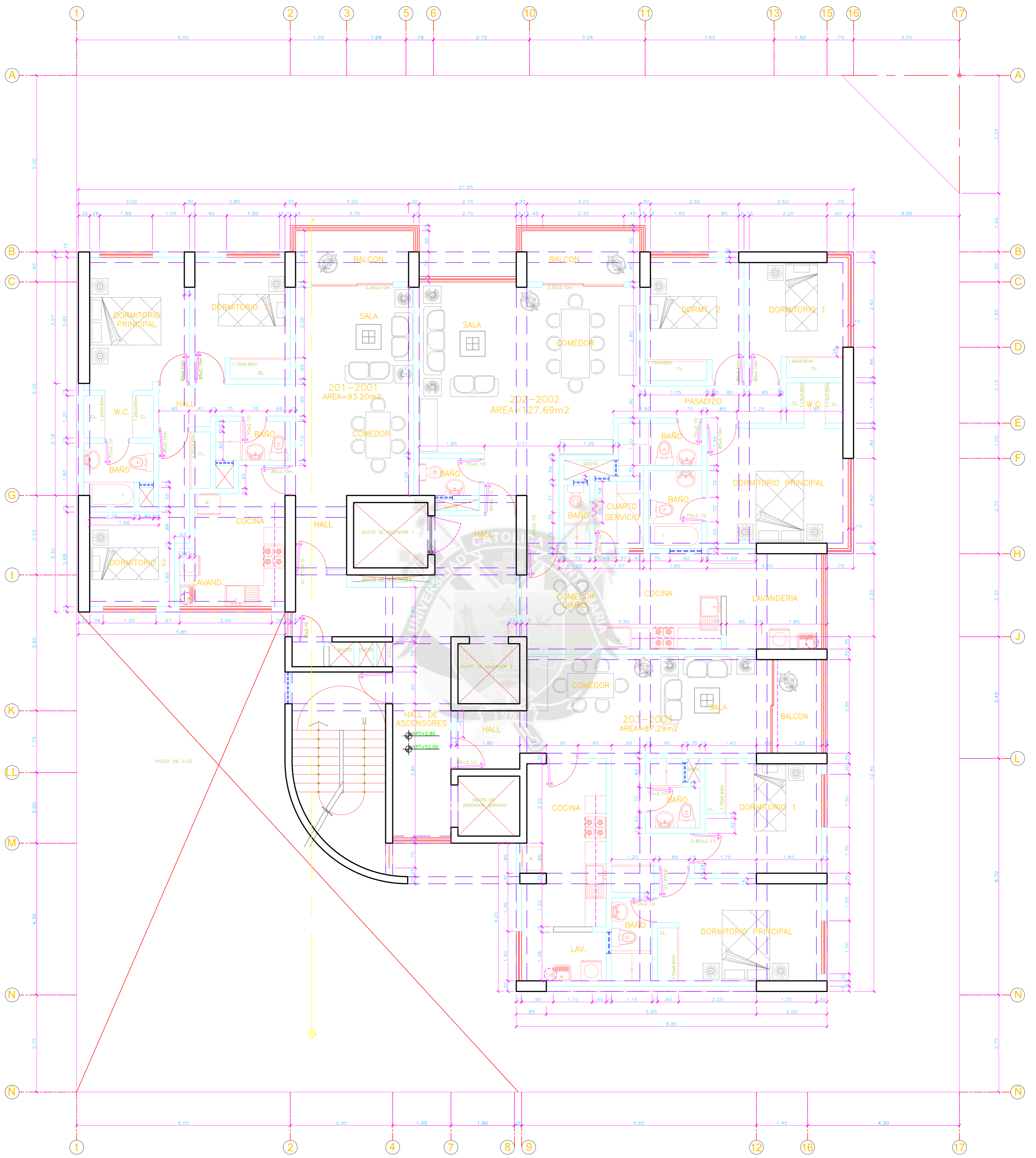
PROYECTO :
ARQ. EDWIN COLONIA
CAP. 4772

A-05

TESISTA : Bach. Claudia Chávez Miranda

FECHA : MARZO 2012

ESCALA : 1/50



PLANTA TIPICA

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y
4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO

LAMINA :

PLANO : **ARQUITECTURA**
PLANTA TIPICA

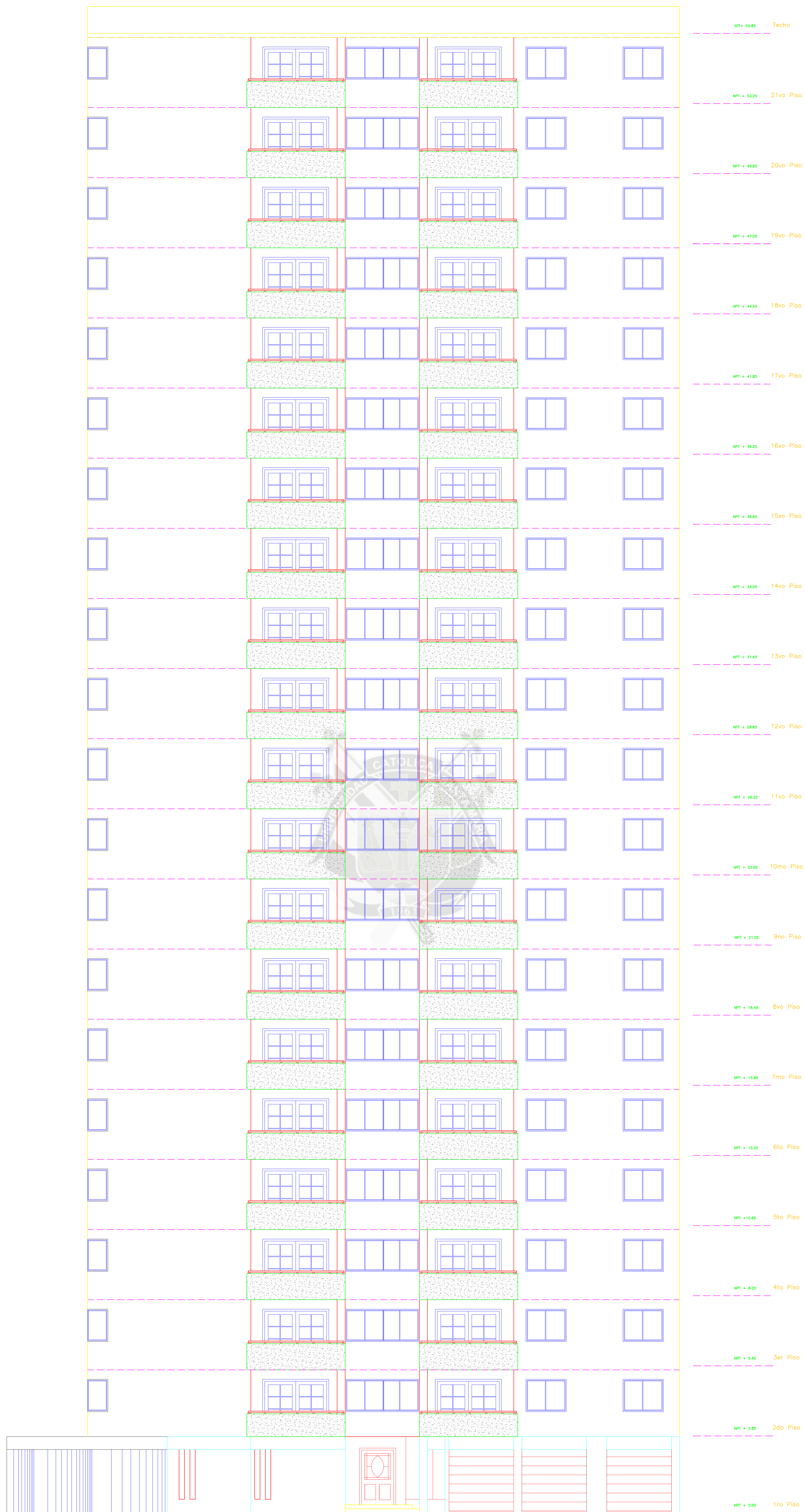
TESISTA : **Bach. Claudia Chávez Miranda**

ARQ. EDWIN COLONIA
CAP. 4772

FECHA : **MARZO 2012**

ESCALA : **1/50**

A-06



ELEVACIÓN EJE A

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y
 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO

LAMINA:

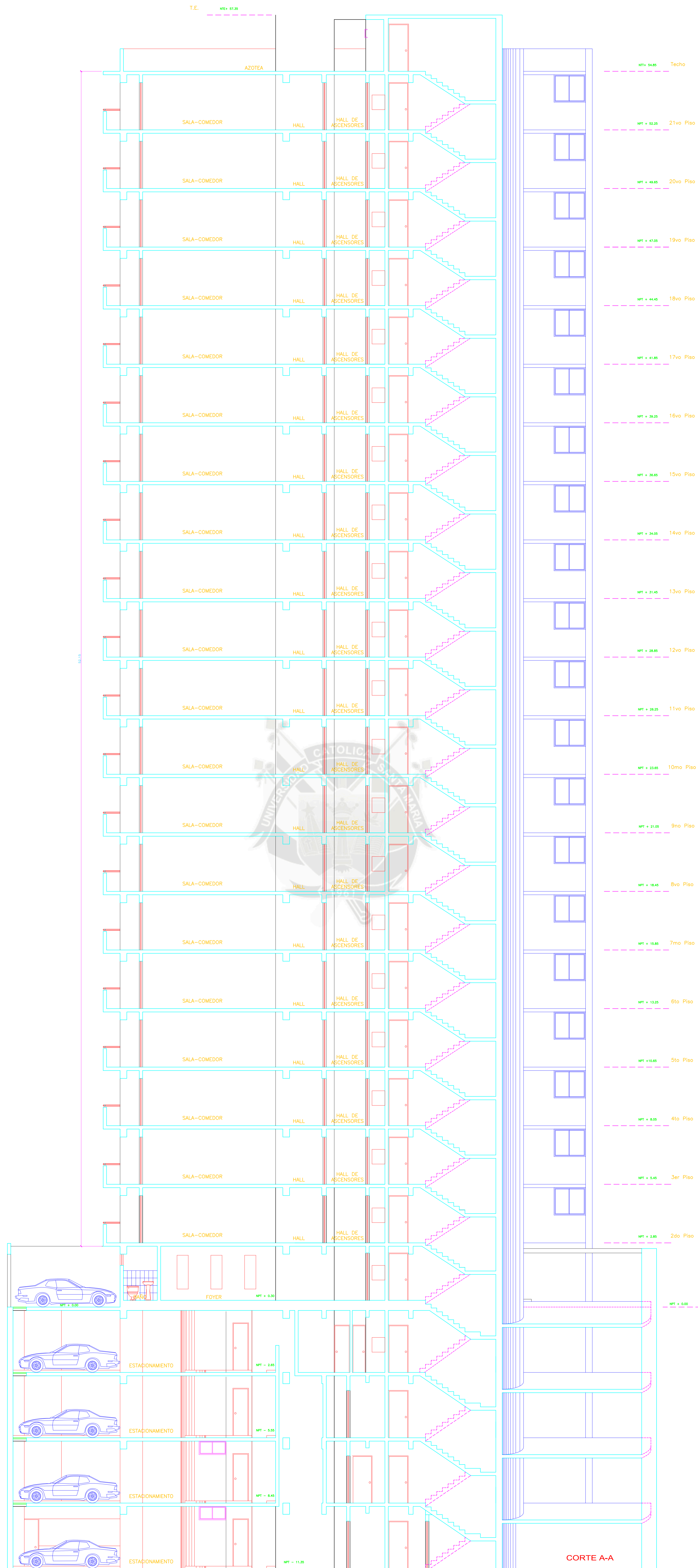
PLANO: **ARQUITECTURA**
ELEVACIÓN PRINCIPAL

ARQUITECTO:
 ARQ. EDWIN COLONIA
 CAP. 4772

A-07

TESISTA: **Bach. Claudia Chávez Miranda**

FECHA : MARZO 2012
 ESCALA : 1/75



PROYECTO SE ADECUA AL D.S. 012

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y
4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO

LAMINA:

