

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARIA
FACULTAD DE ARQUITECTURA, INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TÍTULO

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1
SEMISÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO**

Tesis presentado por el

Bachiller:

Freddy Alonso Lazo Ramos

Para obtener el Título

Profesional de:

Ingeniero Civil

AREQUIPA – PERU

2015

ÍNDICE

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO
SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO”

RESUMEN.....	1
ABSTRACT	3
CAPÍTULO I: GENERALIDADES DEL PROYECTO	5
1.1 INTRODUCCIÓN.....	6
1.2 DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.....	8
1.3 UBICACIÓN.....	17
1.3.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	17
1.3.2 UBICACIÓN UTM.....	17
1.3.3 ACCESIBILIDAD	19
1.3.4 TOPOGRAFÍA.....	20
1.3.5 GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA.....	21
1.4 NORMATIVIDAD Y REGLAMENTO.....	22
1.5 CARGAS DE DISEÑO.....	22
1.6 MATERIALES EMPLEADOS.....	24
1.7 PROPIEDADES DEL SUELO.....	27
1.7.1 OBJETIVO DEL ESTUDIO.....	27
1.7.2 NORMATIVIDAD.....	28
1.7.3 INFORMACIÓN PREVIA.....	28
1.7.4 EXPLORACIÓN DE CAMPO.....	29
1.7.5 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	30
1.7.6 PERFIL DEL SUELO.....	33
1.7.7 SISMICIDAD.....	33
1.7.8 NIVEL DE NAPA FREÁTICA.....	34
CAPÍTULO II: ESTRUCTURACIÓN	37
2.1 PRINCIPIOS DE ESTRUCTURACIÓN.....	38
2.2 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.....	38
2.2.1 ESTRUCTURACIÓN DE LA SUPER ESTRUCTURA.....	39
2.2.2 ESTRUCTURACIÓN DE LA SUB ESTRUCTURA.....	42
2.3 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO PROYECTADO.....	43
2.3.1 UBICACIÓN DE COLUMNAS	44
2.3.2 UBICACIÓN DE PLACAS.....	44
2.3.3 UBICACIÓN DE LOSAS.....	46
2.3.4 UBICACIÓN DE VIGAS PRINCIPALES.....	47
2.3.5 UBICACIÓN DE VIGAS SECUNDARIAS.....	47
2.3.6 UBICACIÓN DEL CISTERNA.....	47

Bach. Freddy Alonso Lazo Ramos

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

2.3.7 UBICACIÓN DEL CUAARTO DE MÁQUINAS DEL ASCENSOR	47
2.3.8 UBICACIÓN DE LA ESCALERA	48
2.4 ESQUEMA DE ESTRUCTURACIÓN	49
2.5 PREDIMENSIONAMIENTO.....	50
2.5.1 LOSAS ALIGERADAS.....	50
2.5.2 LOSAS MACIZAS.....	52
2.5.3 VIGAS.....	53
2.5.4 COLUMNAS	55
2.5.5 MUROS DE CORTE.....	57
2.5.6 ESCALERAS	59
2.8 METRADO DE CARGAS.....	60
2.8.1 CARGA MUERTA.....	61
2.8.2 CARGA VIVA.....	70
2.8.3 PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN.....	73
CAPITULO III: ANALISIS ESTRUCTURAL	75
3.1 ANALISIS SISMICO	76
3.1.1 PARAMETROS SISMICOS	78
3.2 ANALISIS ESTATICO	83
3.2.1 VERIFICACIÓN DEL CORTANTE QUE ABSORVEN LAS PLACAS	88
3.3 ANALISIS DINAMICO	89
3.3.1 PROCEDIMIENTO POR EL PROGRAMA ETABS.....	89
3.3.2 ACELERACIÓN ESPECTRAL.....	94
3.3.3 MODOS DE VIBRACIÓN Y PERIODOS RESULTANTES	97
3.3.4 FUERZA CORTANTE MINIMA EN LA BASE.....	98
3.3.5 COMPARACION Y CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS.....	99
3.3.6 SEPARACIÓN SÍSMICA	102
3.4 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	102
CAPÍTULO IV: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO	104
4.1 INTRODUCCIÓN.....	105
4.2 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	106
4.3 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	111
4.4 DISEÑO DE VIGAS.....	118
4.4.1 DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL	118
4.5 DISEÑO DE COLUMNAS.....	130
4.6 DISEÑO PLACAS	144
4.7 DISEÑO DE ESCALERAS	153
4.8 DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	157

Bach. Freddy Alonso Lazo Ramos

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

4.8 DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	160
CAPÍTULO V: INSTALACIONES SANITARIAS	164
5.1 INTRODUCCIÓN.....	165
5.2 DATOS TECNICOS PARA LA INSTALACION DE AGUA POTABLE	165
CAPÍTULO VI: COSTOS Y PRESUPUESTOS	181
6.1 INTRODUCCIÓN.....	182
6.2 DATOS TECNICOS PARA LA INSTALACION DE AGUA POTABLE	182
6.3 DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO AGUA	183
6.4 PRESUPUESTO	183
6.5 FÓRMULA POLINÓMICA.....	183
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	191
BIBLIOGRAFÍA.....	193



RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo el desarrollo del análisis estructural de un edificio de 8 pisos con 1 semisótano cuyo uso está destinado para viviendas de uso multifamiliar. Cuenta con 1 escalera principal que sirve como circulación vertical y se ubica a la mitad del edificio en frente a la calle. Además cuenta como una rampa el cual sirve de acceso para vehículos hacia el semisótano. Debido al número de pisos, la estructura tiene un ascensor el cual cuenta con las exigencias mínimas de la norma. El almacenamiento de agua potable será a través de un sistema directo de agua mediante un sistema hidroneumático y bombas las cuales impulsarán el agua hasta el punto más desfavorable a una presión mínima. El diseño estructural de la tesis es el propósito final de la tesis, así como el estudio de su comportamiento sísmico.

La tesis cuenta con 5 capítulos:

El CAPÍTULO I trata de las generalidades del proyecto, descripción del proyecto tanto en su arquitectura, como en el espacio en el que se ubica. Además se hace un estudio de suelos para hallar las propiedades del terreno donde se cimentará la edificación.

En el CAPÍTULO II se menciona la estructuración del edificio, se hace un estudio de las irregularidades del proyecto, así como se nombra la ubicación de los elementos estructurales para luego hacer el pre dimensionamiento de cada uno.

El CAPÍTULO III trata del análisis sísmico estático y dinámico mediante la aplicación de criterios dictados por la norma peruana y el uso de software ETABS. El fin del análisis es la de la determinación de los esfuerzos máximos

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

que actuarán ante un evento sísmico para así poder tener resultados que sean los más precisos posibles para el diseño definitivo de los elementos estructurales.

El CAPÍTULO IV engloba todo el diseño de cada uno de los elementos estructuras, cumpliendo así las exigencias mínimas dictadas por la NORMA PERUANA.

Todo el diseño de instalaciones sanitarias, cálculo de diámetros de tuberías y selección del sistema hidroneumático y de la electrobomba incluyen en el CAPÍTULO V

Finalmente, en el CAPÍTULO VI se hizo los costos y presupuestos de la edificación, así como la fórmula polinómica.



ABSTRACT

This thesis aims at the development of structural analysis of an 8-story building with one basement whose use is intended for use multifamily housing. It has 1 main staircase that serves as vertical circulation and is located in the middle of the building across the street. It also has a ramp which serves as vehicle access to the basement. Due to the number of floors, the structure has a lift which has the minimum requirements of the standard. The potable water storage will be through a direct system water by a hydropneumatic system and pumps which drive the water to the worst at a pressure point. The structural design of the thesis is the ultimate purpose of the thesis, and the study of its seismic behavior.

The thesis has 5 chapters:

Chapter I is an overview of the project, description of the project both in its architecture and space in which it is located. In addition, a soil survey is to find the properties of the ground where the building will build.

CHAPTER II in structuring the building mentioned, a study of irregularities in the project is done, and the location of the structural elements is named for then do the pre sizing each.

Chapter III deals with the static and dynamic seismic analysis by applying standard issued by the Peruvian and using software ETABS criteria. The purpose of the analysis is to determine the maximum efforts to act before a seismic event in order to have results that are as accurate as possible to the final design of the structural elements.

CHAPTER IV encompasses the whole design of each of the structures elements, fulfilling the minimum requirements dictated by the Standard.

Bach. Freddy Alonso Lazo Ramos

Página 3

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

The whole design of sanitary installations, calculation of pipe diameters and selection of the hydropneumatic system and electric bomb included in Chapter V
Finally, costs and budgets of the building and the polynomial formula was done in Chapter VI.





CAPÍTULO I

CAPÍTULO I

GENERALIDADES DEL PROYECTO

1.1 INTRODUCCIÓN

Ante el incremento de la población en la ciudad de Arequipa en los últimos años, se ha generado un déficit en viviendas. Un contraste de ello ha hecho que la población invada las afueras de la ciudad de una forma muy desordenada. Estas lotizaciones han obligado que se requieran instalaciones de redes de agua y desagüe, construcción de vías, red de electricidad y teléfono; servicios básicos que a la larga, se convierten en metas prácticamente, inasequibles para el sector C.

Ante esta demanda por adquirir una vivienda, y ante la falta de terrenos en la ciudad, vemos que existe otro tipo de crecimiento exponencial; el vertical, que se viene observando con la construcción de edificios multifamiliares de 8 a 10 pisos de la mano de una arquitectura moderna que mejora la calidad de vida de la población. Debido a la fácil accesibilidad de créditos y gracias a la mejora y estabilidad económica de la región, los sectores A y B se han visto favorecidos. Como resultado, éstos buscan créditos hipotecarios a largo plazo al tener una cuota mensual más baja.

Por lo exhibido anteriormente, en esta tesis se busca ofrecer una opción de vivienda multifamiliar destinada al sector B de la población con servicios necesarios básicos y viables, y con una infraestructura y arquitectura

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

adecuada, moderna y segura, adaptándose a la realidad socio-económica de la región.

Además de lo expuesto, su interés radica en que permite poner en uso los conocimientos aprendidos en Diseño de Concreto Armado, Análisis Estructural, Instalaciones de Interiores y Programación de Obra así como el empleo de diferentes softwares estudiados en la fase de pregrado.

✓ **Objetivos generales**

- Realizar el análisis, diseño de los elementos estructurales, costos y presupuestos, instalaciones sanitarias de un edificio de 8 plantas con un semisótano destinado para viviendas multifamiliares dándoles así; la comodidad, confort, seguridad y economía necesarios que todo ciudadano debe tener.

✓ **Objetivos Específicos**

- Uso del reglamento nacional de edificaciones y ACI-318.
- Desarrollar el análisis sísmico de la estructura, evaluando las derivas, cargas y fuerzas de la estructura.
- Diseño adecuado de los elementos estructurales y dibujo de planos del proyecto que aporten seguridad y funcionamiento.
- Determinación del tipo de suelo a través de un EMS para cálculos de la cimentación.
- Estimación de un presupuesto del edificio usando el software S10.
- Diseño de las instalaciones sanitarias.

1.2 DESCRIPCIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

La presente tesis tiene como finalidad desarrollar el análisis y diseño estructural de un edificio de 8 niveles típicos con 1 sótano a partir de los planos de Arquitectura para la habilitación del que consta y se bosqueja sobre un terreno de 401.73 m². Su uso está destinado para vivienda multifamiliar.

En el plan director de Arequipa; la zonificación y microzonificación sísmica, el edificio se encuentra en la Zona II y existe una alta propensión a la alta amplificación dinámica, principalmente en los materiales aluviales vecinos del Batolito de la Caldera. El nivel freático se encuentra a una profundidad mayor que 5.0 m, la capacidad portante es inferior a 2,0 kg/cm² y el periodo de vibración del suelo es de 0.42 seg., disminuyendo hasta 0,16 seg. en la vecindad de la Caldera. En esta zonificación los asentamientos son poco probables, el cual no posibilita que el proyecto. Sin embargo; en base a la clasificación del suelo por condiciones generales de uso, es un suelo urbanizable.

Las áreas cumplen con las exigencias mínimas que el Reglamento Nacional de Edificaciones exige. La planta típica se muestra a continuación:

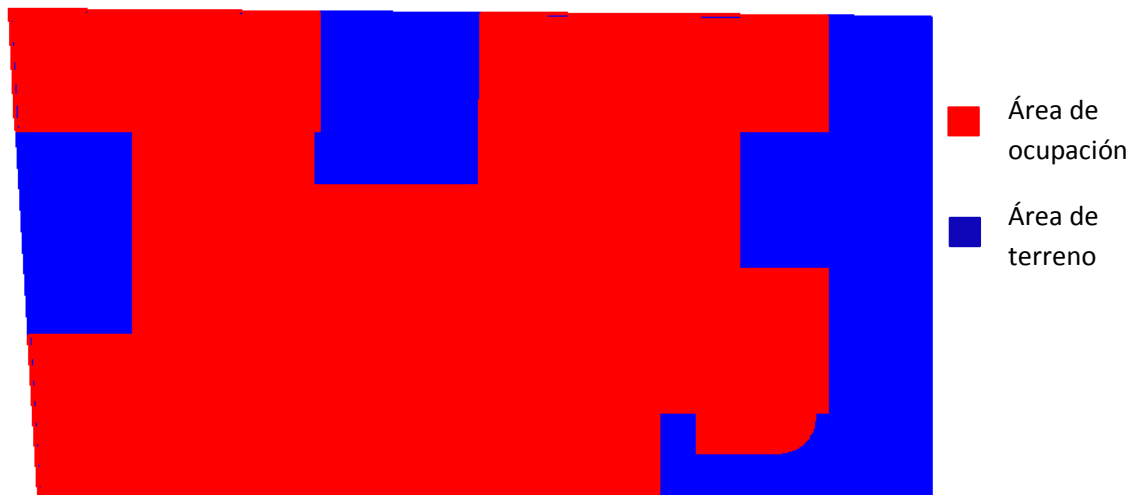
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Fig. 01 Perímetro del área de terreno y ocupación.

AREA DE TERRENO:	401.70 m ²
AREA DE OCUPACIÓN:	288.63 m ²
AREA DE CONSTRUIDA:	3 112.50 m²

El edificio tiene una altura total de 24.60 m siendo la altura del entrepiso 2.60 m. Además está compuesto por 1 sótano y 16 departamentos, distribuidos a razón de 2 departamentos por cada nivel y está diseñado de tal manera que asegure una adecuada iluminación y ventilación de cada ambiente. Asimismo, la entrada principal consta de una escalera que encuentra en la parte frontal derecha de la edificación.

Para la circulación vertical en el edificio el proyecto de arquitectura consideró ubicar una escalera principal común ubicado en la parte central del edificio y un ascensor destinado para 6 personas los cuales acceden a un pasadizo que conecta con las escaleras de ingreso.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

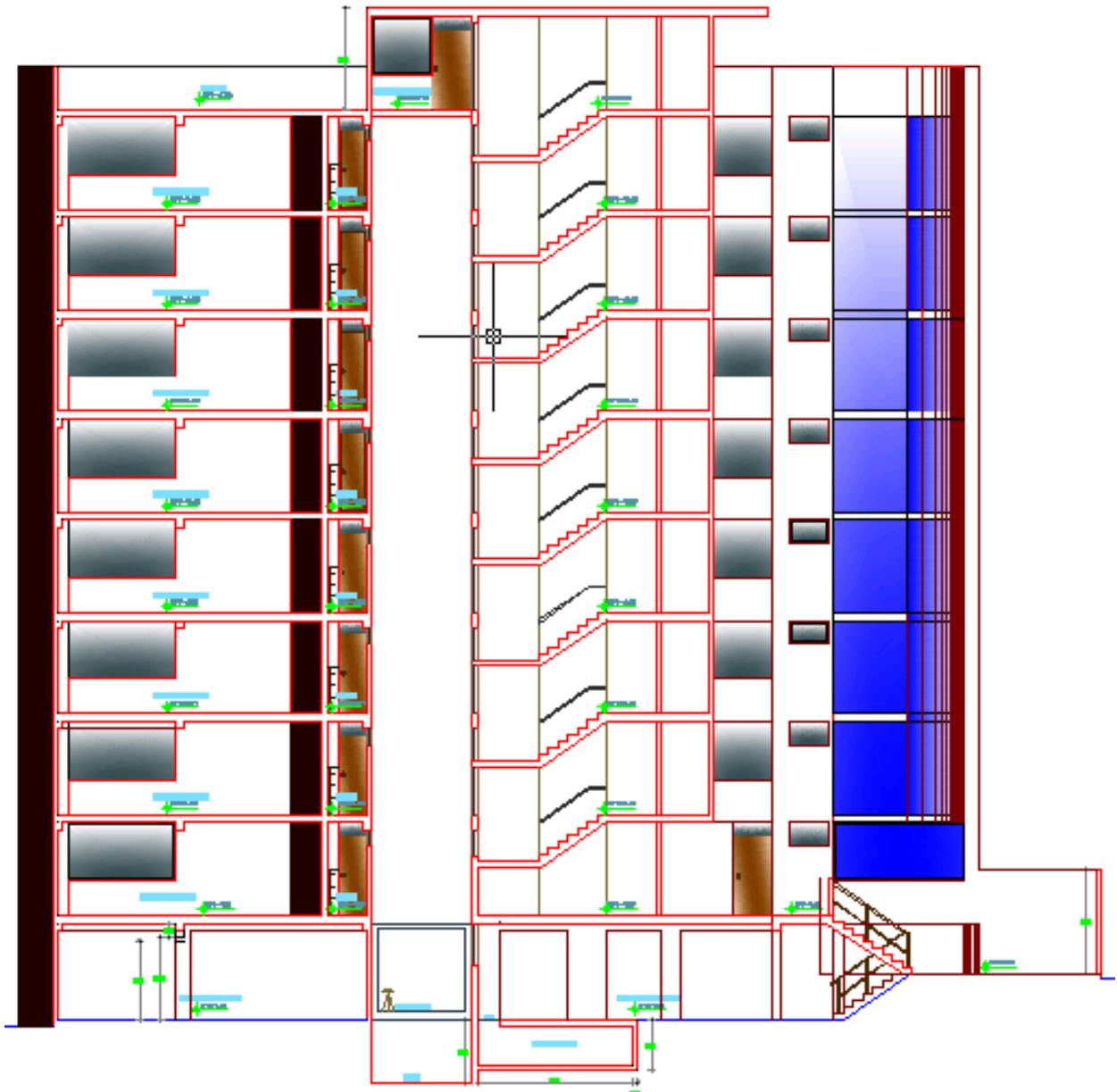


Fig. 02 Elevación principal del edificio.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Igualmente; para el ingreso peatonal hacia el estacionamiento, dicha escalera de ingreso conecta con el sótano. El sótano comprende además, una rampa de 3.00 m para el acceso de los vehículos, estacionamientos para 11 vehículos, 1 caja de ascensor y 1 área destinada para el tanque cisterna.

El piso típico del 1ro al 8vo piso tiene propósitos de vivienda y cada piso está constituido por 2 bloques (departamentos), cada uno tiene acceso a un pasillo común que conecta con las escaleras y con el ascensor. La distribución de ambientes de cada bloque se especifica a continuación:

- El **bloque "A"** está compuesto por 2 Dormitorios, 1 Estar, 1 Cuarto de video, 1 Patio de servicios, 1 Cocina, 1 Comedor, 1 Sala y 3 Baños.
- El **bloque "B"** está compuesto por 3 Baños, 3 Dormitorios, 1 Sala, 1 comedor, 1 Estar, 1 Cocina y 1 Patio de servicio.

En la azotea se encuentra el cuarto de máquinas del ascensor. Su acceso es por medio de las escaleras principales que vienen del 8vo piso típico.

Para el suministro de agua potable se ha dispuesto una cisterna el cual está enterrado y ubicado al lado derecho de la fosa del ascensor además de un cuarto de bombas para el sistema hidroneumático. Sobre las redes de agua y desagüe se tiene previsto que sean empotradas y en algunos casos, se ha provisto de ductos adyacentes a los baños que alojarían a las tuberías verticales y que; además, servirían para la ventilación y circulación del aire del edificio.

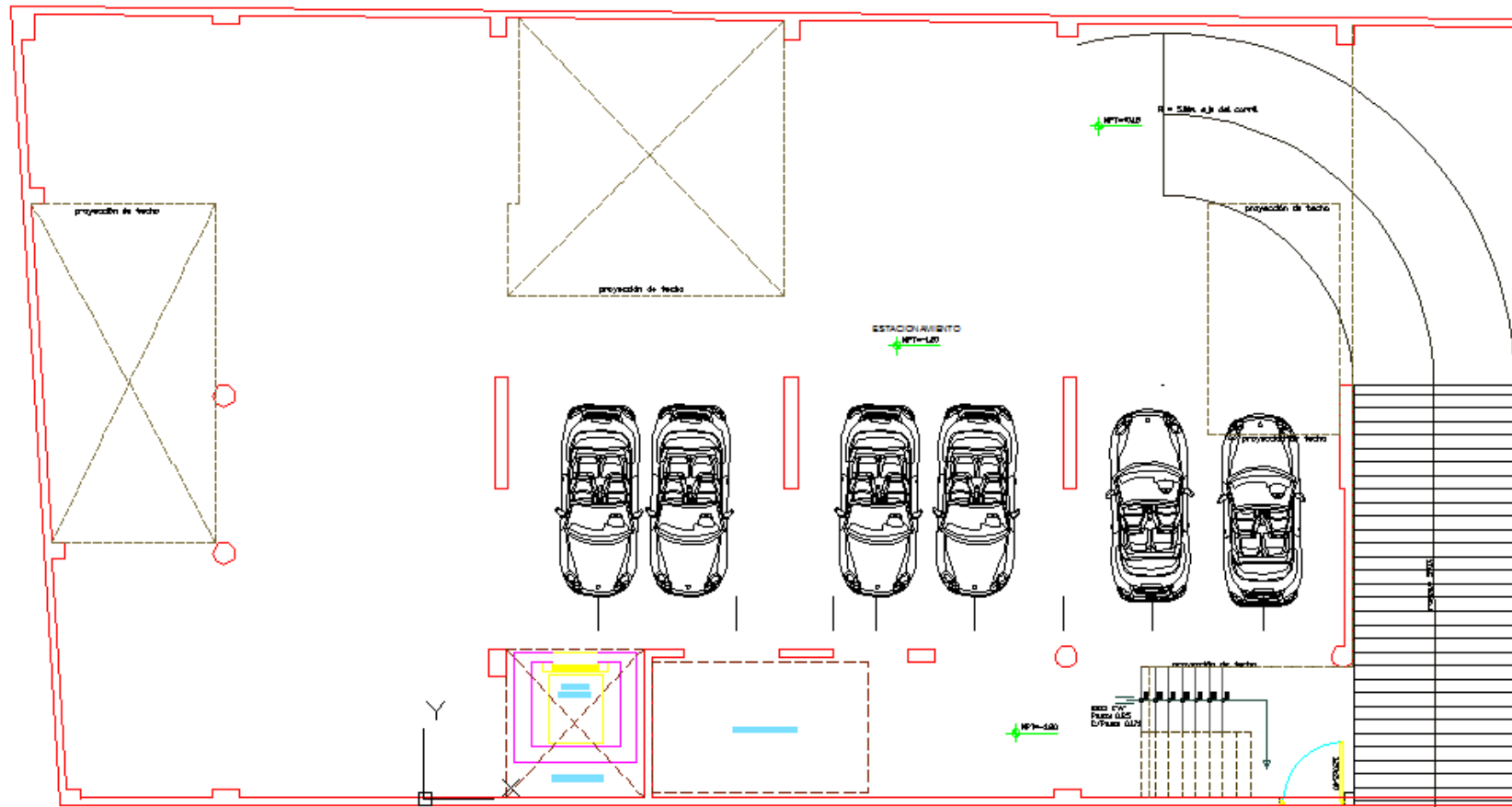


Fig. 03 Planta del sótano.

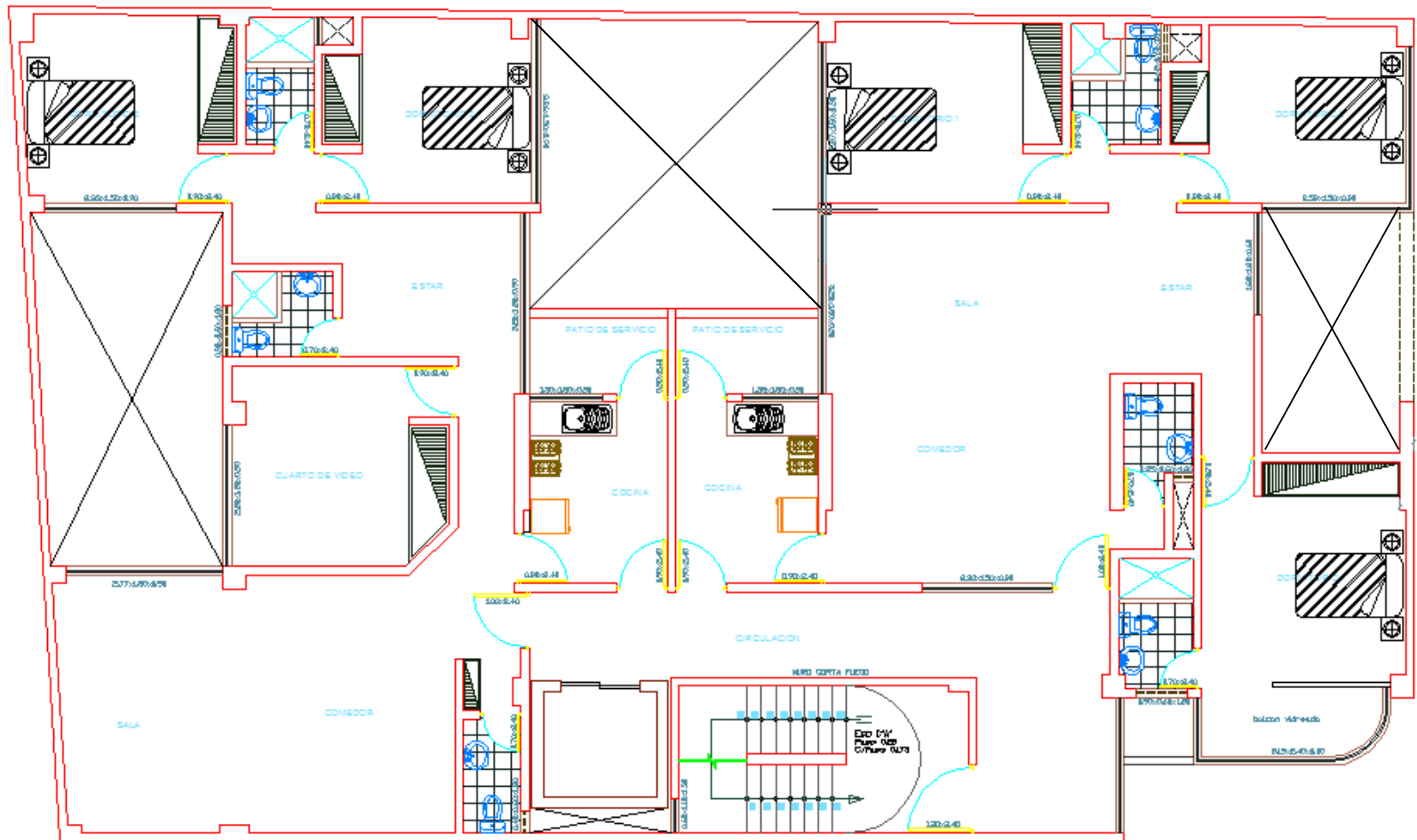


Fig. 04 Planta típica del 1er al 8vo nivel.

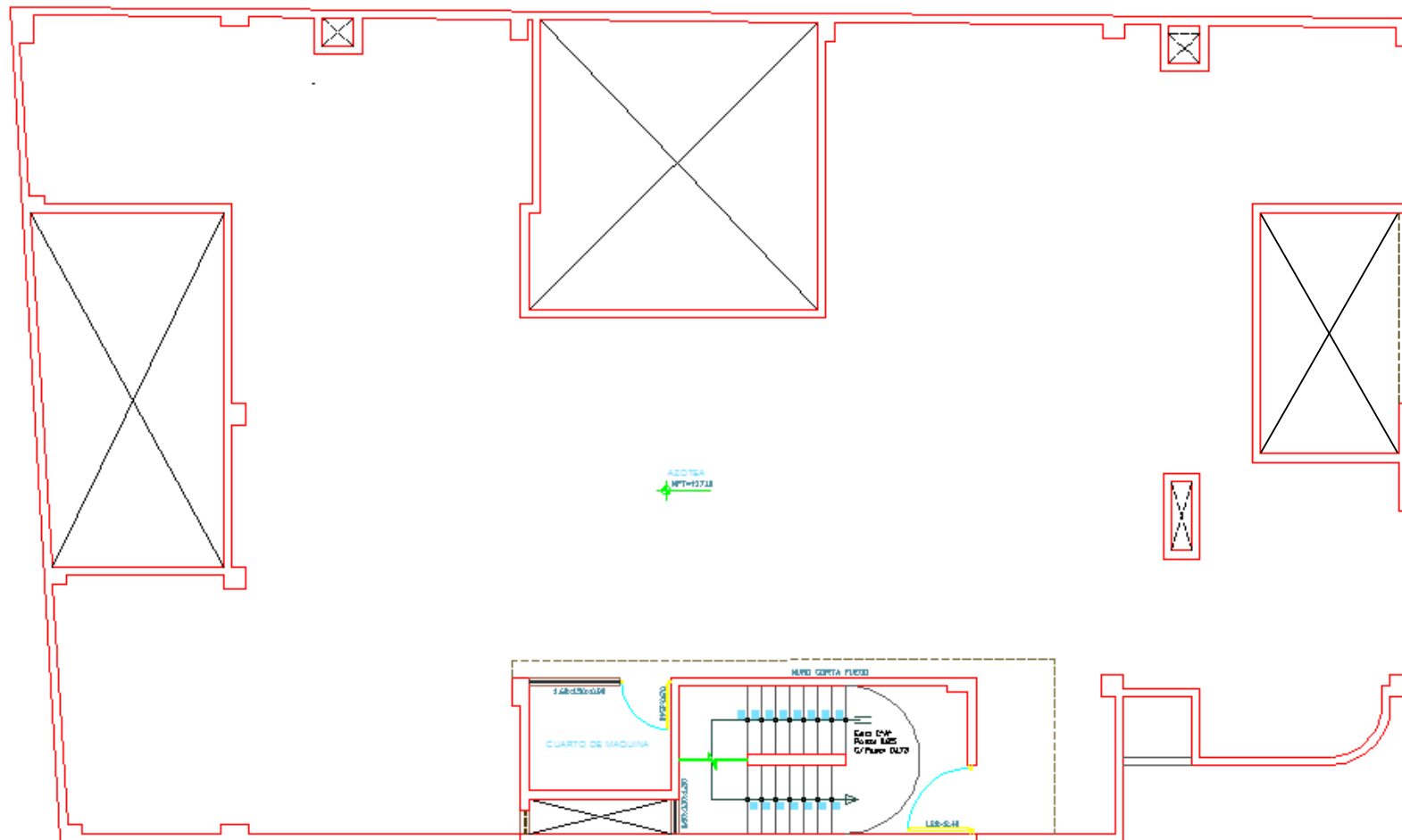


Fig. 05 Planta de la Azotea.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Los detalles de las plantas, cortes y elevaciones del proyecto se muestra con mayor precisión den los planos de arquitectura.

Es importante mencionar que la distribución arquitectónica consiste en un sistema simétrico que ayudan a resistir cargas de sismo y además que el sistema constructivo planteado es en base a muros estructurales (placas) otorgándole al edificio la resistencia y seguridad adecuada para soportar fuerzas estáticas y dinámicas.

En el siguiente cuadro se muestra los ambientes que comprenden cada nivel con sus áreas:

Cuadro de Áreas del Sótano

PISO	AMBIENTE	ÁREA	UND
Sótano	• Área tanque cisterna	11.00	m ²
	• Caja de ascensor	7.39	m ²
	• Rampa de ingreso vehicular	62.87	m ²
	• Escaleras de ingreso peatonal	9.96	m ²
	• Estacionamientos	310.51	m ²
	ÁREA CONSTRUIDA:	401.73	m²

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Cuadro de Áreas del 1er al 8vo piso (típico)

PISO	AMBIENTE	ÁREA	UND
1er al 8vo piso (Bloque A)	• Dormitorio 1	14.45	m ²
	• Dormitorio 2	14.31	m ²
	• SS.HH. 1	3.45	m ²
	• SS.HH. 2	3.47	m ²
	• SS.HH. 3	4.20	m ²
	• Estar + Pasadizo	14.54	m ²
	• Cuarto de video	15.62	m ²
	• Patio de Servicio	4.01	m ²
	• Cocina	9.71	m ²
	• Sala	16.60	m ²
	• Comedor	20.43	m ²
		<i>Área Departamento Bloque B</i>	120.79
Área común	• Caja de ascensor	7.25	m ²
	• Caja de escaleras principales	15.65	m ²
	• Pasadizo de circulación	22.84	m ²
1er al 8vo piso (Bloque B)	• Dormitorio 1	14.91	m ²
	• Dormitorio 2	15.60	m ²
	• Dormitorio 3	15.51	m ²
	• SS.HH. 1	3.88	m ²
	• SS.HH. 2	5.21	m ²
	• SS.HH. 3	3.93	m ²
	• Estar	10.71	m ²
	• Patio de Servicio	3.86	m ²
	• Cocina	9.76	m ²
	• Sala	17.24	m ²
	• Comedor	17.31	m ²
	• Balcón vidrado	4.18	m ²
	<i>Área Departamento Bloque B</i>	122.10	m ²
	ÁREA CONSTRUIDA x Nivel:	288.63	m ²

Cuadro de Áreas de la Azotea

PISO	AMBIENTE	ÁREA	UND
Azotea	• Cuarto de máquinas	8.20	m ²
	• Azotea	257.64	m ²
	• Caja de escaleras principal	22.79	m ²
	ÁREA CONSTRUIDA:	288.63	m ²

1.3 UBICACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado en:

País : Perú
Departamento : Arequipa
Provincia : Arequipa
Ciudad : Arequipa
Distrito : Socabaya
Dirección : Av. Salaverry Manzana T Lote 7

1.3.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

Norte : Lote 8
Sur : Lote 12 y Lote 6
Este : Av. Salaverry
Oeste : Lote 12

1.3.2 UBICACIÓN UTM

Las coordenadas UTM son las siguientes:

- 16,471488 S
- 71,528846 O
- 2287 msnm

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

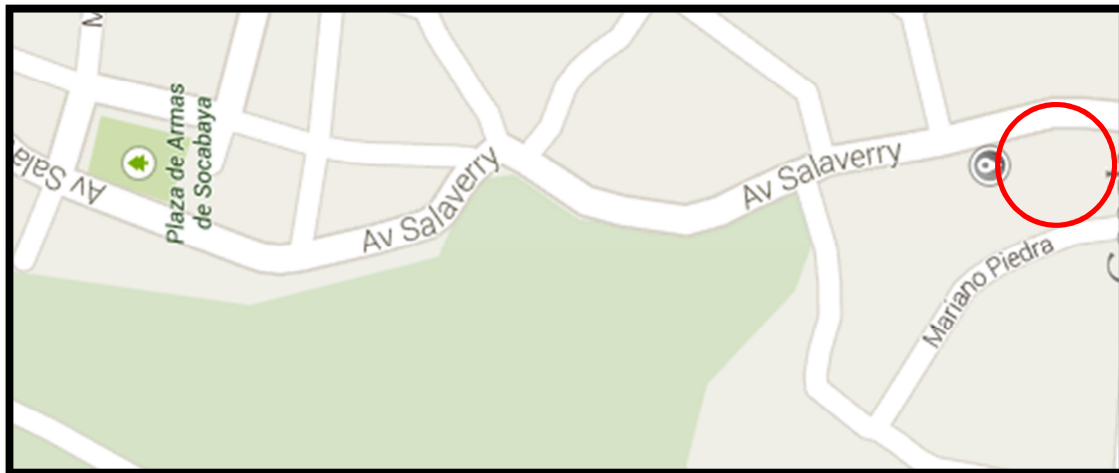


Fig. 06 Plano de Localización del Proyecto.

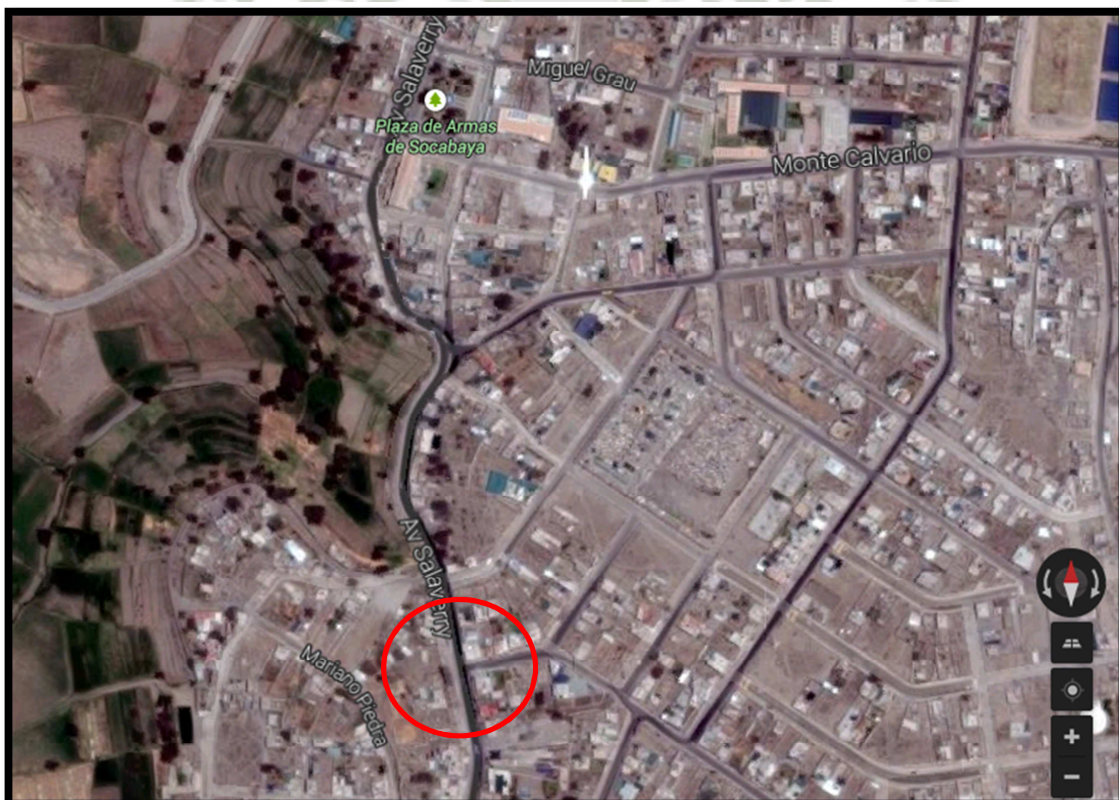


Fig. 07 Mapa de ubicación del proyecto.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

1.3.3 ACCESIBILIDAD

El terreno del proyecto por encontrarse en una zona urbana del distrito tradicional de Socabaya cuenta pistas asfaltadas y se encuentra como a 15 minutos del centro de la ciudad.

Para poder ubicar el terreno, el único acceso es mediante la avenida principal Salaverry que comienza con la bifurcación de la Av. Socabaya.

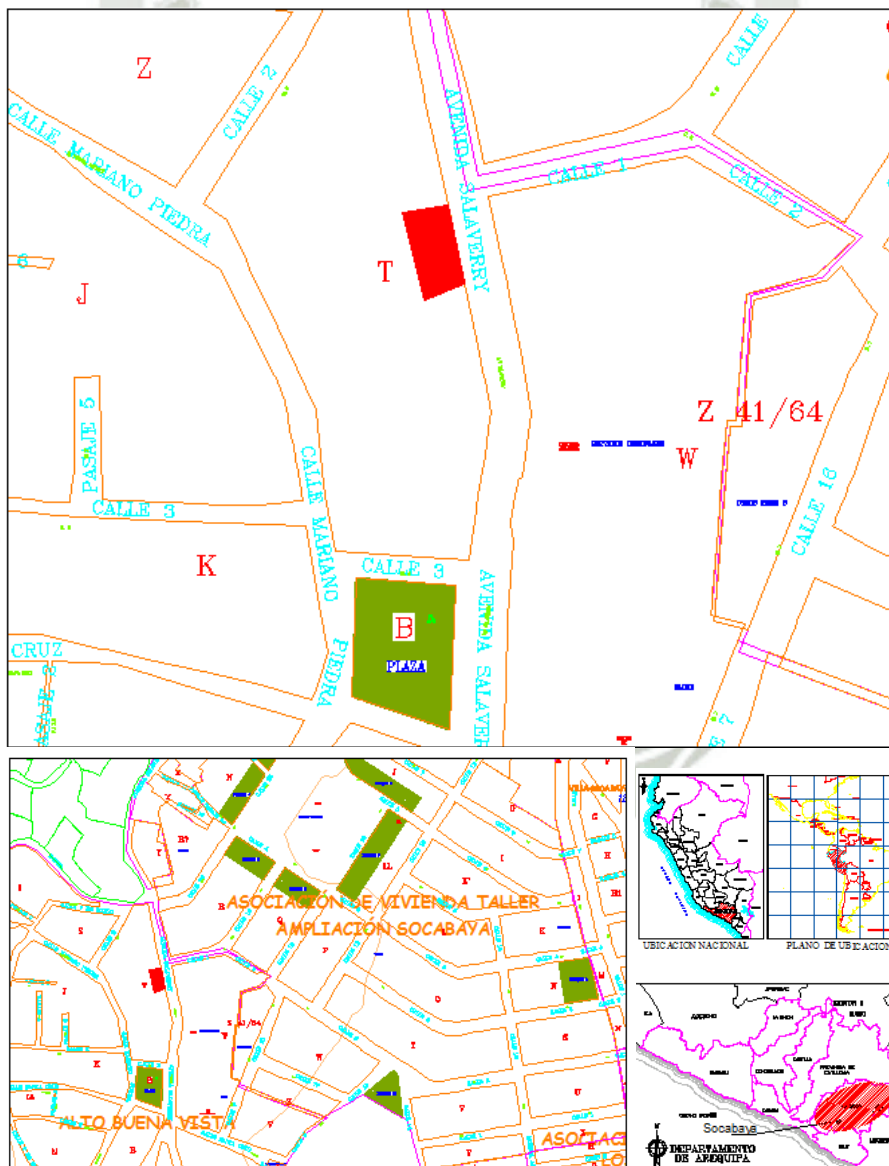


Fig. 08 Plano de ubicación

1.3.4 TOPOGRAFÍA

Los relieves pronunciados e irregulares representan un problema en la etapa de construcción de la edificación. La topografía del lugar es desigual con respecto a los lados laterales; siendo así, una superficie inclinada tanto en su largo como en su ancho con un relieve relativamente plano y sin relieves destacados ni cambios bruscos. Requerirá de un movimiento de tierras lo cual no dificultaría el proceso constructivo y pero si se necesitaría un nivelado del terreno.

En la etapa de diseño y análisis estructural, la topografía del lugar no representaría un problema significativo, además de la toma de muestras del suelo para ensayos de laboratorio.



Fig. 09 Foto de la topografía del terreno.

1.3.5 GEOLOGIA Y GEOMORFOLOGÍA

En el área en estudio se encuentra en la parte suroeste de la ciudad, cerca de la Cordillera de Ladera, la cual se caracteriza por presentar un relieve de cerros de superficie rocosa, con drenaje dendrítico y esporádicamente paralelo.

Debido al origen volcánico de los suelos, en la ciudad de Arequipa se presenta una geología muy errática, encontrándose unidades de rocas ígneas intrusivas, extrusivas., sedimentarias y metamórficas cuyas edades se ubican en forma discontinua desde el prepaleozoico hasta el cuaternario reciente. El lugar del proyecto tenemos:

- *Flujos de Barro (Qf-b1)*: Compuestos por bloques andesíticos de diversos tamaños, cuyos intersticios están rellenos por una matriz arenotufácea.

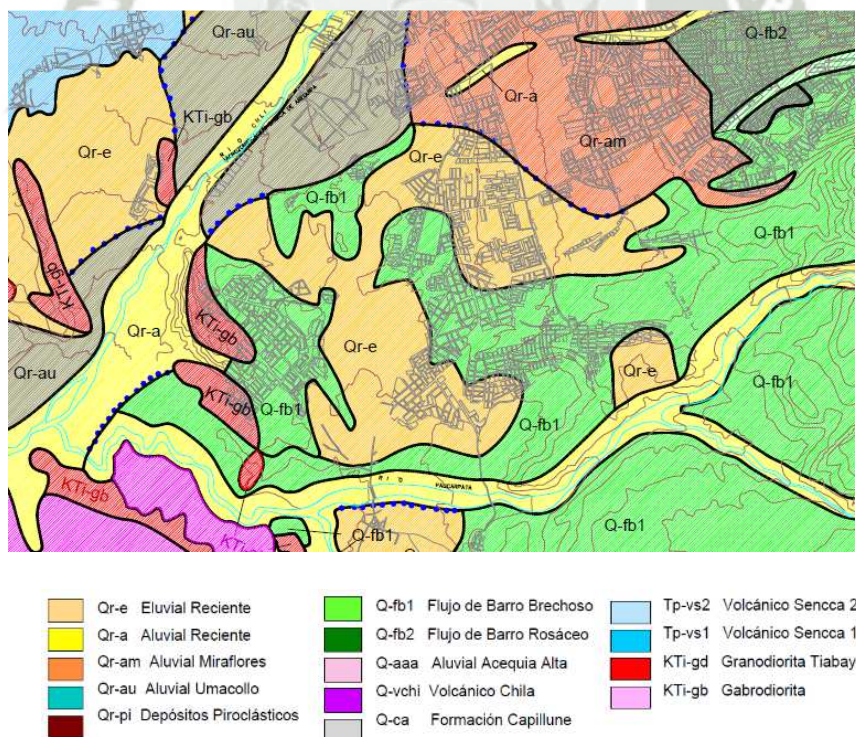


Fig 10. Mapa geológico de la zona de estudio

1.4 NORMATIVIDAD Y REGLAMENTO

En todo el procedimiento del cálculo, análisis y diseño de la edificación se usaron las siguientes Normas concernientes al “Reglamento nacional de edificaciones” referentes a:

- ✓ E.020 Cargas
- ✓ E.030 Diseño sismorresistente
- ✓ E.050 Suelos y cimentaciones
- ✓ E.060 Concreto armado
- ✓ E.070 Albañilería
- ✓ IS.010 Instalaciones sanitarias para edificaciones

Adicionalmente se usaron normas complementarias para el diseño de concreto armado y metrados de las diferentes partidas.

- ✓ American Concrete Institute (ACI 318-14)
- ✓ Reglamento de metrados para obras de edificación y habilitaciones urbanas

1.5 CARGAS DE DISEÑO

La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre aquel durante la vida de la estructura, sin que se presente falla.

La norma peruana establece que en ningún caso las cargas empleadas en el diseño serán menores que los valores mínimos

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

establecidos por la Norma E.020. Adicionalmente precisa que las cargas mínimas establecidas están dadas en condiciones de servicio.

Finalmente, la estructura deberá resistir las cargas impuestas por la carga muerta y carga viva:

- a) **CARGA MUERTA:** Las cargas muertas se definen como aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida útil de la estructura como columnas, vigas, pisos, losas, escaleras, equipos fijos, tabiques, etc.
- b) **CARGA VIVA:** Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado y sus máximas intensidades durante toda su vida útil no se conocen con precisión por lo que las cargas vivas que se utilicen deben ser las máximas que se “espera” ocurran debido al uso de la edificación.
- c) **CARGA AMBIENTALES:** Para la tesis se usó la carga sísmica. Al igual que las cargas vivas, este tipo de cargas son inciertas tanto en magnitud como en distribución. Para una estructura dada las fuerzas sísmicas pueden determinarse mediante análisis dinámicos teniendo en cuenta las aceleraciones esperadas del terreno, la masa, la rigidez y el amortiguamiento de la construcción

Por tanto, cada elemento de la estructura se diseñará mediante el método de Diseño por Resistencia o Ruptura. El cual consiste en seleccionar las dimensiones de concreto y del refuerzo de manera que sus resistencias sean adecuadas para soportar las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos

de sobrecarga, utilizando cargas considerablemente mayores que las cargas que se espera que actúen en la realidad durante el servicio. Este es el método más utilizado en la actualidad.

En el Reglamento Nacional de Edificaciones y en el código A.C.I. establecen las combinaciones de carga mayoradas para determinar las resistencia requerida.

- ✓ $U = 1.4 CM + 1.7 CV$
- ✓ $U = 1.25 (CM + CV) \pm CVi$
- ✓ $U = 0.9 CM \pm CS$

1.6 MATERIALES EMPLEADOS

Los elementos estructurales están conformados por concreto armado compuesto por concreto y reforzado con barras de acero. Es importante conocer y entender el comportamiento de estos materiales ante las cargas resultantes para poder así diseñar de forma *segura, económica y funcional*.

- a) **CEMENTO:** El cemento tiene la propiedad principal de adhesión y cohesión necesarias para unir los agregados inertes y conformar una masa sólida de resistencia y durabilidad. El cemento Portland tipo III tiene la misma composición básica de los cementos Portland tipo I, pero ha sido mezclado en forma más cuidadosa. Debe cumplir con la norma NTP 334.009 y la ASTM C150.

- b) AGREGADOS:** Sobre los agregados es importante recalcar que el tamaño máximo de agregado grueso para concreto armado está controlado por debido a la congestión de acero que se pueda presentar.
- c) AGUA:** Se permite el uso de cualquier agua potable sin necesidad de ensayos. Su función principal es la de hidratar al cemento y mejorar la trabajabilidad de la mezcla.
- d) ADITIVOS:** Los concretos con aditivos suelen ser más durables, resistentes y se agrieta menos que una mezcla que no lo incluya, siendo los principales beneficios de su uso.
- e) CONCRETO SIMPLE:** El concreto simple es aquella que no tiene aceros de refuerzo. Se usa para tabiquería y tarrajeo.
- f) CONCRETO ARMADO:** Concreto que tiene armadura de refuerzo. Se utilizan aceros corrugados con el objetivo de favorecer la adherencia que se desarrolla en sus superficies de contacto y así se integren las propiedades del concreto simple y del acero de refuerzo.

A continuación mencionamos las principales propiedades del concreto armado:

- **Resistencia a la compresión ($f'c$)** : 210 kg/cm²
- **Módulo de elasticidad (E)** : $E = 15000 \sqrt{f'c}$

El módulo de elasticidad de un material es la relación entre el esfuerzo al que está sometido el material y su deformación unitaria. En el concreto representa la rigidez de este material ante una carga impuesta sobre el

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

mismo. Es importante conocer el módulo de elasticidad en el diseño de concreto armado puesto que este influye en las deflexiones, derivas y rigidez de una estructura.

- **Coeficiente de Poisson (μ)** : $\mu = 0.20$

El módulo de Poisson del concreto representa la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal o axial de algún elemento.

- **Módulo de corte (G)** : $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$

CONCRETO			
• $f'c$	Resistencia a la compresión	210.00	kg/cm ²
• E	Módulo de elasticidad	217370.65	kg/cm ²
• μ	Coeficiente de Poisson	0.20	
• G	Módulo de corte	90571.10	kg/cm ²
• γ	Peso específico	2400.00	kg/m ³

Tabla N° 01 Resumen propiedades del concreto

- g) ACERO:** La resistencia a la fluencia de los aceros comunes es aproximadamente 15 veces la resistencia a la compresión del concreto y más de 100 veces su resistencia a tensión. Es por esto que estos materiales trabajan mejor en combinación para resistir si el concreto se utiliza para resistir los esfuerzos de compresión y el acero los esfuerzos de tensión. El acero debe ser corrugado (A.C.I 3.5.1).

ACERO			
• f_c	Esfuerzo a la fluencia	4200	kg/cm ²
• E	Módulo de elasticidad	2x10 ⁶	kg/cm ²
• γ	Peso específico	7850.00	kg/m ³

Tabla N° 02 Resumen de propiedades del acero.

h) LADRILLO: Se usarán ladrillos macizos tipo King Kong H-9. Como la estructura es rígida, estando conformada por muros de concreto (placas) es probable que la rigidez de los tabiques de ladrillo sea pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado; en este caso, se desprejará en el análisis las rigideces de los tabiques ya que no será tan importante. *Por este motivo; en la tabiquería el ladrillo se utiliza sólo para muros divisorios y parapetos.*

1.7 PROPIEDADES DEL SUELO

1.7.1 OBJETIVO DEL ESTUDIO

El objetivo del estudio de la mecánica de suelos es establecer las propiedades, características y parámetros del terreno, principalmente la de la capacidad portante para aplicarlas en el cálculo de la cimentación del proyecto. Los ensayos del EMS se realizaron en el Laboratorio de Suelos de Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Santa María.

1.7.2 NORMATIVIDAD

Se usaron las siguientes normas del Reglamento nacional de Edificaciones:

- ✓ E.020 Cargas
- ✓ E.030 Diseño Sismo resistente
- ✓ E.050 Suelos y Cimentaciones
- ✓ Normas ASTM y AASHTO

Según la norma E.050 3.1 menciona los casos donde existe la obligatoriedad de realizar un EMS: “c) *Cualquier edificación no mencionada en “a)” de cuatro o más pisos de altura, cualquiera sea su área.*” Debido a que el proyecto tiene 8 pisos por lo que es necesario hacer un EMS.

1.7.3 INFORMACIÓN PREVIA

De los terrenos colindantes:

El uso actual de los terrenos vecinos al terreno a investigar es de viviendas individuales de no más de 2 pisos.

Información del terreno actual

Uso Actual : Terreno libre
Uso Futuro : Edificio multifamiliar

Información del proyecto

Uso futuro : Edificio multifamiliar
Nro. de pisos : 8 pisos con 1 semisótano
Tipo de estructura : Muros estructurales

1.7.4 EXPLORACIÓN DE CAMPO

❖ Consideraciones de ubicación y profundidad de las calicatas

Por tema de Tesis, se realizaron 3 puntos de investigación (calicatas), donde se extrajeron las muestras para el EMS. Tomando en cuenta la NTE E.050 en su artículo 11.b se hicieron 3 puntos de investigación.

Tipo de edificación	Número de puntos de investigación (n)
A	1 cada 225 m ²
B	1 cada 450 m ²
C	1 cada 800 m ²
Urbanizaciones para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	

(n) nunca será menor de 3, excepto en los casos indicados en el Artículo 3 (3.2).

Las 3 calicatas nombradas como C-1, C-2 y C-3 que se hicieron a cielo abierto ubicadas dentro del área del terreno del proyecto. Por un proyecto académico la profundidad de cada puntos de investigación es de 3.00 m. Las muestras sacadas de cada calicata fueron denominadas como M-1, M-2 y M-3 respectivamente.

❖ Ubicación de las calicatas

Las calicatas fueron extraídas en lugares dentro del terreno y ubicadas convenientemente de tal manera que se puedan sacar muestras representativas y abarquen todo el sector del terreno.

