REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTA MARÍA

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL Y DEL AMBIENTE

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACIÓN PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO"

(PLANOS DE ARQUITECTURA Y ESTRUCTURAS)

Tesis Para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el Bachiller:

JUAN CARLOS PARIAPAZA COAQUIRA

Asesor: Ing. Olger Javier Febres Rosado

AREQUIPA – PERÚ

2017

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

A Dios, a la mujer más admirable de todas Ruth Betty Coaquira Hinojosa, mi madre; por su amor y apoyo incondicional, sin los cuales no habría sido posible la elaboración de la misma.

Juan Carlos Pariapaza Coaquira

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

AGRADECIMIENTO

A todas las personas que participaron de forma directa o indirecta en la realización de la tesis, en especial a mis queridos Padres, Hermanos, con mucho cariño por su constante aliento y apoyo incondicional.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ÍNDICE

RESUMEN **11**
ABSTRACT **12**
INTRODUCCIÓN **13**

CAPITULO I ESTUDIO DEL SUELO DE CIMENTACIÓN **15**
1.1. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO 15
1.2. ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DEL TIPO DE CIMENTACIÓN 16
1.3. PILOTES 16
1.3.1. Capacidad estructural 17
1.3.2. Capacidad de carga de pilotes aislados 17
1.3.3. Capacidad de carga de grupo de pilotes 20
1.3.4. Asentamiento de un pilote aislado 21
1.3.5. Asentamiento de un grupo de pilotes en suelo granular 23

CAPITULO II ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO **25**
2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN SISMO RESISTENTE 25
2.1.1. Simplicidad y simetría 25
2.1.2. Resistencia y ductilidad 25
2.1.3. Hiperestaticidad y monolitismo 26
2.1.4. Uniformidad y continuidad de la estructura 26
2.1.5. Rigidez lateral 26
2.1.6. Existencia de losas que permiten considerar a la estructura como una unidad (diafragma rígido) 27
2.1.7. Elementos no estructurales 27
2.1.8. Sub - estructura o cimentación 28
2.2. ESTRUCTURACIÓN 28
2.3. PREDIMENSIONAMIENTO 32
2.3.1. Losa Aligerada 32
2.3.2. Escalera 32
2.3.3. Vigas 33
2.3.4. Columnas 33
2.3.5. Placas 34

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO III ANÁLISIS ESTRUCTURAL 35
3.1. CRITERIOS SISMO RESISTENTES 35
3.2. PROGRAMA DE AYUDA ETABS 36
3.3. PARÁMETROS DE ANÁLISIS SÍSMICO 37
3.3.1. Parámetros de sitio 37
3.4. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS 39
3.5. ANÁLISIS ESTÁTICO 39
3.6. ANÁLISIS DINÁMICO 40
3.6.1. Peso del edificio 40
3.6.2. Aceleración espectral 41
3.6.3. Criterios de combinación 42
3.6.4. Efecto de torsión 43
3.6.5. Fuerza cortante mínima en la base 43
3.6.6. Desplazamientos laterales 46
3.7. RESULTADO DE FUERZAS INTERNAS 47
3.8. MOMENTOS DE VOLTEO 54

CAPITULO IV DISEÑO EN CONCRETO ARMADO 57
4.1. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ALIGERADOS 57
4.1.1. Definición y características geométricas 57
4.1.2. Análisis 57
4.1.3. Diseño 59
4.1.4. Aligerado a diseñar como ejemplo 62
4.2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS 71
4.2.1. Análisis 71
4.2.2. Diseño 72
4.2.3. Viga continua a diseñar como ejemplo 78
4.3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE COLUMNAS 86
4.3.1. Introducción 86
4.3.2. Esbeltez de columnas 86
4.3.3. Flexión biaxial 89
4.3.4. Diseño por flexo-compresión 90
4.3.5. Diseño por corte 92
4.3.6. Columna a diseñar como ejemplo 94

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE PLACAS 107
4.4.1. Introducción 107
4.4.2. Diseño por flexo compresión 107
4.4.3. Diseño por corte 107
4.4.4. Placa a diseñar como ejemplo 108
4.5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS ESCALERAS 121
4.5.1. Introducción 121
4.5.2. Diseño de escaleras 121

CAPITULO V DISEÑO DE CIMENTACIÓN 129
5.1. ANÁLISIS 129
5.2. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE PILOTES 129
5.2.1. Reacción de pilotes 130
5.2.2. Cargas 131
5.3. DISEÑO DEL CABEZAL O ZAPATA 131
5.3.1. Diseño por corte 131
5.3.2. Diseño por punzonamiento 132
5.3.3. Diseño por flexión 133
5.4. VIGAS DE CIMENTACIÓN 133
5.5. VENTAJAS DE LOS PILOTES FRANKI 133
5.6. CABEZAL A DISEÑAR COMO EJEMPLO 134

CONCLUSIONES 140
RECOMENDACIONES 142

BIBLIOGRAFÍA 144
ANEXOS 145

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Profundidad de sondeo..... 16
Tabla 2: Altura de losa aligerada..... 32
Tabla 3: Peso total de la estructura. 41
Tabla 4: Valor de los parámetros..... 42
Tabla 5: Curva espectral. 42
Tabla 6: Fuerzas cortantes. 45
Tabla 7: Desplazamientos laterales en "X"..... 46
Tabla 8: Desplazamientos laterales en "Y"..... 47
Tabla 9: Distribución de fuerzas en "X"..... 54
Tabla 10: Distribución de fuerzas en "Y"..... 55
Tabla 11: Momentos de volteo en "X"..... 55
Tabla 12: Momentos de volteo en "Y"..... 56
Tabla 13: Diámetro y áreas de acero..... 64
Tabla 14: Desarrollo de acero encuentro de viga columna. 75
Tabla 15: Longitud de anclaje y radio mínimo..... 75
Tabla 16: Secciones de acero..... 79
Tabla 17: Áreas de acero en función del momento nominal. 82
Tabla 18: Espaciamiento de armadura transversal..... 83
Tabla 19: Cargas actuantes sobre un pilote..... 131
Tabla 20: Coeficiente de balasto. 136

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Perfil estratigráfico idealizado. 16
Figura 2: Perfil estratigráfico idealizado con detalle de cimentación. 19
Figura 3: Distribución en planta..... 30
Figura 4: Estructuración bloque A 31
Figura 5: Estructuración bloque B..... 31
Figura 6: Planta a idealizar. 37
Figura 7: Planta Idealizada en Etabs. 37
Figura 8: Modelo estructural en Etabs. 39
Figura 9: Momento flector en eje G 44
Figura 10: Momento flector en eje G..... 44
Figura 11: Torsión en 3D 44
Figura 12: Momento flector en PL-1 48
Figura 13: Fuerza cortante en PL-1 49
Figura 14: Fuerza axial en PL-1..... 50
Figura 15: Momento flector en PL-1 51
Figura 16: Fuerza cortante en PL-1 52
Figura 17: Fuerza axial en PL-1..... 53
Figura 18: Sección trasversal del aligerado. 57
Figura 19: Planta de aligerado a diseñar..... 63
Figura 20: Planta de vigueta a diseñar. 63
Figura 21: Distribución y alternancia de cargas. 65
Figura 22: Diagrama de momentos (ton m). 65
Figura 23: Distribución de Aceros. 68
Figura 24: Diagrama de fuerzas cortantes (tn m)..... 69
Figura 25: Corte de aceros positivos y negativos. 70
Figura 26: Distribución de Aceros. 70
Figura 27: Detalle de gancho estándar. 76
Figura 28: Momentos flectores últimos de diseño. 78
Figura 29: Áreas de acero real. 79

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Figura 30: Corrección por armadura mínima. 80
Figura 31: Distribución de acero longitudinal en viga. 81
Figura 32: Cortantes últimos de diseño. 83
Figura 33: Armado de acero trasversal. 84
Figura 34*:* Distribución de aceros final. 85
Figura 35: Grafica de interacción. 91
Figura 36: Columna a diseñar. 94
Figura 37: Diagrama de interacción para (x) 95
Figura 38: Diagrama de interacción para (y) 95
Figura 39: Diagrama de interacción para (x) 99
Figura 40: Diagrama de interacción para (y) 99
Figura 41: Diagrama de interacción para (x) 103
Figura 42: Diagrama de interacción para (y) 103
Figura 43: Geometría de placa PL-1 a diseñar. 108
Figura 44: Diagrama de interacción para (x) 109
Figura 45: Diagrama de interacción para (y) 111
Figura 46: Diagrama de interacción para (x) 113
Figura 47: Diagrama de interacción para (y) 115
Figura 48: Diagrama de interacción para (x) 117
Figura 49: Diagrama de interacción para (y) 119
Figura 50: Modelo y análisis 122
Figura 51: Diagrama de momentos (ton m) 122
Figura 52: Diagrama de fuerzas cortantes (ton) 123
Figura 53: Modelo y análisis 125
Figura 54: Diagrama de momentos (ton m) 125
Figura 55: Diagrama de fuerzas cortantes (ton) 126
Figura 56: Distribución de aceros 128
Figura 57: Cimentación bloque A en ETABS. 134
Figura 58: Modelo del bloque A en SAFE. 135
Figura 59: Asignación del suelo en SAFE. 136
Figura 60: Sección del pilote en SAFE. 136
Figura 61: Asentamiento en la cimentación SAFE. 137

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Figura 62: Compresión del suelo SAFE. 137
Figura 63: Áreas de acero SAFE. 138
Figura 64: Áreas de acero SAFE. 139

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

RESUMEN

El presente proyecto de tesis denominado **"DISEÑO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACIÓN PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO"** tiene como principal objetivo realizar el análisis estructural y diseñar cada uno de los elementos estructurales que forman parte de la estructura en conjunto.

El proyecto de tesis comprende cinco capítulos, (estudio del suelo de cimentación, estructuración y pre-dimensionamiento, análisis estructural, diseño en concreto armado y diseño de cimentación), el trabajo en conjunto se divide en tres partes.

Primera, factibilidad del tipo de cimentación, estructuración y pre-dimensionamiento.

Segunda, análisis sísmico (estático y dinámico).

Tercera, diseño de cada uno de los elementos estructurales sismo-resistentes, (losas, vigas, columnas, placas, escaleras y cimentaciones).

El análisis y diseño se han determinado de acuerdo a las recomendaciones dadas en la norma de diseño sismo resistente y Concreto Armado E-030 y E-060 respectivamente del Reglamento Nacional de Construcciones del 2009 y 2016.

Los métodos y herramientas de ayuda (tablas, programas, ábacos, etc.). Usados en el presente proyecto de tesis son explicados y/o mencionados en cada uno de los capítulos a lo largo del trabajo.

Palabras Clave: Cimentación Profunda con pilotes Franki

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ABSTRACT

The present project of thesis denominated **"DESIGN AND STRUCTURAL ANALYSIS WITH DEEP FOUNDATION OF THE REGIONAL ARCHIVE PUNO"** has as main objective to carry out the structural analysis and to design each one of the structural elements that form part of the structure as a whole.

The thesis project comprises five chapters, (study of foundation soil, structuring and pre-dimensioning, structural analysis, reinforced concrete design and foundation design), the work together is divided into three parts.

First, feasibility of the type of foundation, structuring and pre-dimensioning.

Second, seismic analysis (static and dynamic).

Third, design of each of the earthquake-resistant structural elements (slabs, beams, columns, plates, stairs and foundations).

The analysis and design have been determined according to the recommendations given in the standard of resistant earthquake design and Armed Concrete E-030 and E-060 respectively of the National Building Regulations of 2009 and 2016.

The methods and tools of help (tables, programs, abacuses, etc.) Used in the present thesis project are explained and / or mentioned in each of the chapters throughout the work.

Keywords: Deep foundation with Franki piles

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

INTRODUCCIÓN

El presente proyecto tiene como principal objetivo realizar el análisis estructural y diseñar cada uno de los elementos que lo conforman, así de esta manera recordar, organizar y complementar, bajo una forma de aplicación práctica, los conocimientos adquiridos en la carrera.

El edificio de concreto armado es del tipo muros estructurales, es decir conformado por placas, tiene 11 pisos, está ubicado en la ciudad de Puno, El área del edificio es de 1000.00m2 (25m. x 40m.).

En un proyecto de tesis de la magnitud del presente, se requiere un estudio de suelos especializado el cual en términos de costos es muy elevado por lo que se solicitó que el estudio, efectuado por un laboratorio reconocido, forme parte de la información a utilizar en el proyecto de tesis.

Se partió de una distribución arquitectónica ya establecida, que cumple con lo dispuesto en el reglamento nacional de construcción, tales como simetría, distribución, ventilación, iluminación, etc.

A partir del primer nivel se desarrollan los espacios para las actividades del Archivo Regional, éste cuenta con un amplio estacionamiento vehicular, museo, sala de exhibición, repositorio y hall desde el cual se distribuyen todas las funciones y la circulación a todos los espacios, este recibe también la caja de escaleras principal y ascensor, desde donde los usuarios del Archivo pueden distribuirse a todo el edificio.

Los siguientes niveles. Segundo, tercero, cuarto, quinto, sexto, séptimo, octavo, noveno y décimo lo ocupan los archivos históricos, intermedios y centrales, ubicados por niveles de acuerdo al flujo de usuarios, cada uno de estos niveles cuenta con un amplio hall desde el cual se puede acceder a diferentes ambientes tales como bibliotecas y salas de investigación para desarrollar la búsqueda de información de la manera más adecuada, el onceavo nivel se destina en su totalidad a usos múltiples con todos los servicios necesarios.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Mediante la información que proporcionó el estudio del suelo de cimentación, se hizo un análisis de factibilidad del tipo de cimentación.

Luego se procedió a estructurar, y pre-dimensionar cada uno de los elementos estructurales, definiéndolos tanto en localización como en geometría, de tal manera obtener una estructura estética, segura, funcional y económica. Así se determinó el modelo estructural del presente proyecto de tesis.

Después se realizó el metrado de cargas de los distintos elementos estructurales y no estructurales distribuyéndolas según el área tributaria que contenga cada uno, siguiendo los parámetros establecidos en la Norma Técnica de Edificación E-0.20.

Teniendo entonces la idealización del modelo estructural se procedió a realizar el análisis. El modelamiento sísmico se hizo mediante el programa "ETABS", dicho programa realiza el análisis mediante un modelo tridimensional de la estructura.

Terminado el modelamiento se efectuó el diseño en concreto armado de los elementos estructurales principales. El diseño se efectuó en base a las disposiciones indicadas en la norma de Concreto Armado E-060 del Reglamento Nacional de Construcciones, para losas y vigas se diseñó por flexión y corte, los diagramas de interacción se efectuaron mediante el ETABS y una hoja de cálculo desarrollada en Microsoft "EXCEL"; para columnas y placas se diseñó por flexo-compresión y corte, mediante el ETABS y una hoja de cálculo desarrollada también en Microsoft "EXCEL"; la cimentación tuvo que ser profunda con pilotes, debido a las características del suelo de fundación y a las elevadas cargas producidas en la base del edificio, eligiéndose pilotes del tipo Franki, por ser los más óptimos para nuestro caso.

Para plasmar los resultados de los cálculos se realizaron los respectivos planos estructurales de todos los elementos.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO I

ESTUDIO DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

Todas las obras de ingeniería tienen una acción activa sobre el suelo a través de las cargas que se aplican. Estas cargas pueden variar en su intensidad y forma de aplicación (concentrada, distribuida, etc.).

El estudio de suelos debe proveer información suficiente para que el ingeniero proyectista pueda efectuar los análisis apropiados, de tal manera que los suelos soporten las cargas con factores de seguridad adecuados y sin que ocurran asentamientos perjudiciales.[1]

1.1. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

De acuerdo al resultado de los cálculos, características físicas – Mecánicas de los suelos, se establece las siguientes condiciones:

Con los datos de campo y ensayos de laboratorio se ha elaborado el perfil estratigráfico.

Según el sondeo SPT efectuado en la C-2 hasta una profundidad de 5.75 m, el suelo de fundación está constituido por cuatro estratos de suelo, la primera capa a una profundidad de 0.00 – 1.85 m, es un estrato con material de relleno, grava y piedra mediana.

El segundo estrato de suelo a una profundidad de 1.85 – 3.50 m, está conformado por arena arcillosa, perteneciente en la clasificación SUCS que corresponde a "SC".

El tercer estrato de suelo a una profundidad de 3.50 – 4.55 m, está conformado por arcilla delgada arenosa, perteneciente en la clasificación SUCS que corresponde a "CL".

[1] BRAJA M. DAS. Principios de ingeniería de cimentaciones. Pág. 1

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El cuarto estrato de suelo a una profundidad de 4.55 – 5.75 m, está conformado ´por arena arcillosa, pertenece en la clasificación SUCS que corresponde a “SC”.

Muestra	Profundidad
M=1	0 – 1.85
M=2	1.85 – 3.50
M=3	3.50 – 4.55
M=4	4.55 – 5.75

Tabla 1: Profundidad de sondeo

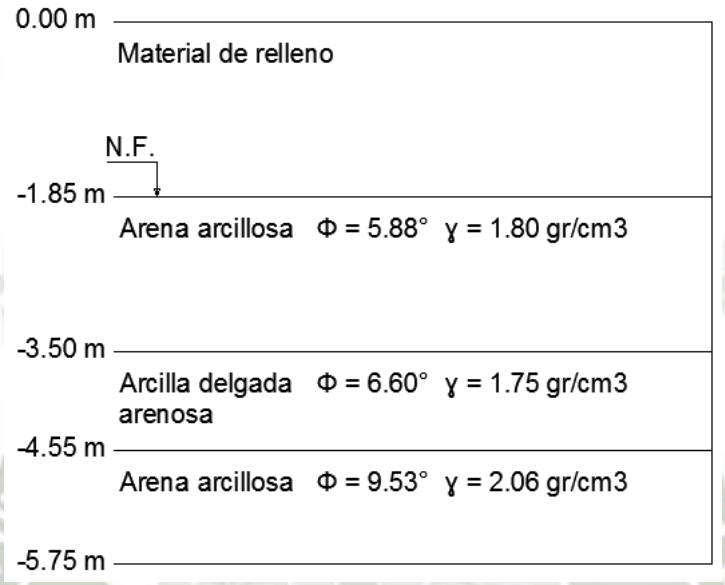


Figura 1: Perfil estratigráfico idealizado.

1.2. ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DEL TIPO DE CIMENTACIÓN

Analizamos, en primer lugar, la posibilidad de usar pilotes porque su costo resulta menor. De no ser posible la utilización de pilotes, evaluaremos la alternativa de usar celdas de cimentación. [2]

1.3. PILOTES

Debido a que el suelo presenta una resistencia media y las cargas que transmitirá el edificio son altas, escogemos pilotes de carga de trabajo media, es decir entre 40 y 70 ton. Los pilotes de concreto vaciado in-situ tipo Franki son los más [3]

[2] BRAJA M. DAS. *Ob. Cit.* Pág. 566
[3] Ibid. Pág. 574

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

apropiados para suelos granulares donde la capacidad de carga se alcanza por medio de compactación alrededor del bulbo. [4]

1.3.1. Capacidad estructural

Vamos a verificar la capacidad estructural para pilotes Franki de 35 cm. y 40 cm. de diámetro: [5]

- **Para pilote de 35 cm. de diámetro.**

  Acero = 5 Ø 1/2" (no hay esfuerzos de izaje)
  f´c= 210 kg/cm2
  f´y= 4200 kg/cm2
  $Ru = 0.85[0.85 * 210 * Ag + Ast * f'y]$
  $Ru = 0.85[0.85 * 210 * 35^2 * \pi/4 + 5 * 1.29 * 4200]$
  Ru= 169 ton → FS estructural = 3.07
  Qt= 55 ton

  Dónde:
  Ru: Resistencia última estructural
  Qt: Carga de trabajo

- **Para pilote de 40 cm. de diámetro.**

  Acero = 5 Ø 1/2" (no hay esfuerzos de izaje)
  $Ru = 0.85[0.85 * 210 * 40^2 * \pi/4 + 5 * 1.29 * 4200]$
  Ru= 213.69 ton → FS estructural = 3.05
  Qt= 70 ton

1.3.2. Capacidad de carga de pilotes aislados

Se denomina capacidad de carga de un pilote, a la capacidad de carga del suelo donde está instalado para soportar las cargas transmitidas por el pilote. Para un pilote aislado embebido en un suelo granular la fórmula a usar es: [6]

[4] Ibid. Pág. 574
[5] Ibid. Pág. 581

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$Qu = Qp + Qst$$

$$Qu = q' * Nq * Ap + \sum \frac{1}{2} * \gamma * Ko * tg\,\partial * P * Df^2$$

Dónde:

Qu = Capacidad ultima del pilote.

Qp = Capacidad de carga de la punta del pilote.

Qst = Resistencia por fricción.

q` = Esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote.

Nq = Factor de capacidad de carga.

Ko = Coeficiente efectivo de la tierra.

∂ = Ángulo de fricción entresuelo y pilote.

Ap = Área de sección del bulbo = 2 * área del fuste.

P = Perímetro del fuste.

γ = Peso específico de cada estrato.

Df = Profundidad de desplante al nivel de la punta del pilote.

En la figura 3 presentamos el perfil estratigráfico idealizado:

Ø = 39→ Nq = 300 (tabla)

Ko = 1.25

- **Para pilote de 35 cm. de diámetro:**

$Ap = 2 * (\pi * 35^2)/4 = 1924\ cm^2$

Perímetro = π*35 = 110 cm.

Qp = 6.19 * 300 * 0.19

Qp = 352.83 ton (89.77%)

$Qst = 1/2 * 1.77 * 1.25 * tg\ 19.33 * 1.10 * 5.10^2 +$

$1/2 * 1.80 * 1.25 * tg\ 21.33 * 1.10 * 5.10^2 +$

$1/2 * 1.00 * 1.25 * tg\ 21.33 * 1.10 * 5.10^2 +$

$1/2 * 1.10 * 1.25 * tg\ 26.00 * 1.10 * 5.10^2$

Qst = 40.24 ton (10.23%)

[6] BRAJA M. DAS. *Ob. Cit.* Pág. 581

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Qu = 393.07 ton → FS = 3.0

Qadm = 131.02 ton

- **Para pilote de 40 cm. de diámetro:**

$Ap = 2 * (\pi * 40^2)/4 = 2513\ cm^2$

Perímetro = π*40 = 126 cm.

Qp = 6.19 * 300 * 0.25

Qp = 464.25 ton (90.97 %)

$Qst = 1/2 * 1.77 * 1.25 * tg\ 19.33 * 1.26 * 5.10^2 +$

$1/2 * 1.80 * 1.25 * tg\ 21.33 * 1.26 * 5.10^2 +$

$1/2 * 1.00 * 1.25 * tg\ 21.33 * 1.26 * 5.10^2 +$

$1/2 * 1.10 * 1.25 * tg\ 26.00 * 1.26 * 5.10^2$

Qst = 46.11 ton (9.03 %)

Qu = 510.36 ton → FS = 3.0

Qadm = 170.12 ton

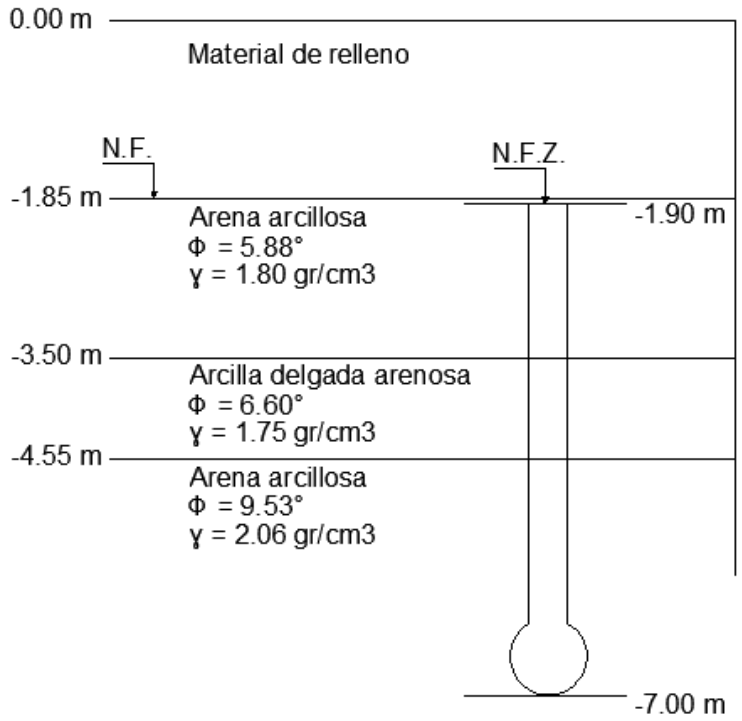


Figura 2: Perfil estratigráfico idealizado con detalle de cimentación.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

1.3.3. Capacidad de carga de grupo de pilotes

Cuando se trata de grupos de pilotes, la falla del grupo puede ocurrir de acuerdo a dos mecanismos diferentes, a los cuales se les denomina Caso A. y Caso B. En ambos casos la falla ocurre siguiendo el camino de menor resistencia, como ocurre en todo tipo de falla.

Caso A: Se le llama también falla como pilotes individuales, en este caso el suelo comprendido dentro del grupo de pilotes no forma parte de la masa de suelo que se desplaza, sino que cada pilote individual se desplaza con respecto al suelo que lo rodea. Esta situación ocurre cuando la suma de las capacidades de carga de los pilotes considerados individualmente es menor que la capacidad de carga del grupo de pilotes considerado como un bloque. En este caso la capacidad de carga del grupo está dada por la expresión: [7]

$$Q'g(u) = n * Qu$$

Dónde:

n: Número de pilotes del grupo.

Qu: Capacidad de carga de cada pilote aislado.

Q'g(u): Capacidad de carga del grupo de pilotes.

Caso B: Denominado falla como grupo o como bloque, corresponde al caso en que la masa de suelo comprendida dentro del grupo se desplaza junto con los pilotes en el momento de la falla; este mecanismo de falla ocurre cuando la capacidad de carga del grupo considerado como un bloque resulta menor que la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales. En este caso la capacidad de carga del grupo viene dada por la expresión: [8]

$$Q''g(u) = qd * Ag + \sum Ss * Alg$$

Dónde:

qd: capacidad de carga (unitaria) del suelo bajo el grupo de pilotes.

[7] BRAJA M. Das. *Ob. Cit.* Pág. 648

[8] Ibid. Pág. 649

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Ag: sección transversal del grupo de pilotes.
Ss: fricción lateral en la superficie lateral del grupo.
Alg: área lateral del grupo.

Una vez calculados $Q'g(u)$ y $Q''g(u)$, se comparan estos valores; el menor de los dos es la capacidad de carga del grupo de pilotes. El análisis de los resultados que se obtienen de los cálculos antes indicados, arroja las siguientes conclusiones:

Sólo puede ocurrir que $Q''g(u) < Q'g(u)$ para pilotes de fricción en arcilla. En estos casos se deben calcular ambos valores y tomar el menor.

Para pilotes de fricción en arena y pilotes de punta, siempre se obtiene $Q''g(u) > Q'g(u)$. En consecuencia, en estos casos es innecesario hacer el cálculo del Caso B. siendo suficiente trabajar con las capacidades de carga de los pilotes aislados. Esto es aplicable en el presente proyecto, pues tenemos suelos granulares; y la punta del pilote se cimienta sobre una arena fina densa; por lo que la capacidad de carga de grupo de pilotes se hallará sumando las capacidades de carga de los pilotes considerados individualmente. [9]

1.3.4. Asentamiento de un pilote aislado

El asentamiento de un pilote aislado se puede calcular por la expresión:

$$Wo = Ws + Wpp + Wps$$

Dónde:

Wo: Asentamiento del pilote aislado.
Ws: Asentamiento debido a la deformación axial del pilote.
Wpp: Asentamiento de la punta del pilote causada por la carga transmitida en la punta.
Wps: Asentamiento de la punta del pilote causada por la carga transmitida por fricción.

Estas componentes del asentamiento se calculan por medio de las fórmulas:

[9] BRAJA M. Das. *Ob. Cit*. Pág. 651

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$Ws = (Qp + \alpha * Qs) * L/ (E * A)$$

Dónde:

Qp: Parte de la carga de trabajo transmitida por la punta del pilote.

α: Parte de la carga de trabajo transmitida por fricción lateral.

Qs: Coeficiente que depende de la forma de la distribución de la fricción lateral en la profundidad del pilote:

0.5 Para distribución uniforme o parabólica.

0.67 Para distribución triangular variando de cero en la cabeza del pilote hasta un máximo en la punta.

0.33 Para distribución triangular variando de un máximo en la cabeza del pilote hasta cero en la punta.

L: Longitud del pilote.

E: Módulo de elasticidad del pilote.

A: Sección transversal del pilote.

$$Wpp = (Cp * Qp)/(b * qd)$$

Dónde:

Cp: Coeficiente empírico que depende del tipo de suelo y del método de construcción del pilote, 0.03 para pilotes hincados en arena densa o suelta.

b: Diámetro o ancho del pilote.

qd: Capacidad de carga del suelo bajo la punta del pilote.

$$Wps = (Cs * Qs)/(d * qd)$$

Dónde:

Cs = (0.93 + 0.16 d/b) * Cp

d: longitud enterrada del pilote

- **Para pilote de 35 cm. de diámetro:**

  Qp = 0.9031 * 55.0 = 49.67 ton

  Qs = 0.0969 * 55.0 = 5.33 ton

  α = 0.50

  L = 5.10 m.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$Ec = 15100\sqrt{210} = 0.22$ E 6 kg/cm^2; $Ac = 962$ cm^2

$Es = 2$ E 6 kg/cm^2; $As = 6.45$ cm^2

Ws = (49670 + 0.5 * 5330) * 510 / (0.22E6 * 962 + 2E6 * 6.45) = 0.12 cm.

$qd = 0.94 * 120 = 112.8$ kg/cm^2

Wpp = 0.03 * 49670 / (35 * 112.8) = 0.37 cm.

Cs = (0.93 + 0.16 * 700 / 35) * 0.03 = 0.12

Wps = 0.12 * 5330 / (35 * 112.8) = 0.16 cm.

Wo = 0.12 + 0.37 + 0.16 = 0.65 cm.

- **Para pilote de 40 cm. de diámetro:**

Qp = 0.914 * 70.0 = 63.98 ton

Qs = 0.086 * 70.0 = 6.02 ton

α = 0.50

L = 5.10 m.

$Ec = 15100\sqrt{210} = 0.22$ E 6 kg/cm^2; $Ac = 1257$ cm^2

$Es = 2$ E 6 kg/cm^2; $As = 6.45$ cm^2

Ws = (63980 + 0.5 * 6020) * 510 / (0.22E6 * 1257 + 2E6 * 6.45) = 0.12 cm.

$qd = 0.94 * 120 = 112.8$ kg/cm^2

Wpp = 0.03 * 63980 / (40 * 112.8) = 0.43 cm.

Cs = (0.93 + 0.16 * 700 / 40) * 0.03 = 0.11

Wps = 0.11 * 6020 / (40 * 112.8) = 0.15 cm.

Wo = 0.12 + 0.43 + 0.15 = 0.70 cm.

1.3.5. Asentamiento de un grupo de pilotes en suelo granular

El asentamiento de un grupo de pilotes se calcula por la expresión:

$$Wg = Wo * \sqrt{\frac{B}{b}}$$

Dónde:

Wg: Asentamiento del grupo de pilotes.

Wo: Asentamiento de pilote aislado.

B: La menor dimensión del grupo de pilotes.

b: Ancho o diámetro del pilote aislado.

Asumiendo un grupo de pilotes con:

B = 400 cm. (bastante conservador)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- **Para pilotes de 35 cm. de diámetro:**

$$\text{Wg} = 0.65 * \sqrt{\frac{400}{35}} = 2.20 \text{ cm}$$

- **Para pilotes de 40 cm. de diámetro:**

$$\text{Wg} = 0.70 * \sqrt{\frac{400}{40}} = 2.37 \text{ cm}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO II

ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN SISMO RESISTENTE

Los principales criterios que son necesarios tomar en cuenta para lograr una estructura sismo-resistente, son:

2.1.1. Simplicidad y simetría

La experiencia ha demostrado repetidamente que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos. Hay dos razones principales para que esto sea así. Primero, nuestra habilidad para predecir el comportamiento sísmico de una estructura es marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas; y segundo, nuestra habilidad para idealizar los elementos estructurales es mayor para las estructuras simples que para las complicadas. La simetría de la estructura en dos direcciones es deseable por las mismas razones; la falta de simetría produce efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos. [10]

2.1.2. Resistencia y ductilidad

Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada una de sus elementos.

Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia. La característica fundamental de la solicitación sísmica es su eventualidad; por esta razón, las fuerzas de sismo se establecen para valores intermedios de la solicitación, confiriendo a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, debiendo complementarse el saldo otorgándole una adecuada ductilidad. Esto requiere preparar a la estructura para ingresar en una etapa plástica, sin que se llegue a la falla. Otro antecedente importante que debe

[10] CABRERA CABRERA, Elmer. *Diseño Estructural en Concreto Armado*. Pag. 16

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

ser tomado en cuenta en la concepción de estructura aporticadas, es la ubicación de las rótulas plásticas. El diseño debe tender a que estas se produzcan en los elementos que contribuyan menos a la estabilidad de la estructura, por esta razón, es conveniente que se produzcan en las vigas antes que en las columnas. Los criterios de ductilidad deben también extenderse al dimensionamiento por corte, ya que en el concreto armado la falla por corte es de naturaleza frágil. Para lograr este objetivo, debe verificarse en el caso de una viga, que la suma de los momentos flectores extremos divididos por la luz sea menor que la capacidad resistente al corte de la viga; y en general para cualquier elemento, que la resistencia proporcionada por corte sea mayor que la resistencia proporcionada por flexión. [11]

2.1.3. 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. En el diseño de estructuras donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, es necesario tener en cuenta el efecto adverso que implicaría la falla de uno de los elementos o conexiones en la estabilidad de la estructura. [12]

2.1.4. 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.[13]

2.1.5. 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. Las estructuras flexibles tienen la ventaja de ser más fáciles de analizar y de alcanzar la ductilidad deseada. Sus desventajas son: que el pórtico flexible tiene dificultades en el proceso

[11] CABRERA CABRERA, Elmer. Ob. Cit. Pag. 16
[12] Ibid. Pag. 16
[13] Ibid. Pag. 16

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

constructivo ya que puede existir gran congestionamiento de acero en los nudos, que los elementos no estructurales pueden invalidar el análisis ya que al ser difíciles de separar completamente de la estructura es posible que introduzcan una distribución diferente de esfuerzos y que las deformaciones son significativas siendo a menudo excesivas. Las estructuras rígidas tienen la ventaja de no tener mayores problemas constructivos y no tener que aislar y detallar cuidadosamente los elementos no estructurales, pero poseen la desventaja de no alcanzar ductilidades elevadas y su análisis es más complicado. Actualmente es práctica generalizada la inclusión de muros de corte en edificios aporticados a fin de tener una combinación de elementos rígidos y flexibles. Con esto se consigue que el muro limite la flexibilidad del pórtico, disminuyendo las deformaciones, en tanto que el pórtico le confiere la hiperestaticidad al muro, otorgándole mejor posibilidad de disipación de energía sísmica. [14]

2.1.6. Existencia de losas que permiten considerar a la estructura como una unidad (diafragma rígido)

En los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, que permite la idealización de la estructura 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. Debe tenerse especial cuidado en las reducciones de planta con zonas tipo puente. Las estructuras alargadas en planta tienen mayor posibilidad de sufrir diferentes movimientos sísmicos aplicados en sus extremos, situación que puede producir resultados indeseables. Una solución a este problema es independizar el edificio en dos o más secciones, mediante juntas de separación sísmica, que deben ser debidamente detalladas y construidas para evitar el choque de dos edificaciones vecinas. [15]

2.1.7. Elementos no estructurales

Otro aspecto que debe ser tomado en cuenta en una estructuración es la influencia de los elementos secundarios. Si la estructura está conformada básicamente por

[14] CABRERA CABRERA, Elmer. Ob. cit. Pag. 16
[15] Ibid. Pag. 17

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

pórticos, con abundancia de tabiquería, esta no se podrá despreciar en el análisis, pues su rigidez será apreciable. Si la estructura es rígida, estando conformada por muros de concreto (placas) y pórticos es probable que la rigidez de los tabiques de ladrillo sea pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado; en estos casos, despreciar en el análisis los tabiques no será tan importante. [16]

2.1.8. Sub - estructura o cimentación

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. Mientras menos duros sean los terrenos de cimentación es mayor la importancia de considerar la posibilidad de giro de la cimentación, el cual afecta desde la determinación del período de vibración, el coeficiente sísmico, la distribución de fuerzas entre placas y pórticos y la distribución de esfuerzos en altura hasta los diseños de los diferentes elementos estructurales.