PLANO : ARQUITECTURA
CORTE A-A

PROFESOR(A) :
ARG. EDWIN COLONIA
650-4772

A-08

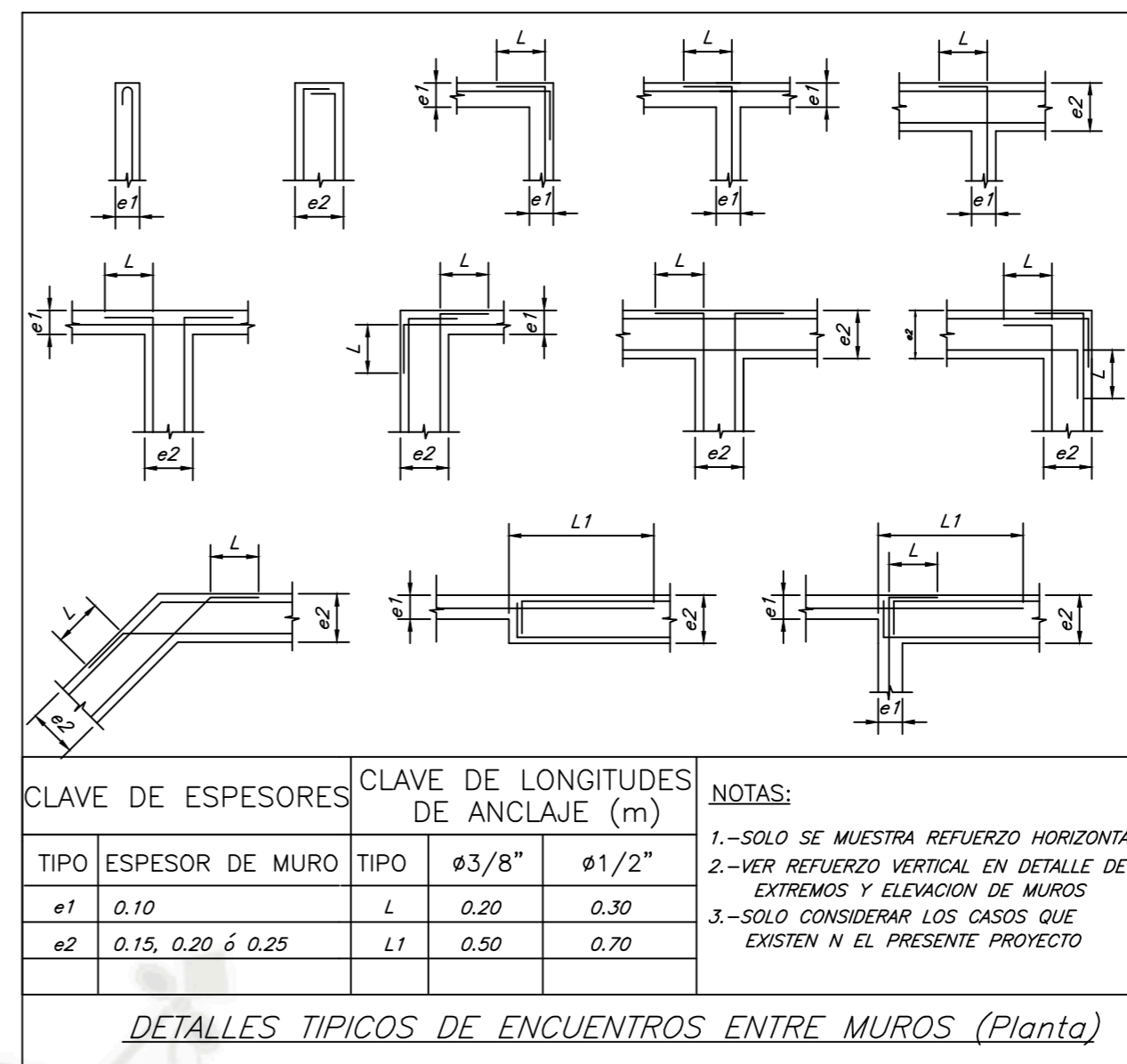
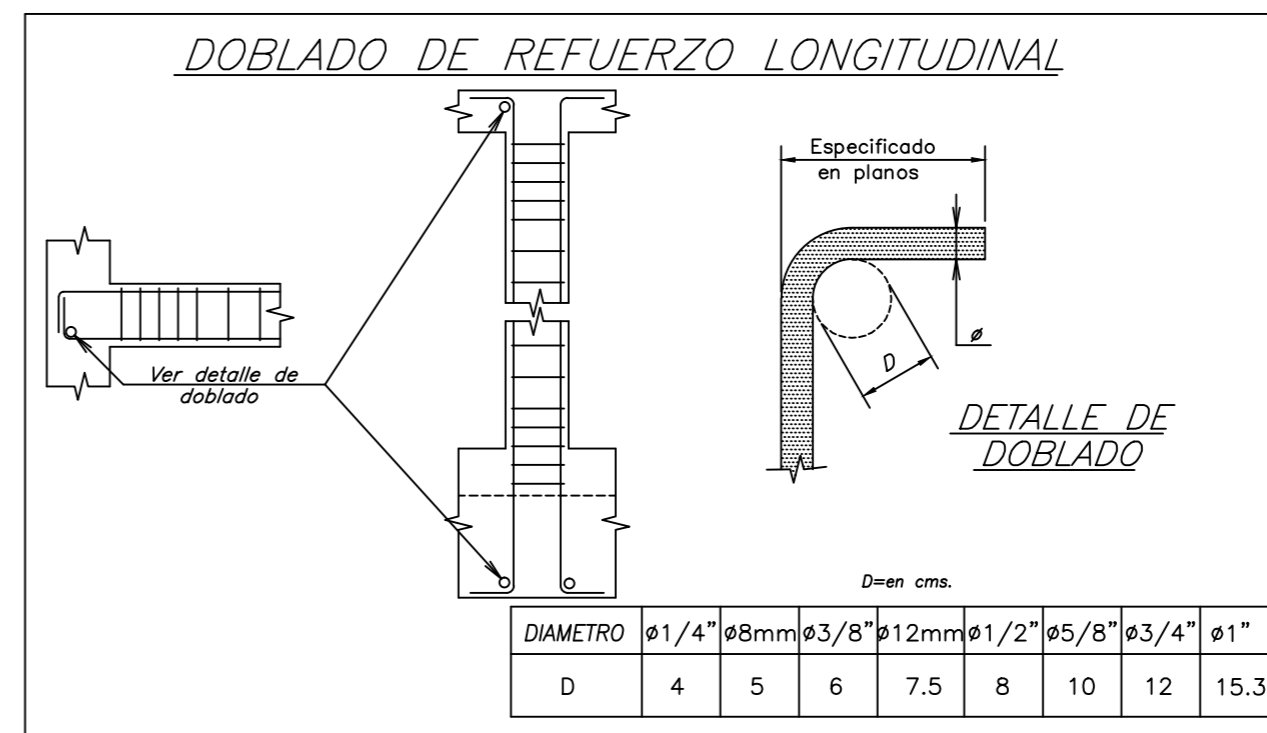
TESISTA :
Bach. Claudia Chávez Miranda

FECHA : MARZO 2012

ESCALA : 1 / 75

RELACION DE PLANOS	
No. PLANO	NOMBRE
E-01	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-02	LOSA DE CIMENTACION ACERO POSITIVO CAPA INFERIOR
E-03	LOSA DE CIMENTACION ACERO POSITIVO CAPA SUPERIOR
E-04	MURO DE SOTANO 4
E-05	MURO DE SOTANO 3
E-06	MURO DE SOTANO 2
E-07	MURO DE SOTANO 1
E-08 A/B	DETALLE DE MUROS DE CORTE
E-09	LOSA MACIZA SOTANOS
E-10	LOSA MACIZA PISOS 1 A 21
E-11	LOSA MACIZA DE RAMPA
E-12	PLANTA DE VIGA SOTANO 4 AL PISO 1
E-13	PLANTA DE VIGA PISO 2 A 10
E-14	PLANTA DE VIGA PISO 11 A 21 Y ESCALERA

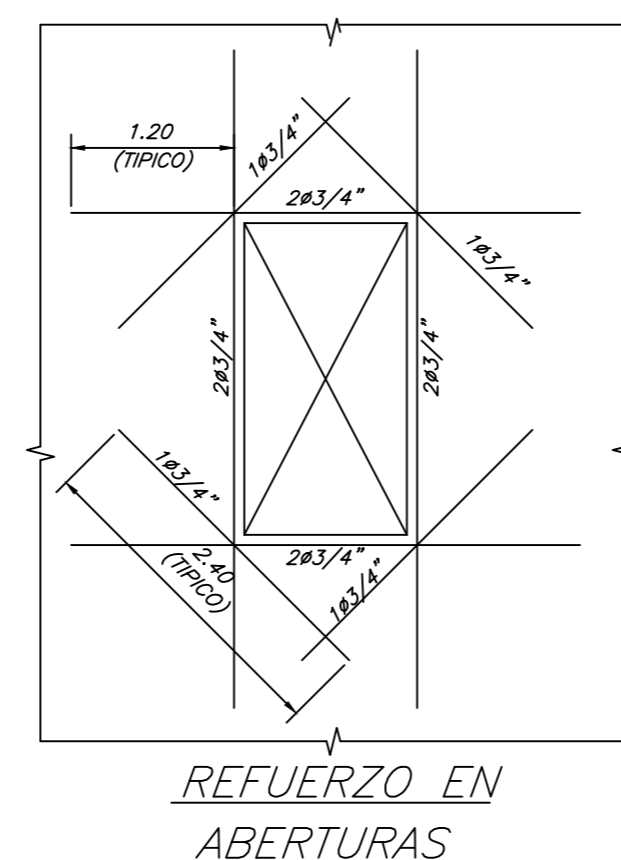
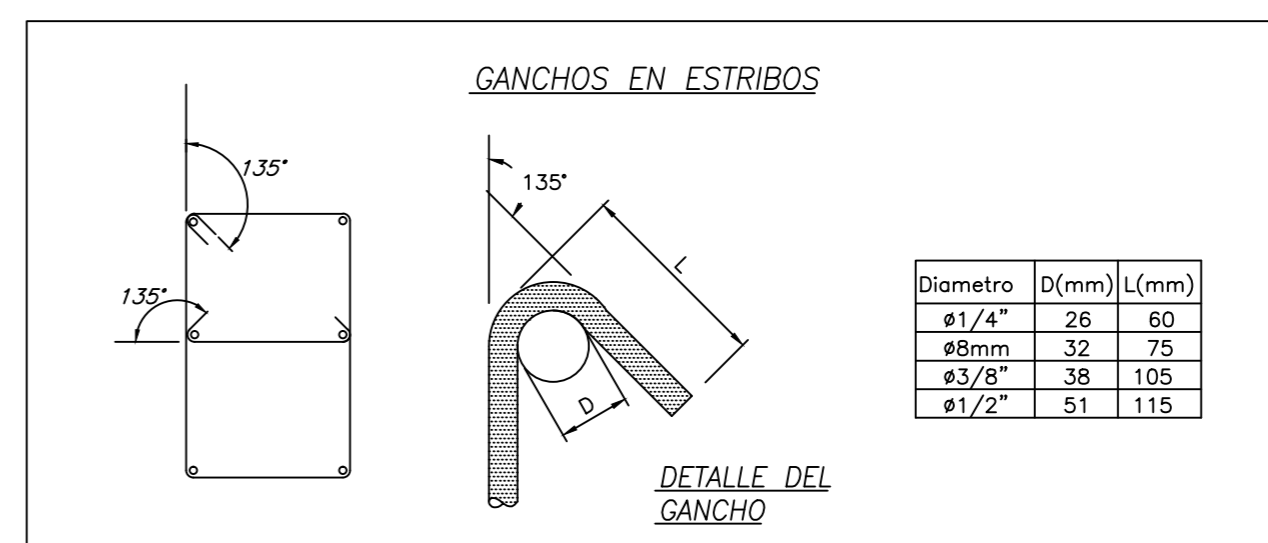
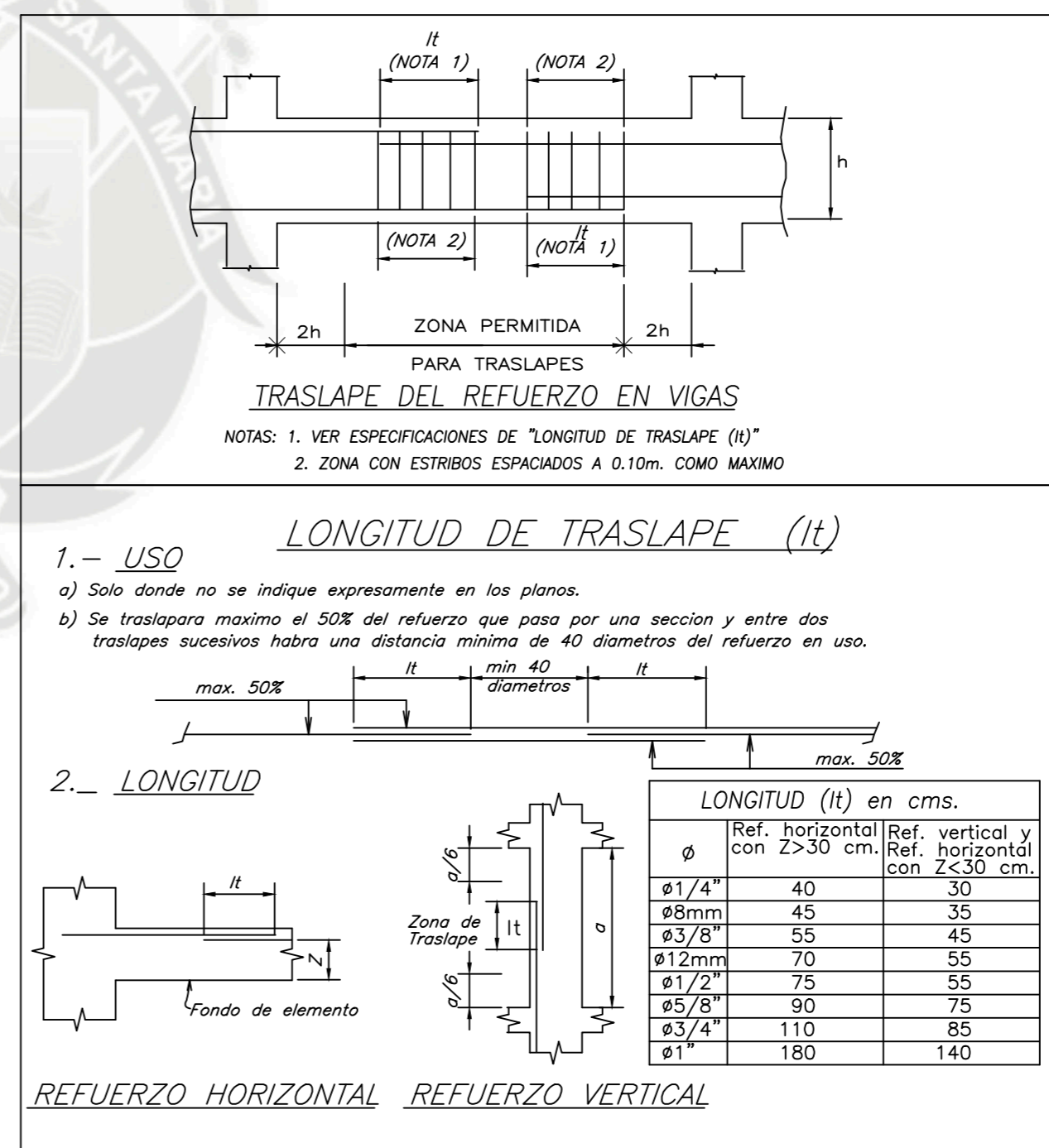
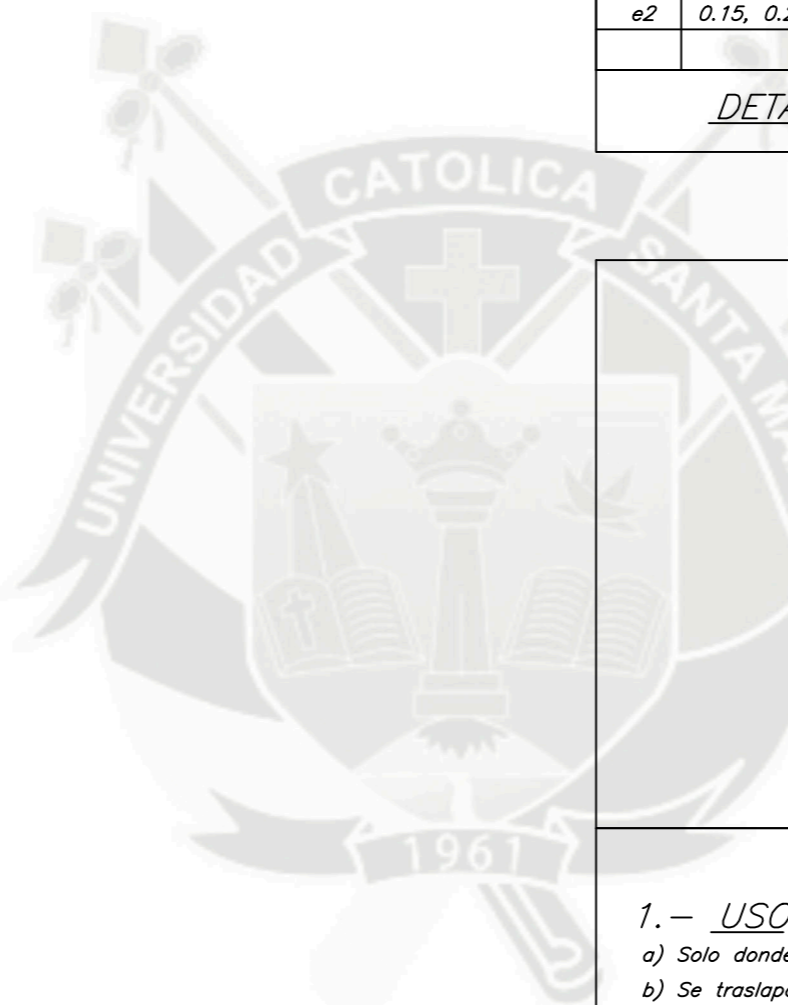
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO	(Sótanos 1° a 4° y 1er piso) $f'c=350$ Kg/cm ² (2° al 10° piso) $f'c=280$ Kg/cm ² (11° al 21° piso) $f'c=210$ Kg/cm ²
Plata de Cimentación	$f'c=280$ Kg/cm ²
Muros de sótano	$f'c=280$ Kg/cm ²
ALBAÑILERIA	$f'm=45$ Kg/cm ²
ACERO	$f_y=4,200$ Kg/cm ²
RECUBRIMIENTOS LIBRES:	
Muros de sótano	3.0cm.
Vigas peraltadas y columnas	4.0cm.
Losa, vigas chatas y placas	2.5cm.
Escalera y losas macizas	2.0cm.
Losa de cimentación	7.5cm.
SOBRECARGAS	
Techo sótanos	250Kg/m ²
Techos típicos	200Kg/m ²
Azotea	150Kg/m ²
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION	
Reglamento Nacional de Construcciones	
Normas de Diseño Sismo-Resistente. (E-030)	
Normas Técnicas de Edificación (E-020, E-060, E-070)	
CARACTERISTICAS DE ALBAÑILERIA CONFINADA	
$f'c$	45Kg/cm ²
Unidad (Ladrillo Tipo IV)	$f'b=130$ Kg/cm ²
Espesor mínimo	e.min.=14
% máximo de vacíos	30%
Mortero	1:4
Espesor juntas mortero	e.min.=0.9cm. e.max.=1.5cm