❖ Muestreo y registro de Información

A continuación se presenta un mapa de ubicación de cada calicata:

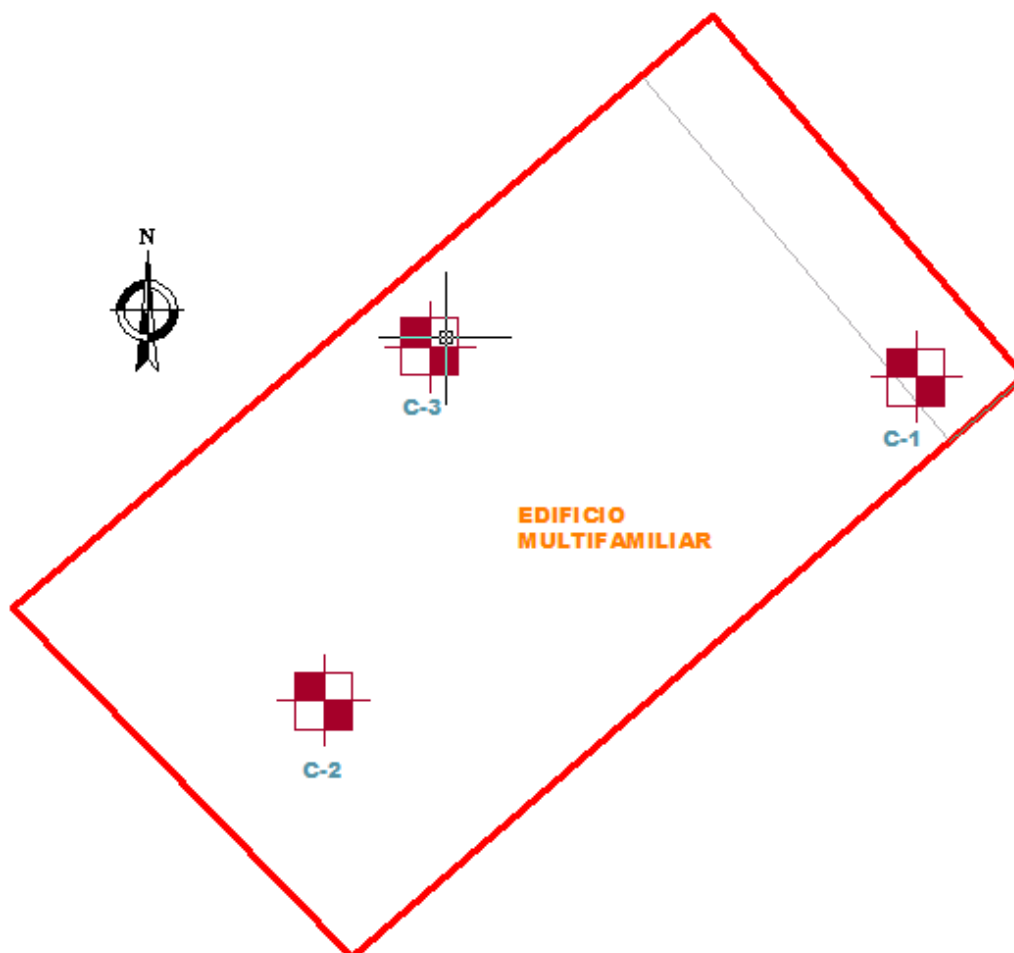


Fig. 11 Plano de ubicación de calicatas

1.7.5 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se realizaron los ensayos de laboratorio bajo las normas del A.S.T.M. En la siguiente tabla se muestran los ensayos realizados y las normas bajo las cuales se realizaron:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

✓ *Densidad in-situ mediante el método del cono de Arena*

- Según la norma NTP 339.143 (ASTM D1556)

A través de esta técnica de investigación de campo se halló la densidad del suelo excavado con herramientas de mano. La exactitud es función del cuidado ejercido durante la realización de los pasos del ensayo.

✓ *Contenido de Humedad*

- Según la norma NTP 339.127 (ASTM D2216)

Se hicieron 5 muestras por cada calicata para hallar el contenido de humedad. Es un procedimiento sencillo y ampliamente usado.

✓ *Análisis granulométrico*

- Según la norma NTP 339.128 (ASTM D422)

Esta norma describe el método para determinar los porcentajes de suelo que pasan por los distintos tamices de la serie empleada en el ensayo, hasta la N° 200. Se verificó si era necesario separar los finos por lavado.

✓ *Límite Líquido y Plástico*

- Según la norma NTP 339.129 (ASTM D4318)

Es importante conocer el límite Líquido y plástico ya que está relacionada para determinar el comportamiento de los suelos finos. Los suelos arcillosos presentan los límites de Atterberg, suelos perjudiciales como base para la cimentación en edificaciones. Estos valores son importantes

para hallar la plasticidad del suelo y para la clasificación S.U.C.S y AASHTO.

✓ *Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)*

- Según la norma NTP 339.134 (ASTM D2487)

Este sistema de clasificación de suelos nos dará un el tipo del suelo y así determinar el perfil en el cual se hará la cimentación.

✓ *Gravedad específica*

- Según la norma NTP 339.137 (ASTM D4253)

La gravedad específica de un suelo (G_s) se define como el peso unitario del material dividido por el peso unitario del agua destilada a 4° C. El valor de la gravedad específica es necesario para calcular la relación de vacíos de un suelo, se utiliza también para predecir el peso unitario del suelo.

✓ *Corte Directo*

- Según la norma NTP 339.171 (ASTM D3080)

A través del ensayo del Corte directo se determinaron los datos de resistencia: ángulo de fricción interna y cohesión, parámetros necesario para el cálculo de la capacidad portante del suelo.

1.7.6 PERFIL DEL SUELO

El tipo de suelo de cimentación tiene grava con mezcla de arenas, con pocos finos, bien compactada, de color marrón claro a gris y presenta una humedad muy baja. A la profundidad de 30 cm presenta material orgánico, raíces secas, basura, y material de relleno.

1.7.7 SISMICIDAD

En la siguiente imagen se presenta un mapa de curvas isoperíodos de la ciudad de Arequipa, existiendo períodos predominantes entre 0.30 y 0.40 segundos en la zona de estudio. Los suelos de esta zona presentan características geotécnicas bastante erráticas, encontrándose valores de capacidad portante entre 1.0 a 3.0 Kg/cm². El nivel freático se encuentra a más de 5 m. de profundidad.

Además según la norma E.030 estamos ante un suelo intermedio S₂ con características del tipo S₁ y S₃ (suelos rígidos y suelos flexibles respectivamente).

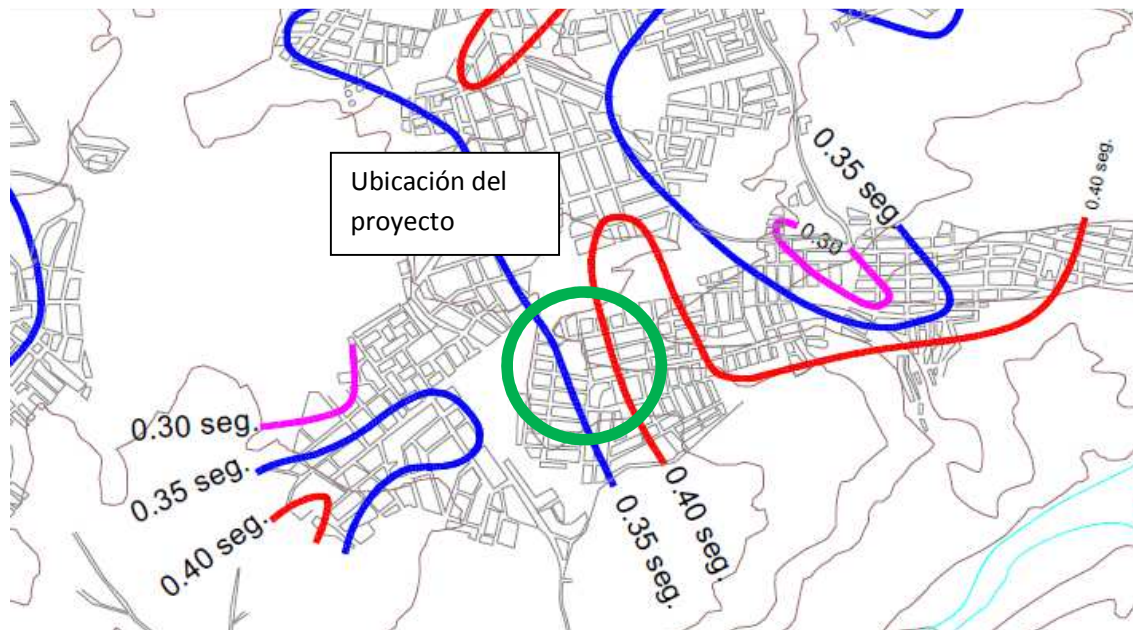


Fig. 12 Mapa de curvas isoperíodos de la zona de estudio

1.7.8 NIVEL DE NAPA FREÁTICA

En el terreno, al nivel de 3.00 m no se encontraron evidencia de nivel freático. Las muestras tomadas no presentan humedad significativa.

En el cuadro que veremos en seguida, se muestra un resumen de los resultados de todos los ensayos de mecánica de suelos realizados de las muestras extraídas del suelo donde se cimentará la edificación, con las propiedades más importantes y necesarias para el cálculo de la capacidad portante (Ver Anexo A):

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

RESUMEN DEL EMS POR CALICATA

TESISTA : BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO

TESIS : DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO

UBICACION : SOCABAYA - AREQUIPA - AREQUIPA

MATERIAL : SUELO DE FUNDACIÓN

LABORATORIO : UCSM

CALICATA : C-1, 2, 3

FECHA : 09/04/2015

ENSAYOS	C-1	C-2	C-3
Profundidad (m.)	3.00	3.00	3.00
Clasificación S.U.C.S.	GW - GM	SW - SM	GW - GM
Cantidad De Grava (%):	46.72	39.37	46.44
Cantidad De Arena (%):	42.01	43.91	39.97
Cantidad De Finos (%):	11.28	16.72	13.59
Límite Líquido	N.P.	N.P.	N.P.
Límite plástico	N.P.	N.P.	N.P.
Índice de plasticidad	N.P.	N.P.	N.P.
Contenido De humedad (%)	5.78%	5.83%	5.76%
Densidad Natural (gf/cm3)	1.68	1.66	1.70
Cohesión (kg/cm2)	32.64	-	-
Ángulo de fricción (°)	0.00	-	-
Peso específico grava (gf/cm3)	2.29	2.18	2.25
Peso específico arena (gf/cm3)	2.55	2.47	2.58

CAPACIDAD PORTANTE

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

PROPIEDADES DEL ESTRATO

Porcentaje de Composición:	
Tipo de Suelo	C-1; M-1
Grava	46.72
Arena y finos	42.01
Arena y finos	11.28

PROPIEDADES	C-1; M-1
Limite Liquido	NP
Limite Plastico	NP
% de Humedad	5.78
P.E. (gr/cm ³)	1.68
SUCS	GW - GM
Angulo de Friccion	32.64
Cohesion (Kg/cm ²)	0.00

HANSEN

Características del Estrato:					
	$\Phi =$	0.57	rad		
	C =	0.00	kg/cm ²		
	PE =	1.68	ton/m ³		
	FS =	3.00			
	q =	3.36	ton/m ²		
Dimensiones de la zapata más crítica:			Dimensiones del cimiento corrido crítico:		
Df =	2.00	m	Df =	1.50 m	
B =	2.00	m	B =	0.45 m	
L =	1.50	m			
Capacidad de carga	Nq =	25.00	Capacidad de carga	Nq =	25.00
	Nr =	23.06		Nr =	23.06
	Nc =	37.47		Nc =	37.47
Factores de Forma	Fqs =	1.85			
	Frs =	0.47			
	Fcs =	1.89			
Factores de Profundidad	Fqd =	1.17			
	Frd =	1.00			
	Fcd =	1.26			
q u:	201.16	ton/m ²	q u:	71.77	ton/m ²
q adm:	6.71	kg/cm ²	q adm:	2.39	kg/cm ²



CAPÍTULO II

CAPÍTULO II

ESTRUCTURACIÓN

2.1 PRINCIPIOS DE LA ESTRUCTURACIÓN:

Todo proyecto estructural debe apuntar a diseñar una estructura:

- Segura
- Funcional
- Económica
- Estética
- Resistente

2.2 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

El análisis del comportamiento mecánico de una estructura se lleva a cabo sobre modelos. La descripción completa de la realidad física de un edificio a efectos de su modelización y análisis implicaría la consideración de todos los detalles que definen su geometría, de los aspectos tanto microscópicos como macroscópicos de los materiales que lo constituyen, de los comportamientos funcionales tanto globales como de detalle, de las interrelaciones con su entorno a todos los niveles. Por esto, el primer paso en el proceso de análisis es, en consecuencia, el establecimiento de un modelo físico en el que se idealicen o abstraigan aquellas características físicas y funcionales que participan en el aspecto del comportamiento mecánico que se quiere analizar.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

La estructuración consiste en determinar la distribución y el orden de las partes principales de un edificio así como sus características geométricas resistentes.

Es importante la manera de ensamblaje y el tipo de miembro ensamblado puesto que definen el comportamiento final de la estructura. En algunos casos los elementos no se distinguen como individuales sino que la estructura constituye en sí un sistema continuo como es el caso de domos, losas continuas o macizas y muros, y se analizan siguiendo los conceptos y principios básicos de la mecánica. Mientras más compleja sea la estructuración más difícil será predecir su comportamiento sísmico.

Por este motivo, la estructura debe ser lo más simple posible con la finalidad de que la idealización estructural que se haga para el análisis por gravedad y análisis sísmico tenga un comportamiento cercano a la estructura real ante las mismas solicitaciones.

2.2.1 ESTRUCTURACIÓN DE LA SUPER ESTRUCTURA

Las reglas o normas que se toman para la estructuración de un proyecto estructural sismo resistente están especificados en el Artículo 9 de la Norma E.030 y son las siguientes:

✓ **SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA.**

En las figuras del 1er capítulo se muestra la configuración estructural del edificio a diseñar:

Sobre la
Simplicidad
y Simetría

- Se puede ver que la estructura tiene cierta simetría tanto en su eje XX como en el YY. Hay una pequeña inclinación de 2 lados laterales de la estructura.
- Además se puede ver la sencillez de su arquitectura, no tiene formas irregulares, tanto en planta como en elevación.
- Se espera que el CM y CR no coincida debido a que la ubicación de los muros de corte no se encuentran en distribuidos de forma simétrica.
- Posee esquinas entrantes, entradas bruscas a partir del primer nivel por lo que se clasifica como un edificio irregular.

✓ **RESISTENCIA Y DUCTILIDAD.**

El edificio no cuenta con muchas columnas, por lo que se espera que tenga muros de corte. Éstos le darán resistencia y estabilidad a la estructura.

✓ **HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO.**

Como concepto general de diseño sismo-resistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan una disposición hiperestática; ello logra una mayor capacidad resistente.

✓ **UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA.**

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien bruscamente su rigidez, para evitar la concentración de esfuerzos.

**Sobre la
Uniformidad y
continuidad**

- Se observa que el edificio es contínuo en elevación, no posee discontinuidades en las columnas ni placas.
- No posee el efecto del piso blando dado a la uniformidad del primer piso con los otros niveles.

✓ **RIGIDEZ LATERAL.**

Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales.

✓ **EXISTENCIA DE LOSAS QUE PUEDAN CONSIDERARSE COMO DIAFRAGMAS RÍGIDOS.**

Permite que la idealización de la estructura sea como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y placas de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo todas unas mismas deformaciones laterales para un determinado nivel.

**Sobre la
Uniformidad y
continuidad**

- Deberá tenerse especial cuidado en la reducción de planta, en la zona tipo puente ya que este tipo de estructuración tendrán movimientos sísmicos que conllevarán a tener resultados indeseables.

✓ **INFLUENCIA DE LOS ELEMENTOS NO-ESTRUCTURALES.****Fallas
relacionadas**

- Independizar los tabiques de albañilería (sobre todo en estructuras flexibles).
- Analizar la posibilidad de generar columnas “cortas”.
- Considerar la participación de los muros portantes de albañilería confinada como muros de corte (sobre todo en estructuras conformadas exclusivamente por pórticos

2.2.2 ESTRUCTURACIÓN DE LA SUB ESTRUCTURA

La regla básica respecto a la resistencia sísmica de la sub-estructura es que se debe obtener una acción integral de la misma durante un sismo; además de las cargas verticales que actúan, los siguientes factores deberán considerarse respecto al diseño de la cimentación:

- a) Transmisión del corte basal de estructura al suelo.
- b) Provisión para los momentos volcantes.
- c) Posibilidad de los movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación.
- d) Licuefacción de suelos. Otro aspecto que debe considerarse en el análisis estructural es la posibilidad de giro de la cimentación; normalmente los ingenieros están acostumbrados a considerar un empotramiento en la base de las columnas y muros, lo cual no es cierto en la mayoría de los casos.

El suelo debe ser compatible con el tipo de cimentación empleado.

2.3 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO PROYECTADO

En la estructuración del edificio primero se ubicaron los ejes de referencia “X” e “Y”:

- ✓ “X” orientada en la dirección horizontal, la más larga del edificio.
- ✓ “Y” perpendicularmente a ésta.
- ✓ El origen de coordenadas se ubica en el extremo inferior izquierdo de la planta del semisótano.
- ✓ Los ejes ordenados alfabéticamente serán paralelos al eje “X”.
- ✓ Los ejes numéricos serán paralelos al eje “Y”.

El orden que se empleó para la ubicación de cada elemento estructural es importante. Se comenzó definiendo el lugar de los elementos verticales tales como columnas y placas. Seguidamente se definen los elementos verticales; vigas y losas. La ubicación de las vigas determina la conexión y formación de los pórticos. Se procede a conectar las columnas mediante vigas peraltadas dando lugar a los pórticos. Y por último se definen las losas. Éstas pueden ser aligeradas o macizas, dependiendo de las dimensiones de los paños y las cargas que soportan.

Para el caso del semisótano se decidió este conformado por placas perimetrales con el fin de resistencia del empuje lateral del suelo dando resultado a un cajón de rigidez en ambos sentidos.

Del Semisótano al 8vo nivel sólo se dispone de placas en los ejes 1, 5”, 6, 7’ y 10 (Dirección “Y”) de poca longitud por motivos de arquitectura y continúan las grandes placas perimétricas o colindantes con las

propiedades vecinas. En la Dirección “X” sólo se consideró las placas perimetrales, en los ejes A y F.

Por lo dicho anteriormente, podemos concluir que en la dirección “Y” hay mucha rigidez, mientras que la dirección “X” es mucho más flexible y se tendrá particular atención a los desplazamientos y a los efectos torsionales ocasionados por las sollicitaciones sísmicas en este sentido.

2.3.1 Ubicación de Columnas

Debido a la configuración arquitectónica, el esquema estructural no cuenta con columnas exteriores. Cuenta con 4 columnas interiores las cuales servirán para que carguen los paños de las losas.

A continuación se presenta un cuadro con las ubicaciones de las columnas:

COLUMNA	UBICACIÓN	NIVEL
C-1	Intersección del eje C' y 2	Del Semisótano al Nivel 8
C-2	Intersección del eje D y 2	Del Semisótano al Nivel 8
C-3	Intersección del eje E y 6	Del Semisótano al Nivel Azotea
C-4	Intersección del eje E y 6'	Del Semisótano al Nivel Azotea
C-5	Intersección del eje F y 6	Del Semisótano al Nivel Azotea

2.3.2 Ubicación de Placas

Ante la carencia de columnas, es necesario estructurar el edificio con placas o muros de corte que controlen las deformaciones excesivas y desplazamientos laterales debido a las fuerzas horizontales durante un

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

sismo. Estos elementos estructurales proporcionarán una gran resistencia y rigidez lateral, superior a las que les proporcionarán las columnas y vigas.

Se dispuso placas en todo el perímetro del edificio y tanto en las dirección “X” como en “Y”; además de placas interiores.

PLACAS ORIENTADAS EN LA DIRECCIÓN X		
PLACA	UBICACIÓN	NIVEL
PL-01	Entre los ejes A / 10	Del Semisótano al Nivel 8
PL-02	Entre los ejes A / 7	Del Semisótano al Nivel 8
PL-03	Entre los ejes A / 6	Del Semisótano al Nivel 8a
PL-04	Entre los ejes A / 5”	Del Semisótano al Nivel 8
PL-05	Entre los ejes A / 2	Del Semisótano al Nivel 8
PL-12 (12, 13, 15, 16, 17)	Entre los ejes F / 5” – 6’	Del Semisótano al Nivel 8
PL-13 (14)	Entre los ejes F / 2	Del Semisótano al Nivel 8
PL-14 (18)	Entre los ejes F / 7	Del Semisótano al Nivel 8

PLACAS ORIENTADAS EN LA DIRECCIÓN Y		
PLACA	UBICACIÓN	NIVEL
PL-06	Entre los ejes 1 / A - B	Del Semisótano al Nivel 8
PL-07	Entre los ejes 5” / C -D	Del Semisótano al Nivel 8
PL-08	Entre los ejes 6’ / C - D	Del Semisótano al Nivel 8
PL-09	Entre los ejes 7 / C – D	Del Semisótano al Nivel 8
PL-10	Entre los ejes 10 / C – E	Del Semisótano al Nivel 8
PL-11	Entre los ejes 1 / D – F	Del Semisótano al Nivel 8
PL-15 (19)	Entre los ejes 7 / E	Del Semisótano al Nivel 8
PL-16 (20)	Entre los ejes 2 / B -C	Del Semisótano al Nivel 8

2.3.3 Ubicación de losas

Se puede observar que la planta del edificio tiene forma “H”. Se definió que los paños laterales del edificio sean losas unidireccionales cuyas direcciones de armado será en la dirección más corta (eje “X”). En la parte del puente; parte central del edificio, se optó por que haya una losa maciza para que se distribuyan mejor las cargas hacia las vigas y para que el diafragma rígido tenga un mejor comportamiento.

Además existirá un paño, el cual se definió como losa maciza y se encuentra a lado derecho de la escalera y servirá como apoyos finales y descansos. En la siguiente figura se presenta la ubicación de las losas del edificio.

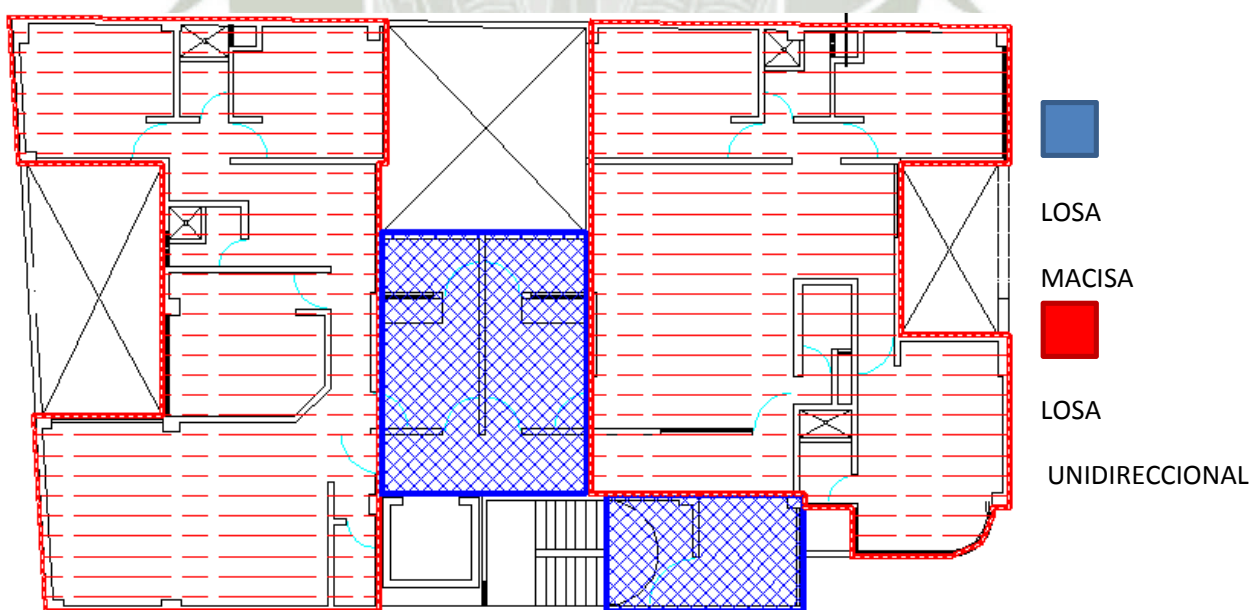


Fig. 13 Estructuración de las losas

2.3.4 Ubicación de Vigas principales

Las vigas principales se encargarán de cargar el aligerado y estarán paralelas a la dirección X y serán las más peraltadas según su predimensionamiento.

2.3.5 Ubicación de Vigas secundarias

Se encuentran paralelas al eje "X" y son secundarias ya que no cargaran el peso de los aligerados en su mayor parte y serán menos peraltadas que las principales. Adicionalmente se dispone de vigas de amarre para los ductos de ventilación ubicados entre los ejes 2"-3 entre A-B, 2"-3 entre B-C, 7-8 entre A-B y 7-8 entre D'-E. Finalmente se dispuso de vigas perimetrales que sirven como apoyo en losas.

2.3.6 Ubicación del Cisterna

La ubicación de la cisterna se encuentra entre los ejes E -F / 5" - 6'. Justo debajo de las escaleras que empiezan desde el primer piso hacia los niveles superiores. El ancho está pre definido y limitado por la ubicación de las columnas, mientras que el largo será diseñado en el capítulo de Instalaciones Sanitarias.

2.3.7 Ubicación del Cuarto del Máquinas del Ascensor

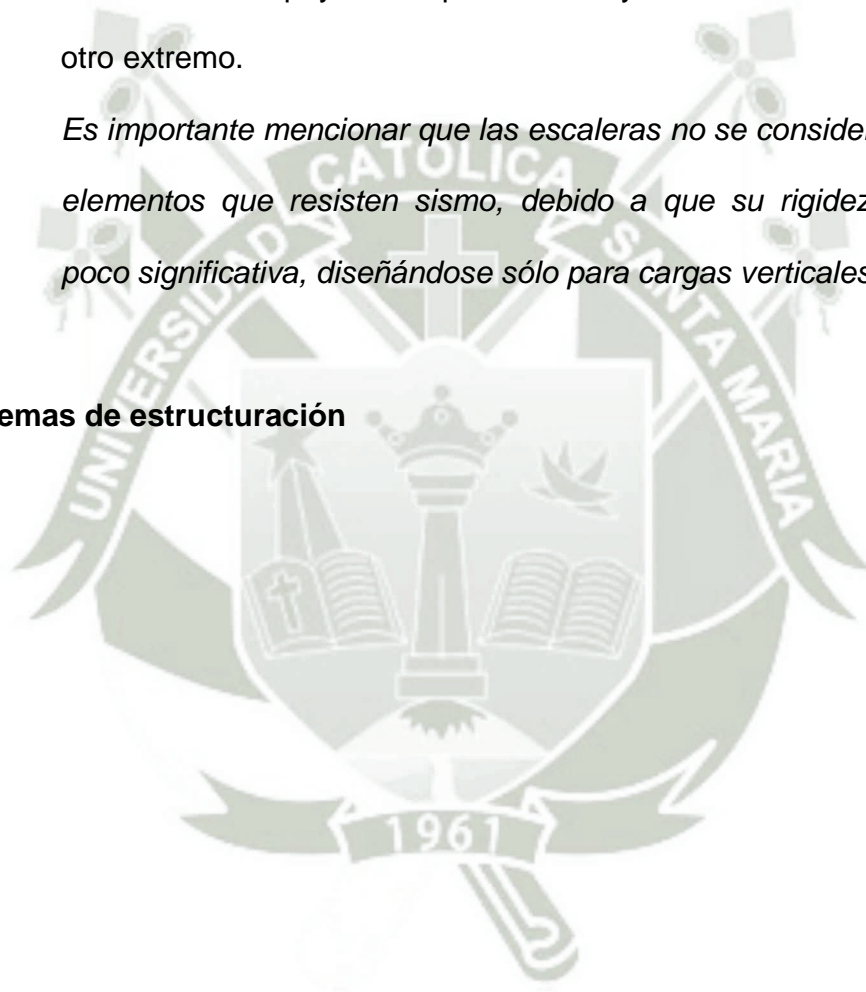
El cuarto de máquinas se encuentra en el último nivel, entre los ejes E -F / 5" - 6'.

2.3.8 Ubicación de la Escalera

El edificio cuenta con una escalera principal, el cual se extiende desde el 1er nivel hacia el último piso. Éste es el único acceso que permite subir de un piso a un nivel superior. La escalera cuenta con 2 tramos con 1 descanso. Además se estructuró de tal manera que la escalera se apoye en la placa PL-12 y en una losa maciza por el otro extremo.

Es importante mencionar que las escaleras no se considerarán como elementos que resisten sismo, debido a que su rigidez lateral es poco significativa, diseñándose sólo para cargas verticales.

2.4 Esquemas de estructuración



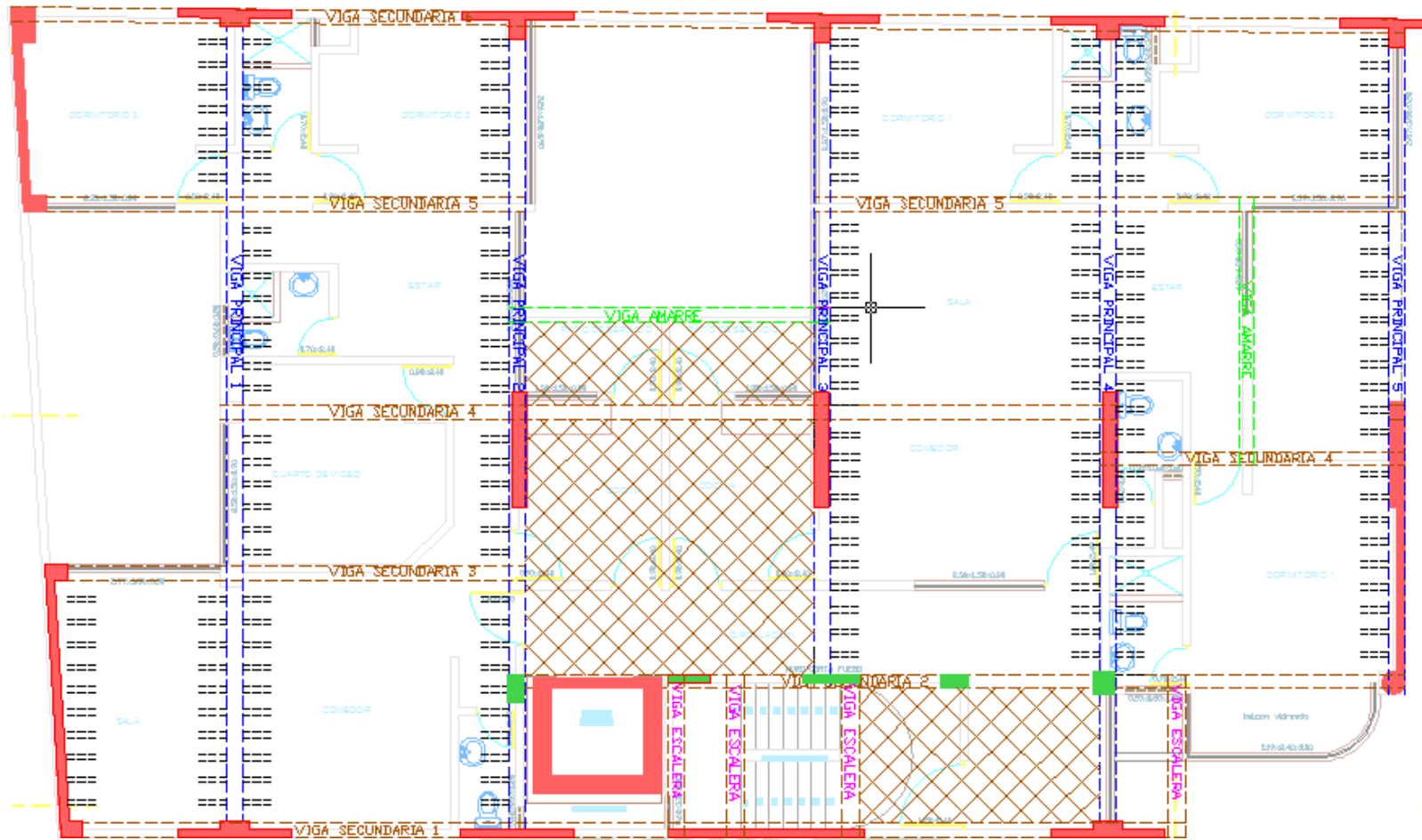


Fig. 14 Esquema estructural de la planta típica

2.5 PREDIMENSIONAMIENTO

El predimensionamiento es el proceso previo al cálculo de dimensionamiento y análisis estructural antes de calcular con precisión los esfuerzos, cargas, fuerzas, etc. sobre los mismos. Con el predimensionamiento se establecen unas dimensiones orientativas que sirven de base para un cálculo de comprobación y reajuste de las dimensiones definitivas de las secciones.

Es por esto que tomar el criterio más aproximado basado en la experiencia, recomendaciones y normas que controlan diferentes principios como el comportamiento sísmico, deflexiones, etc. es importante ya que determinarán las dimensiones definitivas dependiendo del resultado final del análisis estructural.

2.5.1 LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas son elementos de hormigón moldeada con una serie de nervios asentados en un conjunto de vigas paralelas regularmente espaciadas, llamadas vigas "T". Cada nervadura está unida por una losa que tiene un espesor igual a las alas de la vigueta. Las losas aligeradas unidas a las vigas forman un diafragma lo cual permite una buena distribución de las cargas

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

h (m)	Peso propio (aprox.) kg/m ²	Luces máximas recomendadas (m)
0.17	280	$Ln \leq 4$
0.20	300	$4 \leq Ln \leq 5.5$
0.25	350	$5 \leq Ln \leq 6.5$
0.30	420	$6 \leq Ln \leq 7.5$

En el cuadro anterior se presentan los espesores más utilizados, además de su peso propio y las luces máximas sugeridas. Con esta tabla se determinó el espesor de la losa aligerada, en función de la luz máxima del paño.

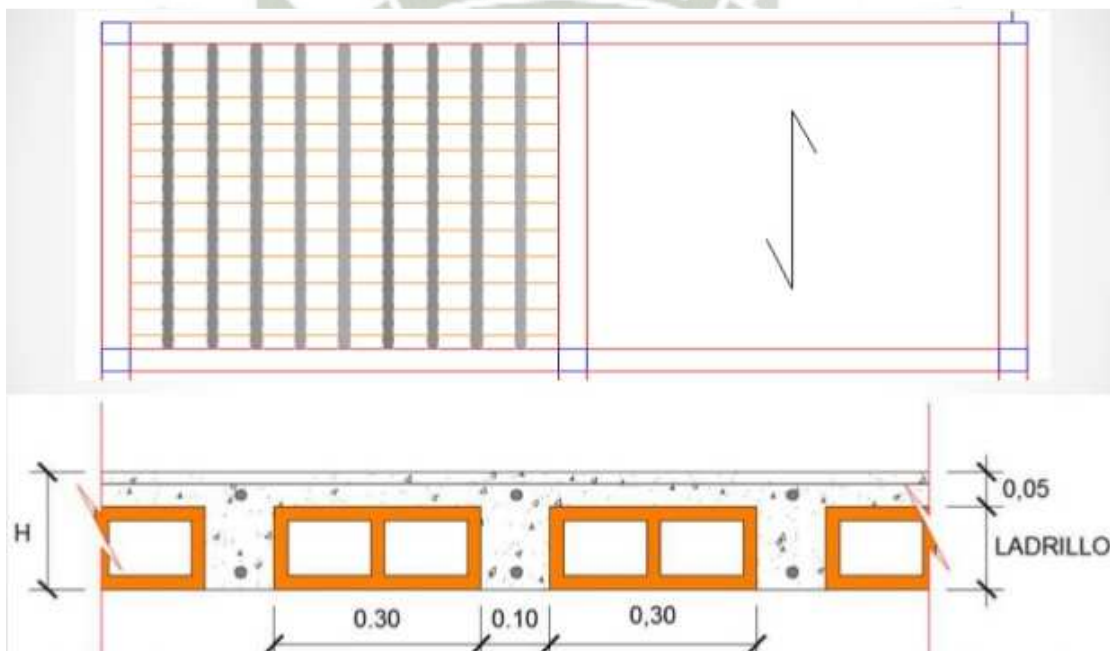


Fig.15 Losa aligerada unidireccional

Además el Reglamento Nacional de Construcciones para no chequear deflexiones, el cual indica que en losas aligeradas conformadas por viguetas de 10 cm de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm de ancho y losa superior de 5 cm, considera el siguiente criterio práctico:

$$h = \frac{L}{25}$$

donde: h : Peralte de la losa.

L : Luz libre = 5.05 m.

$$h = \frac{5.05}{25} = 0.202\text{m} \Rightarrow h = 20\text{ cm}$$

2.5.2 LOSAS MACIZAS

El predimensionamiento de las losas macizas consiste en hallar su espesor a través de la luz libre dividida entre 40 o también el perímetro del paño dividido entre 180.

Características geométricas de las losas macizas				
Losa	Descripción	Largo (m.)	Ancho (m.)	Perímetro (m.)
L-1	Descanso de la escalera	2.6	0.85	6.9
L-2	Losa E-F/6-7'	4.2	2.6	13.6
L-3	Losa intermedia entre los ejes B-C/5-6	5.1	1.4	13
L-4	Losa intermedia entre los ejes C-D/5-6	5.1	2.65	15.5
L-5	Losa intermedia entre los ejes D-E/5-6	5.1	1.6	13.4

Cuadro N° 03 Características geométricas de la losa maciza

Cálculo del peralte según reglas prácticas		
Losa	h1 (m.) =Largo/40	h2 (m.) =perímetro/180
L-1	0.07	0.04
L-2	0.11	0.08
L-3	0.13	0.07
L-4	0.13	0.09
L-5	0.13	0.07

El espesor de losa requerida, según el cuadro anterior; es de 9 a 15 cm. Sin embargo, para uniformizar el espesor de la losa de techo de todo el nivel, se decidió una losa maciza de 20 cm.

2.5.3 VIGAS

Además de la función de dar apoyo a las losas y transmitir su carga hacia las columnas o muros, las vigas tienen una función sísmica importantísima. Esta es la de constituir junto con las columnas y muros los elementos resistentes a los diferentes esfuerzos producidos por las fuerzas horizontales de sismo (cortantes, momentos y axiales), y ser los elementos que ayudan a proporcionar rigidez lateral.

El objetivo primordial de proporcionar resistencia y rigidez en las dos direcciones de la edificación se puede lograr considerando vigas de adecuada sección en las dos direcciones.

a. VIGAS PRINCIPALES

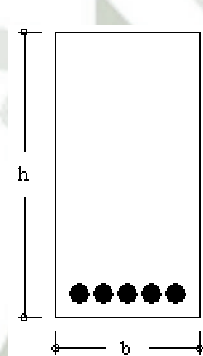
Las vigas principales son aquellas que resisten la carga de la losa, su sobrecarga (carga viva, muebles, personas, etc.) y se encuentran perpendicularmente a las viguetas ya que están apoyadas sobre éstas transmitiéndoles las cargas de la losa.

Para el predimensionamiento de las vigas principales, se debe conocer la luz libre de la viga a dimensionar. Su peralte será igual a $1/10$ o $1/12$ de su luz libre. Además éste peralte incluye el espesor de

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

la losa de techo. Otros aspectos a considerar son la arquitectura, seguridad, congestión de acero y economía. En nuestro caso se consideró $L_n/12$ ya que no se tiene la seguridad del armado de la viga.

El ancho (b) de la viga es variable de $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$ veces su peralte, teniendo en cuenta que el ancho mínimo será de 25 cm., con la finalidad de evitar el congestionamiento del acero y presencia de cangrejas.



$$h = \frac{L_n}{12} \quad \text{y} \quad b = \frac{h}{2}$$

Donde:

L_n : Luz libre = 6.26 m.

h : peralte = $6.26/12 = 0.5508$

b : ancho = $0.55/2 = 0.275$



Dimensiones de la viga principal: 0.55 x 0.30 m

b. VIGAS SECUNDARIAS

Las vigas secundarias son aquellas que unen vigas principales o que no resisten cargas importantes o considerables como lo hacen las principales. Su objetivo es darle rigidez y estabilidad a la estructura. Se tomará el mismo criterio del predimensionamiento de vigas principales:

L_n : Luz libre = 5.05 m.

h : peralte = $5.05/12 = 0.42 = 0.45$

b : ancho = $0.45/2 = 0.225 = 0.25$



Dimensiones de la viga secundaria: 0.45 x 0.25 m.

2.5.4 COLUMNAS

Son los elementos verticales que reciben las cargas de las losas y de las vigas con el fin de transmitirlos hacia la cimentación, y permiten que una edificación tenga varios niveles. Las columnas son elementos utilizados para resistir básicamente solicitaciones de compresión axial aunque, por lo general, ésta actúa en combinación con corte, flexión o torsión ya que en las estructuras de concreto armado, la continuidad del sistema genera momentos flectores en todos sus elementos.

Por ese motivo, las columnas se pre dimensionan considerando la carga axial de compresión. Debido a la estructuración anteriormente hecha y a la configuración arquitectónica, el proyecto no cuenta con un gran número de columnas, pero si con muros de cortes en ambas direcciones que absorben en gran parte los momentos debidos al sismo y controlarán en gran parte la rigidez lateral y resistencia del edificio.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Para el predimensionamiento se utilizará las siguientes expresiones:

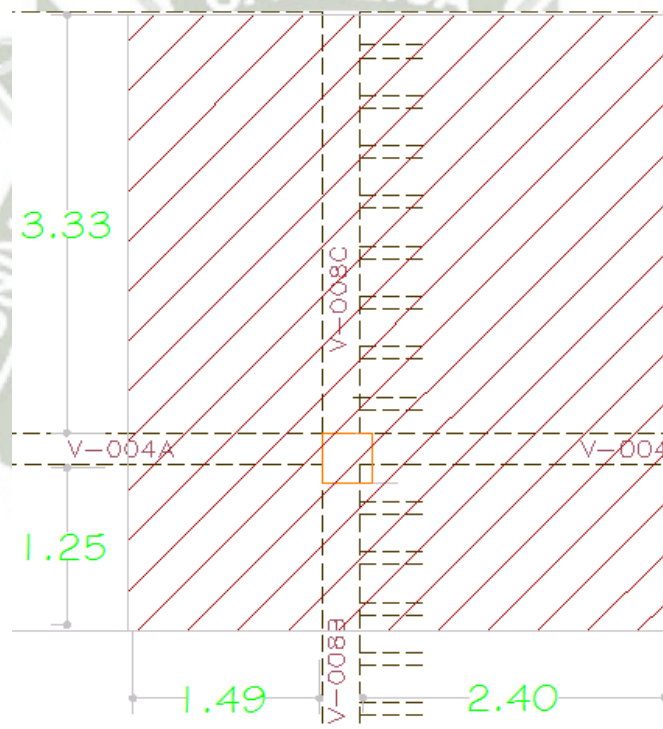
$$\boxed{\dot{A}columna = \frac{P(Servicio)}{(\alpha * f'c)}}$$

donde: P : Es el peso del área tributaria acumulada en el nivel analizado y además tiene el valor de:

$\alpha = 0.45$ en columnas centrales.

$\alpha = 0.35$ en columnas exteriores.

Se tiene un área tributaria de:



CM

Losa aligerada : 300 x 9 x 4.98 x 4.29

: 57 683.34 kg

Vigas : 2400 x 9 x 0.25 x 0.45 x (1.49 + 2.40) + 2400

x 9 x 0.30 x 0.55 x (3.33 + 1.25)

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

	: 25 775.82 kg
Columna	: 2400 x 8 x 0.40 x 0.40 x 2.60
	: 7 987.20 kg
Piso terminado	: 100 x 9 x 4.98 x 4.29
	: 19 227.78 kg
Pd	: 106 474.14 kg
CV	
Sobrecarga 1	: 200 x 8 x 4.98 x 4.29
	: 34 182.72 kg
Sobrecarga 2	: 100 x 1 x 4.98 x 4.29
	: 2136.42 kg
PI	: 36 319.14 kg
Ps	: Pd + PI
	: 146 993.14 kg
Área de la columna =	$\frac{146\ 993.14}{0.45 \times 210}$
Área de la columna =	1555.48 cm ²
→	Dimensiones de columna: 0.40 x 0.40 m.

2.5.5 MUROS DE CORTE O PLACAS

Debido a la configuración arquitectónica, el edificio posee pocas columnas. En su mayoría, los elementos verticales están compuestos por muros de corte en ambas direcciones por lo que las cargas de las vigas se transmitirán directamente a las placas. Las placas poseen gran rigidez

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

lateral y resistencia, puesto que su función principal es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes e importantes sean, tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos.

Para el predimensionamiento de placas, no existe un método establecido pero existe uno aproximado el cual consiste en calcular la fuerza cortante en la base para luego igualarlo a la suma de la resistencia al corte de todos los muros:

$$V = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * t * l$$

Donde: ϕ : Factor de reducción por resistencia (0.85)

V : Fuerza Basal

l: Longitud acumulada de placas

t : Espesor promedio de placas

Según la Norma Técnica de Edificación E-060 los muros de corte pueden tener un mínimo de 10 cm. de espesor y en el caso de muros de corte coincidentes con exteriores de sótano, el espesor mínimo será de 20 cm.

T : 0.25 m de espesor

Para el cálculo de la fuerza cortante se recurrirá a la siguiente expresión, cada término se estudiará en el siguiente capítulo con mayor detenimiento.

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

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Z: 0.4	Zona 1 por ubicarse en el departamento de Arequipa
U: 1.0	Factor de Uso, categoría C
C: 2.5	Factor de amplificación sísmica
S: 1.2	Factor de suelo, tipo S2
R: 4.5	Coeficiente de Reducción Sísmica de Muros Estructurales de C°A°, irregular $R = \frac{3}{4} \times 6 = 4.5$
P: 2 861.03	Tn, Peso total de la edificación

$V_c = 762.94 \text{ ton}$

Despejando "l" de la fórmula se tiene:

$$l \geq \frac{V}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'c * t}}$$

l : Longitud acumulada de placas

l : 46.74 m

Es importante mencionar que este método es uno aproximado y referencial y que la longitud se considerará para ambas direcciones XX y YY por separado.

2.5.6 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ESCALERA

Las escaleras se pre dimensionan como losas en una dirección en una dirección por lo que se tiene:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

$$t = \frac{L}{30}$$

Donde: L : Luz libre horizontalmente = 3.10 m
t : espesor de muro

$$t = \frac{3.15 \text{ m}}{30} = 0.105 \text{ m}$$

Sin embargo, por procesos constructivos, se sugiere que el espesor mínimo de la garganta varíe de 15 a 20 cm. Se considera un espesor constante de escalera de 0.15 m.

Igualmente, en el artículo 29 de la NTE A.010 se debe cumplir con lo siguiente:

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

CP = Contrapaso : 17.5 cm

P = Paso : 25 cm

⇒ $2 \times 17.33 + 25 = 60 \text{ cm OK!}$

2.8 METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas trata de estimar el peso total de la edificación. Además es importante ya que gracias a eso podemos realizar el análisis estático y dinámico de la estructura para poder así, establecer las dimensiones reales y definitivas (de ser el caso) de los elementos estructurales.

Este proceso es simple, sin embargo es un método por el cual consiste en calcular las cargas actuantes sobre los elementos que componen el edificio. Es aproximado ya que por lo general se desprecian los efectos hiperestáticos producidos por los momentos flectores, salvo que estos sean muy importantes. Como regla general, al metrar cargas debe pensarse en la manera como se apoya un elemento sobre otro.

Como se vio en el capítulo anterior, para el cálculo del peso total del edificio se necesitarán las cargas muertas y vivas.

2.8.1 CARGA MUERTA

Para el caso de la carga muerta se consideró el peso propio de cada elemento estructural. Adicionalmente para el metrado de las losas aligeradas se tomaron en cuenta el peso de los tabiques y del piso terminado como cargas por metro cuadrado. En el siguiente cuadro se muestran los pesos unitarios del concreto que se utilizó para el cálculo de peso:

Tipo	Peso unitario	UND.
Concreto	2.40	ton/m ³
Aligerado de 20 cm.	0.30	ton/m ²
Piso terminado	0.10	ton/m ²
Tabiquería de 15 cm.	0.15	ton/m ²

→ **Peso por cada elemento estructural:**

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE

INGENIERÍA CIVIL

TESISTA : BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO

FECHA : 24/10/2015

TESIS : DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO

UBICACION : SOCABAYA - AREQUIPA - AREQUIPA

METRADO DE CARGA MUERTA

LOSA ALIGERADA

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ESPESOR (m.)	CANTIDAD	P.U. ton/m2	PESO ton
SÓTANO								
01 - 02.	A - B	Paño 1	3.00	3.38		1.00	0.55	5.57
01 - 02.	B - C	Paño 2	3.58	3.53		1.00	0.55	6.94
01 - 02.	C' - D	Paño 3	3.39	3.13		1.00	0.55	5.83
01 - 02.	E - F	Paño 4	2.18	4.42		1.00	0.55	5.28
02 - 05'	A - B	Paño 5	5.02	3.44		1.00	0.55	9.51
02 - 05'	B - C	Paño 6	5.02	3.53		1.00	0.55	9.75
02 - 05'	C' - D	Paño 7	5.02	3.13		1.00	0.55	8.64
02 - 05'	E - F	Paño 8	5.02	4.45		1.00	0.55	12.29
05' - 06	A - B	Paño 9	5.42	3.39		1.00	0.55	10.11
05' - 06	B - C	Paño 10	5.42	1.85		1.00	0.55	5.52
06 - 07'	A - B	Paño 11	5.04	3.37		1.00	0.55	9.34
06 - 07'	B - C	Paño 12	5.07	3.53		1.00	0.55	9.85
06 - 07'	C' - E	Paño 13	5.07	4.82		1.00	0.55	13.45
07' - 10	A - B	Paño 14	5.17	3.32		1.00	0.55	9.45
07' - 10	B - C	Paño 15	5.20	4.40		1.00	0.55	12.59
07' - 10	C' - E	Paño 16	5.20	3.95		1.00	0.55	11.30
1ER @ 7MO PISO								
01 - 02.	A - B	Paño 1	3.00	3.38		1.00	0.55	5.57
01 - 02.	E - F	Paño 4	2.18	4.42		1.00	0.55	5.28

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

02 - 05'	A - B	Paño 5	5.02	3.44		1.00	0.55	9.51	
02 - 05'	B - C	Paño 6	5.02	3.53		1.00	0.55	9.75	
02 - 05'	C' - D	Paño 7	5.02	3.13		1.00	0.55	8.64	
02 - 05'	E - F	Paño 8	5.02	4.45		1.00	0.55	12.29	
06 - 07'	A - B	Paño 11	5.04	3.37		1.00	0.55	9.34	
06 - 07'	B - C	Paño 12	5.07	3.53		1.00	0.55	9.85	
06 - 07'	C' - E	Paño 13	5.07	4.82		1.00	0.55	13.45	
07' - 10	A - B	Paño 14	5.17	3.32		1.00	0.55	9.45	
07' - 10	B - C	Paño 15	2.52	4.40		1.00	0.55	6.11	
07' - 10	C' - E	Paño 16	5.20	3.95		1.00	0.55	11.30	
07' - 10	E - F	Paño 17	5.00	1.40		1.00	0.55	3.85	
8VO PISO									
01 - 02.	A - B	Paño 1	3.00	3.38		1.00	0.40	4.05	
01 - 02.	E - F	Paño 4	2.18	4.42		1.00	0.55	5.28	
02 - 05'	A - B	Paño 5	5.02	3.44		1.00	0.40	6.91	
02 - 05'	B - C	Paño 6	5.02	3.53		1.00	0.40	7.09	
02 - 05'	C' - D	Paño 7	5.02	3.13		1.00	0.40	6.28	
02 - 05'	E - F	Paño 8	5.02	4.45		1.00	0.40	8.94	
06 - 07'	A - B	Paño 11	5.04	3.37		1.00	0.40	6.79	
06 - 07'	B - C	Paño 12	5.07	3.53		1.00	0.40	7.16	
06 - 07'	C' - E	Paño 13	5.07	4.82		1.00	0.40	9.79	
07' - 10	A - B	Paño 14	5.17	3.32		1.00	0.40	6.87	
07' - 10	B - C	Paño 15	2.52	4.40		1.00	0.40	4.44	
07' - 10	C' - E	Paño 16	5.20	3.95		1.00	0.40	8.22	
07' - 10	E - F	Paño 17	5.00	1.40		1.00	0.40	2.80	
AZOTEA									
05' - 06	E - F	Paño 18	5.42	3.30		1.00	0.40	7.16	
06 - 07'	E - F	Paño 19	4.04	3.30		1.00	0.40	5.33	
								TOTAL	1043.19

LOSA MACISA DE 0.2 m.