2.2. ESTRUCTURACIÓN

Se ha buscado una disposición apropiada de los distintos elementos resistentes, de tal forma que la estructura sea capaz de soportar todas las solicitaciones a las que sea sujeta en su vida útil y a la vez sea también estética, funcional y económica.

[16] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 17

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Se eligió usar losas aligeradas que son las más usadas en el Perú, por las Siguientes razones:

- El hecho de empotrar las tuberías de desagüe en la losa, lo cual obliga a usar como mínimo espesores de 17 y/o 20 cm. Una losa maciza de este peralte es demasiado cara y pesada. El hecho que la mano de obra sea relativamente económica hace que el costo de la colocación del ladrillo hueco no influya en el costo total de la obra.
- El menor costo de un encofrado para losas aligeradas en relación a los encofrados de las demás losas.
- El criterio práctico y la experiencia adquirida por muchos expertos en diseño de concreto armado indica que una losa aligerada es económica hasta una luz de 7 m. aproximadamente.

Se ha techado en la dirección de menor longitud, con la finalidad de evitar que los esfuerzos por flexión y cortante y las deformaciones sean de gran magnitud. En los ductos las viguetas son continuas, se han eliminado los ladrillos y la losita. Debido a la diversidad de peraltes que presentarían las vigas, se uniformizó el peralte de éstas para facilitar el anclaje del acero y la colocación del encofrado. Las vigas principales, las que cargarán el aligerado, estarán en la dirección de los ejes de los números y serán las más peraltadas como se verá en la parte de pre-dimensionamiento. Las vigas secundarias, las que no cargan el aligerado, estarán en la dirección de los ejes de las letras y serán menos peraltadas. En el presente proyecto, el peralte mayor de las columnas estará en la dirección de los ejes principales, para resistir los efectos de las cargas de gravedad de la losa trasmitidas por las vigas. Uno de los principales problemas que ocasionan las fuerzas horizontales de sismo sobre una estructura, son las deformaciones horizontales excesivas. Ante estopara limitar los desplazamientos laterales de la edificación durante un sismo, se recurrió al uso de muros o placas en ambas direcciones, los cuales proporcionan una gran rigidez lateral, superior a la que puede proporcionar un pórtico formado por columnas y vigas; este criterio en la actualidad es el más usado en el diseño sismo-resistente. En una estructura muy flexible, es decir aquella que tiene deformaciones laterales importantes, se

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

producirían mayores problemas durante un sismo, como son un mayor efecto de pánico entre sus ocupantes, posibles choques con edificaciones vecinas, mayor probabilidad de rotura de vidrios, mayores efectos de esbeltez de columnas, etc. Se han ubicado las placas de tal manera que guarden simetría para así no crear efectos de torsión. [17]

Distribución de las plantas típica de ambientes:

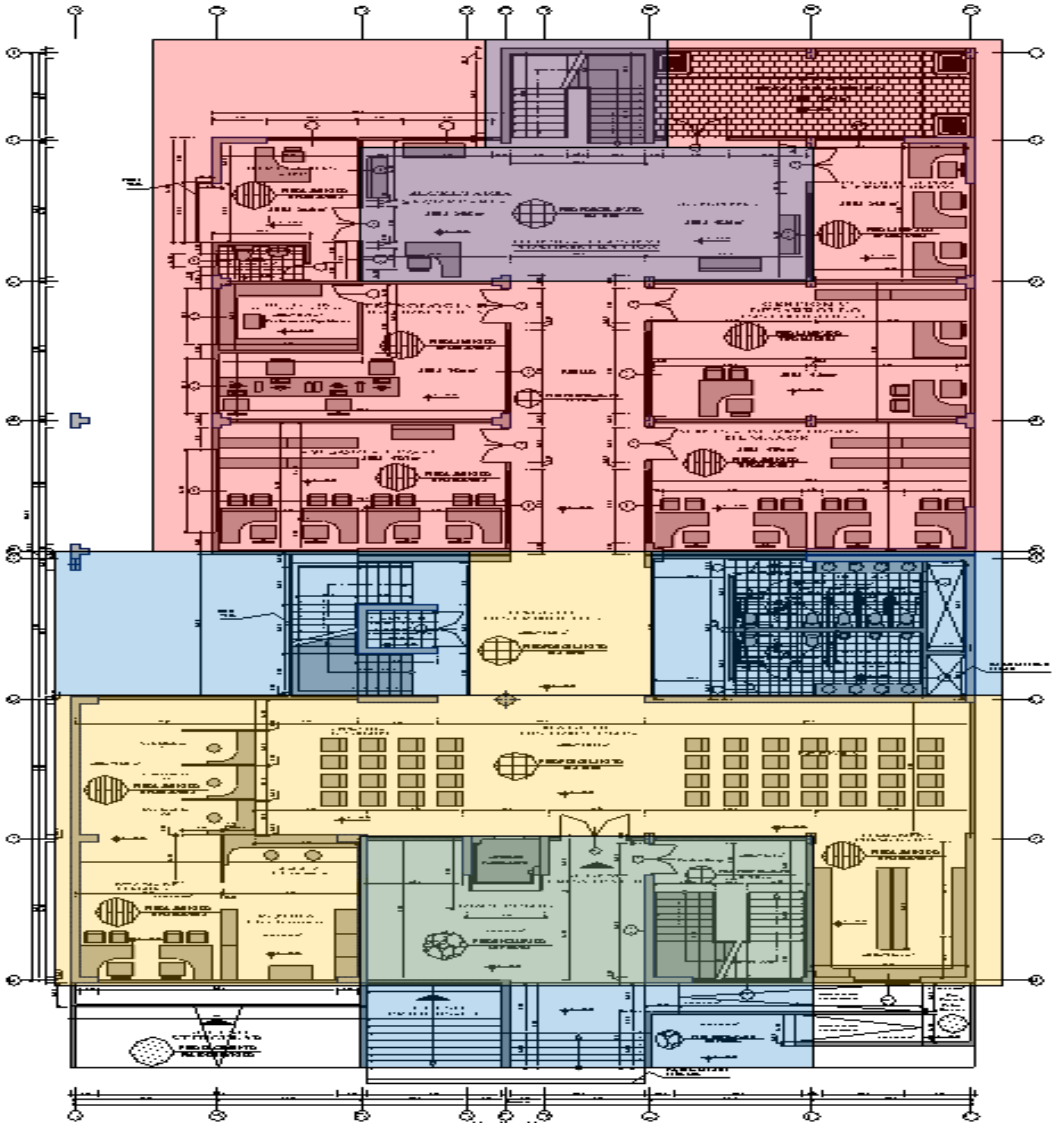


Figura 3: Distribución en planta

- Zona de oficinas y archivos.
- Zona de atención al público.
- Zona de circulación y servicios.
- Zona de actividades socio - culturales.

[17] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 18

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

✓ **Estructuración de elementos verticales en el bloque A:**

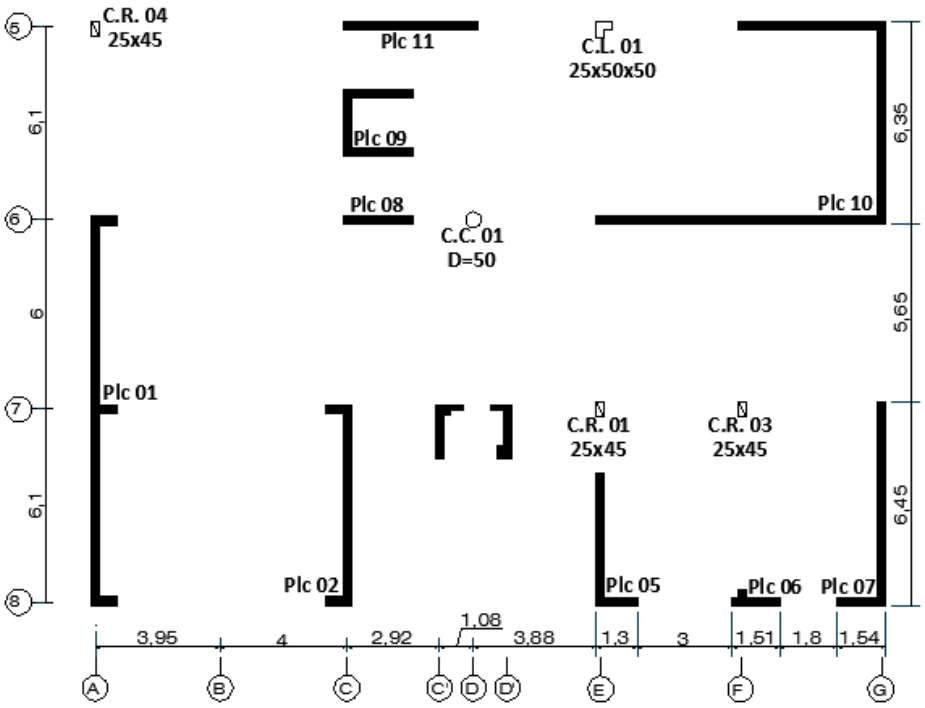


Figura 4: Estructuración bloque A

✓ **Estructuración de elementos verticales en el bloque B:**

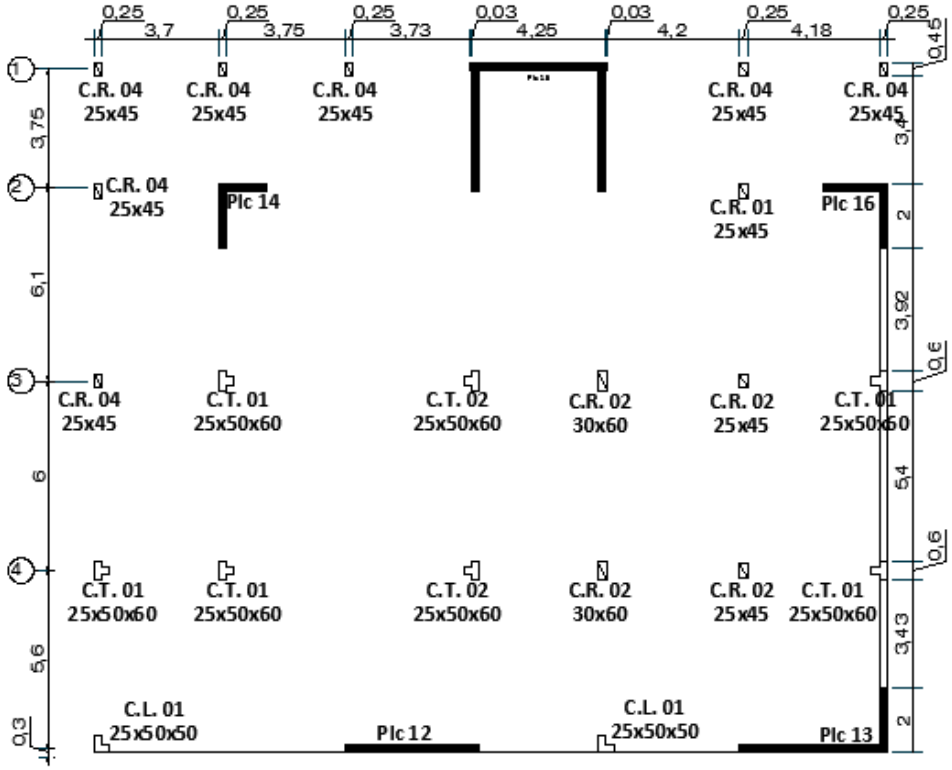


Figura 5: Estructuración bloque B

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

2.3. PREDIMENSIONAMIENTO

2.3.1. Losa Aligerada

- Criterio 1: El Reglamento Nacional de Edificaciones da peraltes mínimos para no verificar deflexiones: "En losas aligeradas continúas conformadas por viguetas de 10 cm. de ancho, bloques de ladrillo de 30 cm. de ancho y losa superior de 5 cm., con sobrecargas menores a 300 Kg/cm2 y luces menores de 7.5 m., el peralte debe cumplir: $h \geq L / 25$".

- Criterio 2: Es el que tomaremos en cuenta por el tipo de sobre carga de la estructura S/C 500 kg/m2

S/C	150	200	250	300	350	400	500
H	L/ 30	L/ 28	L/ 26	L/ 24	L/ 22	L/ 21	L/ 20

Tabla 2: Altura de losa aligerada

$$H = \frac{448}{20}$$

$H \geq 22.40cm.$

Se debería usar un peralte total de 25 cm. pero al diseñar el aligerado se obtienen cuantías de acero y esfuerzos de corte muy altos obligando a retirar muchos ladrillos para aumentar la resistencia de corte de la vigueta, por lo que se optó por un peralte de 30 cm. [18]

2.3.2. Escalera

En el pre-dimensionamiento de la escalera se toma en cuenta el reglamento nacional de construcción en donde se señala que debe verificarse lo siguiente: $60cm. \leq 2cp + p \leq 64cm.$ El ancho de escalera es de 1.80m, cada paso mide 25cm,

[18] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 18

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

mientras que cada contrapaso tiene una medida de 18.5cm. y el espesor de la garganta de la escalera es de 15cm. Remplazando en la desigualdad arriba señalada se tiene que 2cp + p es igual a 62cm con lo cual se cumple con lo que señala el reglamento nacional de edificaciones.

2.3.3. Vigas

Al pre-dimensionar las vigas, se tiene que considerar la acción de cargas de gravedad y de sismo. Hay criterios prácticos que, de alguna manera, toman en cuenta la acción de combinada de cargas verticales y de sismo, a continuación, se muestra alguno de estos criterios. [19]

h = L / 12 @ L / 10
h = L / 10 (criterio práctico frente a sismos)
b = 0.3 h @ 0.5 h

De acuerdo a los criterios anteriores:
Vigas principales: h = 600/10; h = 60 cm; b = 25 cm
Vigas secundarias: h = 448/10; h = 50 cm; b = 25 cm

2.3.4. Columnas

Se siguió el criterio de dimensionamiento por carga vertical, pues en la edificación se ha usado el sistema de pórticos y muros de corte, el cual permite que los momentos en las columnas debido a sismo se reduzcan muy considerablemente. Para este tipo de edificio se recomiendan los siguientes criterios de pre-dimensionamiento: [20]

a. Columnas Centrales:

$$\text{Area} = \frac{\text{P(servicio)}}{0.45 * \text{f'c}}$$

[19] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 19
[20] Ibid. Pag. 19

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

b. Columnas Exteriores o Esquineras:

$$\text{Area} = \frac{\text{P(servicio)}}{0.35 * \text{f'c}}$$

Mostramos un ejemplo del pre-dimensionamiento:

- Se supone un peso por piso de 0.9 ton / m^2.

- Columna interior C - 3:

  Número de pisos = 11

  Área tributaria: (4.25 * 6.00) = 25.50 m^2

  Peso total (ton) = 0.9 ton / m^2 * 25.50 m^2 * 11 pisos = 252.45 ton

  Área de la columna = 2671.43 cm^2

  Se escoge columna de sección 45 * 60cm^2

  45 * 60 = 2700 >2671.43 Ok

2.3.5. Placas

Es difícil poder fijar un dimensionamiento para las placas puesto que, como su principal función es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total, aliviando más a los pórticos. Se han considerado placas de 25 cm. de espesor por ser éste el ancho de las vigas. La evaluación final de la longitud de las placas se hizo después de realizar el análisis sísmico, en donde se buscó una adecuada rigidez lateral en ambas direcciones. [21]

[21] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 20

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO III

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1. CRITERIOS SISMO RESISTENTES

Debido a que nuestro país está ubicado en una zona de alta actividad sísmica, el análisis sísmico es de carácter obligatorio para proyectar estructuras sismo-resistentes.

El objetivo del diseño sismo-resistente es proyectar edificaciones de modo que se comporten ante sismos según los siguientes criterios:

- Resistir sismos leves sin daños.
- Resistir sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves.
- Resistir sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia del colapso de la edificación.
- Se considera que el colapso de una edificación ocurre al fallar y/o desplomarse (caerse) parcial o totalmente su estructura con la posibilidad de ocurrencia de daños personales y/o materiales.
- El sistema debe ser capaz de sobrevivir a los movimientos sísmicos a los que estará sujeta la estructura durante su vida útil. Esta deberá ser lo suficientemente fuerte y dúctil como para soportar los esfuerzos generados por las deformaciones internas.
- El análisis sísmico se realizó de acuerdo a lo estipulado en "La Norma de Diseño Sismo-resistente E.030" [22]

[22] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 23

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.2. PROGRAMA DE AYUDA ETABS

Para realizar el modelo estructural del edificio se usó el programa ETABS versión 2013, Se empezó definiendo el número de pisos que tendrá la edificación, que en este caso será de 11 pisos, cada uno de una altura de 3.20 m. Posteriormente se definen los ejes para la ubicación de los elementos estructurales. Luego, se define el material con el cual se trabajará. En este aspecto, se define un concreto de resistencia de 210 Kg/cm2 este será el concreto tanto de columnas, vigas, placas como de losa. Como siguiente paso, se define la sección de los elementos estructurales, las columnas serán de 60x45 las vigas de 60x25 las placas serán de 25 de espesor, todo en Cm. Con ello se procede a dibujar en su respectiva ubicación estos elementos, considerando su base empotrada, de esa manera se restringe el giro de los soportes en la base debida principalmente a que el suelo sobre el cual se cimienta es rígido. En cambio, si el suelo se tratará de un material blando podría considerarse la posibilidad de giro en cada soporte. Se pasa entonces a definir la sección de la losa que se dispondrá en el edificio dibujando paños soportados en la línea media de cada muro. La declaración de los casos de carga estática se realiza para el caso de carga muerta y carga viva. Considerando que solamente en el caso de carga muerta se considera el peso propio. Luego, siendo el objetivo realizar el método dinámico será necesario definir las masas de los entrepisos además del espectro de aceleraciones. Para el cálculo del peso del edificio se seguirá aquello que dispone la norma técnica E.030, que en su artículo 16.3 declara: "En edificaciones de la categoría B, se tomará el 50% de la carga viva". Para la definición del espectro de aceleraciones primero se debe establecer cuál es la función que relaciona el periodo con la aceleración espectral y luego se define el criterio de combinación que será utilizado. Para asegurar que en cada piso todos los elementos estructurales de ese piso tengan el mismo desplazamiento lateral frente a solicitaciones sísmicas, se debe asignar diafragmas rígidos a cada piso. [23]

[23] POMEZ VILLANUEVA David C. *Estudio de Alternativas Estructurales para el Techado de un Edificio de Oficinas.* Pag. 14

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

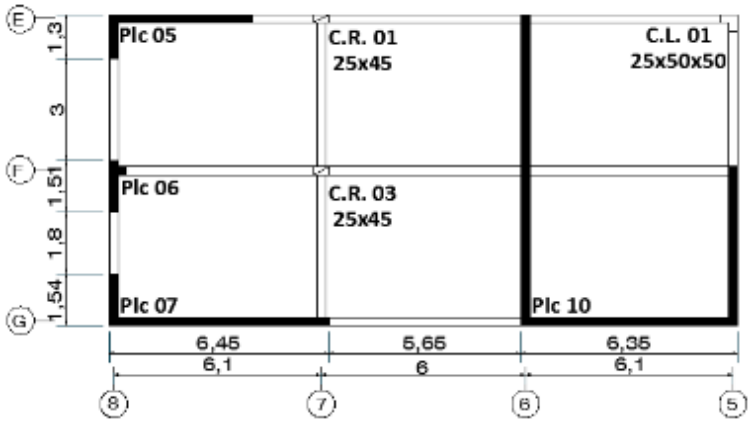


Figura 6: Planta a idealizar.

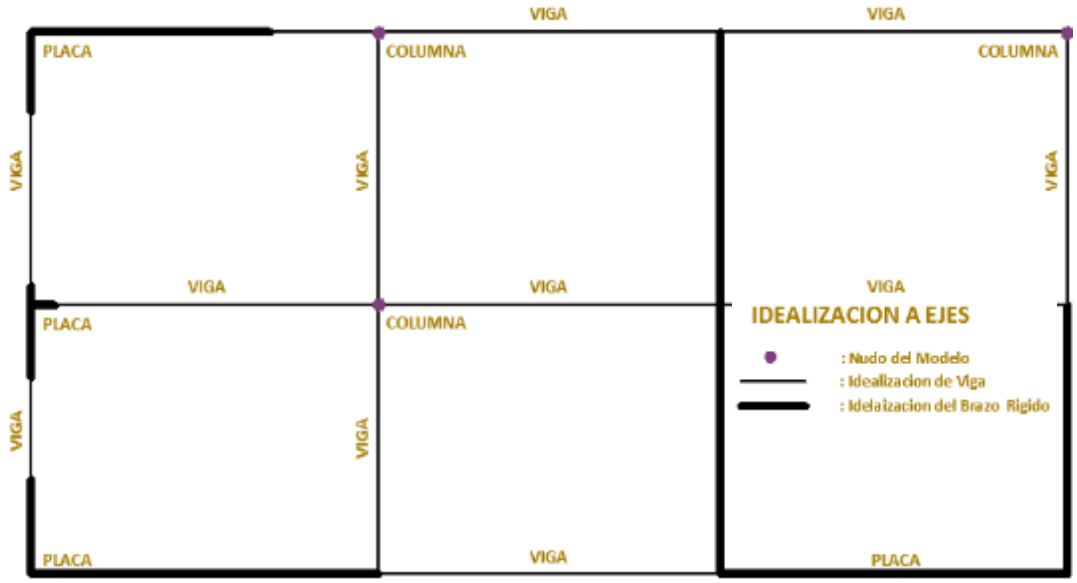


Figura 7: Planta Idealizada en Etabs.

3.3. PARÁMETROS DE ANÁLISIS SÍSMICO

3.3.1. Parámetros de sitio

a. Zonificación

Sabiendo que el proyecto se localizará en la ciudad de Puno se tiene que, según la tabla número 1 de la norma técnica E.030, la zona será la llamada zona 2 que tendrá como factor Z (aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años) 0.3. [24]

[24] NTE. E.30 Diseño Sismo Resistente. Art. 5

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

b. Condiciones geotécnicas

Será considerado el perfil del suelo como tipo S3, es decir suelos flexibles o con estratos de gran espesor, el cual tiene una capacidad portante de 0.78 Kg. /cm2. Sabiendo que se tiene un perfil del suelo tipo S3, en la tabla número 2 de la norma E.030 tenemos el periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo (Tp) como 0.9 y un factor de suelo (S) de 1.4. [25]

c. Factor de amplificación sísmica

Este factor será necesario evaluar cuando se realice el análisis dinámico y la expresión con la que se halla el valor de "C" (factor de amplificación sísmica) es:

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

Expresión que luego es útil para la determinación de la aceleración espectral para el análisis dinámico. [26]

d. Requisitos generales

d.1. Categoría de las edificaciones

El proyecto se trata de una edificación donde se reúnen gran cantidad de personas, por ello según la tabla número 3 de la norma técnica E.030 se tiene como factor de uso e importancia (U) a 1.3. [27]

d.2. Configuración estructural

La edificación es clasificada como regular debido a que no tiene discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales. [28]

[25] NTE. E.30 *Diseño Sismo Resistente*. Art. 5, d
[26] Ibid. Art. 7
[27] Ibid. Art. 10
[28] Ibid. Art. 11

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

d.3. Sistema estructural

El sistema estructural como ya ha sido mencionado es de muros estructurales por tanto de acuerdo a la tabla número 6 de la norma técnica E.030 y considerando que la configuración de nuestro edificio es el de una estructura regular, tendremos como coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas (R) el valor de 6.0. [29]

3.4. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

El edificio será analizado por fuerzas estáticas equivalentes del artículo 17 y análisis dinámico del artículo 18, siendo la altura de este 35.20m.

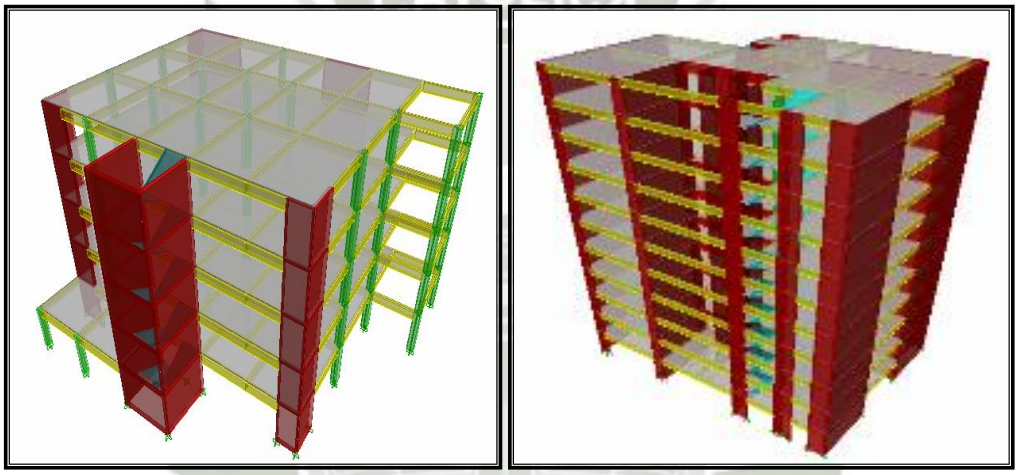


Figura 8: Modelo estructural en Etabs.

3.5. ANÁLISIS ESTÁTICO

El análisis estático podrá ser aplicado a estructuras clasificadas como regulares según el artículo 10 de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes del artículo 17. Para este caso el análisis estático solo será considerado para calcular el factor de corrección según la norma E.030 en su artículo 18.2 enciso c).

[29] NTE. E.30 *Diseño Sismo Resistente*. Art. 12

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.6. ANÁLISIS DINÁMICO

Puede ser utilizado para cualquier tipo de estructura, Según la norma E.030 el análisis dinámico puede efectuarse por combinación espectral o por medio de un análisis tiempo historia. Para este proyecto se utilizará el análisis por combinación espectral.

3.6.1. Peso del edificio

El peso del edificio se calcula según el artículo 16.3 de la norma técnica E.030 como la suma de la carga permanente con un porcentaje de la carga viva. Que en este caso es de 50% pues la edificación es de categoría B. El cálculo del peso de edificio sirve para cuando se deba verificar la fuerza cortante mínima en la base pues según el artículo 18.2 en su inciso c) esta fuerza cortante obtenida mediante el análisis dinámico no podrá ser, para estructuras regulares, menor que el 80% de la cortante basal calculada a partir de lo estipulado en el artículo 17.3 de la misma norma, la cual brinda la siguiente expresión para la fuerza cortante en la base. [30]

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

Expresión en donde P es el peso del edificio y por ello la importancia de conocer su valor numérico.

El metrado de carga muerta para la edificación es el siguiente:

a. Metrado de cargas

El procedimiento a seguir para el metrado de cargas es el siguiente:

- Se define las áreas tributarias de cada uno de los elementos verticales, es decir, columnas y placas.
- Se calcula, para cada columna y cada placa, el peso de todos los elementos que estén incluidos en el área tributaria que le corresponda.
- De manera análoga se calcula la carga viva del área tributaria y el proceso se lleva a cabo en los pisos típicos y en la azotea.

[30] NTE. E.30 *Diseño Sismo Resistente*. Art. 16, 16. 3.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

De esta manera se obtiene las cargas en los elementos verticales para su diseño y el de sus cimientos y, utilizando el porcentaje de carga viva que corresponde según la Norma de Diseño Sismo resistente E.030, se obtiene también el peso (y por ende la masa) a utilizar en el análisis sísmico.

b. Peso unitario de los elementos del edificio

Los pesos unitarios y sobrecargas considerados en el metrado del edificio son los siguientes:

- **Carga muerta**
  - Concreto Armado 2.40 ton/m3
  - Piso terminado 0.15 ton/m2
  - Aligerado h = 30 cm 0.42 ton/m2
  - Muro de albañilería 1.80 ton/m3
- **Carga viva o sobrecarga**
  - Oficinas 0.50 ton/m2
  - Adicional tabiquería móvil 0.05 ton/m2
  - Escalera 0.40 ton/m2

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

Piso	C.M.	C.V.	C.V. Techo	C.V. Escalera	Peso Parcial C.M.	P/Piso C.V.	P/Piso C.V. Techo	P/Piso C.V. Escalera	Peso C.V.	Peso C.V.*50%	Peso Parcial C.V.	Peso Parcial
1	4622,06	1643,37	0,00	0,00	450,15	196,50	0,00	0,00	196,50	98,25	294,75	744,90
2	4171,91	1446,87	0,00	154,23	416,90	160,76	0,00	16,12	176,88	88,44	265,32	682,22
3	3755,01	1286,11	0,00	138,11	376,90	160,77	0,00	16,13	176,90	88,45	265,35	642,25
4	3378,11	1125,34	0,00	121,98	456,91	160,76	0,00	16,13	176,89	88,44	265,34	722,25
5	2921,20	964,58	0,00	105,85	416,90	160,76	0,00	16,12	176,88	88,44	265,32	682,22
6	2504,30	803,82	0,00	89,73	421,90	160,77	0,00	16,13	176,90	88,45	265,35	687,25
7	2082,40	643,05	0,00	73,60	411,90	160,76	0,00	16,13	176,89	88,45	265,34	677,24
8	1670,50	482,29	0,00	57,47	416,90	160,76	0,00	16,13	176,89	88,45	265,34	682,24
9	1253,60	321,53	0,00	41,34	416,90	160,77	0,00	16,12	176,89	88,45	265,34	682,24
10	836,70	160,76	0,00	25,22	416,91	160,76	0,00	16,13	176,89	88,45	265,34	682,25
11	419,79	0,00	33,94	9,09	419,79	0,00	33,94	9,09	43,03	21,52	64,55	484,34
				Total (ton)	4622.06					Total (ton)	2747.31	7369,37

Tabla 3: Peso total de la estructura.

3.6.2. Aceleración espectral

Tanto para la dirección “X” como para la dirección “Y” se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, el cual se define de la siguiente manera:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Los valores de cada una de las variables ya han sido definidos por lo que se presenta a continuación a modo de resumen cada una de ellas. [31]

Parámetro	Valor	Descripción
Z	0,3	Zona 2
U	1,3	Factor de importancia
S	1,4	Factor de suelo
Tp	0,9	Periodo de la plataforma del suelo
R	6	coeficiente de reducción (Edificio regular)
ZUS/R	0,091	Constante

Tabla 4: Valor de los parámetros.

Con estos valores y junto con el factor de amplificación sísmica "C" se tiene la aceleración espectral en función del periodo "T" en la tabla 5.

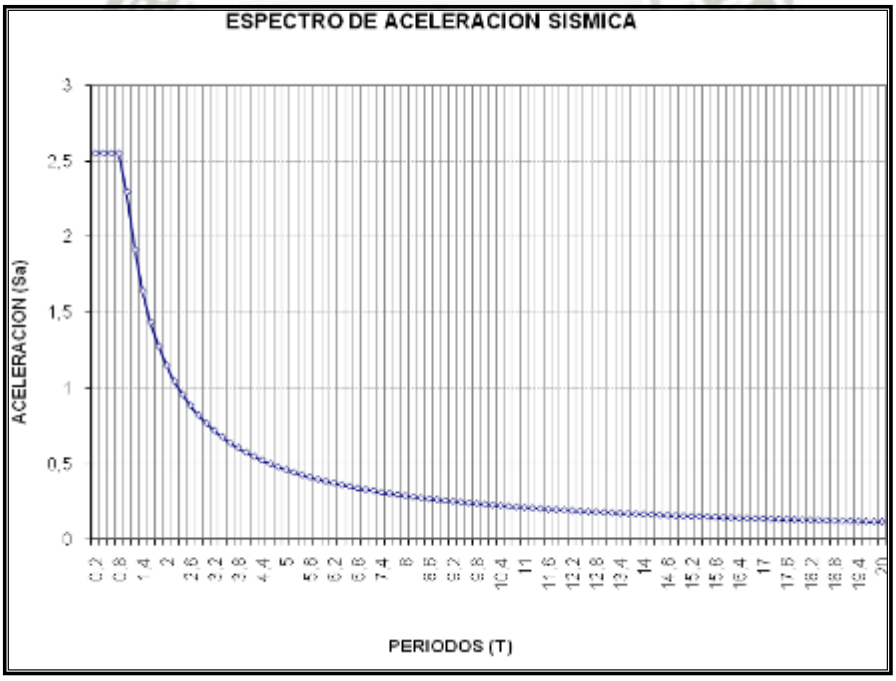


Tabla 5: Curva espectral.

3.6.3. Criterios de combinación

[31] POMEZ VILLANUEVA David C. *Ob. Cit.*. Pag. 46

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Según el artículo 18 inciso c) de la norma técnica E.030. Para obtener la respuesta máxima esperada puede usarse dos métodos. El primero de ellos toma el 0.75 de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados más el 0.25 de la suma de valores absolutos, mientras que el segundo método es el denominado "Combinación cuadrática completa" (CQC).

En este caso se usó el segundo método para hallar la respuesta máxima esperada tanto de las fuerzas internas como de los parámetros globales del edificio. [32]

3.6.4. Efecto de torsión

Se considera en el análisis una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo e igual a 0.05 veces la dimensión del edificio, según lo requiere la norma técnica E.030 en el artículo 18.2 inciso e) esto refiere, es debido a la incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel. [33]

3.6.5. Fuerza cortante mínima en la base

Según lo señala el artículo 18.2 en el inciso c) de la norma técnica E.030 se debe verificar que, en cada dirección de análisis, la fuerza cortante en la base del edificio sea mayor o igual al 80% del valor de fuerza cortante que se obtiene al aplicar el artículo 17.3 de la norma E.030, para el caso de una estructura regular y 90%, para el caso de una estructura irregular.