RESUMEN DE PARAMETROS SISMICOS		
Sa	ACELERACION ESPECTRAL	$Sa = \frac{ZISC}{R} g$
C	FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA	$C = 2.5x(Tp/7)$ $C \leq 2.5$
Z	FACTOR DE ZONA	$Z = 0.4$ (Zona 3)
U	FACTOR DE CATEGORIA DE EDIFICACION	$U = 1.0$ categoría "B" Edificaciones importantes
S	PARAMETRO DE SUELO	$S = 1.2$ (Suelo tipo S1)
Tp	PERIODO LIMITE DE LA PLATAFORMA DEL ESPECTRO EN SEGUNDOS	$Tp = 0.6$ (Suelo tipo S2)
R	COEFICIENTE DE REDUCCION	$R = 6.0$ Sistema Estructural: Concreto Armado
g	ACELERACION DE GRAVEDAD	$9.81m/seg^2$
T	PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA	$T = 1.74$ Seg.
6	DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS	2 cm Total del último nivel 0.0034 Relativo de entrepiso (a/h)

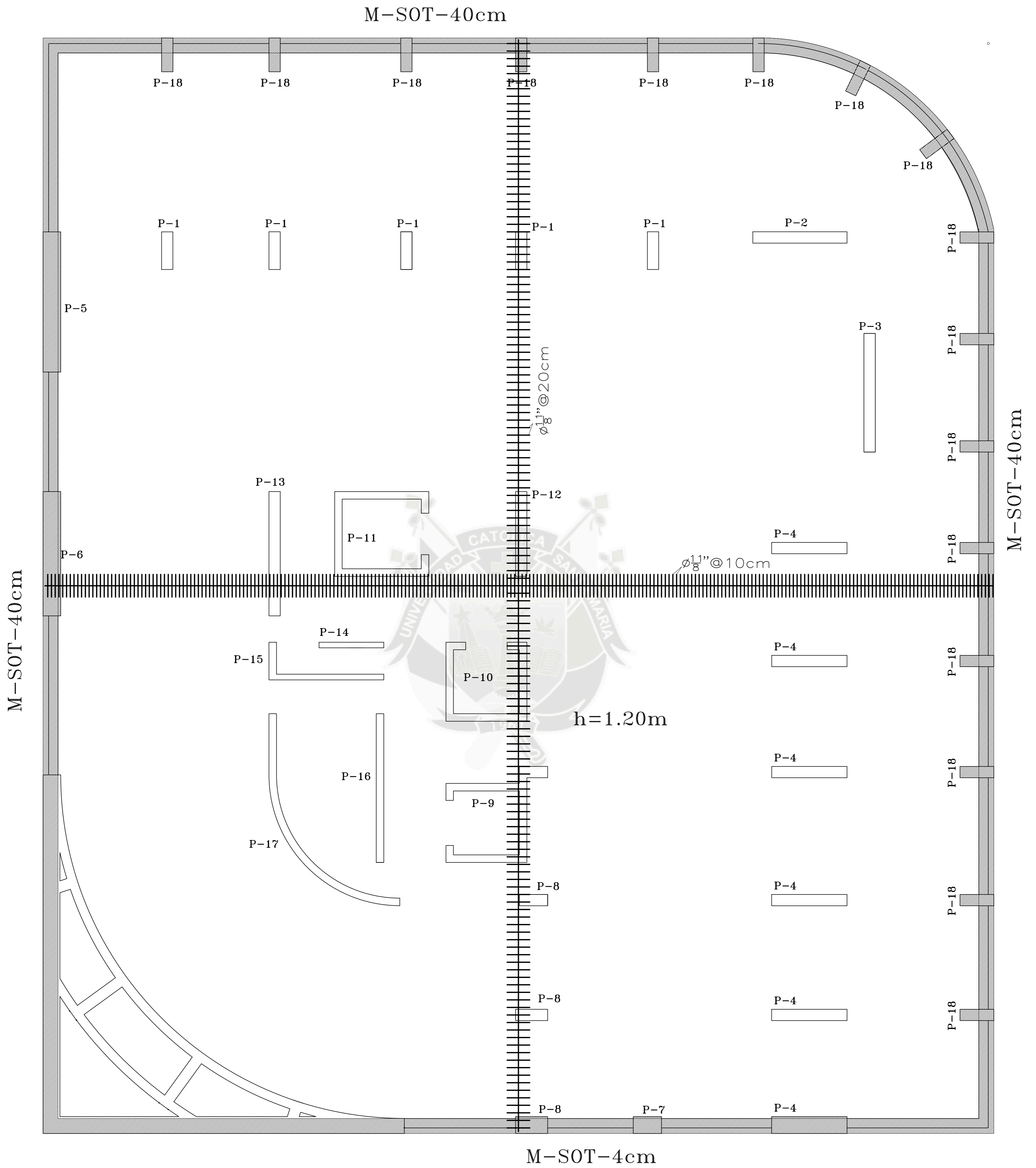
RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACION	
De acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos del proyecto "Estudio Geotécnico con fines de cimentación para el Proyecto", se tiene las siguientes condiciones:	
1	Tipo de cimentación: Plata de Cimentación
2	Estrato de apoyo de Cimentación: Arena Limosa muy compacta y/o ccimentado
3	Profundidad mínima de Cimentación: Df = 1.65 Mínimo
4	Presión admisible del Terreno: 2.40 Kg/cm².
5	Agresividad del Suelo: No existe agresividad de sulfatos y cloruros
6	Cemento de Concreto en contacto con el subsuelo: Portland tipo I.
7	Tipo de Suelos desde el punto de vista Sismico: Tipo S2 S = 1.2 Tp = 0.6seg.
NOTAS: 1. El constructor deberá tomar en cuenta todas las indicaciones del estudio de suelos 2. La profundidad de cimentación es medida desde la superficie natural del terreno EL relleno controlado será del material indicado en el estudio de suelos compactado al 95% de la densidad seca del ensayo de Proctor Modificado	

INFORMACION DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE	
a)	Sistema estructural sismo resistente: sistema dual (combinación de pórticos y muros de concreto armado en adición a la caja de ascensores y escaleras).
b)	Parámetros de definición de la fuerza sísmica. $Z=0.4$ $U=1.0$ $C=0.824$ $S=1.0$ $R=3/4x=5.25$ (en x-x) $R=3/4x=5.25$ (en y-y)
c)	Máximo desplazamiento de la estructura En x-x Δ Máximo relativo=1.80cm. (0.007) En y-y Δ Máximo relativo=1.42cm. (0.005)



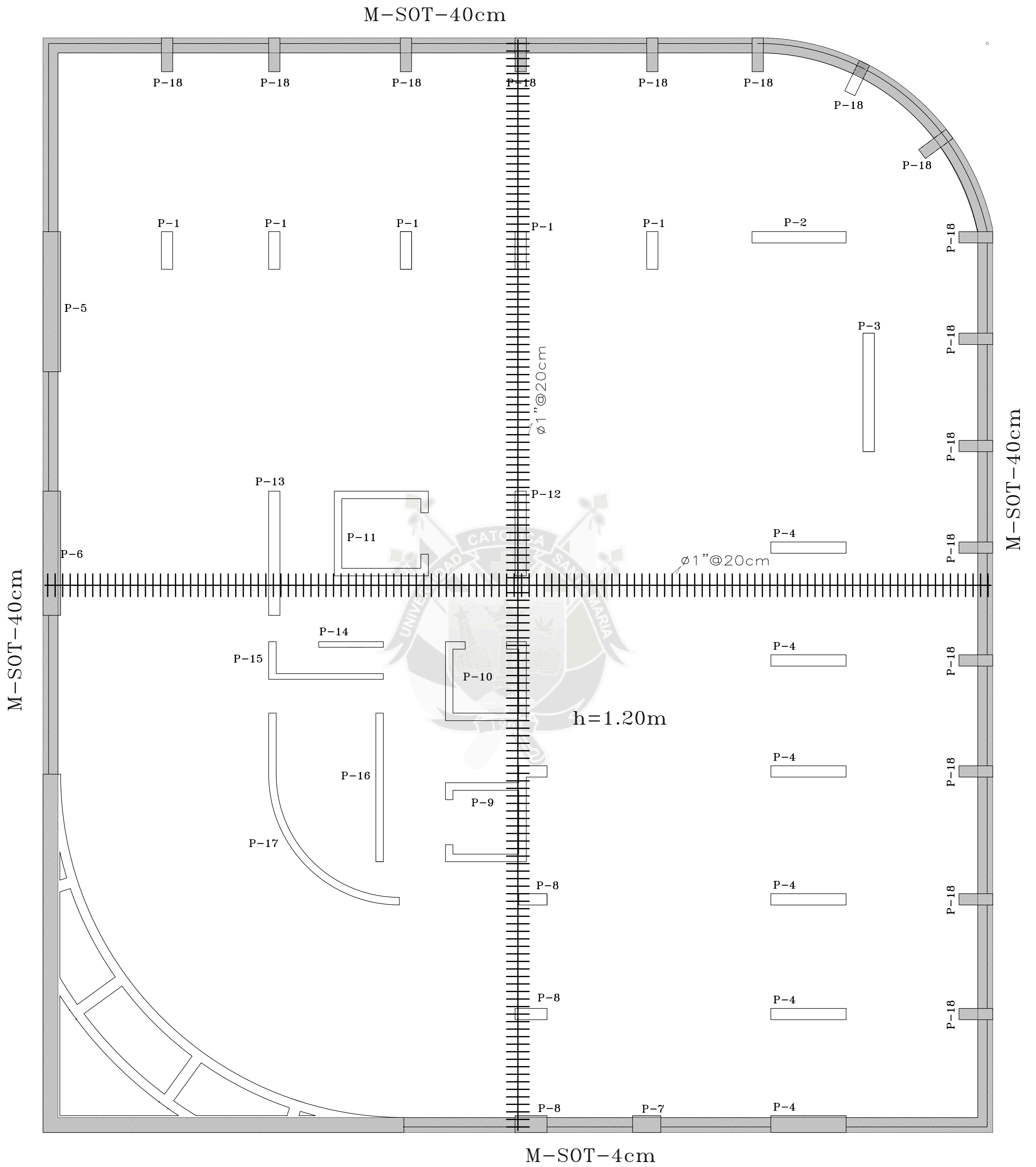
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO		
PLANO:	ESTRUCTURAS ESPECIFICACIONES GENERALES	DISEÑO ESTRUCTURAL: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA
TESISTA:	BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	FECHA : SET 2013
		ESCALA : 1/50

LAMINA : **E-01**



LOSA DE CIMENTACION
ACERO POSITIVO: CAPA INFERIOR

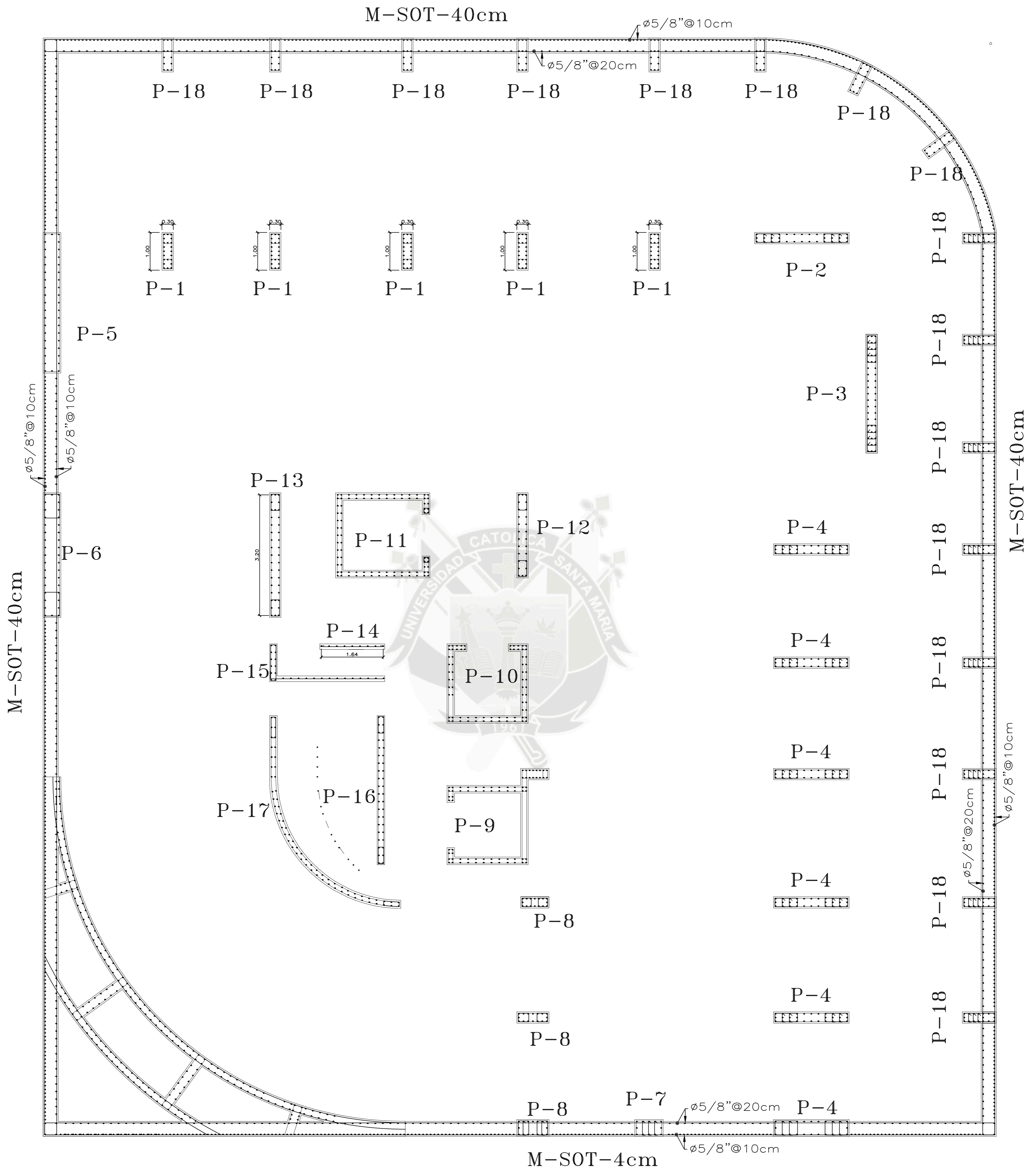
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		E-02
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO		
PLANO: ESTRUCTURAS PLATEA DE CIMENTACION	DISEÑO ESTRUCTURAL: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	
TESISTA: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	FECHA : SET 2013 ESCALA : 1 / 50	