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ESPESOR (m.)	CANTIDAD	P.U. (ton/m3)	PESO kg
SÓTANO								
05' - 06	B - C	Paño 20	5.42	1.68	0.20	1.00	2.40	4.38
05' - 06	C' - D	Paño 21	5.42	3.13	0.20	1.00	2.40	8.14
05' - 06	D - E	Paño 22	5.42	1.70	0.20	1.00	2.40	4.42
06 - 07'	E - F	Paño 23	4.65	2.75	0.20	1.00	2.40	6.14
07' - 10	E - F	Paño 24	1.00	2.75	0.20	1.00	2.40	1.32

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

1ER @ 8VO PISO								
05' - 06	B - C	Paño 20	5.42	1.68	0.20	1.00	2.40	4.38
05' - 06	C' - D	Paño 21	5.42	3.13	0.20	1.00	2.40	8.14
05' - 06	D - E	Paño 22	5.42	1.70	0.20	1.00	2.40	4.42
06 - 07'	E - F	Paño 23	4.65	2.75	0.20	1.00	2.40	6.14
TOTAL								208.97

TABIQUERÍA Y PISO TERMINADO SOBRE LOSA MACISA DE 0.2 m. s

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ESPESOR (m.)	CANTIDAD	P.U. (ton/m3)	PESO kg
SÓTANO								
05' - 06	B - C	Paño 20	5.42	1.68			0.25	2.28
05' - 06	C' - D	Paño 21	5.42	3.13			0.25	4.24
05' - 06	D - E	Paño 22	5.42	1.70			0.25	2.30
06 - 07'	E - F	Paño 23	4.65	2.75			0.25	3.20
07' - 10	E - F	Paño 24	1.00	2.75			0.25	0.69
1ER @ 7MO PISO								
05' - 06	B - C	Paño 20	5.42	1.68			0.25	2.28
05' - 06	C' - D	Paño 21	5.42	3.13			0.25	4.24
05' - 06	D - E	Paño 22	5.42	1.70			0.25	2.30
06 - 07'	E - F	Paño 23	4.65	2.75			0.25	3.20
8VO PISO								
05' - 06	B - C	Paño 20	5.42	1.68			0.10	0.91
05' - 06	C' - D	Paño 21	5.42	3.13			0.10	1.70
05' - 06	D - E	Paño 22	5.42	1.70			0.10	0.92
06 - 07'	E - F	Paño 23	4.65	2.75			0.10	1.28
TOTAL								101.63

VIGAS

EJES	TRAMO	VIGA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ALTURA (m.)	CANTIDAD	P.U. (ton/m3)	PESO kg
SÓTANO								
01	B - C	Viga 1	3.53	0.30	0.55	1.00	2.40	1.40
01	C' - D	Viga 2	3.14	0.30	0.55	1.00	2.40	1.24
02	A - B	Viga 3	3.47	0.30	0.55	1.00	2.40	1.37
02	B - C	Viga 4	1.87	0.30	0.55	1.00	2.40	0.74

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

02	C' - D	Viga 5	3.13	0.30	0.55	1.00	2.40	1.24
02	C' - E	Viga 6	4.45	0.30	0.55	1.00	2.40	1.76
05'	A - C	Viga 7	6.95	0.30	0.55	1.00	2.40	2.75
05'	C - E	Viga 8	2.78	0.30	0.55	1.00	2.40	1.10
06	A - C	Viga 9	6.95	0.30	0.55	1.00	2.40	2.75
06	C - E	Viga 10	2.78	0.30	0.55	1.00	2.40	1.10
06	E - F	Viga 11	2.75	0.30	0.55	1.00	2.40	1.09
07'	A - C	Viga 12	6.85	0.30	0.55	1.00	2.40	2.71
07'	C - E	Viga 13	1.77	0.30	0.55	1.00	2.40	0.70
07'	E - F	Viga 14	2.75	0.30	0.55	1.00	2.40	1.09
07'	E - F	Viga 15	2.75	0.25	0.45	1.00	2.40	0.74
10	A - C	Viga 16	6.81	0.30	0.55	1.00	2.40	2.70
A	01 - 02.	Viga 17	1.45	0.25	0.45	1.00	2.40	0.39
A	02 - 05'	Viga 18	3.02	0.25	0.45	1.00	2.40	0.82
A	05' - 06	Viga 19	3.42	0.25	0.45	1.00	2.40	0.92
A	06 - 07'	Viga 20	3.07	0.25	0.45	1.00	2.40	0.83
A	07' - 10	Viga 21	3.20	0.25	0.45	1.00	2.40	0.86
B	01 - 02.	Viga 22	3.67	0.25	0.45	1.00	2.40	0.99
B	02 - 05'	Viga 23	5.02	0.25	0.45	1.00	2.40	1.36
B	05' - 06	Viga 24	5.42	0.25	0.45	1.00	2.40	1.46
B	06 - 07'	Viga 25	5.07	0.25	0.45	1.00	2.40	1.37
B	07' - 10	Viga 26	5.20	0.25	0.45	1.00	2.40	1.40
B	05' - 06	Viga 27	5.42	0.25	0.45	1.00	2.40	1.46
C'	01 - 02.	Viga 28	3.47	0.25	0.45	1.00	2.40	0.94
C'	02 - 05'	Viga 29	5.02	0.25	0.45	1.00	2.40	1.36
C'	05' - 06	Viga 30	5.42	0.25	0.45	1.00	2.40	1.46
C'	06 - 07'	Viga 31	5.07	0.25	0.45	1.00	2.40	1.37
C'	07' - 10	Viga 32	5.20	0.25	0.45	1.00	2.40	1.40
D	01 - 02.	Viga 33	3.30	0.25	0.45	1.00	2.40	0.89
D	02 - 05'	Viga 34	5.02	0.25	0.45	1.00	2.40	1.36
D	05' - 06	Viga 35	5.42	0.25	0.45	1.00	2.40	1.46
E	05' - 06	Viga 36	2.75	0.25	0.45	1.00	2.40	0.74
E	05' - 06	Viga 37	2.68	0.25	0.45	1.00	2.40	0.72
E	06 - 07'	Viga 38	2.40	0.25	0.45	1.00	2.40	0.65
E	06 - 07'	Viga 39	2.68	0.25	0.45	1.00	2.40	0.72
E	07' - 10	Viga 40	5.20	0.25	0.45	1.00	2.40	1.40
F	01 - 02.	Viga 41	2.02	0.25	0.45	1.00	2.40	0.54
F	02 - 05'	Viga 42	3.03	0.25	0.45	1.00	2.40	0.82
F	06 - 07'	Viga 43	1.98	0.25	0.45	1.00	2.40	0.53
F	06 - 07'	Viga 44	1.69	0.25	0.45	1.00	2.40	0.45

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

F	07' - 10	Viga 45	1.00	0.25	0.45	1.00	2.40	0.27
1ER @ 8VO PISO								
02	A - B	Viga 3	3.47	0.30	0.55	1.00	2.40	1.37
02	B - C	Viga 4	1.87	0.30	0.55	1.00	2.40	0.74
02	C' - D	Viga 5	3.13	0.30	0.55	1.00	2.40	1.24
02	C' - E	Viga 6	4.45	0.30	0.55	1.00	2.40	1.76
05'	A - C	Viga 7	6.95	0.30	0.55	1.00	2.40	2.75
05'	C - E	Viga 8	2.78	0.30	0.55	1.00	2.40	1.10
06	A - C	Viga 9	6.95	0.30	0.55	1.00	2.40	2.75
06	C - E	Viga 10	2.78	0.30	0.55	1.00	2.40	1.10
06	E - F	Viga 11	2.75	0.30	0.55	1.00	2.40	1.09
07'	A - C	Viga 12	6.85	0.30	0.55	1.00	2.40	2.71
07'	C - E	Viga 13	1.77	0.30	0.55	1.00	2.40	0.70
07'	E - F	Viga 14	2.75	0.30	0.55	1.00	2.40	1.09
10	A - C	Viga 16	6.81	0.30	0.45	1.00	2.40	2.21
07'	B - C	Viga 46	4.40	0.25	0.25	1.00	2.40	0.66
05'	A - B	Viga 47	3.41	0.25	0.25	1.00	2.40	0.51
A	01 - 02.	Viga 17	1.45	0.25	0.45	1.00	2.40	0.39
A	02 - 05'	Viga 18	3.02	0.25	0.45	1.00	2.40	0.82
A	05' - 06	Viga 19	3.42	0.25	0.45	1.00	2.40	0.92
A	06 - 07'	Viga 20	3.07	0.25	0.45	1.00	2.40	0.83
A	07' - 10	Viga 21	3.20	0.25	0.45	1.00	2.40	0.86
B	01 - 02.	Viga 22	3.67	0.25	0.45	1.00	2.40	0.99
B	02 - 05'	Viga 23	5.31	0.25	0.45	1.00	2.40	1.43
B	06 - 07'	Viga 25	5.07	0.25	0.45	1.00	2.40	1.37
B	07' - 10	Viga 26	5.20	0.25	0.45	1.00	2.40	1.40
B	05' - 06	Viga 27	5.42	0.25	0.25	1.00	2.40	0.81
C'	02 - 05'	Viga 29	5.02	0.25	0.45	1.00	2.40	1.36
C'	05' - 06	Viga 30	5.42	0.25	0.45	1.00	2.40	1.46
C'	06 - 07'	Viga 31	5.07	0.25	0.45	1.00	2.40	1.37
C'	07' - 10	Viga 32	5.20	0.25	0.45	1.00	2.40	1.40
D	01 - 02.	Viga 33	3.30	0.25	0.45	1.00	2.40	0.89
D	02 - 05'	Viga 34	5.02	0.25	0.45	1.00	2.40	1.36
D	05' - 06	Viga 35	5.42	0.25	0.45	1.00	2.40	1.46
E	05' - 06	Viga 36	2.75	0.25	0.45	1.00	2.40	0.74
E	05' - 06	Viga 37	2.68	0.25	0.45	1.00	2.40	0.72
E	06 - 07'	Viga 38	2.40	0.25	0.45	1.00	2.40	0.65
E	06 - 07'	Viga 39	2.68	0.25	0.45	1.00	2.40	0.72
E	07' - 10	Viga 40	5.20	0.25	0.45	1.00	2.40	1.40
F	01 - 02.	Viga 41	2.01	0.25	0.45	1.00	2.40	0.54
F	02 - 05'	Viga 42	3.03	0.25	0.45	1.00	2.40	0.82

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

F	06 - 07'	Viga 43	1.97	0.25	0.45	1.00	2.40	0.53
F	06 - 07'	Viga 44	1.68	0.25	0.45	1.00	2.40	0.45
F	07' - 10	Viga 48	6.04	0.25	0.45	1.00	2.40	1.63
AZOTEA								
05'	D - E	Viga 49	0.55	0.25	0.45	1.00	2.40	0.15
05'	D - E	Viga 50	0.55	0.25	0.45	1.00	2.40	0.15
06	D - F	Viga 51	3.30	0.25	0.45	1.00	2.40	0.89
06	D - F	Viga 52	2.75	0.25	0.45	1.00	2.40	0.74
07'	D - F	Viga 53	3.30	0.25	0.45	1.00	2.40	0.89
E	05' - 06	Viga 54	2.75	0.25	0.45	1.00	2.40	0.74
E	05' - 06	Viga 55	2.68	0.25	0.45	1.00	2.40	0.72
E	06 - 07'	Viga 56	4.04	0.25	0.45	1.00	2.40	1.09
F	06 - 07'	Viga 57	4.04	0.25	0.45	1.00	2.40	1.09
TOTAL								452.95

COLUMNAS

EJES	TRAMO	COLUMNA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ALTURA (m.)	CANTIDAD	P.U. (ton/m3)	PESO kg
SÓTANO								
01	A	Columna 01	0.65	0.45	2.60	1.00	2.40	1.83
01	B	Columna 02	0.30	0.40	2.60	1.00	2.40	0.75
01	C	Columna 03	Área	0.13	2.60	1.00	2.40	0.78
01	D	Columna 04	0.30	0.40	2.60	1.00	2.40	0.75
01	F	Columna 05	0.30	0.40	2.60	1.00	2.40	0.75
02	A	Columna 06	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
02	C	Columna 07	Área	0.13	2.60	1.00	2.40	0.78
02	D	Columna 08	Área	0.13	2.60	1.00	2.40	0.78
02	F	Columna 09	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
05'	A	Columna 10	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
05'	E	Columna 11	0.30	0.40	2.60	1.00	2.40	0.75
05'	E	Columna 12	0.15	0.75	2.60	1.00	2.40	0.70
06	A	Columna 13	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
06	E	Columna 14	0.15	1.00	2.60	1.00	2.40	0.94
06	E	Columna 15	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
06	F	Columna 16	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
07'	A	Columna 17	0.40	0.40	2.60	1.00	2.40	1.00
07'	E	Columna 18	Área	0.13	2.60	1.00	2.40	0.78
07'	F	Columna 19	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
10	E	Columna 20	Área	0.13	2.60	1.00	2.40	0.78

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

1ER @ 8VO PISO								
01	A	Columna 01	0.65	0.45	2.60	1.00	2.40	1.83
01	B	Columna 02	0.30	0.40	2.60	1.00	2.40	0.75
01	D	Columna 04	0.30	0.40	2.60	1.00	2.40	0.75
01	F	Columna 05	0.30	0.40	2.60	1.00	2.40	0.75
02	A	Columna 06	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
02	C	Columna 07	0.40	0.40	2.60	1.00	2.40	1.00
02	D	Columna 08	0.40	0.40	2.60	1.00	2.40	1.00
02	F	Columna 09	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
05'	A	Columna 10	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
05'	E	Columna 11	0.30	0.40	2.60	1.00	2.40	0.75
05'	E	Columna 12	0.15	0.75	2.60	1.00	2.40	0.70
06	A	Columna 13	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
06	E	Columna 14	0.15	1.00	2.60	1.00	2.40	0.94
06	E	Columna 15	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
06	F	Columna 16	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
07'	A	Columna 17	0.40	0.40	2.60	1.00	2.40	1.00
07'	E	Columna 18	0.40	0.40	2.60	1.00	2.40	1.00
07'	F	Columna 19	0.30	0.50	2.60	1.00	2.40	0.94
10	E	Columna 20	0.40	0.40	2.60	1.00	2.40	1.00
AZOTEA								
05'	E	Columna 11	0.30	0.40	0.45	1.00	2.40	0.13
05'	E	Columna 12	0.15	0.75	0.45	1.00	2.40	0.12
06	E	Columna 14	0.15	1.00	0.45	1.00	2.40	0.16
06	E	Columna 15	0.30	0.50	0.45	1.00	2.40	0.16
06	F	Columna 16	0.30	0.50	0.45	1.00	2.40	0.16
TOTAL								162.69

PLACA

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO	ANCHO	ALTURA	CANTIDAD	P.U.	PESO
			(m.)	(m.)	(m.)		(ton/m3)	ton
SÓTANO								
10	A	Placa 01	1.75	0.25	2.60	1.00	2.40	2.73
07' - 10	A	Placa 19	3.20	0.25	1.73	1.00	2.40	3.33
07'	A	Placa 02	2.00	0.25	2.60	1.00	2.40	3.12
06 - 07'	A	Placa 20	3.08	0.25	1.73	1.00	2.40	3.20
06	A	Placa 03	2.00	0.25	2.60	1.00	2.40	3.12
05' - 06	A	Placa 21	3.43	0.25	1.73	1.00	2.40	3.56
05'	A	Placa 04	2.00	0.25	2.60	1.00	2.40	3.12

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

02 - 05'	A	Placa 22	3.03	0.25	1.73	1.00	2.40	3.15
02	A	Placa 05	2.00	0.25	2.60	1.00	2.40	3.12
01 - 02.	A	Placa 23	1.45	0.25	1.73	1.00	2.40	1.51
01	A	Placa 06	4.95	0.25	2.60	1.00	2.40	7.72
01	B - C	Placa 24	3.54	0.25	1.73	1.00	2.40	3.68
02	B	Placa 07	1.65	0.25	2.60	1.00	2.40	2.57
01	C - D	Placa 25	3.13	0.25	1.73	1.00	2.40	3.26
05'	C - D	Placa 08	2.50	0.25	2.60	1.00	2.40	3.90
06	C - D	Placa 09	2.50	0.25	2.60	1.00	2.40	3.90
07'	C - D	Placa 10	2.05	0.25	2.60	1.00	2.40	3.20
10	C - D	Placa 11	4.82	0.25	2.60	1.00	2.40	7.52
01	D - F	Placa 12	4.45	0.25	2.60	1.00	2.40	6.95
07'	D - E	Placa 13	1.00	0.25	2.60	1.00	2.40	1.56
F	01 - 02.	Placa 26	2.02	0.25	1.73	1.00	2.40	2.10
02	F	Placa 14	2.00	0.25	2.60	1.00	2.40	3.12
F	02 - 05'	Placa 27	3.03	0.25	1.73	1.00	2.40	3.15
05'	F	Placa 15	1.00	0.25	2.60	1.00	2.40	1.56
05' - 06	E - F	Placa 16	8.25	0.25	2.60	1.00	2.40	12.86
06 - 07'	F	Placa 17	3.10	0.25	2.60	1.00	2.40	4.84
F	06 - 07'	Placa 28	3.66	0.25	1.73	1.00	2.40	3.80
07'	F	Placa 18	1.00	0.25	2.60	1.00	2.40	1.56
1ER @ 8VO PISO								
10	A	Placa 01	1.75	0.25	2.60	1.00	2.40	2.73
07'	A	Placa 02	2.00	0.25	2.60	1.00	2.40	3.12
06	A	Placa 03	2.00	0.25	2.60	1.00	2.40	3.12
05'	A	Placa 04	2.00	0.25	2.60	1.00	2.40	3.12
02	A	Placa 05	2.00	0.25	2.60	1.00	2.40	3.12
01	A	Placa 06	4.95	0.25	2.60	1.00	2.40	7.72
02	B	Placa 07	1.65	0.25	2.60	1.00	2.40	2.57
05'	C - D	Placa 08	2.50	0.25	2.60	1.00	2.40	3.90
06	C - D	Placa 09	2.50	0.25	2.60	1.00	2.40	3.90
07'	C - D	Placa 10	2.05	0.25	2.60	1.00	2.40	3.20
10	C - D	Placa 11	4.82	0.25	2.60	1.00	2.40	7.52
01	D - F	Placa 12	4.45	0.25	2.60	1.00	2.40	6.95
07'	D - E	Placa 13	1.00	0.25	2.60	1.00	2.40	1.56
02	F	Placa 14	2.00	0.25	2.60	1.00	2.40	3.12
05'	F	Placa 15	1.00	0.25	2.60	1.00	2.40	1.56
05' - 06	E - F	Placa 16	8.25	0.25	2.60	1.00	2.40	12.86
06 - 07'	F	Placa 17	3.10	0.25	2.60	1.00	2.40	4.84
07'	F	Placa 18	1.00	0.25	2.60	1.00	2.40	1.56
AZOTEA								

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

05' - 06	E - F	Placa 16	8.25	0.25	2.60	1.00	2.40	12.86
06 - 07'	F	Placa 17	3.10	0.25	2.60	1.00	2.40	4.84
							TOTAL	736.66

ESCALERA

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ALTURA (m.)	CANTIDAD	P.U. (ton/m3)	PESO ton
SÓTANO @ 8VO PISO								
05' - 06	E - F	Tramo 1	1.20	2.13	0.15	1.00	2.40	0.92
05' - 06	E - F	Pasos 1	1.20	0.17	0.25	7.00	2.40	0.44
05' - 06	E - F	Descanzo	1.20	2.60	0.15	1.00	2.40	1.12
05' - 06	E - F	Tramo 2	1.20	2.23	0.15	1.00	3.40	1.36
05' - 06	E - F	Pasos 2	1.20	0.17	0.25	7.00	4.40	0.80
							TOTAL	41.79

2.8.2 CARGA VIVA

Según la la Norma E.020 correspondiente a “Cargas” establece en su Artículo 3 los valores mínimos repartidos que se usarán y que dependen del tipo de ocupación o uso de la edificación:

CARGAS MÍNIMAS REPARTIDAS	
Ocupación o uso	Cargas repartidas kg/cm ²
Viviendas	200
Corredores y escaleras	200

Igualmente para los techos con una inclinación hasta 3° con respecto a la horizontal se considerará:

CARGAS MÍNIMAS REPARTIDAS	
Ocupación o uso	Cargas repartidas kg/cm ²
Techo	100

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

→ **Peso por cada elemento estructural:**

METRADO DE CARGA VIVA

LOSA ALIGERADA

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ESPESOR (m.)	CANTIDAD	P.U. ton/m2	PESO ton
SÓTANO								
01 - 02.	A - B	Paño 1	3.00	3.38		1.00	0.20	2.03
01 - 02.	B - C	Paño 2	3.58	3.53		1.00	0.20	2.52
01 - 02.	C' - D	Paño 3	3.39	3.13		1.00	0.20	2.12
01 - 02.	E - F	Paño 4	2.18	4.42		1.00	0.20	1.92
02 - 05'	A - B	Paño 5	5.02	3.44		1.00	0.20	3.46
02 - 05'	B - C	Paño 6	5.02	3.53		1.00	0.20	3.55
02 - 05'	C' - D	Paño 7	5.02	3.13		1.00	0.20	3.14
02 - 05'	E - F	Paño 8	5.02	4.45		1.00	0.20	4.47
05' - 06	A - B	Paño 9	5.42	3.39		1.00	0.20	3.68
05' - 06	B - C	Paño 10	5.42	1.85		1.00	0.20	2.01
06 - 07'	A - B	Paño 11	5.04	3.37		1.00	0.20	3.40
06 - 07'	B - C	Paño 12	5.07	3.53		1.00	0.20	3.58
06 - 07'	C' - E	Paño 13	5.07	4.82		1.00	0.20	4.89
07' - 10	A - B	Paño 14	5.17	3.32		1.00	0.20	3.44
07' - 10	B - C	Paño 15	5.20	4.40		1.00	0.20	4.58
07' - 10	C' - E	Paño 16	5.20	3.95		1.00	0.20	4.11
1ER @ 7MO PISO								
01 - 02.	A - B	Paño 1	3.00	3.38		1.00	0.20	2.03
01 - 02.	E - F	Paño 4	2.18	4.42		1.00	0.20	1.92
02 - 05'	A - B	Paño 5	5.02	3.44		1.00	0.20	3.46
02 - 05'	B - C	Paño 6	5.02	3.53		1.00	0.20	3.55
02 - 05'	C' - D	Paño 7	5.02	3.13		1.00	0.20	3.14
02 - 05'	E - F	Paño 8	5.02	4.45		1.00	0.20	4.47
06 - 07'	A - B	Paño 11	5.04	3.37		1.00	0.20	3.40
06 - 07'	B - C	Paño 12	5.07	3.53		1.00	0.20	3.58
06 - 07'	C' - E	Paño 13	5.07	4.82		1.00	0.20	4.89
07' - 10	A - B	Paño 14	5.17	3.32		1.00	0.20	3.44
07' - 10	B - C	Paño 15	2.52	4.40		1.00	0.20	2.22

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

07' - 10	C' - E	Paño 16	5.20	3.95		1.00	0.20	4.11	
07' - 10	E - F	Paño 17	5.00	1.40		1.00	0.20	1.40	
8VO PISO									
01 - 02.	A - B	Paño 1	3.00	3.38		1.00	0.10	1.01	
01 - 02.	E - F	Paño 4	2.18	4.42		1.00	0.10	0.96	
02 - 05'	A - B	Paño 5	5.02	3.44		1.00	0.10	1.73	
02 - 05'	B - C	Paño 6	5.02	3.53		1.00	0.10	1.77	
02 - 05'	C' - D	Paño 7	5.02	3.13		1.00	0.10	1.57	
02 - 05'	E - F	Paño 8	5.02	4.45		1.00	0.10	2.23	
06 - 07'	A - B	Paño 11	5.04	3.37		1.00	0.10	1.70	
06 - 07'	B - C	Paño 12	5.07	3.53		1.00	0.10	1.79	
06 - 07'	C' - E	Paño 13	5.07	4.82		1.00	0.10	2.45	
07' - 10	A - B	Paño 14	5.17	3.32		1.00	0.10	1.72	
07' - 10	B - C	Paño 15	2.52	4.40		1.00	0.10	1.11	
07' - 10	C' - E	Paño 16	5.20	3.95		1.00	0.10	2.05	
07' - 10	E - F	Paño 17	5.00	1.40		1.00	0.10	0.70	
AZOTEA									
05' - 06	E - F	Paño 18	5.42	3.30		1.00	0.10	1.79	
06 - 07'	E - F	Paño 19	4.04	3.30		1.00	0.10	1.33	
								TOTAL	367.95

LOSA MACISA DE 0.2 m.

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ESPESOR (m.)	CANTIDAD	P.U. (ton/m3)	PESO kg
SÓTANO								
05' - 06	B - C	Paño 20	5.42	1.68		1.00	0.20	1.82
05' - 06	C' - D	Paño 21	5.42	3.13		1.00	0.20	3.39
05' - 06	D - E	Paño 22	5.42	1.70		1.00	0.20	1.84
06 - 07'	E - F	Paño 23	4.65	2.75		1.00	0.20	2.56
07' - 10	E - F	Paño 24	1.00	2.75		1.00	0.20	0.55
1ER @ 7MO PISO								
05' - 06	B - C	Paño 20	5.42	1.68		1.00	0.20	1.82
05' - 06	C' - D	Paño 21	5.42	3.13		1.00	0.20	3.39
05' - 06	D - E	Paño 22	5.42	1.70		1.00	0.20	1.84
06 - 07'	E - F	Paño 23	4.65	2.75		1.00	0.20	2.56
8VO PISO								
05' - 06	B - C	Paño 20	5.42	1.68		1.00	0.10	0.91
05' - 06	C' - D	Paño 21	5.42	3.13		1.00	0.10	1.70
05' - 06	D - E	Paño 22	5.42	1.70		1.00	0.10	0.92

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

06 - 07'	E - F	Paño 23	4.65	2.75		1.00	0.10	1.28
							TOTAL	82.26

ESCALERA

EJES	TRAMO	LOSA	LARGO (m.)	ANCHO (m.)	ALTURA (m.)	CANTIDAD	P.U. (ton/m2)	PESO ton
SÓTANO @ 8VO PISO								
05' - 06	E - F	Tramo 1	1.20	2.13		1.00	0.20	0.51
05' - 06	E - F	Descanzo	1.20	2.60		1.00	0.20	0.62
05' - 06	E - F	Tramo 2	1.20	2.23		1.00	0.20	0.54
							TOTAL	1.67

2.8.3 PESO TOTAL DE LA EDIFICACIÓN

Para el cálculo del peso de la edificación (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- *En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.*
- En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

Artículo 16.3 Norma E.030 DISEÑO SISMO RESISTENTE

A continuación se presentan un resumen del peso total de la edificación, por piso y por cada elemento estructural:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

RESUMEN POR ELEMENTO

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	PESO TOTAL
			ton
LOSA ALIGERADA	1043.19	367.95	1135.18
LOSA MACIZA	310.60	82.26	331.16
VIGAS	452.95		452.95
COLUMNAS	162.69		162.69
PLACAS	736.66		736.66
ESCALERA	41.79	15.0336	45.55
TOTAL	2747.88	465.24	2864.19

RESUMEN POR NIVEL

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	PESO TOTAL
			ton
Azotea	37.40	3.12	38.18
Piso 08	260.75	27.27	267.57
Piso 07	297.72	52.88	310.94
Piso 06	297.72	52.88	310.94
Piso 05	297.72	52.88	310.94
Piso 04	297.72	52.88	310.94
Piso 03	297.72	52.88	310.94
Piso 02	297.72	52.88	310.94
Piso 01	297.72	52.88	310.94
Sótano	365.72	64.71	381.89
TOTAL	2747.88	465.24	2864.19

CAPÍTULO III



CAPITULO III

ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1 ANALISIS SÍSMICO

Desde el punto de vista de las estructuras, los terremotos consisten en movimientos aleatorios horizontales y verticales en la superficie de la tierra. El propósito del diseño sísmico es dimensionar las estructuras de manera que éstas puedan resistir los desplazamientos y las fuerzas inducidas por el movimiento del terreno.

Los sismos se presentan en regiones localizadas del planeta; nuestro país se ubica en una de ellas. Los sismos generan movimientos oscilatorios en las estructuras sometidas a ellos. La magnitud de los desplazamientos depende principalmente de la rigidez de la estructura y de las características del movimiento del suelo. En el Perú, la naturaleza de éstos ocasiona que las edificaciones más rígidas sufran más sus consecuencias

La actividad sísmica en el país es el resultado de la interacción de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana y de los reajustes que se producen en la corteza terrestre como consecuencia de la interacción y la morfología alcanzada por el Aparato Andino, constituyen los principales elementos que afectan la sismicidad en el país.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

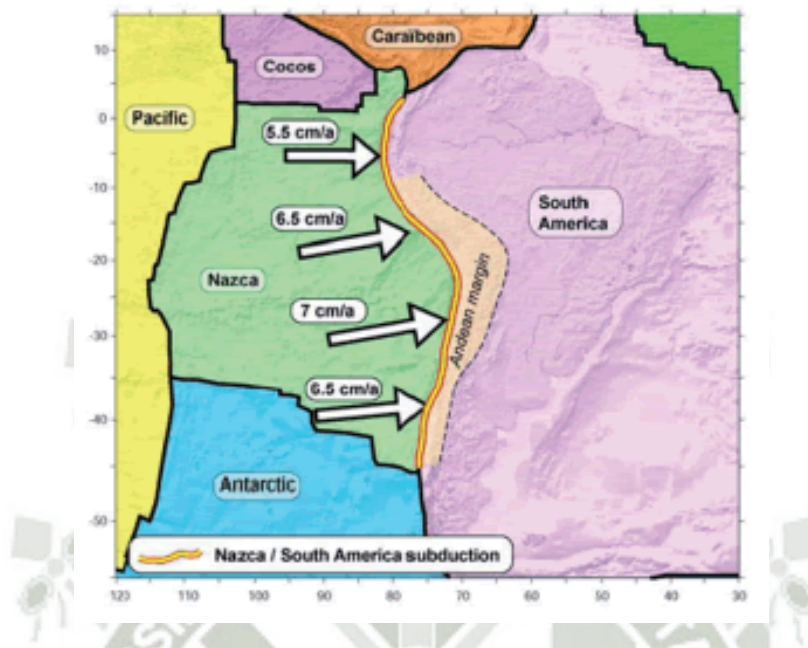


Fig. 16 Contexto tectónico de la convergencia entre las placas de Nazca y Sudamericana

Por esto es que Arequipa es una zona donde hay probabilidades que ocurra un sismo de gran intensidad. En la siguiente imagen se puede observar que Arequipa se encuentra en una zona de mayor intensidad sísmica.

Los esfuerzos generados por los movimientos sísmicos se estiman asumiendo un sistema de cargas laterales aplicado sobre la estructura. Estas fuerzas deben ser definidas de modo que representen lo más cercanamente posible el fenómeno real. La estructura sometida a movimientos sísmicos se analiza, asumiendo un comportamiento elástico, bajo la acción de cargas horizontales estimadas, reducidas por un factor que depende de su ductilidad que en nuestro medio es especificado por la Norma Peruana de Diseño

Sismo-Resistente. Existen diversos métodos para su determinación, desde los más sencillos hasta los más complejos, que sólo pueden ser desarrollados con la ayuda de una computadora. Con el análisis sísmico de la estructura, se conocerán las fuerzas internas en los elementos estructurales que servirán para su diseño y así, controlar los valores permisibles de los desplazamientos laterales que exige la norma.

Así, en el Artículo 3 de la norma E.030 nos da a conocer la filosofía del diseño sismo resistente:

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

Con estos criterios y principios, un análisis estructural sísmico permitirá asegurar una respuesta adecuada de un edificio ante un sismo, sin que existan daños materiales ni pérdidas de vida.

3.1.1 PARÁMETROS SÍSMICOS

Ahora veamos los parámetros que serán necesarios definir para el análisis estático y dinámico de la estructura. Estos parámetros están definidos por la norma E.030 de Diseño Sismo resistente. Fueron fijados para ambas direcciones, X e Y:

a) PARÁMETROS DE SITIO

Son todos aquellos que están relacionados con las características geográficas y de ubicación y condiciones del suelo:

- ZONIFICACIÓN “Z”:

Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años.



ZONA	Z
3	0,40
2	0,30
1	0,15

El proyecto se ubica en la ciudad de Arequipa, correspondiente a la ZONA 3, entonces:

$$Z = 0.40$$

- CONDICIONES GEOTÉCNICAS (S y Tp):

Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de amplificación sísmica del suelo (S) y el periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo (T_p).

Según el estudio de suelos, el tipo de suelos donde se cimentará la edificación es un terreno con grava y arena y según la **tabla N° 2** de la Norma E.030 pertenecen a un suelo tipo 2 donde: *A este tipo corresponden los casos en los que se cimenta sobre:*

- *Roca sana o parcialmente alterada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).*
- *Grava arenosa densa.*

Factor del suelo S1

$$S = 1.2$$

Factor que define la plataforma del espectro

$$T_p = 0.6$$

- **FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA “C”:**

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo y se define con la siguiente expresión:

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

Donde T es el periodo fundamental para cada dirección y se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

Donde:

Hn	: la altura total del edificio	= 23.4 m
C _T	: edificio con muros de corte	= 60
T	: periodo fundamental	= 0.39 seg
C	: Amplificación sísmica	<u>C = 3.85</u>

Este valor excede el máximo por la norma, por lo que se tomará **2.5** como valor de amplificación sísmica “C”.

b) PARÁMETROS ESCTRUCTURALES

- CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN “U”

En este parámetro se le asigna a la estructura en valor que depende de la ocupación e importancia que se le dará. El proyecto está destinado para ser de viviendas multifamiliares por lo que se clasifica como “Edificaciones comunes” donde:

<u>Edificaciones comunes</u>	U = 1.0
----------------------------------	---------

- CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Para este tipo de análisis, según la Norma E.030 en el artículo 11 correspondiente a *Configuración estructural* se debe comprobar si el edificio presenta irregularidades tanto en altura como en planta con el

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

objetivo de determinar los valores adecuados del coeficiente de reducción sísmica “R”.

Será una estructura irregular si por lo menos presenta una de los siguientes criterios descritos en la tabla N° 4 o en la tabla N° 5 de la norma en el mismo artículo mencionado anteriormente. De no presentar alguna de estas características estaríamos ante una estructura regular.

Configuración	Tipo de irregularidad	Criterio
En altura	Irregularidad de rigidez - piso blando	No
	Irregularidad de masa	No
	Irregularidad geométrica vertical	Si
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	No
En planta	Irregularidad torsional	No
	Esquinas entrantes	Si
	Discontinuidad del diafragma	Si

Conforme lo anteriormente descrito, el edificio es de concreto armado en base a muros estructurales y se clasifica como irregular

- **SISTEMA ESTRUCTURAL Y COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA “R”**

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección tal como se indica en la Tabla N°6 de la norma E.30 en el artículo 12.

Para el proyecto, debido a la distribución arquitectónica, el sistema estructural tanto para la dirección “X” como para la dirección “Y”, es un

sistema de Concreto Armado, donde las demandas sísmicas son resistidas principalmente por muros de corte. Según la norma, este es un *sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base*. Esta condición, se verificará después de tener los resultados del análisis sísmico en ambas direcciones y, de ser el caso; se tendrá que modificar la estructuración y arquitectura para cumplir esta condición.

Conforme a la configuración estructural le pertenece un coeficiente R de:

R _x	6 x 0.75	4.5
R _y	6 x 0.75	4.5

3.2 ANÁLISIS ESTÁTICO

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

a) Cálculo de la Fuerza Cortante en la Base:

Es la fuerza cortante en la base del edificio debido al sismo y es una porción del peso del edificio y se determina mediante la siguiente expresión:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

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

Donde:

Z	: 0.4
U	: 1.0
C	: 2.5
S	: 1.2
R	: 4.5

El peso de la edificación se calculó en el capítulo anterior (2 864.19 ton). Sin embargo, debido a que se usará el programa Etabs para el análisis sísmico dinámico, entonces se utilizarán los datos que arroja el programa:

→ P : 2 861.03 ton

Como se ve, el cálculo que se hizo manualmente es muy aproximado al que se extrajeron del ETABS. Además, el periodo fundamental el menor que 0.7 segundos. En contraste con lo que el programa nos brinda: 0.498 seg. Es decir que el periodo es menor a 0.7 segundos por lo que la fuerza cortante se distribuirá en cada nivel de la edificación.

→ Entonces V : 762.94 ton

Además se debe considerar que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125 \quad C/R : 0.56 > 0.125, \text{ CUMPLE}$$

b) Distribución de la fuerza sísmica en la altura:

Si el período fundamental T, es mayor que 0,7 s, una parte de la fuerza cortante V, denominada Fa, deberá aplicarse como fuerza concentrada

en la parte superior de la estructura. Si el periodo es menor que 0.7 s, la fuerza cortante V se distribuirá en cada nivel de la edificación, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = V_b \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k}$$

C) Excentricidad accidental

Se considerará efectos de torsión en cada nivel, es decir que la fuerza cortante actuará en el centro de masas por piso por lo que debe suponerse excentricidades accidentales respectivo de cada piso y en cada dirección. La norma peruana indica en su artículo 17.2 de la Norma E.O30:

“En cada nivel además de la fuerza actuante, se aplicará el momento accidental denominado M_t , que se calcula como:

$$M_T = +/- F_i \times e_i”$$

Donde $e_i = 0.05 \times$ dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la acción de las fuerzas.

A continuación se presenta un cuadro de cálculos para el análisis estático del edificio:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE

INGENIERÍA CIVIL

TESISTA : BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO

FECHA : 24/10/2015

TESIS : DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO

UBICACION : SOCABAYA - AREQUIPA – AREQUIPA

ANÁLISIS ESTÁTICO

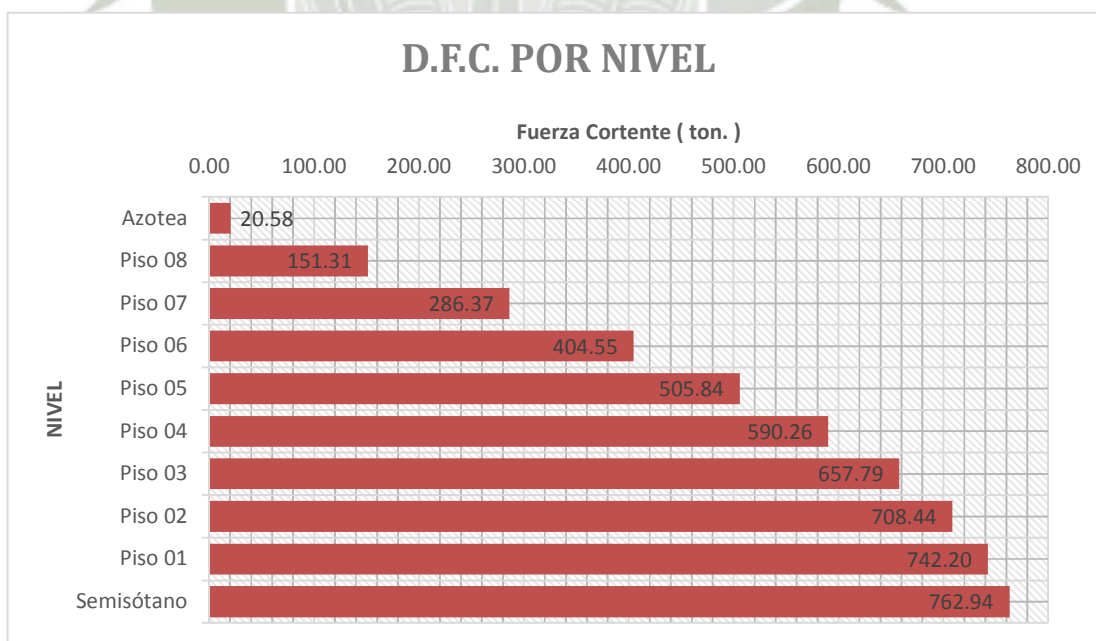
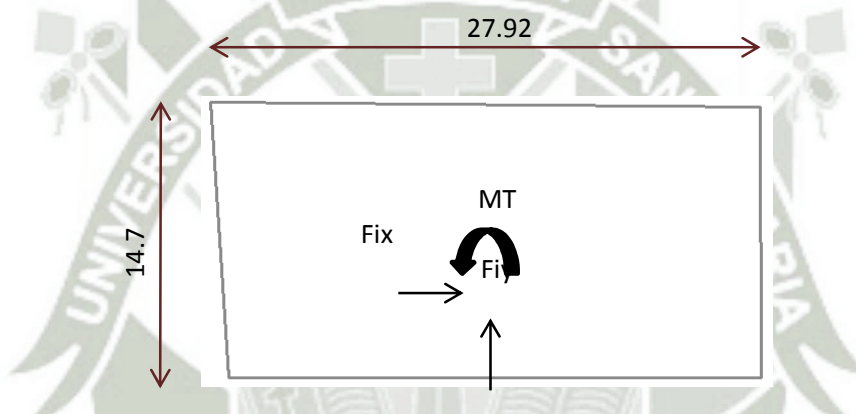
CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE POR NIVEL

Fuerza cortante: $V = 762.94$ ton

NIVEL	PESO x NIVEL P_i (ton.)	ALTURA ACUM. H_i (m.)	$P_i \times H_i$ (ton x m.)	α Inc
Azotea	37.86	26.00	984.43	0.03
Piso 08	267.25	23.40	6253.74	0.17
Piso 07	310.62	20.80	6460.88	0.18
Piso 06	310.62	18.20	5653.27	0.15
Piso 05	310.62	15.60	4845.66	0.13
Piso 04	310.62	13.00	4038.05	0.11
Piso 03	310.62	10.40	3230.44	0.09
Piso 02	310.62	7.80	2422.83	0.07
Piso 01	310.62	5.20	1615.22	0.04
Semisótano	381.58	2.60	992.11	0.03
TOTAL	2861.03		36496.63	1.00

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

NIVEL	Fi	Vi	MT X	MT Y
	(ton.)	(ton.)	(ton x m.)	(ton x m.)
Azotea	20.58	20.58	15.20	28.73
Piso 08	130.73	151.31	111.74	211.21
Piso 07	135.06	286.37	211.48	399.74
Piso 06	118.18	404.55	298.76	564.71
Piso 05	101.30	505.84	373.57	706.11
Piso 04	84.41	590.26	435.90	823.94
Piso 03	67.53	657.79	485.78	918.21
Piso 02	50.65	708.44	523.18	988.91
Piso 01	33.77	742.20	548.12	1036.04
Semisótano	20.74	762.94	563.43	1064.99
TOTAL	762.94			



3.2.1 VERIFICACIÓN DEL CORTANTE QUE ABSORVEN LAS PLACAS

VERIFICACIÓN DEL CORTANTE QUE ABSORVEN LAS PLACAS

Dirección X				
Piso	Placa	Load Case	Locación	V tonf
PRIMERA PLANTA	P12	SISMOXX	Bottom	
PRIMERA PLANTA	P03	SISMOXX	Bottom	72.49859396
PRIMERA PLANTA	P04	SISMOXX	Bottom	72.66542289
PRIMERA PLANTA	P02	SISMOXX	Bottom	72.00433728
PRIMERA PLANTA	P05	SISMOXX	Bottom	70.00446678
PRIMERA PLANTA	P01	SISMOXX	Bottom	21.42298113
PRIMERA PLANTA	P13	SISMOXX	Bottom	27.66868263
PRIMERA PLANTA	P14	SISMOXX	Bottom	1.745819805
PRIMERA PLANTA	P16	SISMOXX	Bottom	16.71508244
PRIMERA PLANTA	P18	SISMOXX	Bottom	1.772124782
PRIMERA PLANTA	P19	SISMOXX	Bottom	131.3912846
PRIMERA PLANTA	P20	SISMOXX	Bottom	111.3185102
Cortantes que absorben los muros en X				662.9736864
% del V basal				86.79%

Dirección Y				
Piso	Placa	Load Case	Locación	V tonf
PRIMERA PLANTA	P11	SISMOYY	Bottom	-117.5706282
PRIMERA PLANTA	P07	SISMOYY	Bottom	79.23740608
PRIMERA PLANTA	P10	SISMOYY	Bottom	265.6061859
PRIMERA PLANTA	P09	SISMOYY	Bottom	80.37613315
PRIMERA PLANTA	P08	SISMOYY	Bottom	77.6082303
PRIMERA PLANTA	P06	SISMOYY	Bottom	-75.1120298
PRIMERA PLANTA	P15	SISMOYY	Bottom	10.22327706
PRIMERA PLANTA	P17	SISMOYY	Bottom	10.22500765
Cortantes que absorben los muros en Y				715.958898
% del V basal				93.72%

VERIFICACION DEL FACTOR DE NREDUCCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA CORRECTO A USAR

R = 6 Como se observan el cortante que soportan los muros es mayor 80% según la norma E-030 por lo tanto estamos a un sistema de muros estructurales en ambas direcciones y el factor correcto de R sería 6 tanto para el sismo estático como para el sismo dinámico.

3.3 ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia. Para edificaciones convencionales podrá usarse el procedimiento de combinación espectral; y para edificaciones especiales deberá usarse un análisis tiempo-historia. Para la tesis, se realizará el procedimiento de combinación espectral por tratarse de un edificio convencional.

Se consideró en el análisis 3 grados de libertad por nivel, 2 de traslación y 1 de torsión. Teniendo 8 pisos y 1 semisótano, se tuvo un total de 27 modos de vibración.

3.3.1 PROCEDIMIENTO POR EL PROGRAMA ETABS

En los últimos años, el uso de programas de cómputo en los procesos de análisis y diseño en ingeniería se ha extendido ampliamente. Particularmente en ingeniería Estructural. El programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems o Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones) es uno de los programas de propósito específico, con el que se pueden realizar análisis estáticos y dinámicos.

Evidentemente, una gran ventaja de contar con un programa de este tipo es el de disponer del modelo de una edificación y poder realizar las modificaciones, geométricas o de inclusión de elementos estructurales, si es que el edificio no cumple con los requerimientos

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

de resistencia o deformación determinados por los códigos de diseño.

Para el análisis sísmico dinámico se recurrió al programa ETABS V13.0.0. A continuación se detalla el procedimiento seguido:

- ✓ Definir unidades
- ✓ Creación del origen y líneas de grilla
- ✓ Propiedades del material
- ✓ Concreto (para todos los pisos):
 - Peso específico = 2400 kg/m³
 - Módulo de elasticidad $E_c = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de Poisson = 0.15
 - $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Definición de los elementos estructurales
 - Las losas macizas se modelaron como elementos tipo *membrana*.
 - Las losas aligeradas de 0.20 m se modelaron como elementos tipo *membrana* de 0.01 m de espesor. Se le asigna el metrado de carga muerta y viva respectivamente para mayor exactitud en los análisis.
 - Las vigas y columnas se modelaron como elementos tipo *frame* según las dimensiones de su sección considerando sus predimensionamiento realizados en el capítulo anterior.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

- Las placas se diseñaron como elementos tipo *Wall* con espesores de 25 cm y se le asignaron *pier labels* a cada placa.
- ✓ Asignación de *diagrfmas rígidos*. Es importante la asignación de este criterio ya que será una edificación en que las losas debe actuar como elementos que integren a los muros portantes y compatibilicen sus desplazamientos laterales.
- ✓ Se definieron los tipo de cargas estáticas:
Carga muerta (DEAD) y carga viva (LIVE) en donde en el caso de CM se considerará el peso propio de los elementos estructurales y LIVE se aplicaron las sobrecargas dictadas por la norma y se asignaron a las losas de techo desde semisótano hasta el 7mo piso como cargas uniformes distribuidas. Estas cargas; según la norma, para edificios multifamiliares debe ser 200 kg/cm². Para el caso del último piso, se le destinó 100 kg/cm².
- ✓ Para el caso del peso propio (CM) de los tabiques que son cargadas por las losas, se metró para luego aplicarlas como carga distribuida por cm² en las losas.
- ✓ El tipo de apoyo las columnas y placas en la base de la estructura se definió como empotrado por tener un suelo rígido y por el tipo de cimentación.
- ✓ Para el cálculo del *Peso de la edificación* se calculó en función a 100% de la carga muerta + 25% de la carga viva, según la norma E.030, edificaciones de la categoría C.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

- ✓ Se asignó 3 modos de vibración (2 de traslación y uno por torsión).
- ✓ Para la *respuesta espectral*, se fijó un espectro de aceleraciones para las direcciones XX y YY. Mediante este paso será posible realizar el análisis dinámico a través del cálculo de la aceleración para los diferentes modos de vibración de la estructura, en función al periodo. Al multiplicarlas por la masa se obtendrán las fuerzas sísmicas.
- ✓ Se hizo una *amplificación y combinación de cargas* como lo estipula la norma E.060 “Concreto Armado” en el artículo 9.2 y señalado en el capítulo II de la presente tesis. Así mismo se incluyó una *envolvente de diseño*.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$U = 0.9CM \pm CS$$

- ✓ Por último se verificó que la fuerza cortante en la base del edificio; para cada una de las direcciones, **no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el Artículo 17 (17.3) para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.** (Norma E.030 Artículo 18).

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

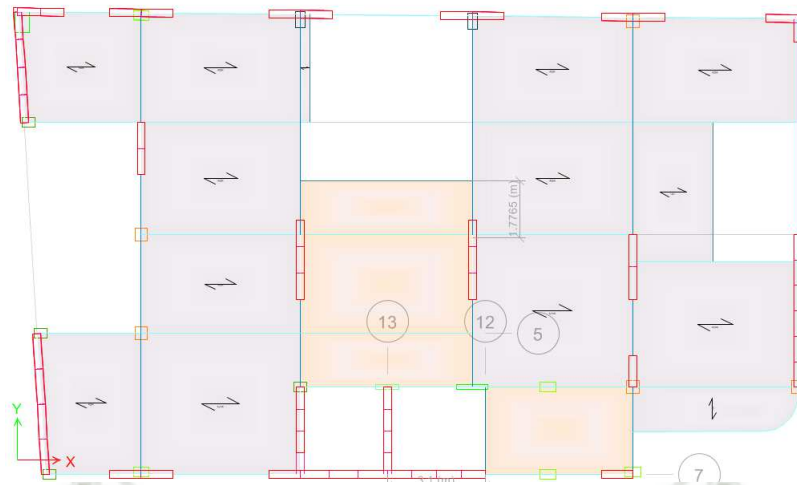


Fig. 17 Planta del edificio proyectado en ETABS

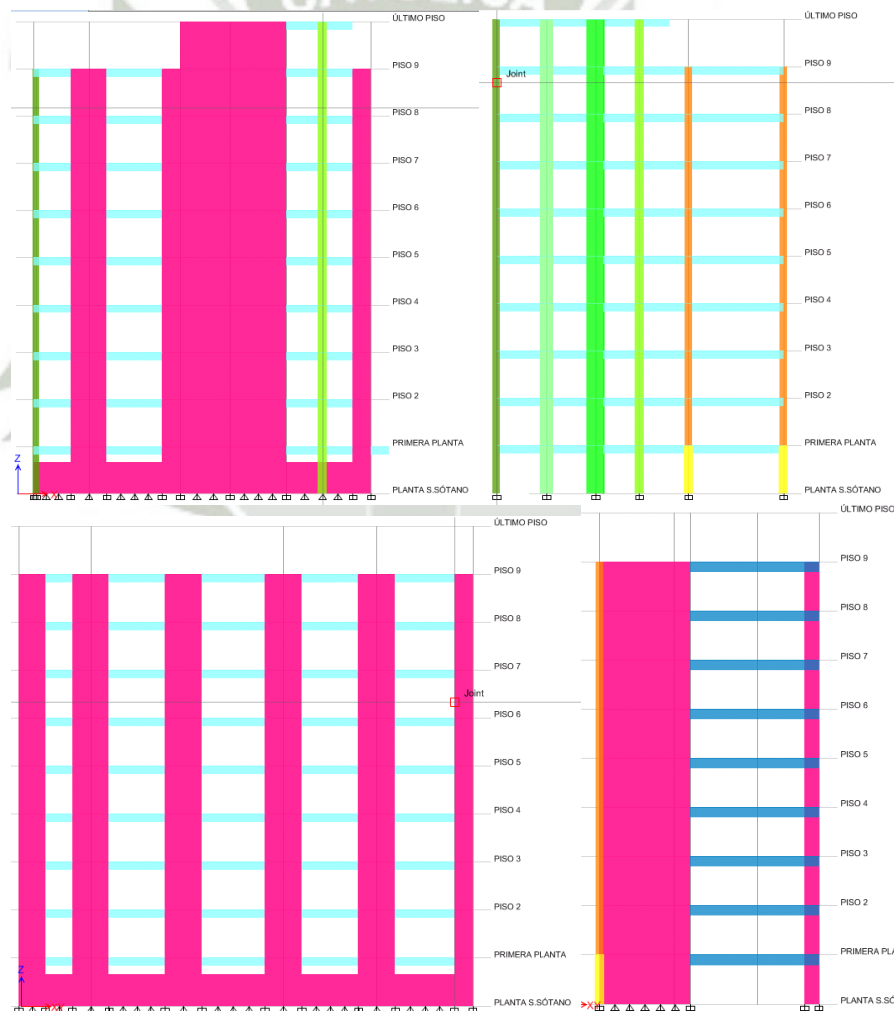


Fig. 18 Elevaciones proyectadas en ETABS

3.3.2 ACELERACION ESPECTRAL

La elaboración de un espectro de diseño trata de determinar el coeficiente con el cual se debe diseñar las estructuras, buscando lograr un comportamiento elástico durante los sismos leves, cuya frecuencia de ocurrencia es alta y un comportamiento inelástico durante sismos severos cuya probabilidad de ocurrencia es menor.

De acuerdo a la NTE E030 del RNE, para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

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

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE

INGENIERÍA CIVIL

TESISTA : BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO

FECHA : 24/10/2015

TESIS : DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO

UBICACION : SOCABAYA - AREQUIPA - AREQUIPA

ANÁLISIS DINÁMICO

ACELERACIÓN ESPECTRAL

PARÁMETROS	
ZONA (Z) :	0.40
USO (U) :	1.00
SUELO (S):	1.20
T _p	0.60
Coef.(R):	6.00

Irregular	x 0.75
R _x =	4.50
R _y =	4.50

Fórmulas a usar:

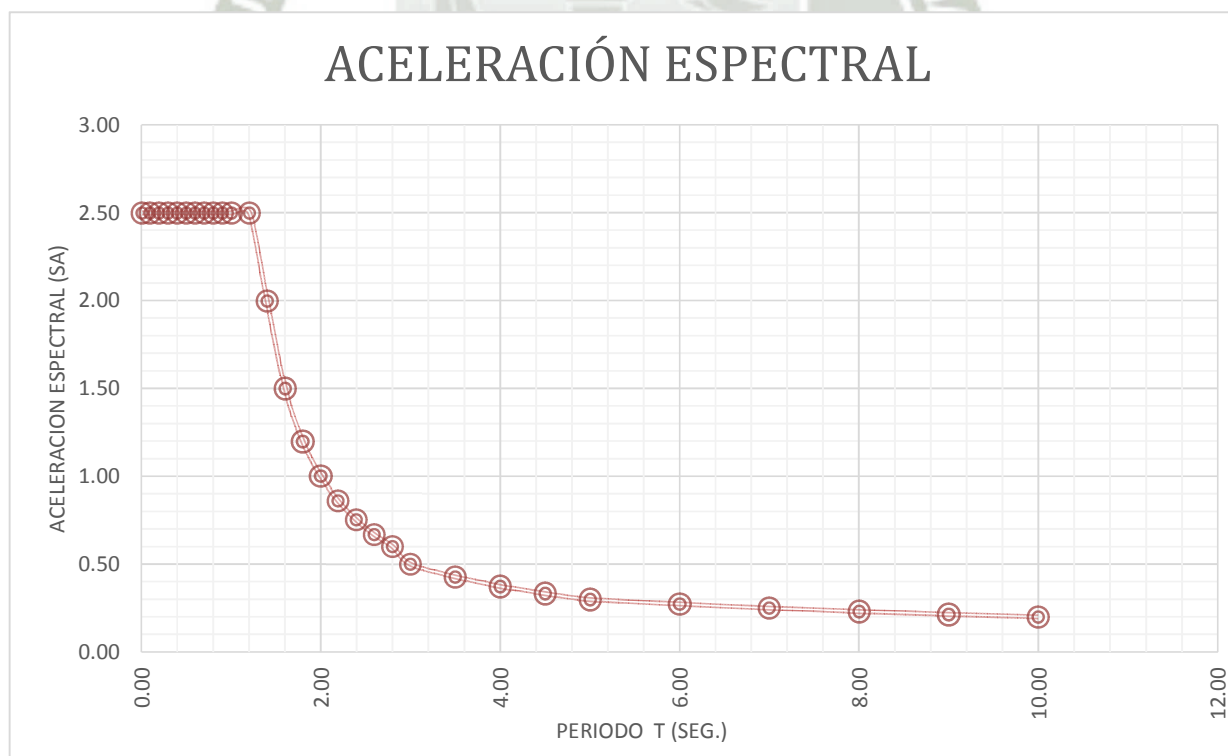
$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2,5$$

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

T	C	ZUCS/R _x	ZUCS/R _y	S _{a x}	S _{a y}
0.01	2.50	0.267	0.267	2.616	2.616
0.10	2.50	0.267	0.267	2.616	2.616
0.11	2.50	0.267	0.267	2.616	2.616
0.12	2.50	0.267	0.267	2.616	2.616
0.13	2.50	0.267	0.267	2.616	2.616
0.14	2.50	0.267	0.267	2.616	2.616
0.15	2.50	0.267	0.267	2.616	2.616
0.16	2.50	0.267	0.267	2.616	2.616
0.17	2.50	0.267	0.267	2.616	2.616
0.18	2.50	0.267	0.267	2.616	2.616
0.19	2.50	0.267	0.267	2.616	2.616
0.20	2.50	0.267	0.267	2.616	2.616
0.30	2.00	0.213	0.213	2.093	2.093
0.40	1.50	0.160	0.160	1.570	1.570
0.50	1.20	0.128	0.128	1.256	1.256
0.60	1.00	0.107	0.107	1.046	1.046
0.70	0.86	0.091	0.091	0.897	0.897
0.80	0.75	0.080	0.080	0.785	0.785
0.90	0.67	0.071	0.071	0.698	0.698

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

1.00	0.60	0.064	0.064	0.628	0.628
1.20	0.50	0.053	0.053	0.523	0.523
1.40	0.43	0.046	0.046	0.448	0.448
1.60	0.38	0.040	0.040	0.392	0.392
1.80	0.33	0.036	0.036	0.349	0.349
2.00	0.30	0.032	0.032	0.314	0.314
2.20	0.27	0.029	0.029	0.285	0.285
2.40	0.25	0.027	0.027	0.262	0.262
2.60	0.23	0.025	0.025	0.241	0.241
2.80	0.21	0.023	0.023	0.224	0.224
3.00	0.20	0.021	0.021	0.209	0.209
3.50	0.17	0.018	0.018	0.179	0.179
4.00	0.15	0.016	0.016	0.157	0.157
4.50	0.13	0.014	0.014	0.140	0.140
5.00	0.12	0.013	0.013	0.126	0.126
6.00	0.10	0.011	0.011	0.105	0.105
7.00	0.09	0.009	0.009	0.090	0.090
8.00	0.08	0.008	0.008	0.078	0.078
9.00	0.07	0.007	0.007	0.070	0.070
10.00	0.06	0.006	0.006	0.063	0.063



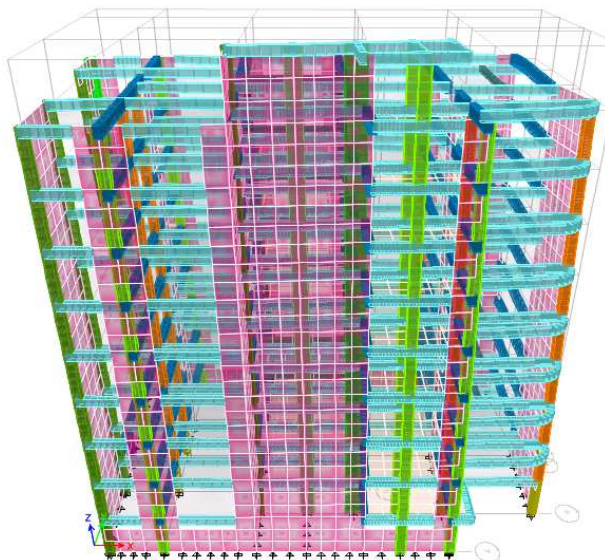
3.3.3 MODOS DE VIBRACIÓN Y PERIODOS RESULTANTES

Para hallar los periodos de vibración resultantes es necesario haber definido los modos fundamentales de la estructura, dependiendo de los porcentajes de masa efectiva de la estructura y su rigidez. Así se tuvo 27 modos de vibración, 3 por piso para todo el edificio.