Por tanto, se debe hallar el valor de la fuerza cortante basal según el artículo 17.3 con la siguiente expresión:

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

Los valores de los parámetros ya han sido mostrados cuando se realizó la definición de la aceleración espectral. Sin embargo, se debe comprobar lo siguiente: [34]

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

[32] NTE. E.30 *Diseño Sismo Resistente*. Art. 18, c
[33] Ibid. Art. 18, e
[34] Ibid. Art. 18, c, c.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- Modo 1 Periodo 0.568 (Desplazamiento "Y")

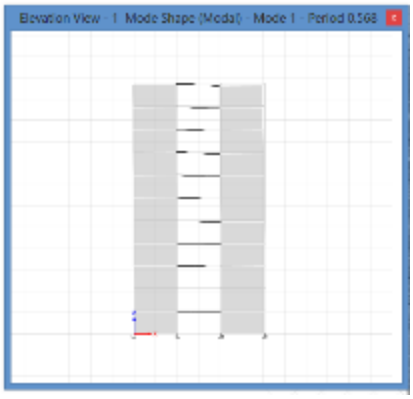


Figura 9: Momento flector en eje G

- Modo 2 Periodo 0.535 (Desplazamiento en "X")

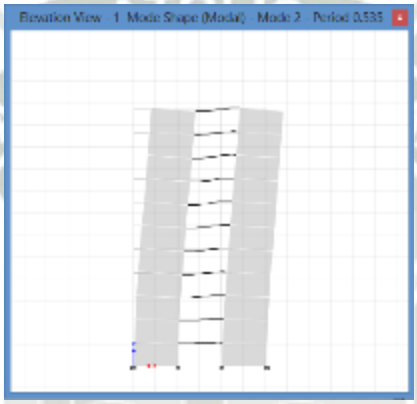


Figura 10: Momento flector en eje G

- Modo 3 Periodo 0.360 (Torsión)

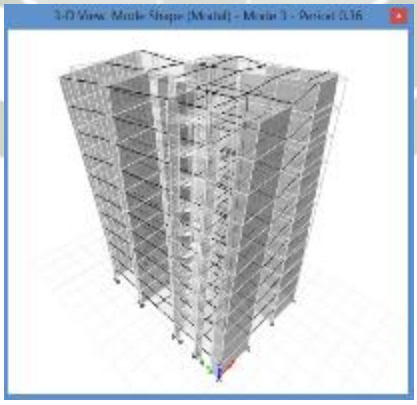


Figura 11: Torsión en 3D

Analizando la dirección "Y" se debe primero determinar el factor de amplificación sísmica "C" que depende del periodo T. El cuál es tomado como lo dice el artículo 18.2 inciso a). Se tiene en la dirección "Y" un periodo de 0.568

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

segundos. Con lo que el valor de C = 3.95 sin embargo "C" no puede ser mayor a 2.5 por tanto se toma como valor de "C" a 2.5.

Luego, C/R es igual a 0.42 cumpliendo con la restricción de que debe ser mayor que 0.125.

Finalmente, teniendo todos los datos necesarios para calcular el valor de la cortante basal, se tiene:

$$\text{Vy} = \frac{0.3 * 1.3 * 1.4 * 2.5}{7} * 7369.37 = 1437.03 \text{ ton}$$

En la dirección "X" se debe determinar el factor de amplificación sísmica "C" que depende del periodo T. El cuál es tomado como lo dice el artículo 18.2 inciso a). Se tiene en la dirección "X" un periodo de 0.535 segundos. Con lo que el valor de C = 4.20 sin embargo "C" no puede ser mayor a 2.5 por tanto se toma como valor de "C" a 2.5 luego, C/R es igual a 0.42 cumpliendo con la restricción de que debe ser mayor que 0.125.

Finalmente, teniendo todos los datos necesarios para calcular el valor de la cortante basal, se tiene:

$$\text{Vx} = \frac{0.3 * 1.3 * 1.4 * 2.5}{7} * 7369.37 = 1437.03 \text{ ton}$$

Se tiene por tanto un valor de fuerza cortante basal de acuerdo al artículo 17.3 de la norma técnica E.030 igual en la dirección "X" como en la dirección "Y". Entonces el valor mínimo de cortante que se debe comprobar es igual al 80% de 1437.03 toneladas.

De esta manera tenemos en la dirección "X" e "Y": [35]

	Dirección X	Dirección Y
Descripción	V(ton)	V(ton)
V estático	1437,03	1437,03
V mínimo (80% V est.)	1149,62	1149,62
V dinámico	567,62	610,43
V mín./ V din.	2,03	1,88

Tabla 6: Fuerzas cortantes.

[35] CHUQUIN MONTOYA Frank R. *Diseño de Edificio Multifamiliar de Concreto Armado de Siete Niveles*. Pag. 18

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En la dirección "X" e "Y" se tiene que la fuerza cortante en la base del edificio (V dinámico) es menor que el cortante mínimo. Por tanto, será necesario escalar los resultados obtenidos excepto los desplazamientos.

3.6.6. Desplazamientos laterales

Obtenidos los resultados en cuanto a los desplazamientos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas (se utilizó un coeficiente de reducción sísmica de R = 6) se procede al cálculo de los desplazamientos laterales inelásticos multiplicando por 0.75*R como lo indica la norma E.030 en su artículo 16.4.

Se halla los desplazamientos relativos de entrepiso y las derivas para verificar que se cumpla con el requerimiento de la norma sismo resistente que en su artículo 15.1 define como deriva máxima 0.007.

Se procede a realizar el análisis en la dirección X: En donde obtenidos los desplazamientos elásticos, se calcula el desplazamiento inelástico en cada piso. Luego, se halla el desplazamiento relativo de entrepiso y por último se halla la deriva de cada piso para verificar que se encuentre por debajo de 0.007. [36]

Entrepiso	D(m)	D*0,75*R(m)	Entrepiso	Deriva	< 0,007
1	0,000463	0,00208	0,00427	0,001	ok
2	0,001412	0,00635	0,00427	0,001	ok
3	0,002712	0,01220	0,00585	0,002	ok
4	0,004278	0,01925	0,00705	0,002	ok
5	0,006033	0,02715	0,00790	0,002	ok
6	0,007913	0,03561	0,00846	0,003	ok
7	0,009862	0,04438	0,00877	0,003	ok
8	0,011834	0,05325	0,00887	0,003	ok
9	0,013791	0,06206	0,00881	0,003	ok
10	0,015710	0,07070	0,00864	0,003	ok
11	0,017585	0,07913	0,00844	0,003	ok

Tabla 7: Desplazamientos laterales en "X".

[36] CHUQUIN MONTOYA Frank R. *Ob. Cit.* Pag. 19

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

La deriva máxima obtenida en el último piso es de 0.003 la cual es menor que la máxima admisible que es 0.007 por tanto se puede afirmar que en la dirección "X" se cumple con el requerimiento de la norma técnica E.030.

En la dirección "Y" se realiza el mismo procedimiento para hallar las derivas de cada piso y para ello se muestra la siguiente tabla en la cual se verifica que en la dirección "Y" se cumple con el requerimiento de la norma sismo-resistente. [37]

Entrepiso	D(m)	D*0,75*R(m)	Entrepiso	Deriva	< 0,007
1	0,000655	0,00295	0,00606	0,002	ok
2	0,002002	0,00901	0,00606	0,002	ok
3	0,003761	0,01692	0,00792	0,002	ok
4	0,005795	0,02608	0,00915	0,003	ok
5	0,007991	0,03596	0,00988	0,003	ok
6	0,010255	0,04615	0,01019	0,003	ok
7	0,012513	0,05631	0,01016	0,003	ok
8	0,014708	0,06619	0,00988	0,003	ok
9	0,016798	0,07559	0,00941	0,003	ok
10	0,018769	0,08446	0,00887	0,003	ok
11	0,020605	0,09272	0,00826	0,003	ok

Tabla 8: Desplazamientos laterales en "Y".

3.7. RESULTADO DE FUERZAS INTERNAS

Se muestran las fuerzas internas en el muro denominado PL-1 que forma parte del sistema estructural del edificio. Se presenta el diagrama de momento flector, de fuerza cortante y fuerza axial debido a los casos de carga SPECX y SPECY.

[37] CHUQUIN MONTOYA Frank R. *Ob. Cit.* Pag. 20

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- Momento Flector (toneladas x metro)

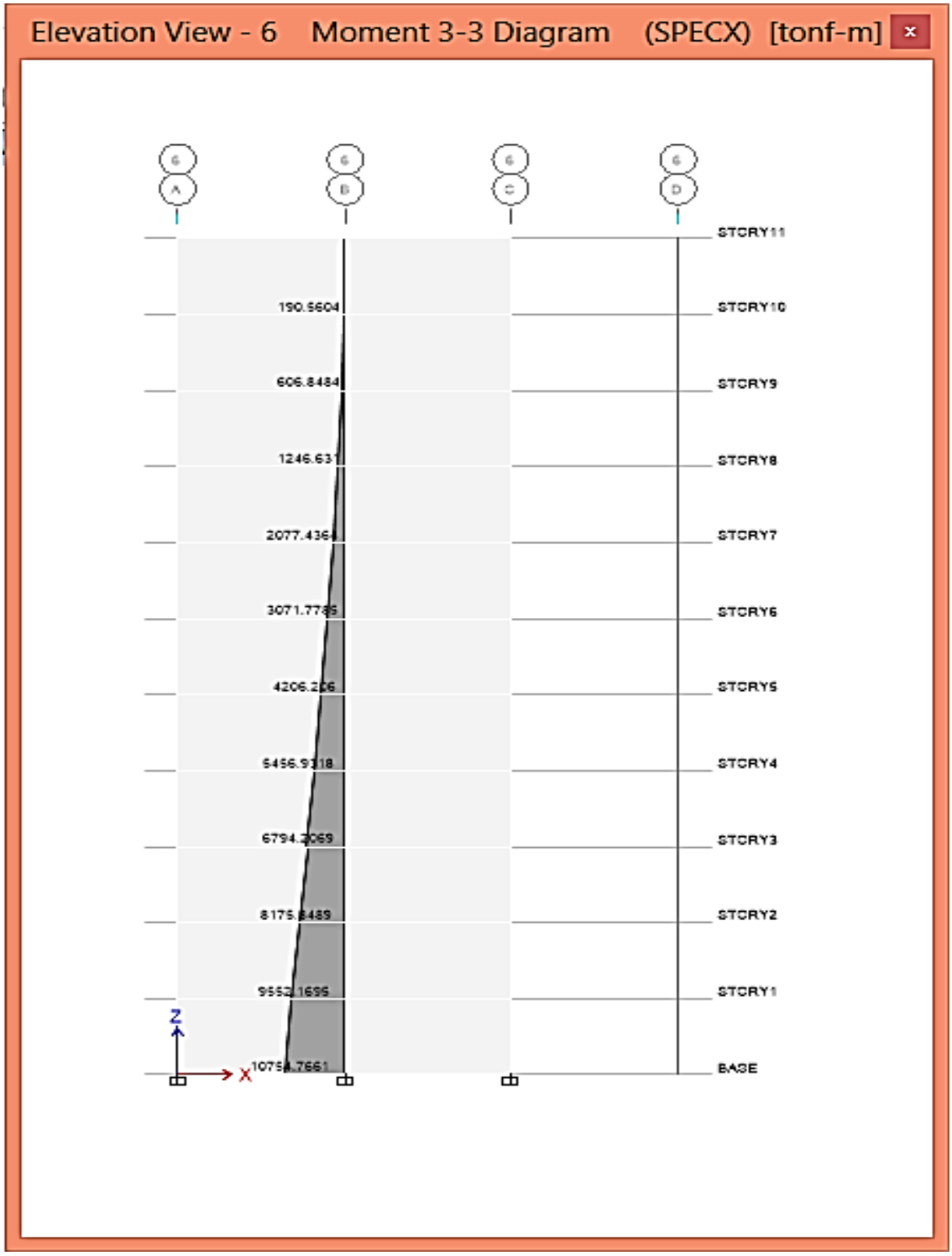


Figura 12: Momento flector en PL-1

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- Fuerza Cortante (toneladas)

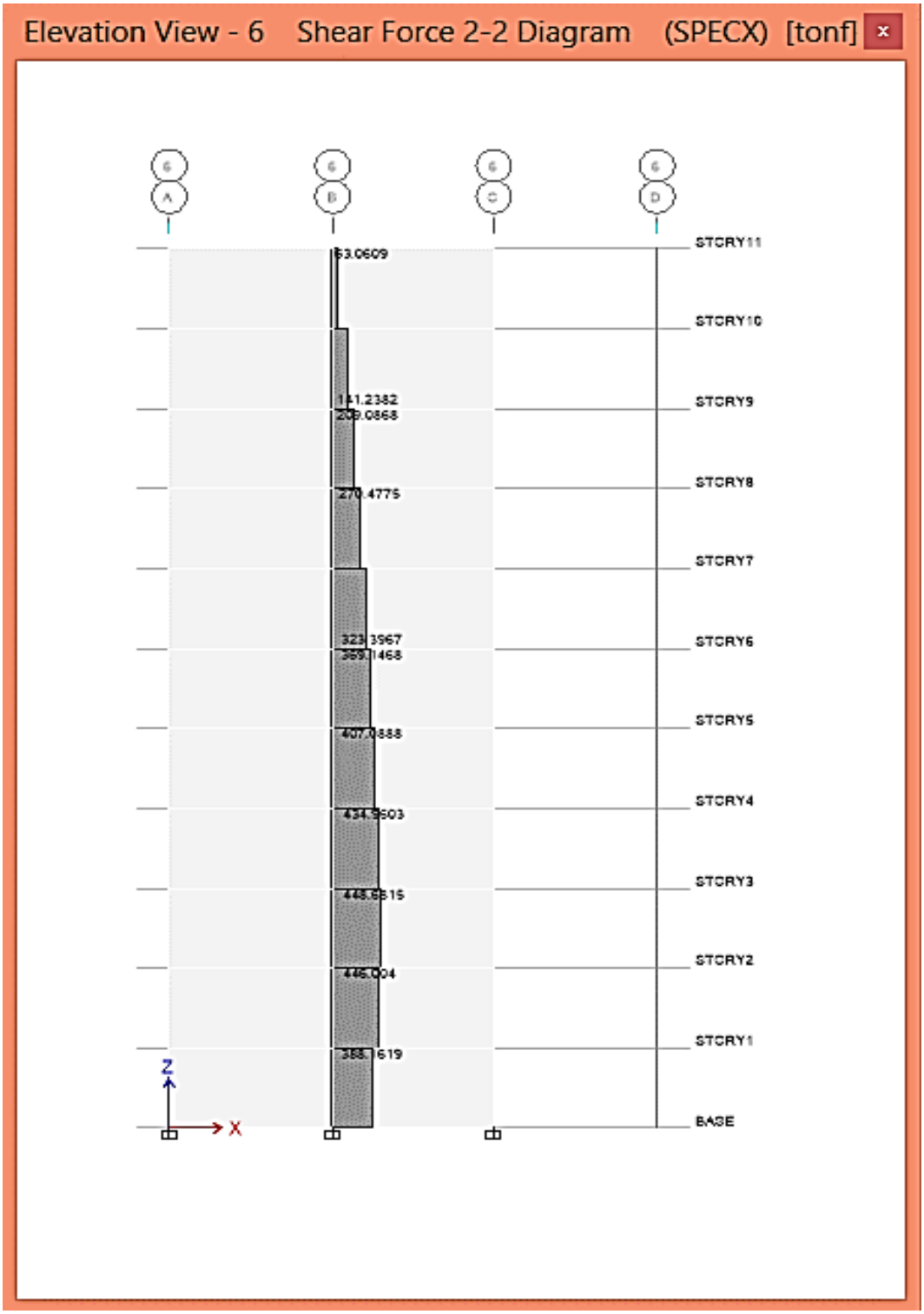


Figura 13: Fuerza cortante en PL-1

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- Fuerza Axial (toneladas)

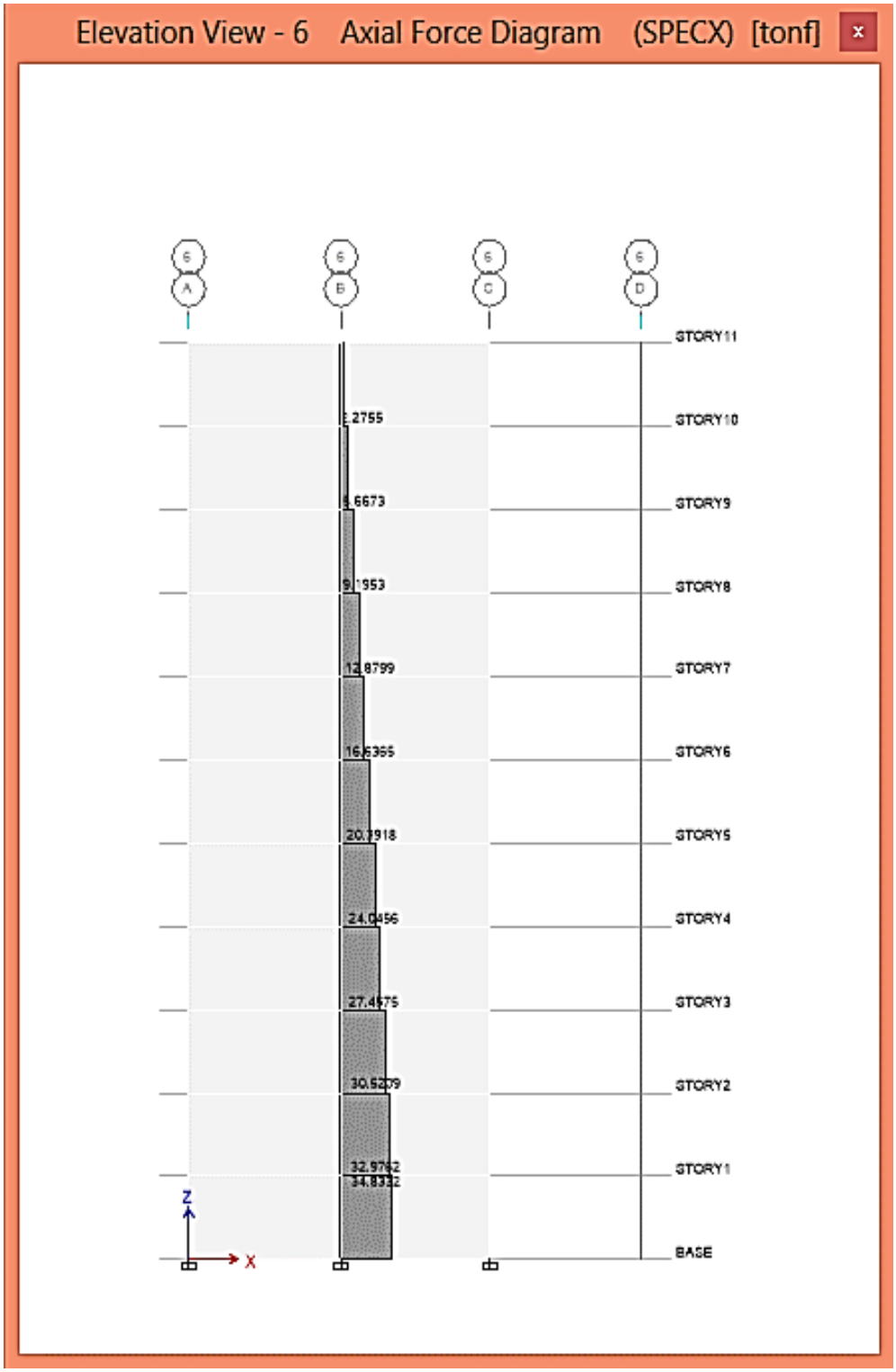


Figura 14: Fuerza axial en PL-1

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- Momento Flector (toneladas x metro)

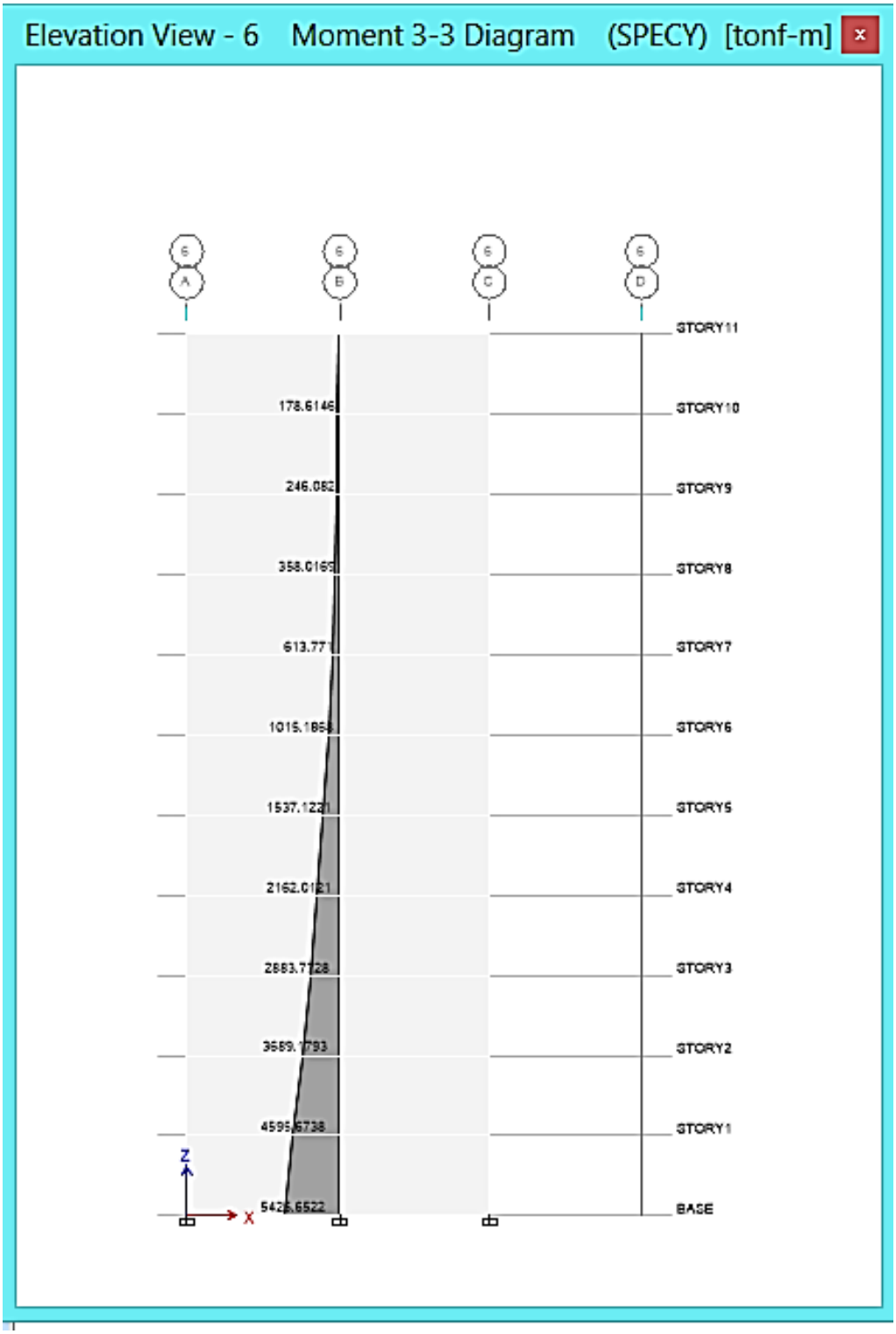


Figura 15: Momento flector en PL-1

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- Fuerza Cortante (toneladas)

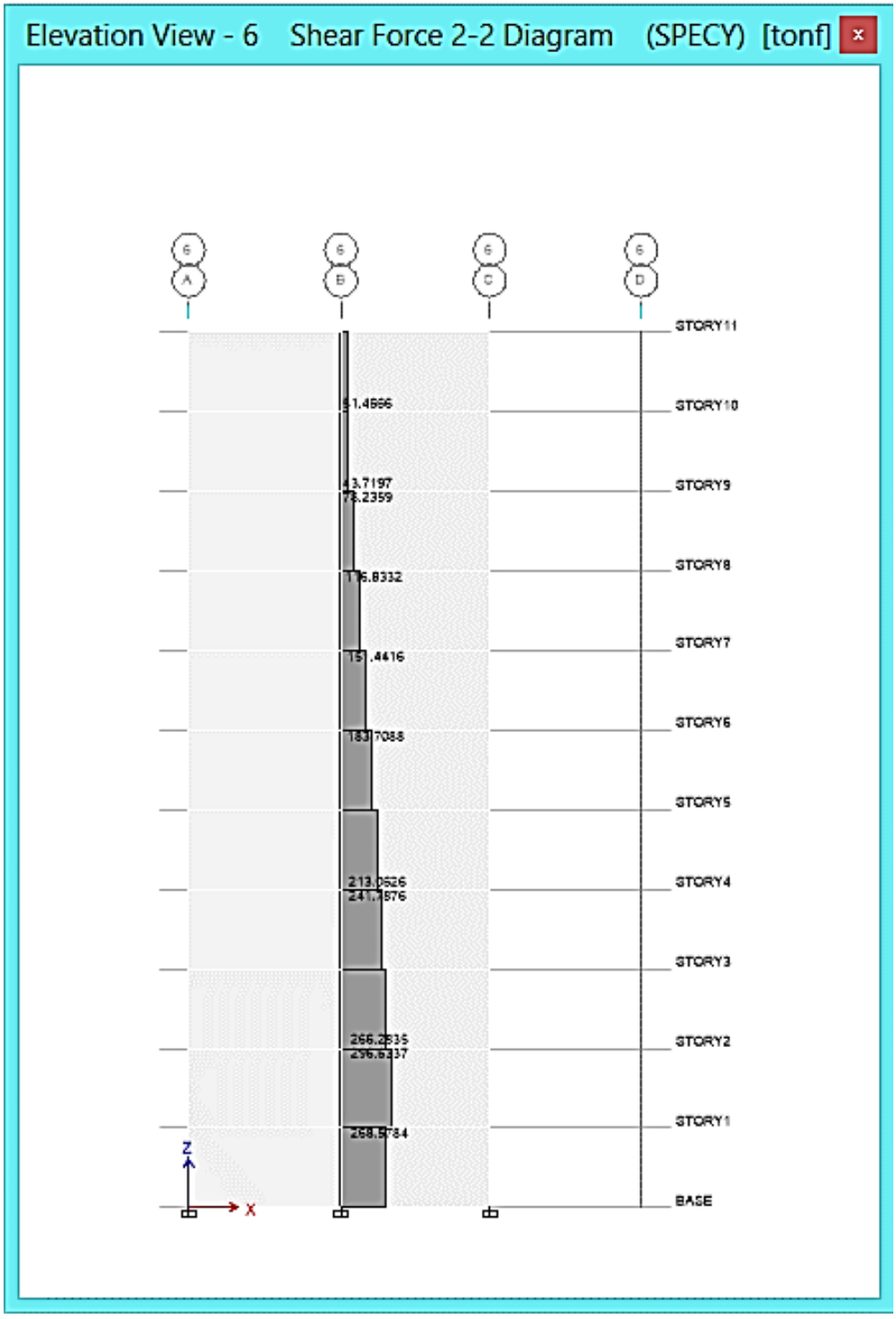


Figura 16: Fuerza cortante en PL-1

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- Fuerza Axial (toneladas)

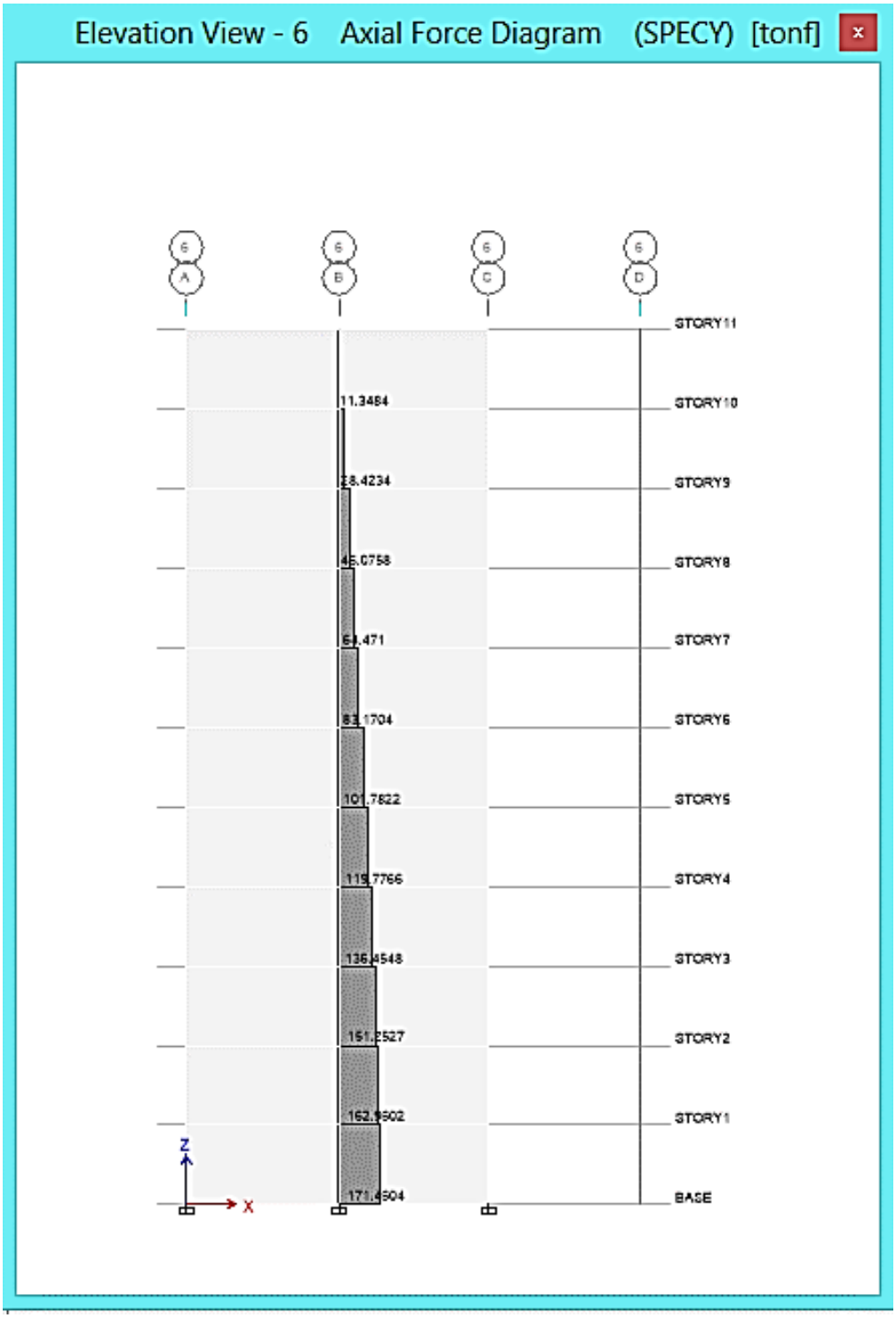


Figura 17: Fuerza axial en PL-1

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3.8. MOMENTOS DE VOLTEO

Toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir conjuntamente el momento de volteo que produce un sismo. Este momento de volteo se determinará mediante la fórmula:

$$Mv = \Sigma Fi * hi$$

Dónde:

Fi = fuerza sísmica del i-ésimo nivel.

hi = altura del i-ésimo nivel.

No se hará reducción en los 11 pisos superiores de cualquier edificación pudiendo hacerse una reducción del 2 % por cada piso, desde el 11° piso a partir del piso más alto, pero no mayor que el 20 %. El factor de seguridad al volteo no será menor que 1.5.

En los siguientes cuadros presentamos los cálculos de momentos de volteo para ambas direcciones: [38]

Dirección x-x

Hx(Ton)=	1079.53	Cortante Basal Dinámico al 80%

Nivel	mi (ton)	di (m)	mi.di	% de H Adsorbido	Fi (ton)
1	744.90	0.000463	0.3449	0.58	6.30
2	682.22	0.001412	0.9633	1.63	17.60
3	642.25	0.002712	1.7418	2.95	31.82
4	722.25	0.004278	3.0898	5.23	56.45
5	682.22	0.006033	4.1158	6.97	75.19
6	687.25	0.007913	5.4382	9.20	99.35
7	677.24	0.009862	6.6789	11.30	122.02
8	682.24	0.011834	8.0736	13.66	147.50
9	682.24	0.013791	9.4087	15.92	171.89
10	682.25	0.015710	10.7181	18.14	195.81
11	484.34	0.017585	8.5170	14.41	155.60
total	7369.37	0.091593	59.0900	100.00	1079.53

Tabla 9: Distribución de fuerzas en "X".

[38] NTE. E.30 *Diseño Sismo Resistente*. Art. 21.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Dirección y-y

Hy(Ton)=	1067.85	Cortante Basal Dinámico al 80%

Nivel	mi (ton)	di (m)	mi.di	% de H Adsorbido	Fi (ton)
1	744.90	0.000655	0.4879	0.66	7.07
2	682.22	0.002002	1.3658	1.85	19.79
3	642.25	0.003761	2.4155	3.28	34.99
4	722.25	0.005795	4.1854	5.68	60.64
5	682.22	0.007991	5.4516	7.40	78.98
6	687.25	0.010255	7.0477	9.56	102.11
7	677.24	0.012513	8.4742	11.50	122.77
8	682.24	0.014708	10.0343	13.61	145.37
9	682.24	0.016798	11.4602	15.55	166.03
10	682.25	0.018769	12.8051	17.37	185.52
11	484.34	0.020605	9.9797	13.54	144.58
total	7369.37	0.113852	73.7075	100.00	1067.85

Tabla 10: Distribución de fuerzas en “Y”.

Dirección x-x

Nivel	Fi (ton)	Hi (m)	Mvi (ton-m)
1	6.30	3.9	24.57
2	17.60	7.1	124.95
3	31.82	10.3	327.76
4	56.45	13.5	762.04
5	75.19	16.7	1255.73
6	99.35	19.9	1977.10
7	122.02	23.1	2818.62
8	147.50	26.3	3879.20
9	171.89	29.5	5070.75
10	195.81	32.7	6403.02
11	155.60	35.9	5586.03
		Total	28229.77

Tabla 11: Momentos de volteo en “X”.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Dirección y-y

Nivel	Fi (ton)	Hi (m)	Mvi (ton-m)
1	7.07	3.9	27.57
2	19.79	7.1	140.49
3	34.99	10.3	360.45
4	60.64	13.5	818.60
5	78.98	16.7	1318.99
6	102.11	19.9	2031.90
7	122.77	23.1	2836.03
8	145.37	26.3	3823.33
9	166.03	29.5	4897.92
10	185.52	32.7	6066.35
11	144.58	35.9	5190.53
		Total	27512.16

Tabla 12: Momentos de volteo en "Y".

Calculamos el momento resistente Mr (x, y):

$$\text{Mrx} = 7369.37 * 12.55 = 92485.59 \text{ tn. m}$$

$$\text{Mry} = 7369.37 * 9.23 = 68019.29 \text{ tn. m}$$

En la dirección X-X:

$$\text{Fsv} = \frac{92485.59}{28229.77} = 3.28 > 1.5 \text{ ok}$$

En la dirección Y-Y:

$$\text{Fsv} = \frac{68019.29}{27512.16} = 2.47 > 1.5 \text{ ok}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO IV

DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

4.1. ANÁLISIS Y DISEÑO DE ALIGERADOS

4.1.1. Definición y características geométricas

Los aligerados son elementos monolíticos de concreto formados por nervaduras regularmente espaciadas, unidas por una losa superior más delgada, el espacio que hay entre las nervaduras está relleno por un ladrillo aligerado, con vacíos tubulares.

El espaciamiento y dimensiones de los componentes de este tipo de losa son tales que su comportamiento estructural permite ser analizada como una viga T. Para el cálculo estructural y diseño, se considera que sólo las viguetas aportan rigidez y resistencia. [39]

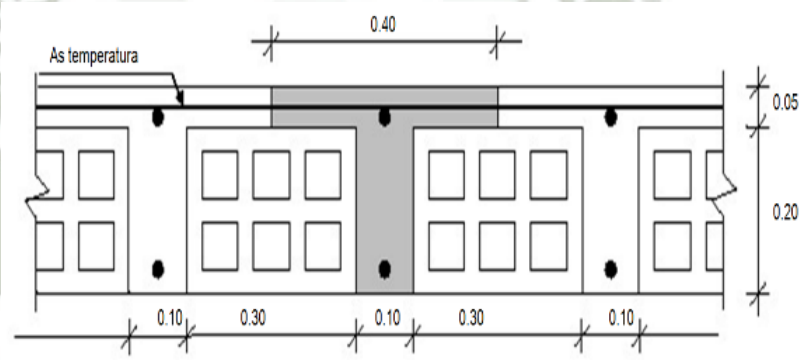


Figura 18: Sección trasversal del aligerado.