LOSA DE CIMENTACION
ACERO NEGATIVO: CAPA SUPERIOR

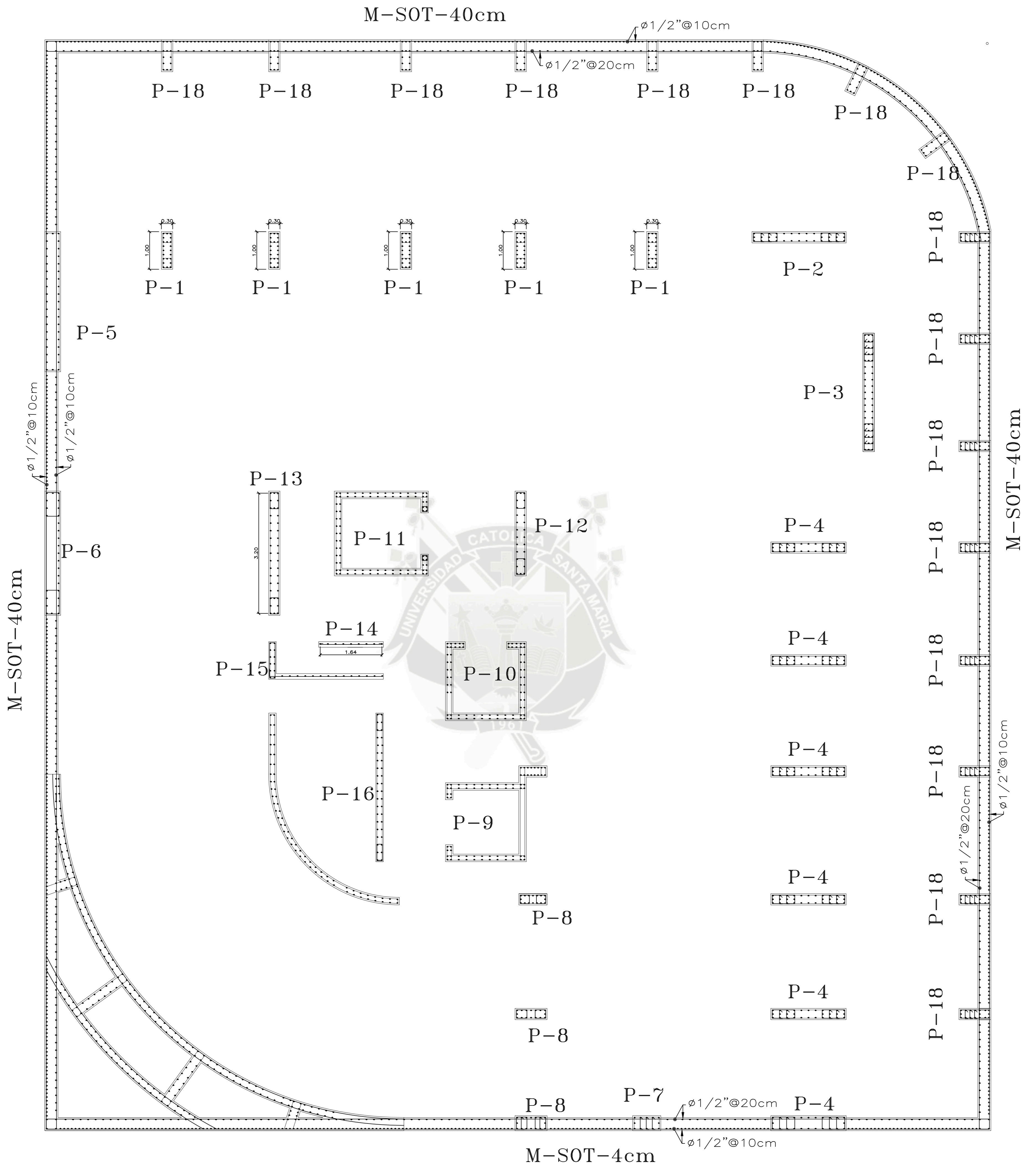
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO		
PLANO:	ESTRUCTURAS PLATEA DE CIMENTACION	DISEÑO ESTRUCTURAL: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA
TESISTA:	BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	FECHA :SET 2013
		ESCALA : 1 / 50

LAMINA :
E-03



MURO DE SOTANO 4

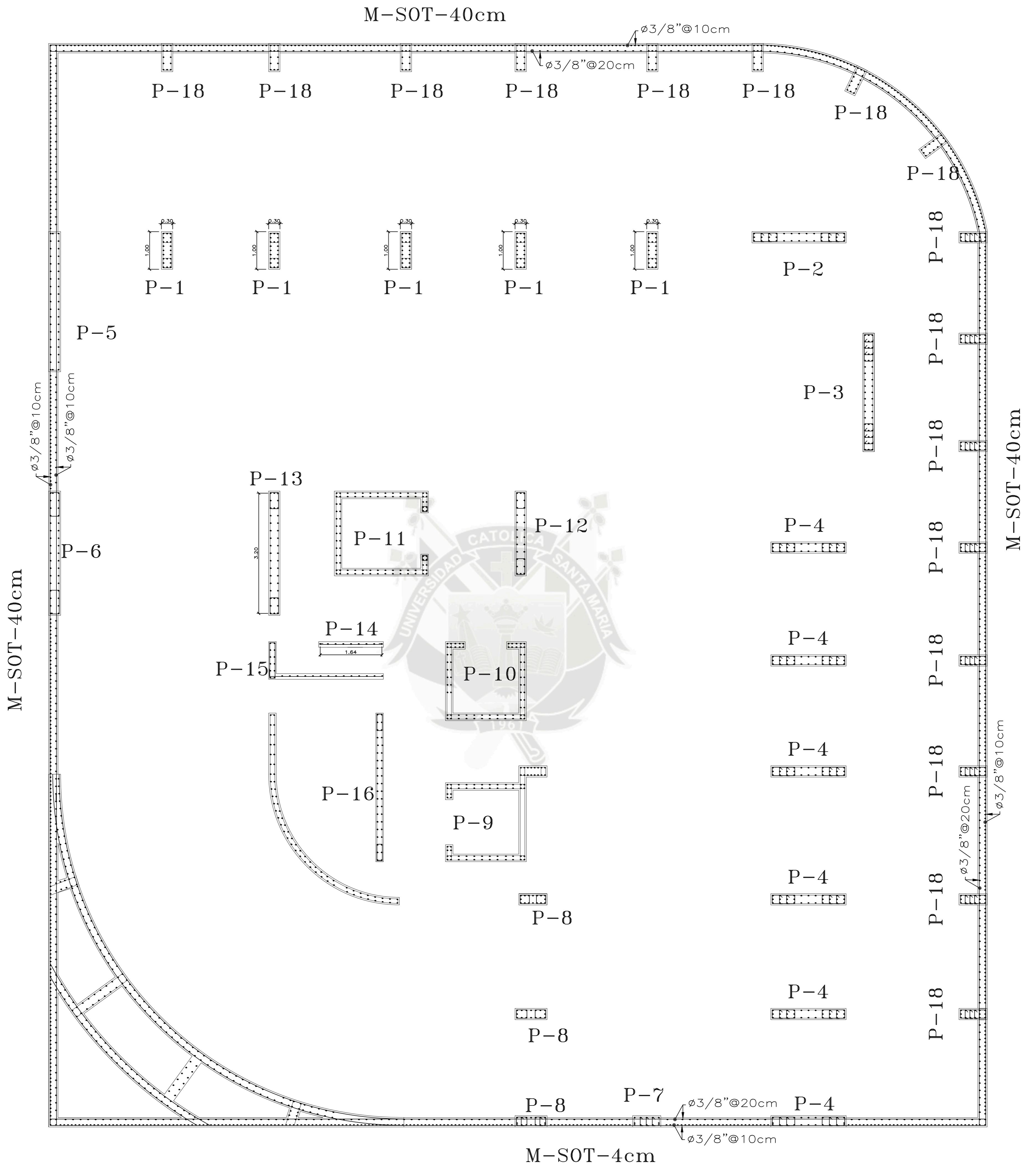
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		E-04
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO		
PLANO: ESTRUCTURAS MURO DE SOTANO 4	DESIGNO ESTRUCTURAL: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	
TESISTA: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	FECHA: SET 2013 ESCALA: 1/50	



MURO DE SOTANO 3

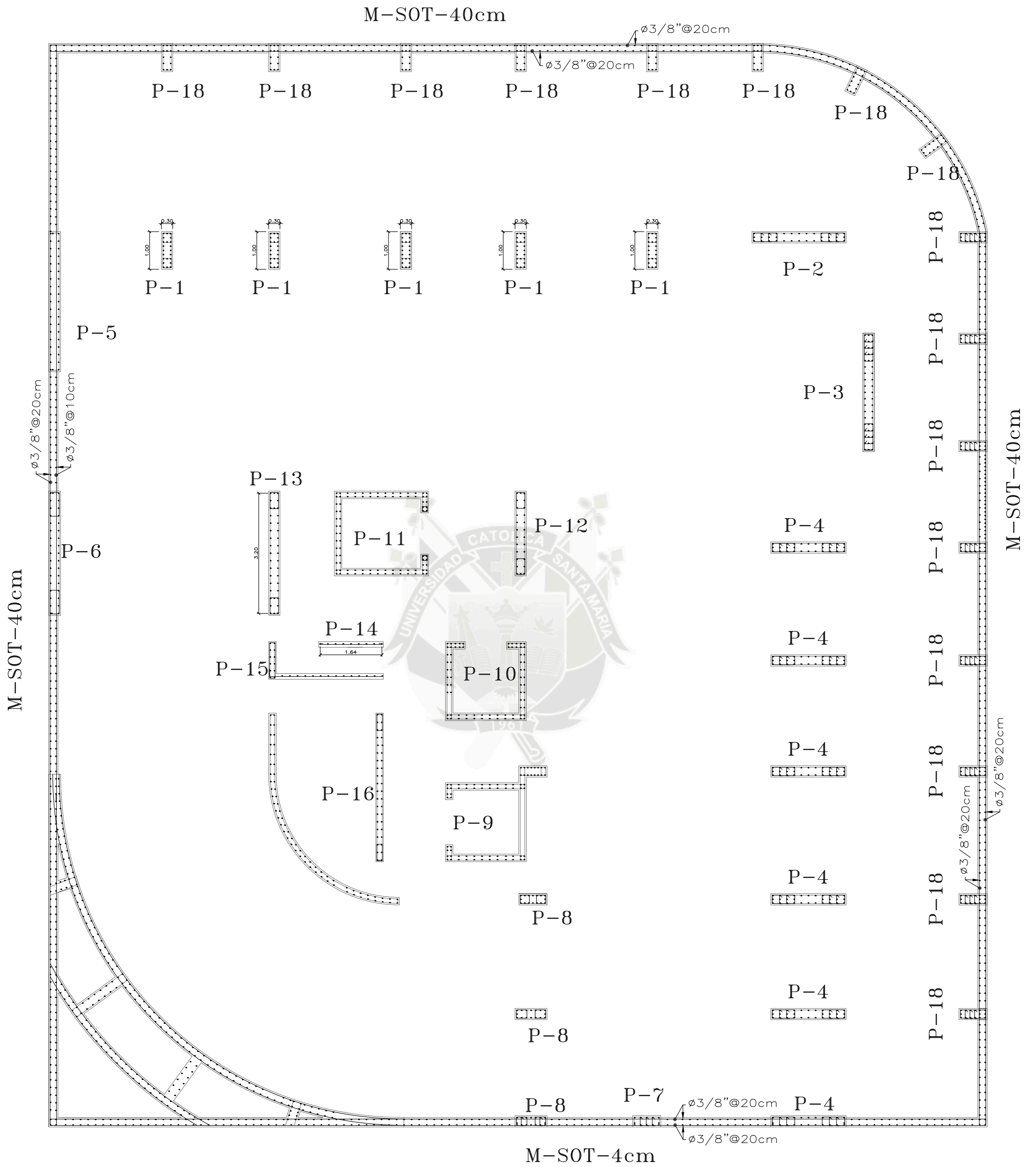
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO		
PLANO:	ESTRUCTURAS MURO DE SOTANO 3	DISEÑO ESTRUCTURAL: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA
TESISTA:	BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	FECHA : SET 2013
		ESCALA : 1 / 50

LAMINA:
E-05



MURO DE SOTANO 2

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO		
PLANO:	ESTRUCTURAS MURO DE SOTANO 2	DISEÑO ESTRUCTURAL: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA
TESISTA:	BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	FECHA : SET 2013
		ESCALA : 1 / 50
		E-06