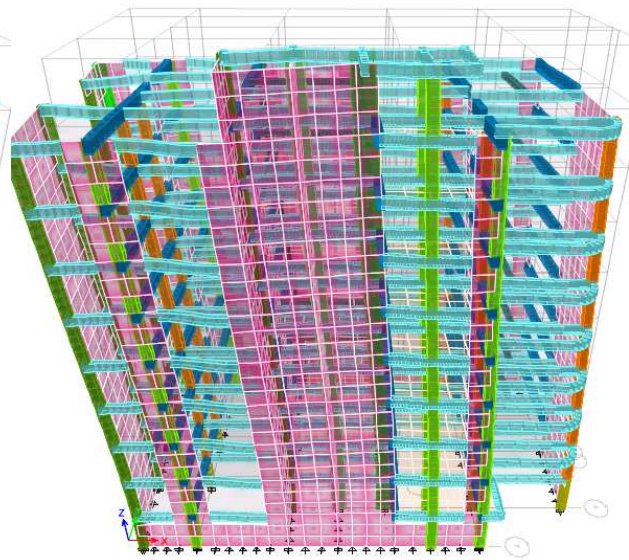
PERIODOS DE VIBRACIÓN

- El primer modo de vibración tiene 0.498 s para Y -Y
- El segundo modo de vibración tiene 0.471 s para X-X
- El tercer modo de vibración tiene 0.323 s para rotacion

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0.498



3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0.471



DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

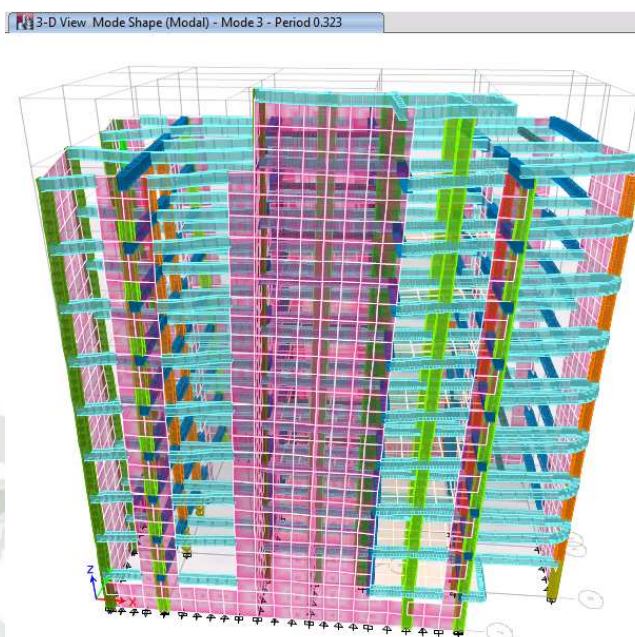


Fig. 19 Modos de vibración de la estructura

3.3.4 FUERZAS CORTANTES MINIMA EN LA BASE

La norma indica que para edificios irregulares la fuerza cortante en la base como consecuencia del análisis dinámico del edificio no podrá ser menor que el 90% de la fuerza cortante basal del análisis estático.

Siguiendo las recomendaciones de la Norma se tiene:

FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE

DIRECCIÓN	V est (tonf.)	V din (tonf.)	90% x V est (tonf.)	Condición	Factor de escala
X	763.90	559.653	687.510	FACTOR	1.36
Y	763.90	569.204	687.510	FACTOR	1.34

Cuadro N° 05 Factores de Escala

3.3.5 COMPARACIÓN Y CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

En el análisis Dinámico espectral, los desplazamientos de la estructura dependen del tiempo por lo que varían generando velocidades y Los desplazamientos laterales para cada dirección principal se determinarán multiplicando los desplazamientos obtenidos del análisis de la superposición espectral por 0.75R.

La NTE E030 establece que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso para estructuras de concreto armado es:

$$\frac{\Delta_i}{h_{ei}} \leq 0.007$$

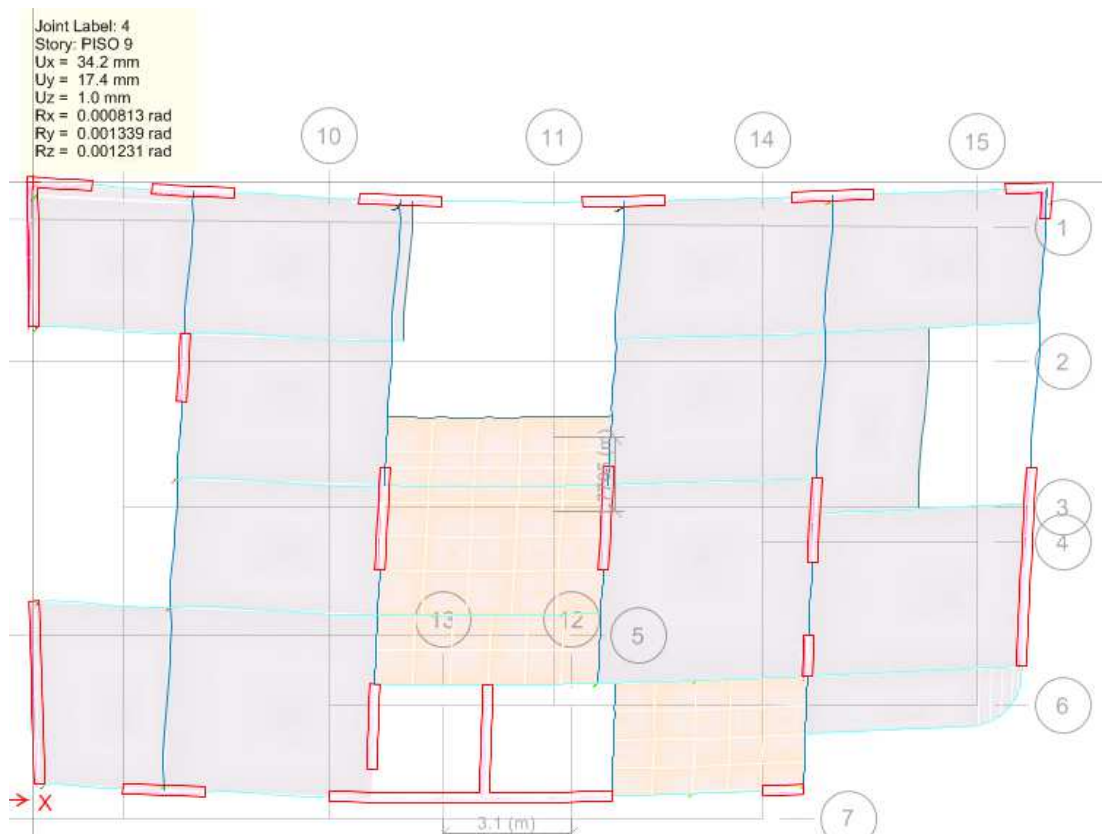
El máximo desplazamiento relativo de entrepiso calculado en el centro de masa, no deberá ser superior a 0.0070 veces la altura de entrepiso por ser el edificio de concreto armado.

Para los nudos ubicados en el nivel del sótano, sus desplazamientos serán nulos porque la losa es rígida y está restringido en las direcciones X e Y por el suelo.

En la siguiente tabla se verifica que cumpla esta condición:

CÁLCULO DE LA DERIVA

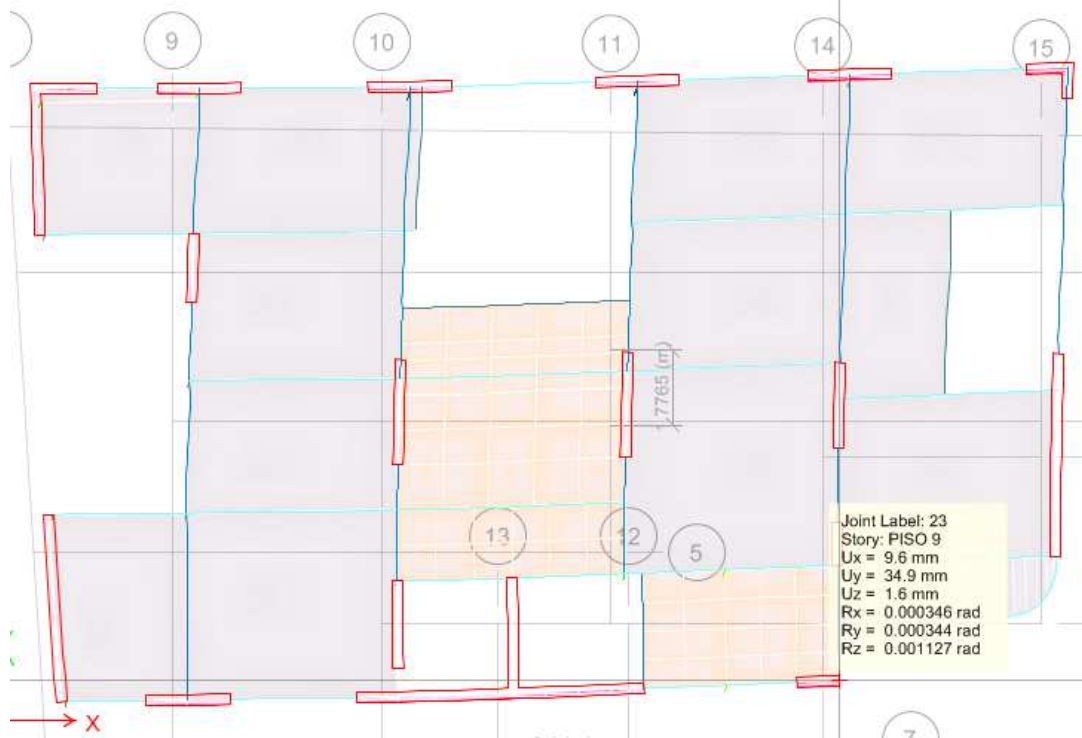
DIAGRAMA DE DESPLAZAMIENTOS EN X



EN XX										
PUNTO	Desplazamiento	Und.	Altura del entrepiso	und	0.75 x R x D	Und.	Desplaz. relativo	Und.	Deriva	Condición
CÁLCULO										
PISO 8	26	mm	260	cm	87.08	mm	8.78	mm	0.0034	ok
PISO 7	23	mm	260	cm	78.30	mm	10.13	mm	0.0039	ok
PISO 6	20	mm	260	cm	68.18	mm	11.48	mm	0.0044	ok
PISO 5	17	mm	260	cm	56.70	mm	12.15	mm	0.0047	ok
PISO 4	13	mm	260	cm	44.55	mm	12.49	mm	0.0048	ok
PISO 3	9.5	mm	260	cm	32.06	mm	11.81	mm	0.0045	ok
PISO 2	6	mm	260	cm	20.25	mm	10.80	mm	0.0042	ok
PISO 1	2.8	mm	260	cm	9.45	mm	7.43	mm	0.0029	ok
SEMISOTANO	0.6	mm	260	cm	2.03	mm	2.03	mm	0.0008	ok

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

DIAGRAMA DE DESPLAZAMIENTOS EN Y



SISMO EN YY										
PUNTO	Desplazamiento	Und.	Altura del entrepiso	und	0.75 x R x D	Und.	Desplaz. relativo	Und.	Deriva	Condición
CÁLCULO										
PISO 8	28	mm	260	cm	94.16	mm	11.81	mm	0.0045	ok
PISO 7	24	mm	260	cm	82.35	mm	12.49	mm	0.0048	ok
PISO 6	21	mm	260	cm	69.86	mm	12.83	mm	0.0049	ok
PISO 5	17	mm	260	cm	57.04	mm	12.83	mm	0.0049	ok
PISO 4	13	mm	260	cm	44.21	mm	12.49	mm	0.0048	ok
PISO 3	9.4	mm	260	cm	31.73	mm	11.48	mm	0.0044	ok
PISO 2	6	mm	260	cm	20.25	mm	9.79	mm	0.0038	ok
PISO 1	3.1	mm	260	cm	10.46	mm	7.43	mm	0.0029	ok
SEMISOTANO	0.9	mm	260	cm	3.04	mm	3.04	mm	0.0012	ok

3.3.6 SEPARACION SÍSMICA

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Según la N.T.E. 030 indica que la distancia mínima no se´ra menor que los $\frac{2}{3}$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes no menor que:

- ✓ $s > 3 \text{ cm}$
- ✓ $s \geq \frac{2}{3} (\text{despl. block A} + \text{despl. block B})$
- ✓ $s = 3 + 0.004 \times (h - 500)$ (h y s en centímetros)

Por lo tanto se tiene:

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

$$S = 3 + 0,004 \times (2600 - 500)$$

$$S = 3 + 0.004 \times (2100)$$

$$S = 3 + 8.4$$

$$S = 11.4 \text{ cm}$$

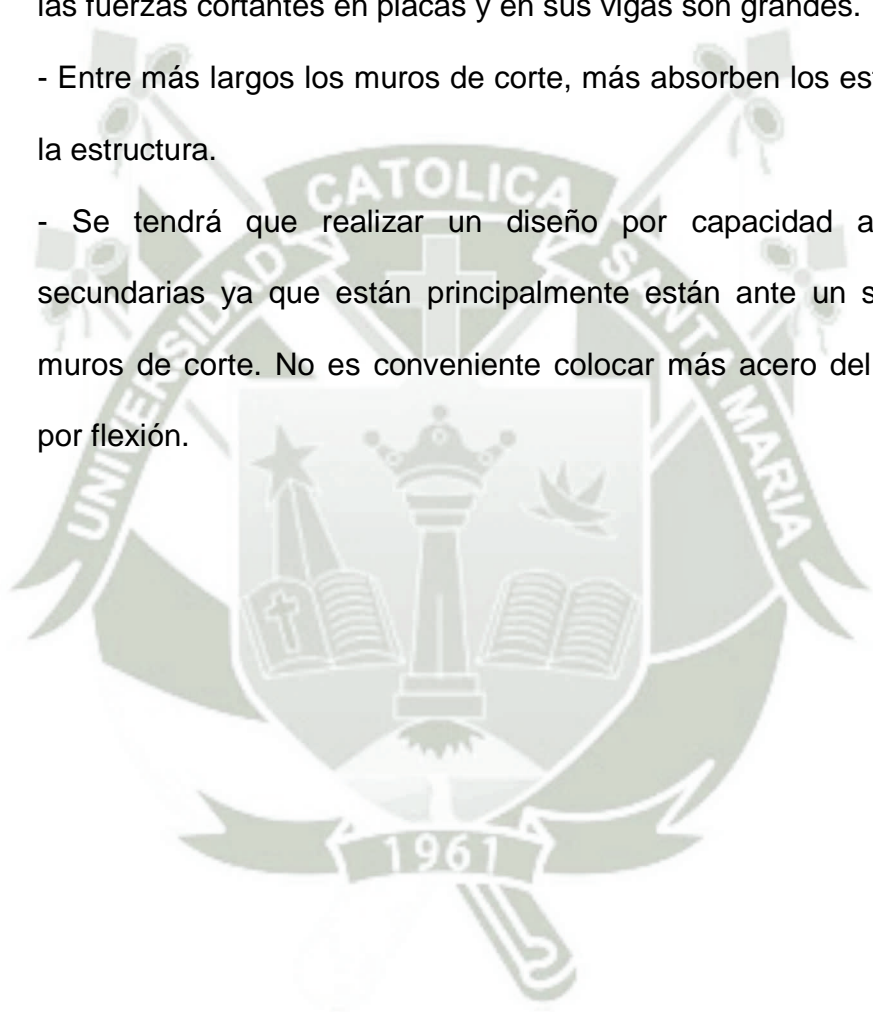
3.4 INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS CON FINES DE DISEÑO

El procedimiento y resultados anteriormente descritos serán usados para el diseño de vigas, columnas, placas y losas. Se emplearon los valores de Momentos, Fuerzas cortantes y axiales, desplazamientos laterales, etc. Se trató de no variar significativamente la arquitectura del edificio; de igual forma se consideró que la estructuración en el

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

ETABS no sea complejo ni detallado ya que es una representación general de la estructura.

- Se observa que las vigas exteriores o de borde poseen momentos flectores, torsores y fuerzas cortantes mayores que las vigas interiores
- Debido a que el edificio está estructurada en base a muros de corte, las fuerzas cortantes en placas y en sus vigas son grandes.
- Entre más largos los muros de corte, más absorben los esfuerzos de la estructura.
- Se tendrá que realizar un diseño por capacidad a la vigas secundarias ya que están principalmente están ante un sistema de muros de corte. No es conveniente colocar más acero del necesario por flexión.





CAPÍTULO IV

CAPÍTULO IV

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE

CONCRETO ARMADO

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se analizarán los resultados obtenidos del ETABS, se extraerán datos como fuerzas cortantes, fuerzas axiales momentos flectores y torsores para luego procesarlos y diseñar los diferentes elementos que componen a la edificación. El método que se usó fue el método de resistencia o rotura, el cual se caracteriza por amplificar las cargas actuantes. Los diferentes métodos que se usaron para el diseño fueron aprendidos en los años académicos.

Factores de reducción de resistencia – Norma Peruana	
<i>Solicitud</i>	<i>Factor de reducción</i>
Flexión	0.90
Tracción y Tracción + Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y flexo-compresión:	
Elementos con Espirales	0.75
Elementos con Estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70
Zonas de anclaje del post-tensado	0.85
Concreto simple	0.65

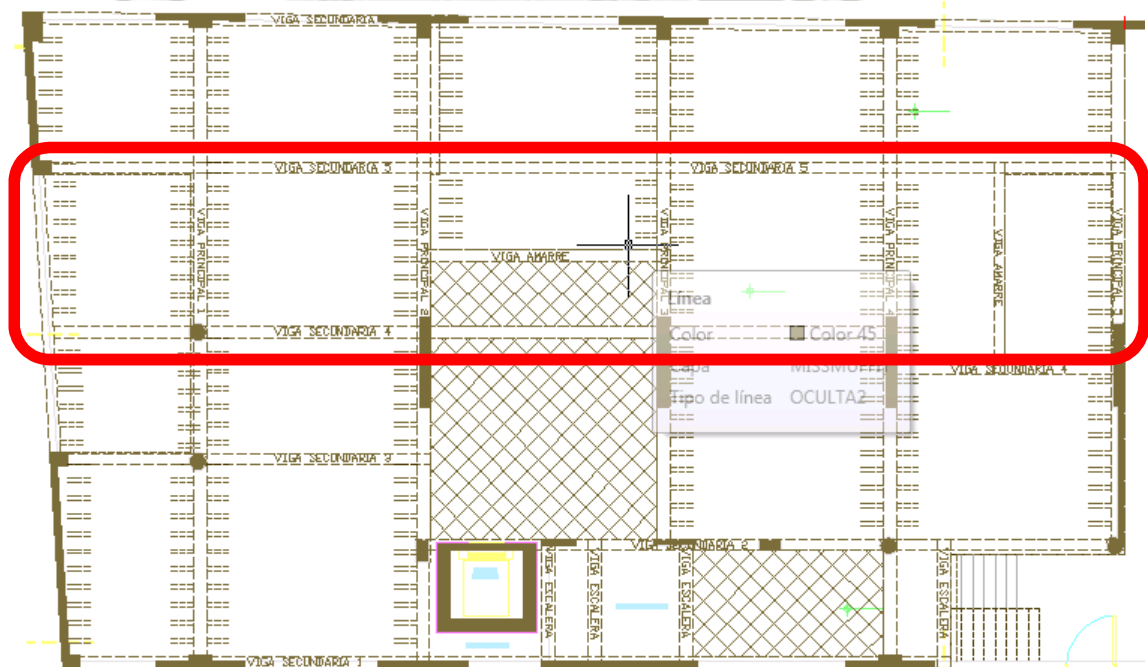
En diseño al concreto armado consiste en calcular las dimensiones finales de los elementos estructurales, así como la cantidad de acero y su longitud de armado. Así es importante que se realicen los planos en detalle para que no falle la estructura al momento de la construcción.

4.2 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Para el análisis de losas se ha tenido en consideración la luz libre de las mismas, se ha elegido losa aligerada $h = 0.20$ m, la altura de las losas fue elegido debido a las luces de los apoyos de las mismas tal como se explicó en el capítulo 2.



El análisis estructural de las losas se realizó con el programa SAP2000, considerándose cargas muertas y cargas vivas con una combinación de:
 $U = 1.4 CM + 1.7 CV$ por ser la más desfavorable para cargas de gravedad.



Se tomará como ejemplo el diseño del aligerado de la losa de techo del semisótano, entre los ejes B-C / 1-10

a) METRADO DE CARGAS:

		CARGA	ANCHO	TOTAL
CM:	PP:	0.3	0.4	0.12
	PT:	0.1	0.4	0.04
	TABIQUE:	0.15	0.4	0.06
				0.22 ton/m

		CARGA	ANCHO	TOTAL
CV:	S/C:	0.2	0.4	0.08
				0.08 ton/m

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 0.444 \text{ ton/m}$$

b) DISEÑO POR FLEXIÓN

o ACERO MÍNIMO Y MÁXIMO EN ALIGERADOS

Para asegurar que el acero colocado provea un momento resistente mayor al momento de agrietamiento, la norma peruana considera una cuantía mínima para losas nervadas y vigas de 0.0024. En la siguiente tabla se se resumen las propiedades de una vigueta típica:

Peralte H m	As (+) min cm2	As (-) min cm2	As (+) sb cm2	As (-) sb cm2	As (+) max cm2	As (-) max cm2
0.17	0.53	1.17	9.35	2.97	7.01	2.23
0.20	0.61	1.29	10.00	3.61	7.50	2.71
0.25	0.74	1.47	11.05	4.67	8.29	3.50
0.30	0.86	1.63	12.11	5.74	9.08	4.31

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

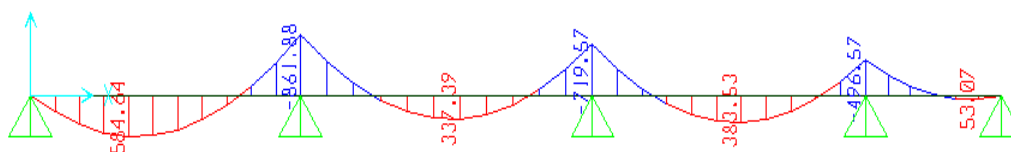


Fig. Envolvente de momentos Flectores para el Diseño de Vigueta

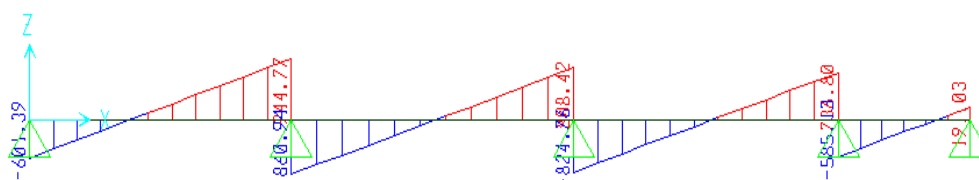


Fig. 20 Envolvente de Fuerzas Cortantes para el Diseño de Vigueta

o CÁLCULO DEL REFUERZO REQUERIDO POR FLEXIÓN

Datos del aligerado:

Base positiva (b+) =	40 cm
Base negativa (b-) =	10 cm
Altura (h) =	20 cm
Recubrimiento (r) =	3 cm
Peralte efectivo (d) =	17 cm

Luego de haber hallado las fuerzas cortantes y momentos flectores con la carga amplificada, se procede a usar las siguientes ecuaciones para obtener el área de acero requerida para cada sección:

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

$$A_s = b * d * \rho$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Negativo

Apoyo	M tnf.m	Ku	p %	As cm2	As min cm2	As final cm2	As colocado	As real cm2
Eje 01	0.000	0.000	0.10	0.17	1.29	1.29	1 Φ 1/2	1.29
Eje 02	0.862	29.823	0.88	1.50	1.29	1.50	1 Φ 1/2 + 1 Φ 3/8	2
Eje 05"	0.719	24.879	0.72	1.22	1.29	1.29	1 Φ 1/2	1.29
Eje 07'	0.496	17.163	0.48	0.82	1.29	1.29	1 Φ 1/2	1.29
Eje 10	0.000	0.000	0.10	0.17	1.29	1.29	1 Φ 1/2	1.29

Positivo

Apoyo	M tnf.m	Ku	p %	As cm2	As min cm2	As final cm2	As colocado	As real cm2
Eje 01 - 02	0.581	5.026	0.16	1.09	0.61	1.09	2 Φ 3/8	1.42
Eje 02 - 05"	0.333	2.881	0.10	0.68	0.61	0.68	1 Φ 3/8	0.71
Eje 05" - 07'	0.383	3.313	0.10	0.68	0.61	0.68	1 Φ 3/8	0.71
Eje 07' - 10	0.052	0.450	0.10	0.68	0.61	0.68	1 Φ 3/8	0.71

o REFUERZO POR CONTRACCIÓN O TEMPERATURA

Es el refuerzo que se coloca perpendicular al refuerzo por flexión, la Norma Peruana considera que para las losas con barras lisas la cuantía debe ser de 0.0025 y deberá colocarse a una separación (S) menor e igual a 5 veces el espesor de la losa, sin exceder de 45 cm.


$$b = 1.00 \text{ m.}$$

$$t = 0.05 \text{ m}$$

$$As = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se decidió tener un acero de $\frac{1}{4}$ " por lo que la separación S será igual

$$a: S = 25 \text{ cm}$$

 $\frac{1}{4}$ " @ 25 cm

c) DISEÑO POR CORTE

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot w \cdot d$$

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot 17$$

$$V_c = 1.22 \text{ ton}$$

Entonces $V_u < \phi V_c$
 $0.95 < 1.22 \text{ ton}$

Como V_u , esfuerzo cortante último es menor que ϕV_c , resistencia de la sección de la vigueta, entonces como condición no es necesario hacer un ensanche de vigueta.

d) DEFLEXIONES

Se obviaré el cálculo de las deflexiones del elemento estructural, en el caso que la altura de la vigueta sea mayor a $L/25$, donde L es la luz libre de la vigueta, por lo tanto se tiene lo siguiente:

$$h \geq \frac{L}{25}$$

Donde: h : altura de la losa = 0.20 m

L : mayor luz libre = 5.02 m

$0.20 = 0.20 \text{ m}$ Entonces se desprecian las deflexiones.

e) CORTE DE ACERO DEL REFUERZO

El corte de varilla adecuado nos permitirá tener un diseño económico. Dicho corte debe ser hecho de tal manera que se asegure la adherencia entre el acero y el concreto necesaria para que las varillas de refuerzo trabajen de manera satisfactoria

Como regla general se usaron los criterios dictados por la norma NTE E.060 donde especifica que el refuerzo se debe extender una distancia igual a $12d_b$ más desde donde ya no se necesite acero para resistir flexión.

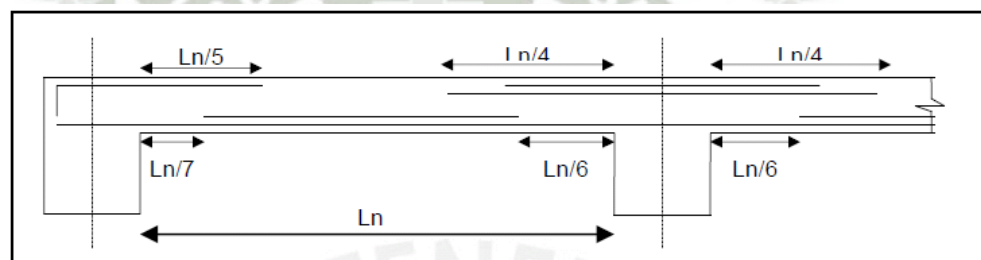
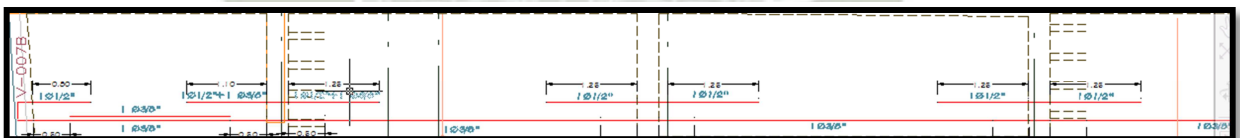


Fig. 21 Corte de acero del refuerzo



4.3 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

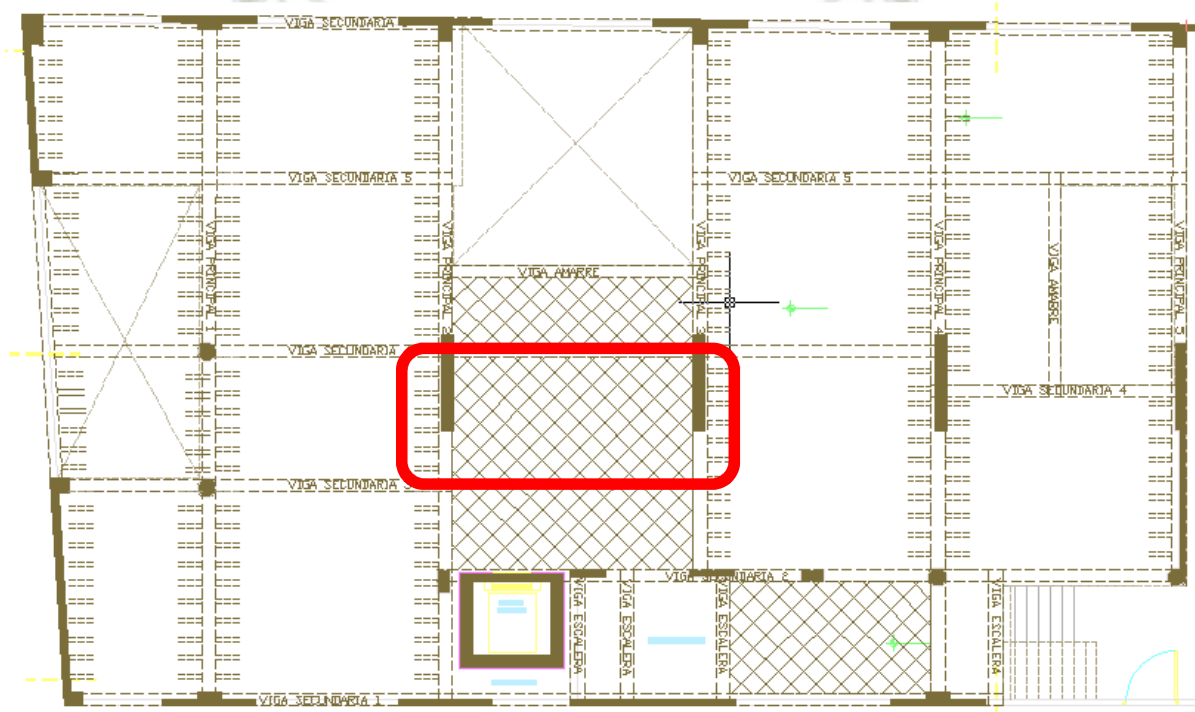
Existen varios métodos para el diseño de las losas macizas. Una de ellas es el método de coeficientes que sugiere la norma peruana E.060. Sin embargo, este método sólo es aplicable para losas con luces iguales o casi

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

similares. Este método no será usado ya que en nuestro caso no se tienen luces parecidas, son losas variables en su largo.

El análisis estructural de las losas se realizó con el programa ETABS y se hizo mediante el método de elementos finitos considerándose cargas muertas y cargas vivas.

El diseño de la losa maciza bidireccional se realiza por flexión, cortante y se verifican deflexiones en caso sea necesario.



Se tomará como ejemplo el diseño del aligerado de la losa de techo del semisótano, entre los ejes D-E / 5' -6'

f) DISEÑO POR FLEXIÓN○ ACERO MÍNIMO Y MÁXIMO EN LOSA MACIZA

Se debe cumplir que para losas de barras corrugadas donde el $f'y=4200 \text{ kgf/cm}^2$ la cuantía mínima es de 0.0018 por lo tanto el área de refuerzo mínimo será:

$$A_s \text{ min} = 0.0018 b \cdot h$$

Donde:

b = Ancho de losa ($b = 100 \text{ cm}$)

h = Peralte de losa

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times 100 \times 20$$

$$A_s \text{ min} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Ésta área corresponde al refuerzo perpendicular al refuerzo principal por flexión.

○ CÁLCULO DEL REFUERZO REQUERIDO POR FLEXIÓN

Por practicidad, es usual utilizar esta cantidad de acero mínimo como malla corrida en una o dos direcciones, de modo que en los lugares que se necesite mayor refuerzo se colocan bastones para economizar el diseño.

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \qquad A_s = b \cdot d \cdot \rho$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Donde: M_u : momento último de diseño

b : ancho sobre el que se basa el diseño (normalmente 1m)

d : peralte efectivo de la losa (espesor – 3cm.)

Para eso es necesario conocer el momento último de diseño. Se usarán las fórmulas aprendidas y mencionadas en el ítem anterior. Teniendo en cuenta que la losa en cada paño trabaja en dos sentidos se tiene los siguientes momentos. Además para conocer los momento flectores en la losa maciza se usó el método de los coeficientes de A.C.I. :

$$M_a = C_a * W * l_a^2$$

$$M_b = C_b * W * l_b^2$$

Donde:

C_a, C_b = Coeficientes de Momento

W = Carga Uniforme, Kgf/m^2

l_a, l_b = Luz libre en las dos direcciones corta y larga, respectivamente.

Con el uso de las tablas 13.1, 13.2, 13.3 de la N.T.P E.060

→ **Metrado de cargas:**

$$\text{Peso propio de losa} = 0.20 \text{ m} \times 2.4 \text{ tn/m}^3 = 0.48 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \text{ tn/m}^2$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

$$\text{Peso de tabiquería} = 0.15 \text{ tn/m}^2$$

$$w_D = 0.73 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 0.20 \text{ tn/m}^2$$

$$W_L = 0.20 \text{ tn/m}^2$$

Amplificación de Carga:

$$W_U = 1.4 \times 0.73 + 1.7 \times 0.20$$

$$W_U = 1.36 \text{ tn/m}^2$$

Con los datos de la longitud corta y larga del paño analizado ($L_a = 2.65 \text{ m}$ y $L_b = 5.10 \text{ m}$.) se halla el valor de “ m ” dando un valor de 0.50.

- Momentos negativos

$$M_{ua} = 0.086 \times 1.36 \times 2.65^2 = 0.82 \text{ ton.m}$$

$$M_{ub} = 0.006 \times 1.36 \times 5.10^2 = 0.21 \text{ ton.m}$$

- Momentos positivos

$$\text{Muerta: } M_a = 0.037 \times 1.02 \times 2.65^2 = 0.27 \text{ ton.m}$$

$$M_b = 0.002 \times 1.02 \times 5.10^2 = 0.05 \text{ ton.m}$$

$$\text{Viva: } M_a = 0.066 \times 0.34 \times 2.65^2 = 0.16 \text{ ton.m}$$

$$M_b = 0.004 \times 0.34 \times 5.10^2 = 0.04 \text{ ton.m}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

⇒ $M_{ua} = 0.27 + 0.16 = 0.43 \text{ ton.m}$

$M_{ub} = 0.05 + 0.04 = 0.09 \text{ ton.m}$

Datos del aligerado:

Ancho =	100 cm
Altura (h) =	20 cm
Recubrimiento (r) =	3 cm
Peralte efectivo (d) =	17 cm

Resist. del Concreto $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia del Acero = 4200 Kg/cm^2

Luego de haber hallado las fuerzas cortantes y momentos flectores con la carga amplificada, se procede a usar las ecuaciones para obtener el área de acero requerida para cada sección:

Tipo	M_u tnf.m	K_u	ρ %	A_s cm ²	$A_{s \text{ min}}$ cm ²	$A_{s \text{ final}}$ cm ²
Ma +	0.470	1.626	0.001	1.70	3.60	3.60
Ma -	3.060	10.588	0.001	4.93	3.60	4.93
Mb -	3.160	10.934	0.001	5.10	3.60	5.10
Mb +	0.960	3.322	0.001	1.70	3.60	3.60

Tipo	Área de 3/8" cm ²	S cm ²
Ma +	0.71	19.72
Ma -	0.71	19.72
Mb -	0.71	19.72
Mb +	0.71	19.72

Dirección Corta:

As Superior = $1\text{Ø}3/8'' @ 20 \text{ cm}$

As Inferior = $1\text{Ø}3/8'' @ 20 \text{ cm}$

Dirección Larga:

As Superior = 1Ø3/8" @ 20 cm

As Inferior = 1Ø3/8" @ 20 cm

g) DISEÑO POR CORTE

Las fuerzas máximas aplicadas sobre la losa son:

$$\rightarrow V_u = \frac{W_u \cdot b \cdot l}{2} = \frac{1.36 \times 1 \times 5.10}{2} = 3.47 \text{ ton}$$

$$\rightarrow V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17$$

$$V_c = 11.09 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto en la losa es:

En X: $\phi V_c > V_{ux}$, entonces no se requiere ningún reforzamiento por corte

En Y: $\phi V_c > V_{uy}$ entonces no se requiere ningún reforzamiento por corte

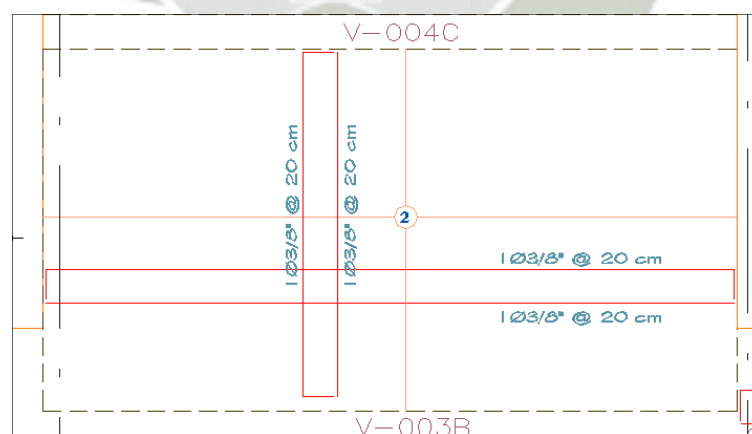


Fig. 22 Diseño final de la losa del entrepiso

4.4 DISEÑO DE VIGAS

Para el diseño de vigas se debe considerar principalmente el diseño por flexión y por corte y adicionalmente en algunos casos particulares, se debe considerar las fuerzas de sismo que actúan sobre las estructura, razón por la cual se consideró 5 combinaciones de carga para determinar los esfuerzos de la estructura.

4.4.1 DISEÑO DE UNA VIGA PRINCIPAL

a) DISEÑO POR FLEXIÓN

El primer paso para el diseño por flexión es obtener los valores de la envolvente del DMF, para luego usar las fórmulas estudiadas y así hallar el acero requerido:

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

Se tomará como ejemplo el diseño de la viga 22 del piso 5, cuyos resultados del DMF están a continuación:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

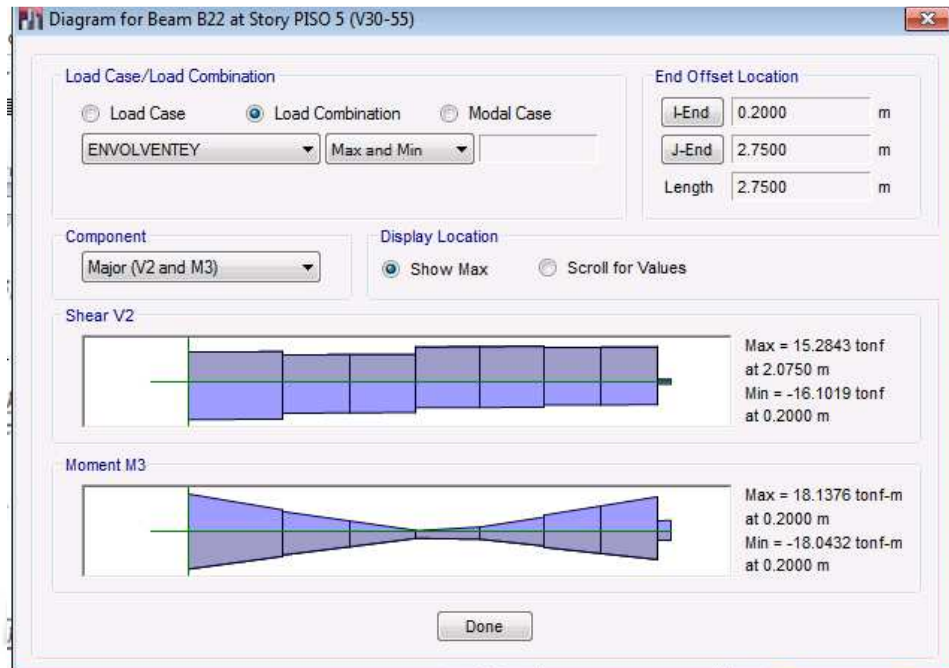


Fig. 23 Diagrama de Momento Flector de la viga 22

La NTE E060 y el ACI, especifican los límites de cuantía para el diseño:

- **Cuantía Máxima:**

$$\rho_b = 0.85 * k_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6300}{6300 + f_y}$$

Donde: $\rho_b : 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \frac{6300}{6300+4200}$

$\rho_b : 0.0217$

$\rho_{\text{máx}} = 0.75 * \rho_b$

$\rho_{\text{max}} : 0.75 * 0.0217$

$\rho_{\text{max}} : 0.0163$

Área del refuerzo Máximo en vigas:

$$A_{s_{max}} = 0.75 A_{s_b}$$

$$A_{s_{max}} : 0.0163 \times 30 \times 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} : 26.35 \text{ cm}^2$$

Momento máximo resistente del concreto:

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

Donde:

$$a: \frac{26.35 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$$

$$a: 20.67 \text{ cm}$$

$$MC_{max} = \phi 0.85 \times f'_c \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times a \times b$$

$$MC_{max} = 43.50 \text{ ton.m}$$

• **Cuantía Mínima:**

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{210}}{4200 f_y}$$

$$\rho_{min} = 0.0024$$

Área del refuerzo Mínimo en vigas:

$$A_{s_{min}} : 0.0025 \times 30 \times 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} : 3.91 \text{ cm}^2$$

Área del refuerzo Mínimo en vigas:

$$a = \frac{As f'y}{0.85 f'c b}$$

Donde: $a: \frac{3.91 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30}$

a: 3.07 cm

$$MC \text{ min} = \emptyset 0.85 \times f'c \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times a \times b$$

MC min : 7.76 ton.m

a) Diseño por flexión

Siguiendo los pasos anteriormente planteados tenemos:

- Cálculo de Ku:

$$Ku = \frac{Mu}{b * d^2}$$

		Mu Ton.m	Ku
VIGA 22	M(+) IZQ	17.94	20.50
	M(+) DER	13.54	15.48
PISO 5	M(-) IZQ	-18.04	20.62
	M(-) DER	-16.59	18.97

- Cálculo de P:

		Ku	p %
VIGA 22	M(+) IZQ	20.50	0.58
	M(+) DER	15.48	0.43
PISO 5	M(-) IZQ	20.62	0.58
	M(-) DER	18.97	0.54

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

- Cálculo de As:

$$As = b * d * \rho$$

		ρ	As
		%	cm2
VIGA 22	M(+) IZQ	0.58	9.40
	M(+) DER	0.43	6.97
PISO 5	M(-) IZQ	0.58	9.40
	M(-) DER	0.54	8.75

- Verificación con el acero mínimo

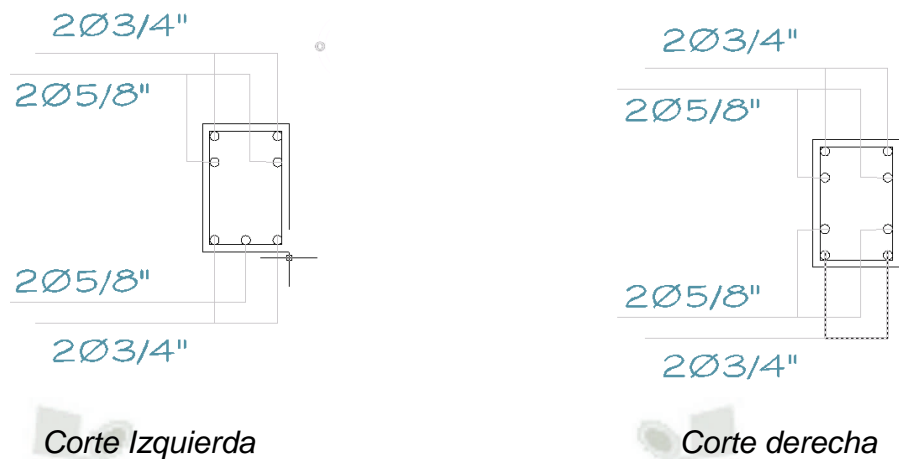
		As	As min	As final
		cm2	cm2	cm2
VIGA 22	M(+) IZQ	9.40	3.91	9.40
	M(+) DER	6.97	3.91	6.97
PISO 5	M(-) IZQ	9.40	3.91	9.40
	M(-) DER	8.75	3.91	8.75

- Cálculo del acero real

		As final	As	AS real
		cm2	cm2	cm2
VIGA 22	M(+) IZQ	9.40	2 Φ 3/4 + 2 Φ 5/8	9.66
	M(+) DER	6.97	2 Φ 3/4 + 1 Φ 5/8	7.68
PISO 5	M(-) IZQ	9.40	2 Φ 3/4 + 2 Φ 5/8	9.66
	M(-) DER	8.75	2 Φ 3/4 + 2 Φ 5/8	9.66

Como sección tentativa, la distribución del acero por flexión será la siguiente:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO



b) DISEÑO POR CORTE

VIGA 22 PISO 5		
	Negativo	Positivo
Vud (a distancia "d"):	-15.890	14.630

▪ Contribución del concreto

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c * b * d}$$

$$V_c = 0.53 * \frac{\sqrt{210} * 30 * 49}{1000}$$

$$V_c = 11.29 \text{ ton}$$

➔ $\emptyset V_c = 0.85 * 11.29$

$$\emptyset V_c = 9.60 \text{ ton}$$

Se comprueba que: $V_u > \emptyset V_c$

$$15.89 > 9.60 \text{ ton}$$

Con el cálculo obtenido se verifica que la sección necesita refuerzo por corte. Para ello, primero es necesario saber el

diámetro que del estribo a colocar. Además se procederá a calcular la contribución del refuerzo así como el espaciamiento.

- Contribución del refuerzo

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

$$V_s = \frac{15.80}{0.85} - 11.29$$

$$V_s = 7.40 \text{ ton.}$$

- Espaciamiento

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

Para el espaciamiento máximo se decidió poner estribos de \emptyset 3/8" a una distancia "d" de la cara, con lo que se tiene:

$$A_v = 1.42 \text{ cm.}$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 49 \text{ cm.}$$

$$S = 39 \text{ cm}$$

- Cálculo del V_s límite:



Además se toma como criterio los límites que la norma establece:

$$\text{si } V_s < V_s \text{ lim, Entonces } S \text{ máx} = \frac{d}{2} \text{ ó } 0.60 \text{ cm. Se tomará el}$$

mayor.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

si $V_s < V_s \text{ lim}$, Entonces $S \text{ máx} = \frac{d}{4}$ ó 0.30 cm. Se tomará el mayor.

$$V_s \text{ lim} = 1.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_s \text{ lim} = 1.1 * \frac{\sqrt{210} * 30 * 49}{1000}$$

$$V_s \text{ lim} = 23.43 \text{ ton.}$$



Se comprueba que:

$$V_s \text{ lim} > V_s$$

$$23.43 > 7.40 \text{ ton}$$

Con los resultados obtenidos se tomará como condición lo siguiente:

$$S_{\text{max}} = 24.50 \text{ cm}$$

Con los resultados obtenidos se halló los espaciamientos requeridos y además se hizo una comprobación hasta cierta distancia teniendo los siguientes:

$$1 @ 5, 10 @ 10, 2 @ 15, \text{ rto } @ 20 \text{ cm}$$

▪ Consideración de vigas que resisten sismo

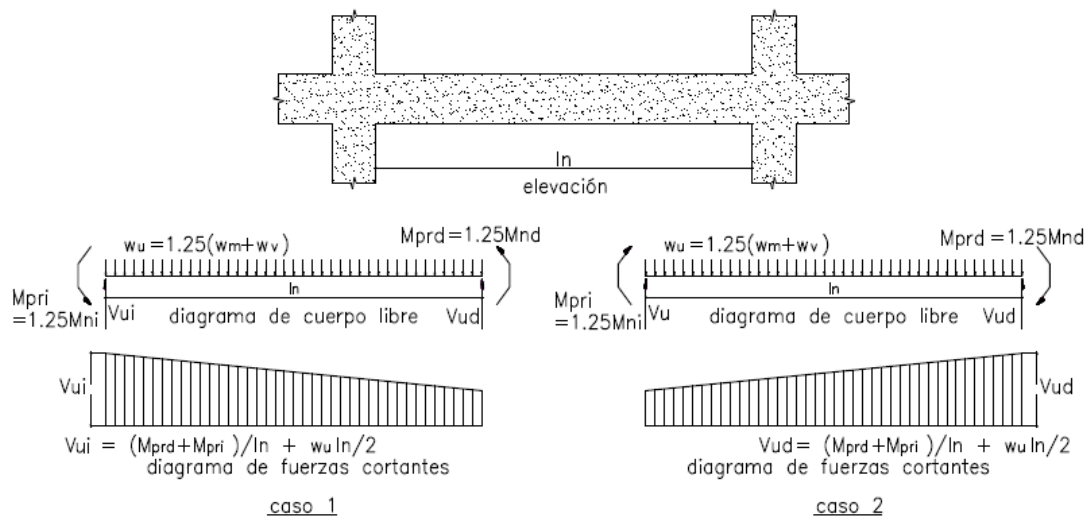


Fig. 23 Fuerza cortante debido al sismo

La norma N.T.E. 0.30 establece los parámetros por los que una viga debe ser diseñada. Esto se hace con el fin de que la fuerza cortante sea mayor a la resistencia real máxima por flexión, así evitar que falle primero por corte (falla frágil), antes que por flexión (falla dúctil).

$$V_u = V_{isostatico} + \frac{Ma + Mb}{L_n}$$

De acuerdo al diagrama de deformaciones, las fórmulas a usar serán las siguientes:

$$T = A_s \times F_y$$

$$C_c = T$$

$$a = C_c / (0.85 \times f'_c \times b)$$

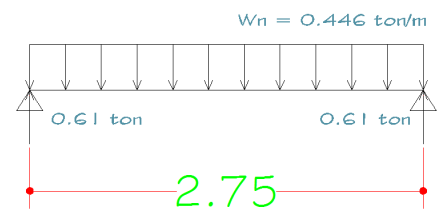
$$c = a/B_1$$

$$M_n = T \times (d - (a/2))$$

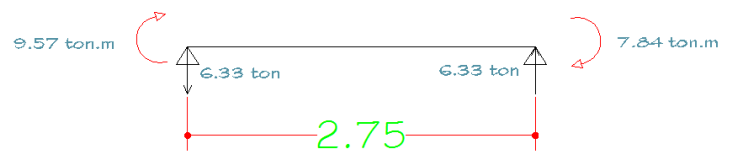
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

	VIGA 22 PISO 5
$W_u = 1.25 (W_l + W_m)$	0.446
L_n	2.750
As (+) IZQ	9.660
As (+) DER	7.680
As (-) IZQ	9.660
As (-) DER	9.660
a (+) IZQ	7.576
a (+) DER	6.024
a (-) IZQ	7.576
a (-) DER	7.576
Mn (+) IZQ	9.571
Mn (+) DER	7.835
Mn (-) IZQ	9.571
Mn (-) DER	9.571
Vui (ton)	7.573
Vud (ton)	6.94

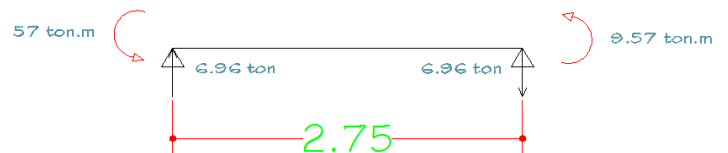
Cortantes isostáticos



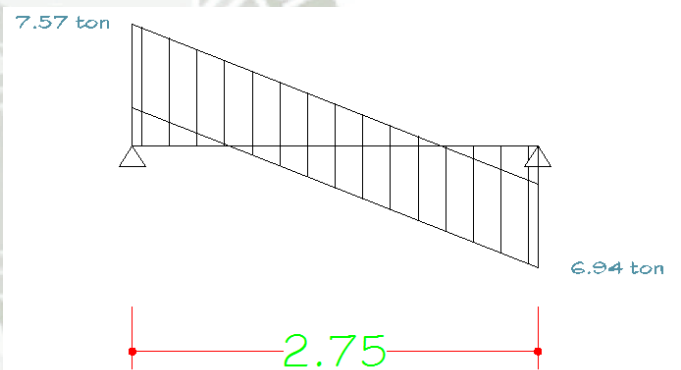
Momentos horarios



Momentos antihorarios



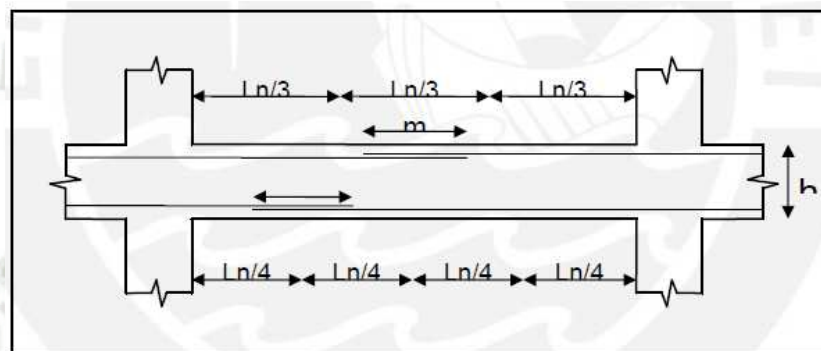
Envolvente de cortantes



Con los datos obtenidos se observa que las fuerzas cortantes de diseño en vigas (V_{ui} y V_{ud}) son menores que V_u , por lo que se concluye que el diseño por corte anteriormente hallado es el final.

c) Empalmes por traslape

Los empalmes por traslape se deben ubicar siempre en las zonas con menores esfuerzos. Por ejemplo, en vigas que no absorben cargas de sismo, las zonas menos esforzadas son el tercio central del tramo para el refuerzo superior, y $l_n/4$ para el refuerzo inferior.



d) Anclaje con Ganchos estándar en tracción

$$L_{dg} = \frac{318 d_b}{\sqrt{f'c}}$$

$$L_{dg} = 8 d_b$$

$$L_{dg} = 15 \text{ cm.}$$

Con estas fórmulas se hallaron la longitud de anclaje para los diferentes diámetros de acero que se usarán en la distribución del refuerzo por flexión. Se tiene que:

- Varillas de 8 mm 18 cm
- Varillas de 3/8' 21 cm
- Varillas de 1/2" 28 cm
- Varillas de 5/8" 35 cm
- Varillas de 3/4" 42 cm

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

- Varillas de 1" 56 cm

También se tiene que para el tramo de la sección recta sea 12 veces el diámetro de la varilla:

- Varillas de 8 mm 10 cm

- Varillas de 3/8" 12 cm

- Varillas de 1/2" 15 cm

- Varillas de 5/8" 20 cm

- Varillas de 3/4" 23 cm → 25 cm

- Varillas de 1" 31 cm → 35 cm

Por motivos del predimensionamiento, se vio que para refuerzos de 3/4" y 1" la longitud de anclaje serán más grandes del espacio que se tiene, por lo que se procuró usar varillas de menor diámetro.

e) Corte o doblado del Refuerzo

En el caso del corte o doblado de acero se siguieron las consideraciones dictadas por la norma:

- Las barras que anclen en columnas o placas deberán terminar en gancho estándar.