4.1.2. Análisis

a. Idealización

En el análisis de aligerados se han usado las siguientes consideraciones: [40]

- La luz de cálculo es igual a la distancia entre ejes de apoyo.
- Se han tomado las características geométricas de una sección T.

[39] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 53
[40] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 54

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- La condición de apoyo en el encuentro con vigas es “simplemente apoyado”.
- La condición de apoyo en el encuentro con placas es “empotrado”.

b. Alternancia de cargas

La alternancia de cargas vivas es una situación real en una estructura y puede generar momentos mayores a los obtenidos al considerar todos los tramos uniformemente cargados, así como zonas donde se produzcan inversiones de Momentos.

Las alternancias de cargas son las siguientes:

- La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva aplicada simultáneamente en todos los tramos.
- La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva en dos tramos adyacentes.
- La carga muerta aplicada sobre todos los tramos, con la totalidad de la carga viva en tramos alternos.

Una muestra de la alternancia de carga viva, para un aligerado de cinco tramos, se puede observar en el ejemplo práctico incluido en este capítulo. [41]

c. Análisis estructural y programas de ayuda

El análisis estructural de cada alternancia de cargas se efectuó mediante la aplicación del programa de ayuda SAP2000, de este programa se obtuvieron los momentos flectores y las fuerzas cortantes.

Para la construcción de los diagramas de envolvente de esfuerzos se utilizó tres tipos de combinaciones obteniendo una envolvente.

[41] Ibid. Pag. 55

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

En los extremos de los modelos de aligerados, en los que el momento negativo es cero, se consideró un momento determinado por la siguiente expresión: [42]

$$M = \frac{Wu * L^2}{24}$$

Dónde:

- Wu: Carga última = 1.4 * CM + 1.7 * CV
- L: Luz libre de tramo de aligerado.

4.1.3. Diseño

a. Diseño por flexión

Para diseñar el acero requerido para resistir los momentos flectores, las viguetas se consideran como vigas rectangulares, teniendo en cuenta que:

- Para hallar el acero superior se consideran secciones rectangulares de 10 x 25 cm.
- Para hallar el acero inferior se consideran secciones rectangulares de 10 x 25 cm, verificando que la compresión no pase del ala, es decir que la altura del rectángulo en compresión sea menor que 5 cm. [43]

Siendo:

$$a = \frac{As * f'y}{0.85 * f'c * b}, < 5$$

Dónde:

a: altura del rectángulo en compresión.

b: ancho de la vigueta.

- **La expresión para hallar el área de acero requerida es:**

$$As = \frac{Mu}{f'y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

[42] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 55
[43] Ibid. Pag. 56

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Dónde:

As: Área de acero requerida

Mu: Momento actuante último.

d: Peralte efectivo

f'y = 4200 kg/cm²

- **Refuerzo mínimo:**

$$As(min) = \frac{14 * b * d}{f'y}$$

b: ancho efectivo = 10 cm. (para ambos casos)

d: peralte efectivo = 22 cm.

- **Refuerzo máximo:**

$$As(max) = \frac{0.85 * f'c * a * b}{f'y}$$

a = β * c

c = (3/8) / d

b: ancho efectivo = 10 cm. (para ambos casos)

d: peralte efectivo = 22 cm.

Alternativamente, si el área de acero requerida es menor que el área mínima, a esta área menor se le aumentará un 33 %. Si al hacer esta operación aún resulta menor que el área mínima se diseñará con esta nueva área. En caso contrario se diseñará con el acero mínimo.

- **Corte Y Colocación Del Refuerzo**

El diseño se debe complementar con el corte de las varillas longitudinales o la colocación de bastones con el fin de obtener un diseño económico.

Para el corte del fierro, se usa los diagramas de envolventes de momento flector. Fácilmente se puede determinar el punto en que ya no es requerida una cierta área de acero, pero debemos cumplir con lo especificado en la norma E.060 de Concreto Armado:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

b. Diseño por corte

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión: [44]

$$Vu \leq Ø\ Vn$$

Dónde:

Vu: Resistencia última, requerida por corte en la sección analizada.

Vn: resistencia nominal al corte de la sección.

Ø: factor de reducción de capacidad = 0.85

Para el caso de aligerados:

Vc: La contribución del concreto en la resistencia al corte.

Vc, para miembros sujetos únicamente a corte y flexión, se puede evaluar considerando: [45]

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Dónde:

b = 10 cm.

d = peralte efectivo

f'c = 210 kg/cm²

La resistencia al corte del concreto puede ser aumentada en un 10% debido al buen comportamiento en conjunto, donde el ladrillo toma algo del esfuerzo cortante.

La verificación se hace a una distancia "d" de la cara del apoyo y si no cumpliese, será necesario hacer uso de ensanches en las viguetas, retirando ladrillos en forma alternada, hasta que se cubran las necesidades de resistencia.

[44] NTE. E.60. *Ob. Cit.* Art. 13.1.1.
[45] NTE. E.60. *Ob. Cit.* Art. 13.2.1.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

c. Refuerzo por contracción y temperatura

En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en una dirección deberá proporcionarse refuerzo perpendicular al refuerzo por flexión, para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura. El acero previsto para resistir los momentos de flexión es suficiente para resistir, en esa dirección, los esfuerzos por contracción y temperatura. [46]

El código peruano especifica lo siguiente:

$$\text{As(temp)} = 0.0025 * \text{b} * \text{h}$$

Se tiene para un metro de ancho:

$$\text{As(temp)} = 0.0025 * 100 * 5 = 1.25\ \text{cm}^2 \rightarrow \emptyset\ 1/4"\ @\ 32\ \text{cm}$$

Pero, el reglamento estipula: "El refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse a una separación menor o igual a 5 veces el espesor de la losa, sin exceder 45 cm."

$$\text{S(max)} = 5 * 5 = 25\ \text{cm}$$

$$\text{S(max)} = 45\ \text{cm}$$

$$\text{por lo que optamos: As(temp)} \rightarrow \emptyset\ 1/4"\ @\ 25\ \text{cm}$$

4.1.4. Aligerado a diseñar como ejemplo

Mostramos la planta del piso típico, allí se pueden ver los diferentes tipos de aligerados y el tramo a diseñar.

[46] NTE. E.60. *Ob. Cit.* Art. 7.10.2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

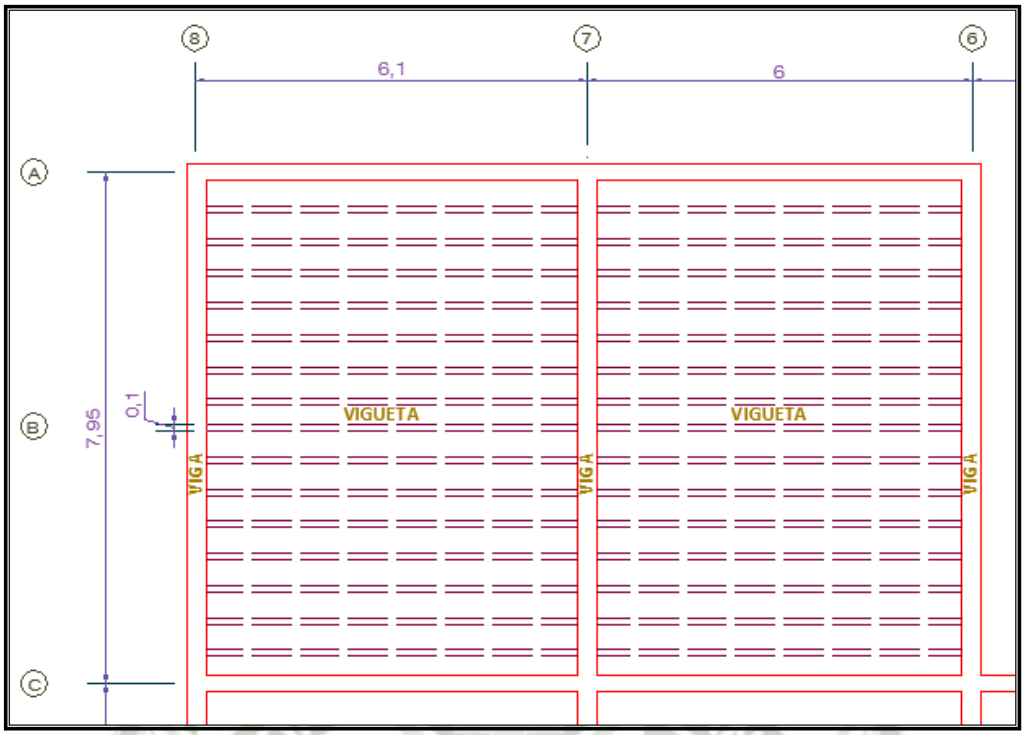


Figura 19: Planta de aligerado a diseñar.

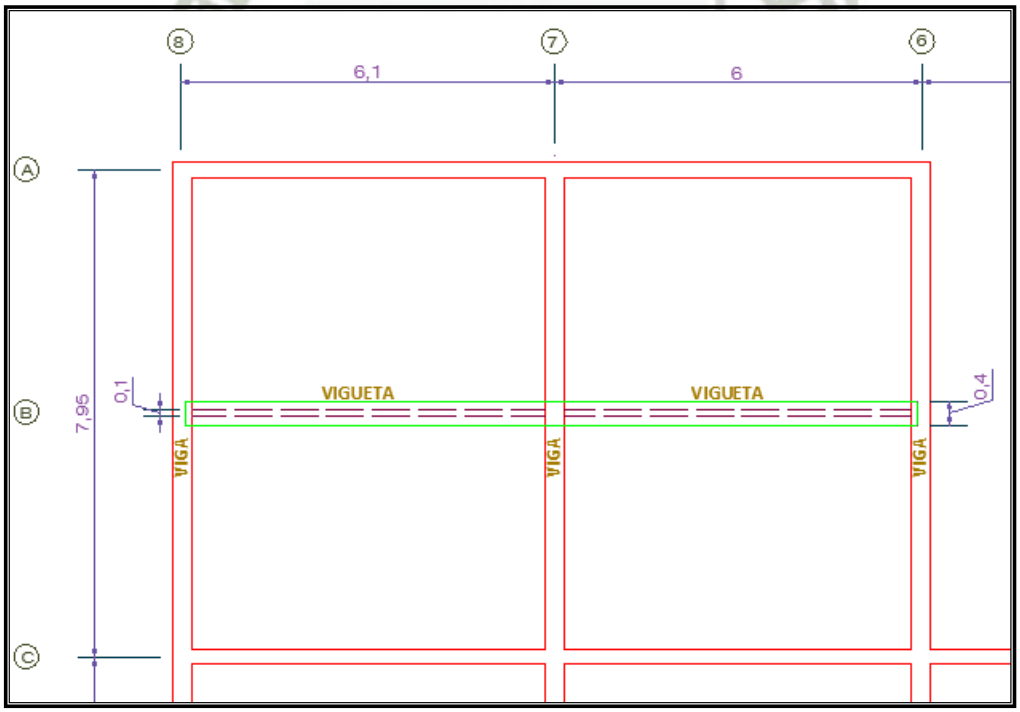


Figura 20: Planta de vigueta a diseñar.

Dónde:

Concreto $f'c = 210\ kg/cm^2$

Acero $f'y = 4200\ kg/cm^2$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Apoyado en vigas ambos extremos.

Ø (pulg)	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 1/4	1 3/8	1 1/2
A (cm^2)	0.32	0.71	1.29	1.99	2.85	5.07	7.94	9.58	11.40

Tabla 13: Diámetro y áreas de acero.

1) Metrado de cargas:

a) Carga Muerta (D)

- Peso propio losa h = 30 cm: 420 kg/m2 * 0.40 m = 168 kg/m.
- Piso terminado: 100 kg/m2 * 0.40 m = 40 kg/m.
- Cielorraso: 50 kg/m2 * 0.40 m = 20 kg/m.
- D= 570 x 0.40 = 228 kg/m.

b) Carga Viva (L)

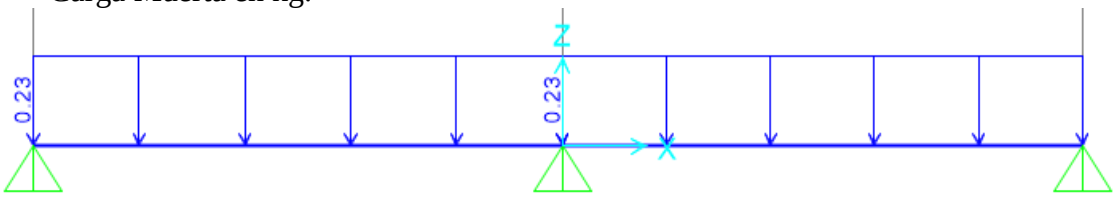
- Sobre carga S/C: (250 kg/m2) * 0.40 m = 100 kg/m.
- Para azotea: 150 kg/m2
- Corredores y escaleras: 400 kg/m2
- L = 100 kg/m.

c) Carga última (wu)

- Wu = 1.4 * D + 1.7 * L
- Wu = 1.4 * (228) + 1.7 * (100)
- Wu = 489.2 kg/m.

Diseñaremos como ejemplo ilustrativo el aligerado mostrado en la figura 19, Mostramos los modelos idealizados con sus alternancias de carga viva:

Carga Muerta en kg:



Carga Viva en kg 1:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

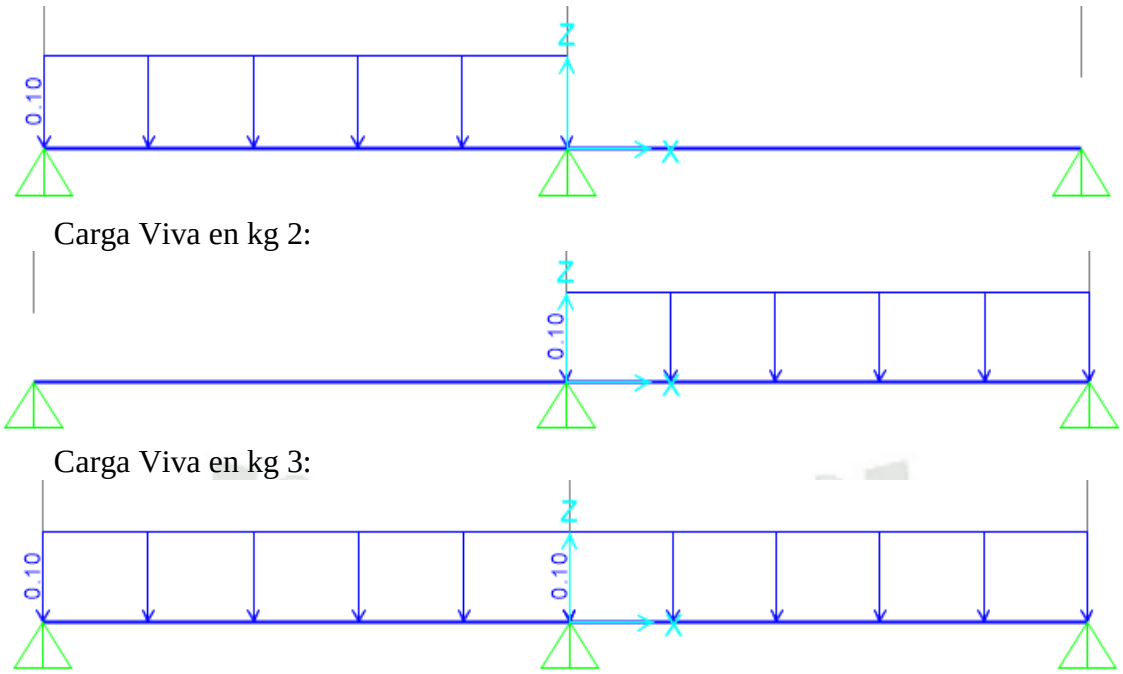


Figura 21: Distribución y alternancia de cargas.

Se muestra a continuación los resultados del programa sap2000 obtenidos al hacer los distintos tipos de combinaciones para los diferentes estados de alternancia de carga viva y los valores de la respectiva envolvente.

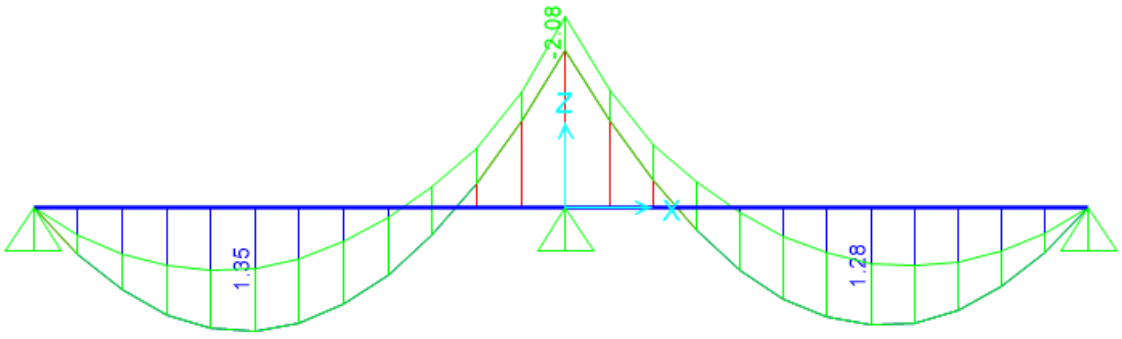


Figura 22: Diagrama de momentos (ton m).

2) Diseño por flexión

a) Calculo Del Acero Central (-)

- Mu = 2.08 tn m
- Concreto f′c = 210 kg/cm²

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Acero $f'y = 4200\ kg/cm^2$

i) Primer tanteo

Asumir a"= 5.4 cm (20% de "d")

$$As1 = \frac{Mu}{f'y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As1 = \frac{2.08 * 10^5}{4200 * \left(27 - \frac{3}{2}\right)} = 2.04\ cm^2$$

$$a = \frac{As * f'y}{0.85 * f'c * b} < 5cm$$

$$a = \frac{2.04 * 4200}{0.85 * 210 * 10} = 4.80\ cm$$

ii) Segundo tanteo

$$As2 = \frac{Mu}{f'y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As2 = \frac{2.08 * 10^5}{4200 * \left(27 - \frac{4.80}{2}\right)} = 2.01\ cm^2$$

Verificando "a"

$$a = \frac{As * f'y}{0.85 * f'c * b} < 5cm$$

$$a = \frac{2.01 * 4200}{0.85 * 210 * 10} = 4.73\ cm\ \ ok$$

Acero a usar: $1\emptyset\ 5/8" = 1.99\ cm^2$

b) Calculo del Aceros Positivos (+)

$Mu = 1.35\ tn\ m$

Concreto $f'c = 210\ kg/cm^2$

Acero $f'y = 4200\ kg/cm^2$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

i) Primer tanteo

Asumir a"= 5.40 cm (20% de "d")

$$As1 = \frac{Mu}{f'y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As1 = \frac{1.35 * 10^5}{4200 * \left(27 - \frac{5.40}{2}\right)} = 1.32\ cm^2$$

$$a = \frac{As * f'y}{0.85 * f'c * b} < 5cm$$

$$a = \frac{1.32 * 4200}{0.85 * 210 * 10} = 3.11\ cm\ \ ok$$

Acero a usar: 1Ø 1/2" = $1.29\ cm^2$

c) Calculo del Acero en los Apoyos Extremos (-)

$$Mu = \frac{Wu * L^2}{24}$$

$$Mu = \frac{489.2 * 5.8^{\,2}}{24}$$

$Mu = 0.69$ tn m

Concreto $f'c = 210\ kg/cm^2$

Acero $f'y = 4200\ kg/cm^2$

i) Primer tanteo:

Asumir a"= 5.4 cm (20% de "d")

$$As1 = \frac{Mu}{f'y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As1 = \frac{0.69 * 10^5}{4200 * \left(27 - \frac{5.40}{2}\right)} = 0.68\ cm^2$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$a = \frac{As * f'y}{0.85 * f'c * b} < 5cm$$

$$a = \frac{0.68 * 4200}{0.85 * 210 * 10} = 1.60 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Acero a usar: $1\emptyset\ 1/2" = 1.29\ cm^2$ (Por Acero Mínimo)

d) Verificando Acero Mínimo

$$As(min) = \frac{14 * b * d}{f'y}$$

$$As(min) = \frac{14 * 10 * 27}{4200}$$

$$As(min) = 0.90\ cm^2 \quad \text{ok}$$

e) Verificando Acero Máximo

$$C = \frac{3}{8} * d$$

$$C = \frac{3}{8} * 27 = 10.13\ cm^2$$

$$a = \beta * C$$

$$a = 0.85 * 10.13 = 8.61 \text{ cm}$$

$$As(max) = \frac{0.85 * f'c * a * b}{f'y}$$

$$As(max) = \frac{0.85 * 210 * 8.61 * 10}{4200} = 3.66\ cm^2 \quad \text{ok}$$

f) Distribución Del Acero

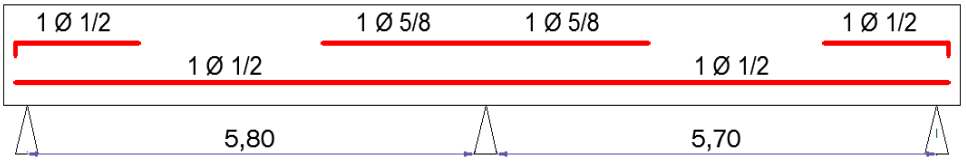


Figura 23: Distribución de Aceros.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

3) Diseño por corte

a) Diagrama De Esfuerzos Cortantes

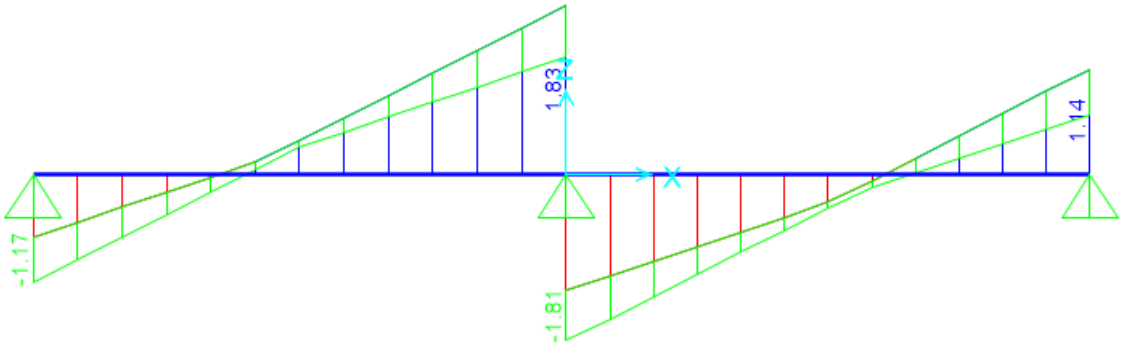


Figura 24: Diagrama de fuerzas cortantes (tn m).

$\text{Vu} = 1.83$ ton m (Fuerza cortante que actua y trata de cortar).

b) Resistencia del concreto a la cortante

$$\text{Vc} = 0.53 * \sqrt{f'c} * \text{b} * \text{d}$$

$$\text{Vc} = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 27 = 2073.72 \text{ kg} \cong 2.07 \text{ tn}$$

La resistencia al cortante Vc se incrementa en 20% debido a que las viguetas están a corta distancia y se ayudan entre sí.

$\text{Vc} = 2.07 * 1.20 = 2.49$ ton $>$ Vu (Cortante de diagrama) ok

4) Calculo del acero de temperatura

$$\text{As(temp)} = 0.0018 * \text{b} * \text{h}$$

Se tiene para un metro de ancho:

$$\text{As(temp)} = 0.0018 * 100 * 5 = 0.90 \text{ cm}^2 \rightarrow (3 \text{ Ø } 1/4") \rightarrow \text{ Ø } 1/4" \text{ @ } 33 \text{ cm}$$

Pero, el reglamento estipula: "El refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse a una separación menor o igual a 5 veces el espesor de la losa.

$$\text{S(max)} = 5 * 5 = 25 \text{ cm}$$

Por lo que optamos: $\text{As(temp)} \rightarrow$ Ø 1/4" @ 25 cm (Ambos sentidos)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

5) Cortes de los aceros:

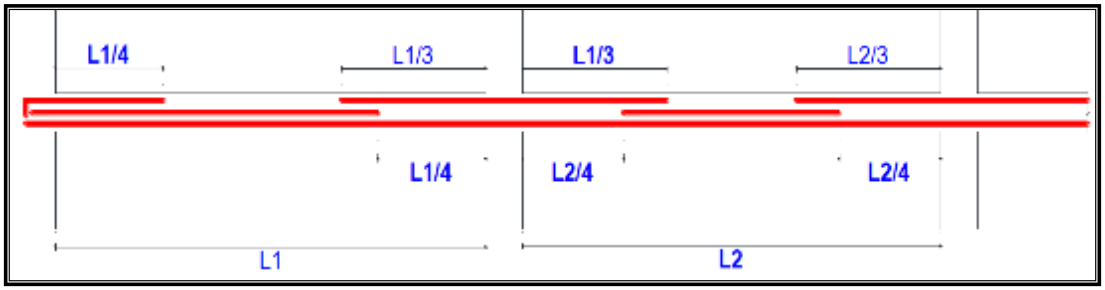


Figura 25: Corte de aceros positivos y negativos.

6) Distribución y armado de los aceros en la losa:

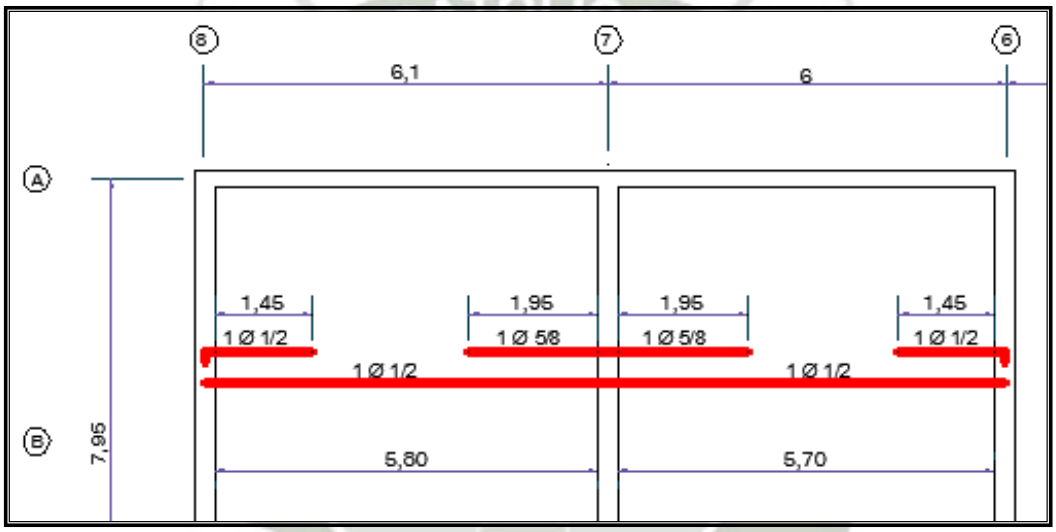


Figura 26: Distribución de Aceros.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS

4.2.1. Análisis

a. Tipo de pórticos

Se tienen dos tipos de pórticos: principales y secundarios.

- **Pórticos principales:** Aquellos donde están ubicadas las vigas principales, que son las que cargan las losas de los pisos o techos, por lo que las cargas de gravedad serán considerables. En el presente proyecto los pórticos principales están orientados en la dirección de los ejes de Los números. [47]

- **Pórticos secundarios:** Aquellos donde se encuentran ubicadas las vigas secundarias, que son las que no cargan las losas de los pisos o techos, en estas vigas sólo se tiene la carga debida a su propio peso, una pequeñísima porción de losa y eventualmente la de algún tabique o parapeto directamente apoyado en éstas; por estas razones el diseño de estas vigas se efectúa básicamente con los esfuerzos producidos por cargas de sismo. En el presente proyecto los pórticos secundarios están orientados en la dirección de los ejes de las letras. [48]

b. Requisitos generales de resistencia y servicio

Las estructuras y elementos estructurales deberán diseñarse para obtener, en todas sus secciones, resistencias de diseño por lo menos iguales a las resistencias requeridas, calculadas para las cargas amplificadas en las combinaciones que se estipula en la Norma E. 060 Concreto Armado, del Reglamento Nacional de Edificaciones. La resistencia requerida (U) para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) deberá ser como mínimo:

$$U = 1.4\ CM + 1.7\ CV$$

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

$$U = 0.9\ CM \pm CS$$

[47] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 76
[48] Ibid. *Cit*. Pag. 76

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

La primera y la segunda hipótesis permiten determinar los esfuerzos máximos en los extremos y al centro de la luz de las vigas, la tercera hipótesis fue usada para determinar las inversiones de esfuerzos. [49]

c. Análisis estructural y ayudas en el análisis

Para obtener las envolventes con todos los datos anteriores se realizó un análisis en diferentes secciones de las vigas, hallando sus respectivos valores de momentos y cortantes, amplificándolos luego de acuerdo a las hipótesis de resistencia requerida que nos da la norma, como programa de ayuda se utilizó el programa etabs.

4.2.2. Diseño

a. Diseño por flexión

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a flexión deberá basarse en la expresión: [50]

$$Mu \leq \emptyset\ Mn$$

Dónde:

Mu: es la resistencia requerida por flexión en la sección analizada.

Mn: es la resistencia nominal a la flexión de la sección.

Ø: factor de reducción de capacidad = 0.9

$$Mn = T * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Dónde:

T: Fuerza de tracción

a: Altura de Compresión

d: peralte efectivo

a.1. Límites del refuerzo

Los límites para secciones simplemente reforzadas se señalan a continuación:

[49] NTE. E.60. *Ob. Cit.* Art. 10.2.1.
[50] NTE. E.60. *Ob. Cit.* Art. 11.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Refuerzo Máximo**

  El reglamento nacional de edificaciones al igual que sus versiones anteriores, establece que, en zonas no afectadas por sismos, o estructuras cuyo efecto sísmico es despreciable, la máxima cuantía de armado permitida es el 75% de La cuantía balanceada y en zonas sísmicas la cuantía máxima será el 50% de la cuantía balanceada, en nuestro caso será:[51]

$$\rho(\max) = 0.75 * \rho b$$

  Dónde:

$$\rho b = 0.85 * \beta 1 * \frac{f'c}{f'y} * \left(\frac{0.003}{\frac{f'y}{Es} + 0.003} \right)$$

  ρb: Cuantia balanceada

  Para:

  $f'c = 210\ kg/cm^2$

  $Es = 2100000\ kg/cm^2$

  $f'y = 4200\ kg/cm^2$

  $\beta 1 = 0.85$

- **Refuerzo Mínimo**

  El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares, podrá calcularse con: [52]

$$As(\min) = \rho(\min) * bw * d$$

  Dónde:

$$\rho(\min) = \frac{14}{f'y}$$

a.2. Figuración por flexión

Los elementos de concreto trabajando en flexión bajo cargas de servicio tienen agrietamientos en las zonas traccionadas. Si la distribución del acero en tracción es adecuada, estas fisuras son muy pequeñas, siendo normales aquellas que tienen un espesor del orden de 0.1 a 0.3 mm. El control de los

[51] NTE. E.60. *Ob. Cit.* Art. 11.4.
[52] NTE. E.60. *Ob. Cit.* Art. 11.5.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

anchos de las fisuras debe hacerse para prevenir la corrosión del refuerzo y el aspecto estético.

La Norma Peruana no especifica un ancho máximo de fisura, sino que sigue el criterio del Código Americano (ACI), el cual indica que debe evaluarse un coeficiente "Z" debiendo ser éste menor a 31000 kg/cm para condiciones de exposición interior o menor a 26000 kg/cm para condiciones de exposición exterior.

El valor "Z" se calculará mediante la expresión: [53]

$$Z = fs * \sqrt[3]{dc * A}$$

Dónde:

A: Área de concreto que rodea a cada varilla.

dc: Recubrimiento inferior medido desde el centro de la varilla más cercana al borde del elemento.

fs: Esfuerzo en el acero, puede estimarse con la expresión : $\frac{M}{0.9*d*As}$ o suponerse igual a $0.6 * f'y$

M: Momento flector en condiciones de servicio.

As: Área del acero colocado.

d: Peralte efectivo.

a.3. Límites para el espaciamiento del refuerzo

El espaciamiento libre entre barras paralelas de una capa deberá ser mayor o igual a su diámetro, 2.5 cm. ó 1.3 veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso. [54]

En caso que se tengan varias capas paralelas de refuerzo, las barras de las capas superiores deberán alinearse con las inferiores, de manera de facilitar el vaciado; la separación libre entre capa y capa de refuerzo será mayor o igual a 2.5cm. [55]

[53] NTE. E.60. *Ob. Cit.* Art. 11.7.21.
[54] NTE. E.60. *Ob. Cit.* Art. 7.6.1.
[55] NTE. E.60. Ob. Cit. Art. 7.6.2

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a.4. Recubrimiento para el refuerzo

Para concreto no expuesto al ambiente (protegido por un revestimiento) vaciado con encofrado, el recubrimiento debe ser 4 cm. medido al estribo. [56]

a.5. Desarrollo y empalmes del refuerzo

- **Desarrollo Del Refuerzo**

  De acuerdo a lo estipulado en la Norma E.060 Concreto Armado. Se ha elaborado la siguiente tabla, con longitudes de anclaje en tracción y compresión para f´c = 210 kg/cm2: [57]

Diámetro	Área cm2	Ldb tracción cm	Ld compresión cm
3/8"	0.71	30	22
1/2"	1.29	32	30
5/8"	2	40	37
3/4"	2.84	50	44
1"	5.1	89	59

Tabla 14: Desarrollo de acero encuentro de viga columna.

Para ganchos estándar, también de acuerdo a lo estipulado en la Norma E.060, se ha elaborado la siguiente tabla que contiene la longitud de anclaje, radio mínimo de dobles, extensión recta de barras de diferentes diámetros para f´c = 210 kg/cm2:

Diámetro	Ldg con gancho (cm)	Extensión recta 12db (cm)	Radio mínimo de dobles (cm)
3/8"	21	12	3
1/2"	28	15	4
5/8"	35	20	5
3/4"	42	23	6
1"	56	31	8

Tabla 15: Longitud de anclaje y radio mínimo.

[56] NTE. E.60. Ob. Cit.. Art. 7.9.1.
[57] Ibid. Art. 8.2.1.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

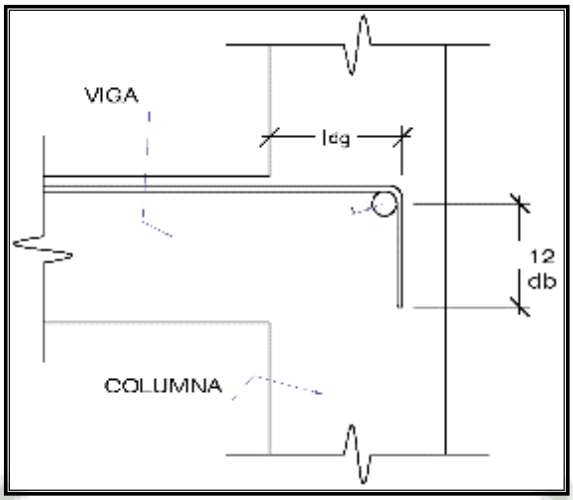


Figura 27: Detalle de gancho estándar.

- **Empalmes en el Refuerzo**

  Existen diferentes tipos de empalmes y dentro de ellos la Norma reconoce los empalmes por traslape, por soldadura y a tope con fijador mecánico.