MURO DE SOTANO 1

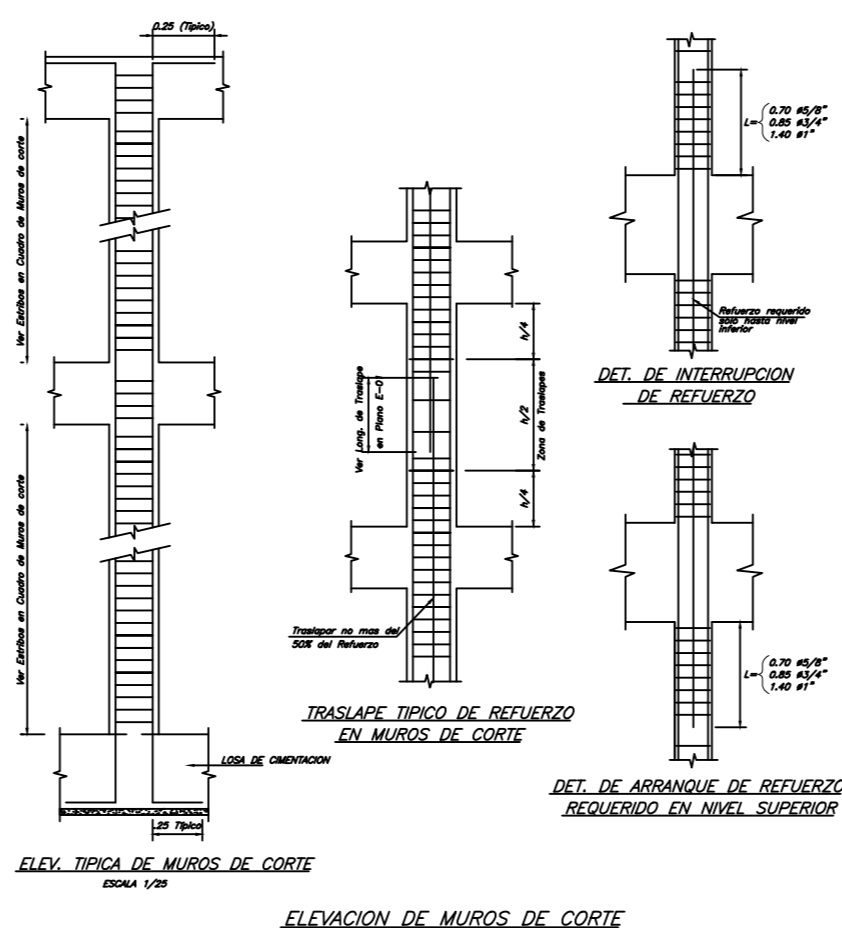
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		E-07
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO		
PLANO: ESTRUCTURAS MURO DE SOTANO 1	DESIGNO ESTRUCTURAL: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	
TESISTA: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	FECHA : SET 2013 ESCALA : 1 / 50	

CUADRO DE MUROS DE CORTE

PISO		P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14	P-15	P-16	P-17	NTT + 54.85	ubicacion recomendada de bridas
PISO 21	ELEMENTO ESTRUCTURAL	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14	P-15	P-16	P-17		
	REFUERZO	6ø5/8" 16ø1/2"	16ø5/8" 28ø1/2"	16ø5/8" 20ø5/8"	34ø3/8"	60ø5/8"	60ø5/8"	24ø1/2"	24ø1/2"	86ø5/8"	86ø5/8"	86ø5/8"	16ø5/8" 28ø1/2"	6ø3/4" 24ø5/8"	9ø5/8"	26ø5/8"	12ø5/8" 28ø1/2"	12ø5/8" 52ø1/2"		
	ESTRIBO Y/O ACERO HOR.	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c		
PISO 20	ELEMENTO ESTRUCTURAL	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14	P-15	P-16	P-17		
	REFUERZO	6ø5/8" 16ø1/2"	16ø5/8" 28ø1/2"	16ø5/8" 20ø5/8"	34ø3/8"	60ø5/8"	60ø5/8"	24ø1/2"	24ø1/2"	86ø5/8"	86ø5/8"	86ø5/8"	16ø5/8" 28ø1/2"	6ø3/4" 24ø5/8"	9ø5/8"	26ø5/8"	12ø5/8" 28ø1/2"	12ø5/8" 52ø1/2"		Lt.
	ESTRIBO Y/O ACERO HOR.	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c		
PISO 19	ELEMENTO ESTRUCTURAL	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14	P-15	P-16	P-17		
	REFUERZO	6ø5/8" 16ø1/2"	16ø5/8" 28ø1/2"	16ø5/8" 20ø5/8"	34ø3/8"	60ø5/8"	60ø5/8"	24ø1/2"	24ø1/2"	86ø5/8"	86ø5/8"	86ø5/8"	16ø5/8" 28ø1/2"	6ø3/4" 24ø5/8"	9ø5/8"	26ø5/8"	12ø5/8" 28ø1/2"	12ø5/8" 52ø1/2"		
	ESTRIBO Y/O ACERO HOR.	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c		
PISO 18	ELEMENTO ESTRUCTURAL	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14	P-15	P-16	P-17		
	REFUERZO	6ø5/8" 16ø1/2"	16ø5/8" 28ø1/2"	16ø5/8" 20ø5/8"	34ø3/8"	60ø5/8"	60ø5/8"	24ø1/2"	24ø1/2"	86ø5/8"	86ø5/8"	86ø5/8"	16ø5/8" 28ø1/2"	6ø3/4" 24ø5/8"	9ø5/8"	26ø5/8"	12ø5/8" 28ø1/2"	12ø5/8" 52ø1/2"		
	ESTRIBO Y/O ACERO HOR.	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c		
PISO 17	ELEMENTO ESTRUCTURAL	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14	P-15	P-16	P-17		
	REFUERZO	6ø5/8" 16ø1/2"	16ø5/8" 28ø1/2"	16ø5/8" 20ø5/8"	34ø3/8"	60ø5/8"	60ø5/8"	24ø1/2"	24ø1/2"	86ø5/8"	86ø5/8"	86ø5/8"	16ø5/8" 28ø1/2"	6ø3/4" 24ø5/8"	9ø5/8"	26ø5/8"	12ø5/8" 28ø1/2"	12ø5/8" 52ø1/2"		Lt.
	ESTRIBO Y/O ACERO HOR.	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c		
PISO 16	ELEMENTO ESTRUCTURAL	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14	P-15	P-16	P-17		
	REFUERZO	6ø5/8" 16ø1/2"	16ø5/8" 28ø1/2"	16ø5/8" 20ø5/8"	34ø3/8"	60ø5/8"	60ø5/8"	24ø1/2"	24ø1/2"	86ø5/8"	86ø5/8"	86ø5/8"	16ø5/8" 28ø1/2"	6ø3/4" 24ø5/8"	9ø5/8"	26ø5/8"	12ø5/8" 28ø1/2"	12ø5/8" 52ø1/2"		
	ESTRIBO Y/O ACERO HOR.	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c		
PISO 15	ELEMENTO ESTRUCTURAL	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14	P-15	P-16	P-17		
	REFUERZO	6ø5/8" 16ø1/2"	16ø5/8" 28ø1/2"	16ø5/8" 20ø5/8"	34ø3/8"	60ø5/8"	60ø5/8"	24ø1/2"	24ø1/2"	86ø5/8"	86ø5/8"	86ø5/8"	16ø5/8" 28ø1/2"	6ø3/4" 24ø5/8"	9ø5/8"	26ø5/8"	12ø5/8" 28ø1/2"	12ø5/8" 52ø1/2"		
	ESTRIBO Y/O ACERO HOR.	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c		
PISO 14	ELEMENTO ESTRUCTURAL	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14	P-15	P-16	P-17		
	REFUERZO	6ø5/8" 16ø1/2"	16ø5/8" 28ø1/2"	16ø5/8" 20ø5/8"	34ø3/8"	60ø5/8"	60ø5/8"	24ø1/2"	24ø1/2"	86ø5/8"	86ø5/8"	86ø5/8"	16ø5/8" 28ø1/2"	6ø3/4" 24ø5/8"	9ø5/8"	26ø5/8"	12ø5/8" 28ø1/2"	12ø5/8" 52ø1/2"		Lt.
	ESTRIBO Y/O ACERO HOR.	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c		
PISO 13	ELEMENTO ESTRUCTURAL	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14	P-15	P-16	P-17		
	REFUERZO	6ø5/8" 16ø1/2"	16ø5/8" 28ø1/2"	16ø5/8" 20ø5/8"	34ø3/8"	60ø5/8"	60ø5/8"	24ø1/2"	24ø1/2"	86ø5/8"	86ø5/8"	86ø5/8"	16ø5/8" 28ø1/2"	6ø3/4" 24ø5/8"	9ø5/8"	26ø5/8"	12ø5/8" 28ø1/2"	12ø5/8" 52ø1/2"		
	ESTRIBO Y/O ACERO HOR.	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c		
PISO 12	ELEMENTO ESTRUCTURAL	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14	P-15	P-16	P-17		
	REFUERZO	6ø5/8" 16ø1/2"	16ø5/8" 28ø1/2"	16ø5/8" 20ø5/8"	34ø3/8"	60ø5/8"	60ø5/8"	24ø1/2"	24ø1/2"	86ø5/8"	86ø5/8"	86ø5/8"	16ø5/8" 28ø1/2"	6ø3/4" 24ø5/8"	9ø5/8"	26ø5/8"	12ø5/8" 28ø1/2"	12ø5/8" 52ø1/2"		
	ESTRIBO Y/O ACERO HOR.	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c		
PISO 11	ELEMENTO ESTRUCTURAL	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13	P-14	P-15	P-16	P-17		
	REFUERZO	6ø5/8" 16ø1/2"	16ø5/8" 28ø1/2"	16ø5/8" 20ø5/8"	34ø3/8"	60ø5/8"	60ø5/8"	24ø1/2"	24ø1/2"	86ø5/8"	86ø5/8"	86ø5/8"	16ø5/8" 28ø1/2"	6ø3/4" 24ø5/8"	9ø5/8"	26ø5/8"	12ø5/8" 28ø1/2"	12ø5/8" 52ø1/2"		Lt.
	ESTRIBO Y/O ACERO HOR.	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c	TIPO ∅c		

f'c = 210 kg/cm²

TIPO	ESPACIAMIENTO
∅ A	#3/8" 100.05, Resto 0.10
∅ B	#3/8" 100.05, 100.10 C/EXT., R 0.20
∅ C	#3/8" 100.05, 100.10 C/EXT., R 0.25

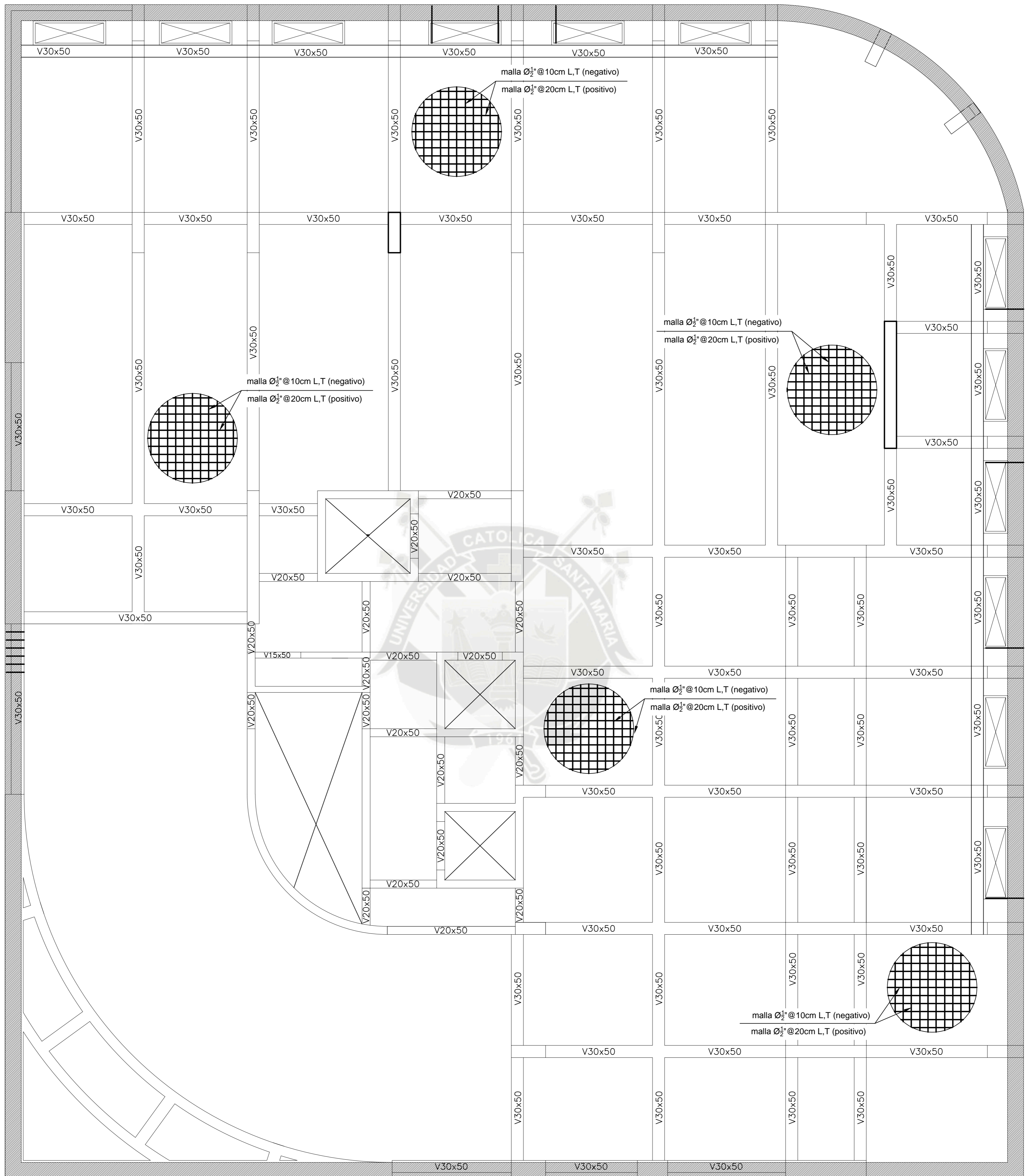


UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

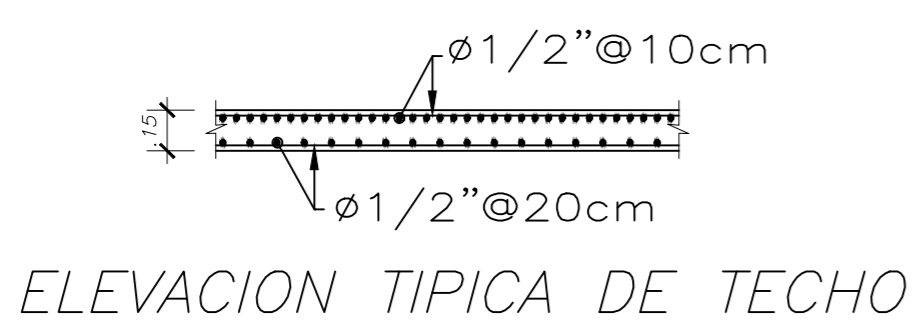
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO

LAMINA: **E-08B**

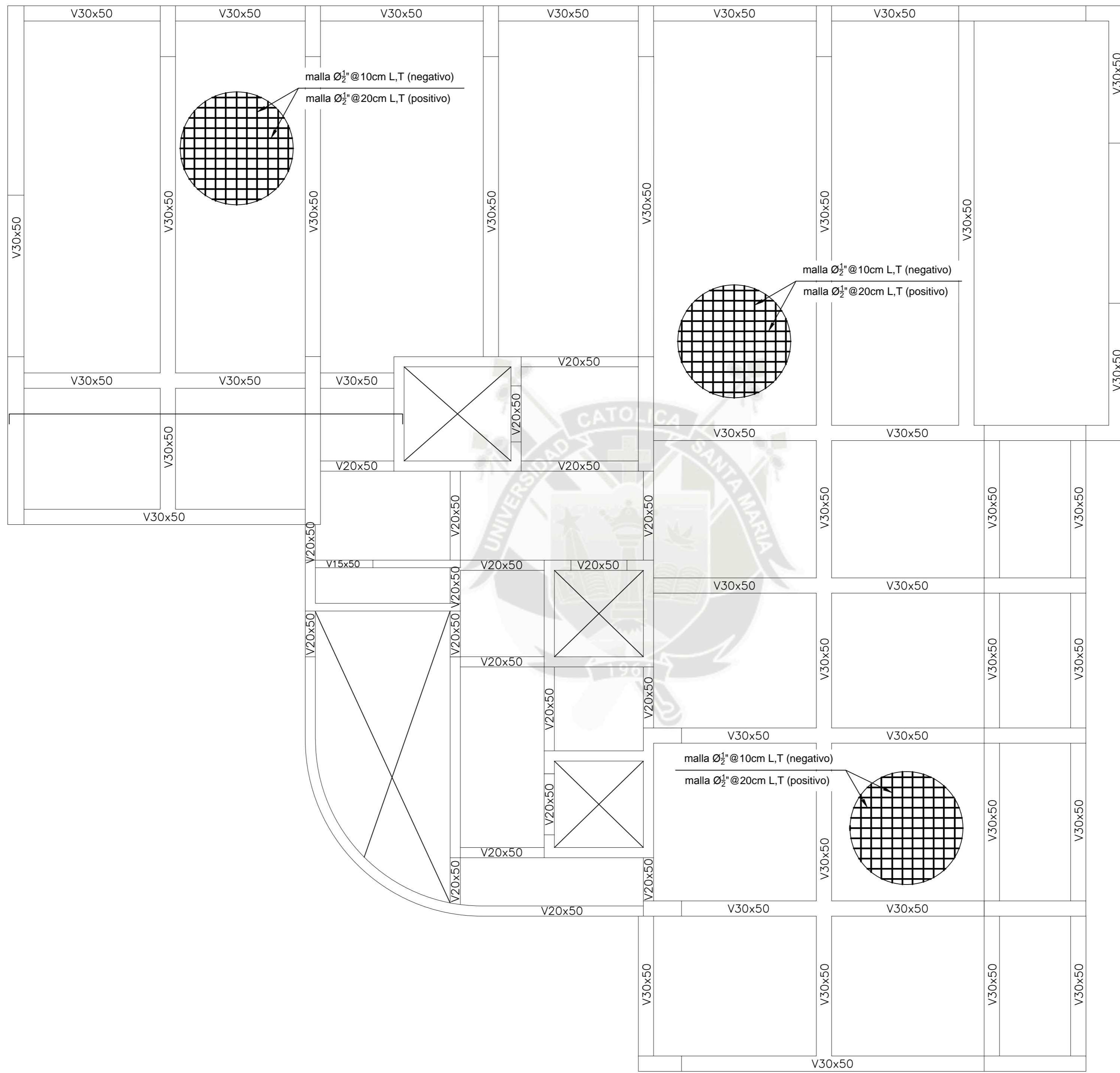
PLANO: ESTRUCTURAS DETALLE DE MUROS DE CORTE	INGENIEROS: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA
TESISTA: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	FECHA: SET 2013 ESCALA: 1/50



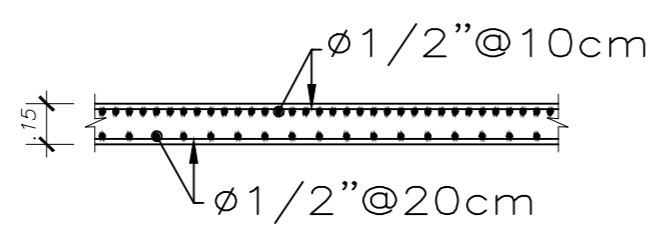
LOSA MACIZA ORTOTROPA SOTANOS 4 A 1
 Espesor t=15cm



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		E-09
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO		
PLANO : ESTRUCTURAS LOSA MACIZA SOTANOS	DISEÑO ESTRUCTURAL: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	
TESISTA : BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	FECHA : SET 2013 ESCALA : 1 / 50	

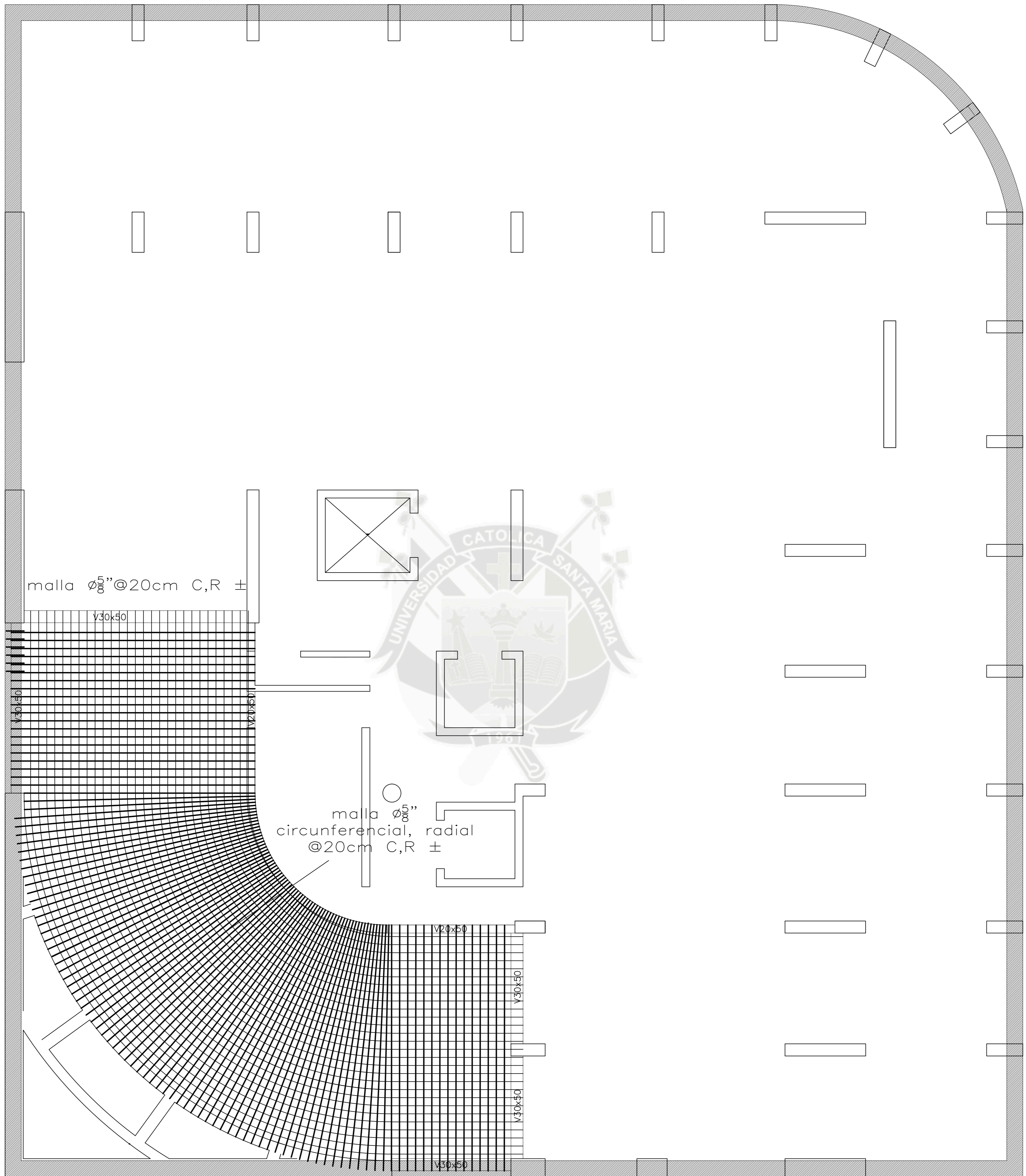


LOSA MACIZA ORTOTROPA PISOS 1 A 21
 Espesor t=15cm



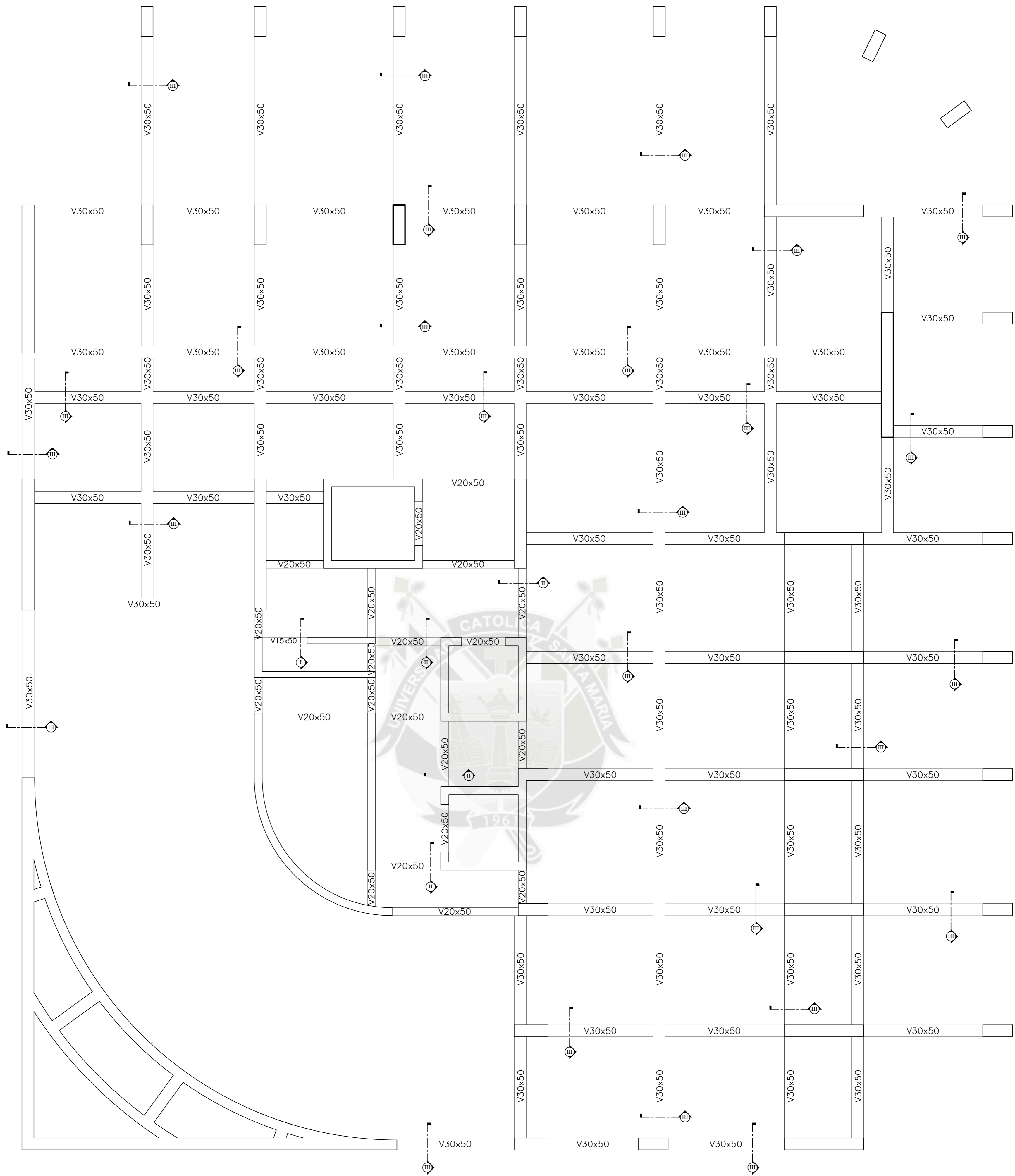
ELEVACION TIPICA DE TECHO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		E-10
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO		
PLANO : ESTRUCTURAS LOSA MACIZA PISOS 1 A 21	<small>DISEÑO ESTRUCTURAL:</small> BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA <small>FECHA :</small> SET 2013 <small>ESCALA :</small> 1 / 50	
TESISTA : BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA		

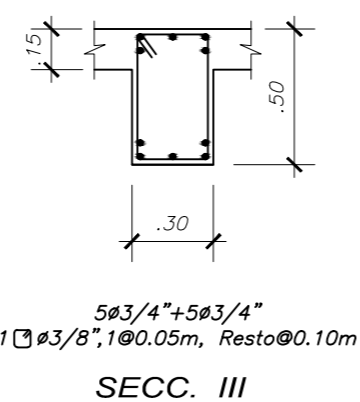
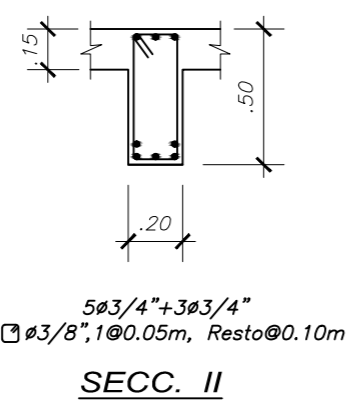
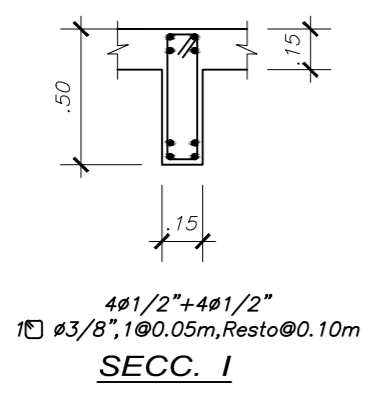