- Por lo menos 1/3 del refuerzo por momento positivo deberá prolongarse dentro del apoyo, cumpliendo con el anclaje requerido.

- El refuerzo por momento negativo en un elemento continuo o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico, deberá anclarse en, los elementos de apoyo por longitudes de anclaje, ganchos o anclajes

mecánicos. El refuerzo que llega hasta el extremo del volado terminará en gancho estándar

- El corte del refuerzo longitudinal se hace en base al diagrama de momentos flector

4.5 DISEÑO DE COLUMNAS

Básicamente la columna es un elemento estructural que trabaja a compresión, pero debido a su ubicación en el sistema estructural deberá soportar también solicitaciones de flexión, corte y torsión.

4.4.1 EFECTO DE ESBELTEZ

El diseño de columnas en flexocompresión será válido mientras las columnas no tengan una esbeltez tal que las deformaciones transversales originadas por la carga axial aplicada, modifiquen significativamente los momentos calculados en el análisis normal elástico de la estructura.

Las columnas de concreto armado, por lo general, son poco esbeltas y su falla no se produce por pandeo. Sin embargo, los momentos de segundo orden reducen la capacidad resistente de la pieza y dependiendo de la esbeltez de la columna, dicha reducción es considerable. Es por eso que se debe analizar los efectos de esbeltez tanto global como local.

a) EFECTO GLOBAL DE ESBELTEZ

Se evaluará el efecto local de esbeltez según la siguiente expresión:

$$\frac{ln}{r} < 34 - 12 * \frac{M1}{M2}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Donde: I_n = Luz libre del elemento

R = Radio de giro

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

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

En la dirección XX:

Radio de giro = $0.3 \times h$

r : 6.00 cm

M_1 : 0.82 ton.m

M_2 : 0.87 ton.m

I_n/r : 41.67

$34 - 12 M_1/M_2 > I_n/r$

22.76 < 41.67 cumple

En la dirección YY:

Radio de giro = $0.3 \times h$

r : 6.00 cm

M_1 : 7.63 ton.m

M_2 : 9.45 ton.m

I_n/r : 41.67

24.31 < 41.67 cumple

b) EFECTO LOCAL DE ESBELTEZ

El efecto global δ_g se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$\delta_g = \frac{1}{1-Q} b \quad \text{ó} \quad \delta_g = \frac{1}{1 - \sum P_u / \phi * \sum P_c}$$

La primera expresión considera el denominado índice de estabilidad del edificio, el cual se calcula con:

$$Q = \frac{(\sum P_u) * \Delta_u}{V_u * h}$$

Donde:

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

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Δ_u : Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso, debido a cargas laterales amplificadas y calculadas con un análisis de primer orden. Para el caso de sismo, deberá multiplicarse por el factor de reducción de ductilidad (R_d) considerado en la determinación de estas fuerzas.

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

h : Altura del entrepiso considerado.

Si el índice Q es menor que 0.06, se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente y los efectos globales de segundo orden se pueden despreciar. En este caso δ_g es igual a 1 y sólo se amplificará el momento por δ_1 .

El efecto global de esbeltez no se considera, debido a que la estructura cuenta con muros de corte en sus dos direcciones.

4.4.3 DISEÑO POR FLEJO COMPRESIÓN

Una columna sometida a flexo-compresión puede considerarse como el resultado de la acción de una carga axial excéntrica o como el resultado de la acción de una carga axial y un momento flector. Ambas condiciones de carga son equivalentes y serán empleadas indistintamente para el análisis de columnas cortas sometidas a flexo-compresión.

La representación gráfica de las combinaciones carga axial-momento flector que generan la falla de una sección se denomina *diagrama de interacción*.

En tomo al diagrama presentado se puede observar que:

1. La máxima carga axial que puede soportar una columna corresponde a la combinación carga axial-momento flector en la cual el momento es nulo.
2. El máximo momento flector que puede soportar una columna no corresponde al estado de flexión pura.
3. Cada carga axial se combina sólo con un momento flector para producir la falla mientras que cada momento flector puede combinarse con dos cargas axiales para lograr el mismo efecto.
4. Todos los puntos dentro del diagrama de interacción, como el punto F, representan combinaciones carga axial-momento flector que pueden ser resistidas por la sección. Los puntos fuera del diagrama, como el punto G, son combinaciones que ocasionan la falla.
5. Una recta que une el origen con un punto sobre el diagrama de interacción puede interpretarse como la historia de carga de una sección con carga excéntrica fija que es incrementada hasta la rotura.

El diagrama de interacción representa todas las combinaciones de falla y por ende constituye una descripción completa de la capacidad resistente de una sección.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Los diagramas de interacción pueden expresarse en términos de esfuerzos de modo que no dependan de las dimensiones de la sección. Estas curvas son especialmente útiles para el diseño de columnas.

Como ejemplo se pondrá la columna c2, la cual fue anteriormente pre dimensionado:

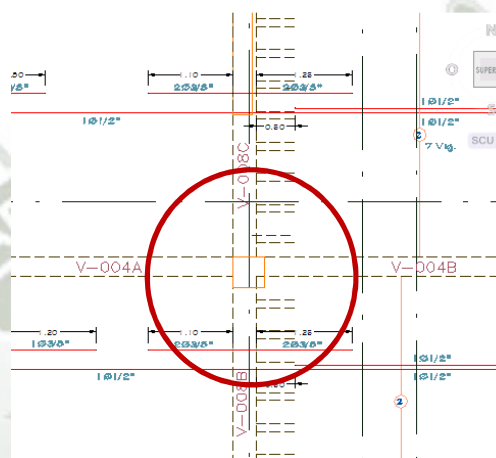


Fig. 24 Ubicación de la columna C-2

Altura h: 40 cm
 Ancho b: 40 cm
 Recubrimiento r: 6 cm
 Peralte efectivo d: 34 cm

Resist. del Concreto f'_c : 210 kg/cm²
 Resist. del Acero f_y : 4200 kg/cm²

	P	V2	V3	M2	M3
Top	-125.2666	-5.5296	2.955	10.054	5.3375
Bott		-5.5296	10.6711	11.8218	6.3832

Datos

Dmax Dmenor
 Sección : 40 x 40 cm²
 Ag :1600 cm²

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

In : 2.5 m

- Cálculo de la cuantía necesaria para soportar la carga axial actuante

Considerando que las cuantías de acero para columnas varían de 1% a 6%, entonces se considerará 4 de 1" + 2 de 3/4", que corresponden a una cuantía de 1.63% siendo esta una cuantía aceptable.

Ag: 1600 cm²

26.1 cm²



1.63% 4 de 1" + 2 de 3/4"

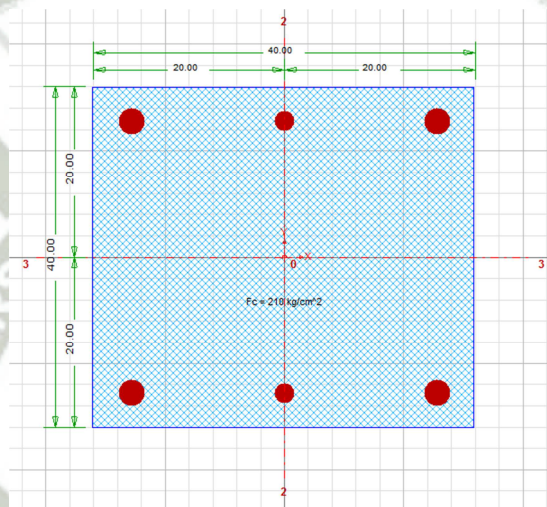


Fig. 25 Características típicas de la columna

	P tonf	M2 Bot tonf-m	M3 Bot tonf-m	M2 Top tonf-m	M3 Top tonf-m
COMB1	-125.267	2.8158	-1.3296	-2.2819	0.2454
COMB2x	-115.155	4.4037	5.447	-3.5736	-3.6562
COMB3x	-97.2948	11.8218	1.3021	-10.054	-0.9769
COMB4x	-99.9315	0.5452	-6.3832	-0.4617	5.3375
COMB5x	-117.791	-7.361	-3.4274	6.138	3.0052
COMB6x	-70.5875	3.4446	5.4698	-2.7585	-3.913
COMB7x	-52.7277	10.7949	1.5916	-9.2388	-1.3556
COMB8x	-55.3643	-1.0654	-6.0762	0.8578	4.9251
COMB9x	-73.2241	-8.3459	-2.9701	6.9531	2.5929

Cuadro. Combinaciones de diseño a verificar en los diagramas.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

	P tonf	M2 Bot tonf-m	M3 Bot tonf-m	M2 Top tonf-m	M3 Top tonf-m
COMB1	125.2666	2.8158	1.3296	2.2819	0.2454
COMB2y	115.1546	4.4037	5.447	3.5736	3.6562
COMB3y	97.2948	11.8218	1.3021	10.054	0.9769
COMB4y	99.9315	0.5452	6.3832	0.4617	5.3375
COMB5y	117.7913	7.361	3.4274	6.138	3.0052
COMB6y	70.5875	3.4446	5.4698	2.7585	3.913
COMB7y	52.7277	10.7949	1.5916	9.2388	1.3556
COMB8y	55.3643	1.0654	6.0762	0.8578	4.9251
COMB9y	73.2241	8.3459	2.9701	6.9531	2.5929

Cuadro. Combinaciones de diseño a verificar en los diagramas.

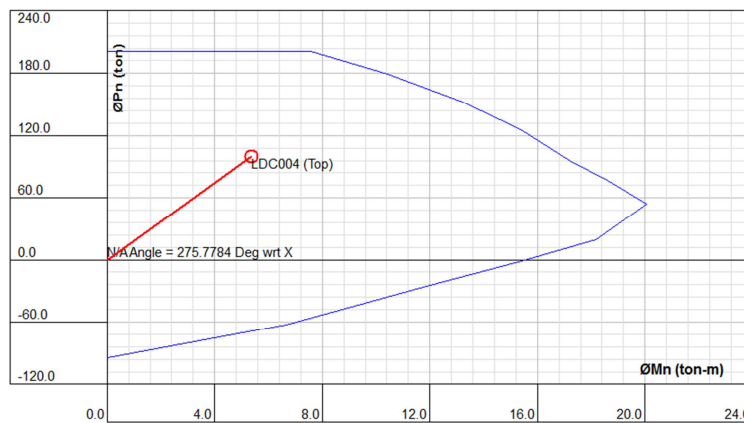


Fig.26 Diagrama de distribución del reuferzo longitudinal TOP en XX

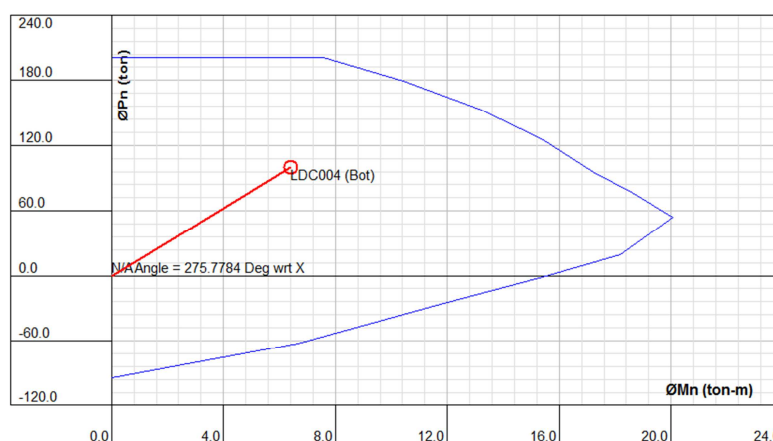


Fig. 27Diagrama de distribución del reuferzo longitudinal TOP en XX

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

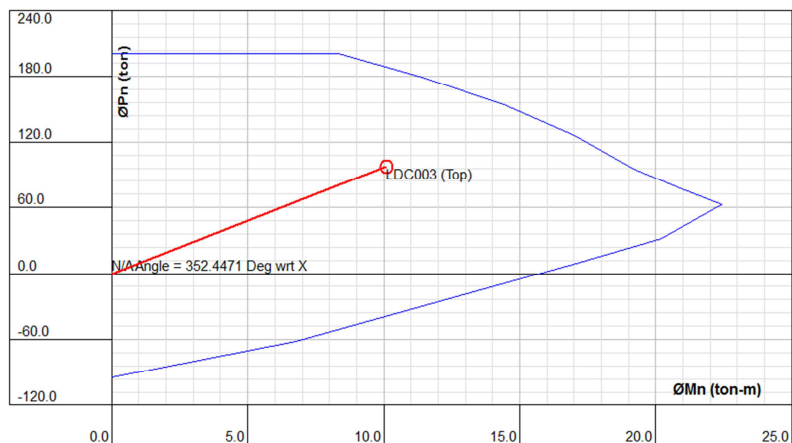


Fig. 28 Diagrama de distribución del reuferzo longitudinal TOP en YY

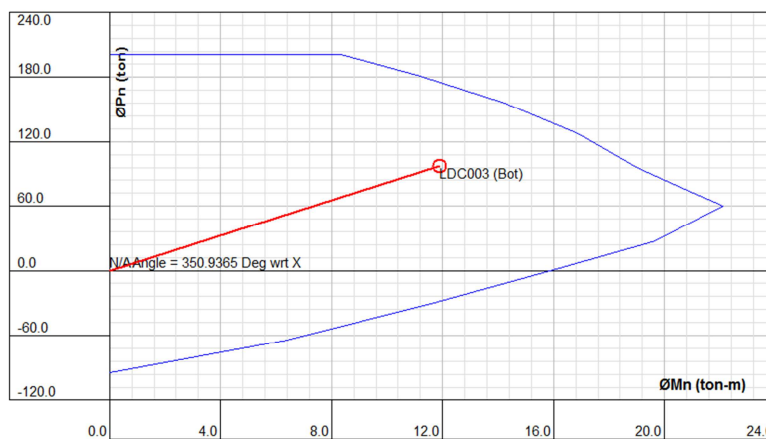


Fig.29 Diagrama de distribución del reuferzo longitudinal TOP en YY

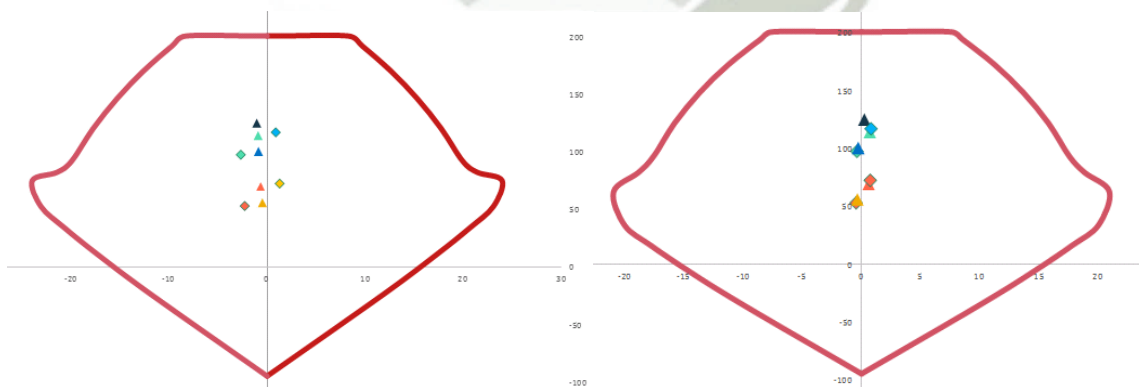


Fig 30. Diagrama de interacción

La columna cumple con el requerimiento de fuerza según el diagrama de interacción.

4.4.4 DISEÑO POR FLEXIÓN BIAxIAL

Las columnas sometidas a flexión biaxial se ubican, generalmente, en las esquinas de las edificaciones.

Su carga axial tiene excentricidad respecto al eje X y al eje Y. La falla de estos elementos es función de tres variables: carga axial, momento en la dirección X y momento en la dirección Y.

Para simplificar el diseño se han propuesto dos métodos a través de los cuales se puede estimar la capacidad resistente de una sección determinada sometida a flexión biaxial sin necesidad de conocer la superficie de interacción de la columna. El primero se denomina método de la carga recíproca o de Bresler:

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

Donde:

P_u : Resistencia última en flexión biaxial.

$\phi * P_{n_x}$: Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en X ($e_y = 0$).

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

$\emptyset * Pn_y$: Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en Y ($e_x=0$).

$\emptyset * Pn_o$: Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente ($e_x= e_y=0$).

Esta ecuación es valida para valores de:

$$\frac{Pu}{\emptyset * Pn_o} \geq 0.10$$

Para valores menores a 0.10 la ecuación anterior pierde aproximación, por lo cual la norma recomienda la siguiente expresión:

$$\frac{Mu_x}{\emptyset * Mn_x} + \frac{Mu_y}{\emptyset * Mn_y} \leq 1$$

Para nuestro ejemplo se tiene:

ρ (cuantía)=	1.63%
Pu_{act}	-125.2666 Ton
\emptyset =	0.7 Factor de reduccion de resistencia, para columnas estribadas
$f'c$	210 kgf/cm ² .
f_y	4200 kgf/cm ² .
A_g =	1600 cm ²
A_s =	26.1 cm ²

Entonces:

$$Pno = [0.85 * f'c * (A_g - A_s) + A_s * f_y] * [10]^{-3}$$

$$Pno = 390.5612 \text{ Ton}$$

$$\emptyset * Pno = 273.3928 \text{ Ton}$$

Del diagrama de interacción se obtiene:

$$\emptyset P_{nx} = 200.66 \text{ Ton}$$

$$\emptyset P_{ny} = 200.66 \text{ Ton}$$

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{\emptyset P_{nx}} + \frac{1}{\emptyset P_{ny}} - \frac{1}{\emptyset P_o}$$

$$P_u = 158.4945 \text{ Ton}$$

Verificamos:

$$R_1 = \frac{P_u}{\emptyset * P_{no}} \geq 0.1$$

$$R_1 = 0.828188 > 0.1$$

$P_u > P_{uact}$ por lo que la columna C1 cumple con la verificación biaxial.

$$158.494485 > 125.267 \text{ cumple}$$

4.4.5 DISEÑO POR CORTANTE

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

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

Asimismo, para el caso de columnas sismorresistentes se tendrá en cuenta lo mencionado en el acápite 13.7.2 de la misma Norma.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

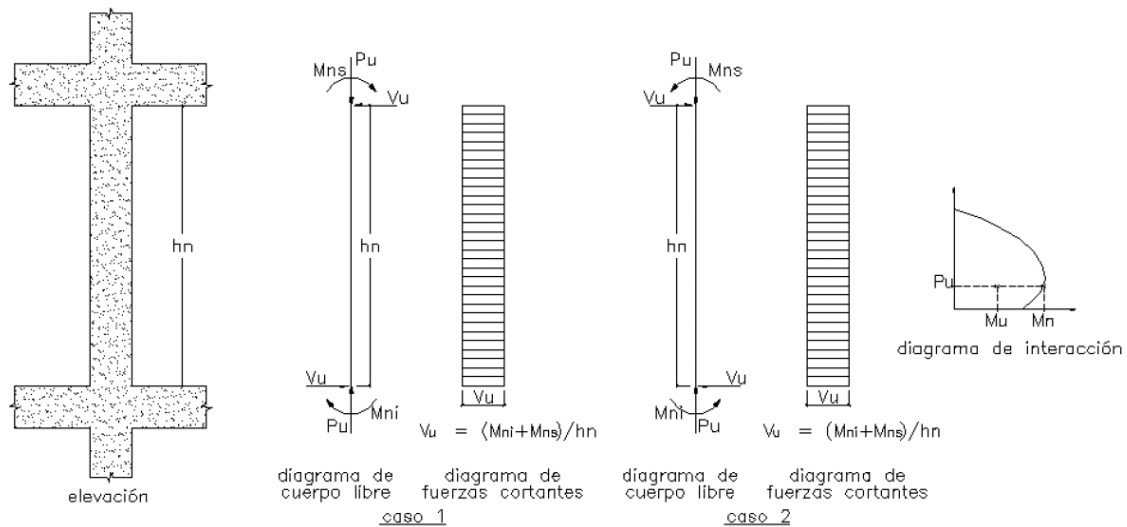


Fig. 30 Fuerza cortante en columnas

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

La contribución del concreto V_c esta dada por:

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

Cuando la fuerza cortante última V_u exceda la resistencia al corte del concreto $\phi * V_c$, deberá proporcionarse refuerzo de manera que se cumpla:

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

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Datos:

Vuact=	-5.5296 ton	
Puact =	125.2666 ton	
Ag =	1600 cm ²	
Ø =	0.85	Factor de resistencia, para fuerza cortante
f'c =	210 Kg/cm ²	
fy =	4200 Kg/cm ²	
Av =	1.42 cm ²	(2 estribos de Ø 3/8")
db =	2.54 cm	Diametro del acero longitudinal
d =	32 cm	
a =	40 cm	Distancia mayor
b =	40 cm	Distancia menor
In =	250 cm	

Consideracion por capacidad

Del diagrama de interacción	
Mn sup:	19.5 ton.m
Mn inf:	19.5 ton.m
Ln:	2.5 M
Vu:	17.944 Ton

Límite en cuanto al cortante máximo

fc:	210 kg/cm ²	
d:	32 Cm	
b:	40 Cm	
Vs lim:	38.95282069 Ton	Condición: ok

La contribución del concreto Vc está dada por:

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

Vc =	15.29568544 Ton	
ØVc:	13.00133262	necesita estribos

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

La contribución del acero Vs esta dada por:	
Vs =	5.814902799 Ton

Espaciamientos igual a:	
Av:	2.58
fy:	4200
d:	32
S:	59.63 cm

4.4.6 REQUISITOS DE ESPACIAMIENTO

Longitud de la zona de confinamiento: (lo)	
Deberá considerarse el menor de los siguientes valores:	
Para la zona de confinamiento (lo) se debe tener en ambos extremos desde la cara del nudo la cual no sera menor de: Ln/6	
lo1 =	Ln/6 cm = 41.66667 Cm
lo2 =	Max (a,b) cm = 40 Cm
lo3 =	50 cm = 50 Cm
Entonces la longitud de la zona de confinamiento será de 40 cm.	

Separación dentro de la zona de confinamiento: (So)	
Los estribos se colocarán en esta zona con un espaciamiento "S" que no exceda del menor de los siguientes valores:	
S1 =	min (a/2,b/2) cm = 20 Cm
S2 =	10 cm = 10 Cm
S3 =	8db menor (3/4") = 15.28 Cm
La separación dentro de la zona de confinamiento será de 10 cm.	

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Separación fuera de la zona de confinamiento: (Sn)

S1 =	Espaciamiento calculado	=	59.63161 cm
S2 =	16*db longi	cm =	40.64 cm
S3 =	min(a,b)	cm =	40 cm
S4 =	30 cm	=	30 cm
S5 =	48 db del estribo (3/8")	=	45.6 cm

La separación fuera de la zona de confinamiento será de 30 cm.

Separación dentro del nudo (S''):

$$S \leq \frac{A_v f_y}{7 b} \quad S = 50.11765$$

La separación dentro del encuentro viga-columna será de 50 cm.

Distribución de estribos de la columna:

Por lo tanto el diseño final quedaría de la siguiente manera

Área total de la seccion:	1600 cm ²
Área total del acero:	26.1 cm ²
Cuantía:	1.63%

4 Ø 1" con 1Ø3/8" 1 @0.05m, 5@0.10m, 2@ 0,20m Resto.@0.30m

4.6 DISEÑO PLACAS

Los muros de concreto armado pueden resistir cargas verticales y cargas horizontales perpendiculares y paralelas a su cara. A diferencia de los muros de concreto simple, admiten desplazamiento lateral de sus apoyos y deben estar provistos del refuerzo mínimo. Los muros se anclarán en la

cimentación extendiendo, por lo menos, una cantidad de refuerzo igual a la cuantía mínima vertical.

4.6.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

El diseño de muros de concreto armado sometidos a compresión puede efectuarse a través de dos métodos: el método empírico y el método general de diseño.

Para muros de sótano, el espesor mínimo es 20 cm.

La flexión también puede producirse en el plano del muro, como en el caso de los muros de corte. Las cargas que la generan son generalmente sismo o viento y tienen sentido variable, por lo que los muros están provistos de armadura vertical concentrada en sus dos extremos.

Al igual que para columnas, existen diagramas de interacción para el diseño de muros los cuales constituyen valiosas ayudas para el proyectista

Como ejemplo se hará el diseño de la placa 01 ubicada en el eje 10-A:

En el diseño de muros de corte, la condición crítica siempre será la combinación que incluya sismo, pues éste hace que se tenga gran cortante y grandes momentos. Sin embargo se debe analizar todo el muro como una unidad y diseñarlo bajo la hipótesis $1.25(CM + CV) \pm CS$ ó $0.9CM \pm CS$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

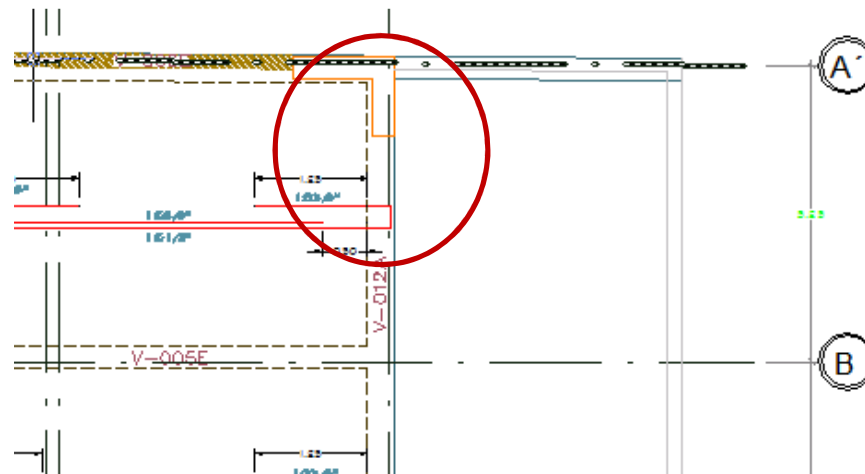


Fig. 31 Ubicación Placa A-10

Datos	L1 =	1 m		
	L2 =	0.75 m		
hm =	23.4	m		
lm = b =	1.75	m	f'c =	210 kg/cm ²
d1 =	0.8	m	D2 =	0.6 m
Ø =	0.6			
Fy =	4.2	ton/cm ²		

Cuando el espesor del muro sea mayor o igual a 25 cm, deberá distribuirse el refuerzo por corte horizontal y vertical en dos caras, como es nuestro caso que se tiene un espesor de 25 cm.

Se extrajeron los resultados del programa ETBS del muro A.10 para su análisis y su respectivo diseño:

Story 1	P	V2	V3	M2	M3
Top	146.50235	19.38	0.90	0.56	14.13
Bott		19.64	1.18	2.26	35.59

Story 1	P	V2	V3	M2	M3
Top	159.588925	18.88	1.74	1.17	18.82
Bott		18.32	1.60	2.41	19.48

a) Elementos de borde:

Si la profundidad del eje neutro excede de

$$c \geq \frac{l_m}{600 * \frac{\delta_u}{h_m}}$$

Si δ_u/h_m 0.0016 Condición = Se toma el valor de 0.0070

Donde:

$$C = 41.67$$

c = profundidad del eje neutro

l_m = longitud del muro

δ_u = desplazamiento lateral inelástico en último nivel

h_m = altura total del muro

Los elementos de borde deben ser confinados.

$$c = \frac{\delta_c}{\delta_c + \delta_s} * d$$

$$c = 82.35 \text{ cm}$$

$$l_m = 1.75 \text{ m}$$

$$\delta_u = 3.69 \text{ mm} \quad 12.45$$

$$h_m = 23.40 \text{ m}$$

La profundidad del eje neutro, excede el valor de 66.7 cm., por lo tanto los elementos de borde deben ser confinados.

Longitud de los elementos de borde, es el mayor valor de:

$$c - 0.1$$

$$l_m = 64.85 \text{ cm}$$

$$c/2 = 41.18 \text{ cm}$$

Tomamos como longitud de los dos elementos de borde de 70.00 cm
asimismo, esta longitud se repartirá en los extremos y esquinas de la placa

$$23.33 \text{ cm} \quad \text{Entonces} \quad 25.00 \text{ cm}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

b) Acero en el elemento de borde				
$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * 0.9 * l}$ M_{ua}				
TRAMO 1				
$A_s =$	11.77	cm ²	A_s real:	11.88 cm ²
Por lo tanto se colocará 6 Φ 5/8" en el elemento de borde				

TRAMO 2				
$A_s =$	8.59	cm ²	A_s real:	11.88 cm ²
Por lo tanto se colocará 6 Φ 5/8" en el elemento de borde				

c) Espaciamiento del refuerzo vertical y horizontal

La norma establece la cuantía horizontal y vertical necesarias para el cálculo del acero, éstas dependen de la cortante última y de la contribución del concreto como en el siguiente cuadro:

	phorizontal	pvertical
$V_u > \phi V_c / 2 =$	0.0025	0.0025
$V_u < \phi V_c / 2 =$	0.002	0.0015
$h_m / l_m \leq 2$	ph < pv	

$$A_{cw} = l_m \times t$$

$$a_c = 0.53$$

$$V_c = 33.60 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 28.56 \text{ ton}$$

$$\phi V_c / 2 = 14.28 \text{ ton}$$

➔ $p_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - h_m / l_m)(p_h - 0.0025) \geq 0.0025$

$P_v = 0.0025$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

As horizontal 6.25 cm²/m Entonces $\varnothing 3/8 = 0.2272$ 20 Cm
 :
 As vertical: 6.25 cm²/m Entonces $\varnothing 3/8 = 0.2272$ 20 Cm

S1 = L/3 = 58.33 cm
 S2 = 3*t = 75.00 cm
 S3 = 45 = 45.00 cm

Usamos el menor

Extremos confinados: 6 $\Phi 5/8$ "
 Refuerzo distribuido: 2 $\varnothing 3/8$ " @ 0.45 m.

A continuación se grafican los diagramas de interacción, teniendo en cuenta que el punto que representa el Pu y Mu es resistido por la sección

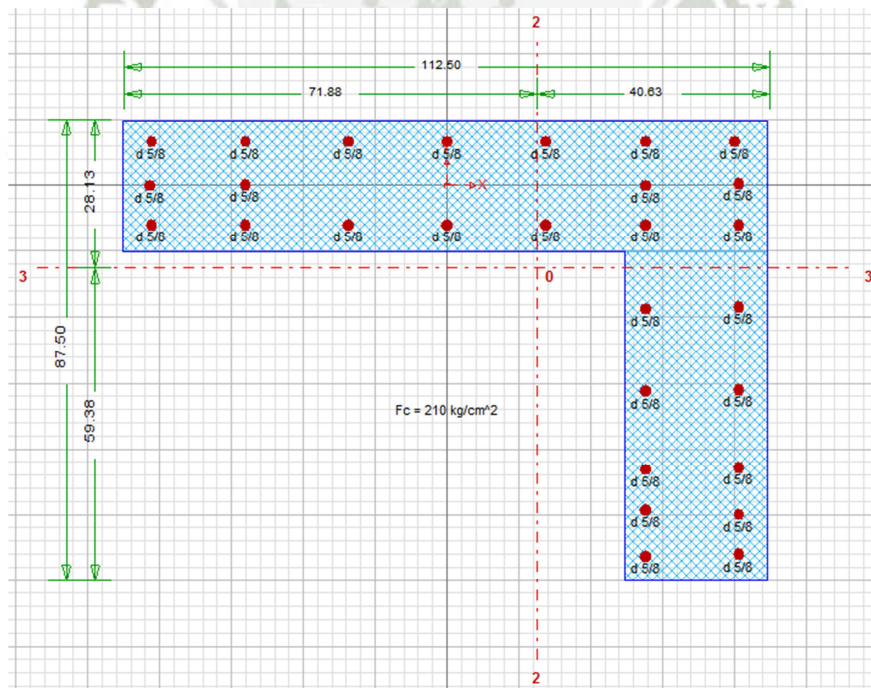


Fig. 32 Características de la placa A-10

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

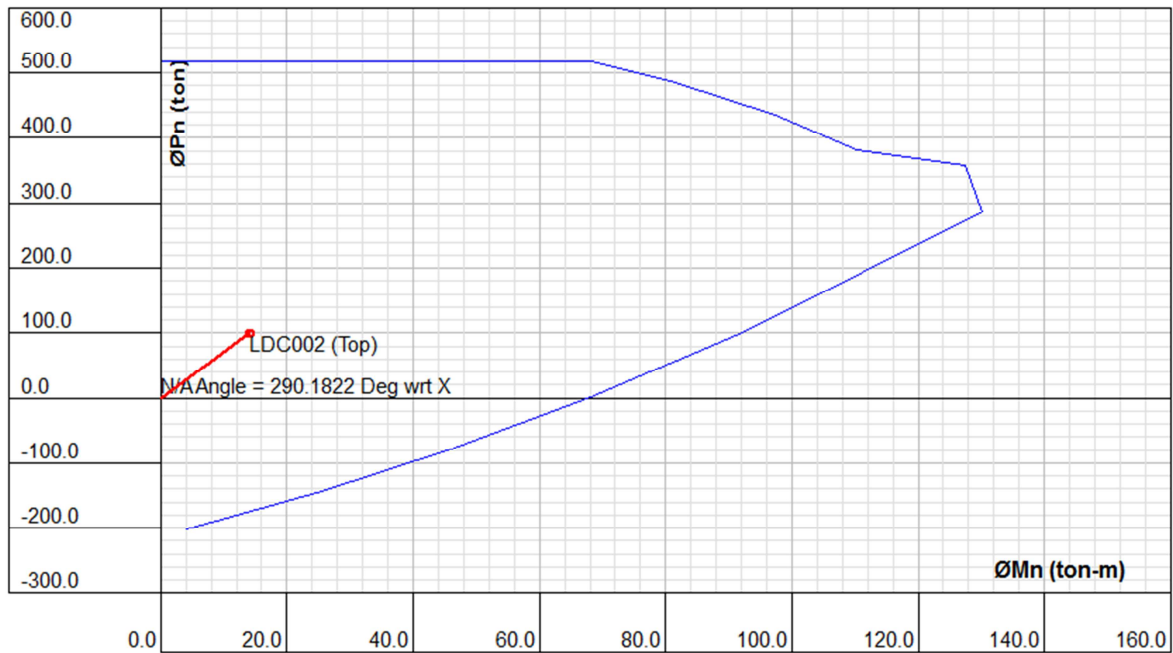


Fig. 33 Diagrama de iteración TOP

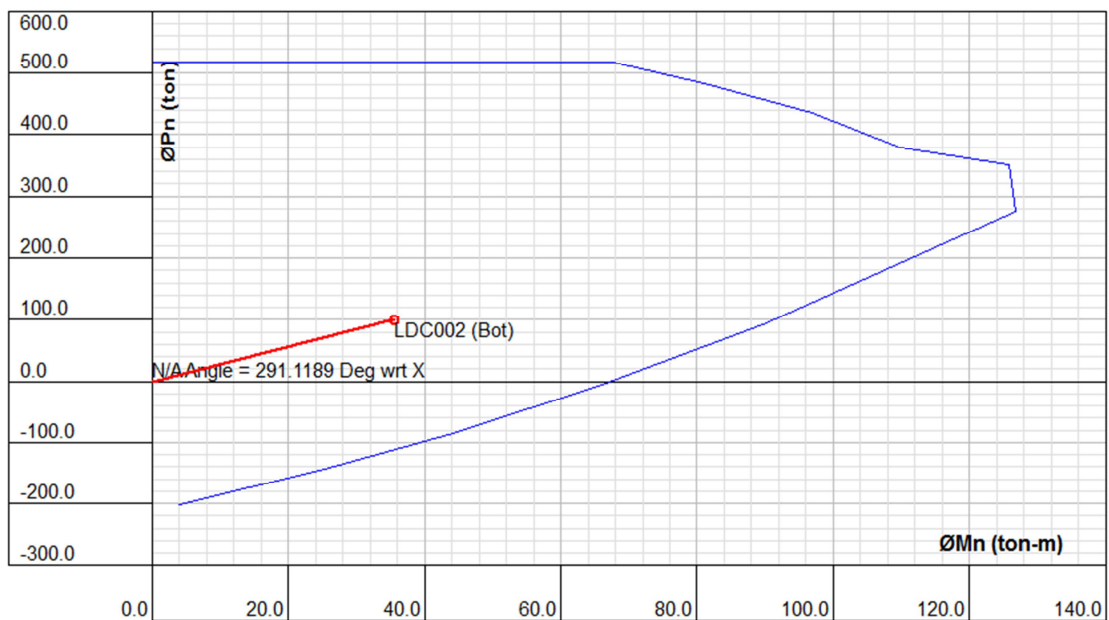


Fig. 34 Diagrama de iteración BOTTOM

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

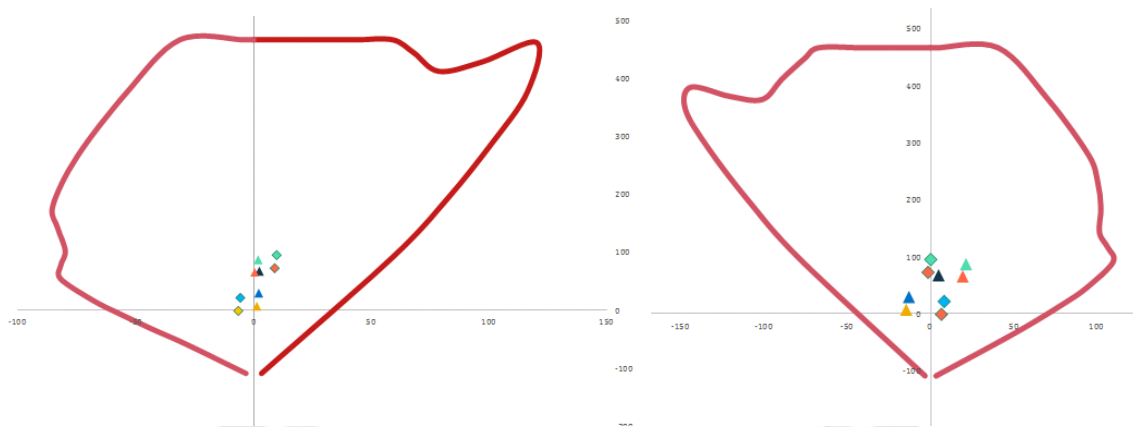


Fig. 37 Diagrama de interacción

4.6.2 DISEÑO POR CORTE

El esfuerzo cortante en muros es producido por cargas que actúan perpendicular a sus caras.

El diseño por cortante consiste en verificar si la resistencia de la sección transversal es adecuada para resistir la fuerza cortante última en la sección analizada.

La cortante de diseño V_u será la siguiente:

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

En esta expresión:

V_{ua} = Cortante último proveniente del análisis.

M_{ua} = Momento último proveniente del análisis.

M_n = Momento nominal de la sección, asociada a P_u , obtenido con el refuerzo realmente colocado.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

$$V_{ua} = 19.64 \quad \text{ton} \quad R = 4.5$$

$$M_n = 153.67 \quad M_n/M_{ua} = 4.31821662$$

$$M_{ua} = 35.59$$

$$V_u = 84.82$$

$$\phi V_c = 28.5615979 \quad \phi V_c > V_u \quad \text{incorrecto}$$

$$V_n = 2.6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_c \quad V_n = 171.179388$$

$$\text{Condición} = \phi V_n > V_u \quad \phi V_n = 145.50248$$

correcto

Cálculo de V_s

$$V_s = 66.1907093 \quad \text{ton}$$

Cálculo de la cuantía $A_{cw} = 4375$

$$r_h = 0.00360222$$

La cuantía ρ_h del refuerzo horizontal por corte (referida a la sección total vertical de concreto de la sección en estudio), será mayor o igual a Cuantía mínima = 0.0025

Cálculo del refuerzo horizontal A_{sh}

$$A_{sh} = 15.76 \quad \text{cm}^2$$

Cálculo de la separación requerida:

$$S_h = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S_h = 21.1742708 \quad \begin{matrix} \text{de } 3/8 \\ \text{a } 20 \text{ cm} \end{matrix}$$

Se tiene:

El valor de ϕ para el cortante es de 0.85. Sin embargo deberá usarse $\phi=0.6$ si la resistencia al cortante nominal V_n es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia a flexión nominal. En forma conservadora se tomará $\phi=0.6$.



El espaciamiento del refuerzo horizontal no debe exceder de los siguientes valores

$$\begin{array}{lclclcl} \text{Sh1} = & L/5 & = & 25 & \text{cm} \\ \text{Sh2} = & 3*t & = & 75 & \text{cm} \\ \text{Sh3} = & 45 & = & 45 & \text{cm} \end{array}$$

Usamos : 2 Ø 3/8" en dos capas @ 0.20 m

Cálculo del refuerzo vertical

$$\begin{array}{l} r_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - h_m/l_m)(p_h - 0.0025) \geq 0.0025 \\ r_v = 0.0025 \end{array}$$

Extremos confinados 6 Ø 5/8"
 Refuerzo vertical: 2 Ø 3/8" @ 0.20 m.
 Refuerzo horizontal: Ø 3/8" en dos capas @ 0.20 m

4.7 DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras y rampas son los elementos de la estructura que conectan un nivel con otro. La comodidad que brindan al usuario depende en gran medida de su inclinación. En este sentido, es recomendable una inclinación de **20"** a **50"**.

Uno de los tipos más comunes de escaleras es la que está constituida por una losa que se apoya en los dos niveles que conecta. Se emplea para luces pequeñas, de 3 a 4 m. Si las luces son mayores, se colocan vigas entre nivel y nivel, llamadas vigas guarderas, y la losa se apoya sobre éstas.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Si la escalera tiene descanso, los momentos positivos se reducen en los puntos donde se produce el cambio de dirección de la escalera, siempre que los desplazamientos horizontales en los apoyos están restringidos. Si el desplazamiento horizontal es libre, entonces la escalera se puede calcular como un elemento simplemente apoyado.

EJEMPLO DISEÑO DE ESCALERAS

TRAMO 1

Contrapaso (CP):	17.3 cm	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Paso (P):	25.0 cm	
Espesor (t):	17.0 cm	
Ancho (B):	1.20 m	
Long. de escalera (L):		
Long. de descanso (L1):		
Ln:	3.35 m	
r (concreto):	2.40 ton/m ³	
r (acabado):	0.10 ton/m ²	
S/C:	0.20 ton/m ²	

a) Hallamos espesor t con la siguiente expresión:

$t = \frac{Ln}{25}$	$t = \frac{Ln}{20}$
$t = 0.134$	$t = 0.1675$
$t = 0.15 \text{ m}$	

c) Metrado de cargas

TRAMO DESCANZO

Peso propio:	
P.P.:	0.432 ton/m
Acabado:	0.120 ton/m
Wd:	0.552 ton/m
Sobre Carga:	
S/C:	0.240 ton/m
Carga última:	
Wu1	1.181 ton/m

TRAMO INCLINADO

Peso propio:

P.P.: 0.646 ton/m

W acab: 0.12 ton/m

Wd: 0.766 ton/m

Sobre Carga:

S/C: 0.240 ton/m

Carga última:

Wu1 1.480 ton/m

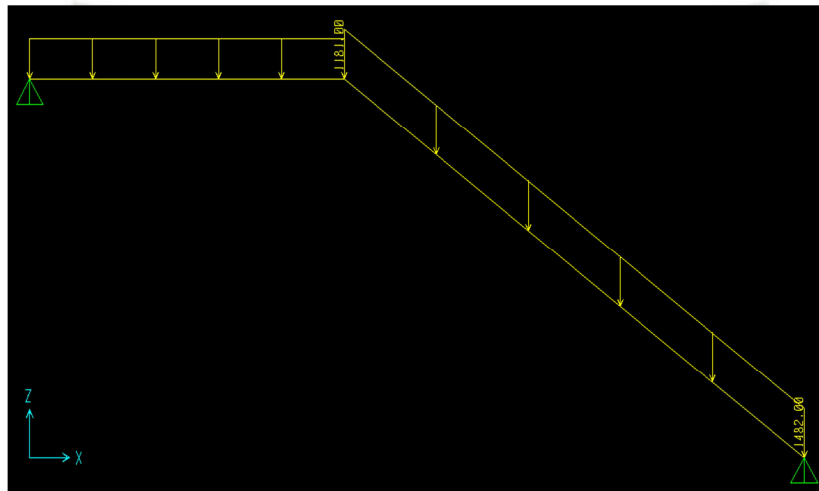


Fig. 35 Carga aplicada a la losa de la escalera

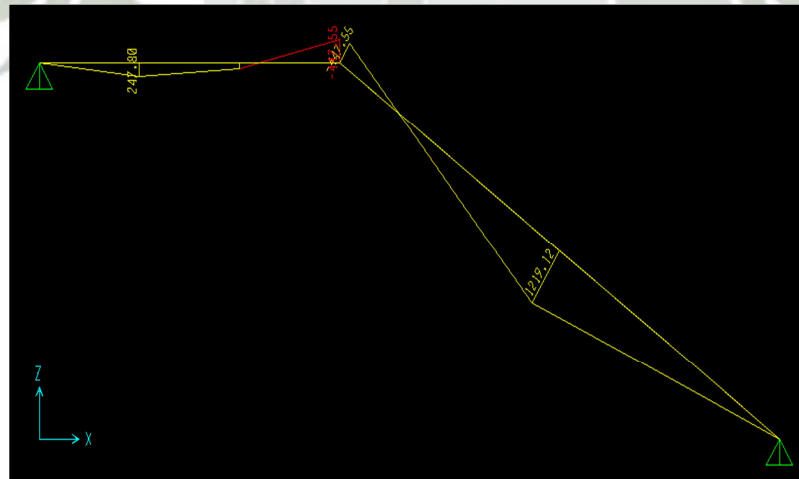


Fig.36 DFC de la losa de la escalera



Fig. 37 DMF de la losa de la escalera

d) Diseño por Flexión

1) DISEÑO POR FLEXION

Momento positivo de la losa inclinada (acero longitudinal)

$M_u (+) =$	1.219 ton.m
$K_u =$	8.465
$r =$	0.21 %
$r (\text{min}) =$	0.18 %
$A_s =$	2.52 cm ² /m
$A_s =$	2.16 cm ² /m

Usando $\emptyset 3/8$

$S =$	28.1746032	Entonces	25 cm
# Varillas	4.8	Entonces	5 $\emptyset 3/8 @ 25$ cm

Momento negativo de la losa inclinada (acero longitudinal)

$M_u (-) =$	0.448 ton.m
$K_u =$	3.111
$r =$	0.09 %
$r (\text{min}) =$	0.18 %
$A_s =$	1.08 cm ² /m
$A_s =$	2.16 cm ² /m

Usando $\emptyset 3/8$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

S = 32.8703704 Entonces 30 cm
Varillas 4 Entonces 4 Ø 3/8 @ 30 cm

2) REFUERZO TRANSVERSAL POR TEMPERATURA

Usando Ø 3/8

As transv. = 2.16 cm²/m

S = 0.33 cm Entonces 30 cm

Entonces 4 Ø 3/8 @ 30 cm

3) DISEÑO POR CORTE Ø = 0.85

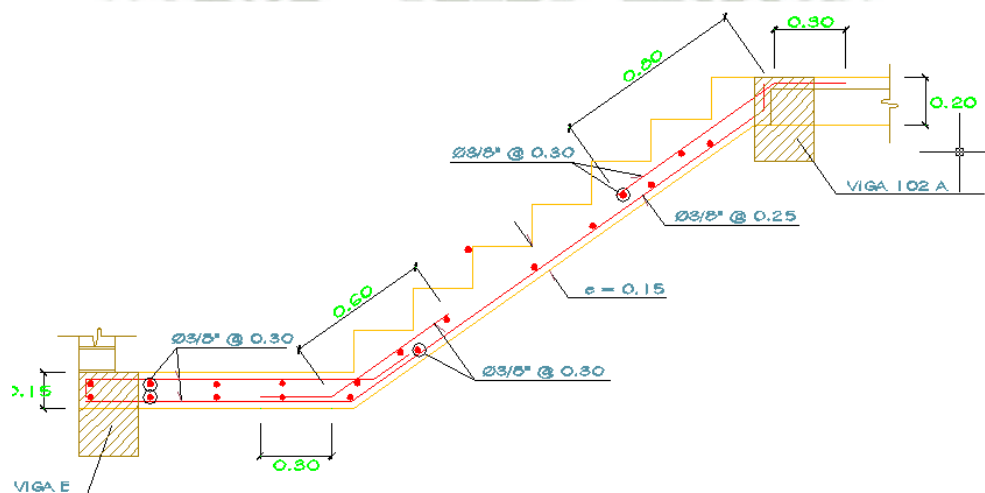
Apoyo 1 2

Vu = 2.403 1.519 ton

Vc = 7.834 7.834 ton

Ø Vc = 6.659 6.659 ton

Condición: Como $V_u < \phi V_c$ la sección no necesita refuerzo transversal



2°, 4°, 6°, 8°, 10° 12° Y 14° TRAMOS

4.8 DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los Muros de Contención son elementos constructivos que cumplen la función de cerramiento, soportando por lo general los esfuerzos horizontales producidos por el empuje de tierras.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Para diseñar apropiadamente los muro de contención, un ingeniero debe conocer los parámetros básicos, es decir, el peso específico, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo retenido detrás del muro y del suelo debajo de la losa de la base. El conocimiento de las propiedades del suelo detrás del muro permite al ingeniero determinar la distribución de la presión lateral que gobierna el diseño.

La teoría de rankine nos da las siguientes expresiones para calcular los empujes que actúan sobre el muro de sótano:

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad E_A = K_A * \gamma * H \quad E_{s/c} = K_A * \omega_{s/c}$$

Donde: K_A = Coeficiente de empuje activo del suelo
 ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo
 γ = Peso específico del suelo
 H = Altura del suelo que ejerce el empuje activo
 ω_{sc} = Sobrecarga actuante en el terreno



- Cálculo de K_A :

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}(32.64^\circ)}{1 + \text{sen}(32.64^\circ)} = 0.30$$

- Considerando un factor de seguridad Ferguson:

$$K_A = 1.30 \times 0.30 = 0.39$$

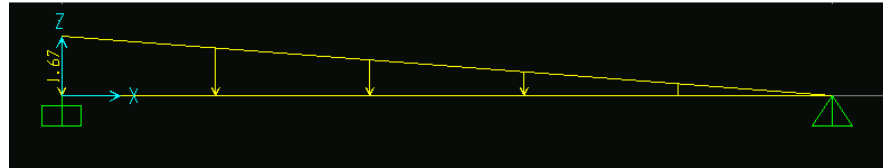
- Cálculo del empuje:

$$H: 1.73 \text{ m}$$

$$E = 2.47 \times 1.73 \times 0.39 = 1.67 \text{ ton/m}^2$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Usando el programa SAP



- Resultado del análisis:
- Se amplificó las cargas por el factor de carga vivas de 1.7 teniendo así los siguientes resultados:

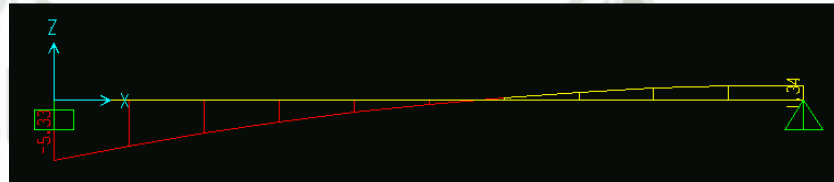


Fig. 4.81 Diagrama de fuerza cortante



Fig. 4.81 Diagrama de Momento Flector

- Diseño por flexión:

$$Ku = \frac{Mu}{b * d^2} \quad \rho = \frac{As}{b * d}$$

Mu (ton.m)			Cuantía	As	
4.13	Ku -	9.37	0.25%	5.25	cm ²
1.86	Ku +	4.22	0.11%	2.31	cm ²

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Para la cara exterior se usará $\emptyset 3/8''$ con una separación de 12.5 cm.