- **Empalmes por Traslape en Barras Sujetas a Tracción**

  Se consideran las siguientes longitudes de empalme (Le) como función de la longitud de desarrollo para barras sometidas a tracción, pero no menores de 30 cm.

  - Empalme Tipo A Le = 1.0 Ld
  - Empalme Tipo B Le = 1.3 Ld
  - Empalme Tipo C Le = 1.7 Ld

b. Diseño por corte

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión: [58]

$$Vu \leq Ø\, Vn$$

Dónde:

Vu: es la resistencia requerida por corte en la sección analizada

Vn: es la resistencia nominal al corte de la sección.

Ø = 0.85

[58] NTE. E.60. *Ob. Cit.* Art. 13.1.1.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

La resistencia nominal Vn estará conformada por la contribución del concreto Vc y por la contribución del acero Vs de tal forma que:

$$Vn = Vc + Vs$$

Las secciones situadas a una distancia menos que "d" desde la cara del apoyo, podrán ser diseñadas para la fuerza Vu calculada a una distancia "d", si se cumplen las siguientes condiciones:

- Cuando las reacciones del apoyo, en dirección del corte aplicado, introduzca compresión en las regiones cercanas al apoyo del elemento.
- Cuando no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección ubicada a una distancia "d". [59]

b.1. Contribución del concreto en la resistencia al corte

La contribución del concreto Vc podrá evaluarse para miembros sujetos únicamente a corte y flexión:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Dónde:

bw: ancho de la viga

d: peralte efectivo

b.2. Contribución del refuerzo en la resistencia al corte

Cuando la fuerza cortante Vu exceda ØVc, deberá proporcionarse refuerzo por corte de manera que se cumpla:

$$Vu \leq Ø\, Vn$$

Para:

$$Vn = Vc + Vs$$

Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$Vs = \left(\frac{Av * f'y * d}{S}\right)$$

[59] NTE. E.60. *Ob. Cit.* Art. 13.1.3.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Donde "Av" es el área de refuerzo por cortante dentro de una distancia "s" proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma. [60]

b.3. Refuerzo mínimo por corte

Deberá proporcionarse un área mínima de refuerzo por corte cuando Vu exceda de 0.5 Ø Vc, excepto en vigas con peralte total que no exceda 25 cm., dos y media veces el espesor del ala, la mitad del ancho del alma, eligiéndose el valor mayor. [61]

Cuando se deba usar refuerzo por corte de acuerdo con lo indicado en la sección anterior, o se requiera por análisis, el área mínima de corte será: [62]

$$Av = \left(\frac{3.5 * bw * S}{f'y}\right)$$

Dónde:

"bw" y "s" están en centímetros.

4.2.3. Viga continua a diseñar como ejemplo

La viga que tomamos como ejemplo de diseño está ubicada en el eje 7 del primer nivel al considerarla como la más crítica por los altos esfuerzos internos obtenidos del análisis.

a. Diseño por flexión

a.1. Momentos flectores últimos de diseño



Figura 28: Momentos flectores últimos de diseño.

[60] NTE. E.60. *Ob. Cit.* Art. 13.3.2.1.
[61] Ibid. Art. 13.3.4.1.
[62] Ibid. Art. 13.3.4.2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a.2. Secciones de acero requerido

El formulario básico para secciones sin armadura de compresión es.

$$K = 0.85 * f'c * b * d$$

$$As = \frac{K}{f'y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{\emptyset * k * d}}\right)$$

a.3. Las secciones de armado son

Sección	b cm	h cm	d cm	f'c kg/cm2	f'y kg/cm2	Momento Base kg-cm	K kg	As cm2
1	35	60	54	210	4200	2093000	337365	11.01
2	35	60	54	210	4200	1155000	337365	5.87
3	35	60	54	210	4200	1766000	337365	9.18
4	35	60	54	210	4200	1138000	337365	5.78
5	35	60	54	210	4200	737000	337365	3.70
6	35	60	54	210	4200	1431000	337365	7.35
7	35	60	54	210	4200	1640000	337365	8.48
8	35	60	54	210	4200	3117000	337365	17.09
9	35	60	54	210	4200	2289000	337365	12.13
10	35	60	54	210	4200	505000	337365	2.51
11	35	60	54	210	4200	525000	337365	2.61
12	35	60	54	210	4200	2691000	337365	14.49
13	35	60	54	210	4200	4127000	337365	23.72
14	35	60	54	210	4200	1820000	337365	9.48
15	35	60	54	210	4200	4477000	337365	26.21

Tabla 16: Secciones de acero.



Figura 29: Áreas de acero real.

a.4. Armadura mínima

El armado mínimo de flexión requerido para la viga de 35 cm x 60 cm es.

$$\rho(\min) = \frac{14}{f'y}$$

$$\rho(\min) = \frac{14}{4200}$$

$$\rho(\min) = 0.003333$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

La sección de acero correspondiente es.

$$As\ (min) = \rho(min) * bw * d$$

$$As\ (min) = 0.003333 * 35 * 54$$

$$As\ (min) = 6.30\ cm^2$$

Se requiere reajustar la armadura, que no cumplen con los criterios de armado mínimo. El armado corregido por armadura mínima se refleja en el siguiente gráfico:



Figura 30: Corrección por armadura mínima.

a.5. Armadura máxima

La cuantía balanceada para vigas rectangulares es.

$$\rho b = 0.85 * \beta 1 * \frac{f'c}{f'y} * \left(\frac{0.003}{\frac{fy}{Es} + 0.003} \right)$$

$$\rho b = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \left(\frac{0.003}{\frac{4200}{2100000} + 0.003} \right)$$

$$\rho b = 0.0217$$

La cuantía de armado para zona sísmica, cuando no se incluye acero de compresión, es.

$$\rho(max) = 0.75 * \rho b$$

$$\rho(max) = 0.75 * 0.0217$$

$$\rho(max) = 0.0163$$

La sección de acero correspondiente es.

$$As\ (max) = \rho(max) * bw * d$$

$$As\ (max) = 0.0163 * 35 * 54$$

$$As\ (max) = 30.80\ cm^2$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Debido a que todas las secciones cumplen con el criterio de no superar la armadura máxima, no se requiere ningún reajuste adicional.

a.6. Distribución de la armadura

El siguiente grafico refleja la distribución de la armadura en bases a diámetros comerciales de las varillas de acero.

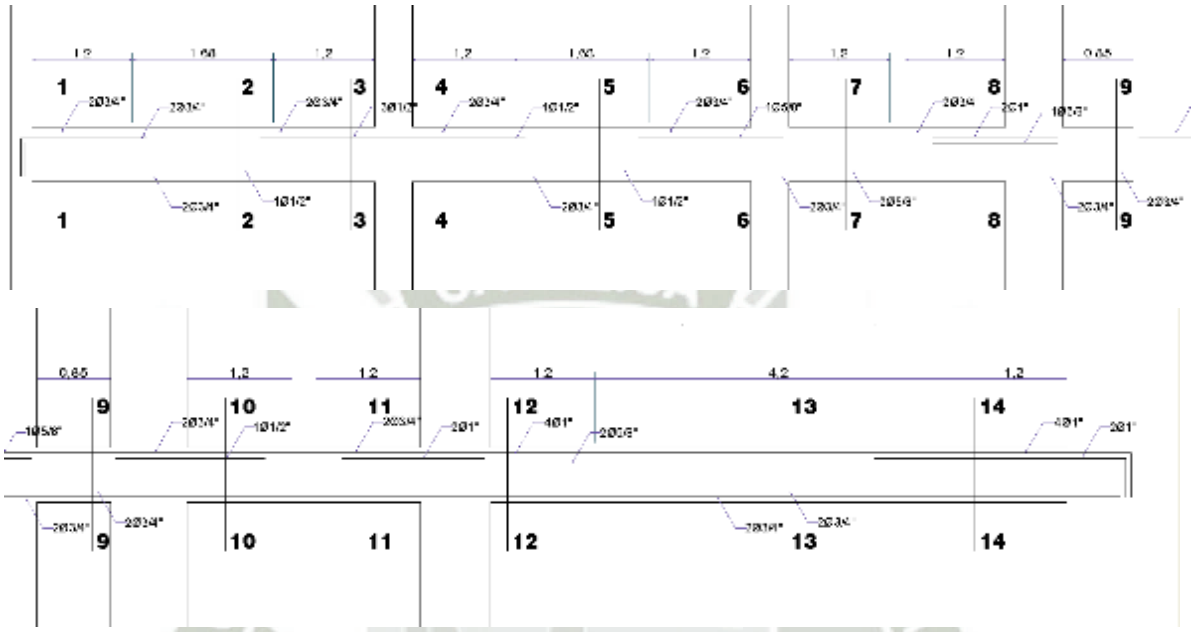


Figura 31: Distribución de acero longitudinal en viga.

Capacidad Resistente de las Secciones al escoger varillas comerciales para el armado de viga se produce ligeros cambios en la capacidad resistente de las secciones.

$$T = As * f'y$$

$$a = \frac{T}{0.85 * f'c * b}$$

$$Mn = T * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

A continuación, se presenta una tabla en la que se calcula la real capacidad de cada sección en función de los momentos últimos nominales.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

Sección	Posición	b cm	d cm	f'c kg/cm2	f'y kg/cm2	Armado Real	Área Acero cm2	T kg	a cm	Mn kg-cm	Ø	Mn tn-m	Mu < Ø Mn
1	Superior	35	54	210	4200	4Ø3/4"	11.36	47712	7.64	1330144.63	1197130.16	11.97	ok
	Inferior	35	54	210	4200	2Ø3/4	5.68	23856	3.82	690376.16	621338.54	6.21	ok
2	Superior	35	54	210	4200	2Ø3/4	5.68	23856	3.82	690376.16	621338.54	6.21	ok
	Inferior	35	54	210	4200	2Ø3/4"+1Ø1/2"	6.97	29274	4.69	840117.33	756105.60	7.56	ok
3	Superior	35	54	210	4200	2Ø3/4"+3Ø1/2"	9.55	40110	6.42	1131768.63	1018591.76	10.19	ok
	Inferior	35	54	210	4200	2Ø3/4"	5.68	23856	3.82	690376.16	621338.54	6.21	ok
4	Superior	35	54	210	4200	2Ø3/4"+1Ø1/2"	6.97	29274	4.69	840117.33	756105.60	7.56	ok
	Inferior	35	54	210	4200	2Ø3/4"	5.68	23856	3.82	690376.16	621338.54	6.21	ok
5	Superior	35	54	210	4200	2Ø3/4"	5.68	23856	3.82	690376.16	621338.54	6.21	ok
	Inferior	35	54	210	4200	2Ø3/4"+1Ø1/2"	6.97	29274	4.69	840117.33	756105.60	7.56	ok
6	Superior	35	54	210	4200	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.67	32214	5.16	920279.69	828251.72	8.28	ok
	Inferior	35	54	210	4200	2Ø3/4"	5.68	23856	3.82	690376.16	621338.54	6.21	ok
7	Superior	35	54	210	4200	2Ø3/4"	5.68	23856	3.82	690376.16	621338.54	6.21	ok
	Inferior	35	54	210	4200	2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66	40572	6.49	1143971.29	1029574.16	10.30	ok
8	Superior	35	54	210	4200	2Ø3/4"+2Ø1"+1Ø5/8	17.87	75054	12.01	2001159.69	1801043.72	18.01	ok
	Inferior	35	54	210	4200	2Ø3/4"	5.68	23856	3.82	690376.16	621338.54	6.21	ok
9	Superior	35	54	210	4200	2Ø3/4"	5.68	23856	3.82	690376.16	621338.54	6.21	ok
	Inferior	35	54	210	4200	4Ø3/4"	11.36	47712	7.64	1330144.63	1197130.16	11.97	ok
10	Superior	35	54	210	4200	2Ø3/4"+1Ø1/2"	6.97	29274	4.69	840117.33	756105.60	7.56	ok
	Inferior	35	54	210	4200	2Ø3/4"	5.68	23856	3.82	690376.16	621338.54	6.21	ok
11	Superior	35	54	210	4200	2Ø3/4"+2Ø1"	15.88	66696	10.68	1803096.16	1622786.54	16.23	ok
	Inferior	35	54	210	4200	2Ø3/4"	5.68	23856	3.82	690376.16	621338.54	6.21	ok
12	Superior	35	54	210	4200	4Ø1"+2Ø5/8"	24.38	102396	16.39	2605696.16	2345126.54	23.45	ok
	Inferior	35	54	210	4200	2Ø3/4"	5.68	23856	3.82	690376.16	621338.54	6.21	ok
13	Superior	35	54	210	4200	2Ø3/4"	10.2	42840	6.86	1203600.00	1083240.00	10.83	ok
	Inferior	35	54	210	4200	4Ø3/4"	11.36	47712	7.64	1330144.63	1197130.16	11.97	ok
14	Superior	35	54	210	4200	6Ø1"	30.6	128520	20.57	3121200.00	2809080.00	28.09	ok
	Inferior	35	54	210	4200	2Ø3/4"	5.68	23856	3.82	690376.16	621338.54	6.21	ok

Tabla 17: Áreas de acero en función del momento nominal.

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

b. Diseño por corte

b.1. Cortantes últimos de diseño



Figura 32: Cortantes últimos de diseño.

b.2. Armadura trasversal requerida por resistencia

Si se escogen estribos con diámetro de 3/8", la sección de corte de cada estribo es.

$$Av = 2 * 0.71$$

$$Av = 1.42\ cm^2$$

El formulario para calcular el espaciamiento de los estribos en secciones rectangulares es.

$$Vu = \frac{Vu}{\emptyset * bw * d}\ ; \text{(Esfuerzo Cortante último)}$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c}\ ; \text{(Capacidad resistente del concreto)}$$

$$S = \frac{Av * f'y}{(Vu - Vc) * bw}\ ; \text{(Espaciamiento de estribos)}$$

Los espaciamientos de armadura transversal requeridos exclusivamente por resistencia son:

Sección	b cm	h cm	d cm	f'c kg/cm2	f'y kg/cm2	Av cm2	Cortante de Diseño kg	Vu kg/cm2	Vc kg/cm2	Espaciamiento cm
1	35	60	54	210	4200	1.42	23660.00	14.73	7.68	24
2	35	60	54	210	4200	1.42	21990.00	13.69	7.68	28
3	35	60	54	210	4200	1.42	14110.00	8.78	7.68	155
4	35	60	54	210	4200	1.42	16090.00	10.02	7.68	73
5	35	60	54	210	4200	1.42	18180.00	11.32	7.68	47
6	35	60	54	210	4200	1.42	24570.00	15.29	7.68	22
7	35	60	54	210	4200	2.58	49490.00	30.81	7.68	13
8	35	60	54	210	4200	2.58	51990.00	32.36	7.68	13
9	35	60	54	210	4200	1.42	22490.00	14.00	7.68	27
10	35	60	54	210	4200	1.42	23400.00	14.57	7.68	25
11	35	60	54	210	4200	1.42	33160.00	20.64	7.68	13
12	35	60	54	210	4200	1.42	34450.00	21.44	7.68	12

Tabla 18: Espaciamiento de armadura transversal.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

b.3. Espaciamiento mínimo

El espaciamiento mínimo a lo largo de toda la viga es de 27 cm (d/2), Hasta una distancia de 1.20 m (2h) desde el apoyo el espaciamiento mínimo es.

$$S < \frac{d}{4}$$

$$S < \frac{54}{4} = 14 \text{ cm}$$

$$S < 8 * \emptyset l$$

$$S < 8 * 1.27 = 10.16 \text{ cm}$$

$$S = 24 * \emptyset t$$

$$S = 24 * 0.95 = 22.86 \text{ cm}$$

El menor espaciamiento es de 10.16 cm, que es más restrictivo que el requerido por resistencia, por lo que.

S = 10 cm (por proceso constructivo)

Se requieren estribos cerrados de 3/8” y 1/2" de diámetro cada 10 cm hasta una distancia de 1.20 m desde el apoyo.

b.4. El armado transversal se refleja en el siguiente gráfico



Figura 33: Armado de acero trasversal.

c. Armado mínimo de cortante

Se utiliza la siguiente expresión.

- **El área efectiva de cortante Av = 3/8”**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$S(\min) = \frac{Av * f'y}{0.196 * \sqrt{f'c} * bw}$$

$$S(\min) = \frac{1.42 * 4200}{0.196 * \sqrt{210} * 35}$$

$$S(\min) = 60 \text{ cm}$$

- **El área efectiva de cortante Av = 1/2”**

$$S(\min) = \frac{Av * f'y}{0.196 * \sqrt{f'c} * bw}$$

$$S(\min) = \frac{2.58 * 4200}{0.196 * \sqrt{210} * 35}$$

$$S(\min) = 109 \text{ cm}$$

El espaciamiento de 10 cm es más restrictivo que el que se acaba de calcular, por lo que se requieren estribos cerrados de 3/8” y 1/2" de diámetro cada 10 cm en las zonas próximas a los apoyos, y de 3/8” cada 27 cm en las zonas centrales.

DISTRIBUCIÓN DE ACERO FINAL

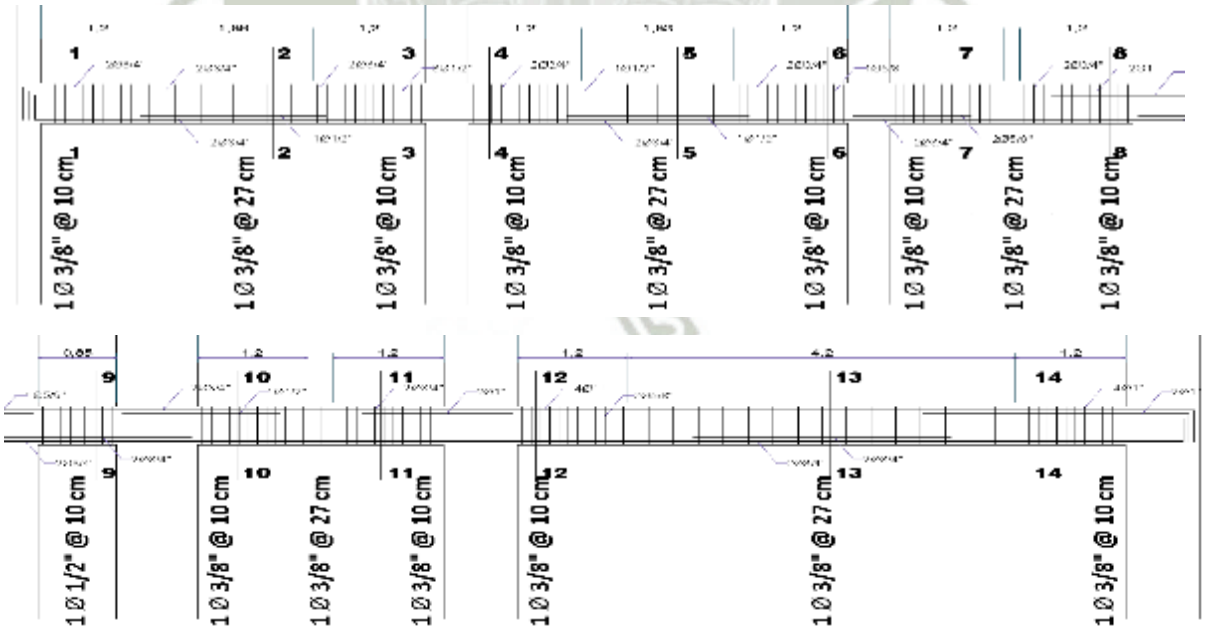


Figura 34: Distribución de aceros final.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE COLUMNAS

4.3.1. Introducción

Las columnas son los elementos verticales que soportan carga axial y flexión. Las características que presentan las columnas del edificio se describieron en el capítulo 2 y se concluyó que tanto sus dimensiones como refuerzo responden principalmente a carga vertical debido a la presencia de grandes placas o muros de corte en el núcleo. [63]

4.3.2. Esbeltez de columnas

Las deformaciones transversales originadas por la carga axial producen deformaciones las cuales aumentan significativamente la excentricidad considerada en el diseño por lo tanto aumenta los momentos calculados en el análisis normal elástico de la estructura a este problema se le considera esbeltez de la columna.

Este problema se evalúa utilizando el factor de corrección denominado δ, el cual se subdivide en δ1 y δg. El primero (δ1), corrige el momento debido a cargas de gravedad, mientras que el segundo (δg), corrige el momento debido a desplazamientos laterales relativos producidos generalmente por las cargas de sismos.

$$Mc = \delta 1 Muv + \delta g * Mus$$

Dónde:

Muv: Momento debido a cargas verticales amplificadas.

Mus: Momento debido a cargas de sismo amplificadas.

δ1: factor de corrección por esbeltez local (afecta a cada columna como elemento individual)

δg: factor de corrección por esbeltez global (afecta a todas las columnas de un entrepiso por igual)

[63] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 93

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a. Efecto Local de Esbeltez

El factor δ1 se evalúa mediante la siguiente expresión: [64]

$$\delta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi * P_c}} \geq 1$$

Dónde:

Pu: carga amplificada actuante sobre la columna.

Ø: factor de reducción de resistencia ($ø = 0.7$)

Pc: carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler)

Cm: coeficiente que considera la relación de los momentosde los nudos y eltipo de curvatura.

La carga crítica se considera

$$Pc = \frac{\pi^2 * E * I}{ln^2}$$

Dónde:

$$E * I = \frac{\left(Ec * \frac{Ig}{5}\right) + Es * Ise}{(1 + \beta d)}$$

Ó conservadoramente

$$E * I = \frac{Ec * Ig}{2.5 * (1 + \beta d)}$$

Siendo:

Ec: Módulo de elasticidad del concreto.

Ig: Inercia de la sección bruta de concreto (en la dirección analizada).

Es: Módulo de elasticidad del acero.

Ise: Inercia del acero de refuerzo (en la dirección analizada).

βd: Relación entre el momento máximo debido a carga muerta y el momento máximo debido a la carga total, siempre positivo. (Momento de carga sostenida sobre momento total).

Ln: Luz libre de la columna en la dirección analizada considerándose la distancia entre las vigas o losas capaces de proporcionar apoyo lateral.

[64] NTE E.60. *Ob. Cit.* Art. 12.10.2.1.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El coeficiente Cm se obtiene de

$$\text{Cm} = 0.6 + 0.4 * \frac{\text{M1}}{\text{M2}} > 0.40$$

Dónde:

M1: Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna; es positivo si el elemento esta flexionado en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M2: Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna siempre positivo.

Despreciar si se cumple que

$$\frac{\text{Ln}}{\text{r}} < 34 - 12 * \frac{\text{M}_1}{\text{M}_2}$$

Dónde:

$\text{r} = \text{radio de giro de la sección} = \sqrt{\frac{\text{I}}{\text{A}}}$

$\text{r} = 0.3\ \text{h}$ (Para una sección rectangular)

$\text{r} = 0.25\ \text{D}$ (Para una sección circular)

Siendo h el peralte de la sección y D el diámetro.

b. Efecto Global de Esbeltez

El efecto global δg se evalúa mediante las expresiones. [65]

$$\delta_g = \frac{1}{1 - \text{Q}} \quad \text{Ó} \quad \delta_g = \frac{1}{1 - \frac{\sum \text{P}_u}{\phi \sum \text{P}_c}}$$

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

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

[65] NTE E.60. *Ob. Cit.* Pag. 12.10.2.2.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Dónde:

ΣPu = Suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

u = Deformación relativa de entrepiso.

Vu = Fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso, debida a las cargas laterales.

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.

Si el índice Q está comprendido entre 0.06 y 0.25, los efectos globales deben considerarse calculando δg con el valor Q obtenido.

Si el índice Q es mayor a 0.25, deberá cambiarse la sección de la columna o realizarse un análisis de segundo orden.

Pueden ignorarse los efectos de esbeltez producido solo por las cargas verticales amplificadas, cuando los desplazamientos laterales relativos del entrepiso producido por la asimetría de cargas o de la estructura, por asentamientos diferenciales o por otras causas sean menores de.

$$\frac{\Delta u}{h} < 0.001$$

Finalmente, para elementos en compresión sometidos a flexión biaxial, deberán amplificarse ambos momentos flectores calculando δg y δ1 para cada dirección por separado.

4.3.3. Flexión biaxial

La NTE E060 indica como método aproximado la ecuación planteada por Bresler.

Esta considera:

$$\frac{1}{Pu} \geq \frac{1}{\emptyset * Pn_x} + \frac{1}{\emptyset * Pn_y} - \frac{1}{\emptyset * Pn_o}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Dónde:

Pu: Resistencia última en flexión biaxial.

$\emptyset * \mathbf{Pn_x}$: Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en X (ey= 0).

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

$\emptyset * \mathbf{Pn_o}$: Resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente (ex= ey = 0).

Esta ecuación es válida para valores de.

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

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

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

Donde, $\emptyset * \mathbf{Mn_x}$, $\emptyset * \mathbf{Mn_y}$ son las resistencias de diseño de la sección respecto a los ejes X e Y.

Este método supone un diseño previo, y con el acero así definido se verifica la resistencia en flexión biaxial. Lo común es que el diseñador primero estudie el caso de flexión uniaxial con lo cual determina una cuantía de acero; con esta cuantía aplica Bresler y verifica la capacidad resistente en flexión biaxial.

4.3.4. Diseño por flexo-compresión

El diseño por Flexo-compresión se basa en la misma hipótesis del diseño a flexión considerando adicionalmente el problema de la esbeltez, un problema adicional de un elemento sometido a Flexo-compresión es el de la flexión biaxial.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Para el estudio de una sección transversal sometido a Flexo-compresión y para una determinada distribución de acero se obtienen distintos valores de carga y momentos resistentes conforme se varíe la posición del eje neutro.

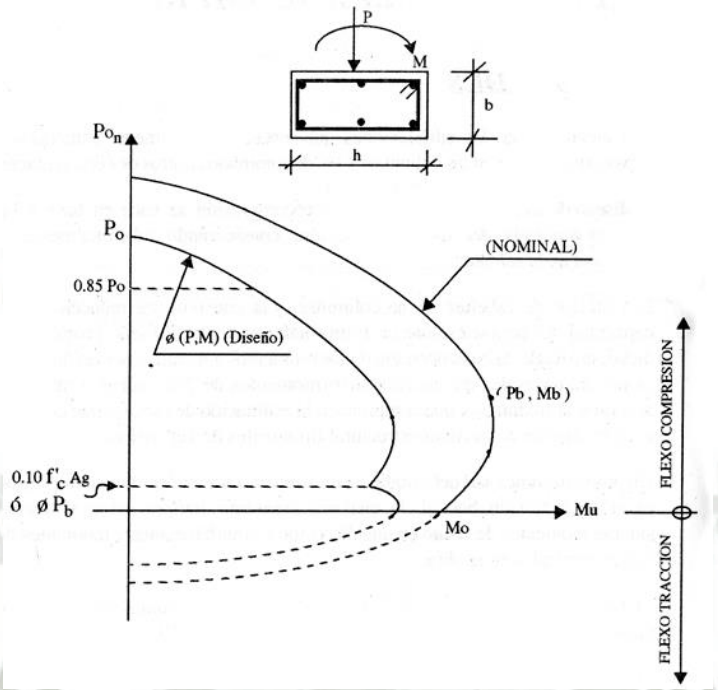


Figura 35: Grafica de interacción.

$$Po = \emptyset * [0.85 * f'c * Ac + As * fy]$$

Dónde:

Ø: 0.70 para columnas con estribos.

Ø: 0.75 para columnas con espirales.

Ø: 0.90 para flexión, flexo tracción o tracción pura.

a. Refuerzo Mínimo y Máximo para las Columnas

Según la norma E-030 se considera la cuantía mínima de 1% y una máxima de 6%. Si la cuantía es mayor al 4% se debe realizar el detalle del cruce de los refuerzos de las columnas y vigas en cada nudo. Se recomienda que la cuantía este entre el 1% y 4% para evitar el congestionamiento de refuerzo.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.3.5. Diseño por corte

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.

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.

$$Vu = \frac{2 * Vn}{ln}$$

Dónde:
Vu: Resistencia requerida.
Vn: Resistencia nominal.
Ln: luz libre de la columna en la dirección analizada (longitud no apoyada).

La resistencia nominal Vn estará conformada por la contribución del concreto Vc y la contribución del acero Vs.

$$Vn = Vc + Vs$$

Entonces:

$$Vu \leq \emptyset * (Vc + Vs)$$

La contribución del concreto Vc está dada por:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d * \left(1 + 0.0071 * \frac{Pu}{Ag}\right)$$

Donde Pu se expresa en kgf. y Ag en cm2.

Cuando la fuerza cortante última Vu exceda la resistencia al corte del concreto ∅*Vc, deberá proporcionarse refuerzo de manera que se cumpla.

$$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a. Requisitos Sísmicos de Espaciamientos entre Estribos

En ambos sentidos de la columna existirá una zona de confinamiento (Io) medida desde la cara del muro. Deberá considerarse el mayor de los siguientes valores.

$lo^1 = ln/6$

$lo^2 = máx\ (a, b)$

$lo^3 = 60cm$

Los estribos que se encuentran dentro de la zona de confinamiento deberán tener un espaciamiento S que no exceda el menor de los siguientes valores.

$S^1 = mín(a/4, b/4)$

$S^2 = 6 * db$

$S^3 = 10cm$

Dónde:

a: Menor dimensión de la columna.

b: Mayor dimensión de la columna.

db: Menor diámetro de acero longitudinal.

El primer estribo deberá ubicarse a la mitad del espaciamiento "S" ó 5 cm.

Fuera de la zona de confinamiento el recubrimiento del refuerzo transversal no deberá exceder de.

$S^1 = 850 * db/\sqrt{f'y}$

$S^2 = 48 * ø\ estribo$

$S^3 = mín\ (a, b)$

Dónde:

db: Menor diámetro de acero longitudinal.

La separación dentro de los nudos S"=15 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

4.3.6. Columna a diseñar como ejemplo

Se presenta el diseño por tramos, para el primer, cuarto y séptimo nivel, de la columna C-1 cuya sección es de 45 x 60 cm y que se encuentra ubicada en la intersección de los ejes 7 y F.

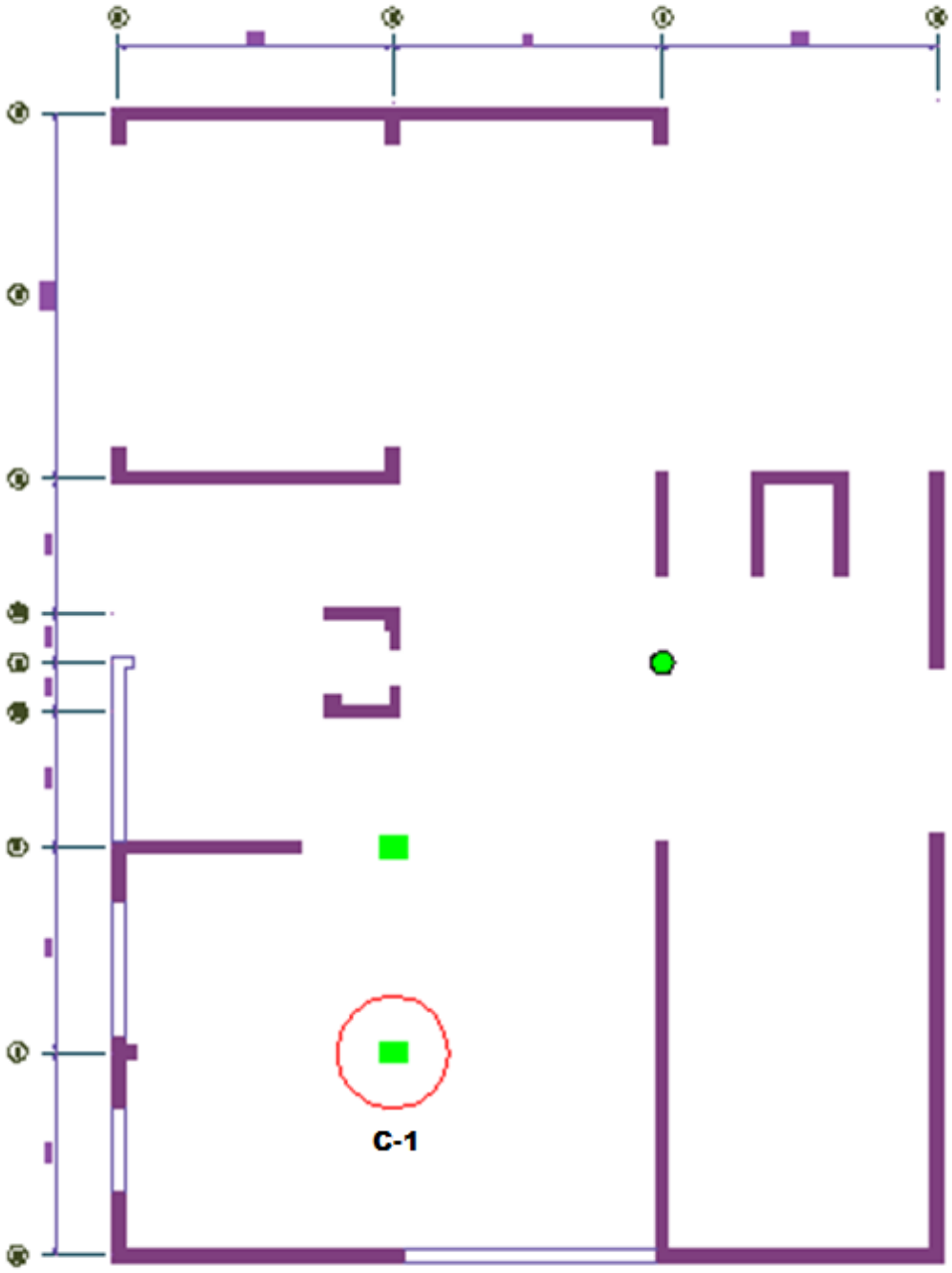


Figura 36: Columna a diseñar.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a. Para el primer nivel

Del análisis estructural en el programa etabs se obtiene los diagramas de interacción, así como las cargas para el diseño.

a.1. Diagramas de interaccion

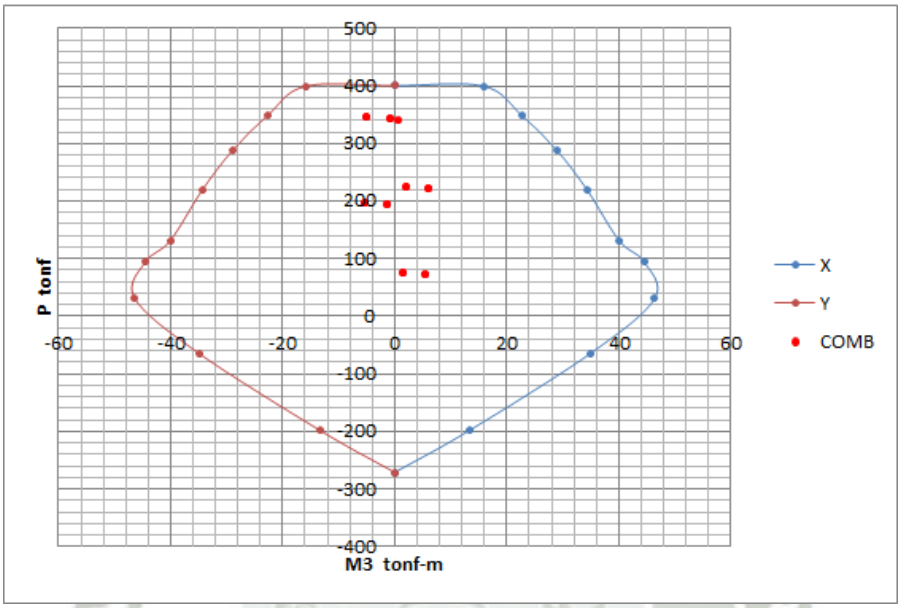


Figura 37: Diagrama de interacción para (x)