LOSA MACIZA ORTOTROPA RAMPA SOTANOS 4 A 1
 Espesor $t=20\text{cm}$

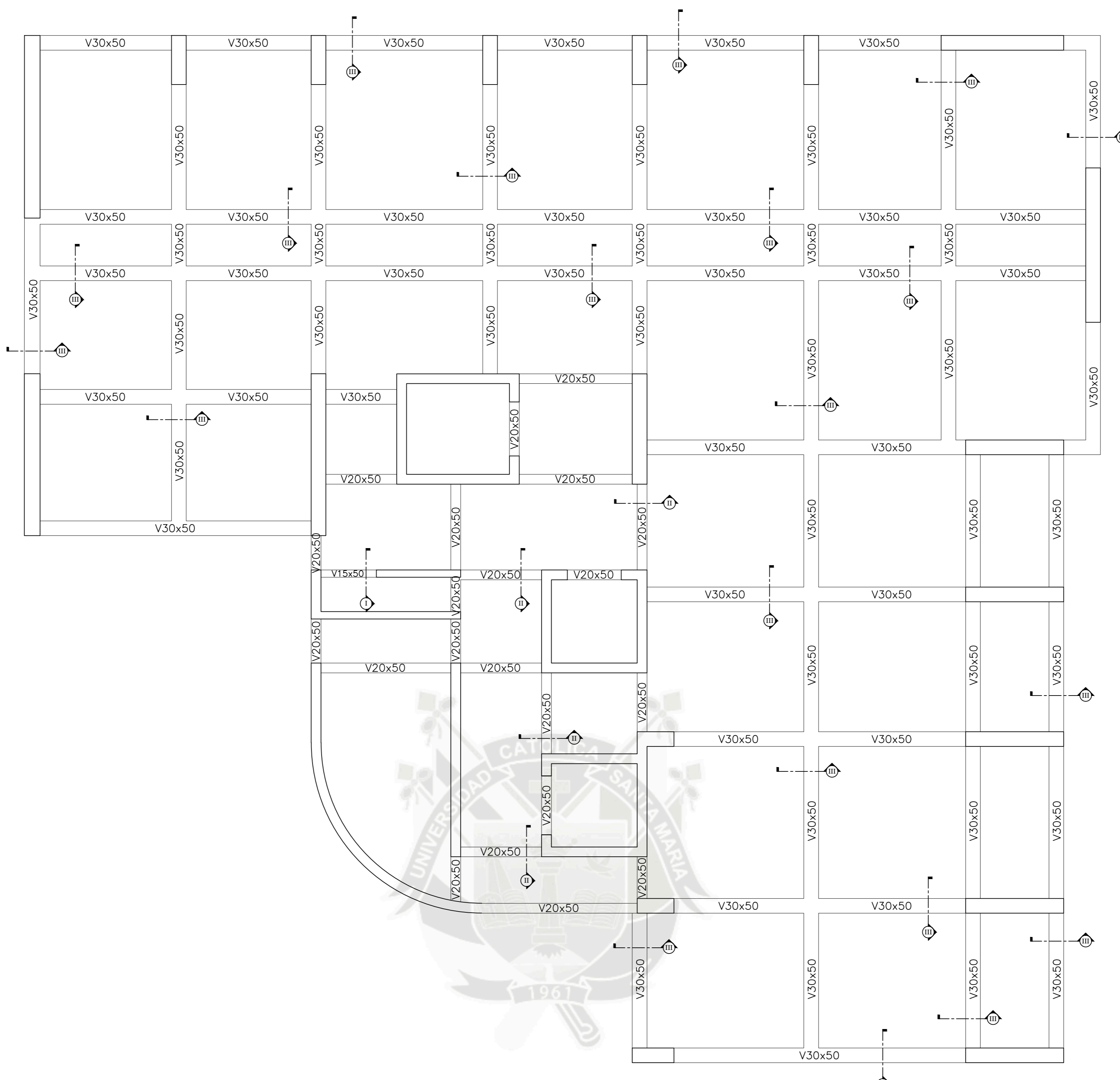
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		E-11
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO		
PLANO : ESTRUCTURAS LOSA MACIZA DE RAMPA	INGENIERO ESTRUCTURAL: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	
TESISTA : BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	FECHA : SET 2013 ESCALA : 1 / 50	



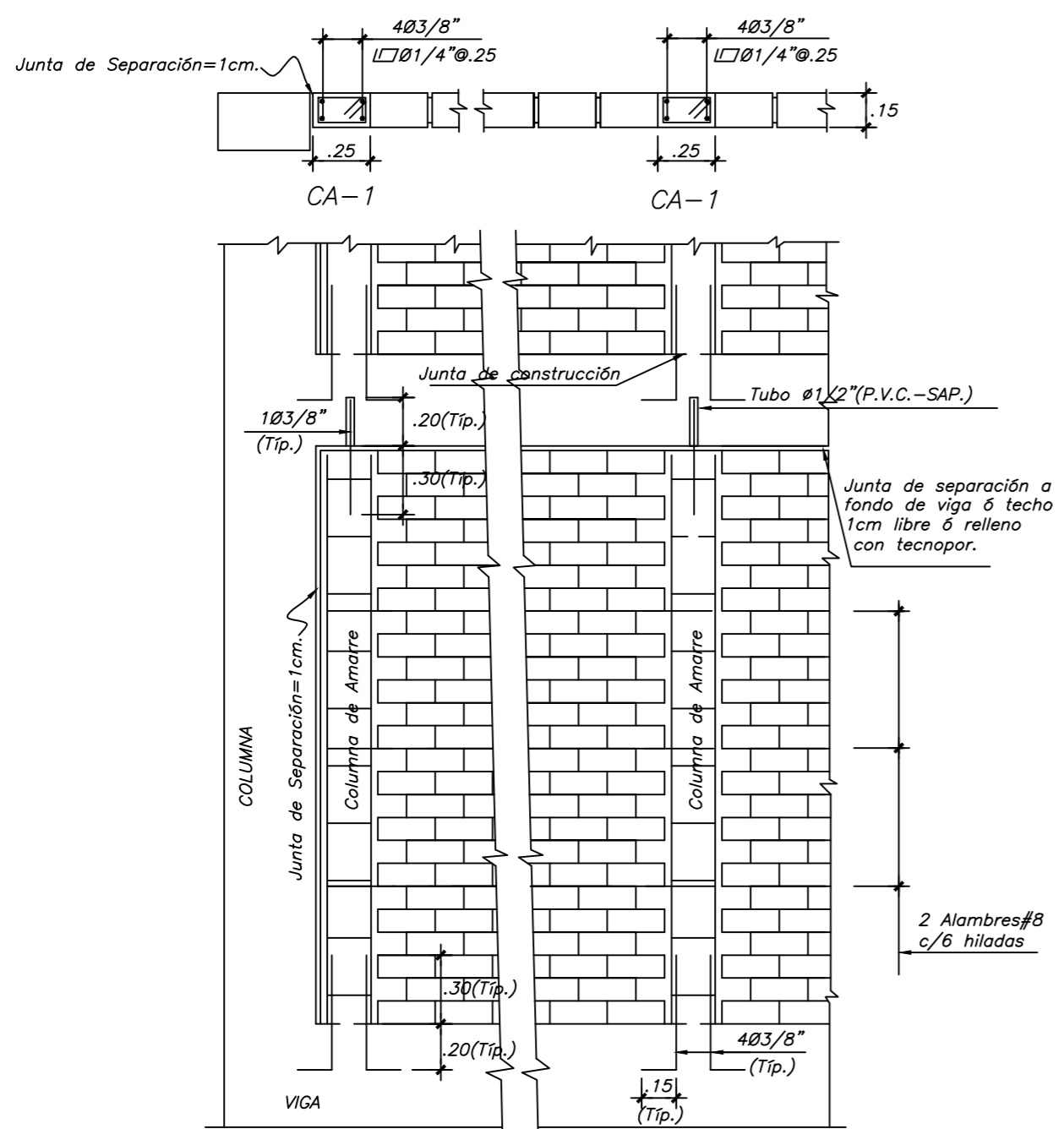
PLANTA DE VIGAS
SOTANO 4 AL PISO 1



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL		E-12
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO		
PLANO : ESTRUCTURAS VIGAS SOTANO 4 AL PISO 1	DISEÑO ESTRUCTURAL: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	
TESISTA : BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	FECHA : SET 2013 ESCALA : 1 / 50	

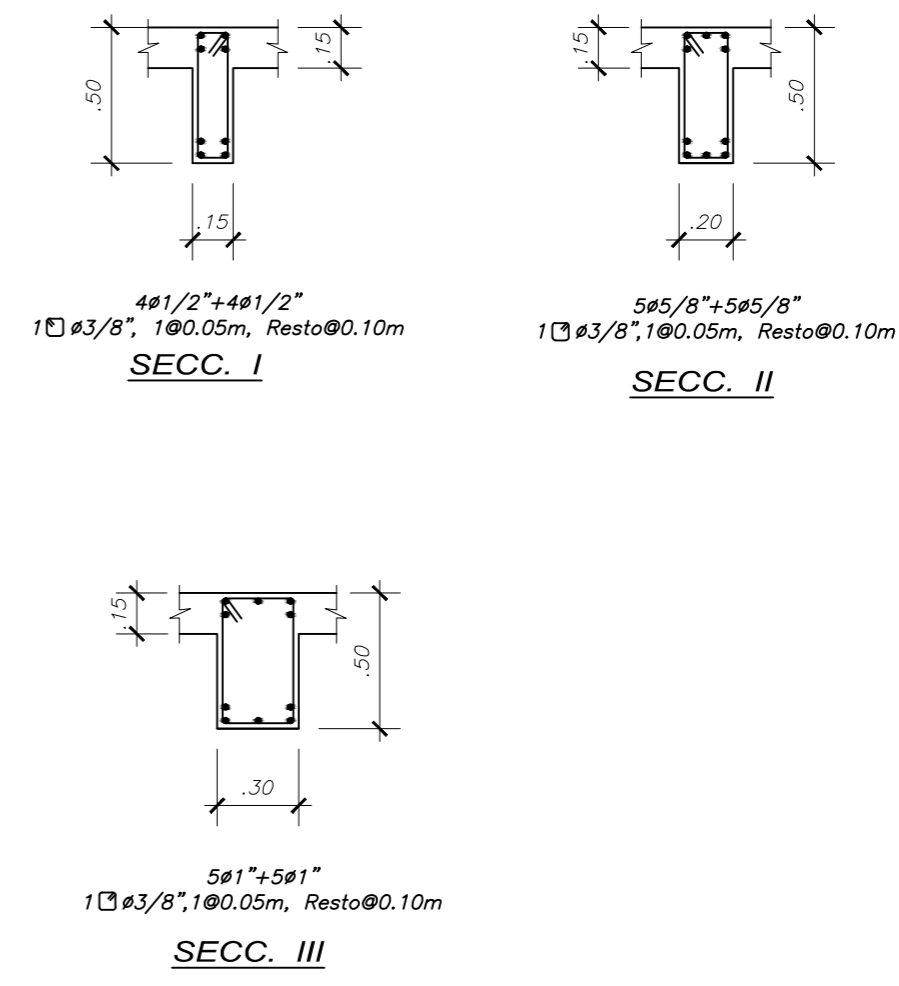


PLANTA DE VIGAS
PISO 2 A 10



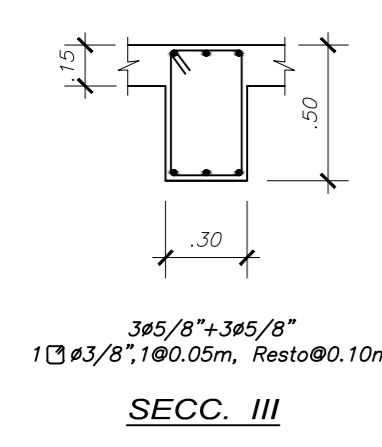
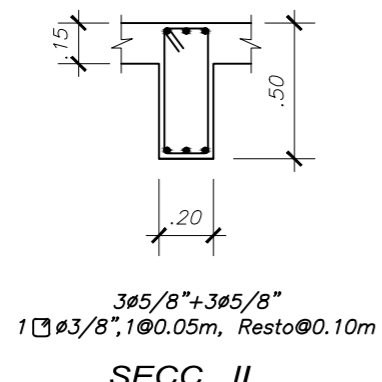
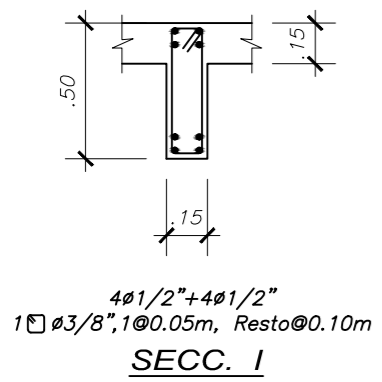
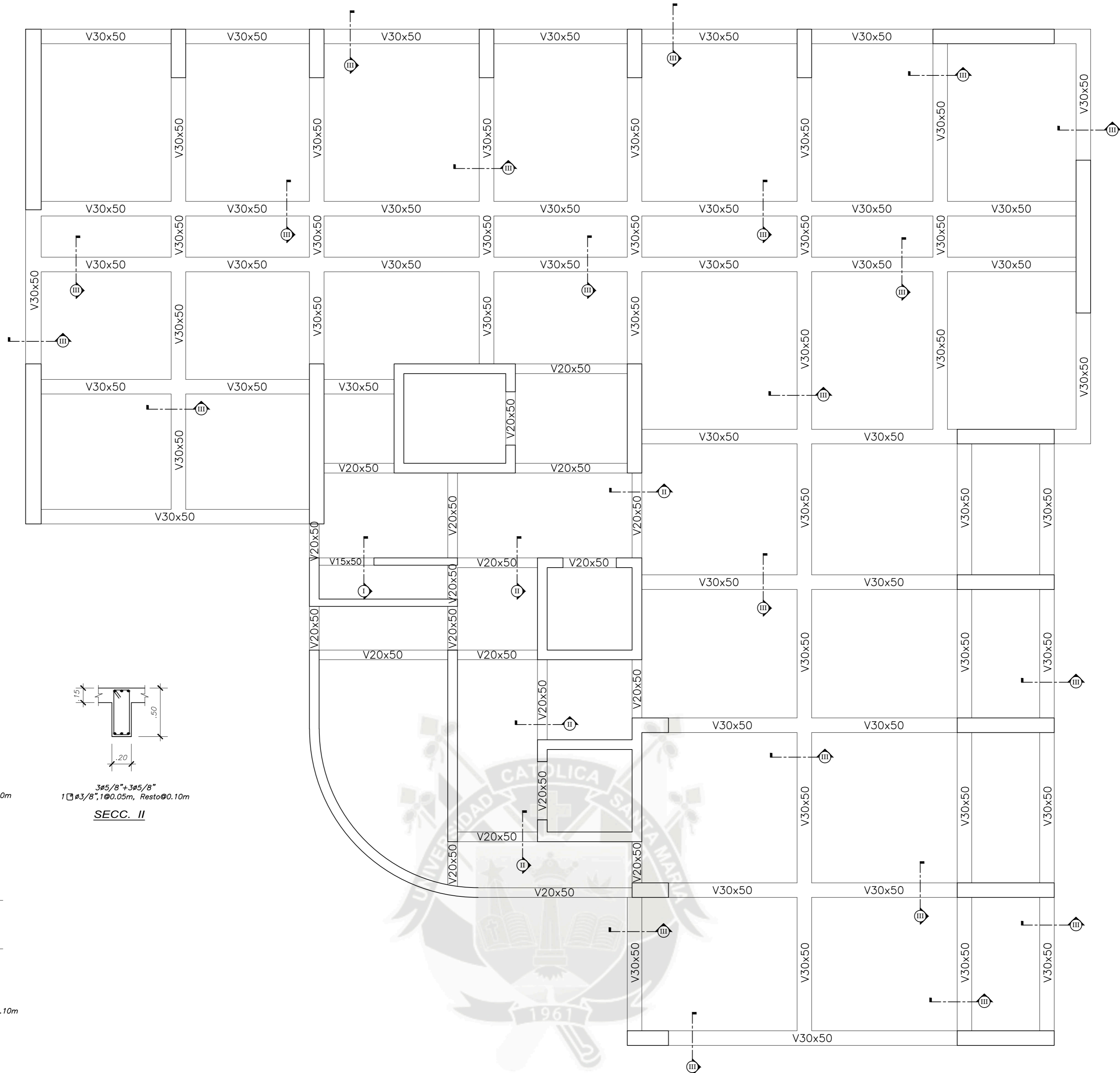
COLUMNETAS DE AMARRE DE TABIQUERIA NO PORTANTE

La separación máxima entre columnetas será de 3.5m. debiendo ir además en todos los extremos de vanos y muros. Los alambres doblan en U en las columnetas o son pasantes.