✓ **Acero mínimo vertical**

Cuantía mínima: 0.0015

$$A_{s_{\min}} = 3.15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Entonces se tendrá para la cara interior un A_s de $\emptyset 3/8''$ a una separación de 20 cm

• Diseño por cortante:

$$V_c = 0.53 \times 210 \wedge 0.5 \times 100 \times 21 = 16\ 128.9 \text{ kg.}$$

$$\phi V_c = 13.7 \text{ ton}$$

⇒ Entonces: La contribución del concreto ante la fuerza cortante es suficiente para el diseño por corte por lo que se tendrá acero mínimo:

$$A_{s \min} = 0.0018 \times 100 \times 21$$

$$A_{s \min} = 3.78 \text{ cm}$$

Se tendrá una distribución de $\emptyset 3/8''$ a una separación de 20 cm.

4.9 DISEÑO DE CIMENTACION

La resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto, por ello, la cimentación tiene mayor área que su respectiva columna o muro para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

El terreno debe trabajar bajo una carga tal que no se altere su estado de equilibrio, o sea, que no se produzcan deformaciones o asentamientos

perceptibles que repercutan en los diferentes elementos de la estructura, produciéndoles tensiones parásitas para las cuales no han sido diseñados. Si una columna se asienta más o menos que otra adyacente, la diferencia genera esfuerzos que pueden ocasionar daños en los elementos estructurales y no estructurales.

TIPOS DE CIMENTACIÓN

Para la tesis se necesitó el diseño de zapatas combinadas, aisladas y conectadas mediante vigas de cimentación-

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

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

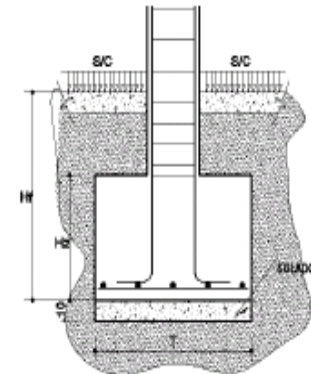
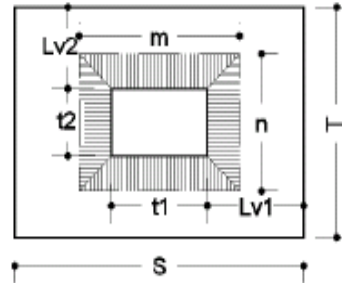
A continuación se presenta un ejemplo de diseño de cimentaciones de 2 C:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

EJEMPLO DE DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

DATOS:

σ_t =	2.40	Kg/cm ²
S/C=	200.0	Kg/m ²
Hf=	2.30	m
PD=	97.1	Tn
PL=	12.3	Tn
MD=	8.800	Tn-M
ML=	1.910	Tn-M
F'c=	210.0	Kg/cm ²
Fy=	4200.0	Kg/cm ²
γ_m =	1.68	Tn/m ³
Columna		
t1=	25.00	cm
t2=	143.00	cm
as=	40	



solado = 10 cm

a) DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Esfuerzo Neto del terreno	$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_m x H_f - S/C$	$\sigma_n = 19.936$ Tn/m ²
Area de la zapata	$P = PD + PL = 109.40$ Tn	$A_z = P/\sigma_n = 5.49$ m ²
T: = 2.00	m	2.00 m
S: A_z/T	= 2.74 m	2.75 m (USAR)
	Lv1: = 0.88 m	
	Lv2: = 0.66 m	

Az' = 5.50 m²

Reaccion Neta del Terreno

$P_u = 1.4PD + 1.7PL = 156.85$ Tn $W_{nu} = P_u/A_z = 28.52$ tn/m²

Dimensionamiento de la altura H_z de la zapata por punzonamiento

b) Condicion de Diseño $V_u = 0.75xV_c$

$\beta_c = D \text{ mayor}/D \text{ menor} = 0.17$ CONFORME

$V_c = 0.75x1.06x(f'c)^{0.5}xb_0xd$ $b_0 = 2x(d+t_1) + 2x(d+t_2)$

$V_c = 0.75x1.06x10(f'c)^{0.5}x(4d+2(t_1+t_2))xd$

$V_u = P_u - W_{ux}(d+t_1)x(d+t_2)$ CALCULO DEL VALOR $d = 0.6$ m

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

$H_z = d + 7.5 + 1.91 = 69.41$ cm \longrightarrow HZ MIN 0.30M
 $H_z = 70$ cm $d' = 60.59$ cm
Verificación de Cortante $V_{du} = (W_{uxS}) \times (L_v - d')$ = 21.10 tn $V_c > V_{du}$
 $V_c = 0.75 \times 0.53 \times (f'c) \times 0.5 \times 10 \times b \times d$ = 95.98 tn **Conforme**

c) Diseño por flexión

$M_u = (W_{uxS}) \times (l_v^2) / 2 = 69.02$ tn-m A_s (cm²) a (cm)
 $A_s = (M_u \times 10^5) / (\phi \times f_y \times (d - a/2))$
 $a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f'c \times b)$
Verificación de A_s min $A_s \text{ min} = 0.0018 \times b \times d$ 29.99 cm²
 $A_s = 31.00 < 29.99 = A_s \text{ min}$

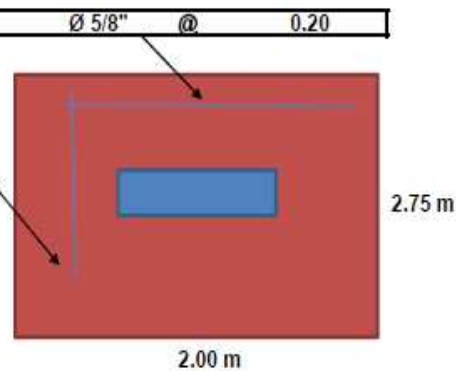
As en Dirección Transversal

$A_{st} = A_s \times T/S$ 22.55 cm²

Propuestas para la Colocación del Acero

\emptyset \emptyset 5/8" @ 0.20

As EN LA DIRECCION S			
As	cantidad	@ (m)	CONDICION
\emptyset 3/8"	44	0.06	No Cumple
\emptyset 1/2"	24	0.11	cumple
\emptyset 5/8"	16	0.18	cumple
\emptyset 3/4"	11	0.26	cumple
\emptyset 1"	6	0.51	cumple



Ast EN LA DIRECCION T			
As	cantidad	@ (m)	CONDICION
\emptyset 3/8"	32	0.06	No Cumple
\emptyset 1/2"	17	0.11	cumple
\emptyset 5/8"	11	0.18	cumple
\emptyset 3/4"	8	0.27	cumple
\emptyset 1"	4	0.54	cumple



CAPÍTULO V

CAPÍTULO V:

INSTALACIONES SANITARIAS

5.1 INTRODUCCIÓN

En la construcción de las edificaciones, uno de los aspectos más importantes es el diseño de la red de instalaciones sanitarias, debido a que debe satisfacer las necesidades básicas del ser humano, como son el agua potable para la preparación de alimentos, el aseo personal y la limpieza del hogar, eliminando desechos orgánicos, etc.

Las instalaciones sanitarias estudiadas en este caso, son del tipo domiciliario, donde se consideran los aparatos sanitarios de uso privado. Estas instalaciones básicamente deben cumplir con las exigencias de habitabilidad, funcionalidad, durabilidad y economía en toda la vivienda.

El trabajo se basa en el método más utilizado para el cálculo de las redes de distribución interior de agua, que es el denominado Método de los gastos probables, creado por Roy B. Hunter, que consiste en asegurar a cada aparato sanitario un número de “unidades de gasto” determinadas experimentalmente.

5.2 DATOS TECNICOS PARA LA INSTALACION DE AGUA POTABLE

El diseño de la red sanitaria, que comprende el cálculo de la pérdida de carga disponible, la pérdida de carga por tramos considerando los accesorios, el cálculo de las presiones de salida, tiene como requisitos:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

conocer la presión de la red pública, la presión mínima de salida, las velocidades máximas permisibles por cada tubería y las diferencias de altura, entre otros. Conociendo estos datos se logrará un correcto dimensionamiento de las tuberías y accesorios de la vivienda.

Las instalaciones sanitarias de un edificio incluyen:

- Líneas de distribución de agua fría
- Líneas de distribución de agua caliente
- Líneas de distribución de agua contra incendios
- Las tuberías de desagüe
- Sistema de ventilación
- Tuberías del sistema de aguas pluviales
- Equipos complementarios (bombas)

El proyecto consta de 8 niveles con 1 semisótano. Cada nivel consta de 2 departamentos con un total de 288.63 m². por nivel sobre un terreno construido de 401.70 m². A continuación se presenta un cuadro con los usos de cada nivel además de sus cotas:

NIVEL	Cotas	Uso
Octavo nivel	18.20 m	2 departamentos de 3 y 2 dormitorios
Séptimo nivel	15.60 m	2 departamentos de 3 y 2 dormitorios
Sexto nivel	13.00 m	2 departamentos de 3 y 2 dormitorios
Quinto nivel	10.40 m	2 departamentos de 3 y 2 dormitorios
Cuarto nivel	7.80 m	2 departamentos de 3 y 2 dormitorios
Tercer nivel	5.20 m	2 departamentos de 3 y 2 dormitorios

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Segundo nivel	2.60 m	2 departamentos de 3 y 2 dormitorios
Primer nivel	0.00 m	2 departamentos de 3 y 2 dormitorios
Semisótano	(-2.60 m)	Estacionamiento

✓ Presiones en la red de Servicio

Para el caso de la red pública se considerará una presión entre 1.5 kg/cm² a 5 kg/cm² (15 m.c.a. a 50 m.c.a.). Como datos de cálculo para este proyecto se tomó una presión de 2 kg/cm².

Además se tomó como valor a 2 m.c.a para la presión mínima para el cálculo de la tubería de alimentación de la red pública hacia la cisterna.

✓ Presiones de salida para los aparatos sanitarios

Según la norma, en su ítem 2.3 correspondiente a *Red de Distribución* señala que la presión una presión de salida mínima de 2 m.c.a. hasta 5 m.c.a. Para efectos de cálculo, la presión mínima será de 2.m.c.a en el punto más desfavorable (el más alejado horizontalmente y el más elevado con respecto a la cota de la red pública)

✓ Velocidad en tuberías a presión

Para el cálculo del cálculo del diámetro de las tuberías de distribución, la velocidad mínima será de 0.60 m/s y la velocidad máxima según la siguiente tabla:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Diámetro(mm)	Velocidad máxima(m/s)
15 (1/2")	1,90
20 (3/4")	2,20
25 (1")	2,48
32 (1 ¼")	2,85
40 y mayores (1 ½" y mayores).	3,00

✓ Materiales

Materiales para agua potable: Serán de PVC de clase 10, normalizada, del tipo para empalmar a presión, para sellarse con pegamento PVC del mismo fabricante. Los accesorios finales de cada salida serán de fierro galvanizado roscado, del tipo pesado, con adaptadores unión rosca de PVC.

Materiales para agua caliente: Todas las tuberías internas para agua caliente, serán de POLICLORURO DE VINILO (CPVC), Clase 10, tipo roscado, para una presión de trabajo de 150 Lb/pulg², las mismas que irán empotradas en piso o en muro en el primer piso y colgadas en los pisos superiores.

Materiales para sistema de desagüe y ventilación: Serán de PVC-SAL, para una presión de trabajo de 15 lbs/pulg², especialmente para desagües, las líneas de desagüe se instalarán con una pendiente mínima de 1 % bajando hacia los aparatos.

5.3 DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO AGUA FRIA

Sobre las instalaciones, deben ser diseñadas y construidas de modo que preserven su calidad y garanticen su cantidad y presión de servicio en los puntos de consumo. En el caso del diseño de la instalación sanitaria interior del edificio que se realice con un sistema de presión con cisterna y tanque elevado o se use un sistema de presión con tanque hidroneumático, los medidores de consumo podrán ser ubicados en espacios especiales diseñados para tal fin dentro de la edificación.

El agua potable fría se suministra con presión disponible de la red a todos los artefactos sanitarios de acuerdo a los gastos requeridos por estos. Y de ser insuficiente tal presión se deberá instalar una cisterna y equipo de bombeo. Además de un tanque elevado para lo cual deberemos previamente determinar el volumen de agua necesaria para el consumo en la vivienda y por ende el diámetro de la conexión.

Para la edificación se planteó *un sistema hidroneumático (sistema indirecto)*. Es aquel que cuenta con un tanque de almacenamiento en la parte inferior de la edificación (cisterna) de allí con ayuda de un equipo hidroneumático (electrobomba + Tanque hidroneumático) se abastece de agua a la edificación por medio de alimentadores.

✓ Ventajas:

- Permite contar con una presión uniforme en la edificación, conservando hacia la grifería

✓ Desventajas:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

- Cuando no hay servicio eléctrico no hay servicio en la edificación
 - ✓ Recomendable:
 - En edificaciones cuyo crecimiento horizontal es mayor que el vertical.
- Ejemplo: Hospitales, clubes, colegios, etc.
- Rango de trabajo: vivienda 20 PSI, Edificios de 45 a 100 Psi.

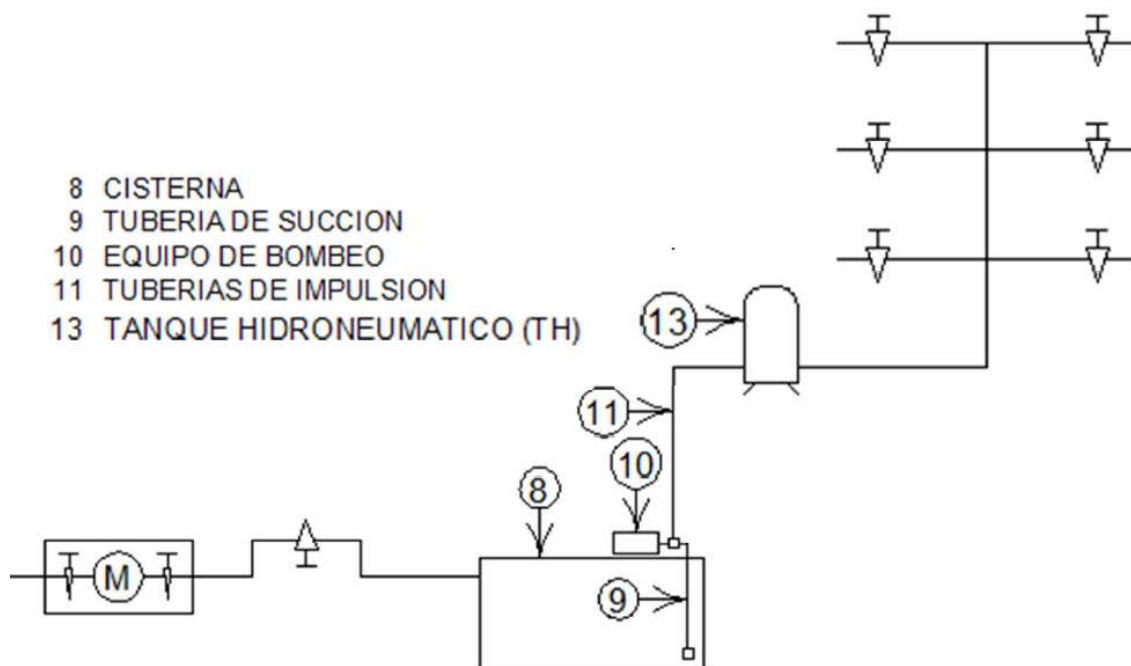


Fig. 38 Componentes del sistema hidroneumático

a) Dotación de agua

Para los distintos requerimientos, artefactos, locales, ambientes .etc. se citó como fuente al reglamento nacional de instalaciones sanitarias IS 010. El cálculo de la dotación del agua depende de varios factores como su uso, el área construida, número de personas que habitarán, necesidades específicas/industriales, etc.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Será importante saber la dotación ya que es el punto de partida para el dimensionamiento del cisterna y tanque elevado a través del volumen demandante de la edificación.

Las dotaciones de agua para uso doméstico, comercial, industrial, y otros fines, se calcularán de acuerdo a lo establecido en el presente Reglamento. Las dotaciones de agua para residencias unifamiliares y multifamiliares, se calcularán de acuerdo con el área del lote o en función de la dotación por habitante. En la siguiente tabla se muestra la dotación por departamento para viviendas multifamiliares.

Número de dormitorios por departamento	Dotación por departamento, L/d
1	500
2	850
3	1200
4	1350
5	1500

Además de los pisos por departamentos, el edificio cuenta con un semisótano destinado a estaciones de servicio, garajes:

Estaciones y Parques de Estacionamientos	Dotaciones
Lavado automático.	12 800 L/d por unidad de lavado
Lavado no automático.	8000 L/d por unidad de lavado
Estación de gasolina.	300 L/d por surtidor.
Garajes y parques de estacionamiento de vehículos por área cubierta.	2 L por m ² de área.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Con los cuadros anteriores se puede calcular la dotación diarias por piso del edificio, así tendremos:

DOTACIONES

CÁLCULO DE LA DOTACIÓN

Departamentos	Dotación diaria	Cantidad	Sub total consumo
Departamento 2 dorm.	850	8.00	6800
		Consumo Total (lts.)	6800
		Consumo Total (m3)	6.80

Departamentos	Dotacion diaria	Cantidad	Sub total consumo
Departamento 3 dorm.	1200	8.00	9600
		Consumo Total (lts.)	9600
		Consumo Total (m3)	9.60

Areas	Dotacion diaria	Cantidad	Sub total consumo
288.63 m2	2 L/m2	1.00	577.26
		Consumo Total (lts.)	577.26
		Consumo Total (m3)	0.58

➡ La dotación mínima para abastecer de agua a todo el edificio es de 16977.26 lts ó 16.98 m3 *por día*.

b) Dimensionamiento del Cisterna

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, el volumen del cisterna será $\frac{3}{4}$ de la dotación diaria. En el ítem anterior se calculó la dotación diaria por lo que se tendrá:

Dot. Diaria : 17 m3
 Vol. Cisterna : $\frac{3}{4} * 17$ m3
 Vol. Cisterna : 12.75 m3

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

El volumen de la cisterna se considerará deseable con un almacenamiento al 125% de su dotación, por lo que se tendrá:

Vol. Cisterna : $12.75 * 1.25$

Vol. Cisterna : 15.94 m³

Con este dato se puede calcular las dimensiones de la cisterna. Se tiene el ancho y largo pre finido debido a la configuración arquitectónica, entonces se tendrá lo siguiente:

Largo : 2.40 m

Ancho : 4.00 m

Área : 9.60 m²

Volumen : 15.94 m³

Altura útil : 1.66 m

Además se tiene que considerar una altura libre entre el techo de la cisterna y la superficie del agua de modo que el agua nunca se encuentre en el límite de su altura. Se considerará una altura libre no menor a 0.45 m:

Altura total : $1.66 + 0.45$ m



Altura total : 2.11 m 2.15 m

c) Sistema de Bombeo Cisterna – Tanque Hidroneumático

Debido a que se trata de un sistema indirecto de abastecimiento y habiéndose elegido el sistema a utilizar; es necesario además, saber las características del equipo. Éstas incluyen los diámetros necesario que

necesitarán, además de las características necesarias para el cálculo del abastecimiento. El sistema hidroneumático trabaja conjuntamente con 2 bombas, una de impulsión y otra de succión:

d) Electrobomba

En general en cualquier sistema de bombeo, existen dos variables que son de suma importancia para el diseño y operación de estos y que son el caudal que puede bombear la bomba y la presión que le puede otorgar la bomba a ese caudal. Estos parámetros determinan la selección de la bomba a utilizar en el sistema. Para dimensionar un sistema de bombeo tradicional, es necesario conocer las siguientes variables que condicionan este diseño:

$$H_t = H_e + H_f + P_s$$

Donde	H _t	= Pérdida de carga total en metros
	H _e	= Perdida por elevación
	H _f	= Perdida por fricción e tuberías y accesorios
	P _s	= Presion de agua de salida (2.m.c.a.)

Además es importante conocer la potencia de la bomba mediante la siguiente fórmula:

$$P = \frac{Q * H_t}{75 * e}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Donde Q = Caudal en litros por segundo
 H_t = Pérdida de carga total en metros
 E = eficiencia de la bomba (de 60% a 70%)

Entonces se tiene que la pérdida total de la tubería:

H_e : 26.10 m

H : 4.82 m

P_s : 2 m

→ H_t : 32.92 m

Cálculo de la potencia de la bomba:

Q : 3.33 l/s


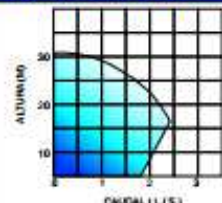

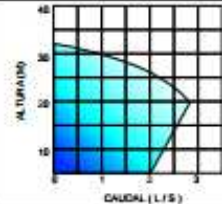

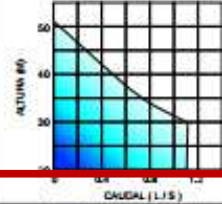

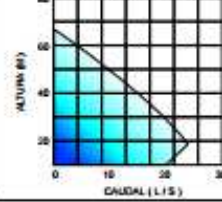
H_t : 32.92

E : 65 %

→ P : 2.2 HP

Con estos datos es posible hacer la selección del tipo de bomba, se usaron los catálogos de Hidrostal:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

TIPO DE BOMBA	APLICACIONES	RANGOS	RENDIMIENTO
 ELECTROBOMBA MONOBLOCK MONOFÁSICA A1C	<ul style="list-style-type: none"> SUMINISTRO DOMESTICO DE AGUA EN VIVIENDAS Y EDIFICIOS 	DIAMETRO DESCARGA: 1" CAUDAL HASTA: 2.2 l/s ALTURA HASTA: 31 m	
 ELECTROBOMBA MONOBLOCK MONOFÁSICA A1E	<ul style="list-style-type: none"> SUMINISTRO DOMESTICO DE AGUA EN VIVIENDAS Y EDIFICIOS 	DIAMETRO DESCARGA: 1" CAUDAL HASTA: 2.8 l/s ALTURA HASTA: 32 m	
 ELECTROBOMBA INYECTORA MONOFÁSICA A1I	<ul style="list-style-type: none"> EQUIPOS HIDRONEUMATICOS SUMINISTRO DE AGUA EN VIVIENDAS Y EDIFICIOS 	DIAMETRO DESCARGA: 1" CAUDAL HASTA: 1.1 l/s ALTURA HASTA: 51 m	
 ELECTROBOMBA CENTRIFUGA MONOBLOCK	<ul style="list-style-type: none"> EQUIPOS HIDRONEUMATICOS SUMINISTRO DE AGUA EN EDIFICIOS DE GRAN ALTURA RIEGO TECNIFICADO TRANSFERENCIA DE LIQUIDOS EN GENERAL 	DIAMETRO DESCARGA: 1" a 2" CAUDAL HASTA: 24 l/s ALTURA HASTA: 65 m	

Se eligió como electrobomba *MONOBLOCK CENTRIFUGA MONOBLOCK*, para suministro doméstico de agua en viviendas y edificios donde el diámetro de descarga es 1" a 2" y una altura hasta 65 m.

a) Sistema hidroneumático

Se tomó como referencia a los folletos de HIDROSTAL, y teniendo el caudal necesario y el número de pisos de halló que el equipo hidroneumático necesario es:

Sistema Hidroneumático tipo Champion
DM UB CM22050 MULTIH-804 – 4.0T vertical con base.

b) Dimensionamiento de Tubería de Alimentación

Según la norma, la demanda máxima instantánea está dada en función a los aparatos proyectados de la edificación. Se usará el método de Hunter para su cálculo. Este método considera que cuanto mayor es el número de aparatos sanitarios, la proporción de uso simultáneo disminuye, por lo que cualquier gasto adicional que sobrecargue el sistema rara vez se notara; mientras que si se trata de sistemas con muy pocos aparatos sanitarios, la sobrecarga puede producir condiciones inconvenientes de funcionamiento. Es importante saber si los servicios higiénicos corresponden a aparatos de uso privado o público.

Las unidades Hunter se especifican en la norma IS.010 en el Anexo N° 1.

MÁXIMA DEMANDA SIMULTÁNEA

CÁLCULO DE UNIDADES HUNTER

Unidades de gasto total del edificio por nivel:

Piso 1 al Piso 8			
APARATO	CANTIDAD	UH x apar.	Sub total
Inodoro	6	3	18
Lavatorio	6	1	6
Ducha	4	2	8
Lavaderos	2	3	6
			38

U.G. TOTAL: 300

Serán 304 unidades de gasto totales del edificio, es decir que incluyen tanto agua fría como el agua que se calentará.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Unidades de gasto agua fría del edificio por nivel:

AGUA FRIA			
Piso 1 al Piso 8			
APARATO	CANTIDAD	UH x apar.	Sub total
Inodoro	6	3	18
Lavatorio	6	0.75	4.5
Ducha	4	1.5	6
Lavaderos	2	2	4
			32.5

U.G. TOTAL: 260

Serán 260 unidades de gasto correspondientes a sólo agua fría del edificio, es decir que no incluye el gasto del agua caliente, conducen sólo agua fría.

Unidades de gasto agua caliente del edificio por nivel:

AGUA CALIENTE			
Piso 1 al Piso 8			
APARATO	CANTIDAD	UH x apar.	Sub total
Inodoro	6		0
Lavatorio	4	0.75	3
Ducha	4	1.5	6
Lavaderos	2	2	4
			13

U.G. TOTAL: 104

Serán 104 unidades de gasto correspondientes a sólo agua caliente del edificio, es decir que no incluye el gasto del agua fría, conducen sólo agua caliente.

En conclusión se puede observar que las tuberías que conducen agua fría y caliente tienen más U.H. que los otros casos, por lo que se usará este dato para

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

el cálculo de los alimentadores. Se usará 300 U.H. para hallar la máxima demanda simultánea.

AC+AF 300 U.H.
AF 260 U.H.
AC 104 U.H.

Con el Anexo N° 3 (Gastos Probables Para Aplicación Del Método Hunter) se puede calcular el gasto simultáneo haciendo una interpolación:

N° de Unidades: 300 U.H.

Gasto probable (tanque): 3.32 L/s

CÁLCULO DE ALIMENTADORES

PM : 35 m.c.a.
Ht : 26.10 1.5 2.6 20.8 1.2
Ps : 2 m.c.a.
Datos : Tubería PVC
Hfd = PM - Ht - Ps
Hfd = 6.90 m

Accesorios	Tramo	L	Le	Lt	uH	Q	Q	Φ	S	hf
		(m)	(m)	(m)		(l/s)	(m3/h)	(pulg)		(m)
1 Medidor + 1 Llave Comp. + 1 codo	01-02	2.50	1.20	3.70	300.0	3.32	11.95	2	0.044	0.1628
S) 1 Tee (F.R.)	02-03	2.60	0.30	2.90	300.0	3.32	11.95	1.5	0.044	0.1276
1) 1 Tee (F.R.)	03-04	2.60	0.40	3.00	267.5	2.95	10.62	1.5	0.038	0.114
2) 1 Tee (F.R.)	04-05	2.60	1.00	3.60	235.0	2.67	9.61	1	0.029	0.1044
3) 1 Tee (F.R.)	05-06	2.60	1.00	3.60	202.5	2.47	8.89	1	0.073	0.2628
4) 1 Tee (F.R.)	06-07	2.60	0.40	3.00	170.0	2.22	7.99	1	0.065	0.195
5) 1 Tee (F.R.)	07-08	2.60	0.30	2.90	137.5	1.96	7.06	1	0.540	1.566
6) 1 Tee (F.R.)	08-09	2.60	0.40	3.00	105.0	1.71	6.16	0.75	0.44	1.32
7) 1 Tee (F.R.)	09-10	2.60	0.40	3.00	72.5	1.39	5.00	0.75	0.29	0.87
8) 1 Codo (F.R.)	10-11	2.60	0.40	3.00	40.0	0.91	3.28	0.75	0.01	0.0195
1 Codo (F.R.)	11-12	1.03	0.50	1.53	40.0	0.91	3.28	0.5	0.01	0.0099
1 Codo (F.R.)	12-13	4.80	0.00	4.80	40.0	0.91	3.28	0.5	0.01	0.0312
	13-14	1.20	1.00	2.20	40.0	0.91	3.28	0.5	0.018	0.0396
Hft										4.8228

OK

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

$$H_{ft} \leq H_{fd}$$

H _{ft}	H _{fd}	
4.823	6.90 m.c.a.	OK!

El nivel promedio de salida en el tanque hidroneumático es de 35 m.c.a.

Entonces la presión de salida en el aparato más desfavorable es de:

➔ $(35.00 - 26.10 - 4.82) = 4.08 \text{ m.c.a.}$





CAPÍTULO VI

CAPITULO VI

COSTOS Y PRESUPUESTO

6.1 INTRODUCCIÓN

Al planear un proyecto constructivo se debe tener en cuenta el costo final de la obra, para no caer en costos excesivos, y esto se logra mediante la elaboración de un presupuesto adecuado, donde el presupuestador debe ser experto en el manejo de los costos.

Además existen algunos factores que inciden en el costo final de la obra, como son, la consecución de la mano de obra, tanto cualitativa como cuantitativa, transporte de materiales, utilización eficiente de la maquinaria y equipos.

6.2 METRADO DE LA EDIFICACIÓN

Los metrados se realizan con el objeto de calcular la cantidad de obra a realizar y que al ser multiplicado por el respectivo costo unitario. En todo proyecto llega el momento en el que debemos hacer el metrado de los elementos que se han diseñado.

La precisión de dicho cálculo dependerá si estamos en la etapa de prefactibilidad, factibilidad o en alguna etapa posterior. También es conocido por todos los que se han visto en esa situación, que los tiempos con que se dispone para realizar los cálculos de metrado con

miras a formular una propuesta o estimar costos en general son, por norma general, muy cortos.

6.3 ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

El APU (Análisis de Precios Unitarios) es un modelo matemático que adelanta el resultado, expresado en moneda, de una situación relacionada con una actividad. Este modelo matemático se basa en la agrupación de los componentes discriminados en 3 renglones: Materiales, Equipos y Mano de Obra. A pesar de ser un modelo matemático incluye conceptos como el de "Rendimiento" que se entiende como: "la cantidad de obra realizada en un día, con el personal indicado, utilizando las herramientas y equipos indicados."

6.4 PRESUPUESTO

Se entiende por presupuesto de una obra o proyecto la determinación previa de la cantidad en dinero necesaria para realizarla, a cuyo fin se tomó como base la experiencia adquirida en otras construcciones de índole semejante. La forma o el método para realizar esa determinación es diferente según sea el objeto que se persiga con ella. Las mediciones y el presupuesto de obra tienen como finalidad dar una idea aproximada y lo más real posible del importe de la ejecución del proyecto.

Para conocer el presupuesto de obra de un proyecto se deben seguir los siguientes pasos básicos a nivel general son:

- Registrar y detallar las distintas unidades de obra que intervengan en el proyecto.
- Hacer las mediciones y anotaciones de cada unidad de obra.
- Conocer el precio unitario de cada unidad de obra.
- Multiplicar el precio unitario de cada unidad por su metrado respectivo.

6.5 FÓRMULA POLINÓMICA

Las fórmulas Polinómica, constituyen un procedimiento convencional de cálculo para obtener el valor de los incrementos de costos que experimentan los presupuestos de obra en el tiempo. Es la representación matemática de la estructura de costos de un presupuesto. Está constituida por términos denominados monomios que consideran la participación o incidencia de los principales recursos dentro del costo o presupuesto total de la obra. El sistema está basado en la incidencia de todos los ELEMENTOS que constituyen una obra, participan en una proporción constante durante todo el tiempo que demanda dicho proceso. No necesitan de una autorización resolutive para aprobar sus resultados y tramitar su correspondiente cancelación, excepto en los casos de reajuste final de liquidación.

La fórmula polinómica se utiliza para calcular el factor “K”, el cual determina el monto por el cual debe de multiplicarse la valorización de una obra vial a fin de reconocer la variación de precios entre la fecha base del presupuesto y la fecha de la valorización.

$$K = a \frac{Jr}{Jo} + b \frac{Mr}{Mo} + c \frac{Er}{Eo} + d \frac{Vr}{Vo} + e \frac{Gur}{Guo}$$

METRADO DE ESTRUCTURAS

ITEM	DESCRIPCION	UND	Piso										TOTAL
			SOTANO	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°	Azotea	
1	OBRAS PROVISIONALES												
1 01	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES												
1 01 01	Caseta para Oficina, Almacen y guardianía	m2	40.00										40.00
1 01 02	Cerco perimétrico	m2	87.00										87.00
1 01 03	Cartel de obra 3.50x2.50	Und	1.00										1.00
1 02	INSTALACIONES PROVISIONALES												
1 02 01	Agua para la construcción	glb	1.00										1.00
1 02 02	Desague para la construcción	glb	1.00										1.00
1 02 03	Energía eléctrica para la construcción	glb	1.00										1.00
1 03	TRABAJOS PERLIMINARES												
1 03 01	Limpieza manual del terreno	m2	401.70										401.70
1 03 02	Trazo de nivelación y replanteo durante la ejecución de obra	dia	225.00										225.00
1 04	SEGURIDAD Y SALUD												
1 04 01	Elaboración, implementación y administración del plan de trabajo	glb	1.00										1.00
2	ESTRUCTURAS												
2 01	MOVIMIENTO DE TIERRAS												
2 01 01	Excavación masiva	m3	1271.14										1271.14
2 01 02	Excavación de vigas de cimentación	m3	99.67										99.67
2 01 03	Excavación de muro de contención	m3	12.13										12.13
2 01 04	Excavación para cisterna	m3	87.81										87.81
2 01 05	Relleno compactado - material prestamo	m3	360.91										360.91
2 01 06	Eliminación de material excedente (Fac. Esp=1.15)	m3	1781.45										1781.45
3	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE												
3 01	Solados Concreto 1:12 (E=8 cm)												
3 01 01	Solados Concreto 1:12 (E=8 cm)	m3	439.75										439.75
4	CONCRETO ARMADO												
4 01	Vigas de cimentación												
4 01 01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	54.58										54.58

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

4	01	02	Acero	kg	14283.45									14283.45
4	02		Zapatas											
4	02	01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	52.01									52.01
4	02	02	Encofrado y descencofrado	m2	20.25									20.25
4	02	03	Acero	kg	5364.26									5364.26
4	03		Muros de contención											
4	03	01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	25.81									25.81
4	03	02	Encofrado y descencofrado	m2	137.76									137.76
4	03	03	Acero	kg	2331.34									2331.34
4	04		Columnas											
4	04	01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	7.51	7.51	7.51	7.51	7.51	7.51	7.51	7.51	7.51	0.31
4	04	02	Encofrado y descencofrado	m2	50.02	50.02	50.02	50.02	50.02	50.02	50.02	50.02	50.02	2.06
4	04	03	Acero	kg	1588.14	1588.14	1588.14	1588.14	1588.14	1588.14	1588.14	1588.14	1588.14	65.56
4	05		Placas											
4	05	01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	44.66	31.86	31.86	31.86	31.86	31.86	31.86	31.86	31.86	7.37
4	05	02	Encofrado y descencofrado	m2	418.71	298.70	298.70	298.70	298.70	298.70	298.70	298.70	298.70	69.10
4	05	03	Acero	kg	8706.24	6210.95	6210.95	6210.95	6210.95	6210.95	6210.95	6210.95	6210.95	1436.74
4	06		Vigas											
4	06	01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	20.04	18.36	18.36	18.36	18.36	18.36	18.36	18.36	18.36	2.29
4	06	02	Encofrado y descencofrado	m2	64.93	146.51	56.46	56.46	56.46	56.46	56.46	56.46	56.46	11.29
4	06	03	Acero	kg	9808.24	8984.65	8984.65	8984.65	8984.65	8984.65	8984.65	8984.65	8984.65	1118.92
4	07		Losa aligerada											
4	07	01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	52.87	41.59	41.59	41.59	41.59	41.59	41.59	41.59	41.59	6.24
4	07	02	Encofrado y descencofrado	m2	105.75	83.17	83.17	83.17	83.17	83.17	83.17	83.17	83.17	12.49
4	07	03	Acero	kg	1041.61	819.24	819.24	819.24	819.24	819.24	819.24	819.24	819.24	123.00
4	08		Losa maciza											
4	08	01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	10.16	9.61	9.61	9.61	9.61	9.61	9.61	9.61	9.61	87.04
4	08	02	Encofrado y descencofrado	m2	67.73	64.07	64.07	64.07	64.07	64.07	64.07	64.07	64.07	580.27
4	08	03	Acero	kg	713.94	675.29	675.29	675.29	675.29	675.29	675.29	675.29	675.29	6116.30
4	09		Escaleras											
4	09	01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	21.60
4	09	02	Encofrado y descencofrado	m2	9.99	9.99	9.99	9.99	9.99	9.99	9.99	9.99	9.99	99.90
4	09	03	Acero	kg	194.94	194.94	194.94	194.94	194.94	194.94	194.94	194.94	194.94	1949.40
4	10		Cisterna											
4	10	01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	16.43									16.43

4	10	02	Encofrado y desencofrado	m2	93.18									93.18
4	10	03	Acero	kg	897.74									897.74
4	11		Cuarto de Máquinas											
4	11	01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3									8.95	8.95
4	11	02	Encofrado y desencofrado	m2									72.69	72.69
4	11	03	Acero	kg									555.87	555.87
4	12		Columnas de Amarre											
4	12	01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3		6.64	6.64	6.64	6.64	6.64	6.64	6.64	6.64	53.12
4	12	02	Encofrado y desencofrado	m2		100.86	100.86	100.86	100.86	100.86	100.86	100.86	100.86	806.88
4	12	03	Acero	kg		602.53	602.53	602.53	602.53	602.53	602.53	602.53	602.53	4820.20
4	13		Muros y tabique de albañilería											
4	13	01	Muros de ladrillo King Kong Soga	m2		276.55	276.55	276.55	276.55	276.55	276.55	276.55	276.55	41.48
4	14		Vigas de Amarre											
4	14	01	Concreto f'c=175 kg/cm2	m3	1.29	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	8.04
4	14	02	Encofrado y desencofrado	m2	13.66	8.79	8.79	8.79	8.79	8.79	8.79	8.79	8.79	92.72
4	14	03	Acero	kg	139.11	88.81	88.81	88.81	88.81	88.81	88.81	88.81	88.81	938.44



DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Presupuesto

Presupuesto **0301007** **DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS Y 1 SEMISÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO**

Cliente **UCSM**
Lugar **AREQUIPA - AREQUIPA - SOCABAYA**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
1	OBRAS PROVISIONALES				67,881.16
1 01	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES				5,872.75
1 01 01	Caseta para Oficina, Almacen y guardianía	m2	40.00	88.45	3,538.00
1 01 02	Cerco perimétrico	m2	87.00	16.83	1,464.21
1 01 03	Cartel de obra 3.50x2.50	Und	1.00	870.54	870.54
1 02	INSTALACIONES PROVISIONALES				46,305.64
1 02 01	Agua para la construcción	glb	1.00	12,001.12	12,001.12
1 02 02	Desague para la construcción	glb	1.00	9,244.52	9,244.52
1 02 03	Energía eléctrica para la construcción	glb	1.00	1,200.00	1,200.00
1 02 04	Gurdianía	Día	250.00	95.44	23,860.00
1 03	TRABAJOS PERLIMINARES				702.77
1 03 01	Limpieza manial del terreno	m2	401.70	0.45	180.77
1 03 02	Trazo de nivelación y replanteo durante la ejecución de obra	dia	225.00	2.32	522.00
1 04	SEGURIDAD Y SALUD				15,000.00
1 04 01	Elaboración, implementación y administración del plan de trabajo	glb	1.00	15,000.00	15,000.00
2	ESTRUCTURAS				74,783.08
2 01	MOVIMIENTO DE TIERRAS				74,783.08
2 01 01	Excavación masiva	m3	1,271.14	8.97	11,402.09
2 01 02	Excavación de vigas de cimentación	m3	99.67	37.88	3,775.39
2 01 03	Excavación de muro de contención	m3	12.13	32.48	393.93
2 01 04	Excavación para cisterna	m3	87.81	25.25	2,217.17
2 01 05	Relleno compactado - material prestamo	m3	360.91	83.73	30,219.31
2 01 06	Eliminación de material excedente (Fac. Esp=1.15)	m3	1,781.45	15.03	26,775.20
3	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				7,761.54
3 01	Solados Concreto 1:12 (E=8 cm)	m3	439.75	17.65	7,761.54
4	CONCRETO ARMADO				1,942,694.72
4 01	Vigas de cimentación				71,208.31
4 01 01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	54.58	375.60	20,502.07
4 01 02	Acero f'y=4200 kg/cm2	kg	14,283.45	3.55	50,706.24
4 02	Zapatas				38,388.99
4 02 01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	52.01	358.60	18,652.09
4 02 02	Encofrado y descencofrado	m2	20.25	44.86	908.34
4 02 03	Acero f'y=4200 kg/cm2	kg	5,364.26	3.51	18,828.56
4 03	Muros de contención				25,447.18
4 03 01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	25.81	421.56	10,880.29
4 03 02	Encofrado y descencofrado	m2	137.76	44.65	6,150.76
4 03 03	Acero f'y=4200 kg/cm2	kg	2,331.34	3.61	8,416.13

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

4	04	Columnas					140,790.21
4	04 01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	67.90	550.65	37,389.14	
4	04 02	Encofrado y descencofrado	m2	452.21	49.89	22,560.96	
4	04 03	Acero f'y=4200 kg/cm2	kg	14,358.81	5.63	80,840.12	
4	05	Placas					498,259.20
4	05 01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	306.91	430.13	132,011.20	
4	05 02	Encofrado y descencofrado	m2	2,877.43	52.22	150,259.64	
4	05 03	Acero f'y=4200 kg/cm2	kg	59,830.57	3.61	215,988.36	
4	06	Vigas					567,600.80
4	06 01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	169.21	408.44	69,111.93	
4	06 02	Encofrado y descencofrado	m2	617.95	52.27	32,300.32	
4	06 03	Acero f'y=4200 kg/cm2	kg	82,804.36	5.63	466,188.55	
4	07	Losa aligerada					228,882.14
4	07 01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	391.80	377.92	148,070.08	
4	07 02	Encofrado y descencofrado	m2	783.61	49.84	39,054.90	
4	07 03	Acero f'y=4200 kg/cm2	kg	7,718.51	5.41	41,757.16	
4	08	Losa maciza					80,206.55
4	08 01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	87.04	303.80	26,442.75	
4	08 02	Encofrado y descencofrado	m2	580.27	46.17	26,790.91	
4	08 03	Acero f'y=4200 kg/cm2	kg	6,116.30	4.41	26,972.89	
4	09	Escaleras					30,255.57
4	09 01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	41.04	338.13	13,876.86	
4	09 02	Encofrado y descencofrado	m2	99.90	54.09	5,403.59	
4	09 03	Acero f'y=4200 kg/cm2	kg	1,949.40	5.63	10,975.12	
4	10	Cisterna					19,285.43
4	10 01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	16.43	508.78	8,357.85	
4	10 02	Encofrado y descencofrado	m2	93.18	63.03	5,873.32	
4	10 03	Acero f'y=4200 kg/cm2	kg	897.74	5.63	5,054.26	
4	11	Cuarto de Máquinas					10,239.24
4	11 01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	8.95	433.98	3,882.26	
4	11 02	Encofrado y descencofrado	m2	72.69	44.40	3,227.46	
4	11 03	Acero f'y=4200 kg/cm2	kg	555.87	5.63	3,129.52	
4	12	Columnas de Amarre					83,973.84
4	12 01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	53.12	360.93	19,170.86	
4	12 02	Encofrado y descencofrado	m2	806.88	46.68	37,665.25	
4	12 03	Acero f'y=4200 kg/cm2	kg	4,820.20	5.63	27,137.74	
4	13	Muros y tabique de albañilería					134,849.79
4	13 01	Muros de ladrillo King Kong Soga	m2	2,253.88	59.83	134,849.79	
4	14	Vigas de Amarre					13,307.48
4	14 01	Concreto f'c=175 kg/cm2	m3	8.04	360.93	2,900.09	
4	14 02	Encofrado y descencofrado	m2	92.72	55.26	5,123.96	
4	14 03	Acero f'y=4200 kg/cm2	kg	938.44	5.63	5,283.43	
		COSTO DIRECTO					S/. 2,085,358.95
		GASTOS GENERALES 8.0%					S/. 166,828.72
		UTILIDAD (7%)					S/. 145,975.13
		SUBTOTAL					S/. 2,398,162.79
		IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS (18%)					S/. 431,669.30
		TOTAL PRESUPUESTO					S/. 2,829,832.10

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

Presupuesto	0301007	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO
Subpresupuesto	001	ESTRUCTURAS

Fecha
Presupuesto **01/11/2015**

Moneda **NUEVOS SOLES**

Ubicación
Geográfica **040126 AREQUIPA - AREQUIPA - SOCABAYA**

$$K = 0.198*(MOr / MOo) + 0.071*(MEr / MEo) + 0.367*(ACr / ACo) + 0.150*(CPr / CPo) + 0.082*(BYLr / BYLo) + 0.132*(IGVr / IGVo)$$

Monomio	Factor	(%)	Símbolo	Índice	Descripción
1	0.198	100.000	MO	47	MANO DE OBRA
2	0.071	100.000	ME	45	MADERA TERCIADA PARA ENCOFRADO
3	0.367	100.000	AC	03	ACERO DE CONSTRUCCION CORRUGADO
4	0.150	100.000	CP	21	CEMENTO PORTLAND TIPO I
5	0.082	100.000	BYL	17	BLOQUE Y LADRILLO
6	0.132	100.000	IGV	39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Sobre el estudio de suelos se verificó que a pesar de la bibliografía consultada, los resultados de los ensayos del laboratorio de suelos, arrojó un suelo bueno, y a pesar de encontrarse en una zona donde la capacidad portante es malo; se obtuvo una capacidad portante de 2.39 kgf/cm².
- El tipo de suelo donde se cimentará la edificación es de grava arenosa, típicos en el lugar de Socabaya. Los mejores suelos para cimentación son los suelos mixtos, es decir piedra, arena y arcilla. En las muestras extraídas, no se encontraron muchos finos.
- Se comprobó con los periodos fundamentales que la estructura tiene una buena rigidez en ambas direcciones.
- Debido a la configuración arquitectónica, se concluyó en hacer una estructura basada en muros de corte, ya que no posee columnas. Estos muros de corte absorberán los esfuerzos debido al sismo y aliviarán casi en su totalidad a las pocas columnas que existe en su estructuración. Los muros toman un 90% de la fuerza sísmica aproximadamente.
- Se comprobó que no todas las vigas resisten fuerzas sísmicas. Las vigas en la dirección XX, tuvieron que ser corregidas por la capacidad mientras que las que se encuentran en la dirección YY no.
- Sobre las instalaciones sanitarias, se vio necesario que el edificio tenga un sistema hidroneumático, presión constante, debido al tipo de edificio. Es importante elegir el sistema hidroneumático adecuado para que el edificio sea abastecido de agua hasta su punto más desfavorable.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SÓTANO SOBRE TERRENO GRAVO ARENOSO

- No fue posible establecer un pre dimensionamiento de las placas. Mientras más placas existan, absorberán más las fuerzas producidas por el sismo y aliviarán los esfuerzos de otros elementos estructurales como las columnas. La estimación final se hizo mediante el chequeo de los desplazamientos que arrojó el programa.
- El proceso de diseño y dimensionamiento tendrá restricciones derivadas del proceso constructivo, elementos estructurales con mucho tráfico de acero generará cangrejas lo cual no es lo óptimo ni conveniente.
- Se recomienda mejorar el suelo en caso que se encuentre con un suelo no recomendable para la cimentación.
- Es importante que el edificio adquiera una rigidez adecuada para soportar sismos a través de la estructuración de muros de corte, pero también es recomendable y necesario que la edificación adquiera una flexibilidad adecuada.

BIBLIOGRAFÍA

- **Ottazi, G.** Apuntes del curso de Concreto Armado I. Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 2010.
- **BLANCO BLASCO, ANTONIO.** Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil. 1996-1997. Lima-Perú. 305 paginas.
- **BARES, RICHARD.** Tablas para el Cálculo de Placas y Vigas Pared. Editorial GustavoGili, 1970. España. 542 paginas.
- **HARMSSEN, TEODORO.** Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial, 3ra Edición. 2002, Perú. 683 paginas.
- **MUÑOZ PELAEZ, ALEJANDRO, ZEGARRA CIQUERO, LUIS.** Análisis y Diseño de Estructuras con SAP 2000. Capitulo Peruano del ACI Perú, Mayo 2002.
- **NORMA TÉCNICA PERUANAS** de Estructuras. 2da Edición 2009. Perú. 495 paginas.

ANEXOS

ESTUDIO DE SUELOS



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
INGENIERÍA CIVIL



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PERFIL ESTRATIGRAFICO

TESISTA	: BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO	LABORATORIO	: UCSM
TESIS	: DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO	CALICATA	: C-1
UBICACION	: SOCABAYA - AREQUIPA - AREQUIPA	FECHA	: 09/04/15
MATERIAL	: SUELO DE FUNDACIÓN		

PROFUND. (m)	GRAFICO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	SUCS	Nº DE MUESTRA
0,70		De 0.00 a 0.70m CONFORMADO POR ARENA CON FINOS APRECIABLES DE COLOR MARRÓN CLARO. INCLUYE MATERIAL ORGÁNICO, RAÍCES SECAS CON RAICES, COLOR MARRÓN, NO PRESENTA HUMEDAD Y SE ENCUENTRA EN UN ESTADO SEMISUELTO	SM	M-1 C-1
1,60		DE 0.70 A 1.60m MATERIAL GRANULAR ARENO GRAVOSO DE COLOR MARRÓN, SIN HUMEDAD APARENTE, COMPACTADO, NO PRESENTA PLASTICIDAD. CON PRESENCIA DE POCA MATERIA ORGANICA Y FINOS	SW-SM	M-1 C-1
3,00		DE 1.60 A 3.00m. MATERIAL GRANULAR CON PRESENCIA DE GRAVA DE DIVERENTES TAMAÑOS, DE COLOR MARRÓN, CON POCO CONTENIDO DE HUMEDAD Y NO POSEE PLASTICIDAD, COMPACTADO.	SW	M-1 C-1

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
INGENIERÍA CIVIL



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PERFIL ESTRATIGRAFICO

TESISTA	: BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO	LABORATORIO	: UCSM
TESIS	: DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO	CALICATA	: C-2
UBICACION	: SOCABAYA - AREQUIPA - AREQUIPA	FECHA	: 09/04/15
MATERIAL	: SUELO DE FUNDACIÓN		

PROFUND. (m)	GRAFICO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	SUCS	Nº DE MUESTRA
1,00		DE 0.00 A 1.00m MATERIAL DE RELLENO CONFORMADO POR UNA ARENA GRADADA, CON UN COLOR MARRON CLARO CON PRESENCIA DE MATERIA ORGANICA, RAICES, PLANTAS SECAS Y BASURA NO PRESENTA PLASTICIDAD. SE ENCUENTRA EN UN ESTADO SUELTO	SP-SM	M-2 C-2
1,90		DE 1.00 A 1.90m CONFORMADO POR UNA ARENA GRADADA Y LIMOSA, DE COLOR GRIS VERDOSO, NO PRESENTA PLASTICIDAD. SE ENCUENTRA EN UN ESTADO SEMICOMPACTO	SW-SM	M-2 C-2
3,00		DE 1.90 A 3.00m CONFORMADO POR UNA ARENA BIEN GRADADA Y LIMOSA DE COLOR MARRON OSCURO, NO PRESENTA PLASTICIDAD. SE ENCUENTRA EN UN ESTADO COMPACTADO. A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACION NO SE ENCONTRO EL NIVEL FREATICO	SW	M-2 C-2

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
INGENIERÍA CIVIL



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

PERFIL ESTRATIGRAFICO

TESISTA	: BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO	LABORATORIO	: UCSM
TESIS	: DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO	CALICATA	: C-3
UBICACION	: SOCABAYA - AREQUIPA - AREQUIPA	FECHA	: 09/04/15
MATERIAL	: SUELO DE FUNDACIÓN		

PROFUND. (m)	GRAFICO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	SUCS	Nº DE MUESTRA
0,90		DE 0.00 A 0.90m MATERIAL DE RELLENO CONFORMADO POR UNA ARENA, CON UN COLOR MARRON CLARO CON PRESENCIA DE MATERIA ORGANICA, BASURA, RAICES Y PLANTAS SECAS, NO PRESENTA PLASTICIDAD Y SIN HUMEDAD SE ENCUENTRA EN UN ESTADO SUELTO.	SP-SM	M-3 C-3
1,80		DE 0.90 A 1.80 ARENA GRADADA CON PRESENCIA DE LIMOS SE ENCONTRÓ CALICHE EN UN GRAN SECTOR DEL TERRENO COLOR MARRON CLARO SIN PRESENCIA DE HUMEDAD Y EN ESTADO COMPACTADO	SW	M-3 C-3
3,00		DE 1.80 A 3.00 M. ARENA BIEN GRADADA CON POCO CONTENIDO DE HUMEDAD COLOR MARRON OSCURO EN ESTADO COMPACTADO, SE ENCONTRÓ CALICHE EN UN SECTOR AL FINAL DE LA EXCAVACION NO SE ENCONTRO NIVEL FREATICO	SP	M-3 C-3

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

GRANULOMETRIA

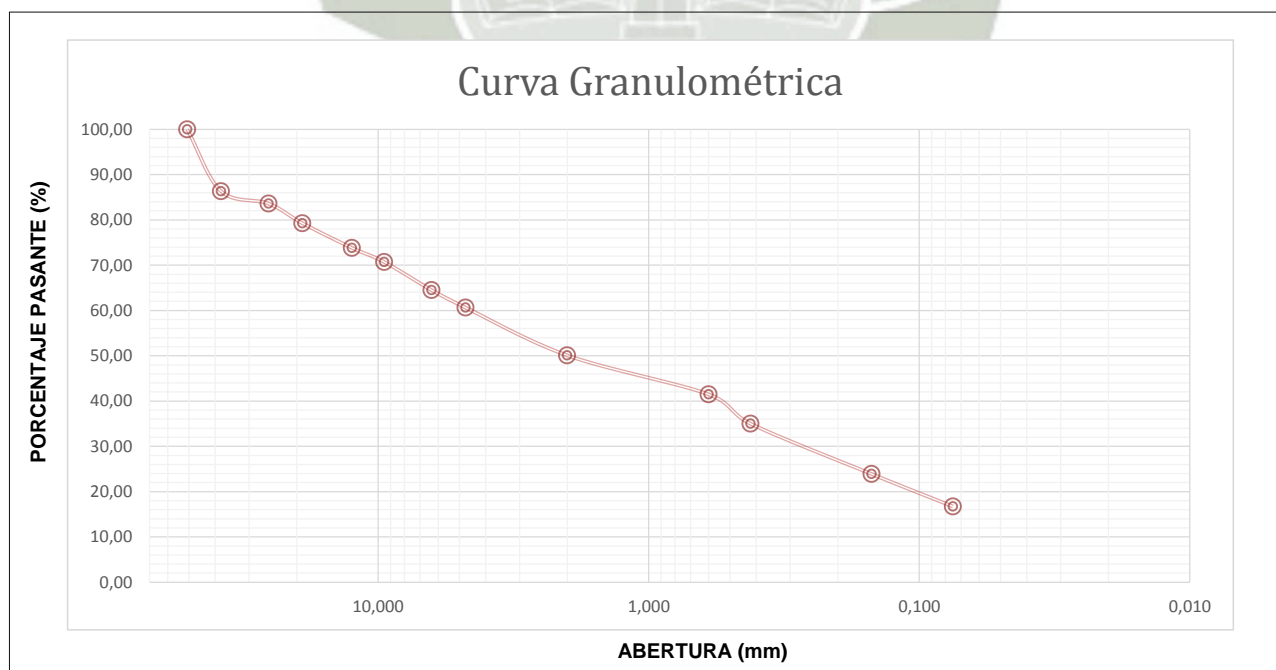
TESISTA : BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO
TESIS : DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO
UBICACION : SOCABAYA - AREQUIPA - AREQUIPA
MATERIAL : SUELO DE FUNDACIÓN

LABORATORIO : UCSM
CALICATA : C-1
FECHA : 09/04/15

TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACION
2 1/2"	63,500	0,0	0,00	0,00	100,00	
2"	50,800	0,0	0,00	0,00	100,00	
1 1/2"	38,100	264,7	13,66	13,66	86,34	
1"	25,400	53,2	2,75	16,41	83,59	
3/4"	19,050	83,9	4,33	20,74	79,26	
1/2"	12,500	105,5	5,44	26,18	73,82	
3/8"	9,500	60,0	3,10	29,28	70,72	
1/4"	6,350	120,4	6,21	35,49	64,51	
# 4	4,750	75,20	3,88	39,37	60,63	
# 10	2,000	204,20	10,54	49,91	50,09	
# 20	0,600	166,90	8,61	58,53	41,47	
# 40	0,420	125,50	6,48	65,00	35,00	
# 100	0,150	215,00	11,10	76,10	23,90	
# 200	0,075	139,20	7,18	83,28	16,72	
< # 200		323,90	16,72	100,00	0,00	
TOTAL		1937,6		0,0		

DESCRIPCION DE LA MUESTRA		
PESO TOTAL	=	1937,6 gr
PESO GRAVA	=	762,90 gr
PESO ARENA	=	850,80 gr
PESO FINO	=	323,90 gr
Grava	=	39,4 %
Arena	=	43,9 %
Finos	=	16,7 %

CLASIFICACION	
S.U.C.S.	