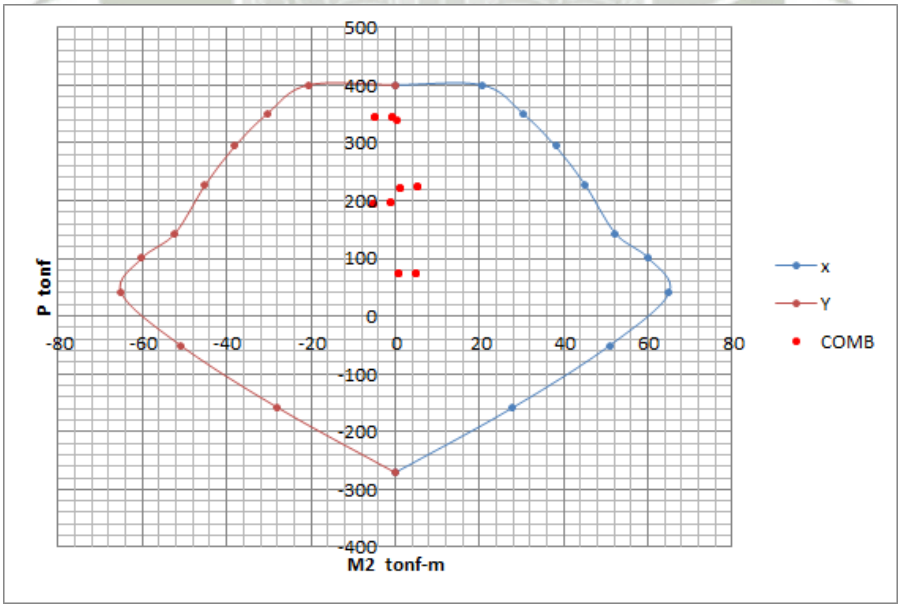


Figura 38: Diagrama de interacción para (y)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

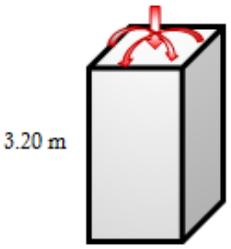
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a.2. Diseño de Columna C-1:

DISEÑO DE COLUMNAS CON CARGA AXIAL Y FLEXIÓN BIAXIAL

FUERZAS ACTUANTES

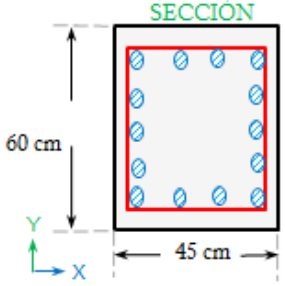
P = 343.32 Ton
Mx = 6.32 Ton·m
My = 5.82 Ton·m



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

f'c = 210 kg/cm2
Fy = 4200 kg/cm2
Ey = 2.1E+06 kg/cm2
r libre = 4.00 cm
Estribos 3
ø = 0.95 cm
Varillas: 14
#Varilla: 8
ø = 2.54 cm
A varilla: 5.07 cm2

SECCIÓN



T.M.A = 3/4 "

ACERO MÍNIMO

As mín = 1%
As mín = 27.00 cm2

ACERO PROPUESTO

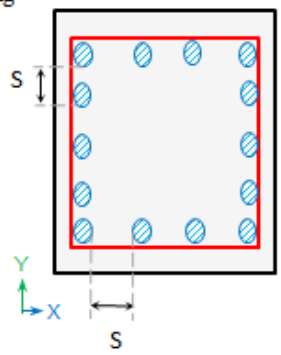
As = 14 * 5.07 cm2
As = 70.98 cm2

ACERO MÁXIMO

As máx = 6%
Asmáx = 162.00 cm2

RECUBRIMIENTO

r= 6.22 cm
Ag = 2700.00 cm2



SEPARACIÓN LIBRE ENTRE VARILLAS

Separación (x) = 8.31 cm
Separación (y) = 9.99 cm

1.5 øv 3.81 cm
1.5 T.M.A 2.86 cm
4.00 cm
} ≥ S

CUANTIA DE LA COLUMNA

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

ρ = 70.98/2700
ρ = 0.02629

$$q = \rho * \frac{f_y}{f_c^*}$$

q = 0.02629 * 4200/142.8
q = 0.7732026

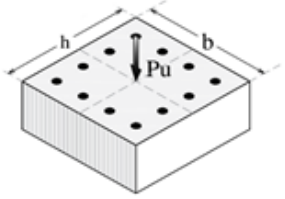
Resistencia nominal del concreto a compresión
f*c = 168.00 kg/cm2

Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión
f'c = 142.80 kg/cm2

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO

$$P_{R0} = FR * (f''c(Ac) + As * Fy)$$

FR = 0.70
f''c = 142.80 kg/cm2
PRO = 0.7*[142.8(2700 - 70.98) + 70.98(4200)]
PRO = 471478.04 kg



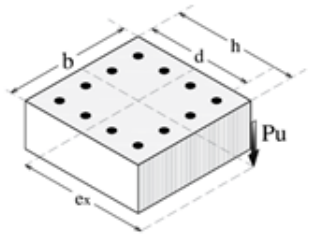
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO (aplicada con una excentricidad ex)

r =	6.22 cm		
d =	38.78		
d/h =	0.862		
ex =	Mx/P		
ex =	1.84 cm		
ex/h =	0.0409077	kx =	1.05
q =	0.7732026		

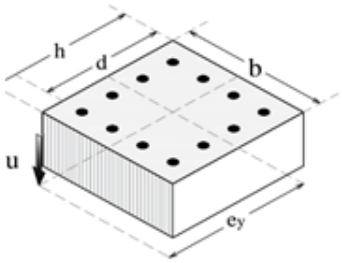


$$P_{RX} = K_x * F_R * b * h * f'c$$

PRX = 416745.00 kg

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO (aplicada con una excentricidad ey)

r =	6.22 cm		
d =			
d/h	0.90		
ey =	1.70 cm		
ey/h =	0.03	ky =	1.02
q =	0.77		



$$P_{RY} = K_y * F_R * b * h * f'c$$

PRY = 404838.00 kg

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO (aplicada con excentricidad ex y ey)

Fórmula de Bresler

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}}$$

Donde:

PR = Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades ex y ey.
PR0 = Carga axial resistente de diseño, suponiendo ex = ey = 0.
PRx = Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad ex en un plano de simetria; y.
PRy= Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad ey en el otro plano de simetria.

PR0 =	471478.04 kg	
PRx =	416745.00 kg	
PRy =	404838.00 kg	
PR =	363810.57	
PR =	363.81057	ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

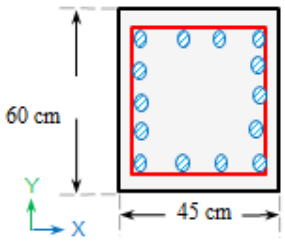
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

DETERMINACIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL

Pu =	343.32 Ton	f'c =	210.00 kg/cm2
Vu =	3.32 Ton	As =	60.84 cm2
		Ag =	2700.00 cm2
r libre =	4.00 cm	Estribos	3
H =	3.20 m	ø =	0.95 cm
Fy =	4200 kg/cm2	A est =	0.71 cm2
		#Varilla:	8
		ø =	2.54 cm
		A varilla:	5.07 cm2
		r =	6.22 cm

SECCIÓN



$$V_C = 0.53\sqrt{f_c^*}\, b_w d(1 + 0.0071\frac{P_{Uact}}{A_g})$$

Vc = 3.54 Ton

$$V_s = \frac{Vuact}{\Phi} V_c$$

Vs= 0.37 Ton

$$P_u > A_g f_c'/10$$

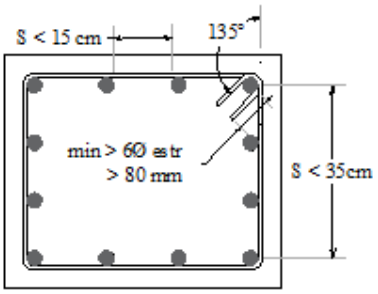
Pu > 56.70 Ton Ok

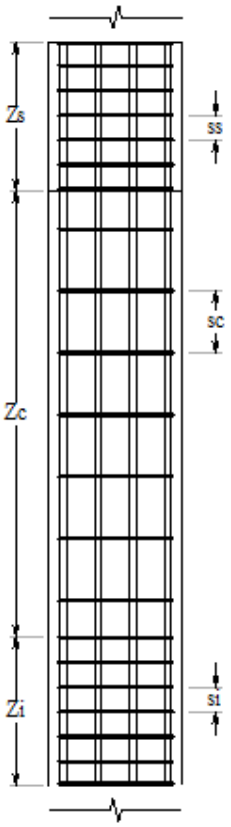
$$V_u < \Phi(V_C + V_S)$$

Vu ≤ 3.32 Ton Ok

Columna de primer nivel

Zona de confinamiento			Separación de Estribos		
Superior	b máx	0.60 m	Ss	bmin/4	11.25 cm
	H/6	0.53 m		6db	15.24 cm
	600 mm	0.60 m		100 mm	10.00 cm
Central		1.00 m	Sc	850 db/√fy	33.31 cm
				48ø estribo	45.60 cm
				b min/2	22.50 cm
Inferior	L/2	1.60 m	Si	100 mm	10.00 cm





Sx = 10.85 cm Ok
Sy = 15.85 cm Ok
gancho = 8.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

b. Para el cuarto nivel

Del análisis estructural en el programa Etabs se obtiene los diagramas de interacción, así como las cargas para el diseño.

b.1. Diagramas de interaccion

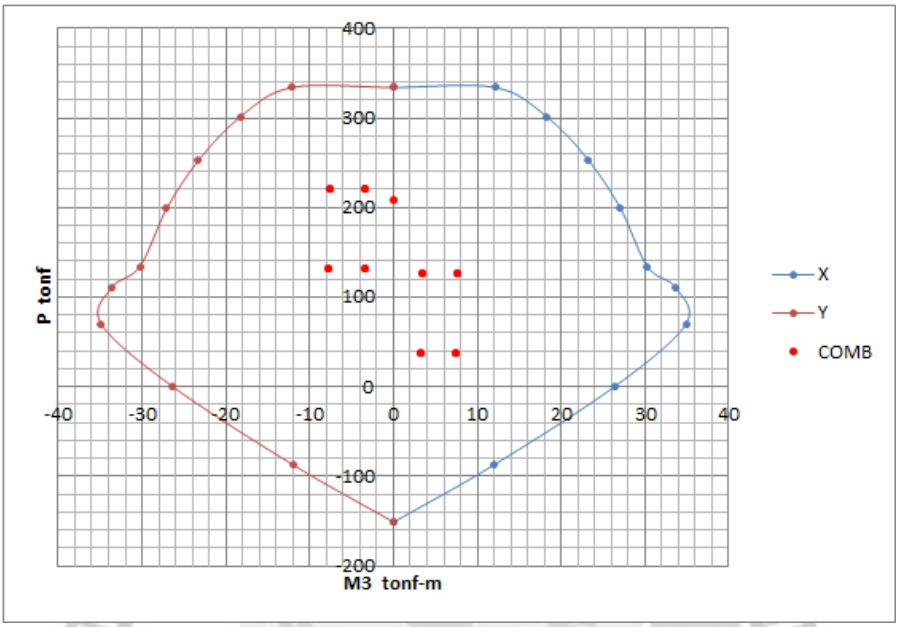


Figura 39: Diagrama de interacción para (x)

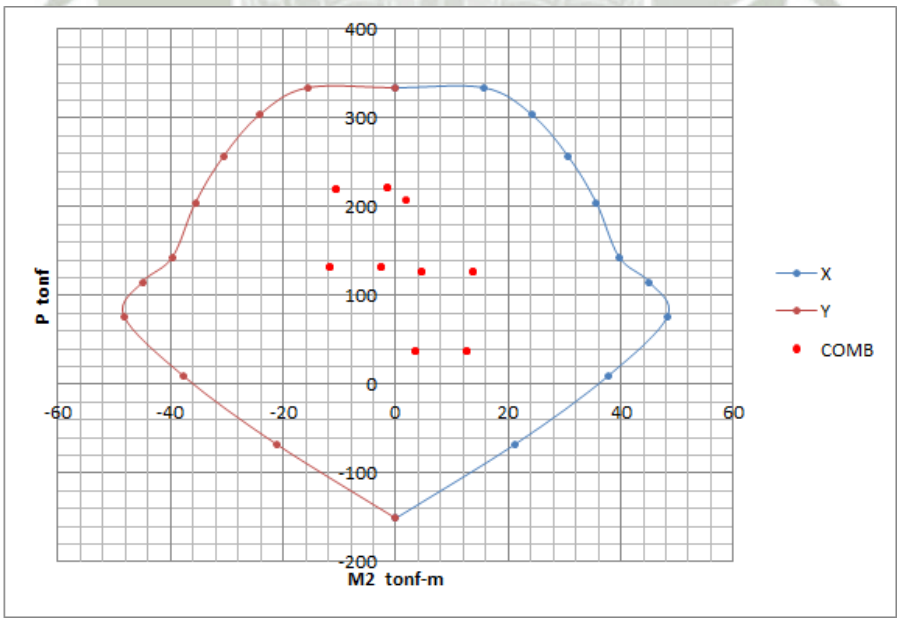


Figura 40: Diagrama de interacción para (y)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

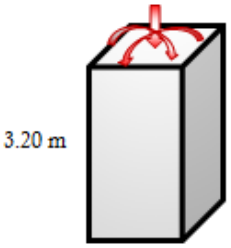
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

b.2. Diseño de Columna C-1:

DISEÑO DE COLUMNAS CON CARGA AXIAL Y FLEXIÓN BIAXIAL

FUERZAS ACTUANTES

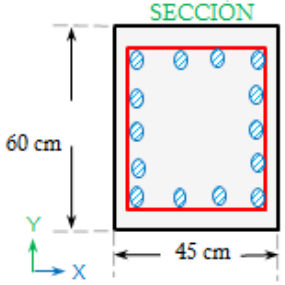
P = 219.07 Ton
Mx = 7.84 Ton-m
My = 13.91 Ton-m



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

f'c = 210 kg/cm2
Fy = 4200 kg/cm2
Ey = 2.1E+06 kg/cm2
r libre = 4.00 cm
Estribos 3
ø = 0.95 cm
Varillas: 14
#Varilla: 6
ø = 1.91 cm
A varilla: 2.85 cm2

SECCIÓN



T.M.A = 3/4 "

ACERO MÍNIMO

As mín = 1%
As mín = 27.00 cm2

ACERO PROPUESTO

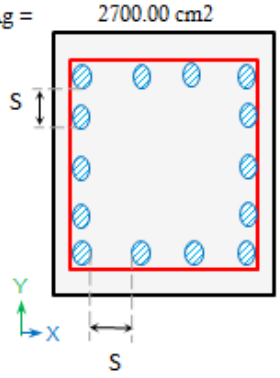
As = 14 * 2.85 cm2
As = 39.90 cm2

ACERO MÁXIMO

As máx = 6%
Asmáx = 162.00 cm2

RECUBRIMIENTO

r= 5.91 cm
Ag = 2700.00 cm2



SEPARACIÓN LIBRE ENTRE VARILLAS

Separación (x) = 9.15 cm
Separación (y) = 10.62 cm

1.5 øv 2.87 cm
1.5 T.M.A 2.86 cm
4.00 cm
} ≥ S

CUANTÍA DE LA COLUMNA

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

ρ = 39.9/2700
ρ = 0.01478

$$q = \rho * \frac{f_y}{f_c^{"}}$$

q = 0.01478 * 4200/142.8
q = 0.4346405

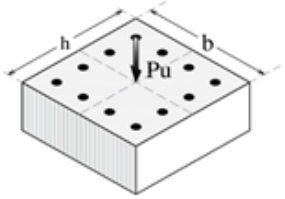
Resistencia nominal del concreto a compresión
f*c = 168.00 kg/cm2

Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión
f'c = 142.80 kg/cm2

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO

$$P_{R0} = FR * (f"c(Ac) + As * Fy)$$

FR = 0.70
f'c = 142.80 kg/cm2
PRO = 0.7*[142.8(2700 - 39.9) + 39.9(4200)]
PRO = 383209.60 kg



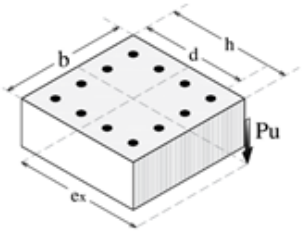
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO (aplicada con una excentricidad ex)

r =	5.91 cm		
d =	39.10		
d/h =	0.869		
ex =	Mx/P		
ex =	3.58 cm		
ex/h =	0.0795281	kx =	0.89
q =	0.4346405		

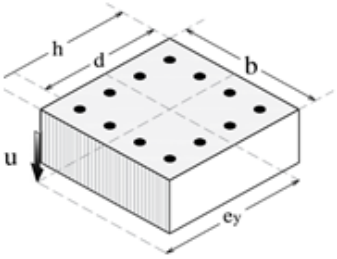


$$P_{RX} = K_x * F_R * b * h * f'c$$

PRX = 353241.00 kg

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO (aplicada con una excentricidad ey)

r =	5.91 cm		
d =			
d/h	0.90		
ey =	6.35 cm		
ey/h =	0.11	ky =	0.75
q =	0.43		



$$P_{RY} = K_y * F_R * b * h * f'c$$

PRY = 297675.00 kg

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO (aplicada con excentricidad ex y ey)

Fórmula de Bresler

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}}$$

Donde:

PR = Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades ex y ey.
PR0 = Carga axial resistente de diseño, suponiendo ex = ey = 0.
PRx = Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad ex en un plano de simetria; y.
PRy= Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad ey en el otro plano de simetria.

PR0 =	383209.60 kg	
PRx =	353241.00 kg	
PRy =	297675.00 kg	
PR =	279270.41	
PR =	279.27041	ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

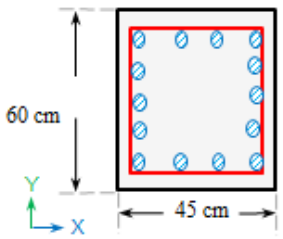
REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

DETERMINACIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL

Pu =	219.07 Ton	fc =	210.00 kg/cm2
Vu =	8.47 Ton	As =	39.90 cm2
		Ag =	2700.00 cm2
r libre =	4.00 cm	Estribos	3
H =	3.20 m	ø =	0.95 cm
Fy =	4200 kg/cm2	A est =	0.71 cm2
		#Varilla:	6
		ø =	1.91 cm
		A varilla:	2.85 cm2
		r =	5.91 cm

SECCIÓN



$$V_C = 0.53\sqrt{f_c^*}\, b_w d(1 + 0.0071\frac{P_{Uact}}{A_g})$$

Vc = 2.95 Ton

$$V_s = \frac{Vuact}{\Phi} V_c$$

Vs= 7.02 Ton

$$P_u > A_g f_c'/10$$

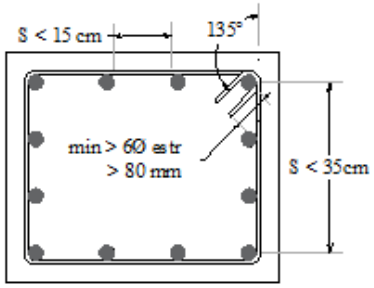
Pu > 56.70 Ton Ok

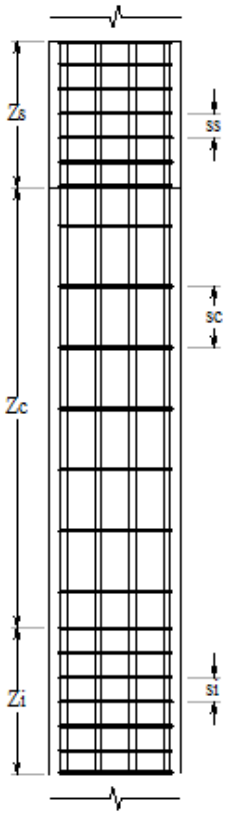
$$V_u < \Phi(V_C + V_S)$$

Vu ≤ 8.47 Ton Ok

Columna de entrepiso

Zona de confinamiento			Separación de Estribos		
Superior	b máx	0.60 m	Ss	bmin/4	11.25 cm
	H/6	0.53 m		6db	11.46 cm
	600 mm	0.60 m		100 mm	10.00 cm
Central		2.00 m	Sc	850 db/√fy	25.05 cm
				48ø estribo	45.60 cm
				b min/2	22.50 cm
Inferior	b máx	0.60 m	Si	100 mm	10.00 cm





Sx = 11.06 cm Ok
Sy = 16.06 cm Ok
gancho = 8.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

c. Para el séptimo nivel

Del análisis estructural en el programa etabs se obtiene los diagramas de interacción, así como las cargas para el diseño.

c.1. Diagramas de interaccion

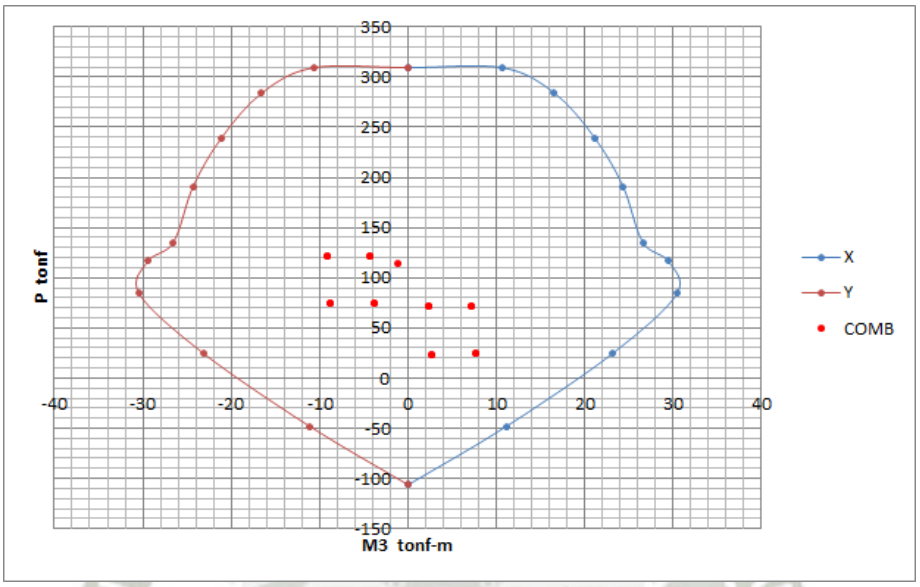


Figura 41: Diagrama de interacción para (x)

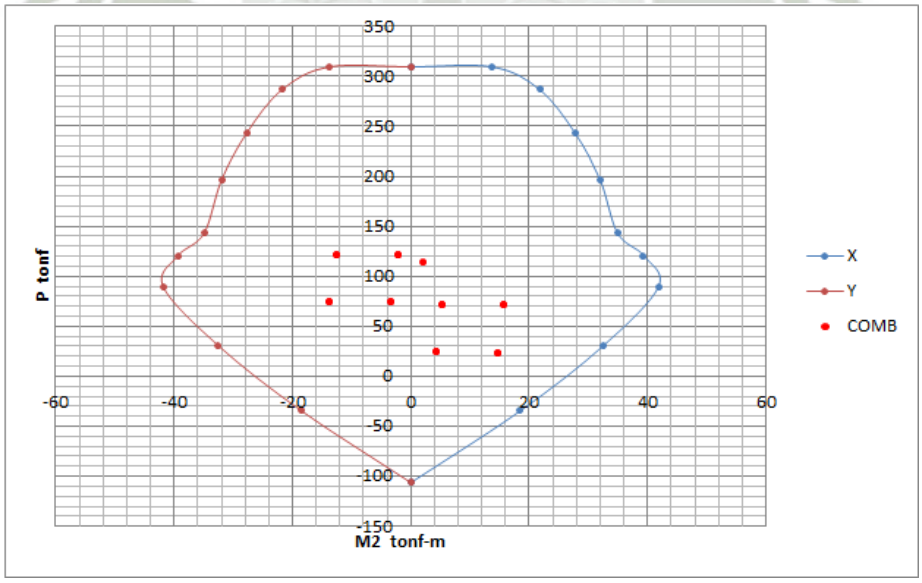


Figura 42: Diagrama de interacción para (y)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

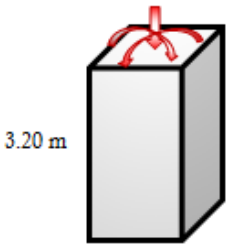
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

c.2. Diseño de Columna C-1:

DISEÑO DE COLUMNAS CON CARGA AXIAL Y FLEXION BIAXIAL

FUERZAS ACTUANTES

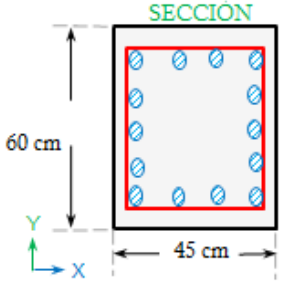
P = 120.00 Ton
Mx = 9.00 Ton·m
My = 16.04 Ton·m



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

f'c = 210 kg/cm2
Fy = 4200 kg/cm2
Ey = 2.1E+06 kg/cm2
r libre = 4.00 cm
Estribos 3
ø = 0.95 cm
Varillas: 14
#Varilla: 5
ø = 1.59 cm
A varilla: 1.99 cm2

SECCIÓN



T.M.A = 3/4 "

ACERO MÍNIMO

As mín = 1%
As mín = 27.00 cm2

ACERO PROPUESTO

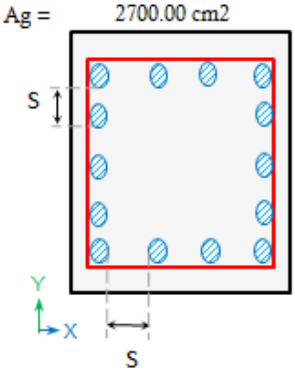
As = 14 * 1.99 cm2
As = 27.86 cm2

ACERO MÁXIMO

As máx = 6%
Asmáx = 162.00 cm2

RECUBRIMIENTO

r= 5.75 cm
Ag = 2700.00 cm2



SEPARACIÓN LIBRE ENTRE VARILLAS

Separación (x) = 9.58 cm
Separación (y) = 10.94 cm

1.5 øv	2.39 cm	≥ S
1.5 T.M.A	2.86 cm	
	4.00 cm	

CUANTÍA DE LA COLUMNA

$$\rho = \frac{A_s}{Ag} \qquad q = \rho * \frac{f_y}{f_c''}$$

ρ = 27.86/2700
ρ = 0.01032

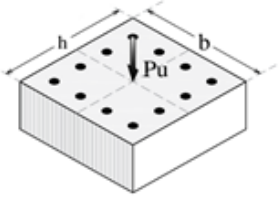
q = 0.01032 * 4200/142.8
q = 0.3034858

Resistencia nominal del concreto a compresión
f*c = 168.00 kg/cm2
Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión
f'c = 142.80 kg/cm2

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO

$$P_{R0} = FR * (f''c(Ac) + As * Fy)$$

FR = 0.70
f'c = 142.80 kg/cm2
PRO = 0.7*[142.8(2700 - 27.86) + 27.86(4200)]
PRO = 349015.51 kg



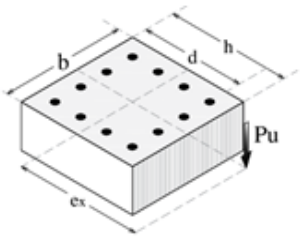
Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO (aplicada con una excentricidad ex)

r =	5.75 cm		
d =	39.26		
d/h =	0.872		
ex =	Mx/P		
ex =	7.50 cm		
ex/h =	0.1666667	kx =	0.55
q =	0.3034858		

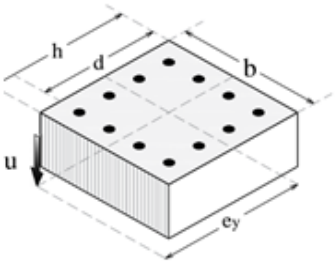


$$P_{RX} = K_x * F_R * b * h * f'c$$

PRX = 218295.00 kg

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO (aplicada con una excentricidad ey)

r =	5.75 cm		
d =			
d/h	0.90		
ey =	13.37 cm		
ey/h =	0.22	ky =	0.4
q =	0.30		



$$P_{RY} = K_y * F_R * b * h * f'c$$

PRY = 158760.00 kg

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO (aplicada con excentricidad ex y ey)

Fórmula de Bresler

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}}$$

Donde:

PR = Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades ex y ey.
PR0 = Carga axial resistente de diseño, suponiendo ex = ey = 0.
PRx = Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad ex en un plano de simetria; y.
PRy= Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad ey en el otro plano de simetria.

PR0 =	349015.51 kg	
PRx =	218295.00 kg	
PRy =	158760.00 kg	
PR =	124772.75	
PR =	124.77275	ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

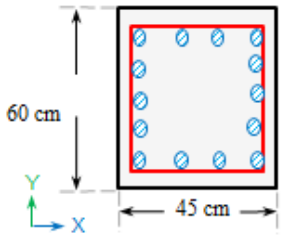
REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

DETERMINACIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL

Pu =	120.00 Ton	f'c =	210.00 kg/cm2
Vu =	9.94 Ton	As =	27.86 cm2
		Ag =	2700.00 cm2
r libre =	4.00 cm	Estribos	3
H =	3.20 m	ø =	0.95 cm
Fy =	4200 kg/cm2	A est =	0.71 cm2
		#Varilla:	5
		ø =	1.59 cm
		A varilla:	1.99 cm2
		r =	5.75 cm

SECCIÓN



$$V_C = 0.53\sqrt{f_c^*}\, b_w d\left(1 + 0.0071\frac{P_{Uact}}{A_g}\right)$$

Vc = 2.47 Ton

$$V_s = \frac{Vuact}{\Phi} V_c$$

Vs= 9.23 Ton

$$P_u > A_g f_c'/10$$

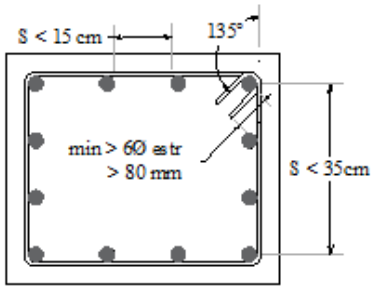
Pu > 56.70 Ton Ok

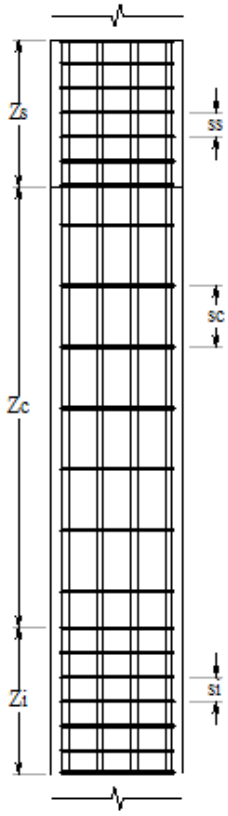
$$V_u < \Phi(V_C + V_S)$$

Vu ≤ 9.94 Ton Ok

Columna de entrepiso

Zona de confinamiento			Separación de Estribos		
Superior	b máx	0.60 m	Ss	bmin/4	11.25 cm
	H/6	0.53 m		6db	9.54 cm
	600 mm	0.60 m		100 mm	10.00 cm
Central		2.00 m	Sc	850 db/√fy	20.85 cm
				48ø estribo	45.60 cm
				b min/2	22.50 cm
Inferior	b máx	0.60 m	Si	6db	9.54 cm





Sx = 11.17 cm Ok

Sy = 16.17 cm Ok

gancho = 8.00 cm

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE PLACAS

4.4.1. Introducción

Las placas o muros de corte son los elementos estructurales que absorben la carga lateral producida por un sismo, ya que dada su gran rigidez reciben una buena parte de la fuerza sísmica total. [66]

4.4.2. Diseño por flexo compresión

Para el diseño por flexo compresión son aplicables los lineamientos generales establecidos por la Norma E.060 1989 para elementos en flexo compresión. El refuerzo vertical asumido se distribuye a lo largo de la placa concentrándose mayor refuerzo en los extremos, donde se ubican los denominados núcleos confinados. Una vez escogido el refuerzo a colocar, se genera el diagrama de interacción de la sección y se verifica que este satisfaga la demanda de resistencia representada por los puntos (Pu, Mu). Se debe tener presente que, si la placa no fuese simétrica respecto del eje perpendicular a la dirección de análisis, se deberá generar no uno sino dos diagramas para esta dirección, un para cada sentido del sismo. [67]

4.4.3. Diseño por corte

En el capítulo de la Norma E.060 2009 se establece que la fuerza cortante última de diseño (Vu) debe ser mayor o igual que el cortante último proveniente del análisis (Vua) amplificado por el cociente entre el momento nominal asociado al acero colocado (Mn) y el momento proveniente del análisis (Mua), es decir:

$$\mathrm{Vu} \geq \mathrm{Vua} \,.\, \frac{\mathrm{Mn}}{\mathrm{Mua}}$$

Debe tenerse en cuenta que esta amplificación del cortante último, en función de la capacidad en flexión instalada de la placa, no es aplicable a toda la altura del edificio. En la Norma E.060 1989 figura un factor adicional en la expresión para

[66] POMEZ VILLANUEVA DAVID C. *Ob. Cit.* Pag. 76
[67] Ibid. Pag. 76

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

el cálculo del cortante de diseño Vu, el denominado factor de amplificación dinámica cuyo valor depende del número de pisos del edificio. Sin embargo, el uso de este factor nunca fue común en la práctica profesional ya que lleva a la obtención de valores de cortante poco razonables, más aún si se tiene en cuenta que el valor de cortante obtenido del análisis sísmico no puede ser amplificado por un valor superior al del coeficiente de reducción empleado en dicho análisis "R". [68]

4.4.4. Placa a diseñar como ejemplo

Se muestra el diseño de la Placa PL-1, se encuentra ubicada en el eje A, entre los ejes 8 y 6. La Placa PL-1 tiene una sección en forma de "E" con el alma orientada en la dirección paralela a los ejes numéricos y un espesor constante de 30 cm.

La metodología que se sigue para el diseño de la placa es la siguiente:

- Se extrae los resultados obtenidos del Análisis realizados en el programa ETABS (orientadas en la dirección "X" y "Y").
- Con la ayuda del programa Excel se realiza los diseños y chequeos por Flexocompresión y Corte.



Figura 43: Geometría de placa PL-1 a diseñar.

[68] POMEZ VILLANUEVA DAVID C. *Ob. Cit.*. Pag. 76

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

a. Para el primer nivel en la dirección "Y"

Del análisis estructural en el programa etabs se obtiene los diagramas de interacción, así como las cargas para el diseño.

a.1. Diagramas de interaccion

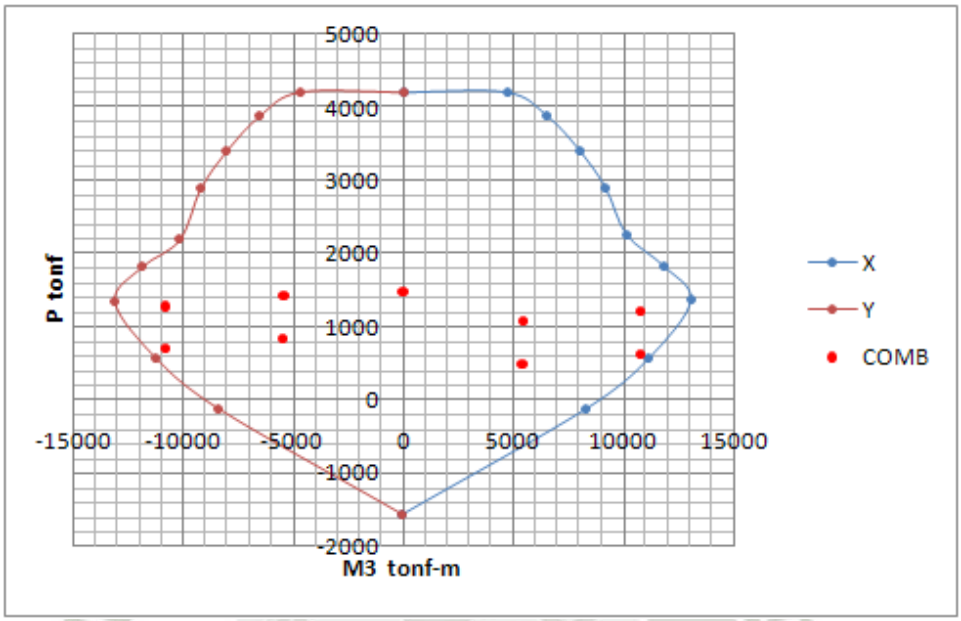


Figura 44: Diagrama de interacción para (x)

Diseño por flexo compresión

En el diagrama de interacción de PL-1 en la dirección "Y" que se presenta en la Figura 44 se aprecia dos curvas, una azul y una roja. La curva azul es para 0° y 180º lado derecho, la curva roja es para 90° y 270º lado izquierdo, Los gráficos para ambos lados son casi iguales al haber una pequeña diferencia en la geometría.