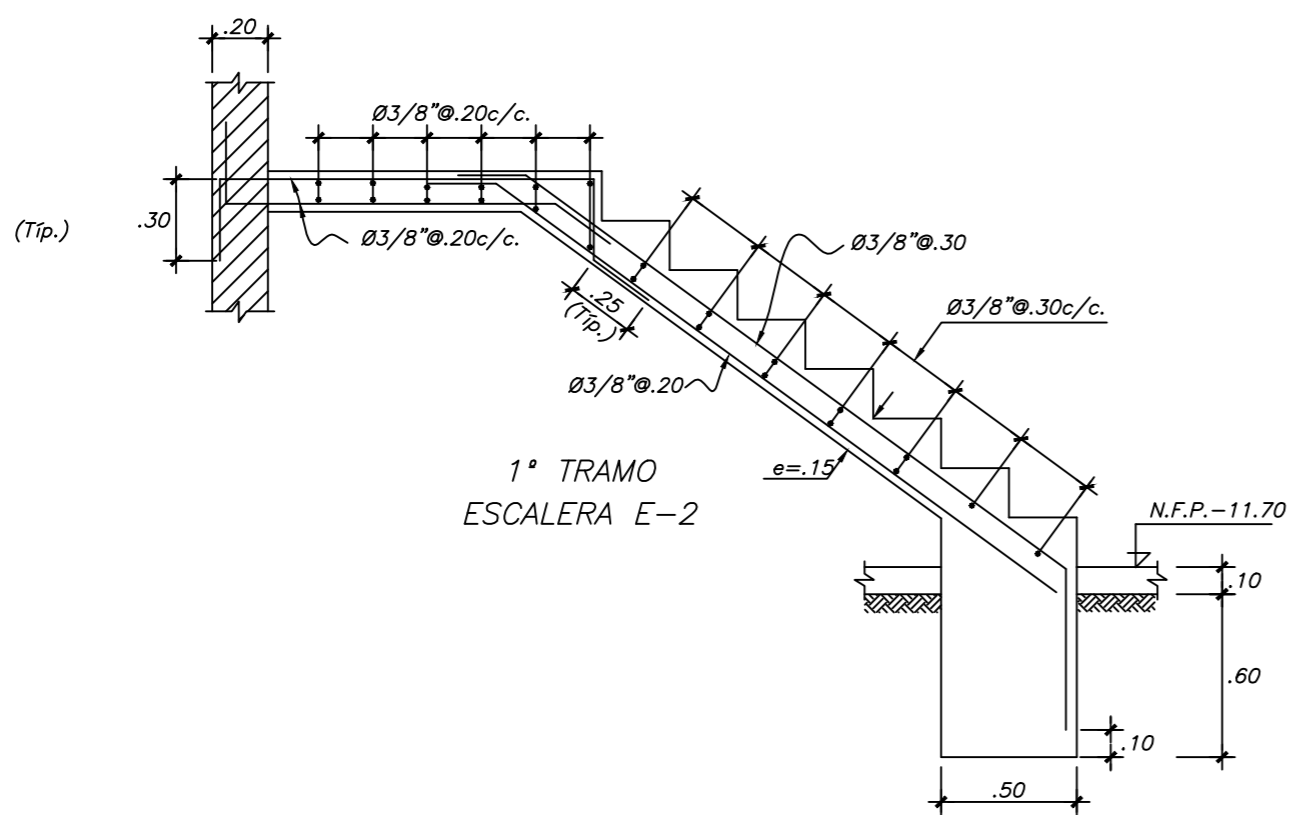
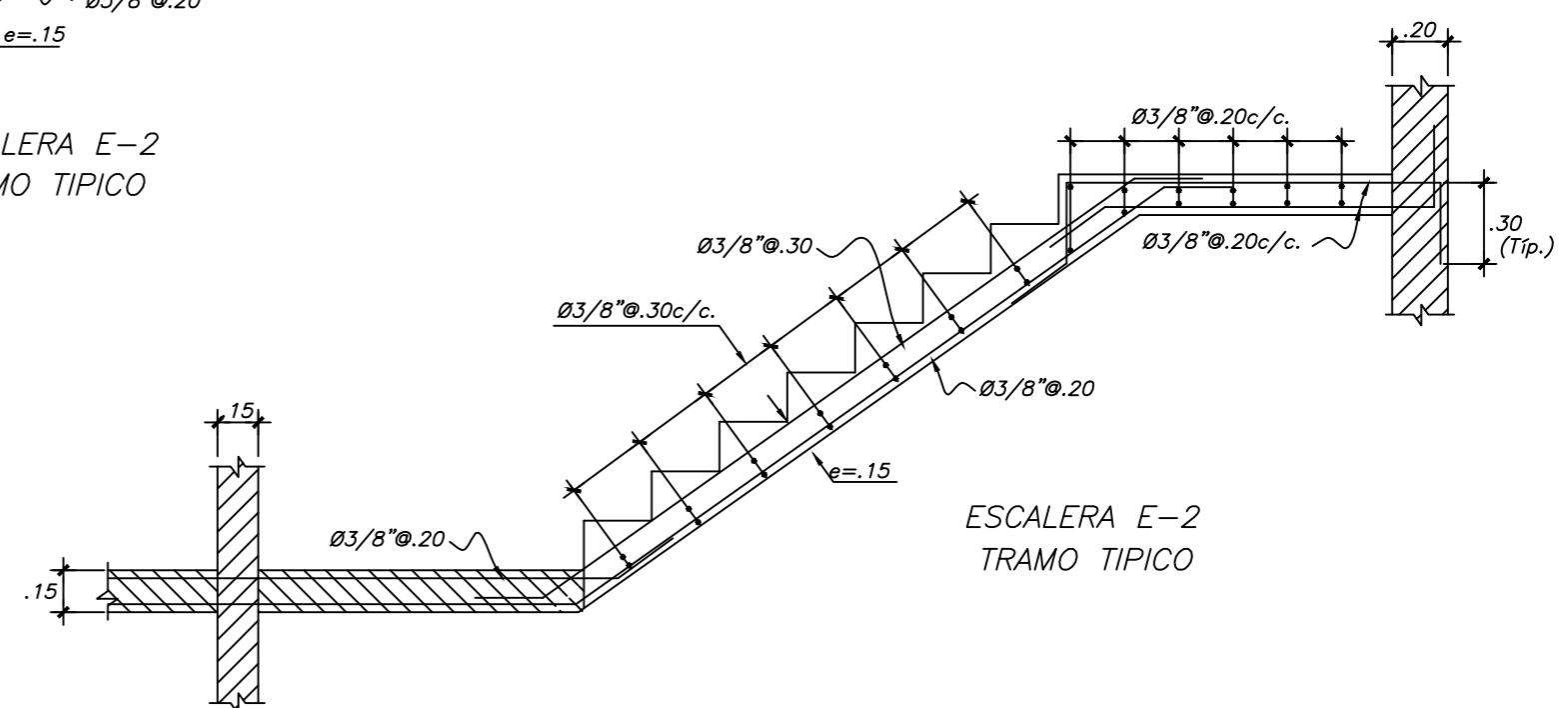
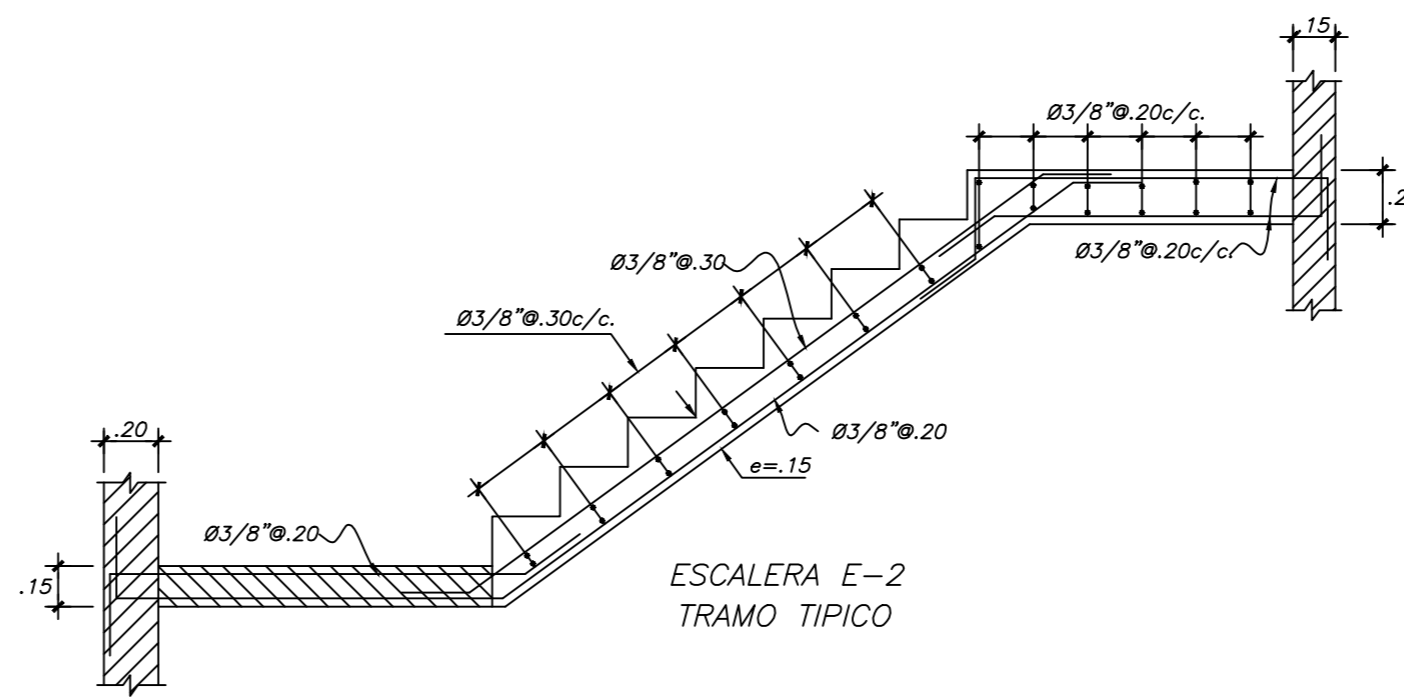
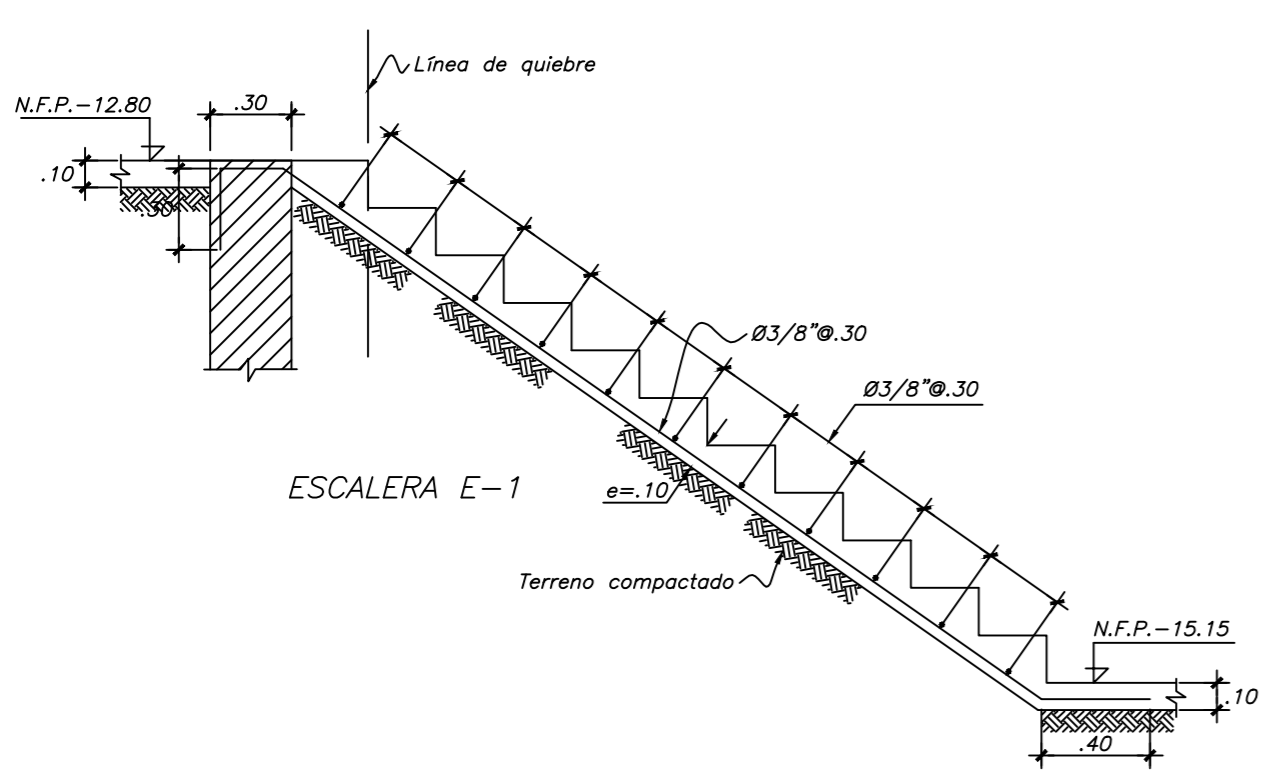


UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y 4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO	
PLANO : ESTRUCTURAS VIGAS PISOS 2 A 10	DISEÑO ESTRUCTURAL: BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA
TESISTA : BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA	FECHA : SET 2013
	ESCALA : 1 / 50

LAMINA :
E-13



PLANTA DE VIGAS
PISO 11 A 21



UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA
PROGRAMA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 21 PISOS Y
4 SOTANOS SOBRE SUELO ARENO-LIMOSO

PLANO : ESTRUCTURAS
VIGAS PISOS 11 A 21 - ESCALERA
TESISTA : BACH. CLAUDIA CHAVEZ MIRANDA

DISEÑO ESTRUCTURAL
BACH. CLAUDIA CHAVEZ
MIRANDA
FECHA : SET 2013
ESCALA : 1 / 50

LAMINA :

E-14