Observaciones: No fue necesario lavar la muestra

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

GRANULOMETRIA

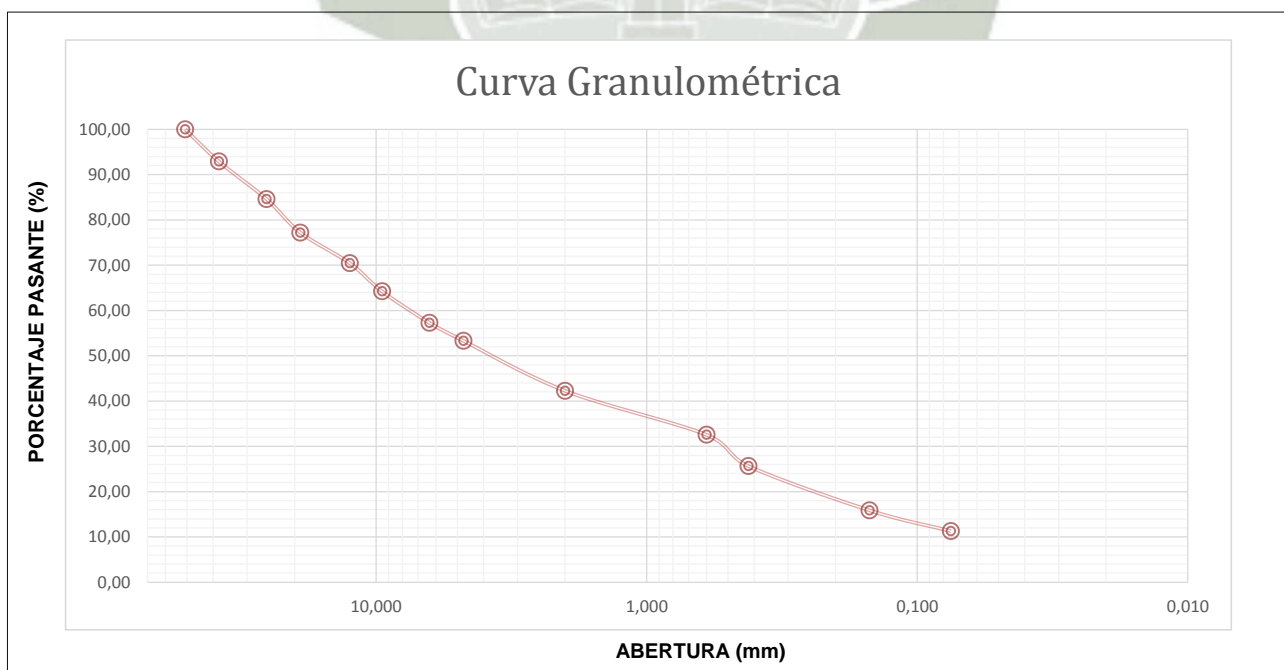
TESISTA : BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO
TESIS : DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO
UBICACION : SOCABAYA - AREQUIPA - AREQUIPA
MATERIAL : SUELO DE FUNDACIÓN

LABORATORIO : UCSCM
CALICATA : C-1
FECHA : 09/04/15

TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACION
2 1/2"	63,500	0,0	0,00	0,00	100,00	
2"	50,800	0,0	0,00	0,00	100,00	
1 1/2"	38,100	158,5	7,12	7,12	92,88	
1"	25,400	184,6	8,29	15,42	84,58	
3/4"	19,050	164,6	7,40	22,81	77,19	
1/2"	12,500	150,6	6,77	29,58	70,42	
3/8"	9,500	138,1	6,21	35,78	64,22	
1/4"	6,350	154,4	6,94	42,72	57,28	
# 4	4,750	88,90	3,99	46,72	53,28	
# 10	2,000	245,40	11,03	57,74	42,26	
# 20	0,600	216,40	9,72	67,46	32,54	
# 40	0,420	153,50	6,90	74,36	25,64	
# 100	0,150	217,50	9,77	84,13	15,87	
# 200	0,075	102,10	4,59	88,72	11,28	
< # 200		251,00	11,28	100,00	0,00	
TOTAL		2225,6		0,0		

DESCRIPCION DE LA MUESTRA		
PESO TOTAL	=	2225,6 gr
PESO GRAVA	=	1039,70 gr
PESO ARENA	=	934,90 gr
PESO FINO	=	251,00 gr
Grava	=	46,7 %
Arena	=	42,0 %
Finos	=	11,3 %

CLASIFICACION	
S.U.C.S.	



Observaciones: No fue necesario lavar la muestra

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE

INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

GRANULOMETRIA

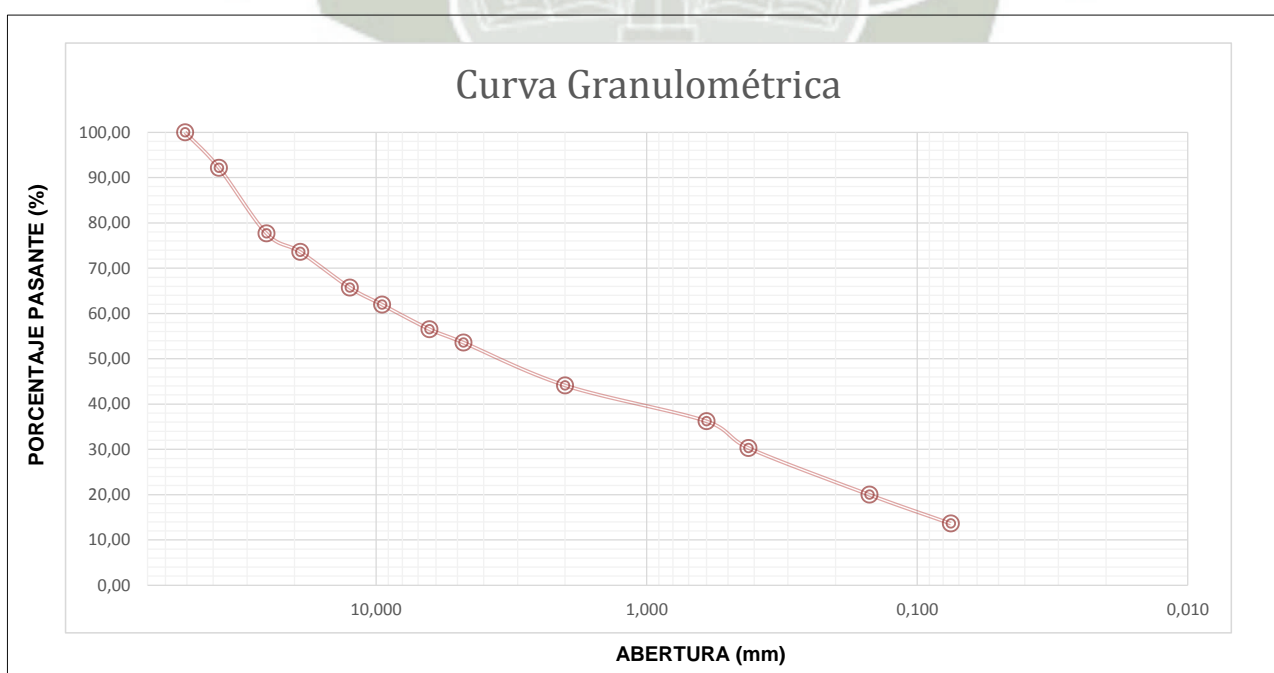
TESISTA : BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO
TESIS : DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO
UBICACION : SOCABAYA - AREQUIPA - AREQUIPA
MATERIAL : SUELO DE FUNDACIÓN

LABORATORIO : UCSCM
CALICATA : C-1
FECHA : 09/04/15

TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACION
2 1/2"	63,500	0,0	0,00	0,00	100,00	
2"	50,800	0,0	0,00	0,00	100,00	
1 1/2"	38,100	179,0	7,84	7,84	92,16	
1"	25,400	330,9	14,50	22,34	77,66	
3/4"	19,050	93,4	4,09	26,44	73,56	
1/2"	12,500	179,5	7,87	34,30	65,70	
3/8"	9,500	85,6	3,75	38,05	61,95	
1/4"	6,350	123,8	5,43	43,48	56,52	
# 4	4,750	67,50	2,96	46,44	53,56	
# 10	2,000	215,70	9,45	55,89	44,11	
# 20	0,600	180,70	7,92	63,81	36,19	
# 40	0,420	134,50	5,89	69,70	30,30	
# 100	0,150	235,80	10,33	80,04	19,96	
# 200	0,075	145,40	6,37	86,41	13,59	
< # 200		310,20	13,59	100,00	0,00	
TOTAL		2282,0				

DESCRIPCION DE LA MUESTRA		
PESO TOTAL	=	2282,0 gr
PESO GRAVA	=	1059,70 gr
PESO ARENA	=	912,10 gr
PESO FINO	=	310,20 gr
Grava	=	46,4 %
Arena	=	40,0 %
Finos	=	13,6 %

CLASIFICACION	
S.U.C.S.	



Observaciones: No fue necesario lavar la muestra

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
INGENIERÍA CIVIL



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

LIMITE LIQUIDO Y PLASTICO

TESISTA : BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO

TESIS : DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO

LABORATORIO : UCSCM

UBICACION : SOCABAYA - AREQUIPA - AREQUIPA

MUESTRA: M-1, 2, 3

MATERIAL : SUELO DE FUNDACIÓN

FECHA : 09/04/15

MUESTRA 1

LIMITE LIQUIDO		
N° de caídas	#	NO PRESENTA
N° de recipiente	#	
Peso húmedo + recip.	gr.	
Peso seco + recip.	gr.	
Peso recip.	gr.	
Peso húmedo	gr.	
Peso seco (gr .)	gr.	
% de humedad (%)	%	

MUESTRA 2

LIMITE LIQUIDO		
N° de caídas	#	NO PRESENTA
N° de recipiente	#	
Peso húmedo + recip.	gr.	
Peso seco + recip.	gr.	
Peso recip.	gr.	
Peso húmedo	gr.	
Peso seco (gr .)	gr.	
% de humedad (%)	%	

MUESTRA 3

LIMITE LIQUIDO		
N° de caídas	#	NO PRESENTA
N° de recipiente	#	
Peso húmedo + recip.	gr.	
Peso seco + recip.	gr.	
Peso recip.	gr.	
Peso húmedo	gr.	
Peso seco (gr .)	gr.	
% de humedad (%)	%	

LIMITE LIQUIDO		
N° de caídas	#	NO PRESENTA
N° de recipiente	#	
Peso húmedo + recip.	gr.	
Peso seco + recip.	gr.	
Peso recip.	gr.	
Peso húmedo	gr.	
Peso seco (gr .)	gr.	
% de humedad (%)	%	

LIMITE LIQUIDO		
N° de caídas	#	NO PRESENTA
N° de recipiente	#	
Peso húmedo + recip.	gr.	
Peso seco + recip.	gr.	
Peso recip.	gr.	
Peso húmedo	gr.	
Peso seco (gr .)	gr.	
% de humedad (%)	%	

LIMITE LIQUIDO		
N° de caídas	#	NO PRESENTA
N° de recipiente	#	
Peso húmedo + recip.	gr.	
Peso seco + recip.	gr.	
Peso recip.	gr.	
Peso húmedo	gr.	
Peso seco (gr .)	gr.	
% de humedad (%)	%	

LÍMITE LÍQUIDO	N.P.
LÍMITE PLÁSTICO	N.P.
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	N.P.

Fotografías del ensayo .-



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
INGENIERÍA CIVIL



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CONTENIDO DE HUMEDAD

TESISTA : BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO
TESIS : DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO
UBICACION : SOCABAYA - AREQUIPA - AREQUIPA
MATERIAL : SUELO DE FUNDACIÓN

LABORATORIO : UCSM
MUESTRA: M-1, 2, 3
FECHA : 09/04/15

MUESTRA 1

	Uni.	1	2	3	4	5
P.Hum. Inic. + recip.	gr.	225,90	206,50	237,50	207,00	224,30
P.seco Horn.+recip.	gr.	215,15	196,44	226,82	196,83	213,41
P. recipiente	gr.	26,30	27,50	27,90	27,00	28,20
Cant.de agua agreg.	gr.	10,75	10,06	10,68	10,17	10,89
P.agreg seco	gr.	188,85	168,94	198,92	169,83	185,21
Cont. humedad	%	5,69%	5,95%	5,37%	5,99%	5,88%

Promedio

5,78%

MUESTRA 2

	Uni.	1	2	3	4	5
P.Hum. Inic. + recip.	gr.	217,90	225,90	233,60	244,60	205,20
P.seco Horn.+recip.	gr.	207,10	215,00	222,90	233,90	194,10
P. recipiente	gr.	27,30	28,00	27,50	28,30	27,30
Cant.de agua agreg.	gr.	10,80	10,90	10,70	10,70	11,10
P.agreg seco	gr.	179,80	187,00	195,40	205,60	166,80
Cont. humedad	%	6,01%	5,83%	5,48%	5,20%	6,65%

Promedio

5,83%

MUESTRA 3

	Uni.	1	2	3	4	5
P.Hum. Inic. + recip.	gr.	198,20	225,30	238,70	253,00	236,10
P.seco Horn.+recip.	gr.	187,40	214,40	229,10	242,70	222,90
P. recipiente	gr.	25,00	27,00	27,70	27,10	28,50
Cant.de agua agreg.	gr.	10,80	10,90	9,60	10,30	13,20
P.agreg seco	gr.	162,40	187,40	201,40	215,60	194,40
Cont. humedad	%	6,65%	5,82%	4,77%	4,78%	6,79%

Promedio

5,76%

Fotografías del ensayo .-



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
INGENIERÍA CIVIL



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

DENSIDAD IN SITU

TESISTA : BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO
TESIS : DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO
UBICACION : SOCABAYA - AREQUIPA - AREQUIPA
MATERIAL : SUELO DE FUNDACIÓN

LABORATORIO : UCSM
MUESTRA : M-1, 2, 3
FECHA : 09/04/15

MUESTRA 1

		Uni.	1
1	P. Muestra	gr.	3158,50
2	P. Frasco + Arena Inicial	gr.	4301,00
3	P. Frasco + Arena Final	gr.	1565,60
4	Densidad de Arena	gr./cm ³	1,54
5	Peso de Arena en Cono	gr.	1474,00
6	Peso total Arena en Hoyo + Cono	gr.	2735,40
7	Peso de Arena en Hoyo	gr.	1261,40
8	Volumen Hoyo	cm ³	1776,23
9	Densidad Húmeda	gr./cm ³	1,78

- Cálculo de la densidad seca :

		Uni.	1
10	% de Humedad Contenida	%	5,78
11	Densidad seca	gr/cm ³	1,68

MUESTRA 2

		Uni.	2
1	P. Muestra	gr.	3257,60
2	P. Frasco + Arena Inicial	gr.	4254,60
3	P. Frasco + Arena Final	gr.	1458,50
4	Densidad de Arena	gr./cm ³	1,54
5	Peso de Arena en Cono	gr.	1474,00
6	Peso total Arena en Hoyo + Cono	gr.	2796,10
7	Peso de Arena en Hoyo	gr.	1322,10
8	Volumen Hoyo	cm ³	1815,65
9	Densidad Húmeda	gr./cm ³	1,79

- Cálculo de la densidad seca :

		Uni.	2
10	% de Humedad Contenida	%	5,83
11	Densidad seca	gr/cm ³	1,70

MUESTRA 3

		Uni.	3
1	P. Muestra	gr.	3174,10
2	P. Frasco + Arena Inicial	gr.	4194,70
3	P. Frasco + Arena Final	gr.	1417,70
4	Densidad de Arena	gr./cm ³	1,54
5	Peso de Arena en Cono	gr.	1474,00
6	Peso total Arena en Hoyo + Cono	gr.	2777,00
7	Peso de Arena en Hoyo	gr.	1303,00
8	Volumen Hoyo	cm ³	1803,25
9	Densidad Húmeda	gr./cm ³	1,76

- Cálculo de la densidad seca :

		Uni.	3
10	% de Humedad Contenida	%	5,76
11	Densidad seca	gr/cm ³	1,66

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE
INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

GRAVEDAD ESPECÍFICA

TESISTA : BACH. LAZO RAMOS FREDDY ALONSO
TESIS : DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS CON 1 SEMISÓTANO
UBICACION : SOCABAYA - AREQUIPA - AREQUIPA
MATERIAL : SUELO DE FUNDACIÓN

LABORATORIO : UCSM
CALICATA : C-1
FECHA : 09/04/15

MUESTRA 1

GRAVA (RETENIDO TAMIZ N° 04)		
A	Peso Mat. En el aire Sat. Sup. Seca (En aire) (gr.)	1682,70
B	Peso sumergido del material + canasta (gr.)	997,50
C	Peso del material seco (gr.)	1568,70
D	Volumen de masa + volumen de vacío = A-B (cm ³)	685,20
E	Volumen de masa = C-(A-D) (cm ³)	571,20
	Peso específico seco = C/D (gr./cm ³)	2,29
	Peso específico saturado = A/D /gr./cm ³)	2,46
	Peso específico aparentemente seco = C/E (gr./cm ³)	2,75
	% de Absorción = ((A-C)/C)*100	7,27%

ARENA (PASANTE TAMIZ N° 4)		
Método de bomba de vacíos		
A	Peso del material seco (gr.)	300,00
B	Peso fiola + agua (gr.)	650,40
C	Peso fiola + agua + A (gr.)	832,90
D	Volumen de la masa (cm ³) = A+B-C	117,50
	Temperatura (C°)	20°
E	Factor de corrección K	1,00
	Peso específico seco (gr./cm ³) = (D/E)*A	2,55

MUESTRA 2

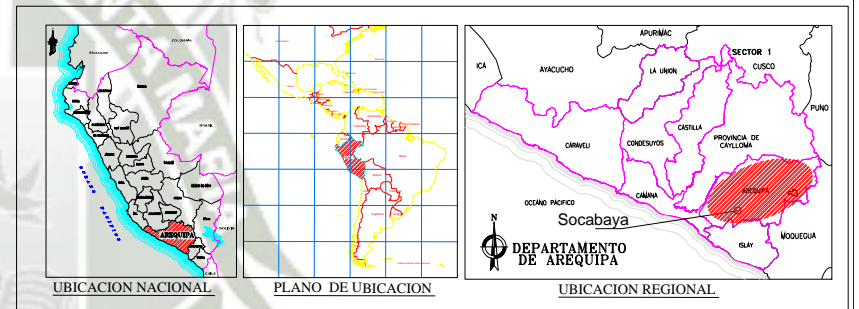
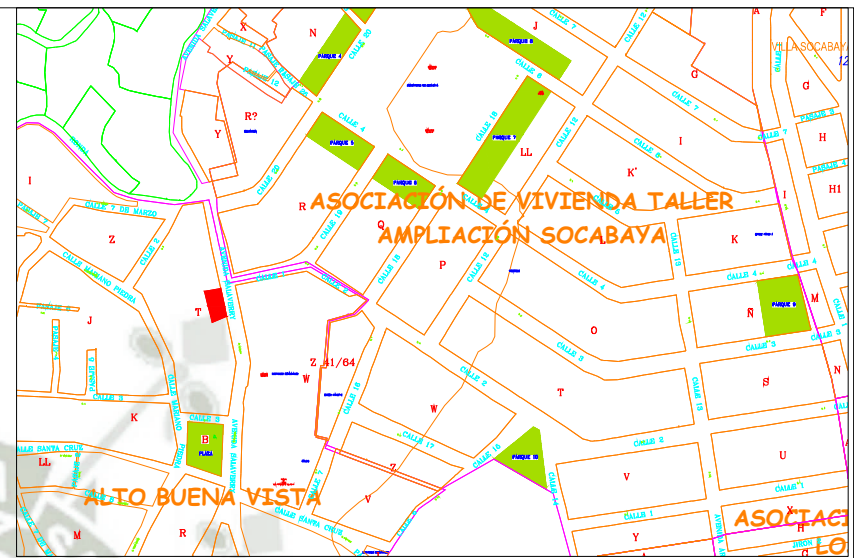
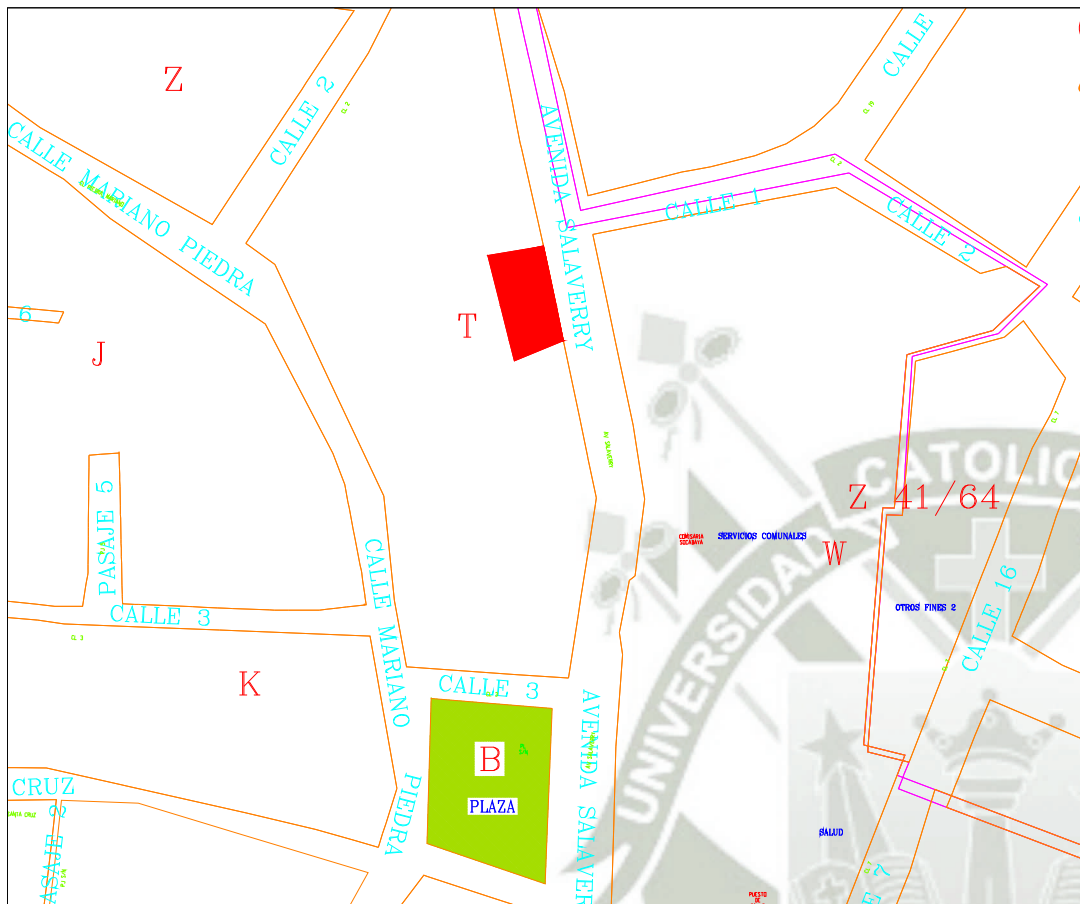
GRAVA (RETENIDO TAMIZ N° 04)		
A	Peso Mat. En el aire Sat. Sup. Seca (En aire) (gr.)	1765,80
B	Peso sumergido del material + canasta (gr.)	1004,20
C	Peso del material seco (gr.)	1657,60
D	Volumen de masa + volumen de vacío = A-B (cm ³)	761,60
E	Volumen de masa = C-(A-D) (cm ³)	653,40
	Peso específico seco = C/D (gr./cm ³)	2,18
	Peso específico saturado = A/D /gr./cm ³)	2,32
	Peso específico aparentemente seco = C/E (gr./cm ³)	2,54
	% de Absorción = ((A-C)/C)*100	6,53%

ARENA (PASANTE TAMIZ N° 4)		
Método de bomba de vacíos		
A	Peso del material seco (gr.)	300,00
B	Peso fiola + agua (gr.)	643,20
C	Peso fiola + agua + A (gr.)	821,90
D	Volumen de la masa (cm ³) = A+B-C	121,30
	Temperatura (C°)	20°
E	Factor de corrección K	1,00
	Peso específico seco (gr./cm ³) = (D/E)*A	2,47

MUESTRA 3

GRAVA (RETENIDO TAMIZ N° 04)		
A	Peso Mat. En el aire Sat. Sup. Seca (En aire) (gr.)	1867,40
B	Peso sumergido del material + canasta (gr.)	1094,80
C	Peso del material seco (gr.)	1740,30
D	Volumen de masa + volumen de vacío = A-B (cm ³)	772,60
E	Volumen de masa = C-(A-D) (cm ³)	645,50
	Peso específico seco = C/D (gr./cm ³)	2,25
	Peso específico saturado = A/D /gr./cm ³)	2,42
	Peso específico aparentemente seco = C/E (gr./cm ³)	2,70
	% de Absorción = ((A-C)/C)*100	7,30%

ARENA (PASANTE TAMIZ N° 4)		
Método de bomba de vacíos		
A	Peso del material seco (gr.)	300,00
B	Peso fiola + agua (gr.)	661,30
C	Peso fiola + agua + A (gr.)	845,20
D	Volumen de la masa (cm ³) = A+B-C	116,10
	Temperatura (C°)	20°
E	Factor de corrección K	1,00
	Peso específico seco (gr./cm ³) = (D/E)*A	2,58



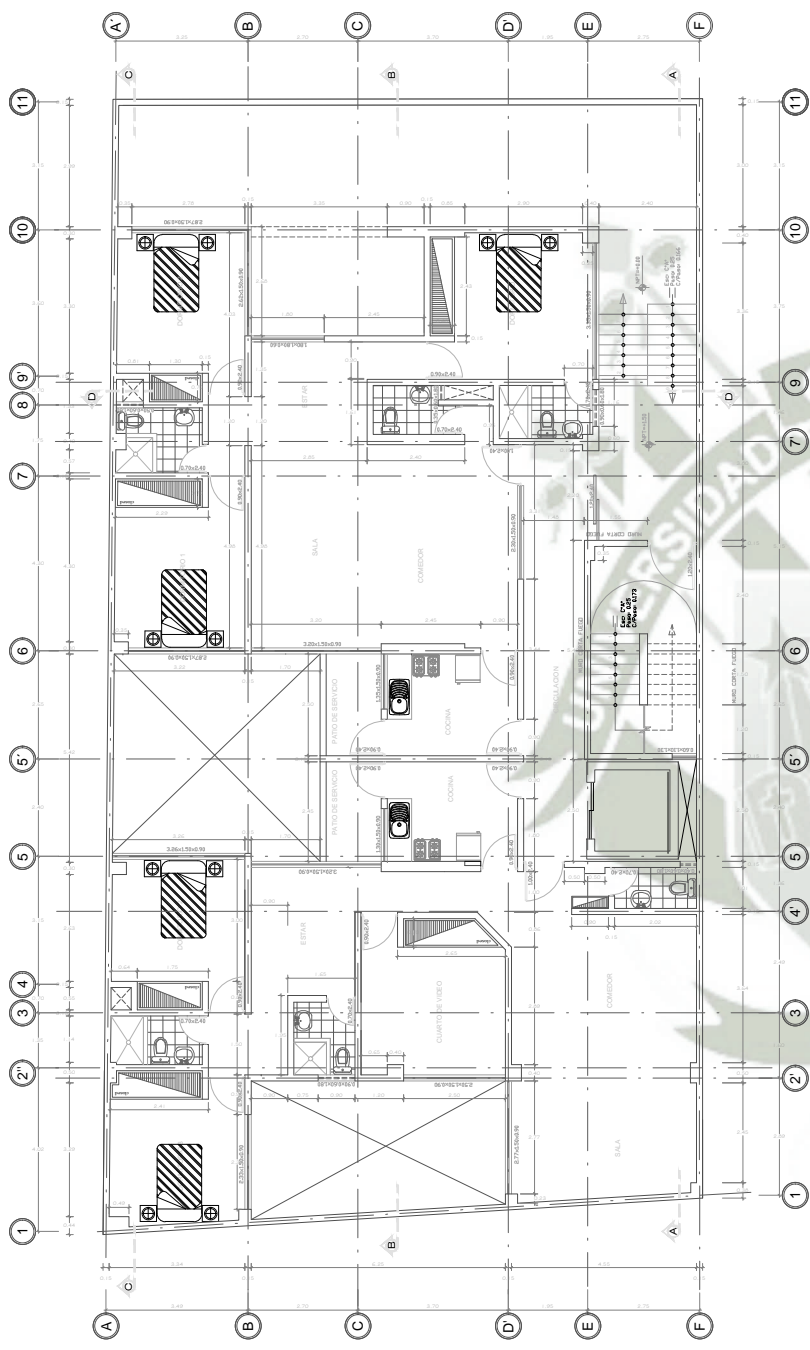
CUADRO DE ÁREAS

ÁREAS	REMODELACION	AMPLIACION	CERCO PERIM. (m.l.)	TOTAL
PRIMER PISO	397.00 m2	312.31 m2	471.61 m.l.	709.31 m2
SEGUNDO PISO				
TERCER PISO				
OTROS PISOS				
ÁREA CONSTRUÍDA	397.00 m2	312.31 m2		709.31 m2
ÁREA TERRENO				26 412.45 m2
ÁREA LIBRE				
CERCO PERIMETRICO				471.61 m.l.

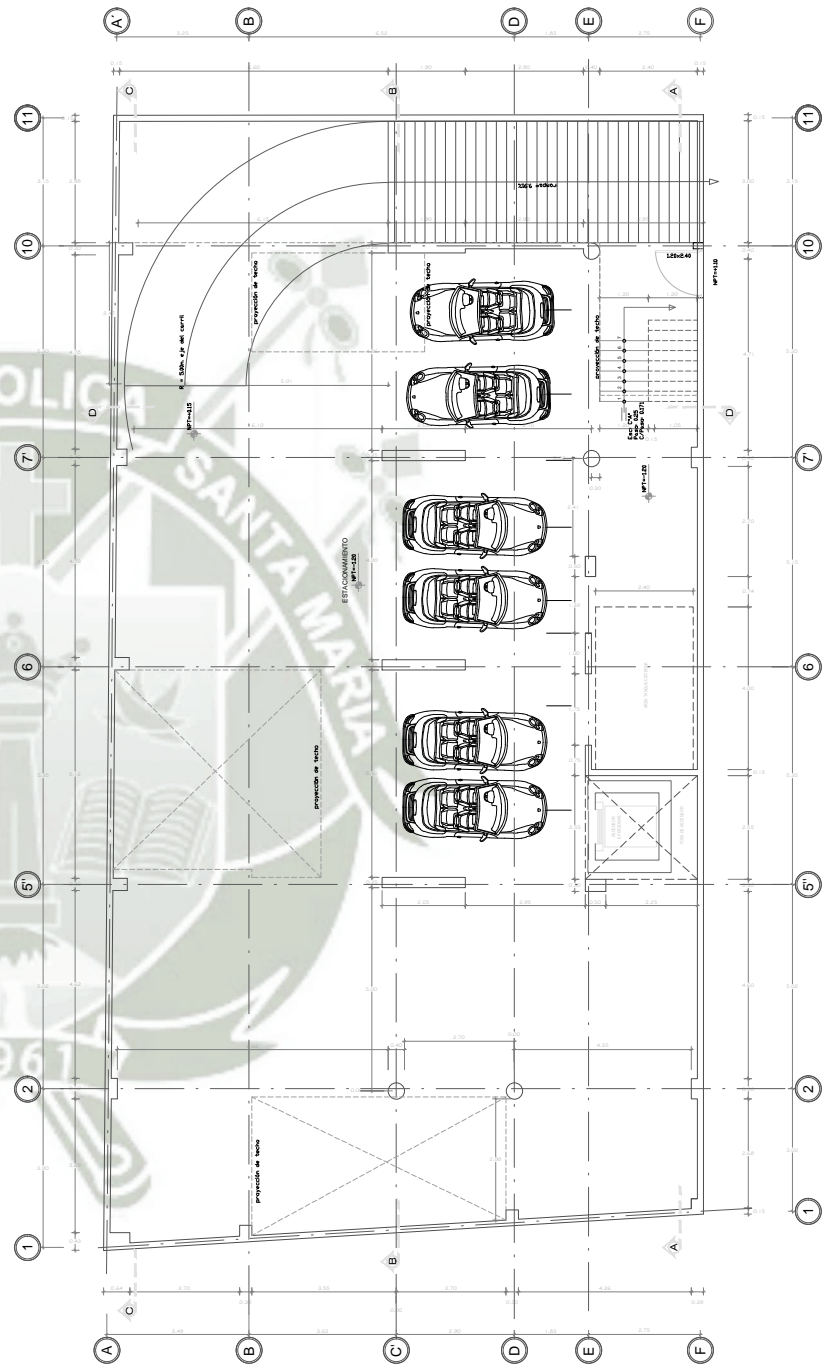
ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN

REGION : AREQUIPA
 PROVINCIA : AREQUIPA
 DISTRITO : SOCABAYA
 MANZANA : "T"
 LOTE : S/N
 AVENIDA : Av. Salaverry
 Nº : ---

PROPIETARIO		UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA	
PROYECTO			LAMINA
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS Y 1 SEMISÓTANO			
PLANO		PROFESIONAL VERIFICADOR	
UBICACION Y LOCALIZACION		BACH. FREDDY ALONSO LAZO RAMOS	
ESCALA	DIBUJO	FECHA	U-01
1/10,000 - 1/500		OCTUBRE 2015	

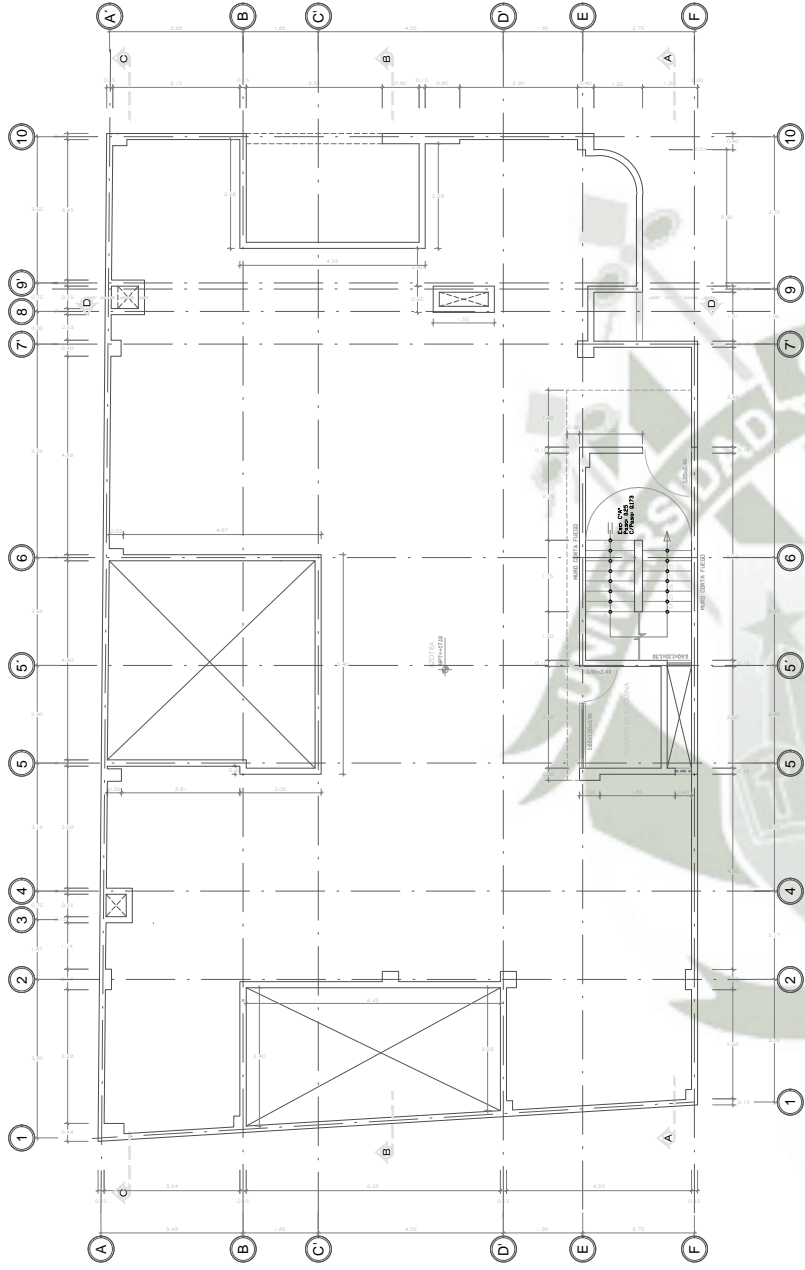


PRIMERA PLANTA
 ESC: 1/75

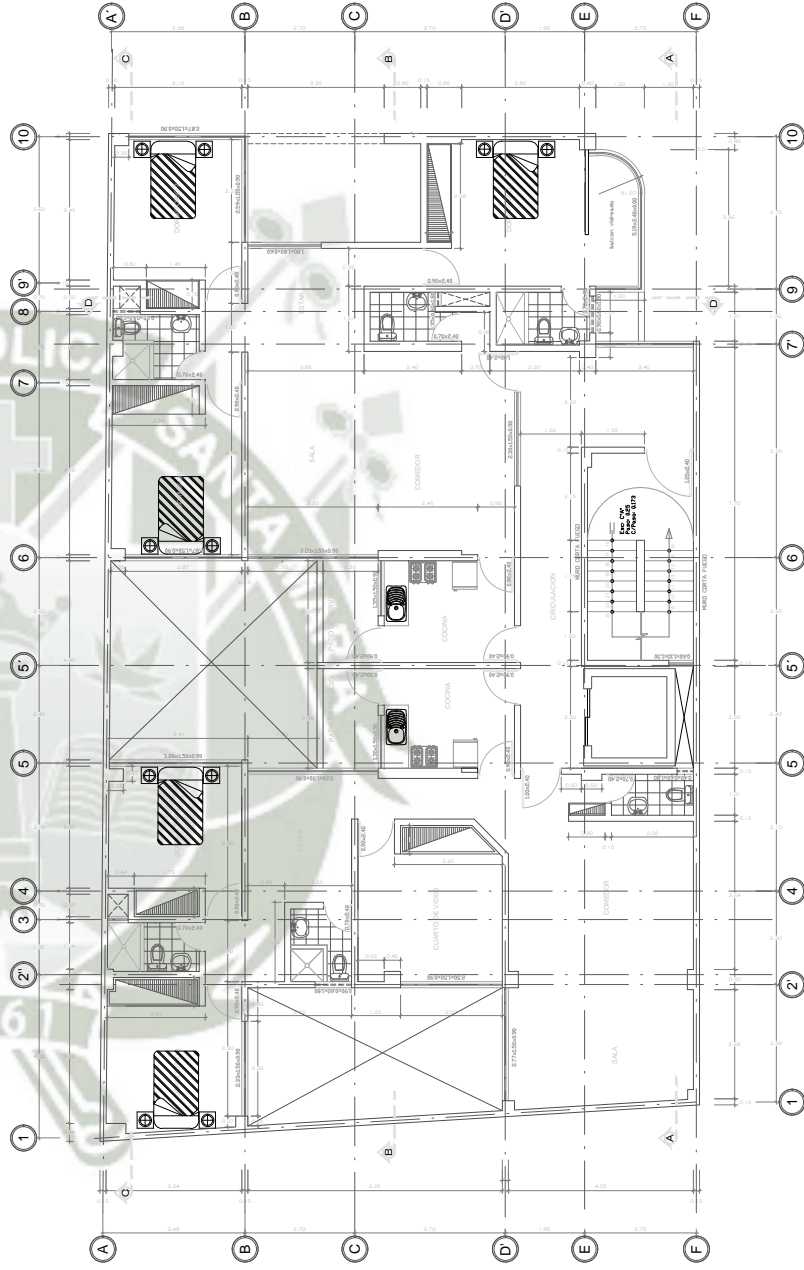


SEMI - SOTANO
 ESC: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA	
PROYECTO:	DEPARTAMENTOS
PLANTA:	ARQUITECTURA - DISTRIBUCION
PROYECTISTA:	INGENIERO
ESCALA:	1:50
FECHA:	2010
LÁMINA A-01	



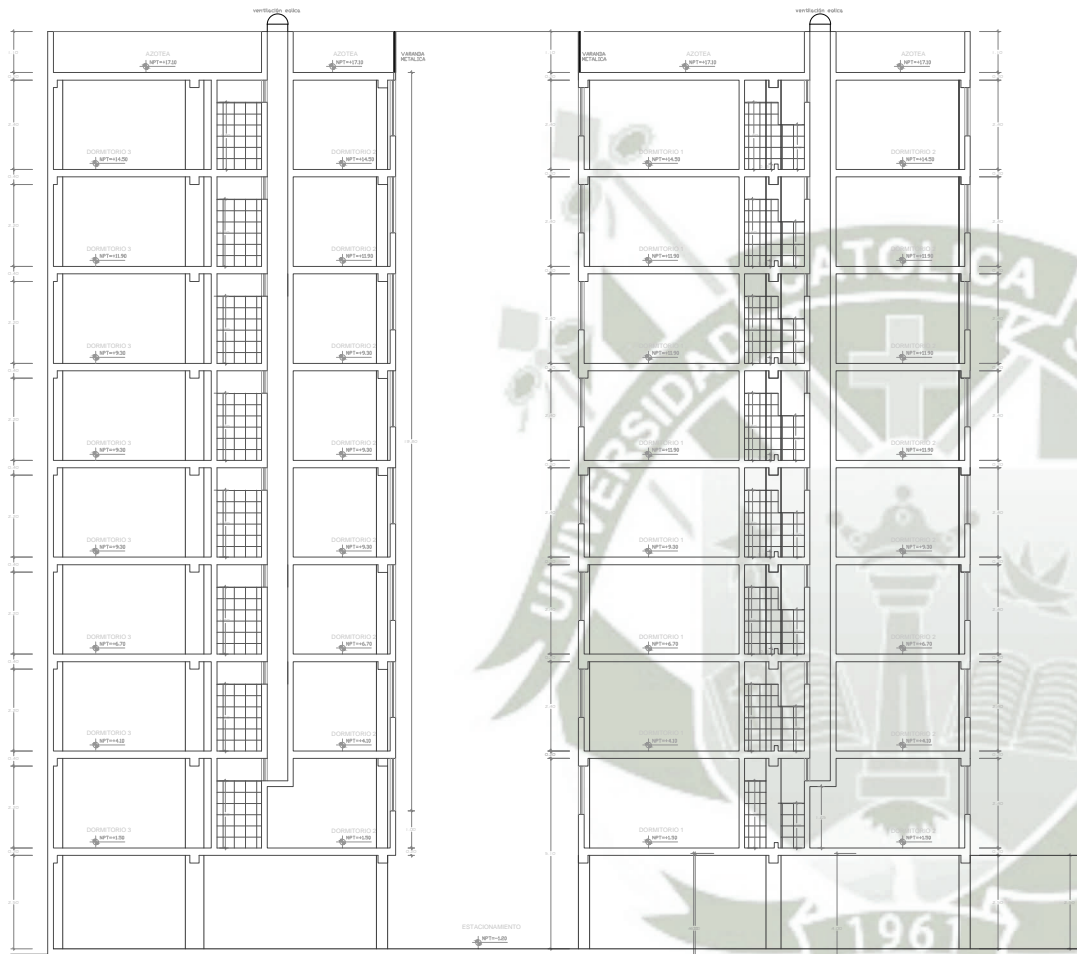
AZOTEA
ESC: 1/75



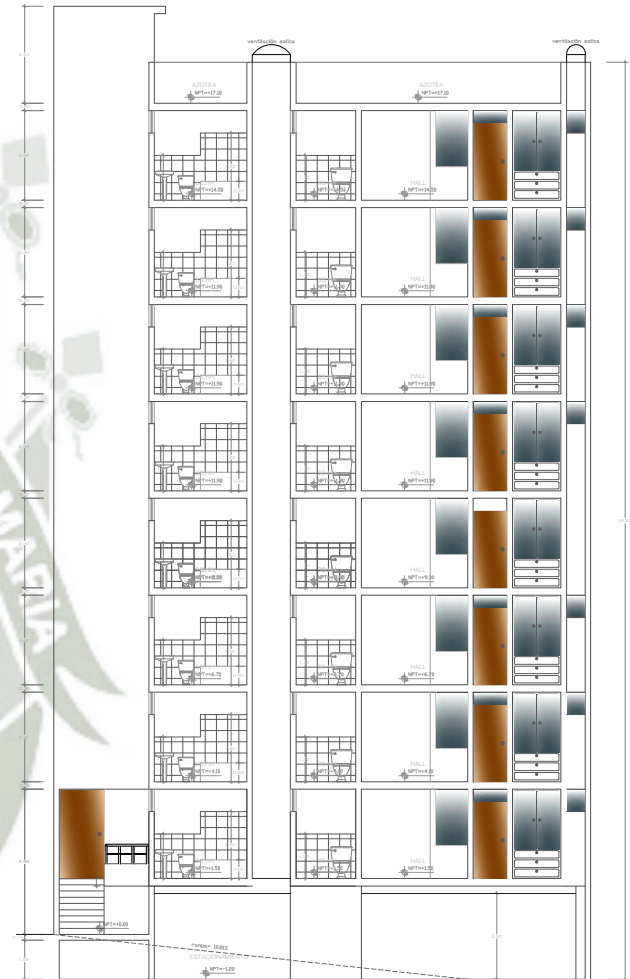
2º, 3º, 4º, 5º, 6º, 7º Y 8º PLANTA

ESC: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA	
PROYECTO:	DEPARTAMENTOS
EMPLAZO:	AV. CAROLINA DE LA CRUZ, 1001, SAN CARLOS DE RIVERA
PROYECTACION:	ARQUITECTOS: DR. JOSE M. GONZALEZ
ESCALA:	1/75
FECHA:	15/05/2010
PROYECTO N.º:	10000000000000000000
A-02	

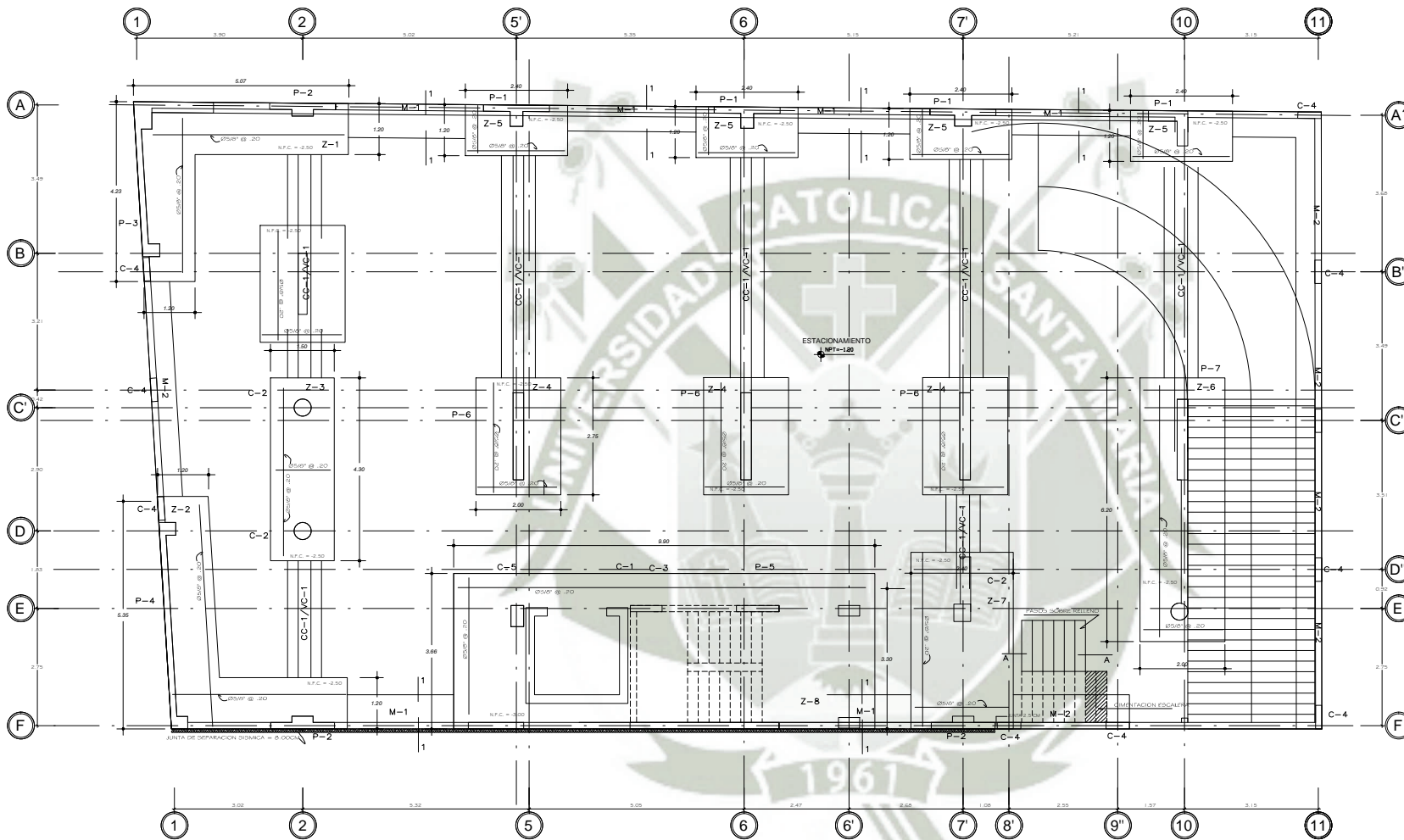


CORTE C - C
 ESC: 1/75



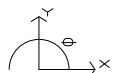
CORTE D - D
 ESC: 1/75

UNIVERSIDAD CATOLICA SANTA MARIA	
PROYECTO: DEPARTAMENTOS	
PLANO: ARQUITECTURA, CORTES Y ELEVACION	LABORA: A-04
DISEÑADOR: ROSMAY LARESPA	REVISADO: ANA MARIA JURJEA MORA
ESC: 1/75	FECHA: 03/09/2023



CIMENTACION

VER MEMO DE CANTAS EN ARQUITECTURA
 MURO PORTANTE



PROYECTO: DISEÑO: EDIFICIO DE 8 PISOS Y 1 SEMISÓTANO			ARCHIVO: GADI
PROPIETARIO: UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARÍA			INGENIERIA
PLANO: CIMENTACIONES			LAMINA: E-01
DIBUJO: Barr. Ing. F. Lazo R.	ESCALA: 1/50 1/25	FECHA: NOVIEMBRE 2015	

ESPECIFICACIONES TECNICAS

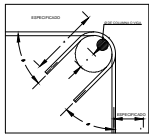
CONCRETO
 CEMENTO CORRIDO $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2 + 30\% \text{ P.G. M} \pm 8"$
 SOBRECIMIENTO $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2 + 25\% \text{ P.G. M} \pm 4"$
 COLUMNAS $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 VIGAS Y LOSAS $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 COLUMNETAS DE ARRIOSTRE $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$

ACERO
 ACERO CORRUGADO - LISO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 RECUBRIMIENTOS
 COLUMNAS $E \geq 0.15\text{M}$
 PLACAS 4.0 cm.
 VIGAS CHATAS Y LOSAS 4.0 cm.
 VIGAS PERALTADAS 2.5 cm.
 COLUMNETAS Y COLUMNAS $E \leq 0.15\text{M}$ 2.5 cm.

SUELO
 TIPO DE SUELO = ARENA - GRAVOSO
 CAPACIDAD PORTANTE $q_t = 2.24 \text{ Kg/cm}^2$
 PROFUNDIDAD DE DESPLANTE $H_{fd} = 1.50\text{m}$
 ASENTAMIENTO MÁXIMO $1"$

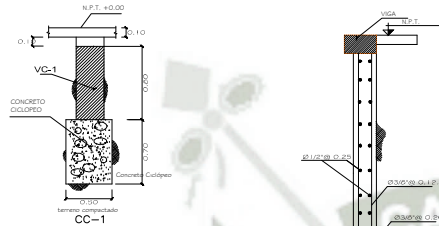
ALBAÑILERIA
 MURO PORTANTE TIPO IV (TINTEC)
 $f_m = 45 \text{ Kg/cm}^2$, c/mortero (cemento-arena 1:3)
 $f_b = 130 \text{ kg/cm}^2$
 MURO TABIQUERIA TIPO III (TINTEC)
 $f_m = 35 \text{ Kg/cm}^2$, c/mortero (cemento-arena 1:5)
 $f_b = 95 \text{ kg/cm}^2$

KING - KONG

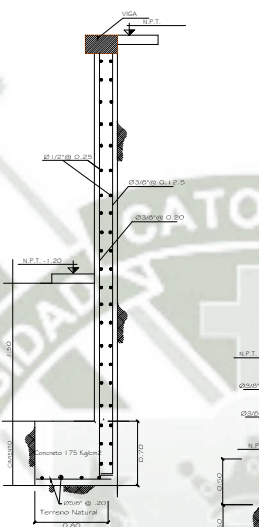


Ø	f	s
14"	2.0 cm	8.0 cm
38"	3.0 cm	13.0 cm

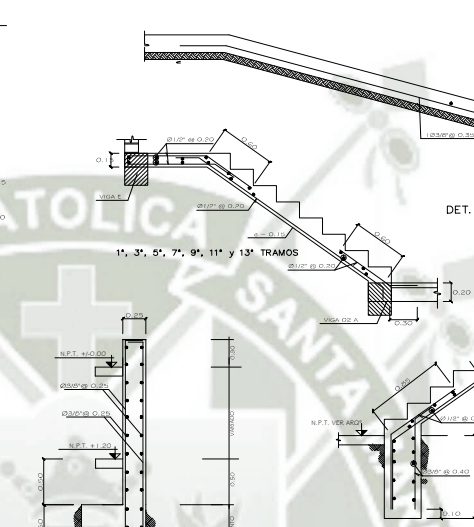
DOBLADO DE GANCHOS EN ESTIBOS DE COLUMNAS O VIGAS
 ESC. 1/25



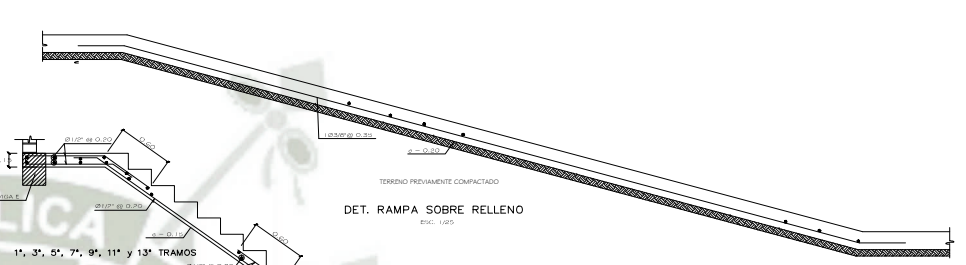
DET. ZAPATA



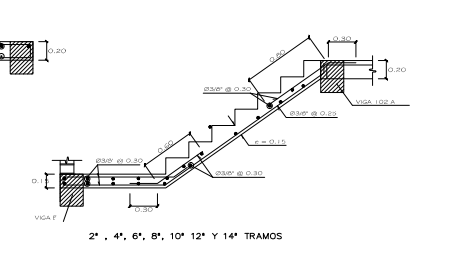
CORTE 1-1



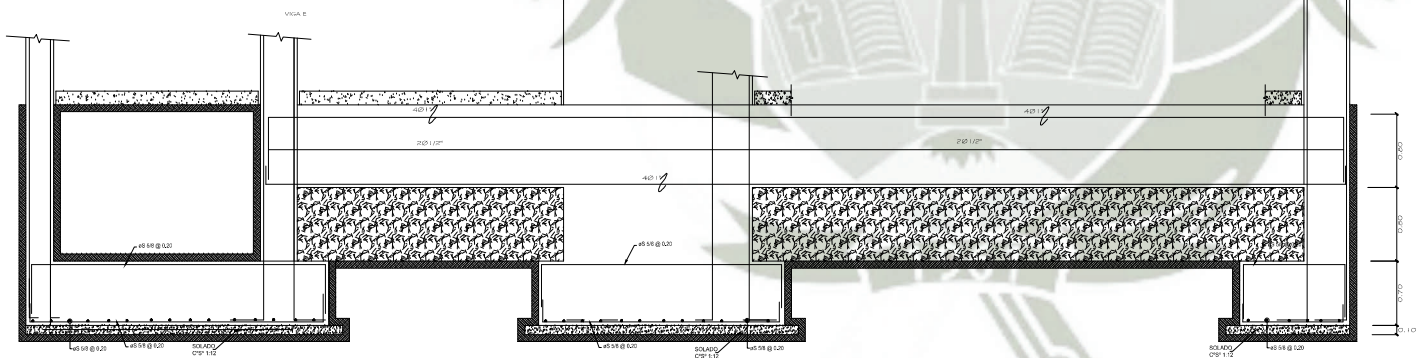
M-2
 ESC. 1/25



DET. RAMPA SOBRE RELLENO
 ESC. 1/25

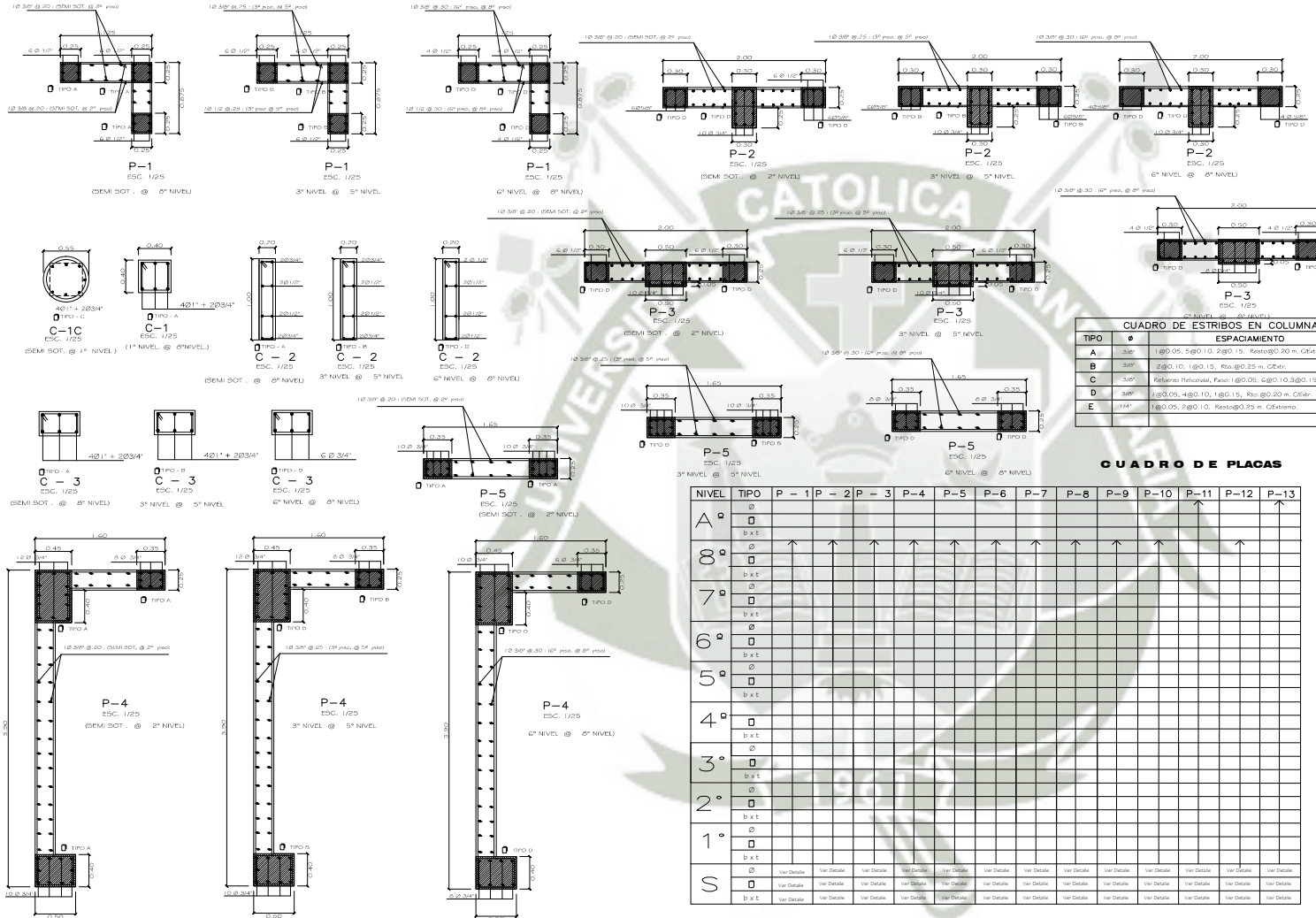


CORTE A-A
 DET. GRADAS SOBRE RELLENO
 ESC. 1/25



DET. ZAPATA COMBINADA

PROYECTO			
DISEÑO: EDIFICIO DE 8 PISOS Y 1 SEMISÓTANO			
PROPIETARIO:			ARCHIVO CAD:
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA			INGENIERIA:
PLANO:			LAMINA:
DETALLES CIMENTACION Y ESCALERA			E-02
DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:	
Bah. Ing. F. Lara R.	1/50 1/25	NOVIEMBRE 2016	



CUADRO DE COLUMNAS

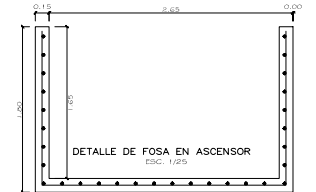
NIVEL	C-1	C-1C	C-2	C-3
A ^o				
8 ^o	↑		↑	
7 ^o				
6 ^o				
5 ^o				
4 ^o				
3 ^o				
2 ^o				
1 ^o				
S	4.81' x 2.834'	4.81' x 2.834'	4.81' x 4.012'	4.81' x 2.834'
	1.80 x 0.40	1.80 x 0.40	1.80 x 0.50	1.80 x 0.50

CUADRO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS

TIPO	ESPACIAMIENTO
A	330' 1.80 @ 0.5, 5.80 @ 1.0, 2.80 @ 1.5, Resto @ 0.20 m. C/5m.
B	330' 1.80 @ 1.0, 1.80 @ 1.5, Resto @ 0.25 m. C/5m.
C	330' Estribo Helicoidal, Paso 1 @ 0.05, C/8 @ 0.30 @ 1.0, Resto @ 0.20 m. C/5m.
D	330' 1.80 @ 0.5, 5.80 @ 1.0, 1.80 @ 1.5, Resto @ 0.20 m. C/5m.
E	330' 1.80 @ 0.5, 5.80 @ 1.0, Resto @ 0.25 m. C/5m.

CUADRO DE PLACAS

NIVEL	TIPO	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
A ^o	Ø													
8 ^o	Ø	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑
7 ^o	Ø													
6 ^o	Ø													
5 ^o	Ø													
4 ^o	Ø													
3 ^o	Ø													
2 ^o	Ø													
1 ^o	Ø													
S	Ø	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle
	B x E	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle	Ver Detalle



PROYECTO: **DISEÑO: EDIFICIO DE 8 PISOS Y 1 SEMISÓTANO**

PROPIETARIO: **UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA**

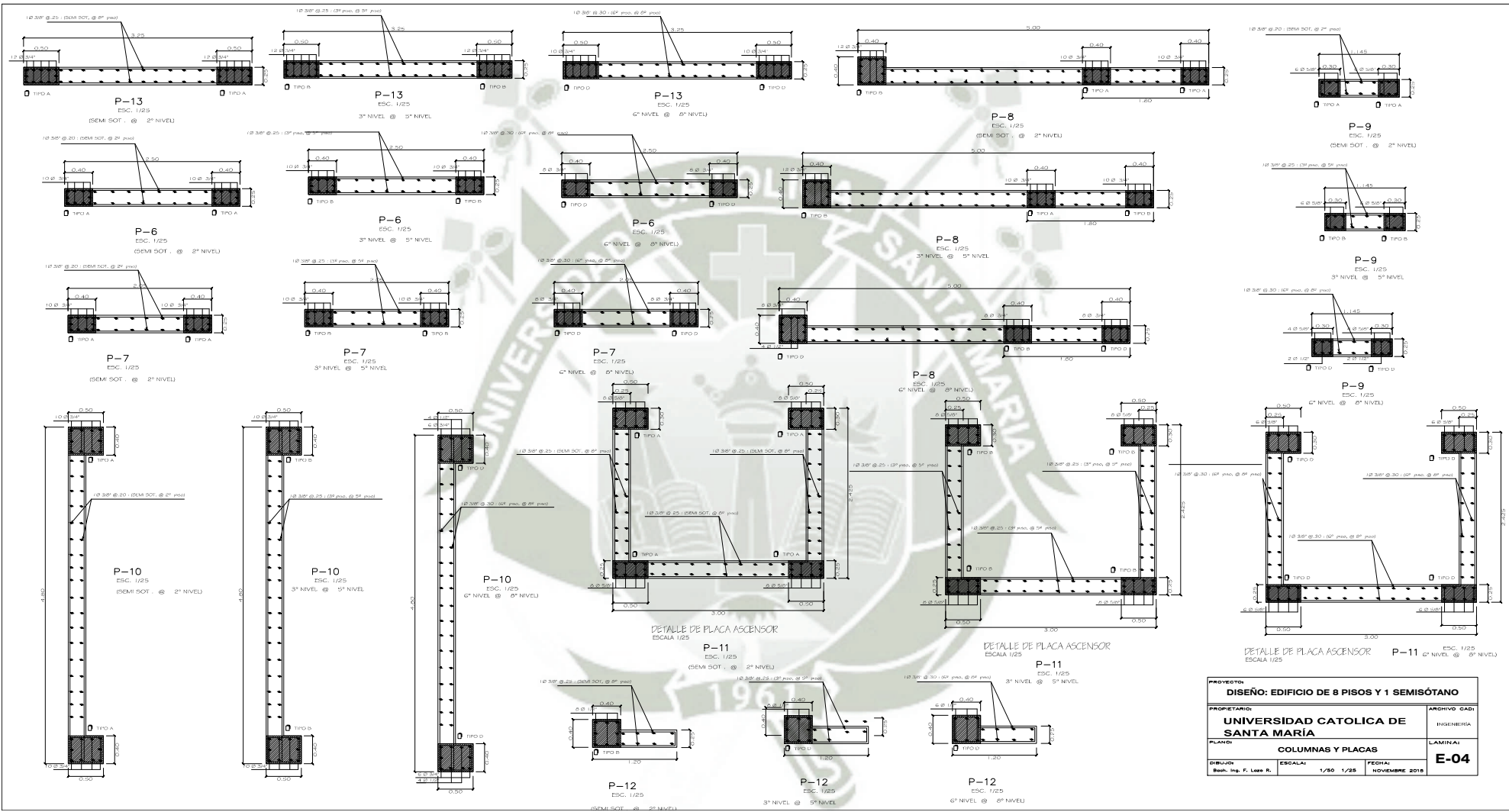
PLANO: **COLUMNAS Y PLACAS**

ESCALA: **1/50**

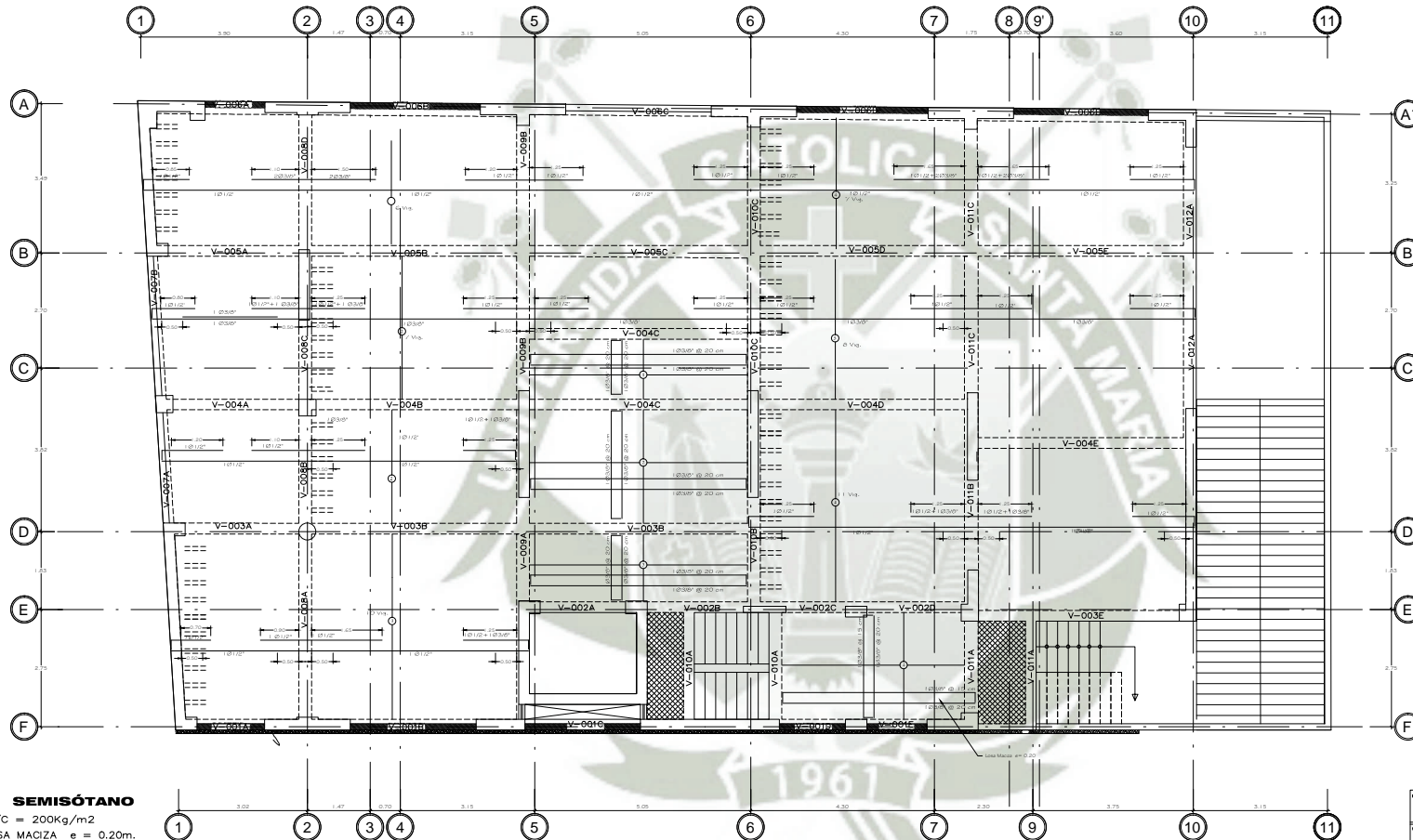
FECHA: **NOVIEMBRE 2010**

ARCHIVO CAD: **INGENIERIA**

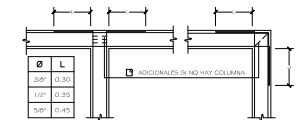
LAMINA: **E-03**



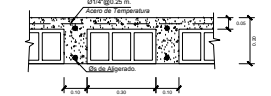
PROYECTO:			
DISEÑO: EDIFICIO DE 8 PISOS Y 1 SEMISÓTANO			
PROPIETARIO:		ARCHIVO CAD:	
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA		INGENIERIA	
PLANO:		LAMINA:	
COLUMNAS Y PLACAS		E-04	
DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:	
Bach. Ing. F. Luis R.	1/50 1/25	NOVIEMBRE 2010	



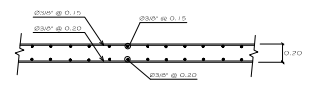
CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS	
TIPO	ESPACIAMIENTO
1	300' 1 @ Ø 05 - 10 @ Ø 10 - 2 @ Ø 15 - 4 @ Ø 20 - 4 @ Ø 25
2	300' 1 @ Ø 05 - 8 @ Ø 10 - 4 @ Ø 15 - 2 @ Ø 20 - 2 @ Ø 25
3	300' 1 @ Ø 05 - 10 @ Ø 10 - 2 @ Ø 20 - 4 @ Ø 25 - 4 @ Ø 30



PLANTA - CRUCE DE Ø'S EN VIGAS
Esc. 1/25



CÓRTE TÍPICO DE ALIGERADO
Esc. 1/10

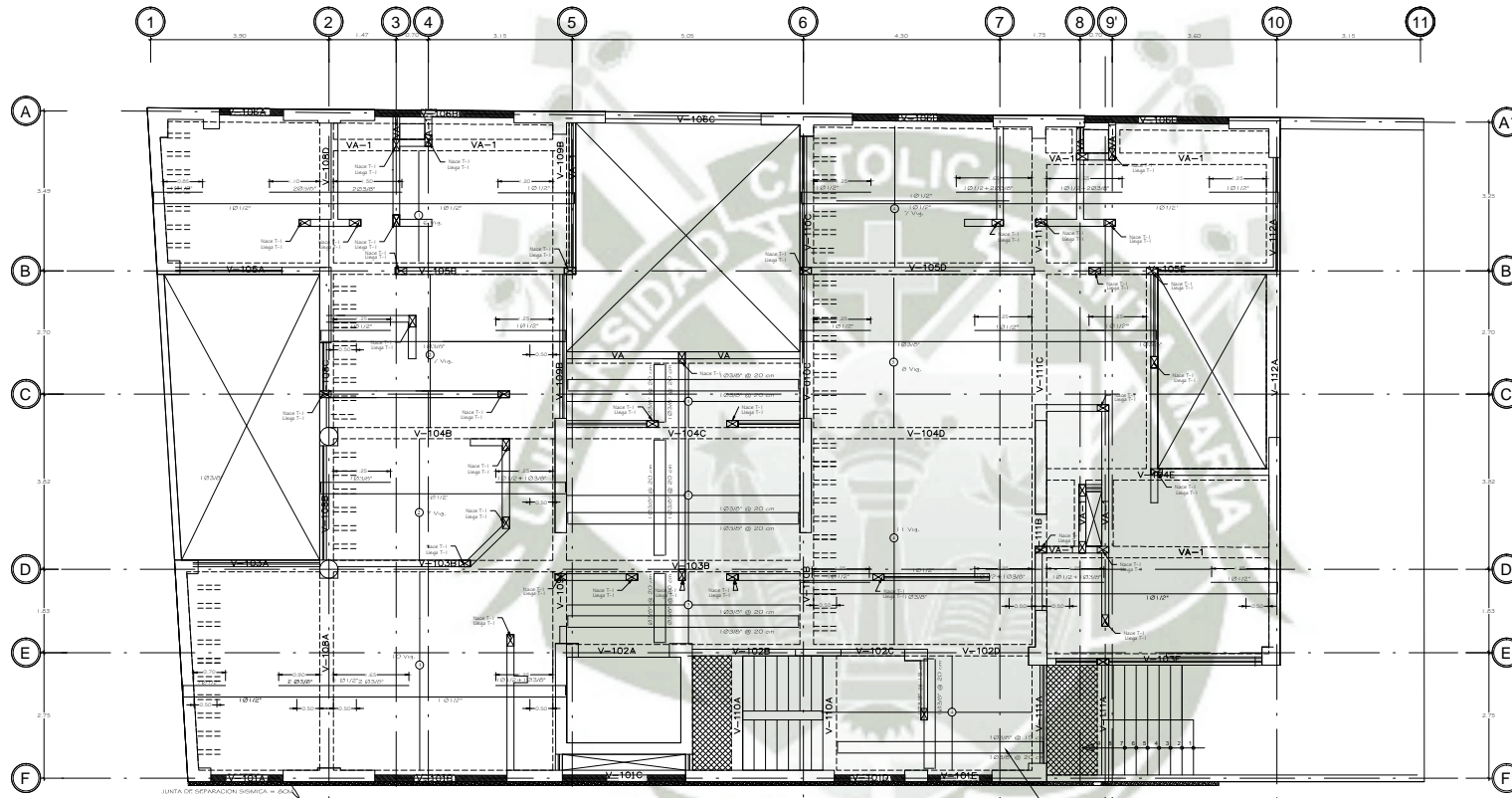


CÓRTE TÍPICO DE LOSA
h=0.20 m

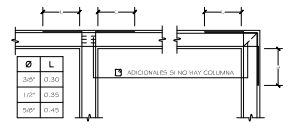
TECHO SEMISÓTANO

S/C = 200Kg/m²
 LOSA MACIZA e = 0.20m.
 VER DETALLE

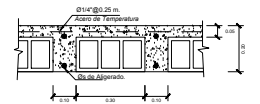
PROYECTOR:	DISEÑO: EDIFICIO DE 8 PISOS Y 1 SEMISÓTANO	
PROPIETARIO:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	ARCHIVO CAD: INGENIERIA
PLANO:	ALIGERADOS - VIGAS	LAMINA: E-05
DIBUJO:	ESCALA: 1/50 1/25	FECHA: NOVIEMBRE 2015
Ing. F. Laza R.		



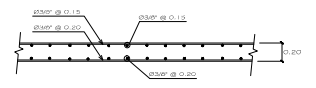
CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS	
TIPO	ESPACIAMIENTO
1	300° 1 @ Ø5, 10 @ Ø10, 2 @ Ø15, 8 @ Ø20 m. C-04
2	300° 1 @ Ø5, 8 @ Ø10, 1 @ Ø15, 1 @ Ø20 m. C-04
3	300° 1 @ Ø5, 10 @ Ø10, 2 @ Ø15, 8 @ Ø20 m. C-04



PLANTA - CRUCE DE Ø'S EN VIGAS
Esc. 1/25



CORTE TÍPICO DE ALIGERADO
Esc. 1/10

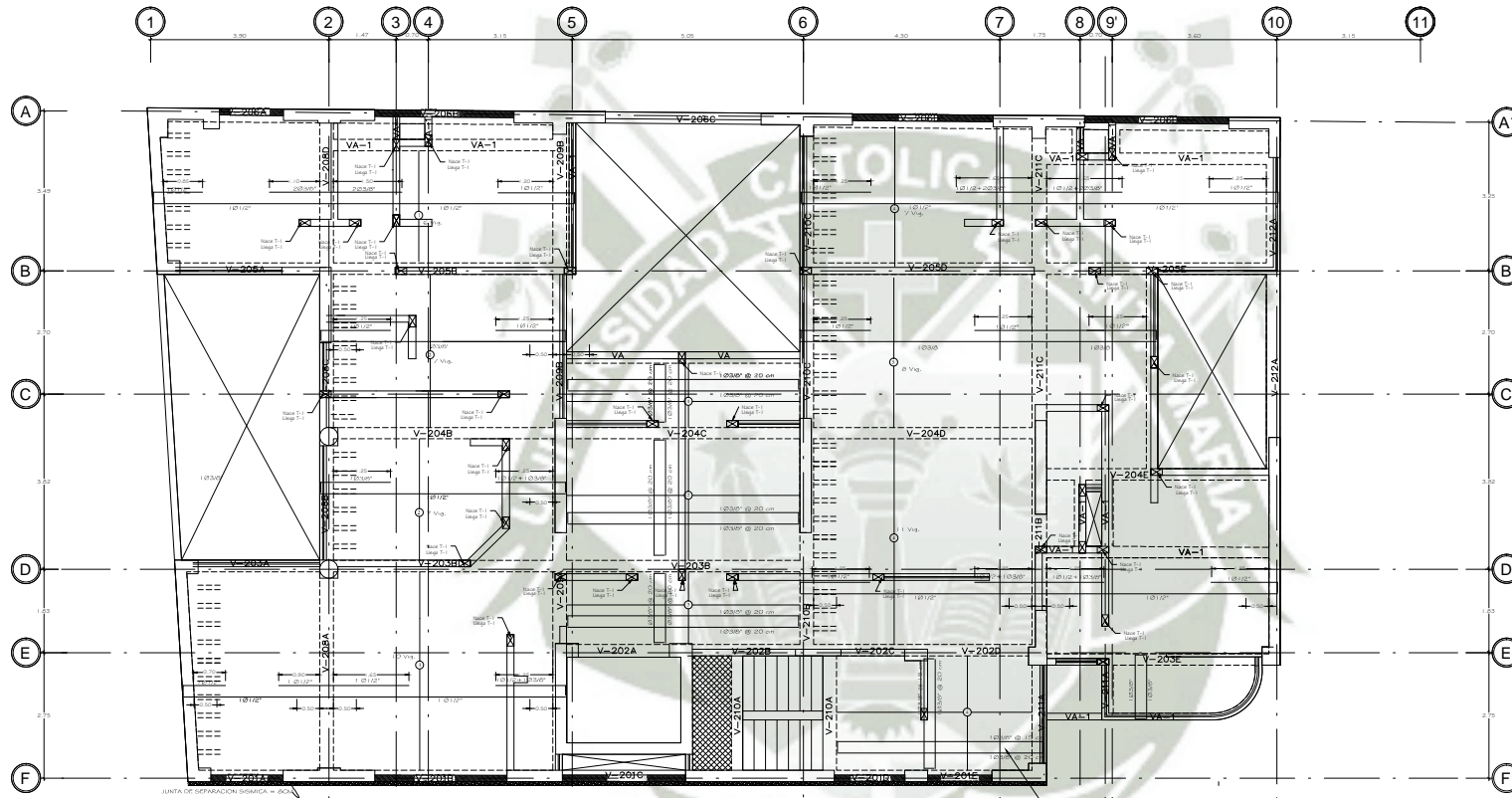


CORTE TÍPICO DE LOSA
h=0.20 m

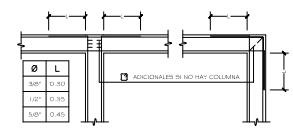
TECHO 1er. NIVEL

S/C = 200Kg/m²
 LOSA MACIZA e = 0.20m.
 VER DETALLE

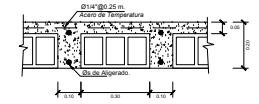
PROYECTOR		DISEÑO: EDIFICIO DE 8 PISOS Y 1 SEMISÓTANO	
PROPIETARIO:		UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	
PLANO:		ALIGERADOS - VIGAS	
DIBUJO:		FECHA:	
Bach. Ing. F. Laza R.	ESCALA:	1/50 1/25	NOVIEMBRE 2016
		ARCHIVO CAD: INGENIERIA	
		LAMINA: E-06	



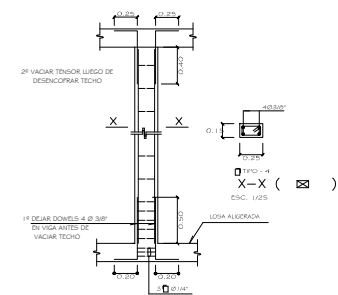
CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS		
TIPO	Ø	ESPACIAMIENTO
1	3/8"	1 @ Ø.05, 10 @ Ø.10, 2 @ Ø.15, Resto @ Ø.20 m. C/4
2	3/8"	1 @ Ø.05, 8 @ Ø.10, Resto @ Ø.20 m. C/4 extremo.
3	3/8"	1 @ Ø.05, 10 @ Ø.10, 2 @ Ø.20, Resto @ Ø.25 m. C/4



PLANTA - CRUCE DE Ø'S EN VIGAS
Esc. = 1/20



CORTE TÍPICO DE ALIGERADO
Esc. = 1/10

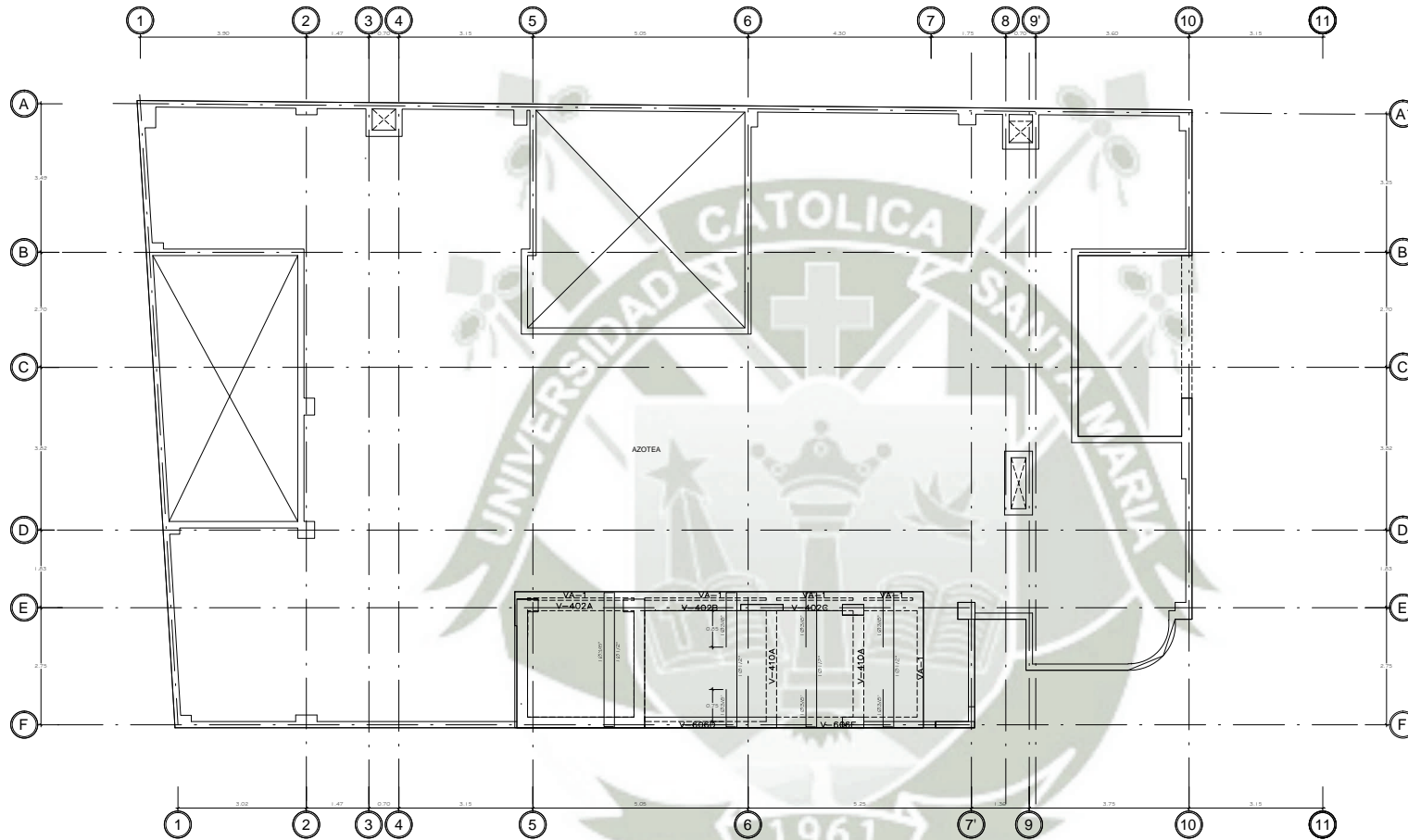


DET. COLUMNETA DE ARROSTRE T-1
Esc. = 1/25

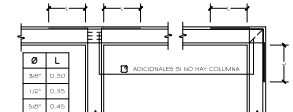
TECHO 2do. @ 7mo. NIVEL

S/C = 200Kg/m²
 LOSA MACIZA e = 0.20m.
 VIGAS DETALLE

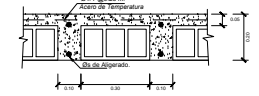
PROYECTOR		DISEÑO: EDIFICIO DE 8 PISOS Y 1 SEMISÓTANO	
PROPIETARIO:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA	ARCHIVO CAD:	INGENIERIA
PLANO:	ALIGERADOS - VIGAS	LAMINA:	E-07
DRUJOS:	ESCALA:	FECHA:	
Bah. Ing. F. Laza R.	1/50 1/25	NOVIEMBRE 2016	



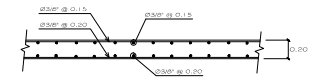
CUADRO DE ESTRIBOS EN VIGAS		
TIPO	#	ESPACIAMIENTO
1	3xØ	1Ø@0.05, 1Ø@0.10, 2Ø@0.15, Rto@0.20 m, Cte.
2	3xØ	1Ø@0.05, 2Ø@0.10, Rto@0.20 m, Cte.
3	3xØ	1Ø@0.05, 1Ø@0.10, 2Ø@0.20, Rto@0.25 m, Cte.



PLANTA - CRUCE DE Ø'S EN VIGAS
Esc. = 1/20



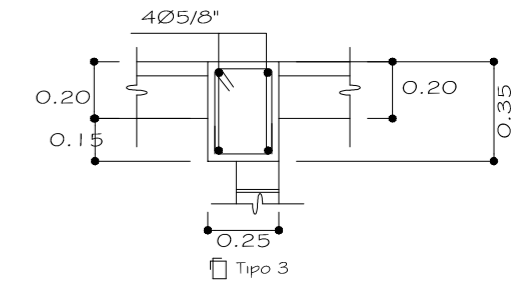
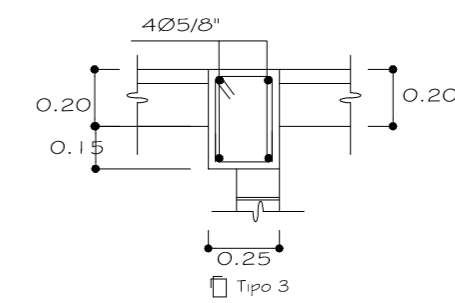
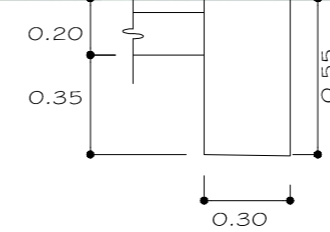
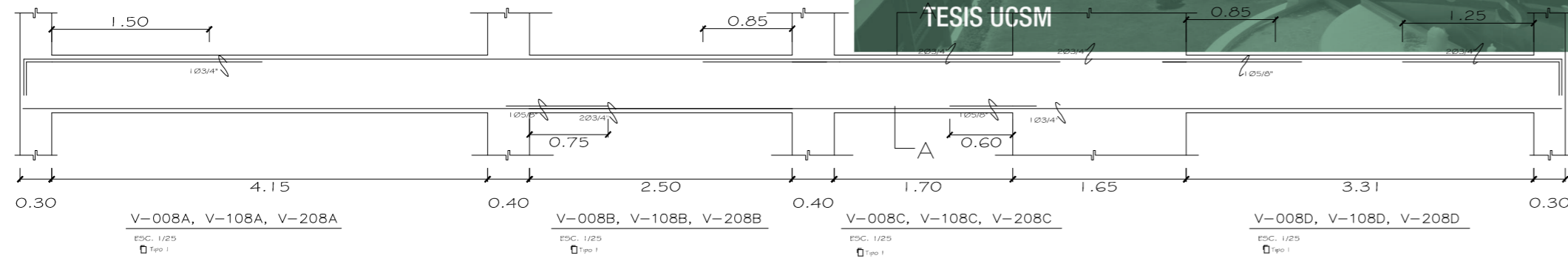
CORTE TÍPICO DE ALIGERADO
Esc. = 1/10



CORTE TÍPICO DE LOSA
h = 0.20 m

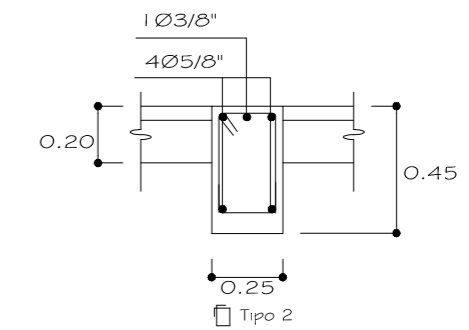
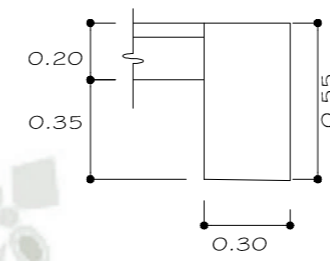
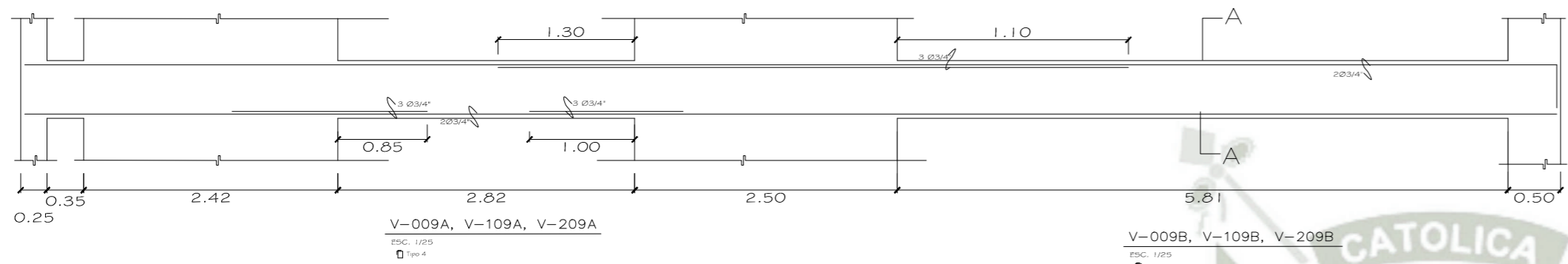
TECHO AZOTEA
S/C = 150 Kg/m²

PROYECTOR:		DISEÑO: EDIFICIO DE 8 PISOS Y 1 SEMISÓTANO	
PROPIETARIO:	UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA		ARCHIVO CAD:
PLANO:	ALIGERADOS - VIGAS		INGENIERIA:
DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:	LAMINA:
Bach. Ing. F. Laza R.	1/50 1/25	NOVIEMBRE 2016	E-09

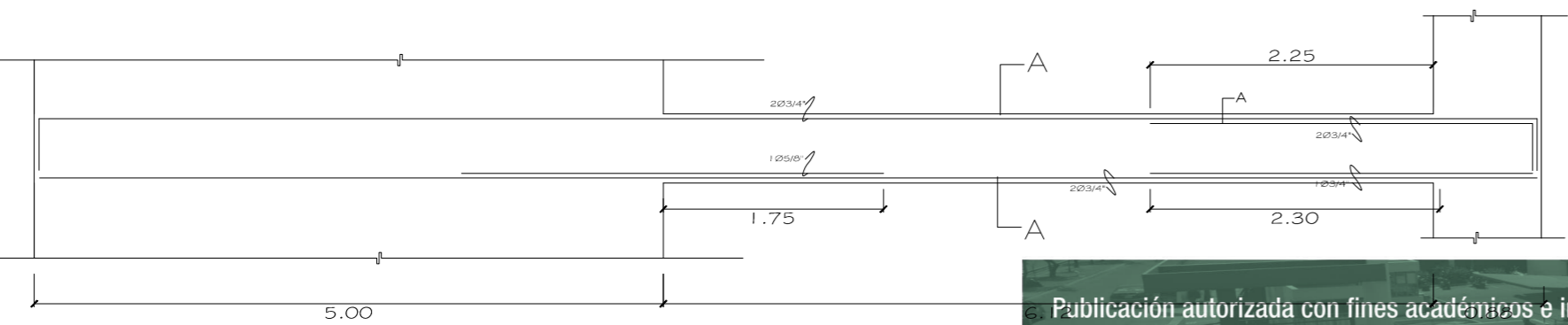
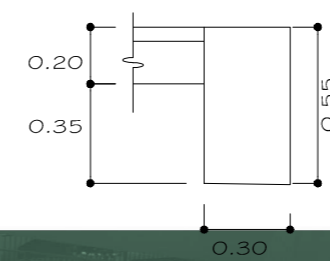
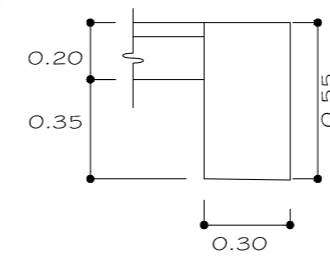
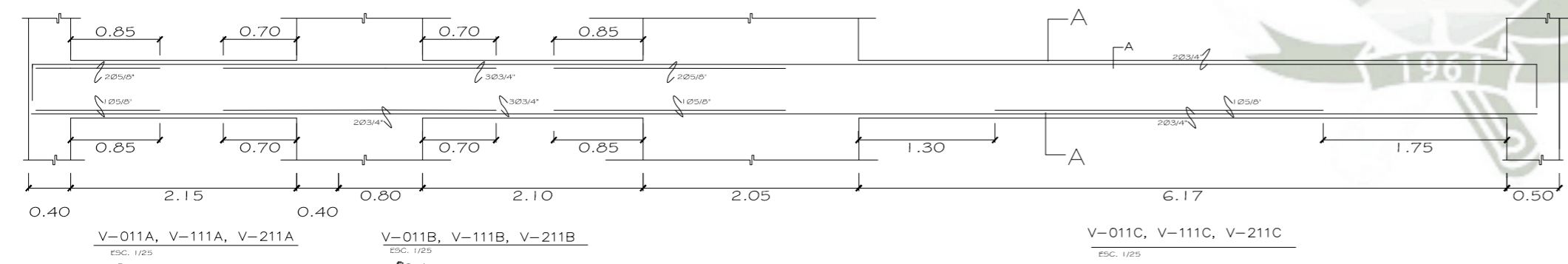
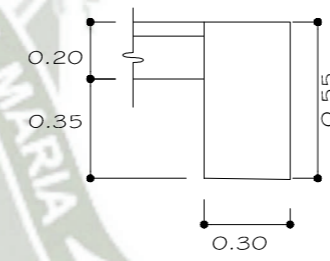
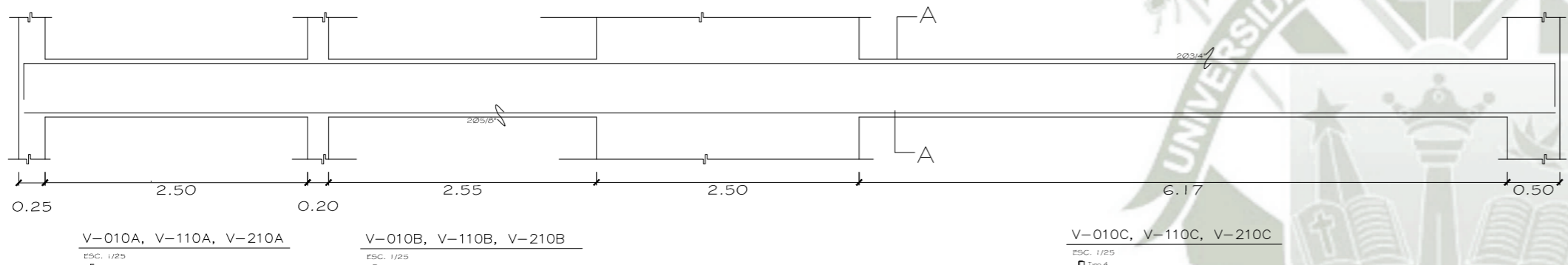


VA-001, VA-011, VA-021
ESC. 1/25
VA-031
ESC. 1/25

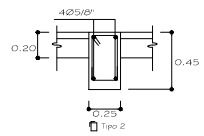
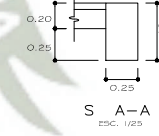
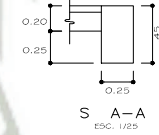
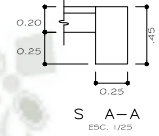
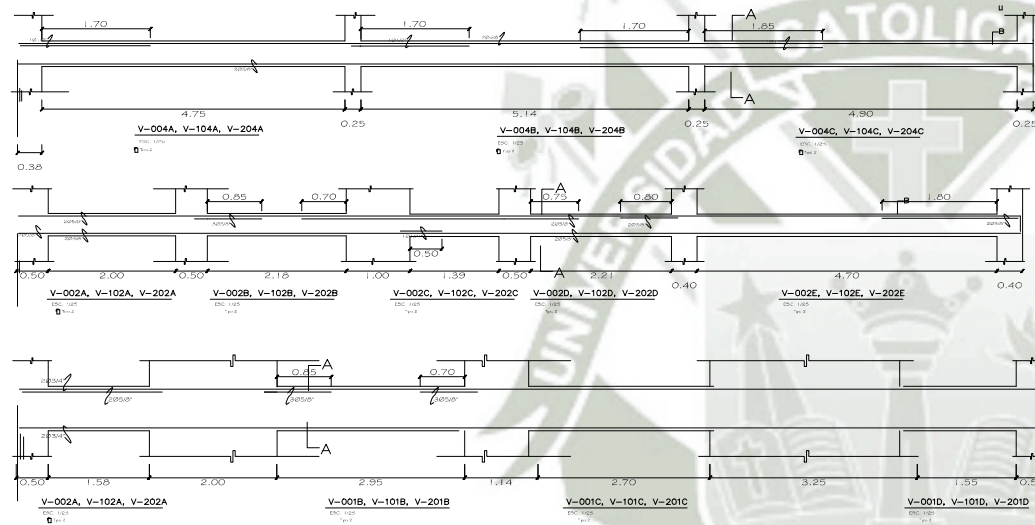
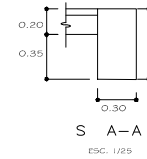
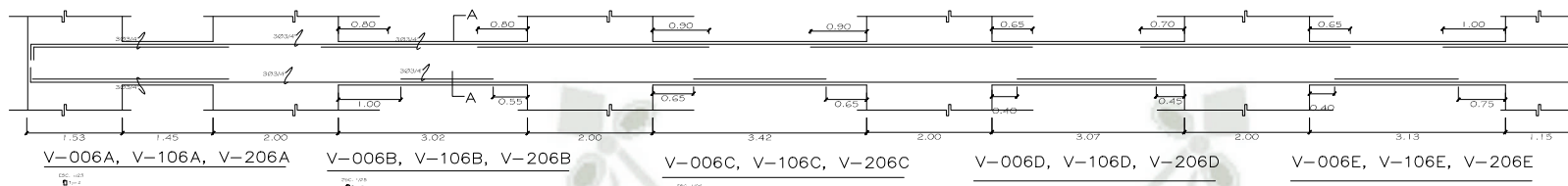
VA-002, VA-012, VA-022
ESC. 1/25
VA-2
ESC. 1/25



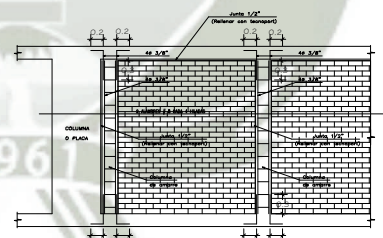
V-003A, V-003B, V-003C,
ESC. 1/25
V-013A, V-013B, V-013C,
ESC. 1/25
V-023A, V-023B, V-023C,
ESC. 1/25
V-033A, V-033B, V-033C,
ESC. 1/25



PROYECTO: DISEÑO: EDIFICIO DE 8 PISOS Y 1 SEMISÓTANO		
PROPIETARIO: UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARÍA		ARCHIVO CAD: INGENIERIA
PLANO: ALIGERADOS - VIGAS		LAMINA: E-10
DIBUJO: Bach. Ing. F. Lazo R.	ESCALA: 1/50 1/25	FECHA: NOVIEMBRE 2015



- V-005A, V-005B, V-005C, V-005D, V-005E
ESC. 1/25
- V-015A, V-015B, V-015C, V-015D, V-015E
ESC. 1/25
- V-025A, V-025B, V-025C, V-025D, V-025E
ESC. 1/25
- V-035A, V-035B, V-035C, V-035D, V-035E
ESC. 1/25

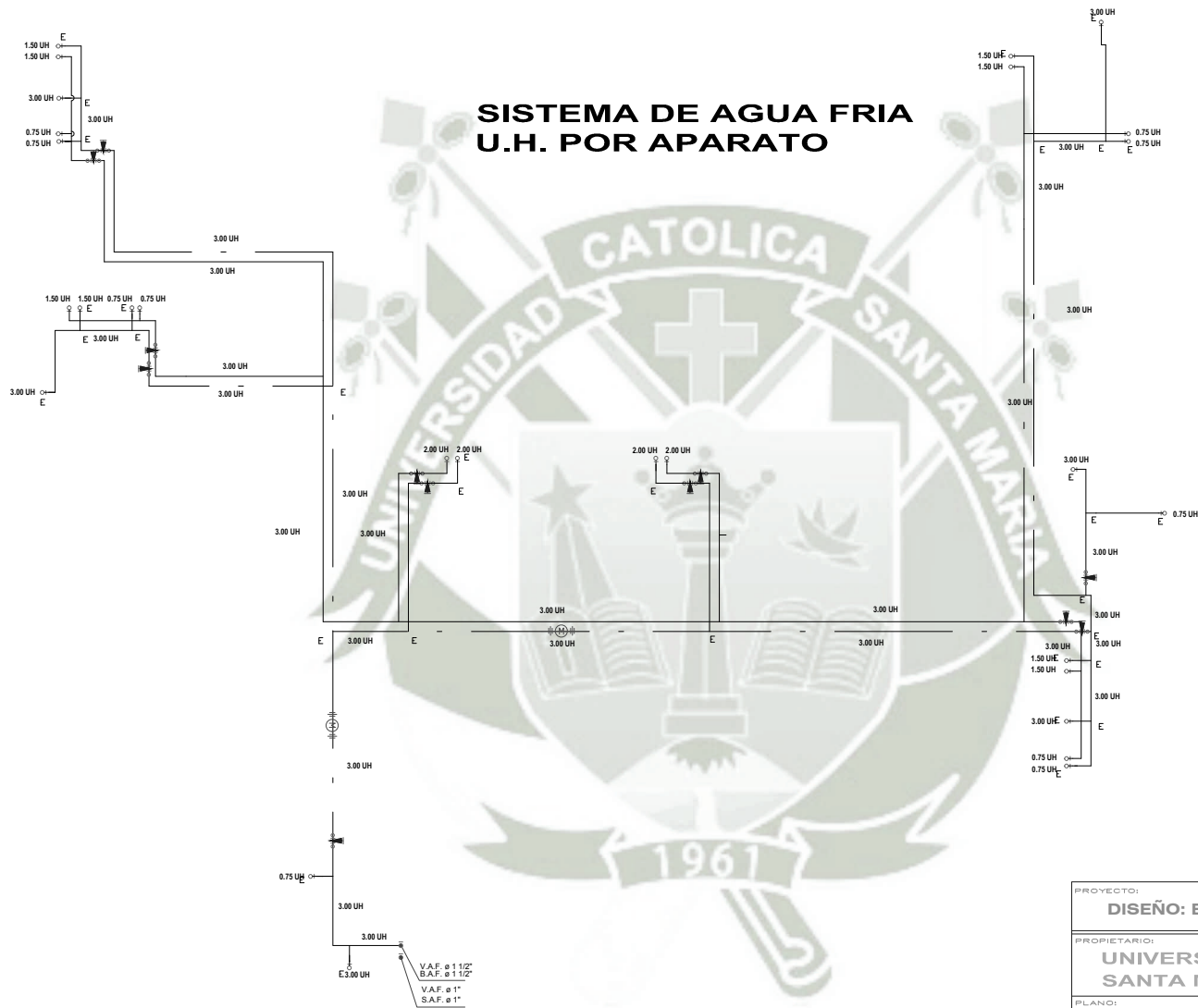


DETALLE DE TABIQUE INTERIOR (e=0.15m)

NOTAS:
 - VERIFICAR QUE LOS TABIQUES ESTÉN EN CONTACTO CON LA ESTRUCTURA TIPO II
 - SI ALGUNA DE LAS COLUMNAS TIENE UN ESPESOR MENOR DE 12.5 CM, ENTONCES SE DEBE AUMENTAR EL TABIQUE EN LA COLUMNA Y SE DEBE REFORZAR EL TABIQUE EN CONCRETO

PROYECTO: DISEÑO: EDIFICIO DE 8 PISOS Y 1 SEMISÓTANO		
PROPIETARIO: UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA		ARCHIVO CAD: INGENIERIA
PLANO: VIGAS		LAMINA: E-11
DIBUJADO: Bach. Ing. F. Loza R.	ESCALA: 1/50 1/25	FECHA: NOVIEMBRE 2015

SISTEMA DE AGUA FRIA U.H. POR APARATO



PROYECTO:		
DISEÑO: EDIFICIO DE 8 PISOS Y 1 SEMISÓTANO		
PROPIETARIO:	ARCHIVO CAD:	
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARÍA	INGENIERIA	
PLANO:	LAMINA:	
INSTALACIONES SANITARIAS	IS-01	
DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:
Bach. Ing. F. Lozo R.	1/75	NOVIEMBRE 2015