Las características del refuerzo (diámetro y distribución de las varillas) empleado para la generación del diagrama de interacción de la placa son las siguientes:

- Tres columnas de confinamiento distribuidas en los extremos y parte intermedia de la placa PL-1cada columna de confinamiento es de 30 por 80 cm con 14 fierros de 1".

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Dos capas de 1/2" espaciadas cada 15 cm como refuerzo distribuidos en las pantallas.

Diseño por corte

El cortante último de diseño se encuentra con la siguiente relación:

$$\mathbf{Vu \geq Vua \,.\frac{Mn}{Mua}}$$

Donde:

- Del análisis sísmico: Mua = 10752.74 ton m y Vua = 391.77 ton.
- Para: Pu = 1289.60 ton y Mn = 18571.43 ton m.

Reemplazado,

- Vu = 391.77 * (18571.43/10752.74)/0.85 = 796.04 ton

Luego,

- $Vc = 0.53 * \sqrt{210} * (0.25) * (0.8) * (12.35) * (10) = 189.71$ ton
- $Vs = Vu - Vc = (796.04 - 189.71)/0.85 = 606.34$ ton
- $Vs\ max = 2.1 * \sqrt{210} * (0.25) * (0.8) * (12.35) * (10) = 751.67$ ton $>$ Vs ok

El numero de hileras según la (NTE E-060) 21.9.4.3 es de 2 hileras al ser el espesor mayor de 20 cm.

Para determinar el refuerzo horizontal devemos verificar que el Vu mayor o menor de, $0.27 * \sqrt{f'c} *$ Acw, si es menor consideramos cuantias minimas y si es mayor consideramos lo que indica la NTE E-060 11.10.7.

- $0.27 * \sqrt{210} * 0.25 * 12.35 * 10 = 120.80 < 796.04$ ton

Calculamos la cuantia horizontal ρh,

- $\rho h = Vs/(Acw * f'y) = 606.34/(0.25 * 12.35 * 10000 * 4.2) = 0.005$

Entonces,

- $Vs\ final = Acw * \rho h * f'y = 0.25 * 12.35 * 10000 * 0.005 * 4.2 = 606.34$ ton

Verificando que no se exceda el valor maximo de Vn que permite la Norma,

- Vn = Vs +Vc = 606.34 + 189.71 = 796.05 ton $< 2.6 * \sqrt{f'c} * t * d$ = 1163.30 ton ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El refuerzo horizontal necesario consiste en dos mallas de 3/8" espaciadas cada 15 cm.

b. Para el primer nivel en la dirección "X"

Del análisis estructural en el programa etabs se obtiene los diagramas de interacción, así como las cargas para el diseño.

b.1. Diagramas de interaccion

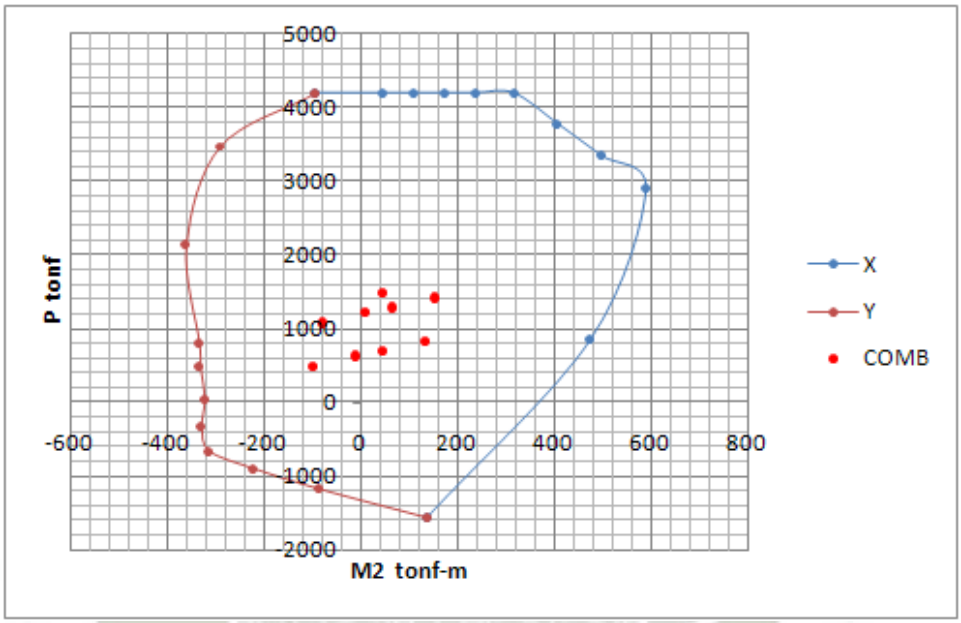


Figura 45: Diagrama de interacción para (y)

Diseño por flexo compresión

El diagrama de interacción mostrado en la figura 45 fue generado con el mismo refuerzo descrito para el análisis de la placa en la dirección "Y".

Se verifica que no hay necesidad de incrementar el acero de los núcleos ni el refuerzo distribuido hallados del análisis para la dirección "Y".

Diseño por corte

El cortante último de diseño se encuentra con la siguiente relación:

$$\mathbf{Vu \geq Vua \,.\, \frac{Mn}{Mua}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Donde:

- Del análisis sísmico: Mua = 80.98 ton m y Vua = 62.76 ton.
- Para: Pu = 1083.30 ton y Mn = 514.29 ton m.

Reemplazado,

- Vu = 62.76 * (514.29 /80.98)/0.85 = 468.97 ton

Luego,

- $Vc = 0.53 * \sqrt{210} * (0.25) * (0.8) * (12.35) * (10) = 189.71$ ton
- $Vs = Vu - Vc = (468.97 - 189.71)/0.85 = 468.97$ ton
- $Vs\ max = 2.1 * \sqrt{210} * (0.25) * (0.8) * (12.35) * (10) = 751.67$ ton $>$ Vs ok

El numero de hileras según la (NTE E-060) 21.9.4.3 es de 2 hileras al ser el espesor mayor de 20cm.

Para determinar el refuerzo horizontal devemos verificar que el Vu mayor o menor de, $0.27 * \sqrt{f'c} *$ Acw, si es menor consideramos cuantias minimas y si es mayor consideramos lo que indica la NTE E-060 11.10.7.

- $0.27 * \sqrt{210} * 0.25 * 12.35 * 10 = 120.80 < 468.97$ ton

Calculamos la cuantia horizontal ρh,

- $\rho h = Vs/(Acw * f'y) = 468.97\ /(0.25 * 12.35 * 10000 * 4.2) = 0.002$

Entonces,

- $Vs\ final = Acw * \rho h * f'y = 0.25 * 12.35 * 10000 * 0.002 * 4.2 = 279.26$ ton

Verificando que no se exceda el valor maximo de Vn que permite la Norma,

- Vn = Vs +Vc = 279.26 + 189.71 = 465.97 ton $<$ 2.6* $\sqrt{f'c}$ * t * d = 1163.30 ton ok

El refuerzo horizontal necesario consiste en dos mallas de 3/8” espaciadas cada 25 cm. Se considera el menor de las dos direcciones analizadas, en este caso 15 cm.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

c. Para el cuarto nivel en la dirección "Y

Del análisis estructural en el programa Etabs se obtiene los diagramas de interacción, así como las cargas para el diseño.

c.1. Diagramas de interaccion

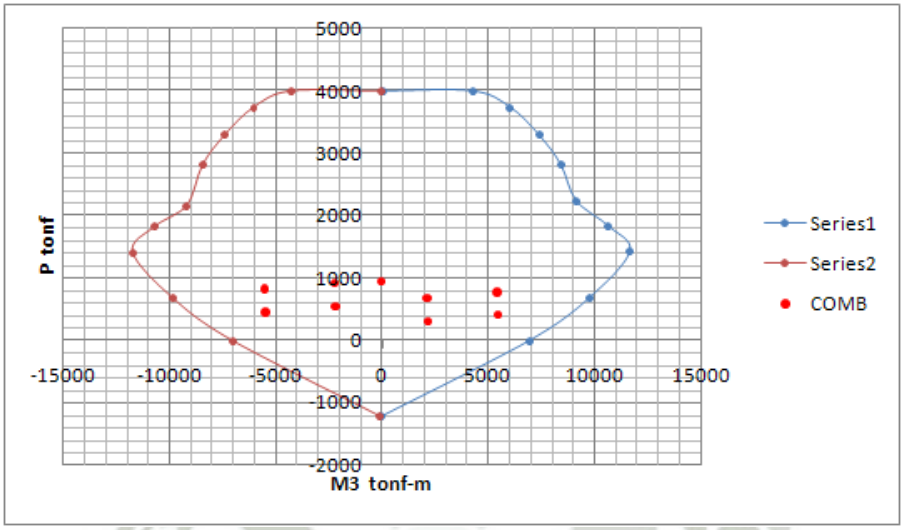


Figura 46: Diagrama de interacción para (x)

Diseño por flexo compresión

En el diagrama de interacción de PL-1 en la dirección "Y" que se presenta en la Figura 46 se aprecia dos curvas, una azul y una roja. La curva azul es para 0° y 180º lado derecho, la curva roja es para 90° y 270º lado izquierdo, Los gráficos para ambos lados son casi iguales al haber una pequeña diferencia en la geometría.

Las características del refuerzo (diámetro y distribución de las varillas) empleado para la generación del diagrama de interacción de la placa son las siguientes:

- Tres columnas de confinamiento distribuidas en los extremos y parte intermedia de la placa PL-1cada columna de confinamiento es de 30 por 80 cm con 14 fierros de 3/4".

- Dos capas de 1/2" espaciadas cada 15 cm como refuerzo distribuidos en las pantallas.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Diseño por corte

El cortante último de diseño se encuentra con la siguiente relación:

$$\mathbf{Vu \geq Vua \,.\frac{Mn}{Mua}}$$

Donde:

- Del análisis sísmico: Mua = 10752.74 ton m y Vua = 391.77 ton.
- Para: Pu = 1289.60 ton y Mn = 17142.86 ton m.

Reemplazado,

- Vu = 391.77 * (17142.86 /10752.74)/0.85 = 734.81 ton

Luego,

- $\text{Vc} = 0.53 * \sqrt{210} * (0.25) * (0.8) * (12.35) * (10) = 189.71 \text{ ton}$
- $\text{Vs} = \text{Vu} - \text{Vc} = (734.81 - 189.71)/0.85 = 545.11 \text{ ton}$
- $\text{Vs max} = 2.1 * \sqrt{210} * (0.25) * (0.8) * (12.35) * (10) = 751.67 \text{ ton} > \text{Vs ok}$

El numero de hileras según la (NTE E-060) 21.9.4.3 es de 2 hileras al ser el espesor mayor de 20cm.

Para determinar el refuerzo horizontal devemos verificar que el Vu mayor o menor de, $0.27 * \sqrt{\text{f'c}} *$ Acw, si es menor consideramos cuantias minimas y si es mayor consideramos lo que indica la NTE E-060 11.10.7.

- $0.27 * \sqrt{210} * 0.25 * 12.35 * 10 = 120.80 < 734.81 \text{ ton}$

Calculamos la cuantia horizontal ρh,

- $\rho\text{h} = \text{Vs}/(\text{Acw} * \text{f'y}) = 545.11 /(0.25 * 12.35 * 10000 * 4.2) = 0.004$

Entonces,

- $\text{Vs final} = \text{Acw} * \rho\text{h} * \text{f'y} = 0.25 * 12.35 * 10000 * 0.004 * 4.2 = 545.11 \text{ ton}$

Verificando que no se exceda el valor maximo de Vn que permite la Norma,

- Vn = Vs +Vc = 545.11 + 189.71 = 734.82 ton $< 2.6* \sqrt{\text{f'c}} *$ t * d = 1163.30 ton ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El refuerzo horizontal necesario consiste en dos mallas de 3/8” espaciadas cada 15 cm.

d. Para el cuarto nivel en la dirección “X”

Del análisis estructural en el programa Etabs se obtiene los diagramas de interacción, así como las cargas para el diseño.

d.1. Diagramas de interaccion

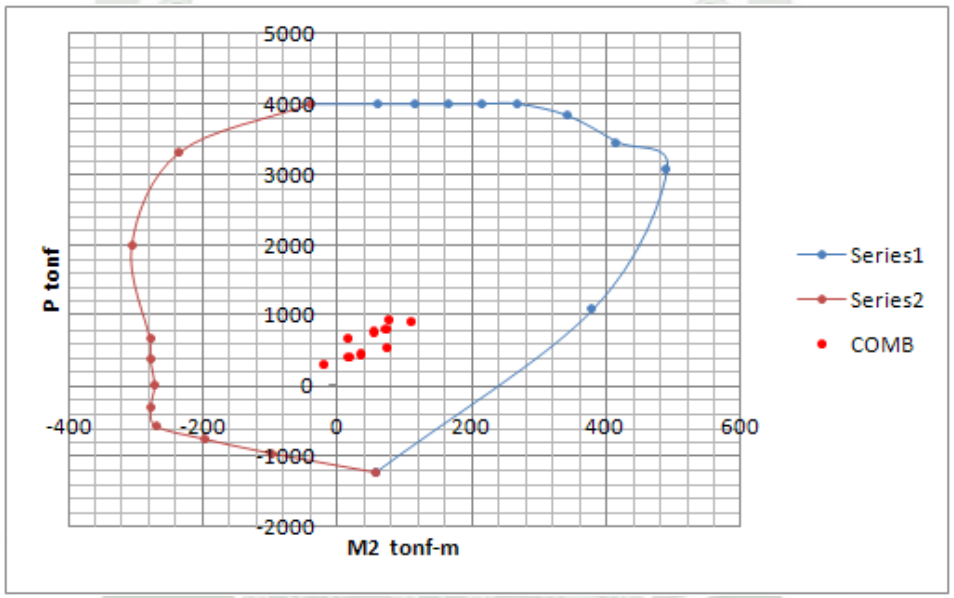


Figura 47: Diagrama de interacción para (y)

Diseño por flexo compresión

El diagrama de interacción mostrado en la figura 47 fue generado con el mismo refuerzo descrito para el análisis de la placa en la dirección “Y”.

Se verifica que no hay necesidad de incrementar el acero de los núcleos ni el refuerzo distribuido hallados del análisis para la dirección “Y”.

Diseño por corte

El cortante último de diseño se encuentra con la siguiente relación:

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

$$\mathbf{Vu \geq Vua \,.\, \frac{Mn}{Mua}}$$

Donde:

- Del análisis sísmico: Mua = 80.98 ton m y Vua = 62.76 ton.
- Para: Pu = 1083.30 ton y Mn = 400.00 ton m.

Reemplazado,

- Vu = 62.76 x (400.00 /80.98)/0.85 = 364.71 ton

Luego,

- $Vc = 0.53 * \sqrt{210} * (0.25) * (0.8) * (12.35) * (10) = 189.71$ ton
- $Vs = Vu - Vc = (364.71 - 189.71)/0.85 = 175.00$ ton
- $Vs\ max = 2.1 * \sqrt{210} * (0.25) * (0.8) * (12.35) * (10) = 751.67$ ton $>$ Vs ok

  El numero de hileras según la (NTE E-060) 21.9.4.3 es de 2 hileras al ser el espesor mayor de 20cm.

Para determinar el refuerzo horizontal devemos verificar que el Vu mayor o menor de, $0.27 * \sqrt{f'c} *$ Acw, si es menor consideramos cuantias minimas y si es mayor consideramos lo que indica la NTE E-060 11.10.7.

- $0.27 * \sqrt{210} * 0.25 * 12.35 * 10 = 120.80 < 364.71$ ton

Calculamos la cuantia horizontal ρh,

- $\rho h = Vs/(Acw * f'y) = 468.97\ /(0.25 * 12.35 * 10000 * 4.2) = 0.001$

Entonces,

- $Vs\ final = Acw * \rho h * f'y = 0.25 * 12.35 * 10000 * 0.001 * 4.2 = 175.00$ ton

Verificando que no se exceda el valor maximo de Vn que permite la Norma,

- Vn = Vs +Vc = 175.00 + 189.71 = 364.71 ton $<$ 2.6* $\sqrt{f'c}$ * t * d = 1163.30 ton ok

El refuerzo horizontal necesario consiste en dos mallas de 3/8” espaciadas cada 40 cm. Se considera el menor de las dos direcciones analizadas, en este caso 15 cm.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

e. Para el séptimo nivel en la dirección "Y"

Del análisis estructural en el programa etabs se obtiene los diagramas de interacción, así como las cargas para el diseño.

e.1. Diagramas de interaccion

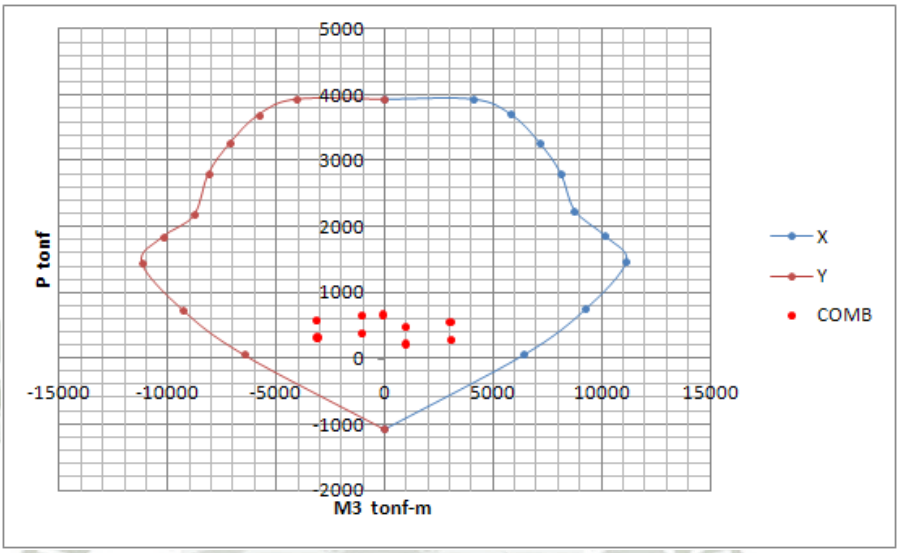


Figura 48: Diagrama de interacción para (x)

Diseño por flexo compresión

En el diagrama de interacción de PL-1 en la dirección "Y" que se presenta en la Figura 48 se aprecia dos curvas, una azul y una roja. La curva azul es para 0° y 180º lado derecho, la curva roja es para 90° y 270º lado izquierdo, Los gráficos para ambos lados son casi iguales al haber una pequeña diferencia en la geometría.

Las características del refuerzo (diámetro y distribución de las varillas) empleado para la generación del diagrama de interacción de la placa son las siguientes:

- Tres columnas de confinamiento distribuidas en los extremos y parte intermedia de la placa PL-1cada columna de confinamiento es de 30 por 80 cm con 14 fierros de 5/8".

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- Dos capas de 1/2" espaciadas cada 15 cm como refuerzo distribuidos en las pantallas.

Diseño por corte

El cortante último de diseño se encuentra con la siguiente relación:

$$\mathbf{Vu \geq Vua \,.\frac{Mn}{Mua}}$$

Donde:

- Del análisis sísmico: Mua = 10752.74 ton m y Vua = 391.77 ton.
- Para: Pu = 1289.60 ton y Mn = 15714.29 ton m.

Reemplazado,

- Vu = 391.77 x (15714.29 /10752.74)/0.85 = 673.58 ton

Luego,

- $Vc = 0.53 * \sqrt{210} * (0.25) * (0.8) * (12.35) * (10) = 189.71$ ton
- $Vs = Vu - Vc = (673.58 - 189.71)/0.85 = 483.87$ ton
- $Vs\,max = 2.1 * \sqrt{210} * (0.25) * (0.8) * (12.35) * (10) = 751.67$ ton $>$ Vs ok

El numero de hileras según la (NTE E-060) 21.9.4.3 es de 2 hileras al ser el espesor mayor de 20 cm.

Para determinar el refuerzo horizontal devemos verificar que el Vu mayor o menor de, 0.27 x $\sqrt{f'c}$ x Acw, si es menor consideramos cuantias minimas y si es mayor consideramos lo que indica la NTE E-060 11.10.7.

- $0.27 \text{ x } \sqrt{210} \text{ x } 0.25 \text{ x } 12.35 \text{ x } 10 = 120.80 < 673.58$ ton

Calculamos la cuantia horizontal ρh,

- $\rho h = Vs/(Acw \text{ x } f'y) = 545.11 \ /(0.25 \text{ x } 12.35 \text{ x } 10000 \text{ x } 4.2) = 0.004$

Entonces,

- $Vs\,final = Acw \text{ x } \rho h \text{ x } f'y = 0.25 \text{ x } 12.35 * 10000 \text{ x } 0.004 \text{ x } 4.2 = 483.87$ ton

Verificando que no se exceda el valor maximo de Vn que permite la Norma,

- Vn = Vs +Vc = 483.87 + 189.71 = 673.58 ton $<$ 2.6. $\sqrt{f'c}$ t d = 1163.30 ton ok

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

El refuerzo horizontal necesario consiste en dos mallas de 3/8" espaciadas cada 15 cm.

f. Para el séptimo nivel en la dirección "X"

Del análisis estructural en el programa Etabs se obtiene los diagramas de interacción, así como las cargas para el diseño.

f.1. Diagramas de interaccion

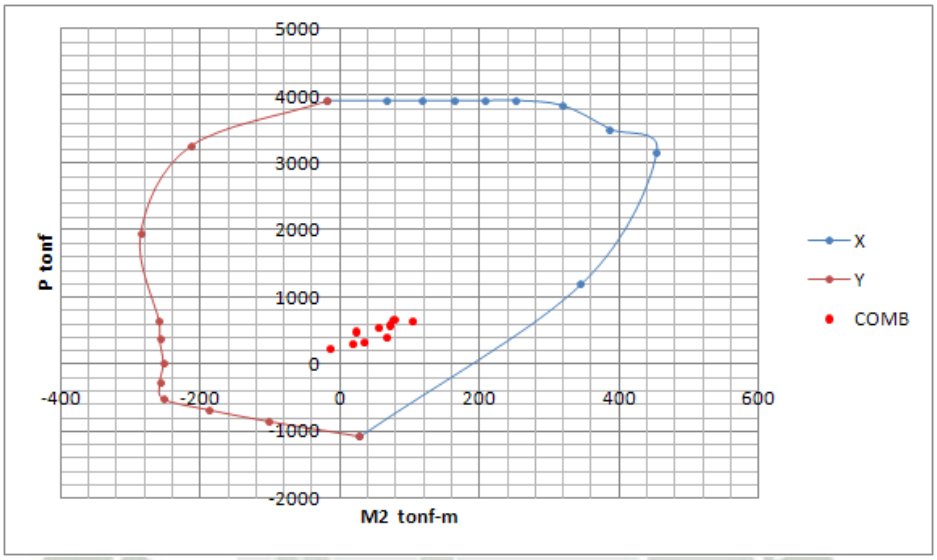


Figura 49: Diagrama de interacción para (y)

Diseño por flexo compresión

El diagrama de interacción mostrado en la figura 49 fue generado con el mismo refuerzo descrito para el análisis de la placa en la dirección "Y".

Se verifica que no hay necesidad de incrementar el acero de los núcleos ni el refuerzo distribuido hallados del análisis para la dirección "Y".

Diseño por corte

El cortante último de diseño se encuentra con la siguiente relación:

$$\mathbf{Vu} \geq \mathbf{Vua} \,.\, \frac{\mathbf{Mn}}{\mathbf{Mua}}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Donde:

- Del análisis sísmico: Mua = 80.98 ton m y Vua = 62.76 ton.
- Para: Pu = 1083.30 ton y Mn = 357.14 ton m.

Reemplazado,

- Vu = 62.76* (357.14 /80.98)/0.85 = 325.63 ton

Luego,

- $Vc = 0.53 * \sqrt{210} * (0.25) * (0.8) * (12.35) * (10) = 189.71$ ton
- $Vs = Vu - Vc = (325.63 - 189.71)/0.85 = 135.93$ ton
- $Vs\ max = 2.1 * \sqrt{210} * (0.25) * (0.8) * (12.35) * (10) = 751.67$ ton $>$ Vs ok

El numero de hileras según la (NTE E-060) 21.9.4.3 es de 2 hileras al ser el espesor mayor de 20cm.

Para determinar el refuerzo horizontal devemos verificar que el Vu mayor o menor de, $0.27 * \sqrt{f'c}$ x Acw, si es menor consideramos cuantias minimas y si es mayor consideramos lo que indica la NTE E-060 11.10.7.

- $0.27 * \sqrt{210} * 0.25 * 12.35 * 10 = 120.80 < 325.63$ ton

Calculamos la cuantia horizontal ρh,

- $\rho h = Vs/(Acw * f'y) = 135.93\ /(0.25 * 12.35 * 10000 * 4.2) = 0.001$

Entonces,

- $Vs\ final = Acw * \rho h * f'y = 0.25 * 12.35 * 10000 * 0.001 * 4.2 = 135.93$ ton

Verificando que no se exceda el valor maximo de Vn que permite la Norma,

- Vn = Vs +Vc = 135.93 + 189.71 = 325.64 ton $< 2.6 * \sqrt{f'c} * t * d$ = 1163.30 ton ok

El refuerzo horizontal necesario consiste en dos mallas de 3/8” espaciadas cada 40 cm. Se considera el menor de las dos direcciones analizadas, en este caso 15 cm.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

4.5. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LAS ESCALERAS

4.5.1. Introducción

Con los datos obtenidos del pre-dimensionamiento y del metrado de cargas se diseña las escaleras.

Cada tramo típico de las escaleras del edificio está formado por, dos tramos horizontales de 1.80 m al inicio correspondientes a los descansos y un tramo inclinado cuya longitud, medida horizontalmente, es de 2.40 m.

4.5.2. Diseño de escaleras

a. TRAMO 1

- **Metrado De Cargas**

Descanso:

$$\text{PP}: \quad 0.15 * 1.8 * 2.4 = 0.648 \ \text{ton/m}$$

$$\text{PT}: \quad 0.23 * 1.8 = 0.414 \ \text{ton/m}$$

$$\text{CM}: \quad = 1.062 \ \text{ton/m}$$

$$\text{CV}: \quad 0.40 * 1.8 = 0.720 \ \text{ton/m}$$

$$\text{Wu}: 1.4 * (1.062) + 1.7 * (0.720) = 2.711 \ \text{ton/m}$$

Plano inclinado:

$$\text{PP}: \quad 2.4 * 1.8 * \left[\frac{0.17}{2} + 0.15 \times \sqrt{1 + \left(\frac{0.17}{0.30}\right)^2}\right] = 1.112 \ \text{ton/m}$$

$$\text{PT}: \quad 0.23 * 1.8 = 0.414 \ \text{ton/m}$$

$$\text{CM}: \quad = 1.526 \ \text{ton/m}$$

$$\text{CV}: \quad 0.40 * 1.8 = 0.720 \ \text{ton/m}$$

$$\text{Wu}: 1.4 * (1.526) + 1.7 * (0.720) = 3.36 \ \text{ton/m}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

- **Modelo y análisis**

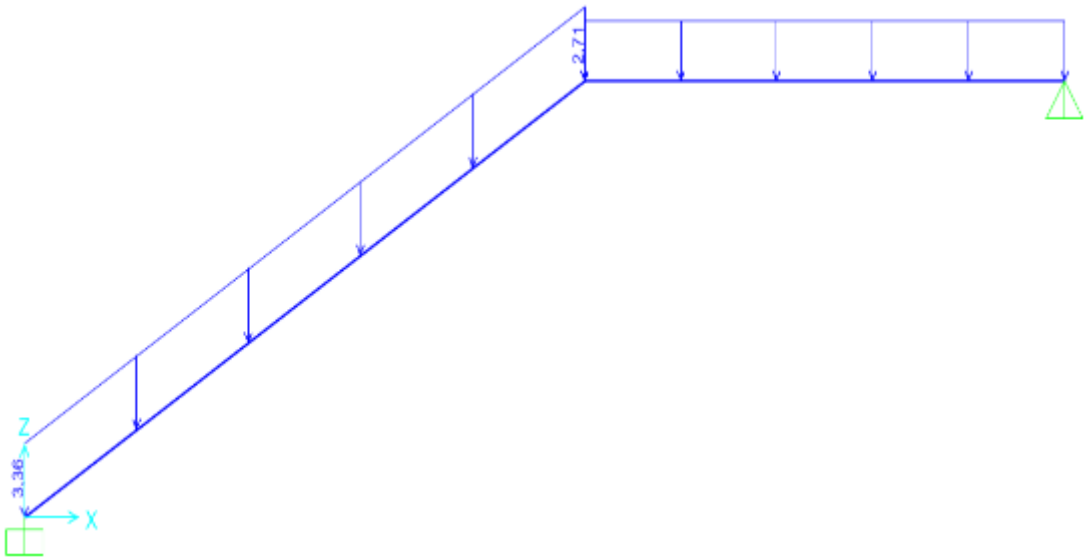


Figura 50: Modelo y análisis

- **Diagramas de momento**

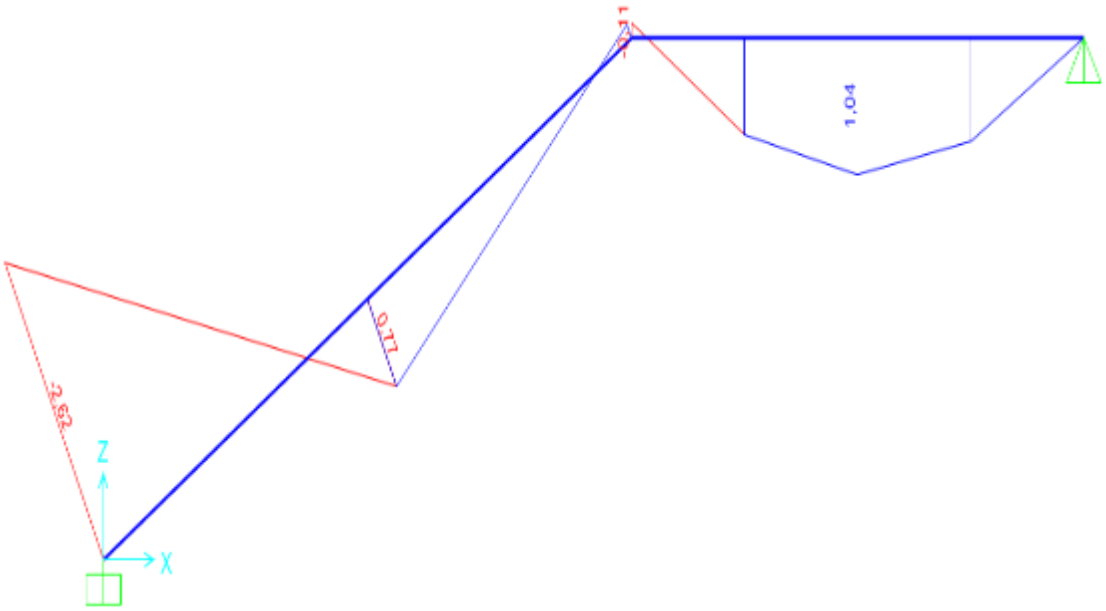


Figura 51: Diagrama de momentos (ton m)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Diagramas de fuerzas cortantes**

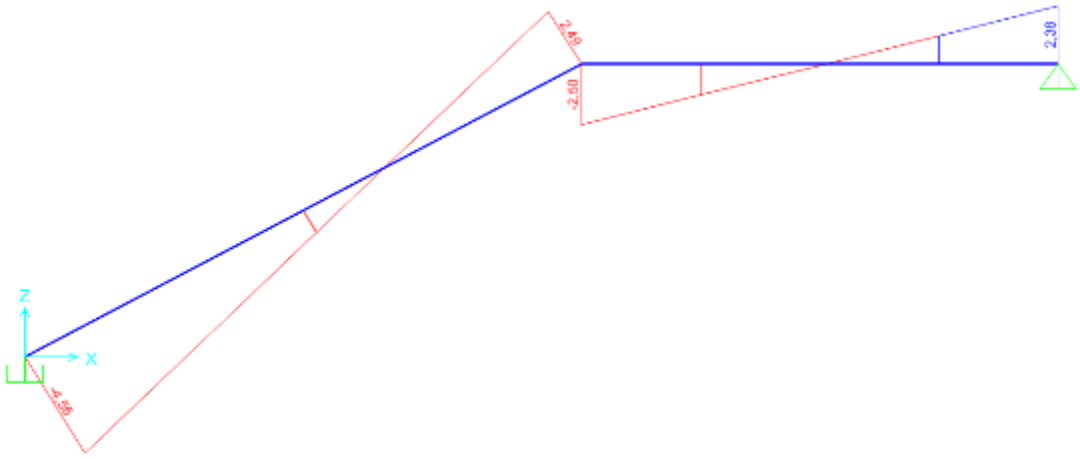


Figura 52: Diagrama de fuerzas cortantes (ton)

- **Fuerzas de diseño:**

  Mu(-) = 2.63 ton.m

  Mu(+) = 1.04 ton.m

  Vu = 4.56 ton

- **Acero Negativo:**

  Usaremos acero de 1/2" de diámetro

Peralte efectivo: $d = t - \left(r + \frac{\emptyset}{2}\right)$

$$d = 15 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$d = 10.365 \text{ cm}$$

Hallando cuantía: $Ku = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{2.63 \times 10^5}{180 \times 10.365^2} = 13.60$

En la tabla Ku vs ρ para f'c = 210 kgf/cm2

13.50-------- ρ = 0.37%

13.60-------- ρ = x% Entonces para Ku = 13.60: ρ = 0.374%

14---------- ρ = 0.39%

Hallando el acero: $As = b \times d \times \rho$

$$As = 180 \times 10.365 \times 0.00374$$

$$As = 6.98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Hallando espaciamiento: $S = \frac{1.29 \times 100}{6.98} = 18.48 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

➢ **Acero Positivo:**

Usaremos acero de 3/8" de diámetro

Peralte efectivo: $d = t - \left(r + \frac{\emptyset}{2}\right)$

$$d = 15 - \left(4 + \frac{0.95}{2}\right)$$

$$d = 10.525 \text{ cm}$$

Hallando cuantía: $Ku = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{1.04 \times 10^5}{180 \times 10.525^2} = 5.266$

Usar$\rho min = 0.0018$

Hallando el acero: $As = b \times d \times \rho$

$$As = 180 \times 10.525 \times 0.0018$$

$$As = 3.410 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Hallando espaciamiento:

$$S = \frac{0.71 \times 100}{3.41} = 20.82 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Verificación por corte:

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 180 \times 10.365 = 14329.38 \text{ kgf} = 14.33 \text{ ton}$$

El cortante del concreto es 14.33 ton que es mayor a 4.65 ton del cortante último, entonces no se necesita refuerzo por cortante en la escalera.

b. TRAMO 2

➢ **Metrado de cargas:**

Descanso:

PP : $0.15 \times 1.8 \times 2.4 = 0.648 \text{ ton/m}$

PT : $0.23 \times 1.8 = 0.414 \text{ ton/m}$

CM : $= 1.062 \text{ ton/m}$

CV : $0.40 \times 1.8 = 0.720 \text{ ton/m}$

Wu : $1.4(1.062) + 1.7(0.720) = 2.711 \text{ ton/m}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Plano inclinado: PP : $2.4 \times 1.8 \times \left[\frac{0.17}{2} + 0.15 \times \sqrt{1 + \left(\frac{0.17}{0.30}\right)^2}\right] = 1.112 \text{ ton/m}$

PT : $0.23 \times 1.8 = 0.414 \text{ ton/m}$

CM : $= 1.526 \text{ ton/m}$

CV : $0.40 \times 1.8 = 0.720 \text{ ton/m}$

Wu : $1.4(1.526) + 1.7(0.720) = 3.36 \text{ ton/m}$

- **Modelo y análisis**

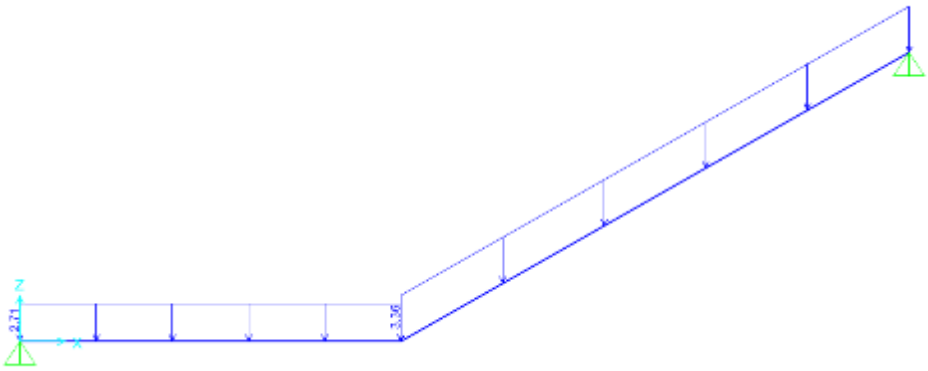


Figura 53: Modelo y análisis

- **Diagramas de momento**

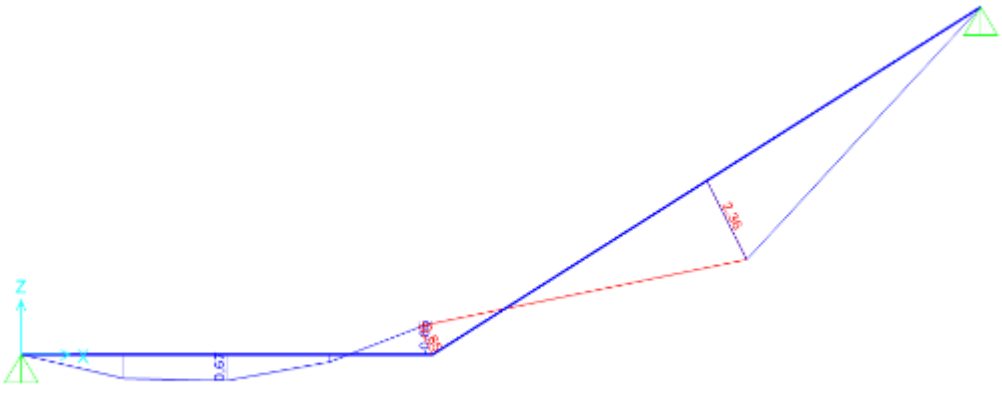


Figura 54: Diagrama de momentos (ton m)

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Diagramas de fuerzas cortantes**

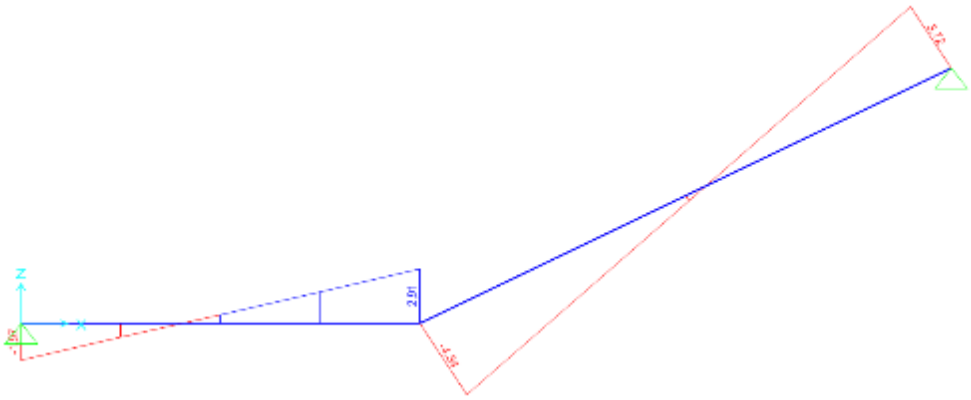


Figura 55: Diagrama de fuerzas cortantes (ton)

- **Fuerzas de diseño:**

Mu(-) = 0.85 ton.m

Mu(+) = 2.36 ton.m

Vu = 4.34 ton

- **Acero Negativo:**

Usaremos acero de 3/8" de diámetro

Peralte efectivo: $d = t - \left(r + \frac{\emptyset}{2}\right)$

$$d = 15 - \left(4 + \frac{0.95}{2}\right)$$

$$d = 10.525 \text{ cm}$$

Hallando cuantía: $Ku = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{0.85 \times 10^5}{180 \times 10.525^2} = 4.26$

Usarρmin= 0.0018

Hallando el acero: $As = b \times d \times \rho$

$$As = 180 \times 10.525 \times 0.0018$$

$$As = 3.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Hallando espaciamiento: $S = \frac{0.71 \times 100}{3.41} = 20.82 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- **Acero Positivo:**

Usaremos acero de 1/2" de diámetro

Peralte efectivo: $d = t - \left(r + \frac{\emptyset}{2}\right)$

$$d = 15 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$d = 10.365 \text{ cm}$$

Hallando cuantía: $Ku = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{2.36 \times 10^5}{180 \times 10.365^2} = 12.204$

En la tabla Ku vs ρ para f'c = 210 kgf/cm2

12.00---------- ρ = 0.33%

12.204-------- ρ = x% Entonces para Ku = 12.204: ρ = 0.334%

12.50---------- ρ = 0.34%

Hallando el acero: $As = b \times d \times \rho$

$$As = 180 \times 10.365 \times 0.00334$$

$$As = 6.23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Hallando espaciamiento:

$$S = \frac{1.29 \times 100}{6.23} = 20.70 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Verificación por corte:

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 180 \times 10.365 = 14329.38 \text{ kgf} = 14.33 \text{ ton}$$

El cortante del concreto es 14.33 ton que es mayor a 4.34 ton del cortante último, entonces no se necesita refuerzo por cortante en la escalera.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

c. Acero por temperatura de los tramos

Usando 3/8”

$As_{temp} = 0.0018 \times 100 \times 10.525$

$As_{temp} = 1.895\ cm^2$

Hallando espaciamiento: $S = \frac{0.71 \times 100}{1.895} = 37.47\ cm = 35\ cm$

d. Resumen

Tramo 1: $(-)$: $\emptyset\ 1/2\ @\ 15\ cm$

$(+)$: $\emptyset\ 3/8\ @\ 20\ cm$

Tramo 2: $(-)$: $\emptyset\ 3/8\ @\ 20\ cm$

$(+)$: $\emptyset\ 1/2\ @\ 20\ cm$

Temperatura: $\emptyset\ 3/8\ @\ 35\ cm$

e. Distribución de los aceros en escalera tramo 2:

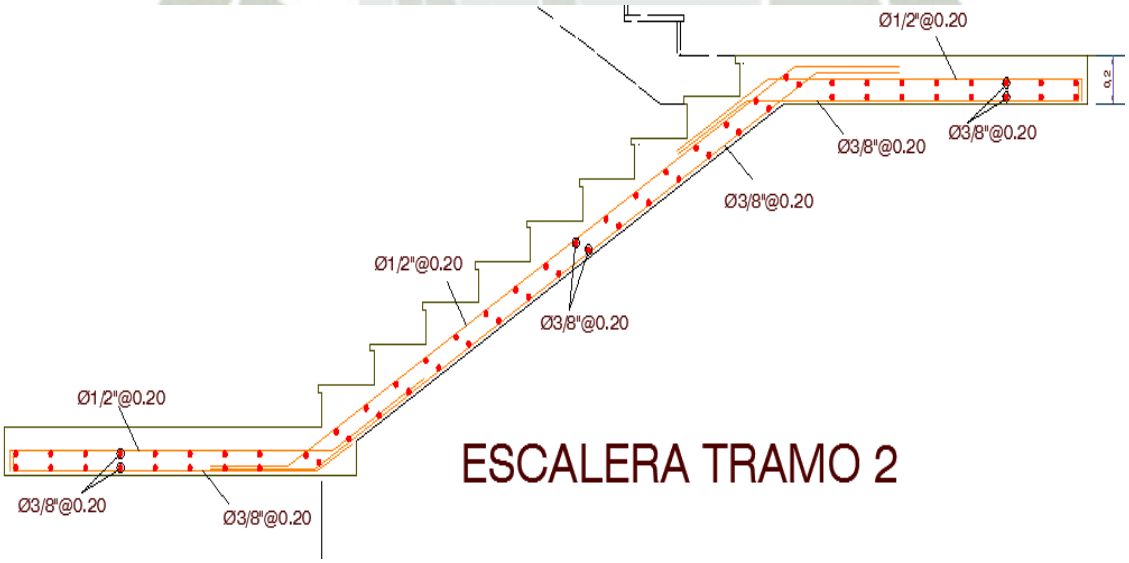


Figura 56: Distribución de aceros

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CAPITULO V
DISEÑO DE CIMENTACIÓN

5.1. ANÁLISIS

Las cimentaciones son elementos que se encuentran en la base de las estructuras, se utilizan para transmitir las cargas de la estructura al suelo en que se apoyan, las cuales se diseñan para evitar la falla a corte del suelo que viene a ser el flujo plástico y/o una expulsión de suelo por debajo de la cimentación, y por otro lado para evitar el asentamiento excesivo del suelo bajo las cargas de la estructura. En nuestro caso, no existe un estrato a poca profundidad de suficiente capacidad portante para resistir las cargas que transmite el edificio. Por este motivo, el estudio de suelos recomienda el uso de pilotes para cimentar el edificio. Los pilotes necesarios debajo de cada columna o placa serán agrupados mediante cabezales o zapatas de concreto armado, suficientemente rígidas para asegurar su trabajo en conjunto. La carga transmitida a las zapatas no es simétrica debido a la existencia de momentos flectores. Se debe asegurar que la carga actuante en cada pilote (ya sea de tracción o compresión) no supere la carga de trabajo especificada en el estudio de suelos. Las zapatas serán diseñadas para soportar la reacción de los pilotes a los esfuerzos transmitidos por la estructura.

5.2. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE PILOTES

Para el cálculo del número de pilotes que son necesarios bajo una zapata o cabezal, se considera la acción de una carga permanente compuesta por las cargas de gravedad, transmitidas por la estructura a través de las columnas y placas, y el peso propio del cabezal. Así se tiene: [69]

 # Pilotes = (Pt) * K / Pu

[69] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 123

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Dónde:

Pt: carga total.

K: coeficiente que reemplaza al peso propio de la zapata, K=1.1

Pu: carga de trabajo del pilote. En nuestro caso Pu = 70 ton.

5.2.1. Reacción de pilotes:

Cuando existen momentos flectores importantes en las dos direcciones (x, y) se debe cumplir lo siguiente: [70]

$$\mathbf{Pact\ i} = \frac{\mathbf{Pt}}{\mathbf{N}} \pm \frac{\mathbf{Mx} * \mathbf{di}}{\sum \mathbf{dxi^2}} \pm \frac{\mathbf{My} * \mathbf{di}}{\sum \mathbf{dyi^2}} < \mathrm{Pu}$$

En el presente proyecto se tiene momentos importantes sólo en la dirección principal de las placas, por lo que la expresión anterior se reduce a:

$$\mathbf{Pact\ i} = \frac{\mathbf{Pt}}{\mathbf{N}} \pm \frac{\mathbf{M} * \mathbf{di}}{\sum \mathbf{di^2}} < \mathrm{Pu}$$

Dónde:

Pact i = carga actuante sobre un pilote

Pt = carga actuante sobre el cabezal

N = número de pilotes colocados

M = momento flector actuante

di = distancia entre el eje del pilote en análisis y el punto de aplicación del momento

La carga actuante sobre un pilote no debe exceder su carga de trabajo. Sin embargo, considerando que la carga sísmica es eventual y su duración es bastante corta, permitimos que la carga actuante, cuando ocurre un sismo, sea mayor a la carga de trabajo del pilote. Las normas de diseño sismo-resistente en las que el coeficiente sísmico es bajo (del orden de 5% al 6%) permiten un

[70] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 124

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

aumento del 33% en la capacidad resistente. En cambio, en los países donde el coeficiente sísmico es alto (10 % al 20 %), se permite un aumento entre el 40% y 100% (1), como es el caso de Japón, Perú, México, etc. Por lo tanto, tomando en cuenta este hecho y los resultados de algunas pruebas realizadas, consideramos un aumento del orden del 70%. Mostramos las capacidades recomendadas en los siguientes cuadros: [71]

5.2.2. Cargas:

Diámetro nominal (mm)	Resistencia a compresión [ton] (P)	Resistencia a tracción [ton] (0.25 P)	Resistencia Horizontal [ton] (0.05 P)
300	30	7.5	1.5
355	55	14	2.8
406	70	17	3.5
450	90	22	4.5

Tabla 19: Cargas actuantes sobre un pilote.

5.3. DISEÑO DEL CABEZAL O ZAPATA

El diseño se realiza con las mismas hipótesis de factorización de cargas usadas para otros elementos. Se debe verificar la capacidad por corte y punzonamiento y, además, proveer la armadura necesaria para tomar la tracción por flexión. [72]

5.3.1. Diseño por corte

Se diseña de tal forma que el concreto resista el esfuerzo cortante sin necesidad de refuerzo. La verificación se hace a una distancia "d" de la cara de la placa o columna, y si es necesario en ambas direcciones. Se debe cumplir que: [73]

$$\emptyset \mathbf{Vc} = \emptyset * \mathbf{0.53} * \sqrt{\mathbf{f'c}} * \mathbf{b} * \mathbf{d} \geq \mathbf{Vu}$$

[71] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 124
[72] Ibid. Pag. 125
[73] NTE. E.60. *Ob. Cit*. Art. 16.2.1.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

Dónde:

Vc: resistencia al corte del concreto

Ø: factor de reducción de capacidad, Ø = 0.85

b: longitud de la sección crítica

d: peralte efectivo del cabezal

Vu: cortante último a "d" de la cara del elemento

5.3.2. Diseño por punzonamiento

Verificamos a una distancia "d/2" de la cara del elemento que llega a la zapata (placa o columna). La resistencia por punzonamiento viene dada por la siguiente expresión:

$$\emptyset \mathbf{Vc} = \emptyset * \left(\mathbf{0.53} + \frac{\mathbf{1.1}}{\boldsymbol{\beta c}}\right) * \sqrt{\mathbf{f'c}} * \mathbf{b_o} * \mathbf{d}$$

Pero no mayor que:

$$\emptyset \mathbf{Vc} = \emptyset * \mathbf{1.1} * \sqrt{\mathbf{f'c}} * \mathbf{b_o} * \mathbf{d}$$

Dónde:

Ø: Factor reducción de capacidad. Ø = 0.85

βc: Relación lado mayor entre lado menor de la columna o placa

bo: Perímetro de la sección crítica

d: Peralte efectivo del cabezal

a. Punzonamiento local

Se debe verificar la capacidad del cabezal, de resistir el efecto punzonante de un pilote, donde la fuerza de punzonamiento es la carga actuante última de un pilote, y la capacidad de resistencia del cabezal está dada por la segunda fórmula general de punzonamiento.

Dónde:

r es el radio de la superficie de falla = radio del pilote + d/2

$$\emptyset \mathbf{Vc} = \emptyset * \mathbf{1.1} * \sqrt{\mathbf{f'c}} * \mathbf{d} * \mathbf{2} * \boldsymbol{\pi} * \mathbf{r}$$

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

5.3.3. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se deberá considerar la sección crítica en la cara del elemento. [74]

El momento actuante lo calculamos con las cargas de los pilotes que quedan fuera de la sección crítica. La fórmula de diseño es la misma que hemos usado en los capítulos de diseño de aligerados y de vigas.

5.4. VIGAS DE CIMENTACIÓN

La norma técnica establece que es necesario colocar vigas de cimentación cuando se tiene una cimentación sobre pilotes, pues durante la ocurrencia de un sismo, pueden producirse desplazamientos laterales relativos entre los cabezales que agrupan los pilotes. Esto traería consigo una serie de esfuerzos adicionales en la estructura superior que no han sido previstos en el diseño. Para evitar que esto ocurra, se conectan todos los cabezales mediante vigas de cimentación. De esta manera, tratamos de hacer que la cimentación trabaje como una unidad y no se produzcan desplazamientos relativos entre sus elementos.

5.5. VENTAJAS DE LOS PILOTES FRANKI

Los pilotes Franki presentan varias ventajas comparativas con respecto a los demás tipos de pilotes: [75]

- Vaciado a presión in-situ, crea una zona altamente compacta en el suelo circundante, y permite crear un ensanchamiento o bulbo compactando el concreto con una alta energía.
- La rugosidad del fuste permite desarrollar una máxima fricción lateral.
- El anclaje que proporciona el bulbo y la rugosidad del fuste los hace apropiado cuando se requiere contrarrestar fuerzas de arranque o tracción.
- El fuste es construido con la longitud estrictamente necesaria. No existe la posibilidad que el pilote quede corto o largo.

[74] NTE. E.60. *Ob. Cit.* Art. 16.4.2.
[75] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 126

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

- La armadura del refuerzo es diseñada para las cargas que le aplica la estructura. No es necesario ningún refuerzo adicional para soporta esfuerzos de izaje.
- Su construcción puede hacerse antes que las excavaciones para cabezales o para sótanos, en estos casos el hincado del tubo-molde se efectúa desde ese nivel previo a la excavación y el vaciado se realiza sólo hasta la cota requerida. Esto permite ahorrar en el costo de mantener una excavación abierta, que puede ser muy importante cuando la excavación debe realizarse por debajo del nivel freático.
- Alta precisión de ubicación e inclinación.
- Su construcción se efectúa en forma rápida. No es necesario contar con tiempo adicional para alcanzar la resistencia suficiente para el hincado.
- Su construcción es relativamente silenciosa.
- Durante la hinca, es capaz de romper o desplazar obstrucciones (piedras, bolones, troncos, etc.) aplicando hasta 25 ton*m de energía en cada golpe, sin que se produzcan daños permanentes en el pilote, ya que éste es vaciado in-situ después de la hinca del tubo-molde.

5.6. EJEMPLO ILUSTRATIVO

Diseñamos como ejemplo el bloque A

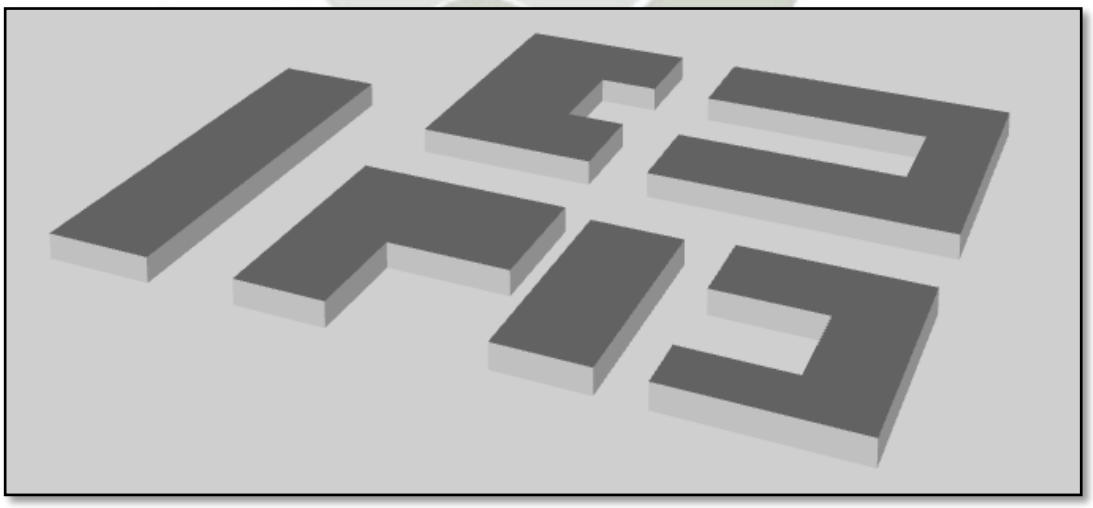


Figura 57: Cimentación bloque A en ETABS.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

a. Exportamos el modelo del ETABS al SAFE

Distribución de pilotes de 40 cm. De diámetro con carga de trabajo de 70 ton.

El detalle de la distribución de pilotes en el cabezal se podrá observar en la figura 58. [76], El número de pilotes se determina según la capacidad admisible del terreno asimismo el espaciamiento mínimo recomendado para pilotes de longitud menor de 10 m es:

s = 3 b, así tenemos:

s = 3 (0.40) = 1.20 m.

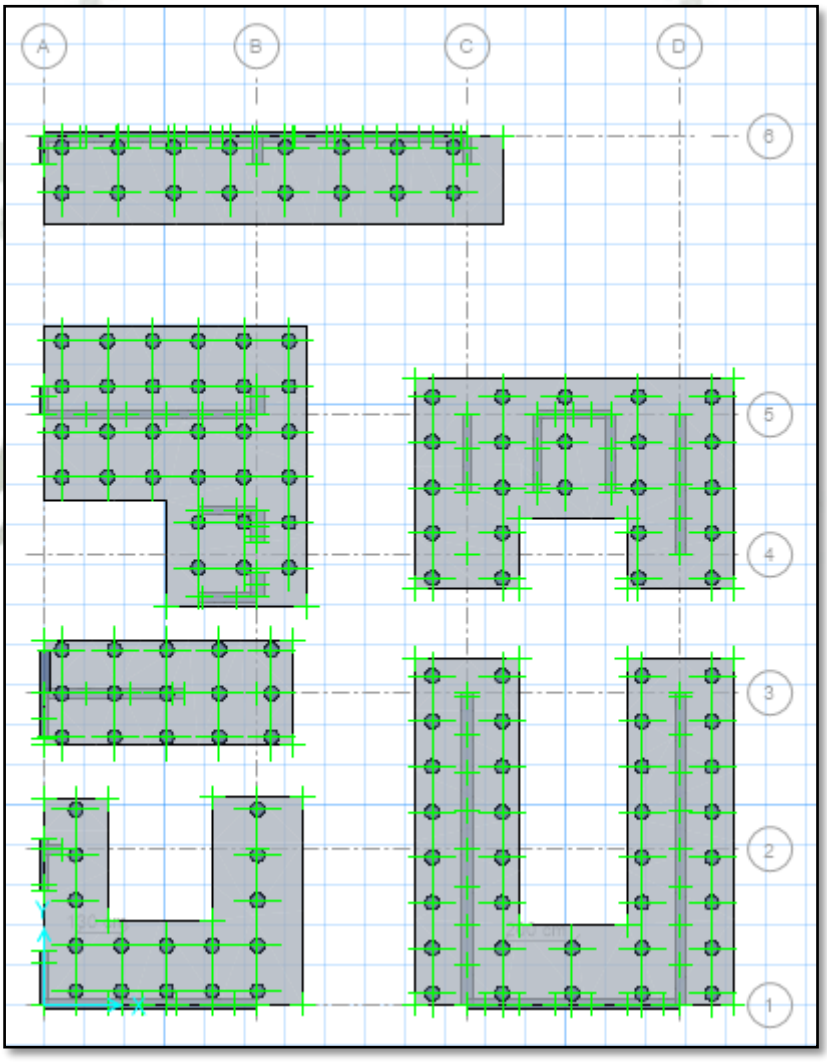


Figura 58: Modelo del bloque A en SAFE.

[76] CABRERA CABRERA, Elmer. *Ob. Cit*. Pag. 128

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

b. Procedimiento de análisis en el programa SAFE

- Coeficiente de balasto y capacidad admisible según estudio de suelos.

qadm =	0.78 kg/cm2,	qadm:	Capacidad admisible del suelo
Kb =	0.95 kg/cm3,	Kb.:	Coeficiente de balasto para Ns.

Tabla 20: Coeficiente de balasto.

- Asignación del coeficiente de balasto en el programa SAFE 2014.

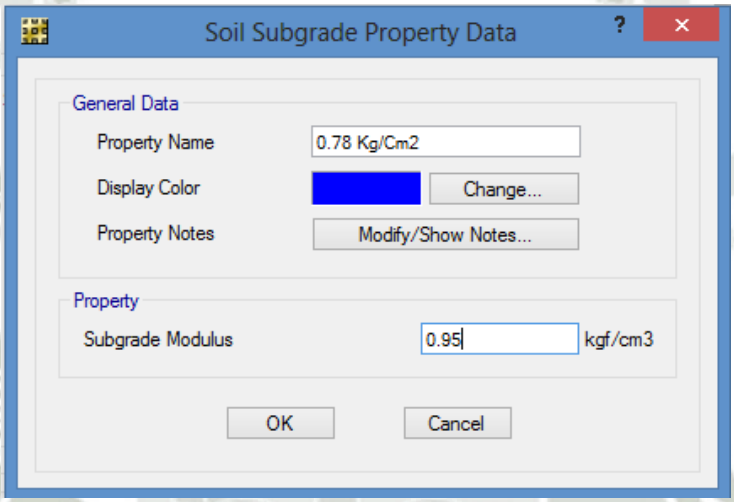


Figura 59: Asignación del suelo en SAFE.

- Asignación de la sección del pilote en el programa SAFE.

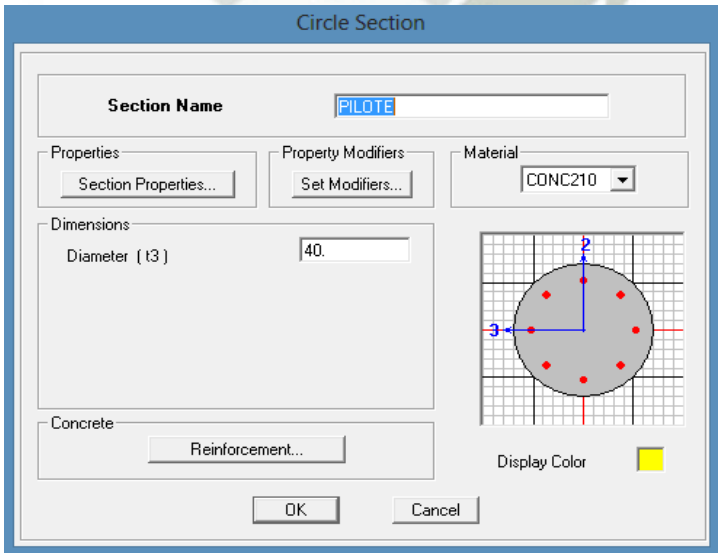


Figura 60: Sección del pilote en SAFE.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

c. Verificación por asentamiento

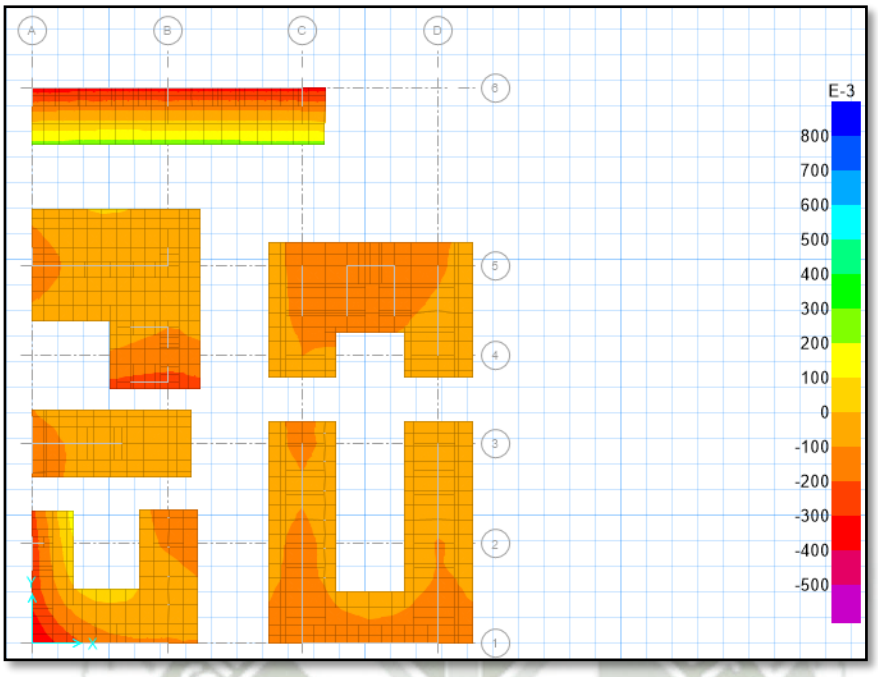


Figura 61: Asentamiento en la cimentación SAFE.

d. Verificación de la compresión del suelo

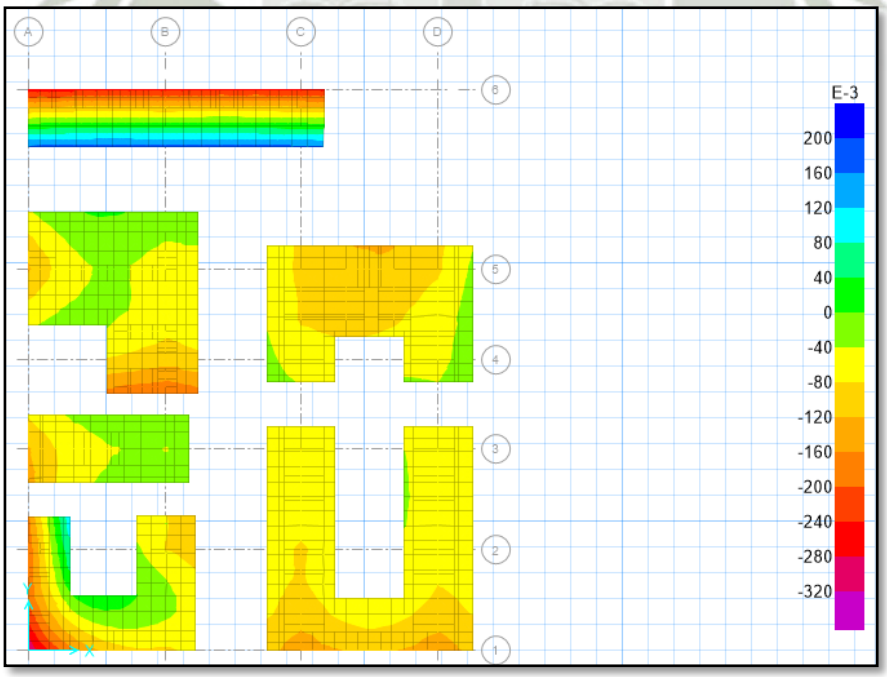


Figura 62: Compresión del suelo SAFE.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

e. Determinación de la cantidad y distribución de acero

Probamos con una distribución de:

Dirección XX:

Ø 3/4" @ 0.20m.

Dirección YY:

Ø 3/4" @ 0.20m.

Podemos observar en la figura 63 que a un no es suficiente la cantidad de acero por la aun presencia de las franjas rojas.

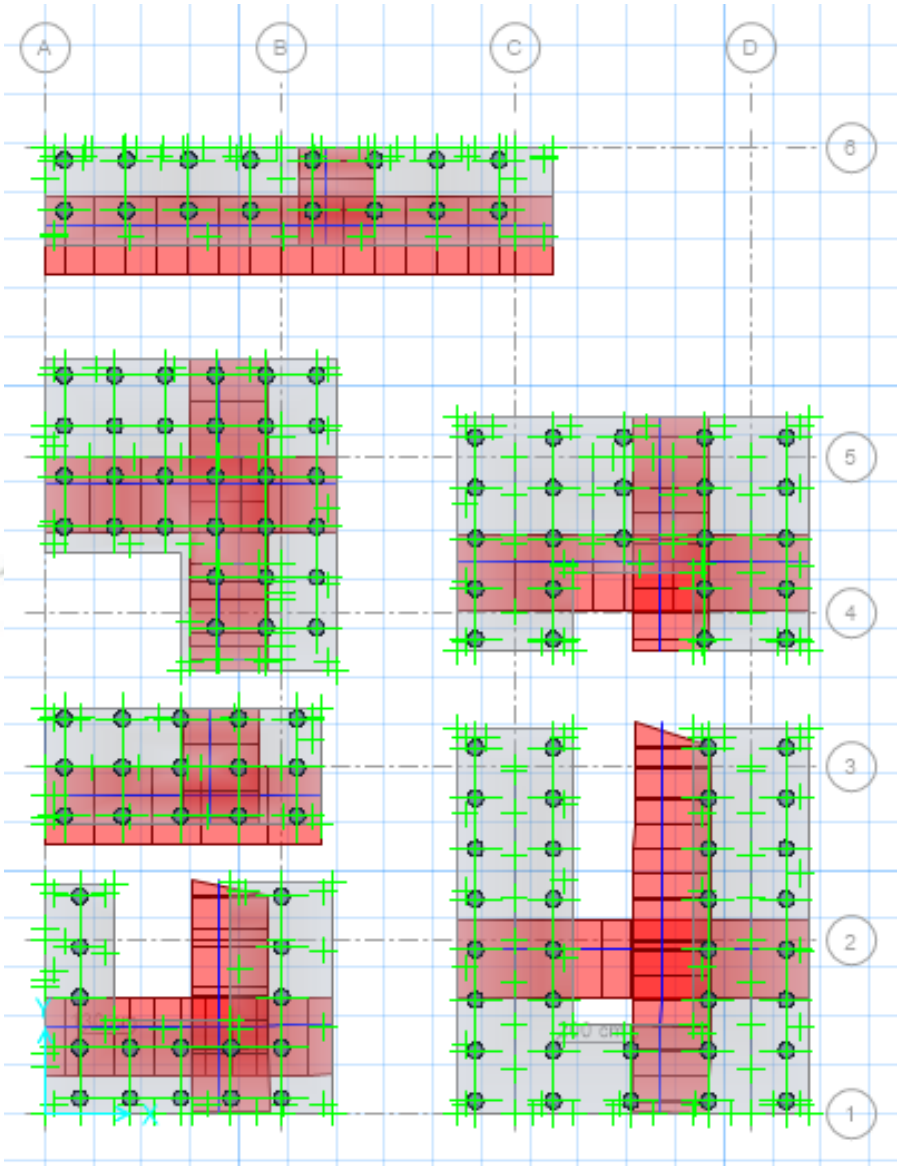


Figura 63: Áreas de acero SAFE.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

Ahora probamos con una distribución de:

Dirección XX:

Ø 3/4" @ 0.15 m.

Dirección YY:

Ø 3/4" @ 0.15 m.

Se observar en la figura 64 que la franja roja desapareció por lo tanto esta sería la distribución correcta.

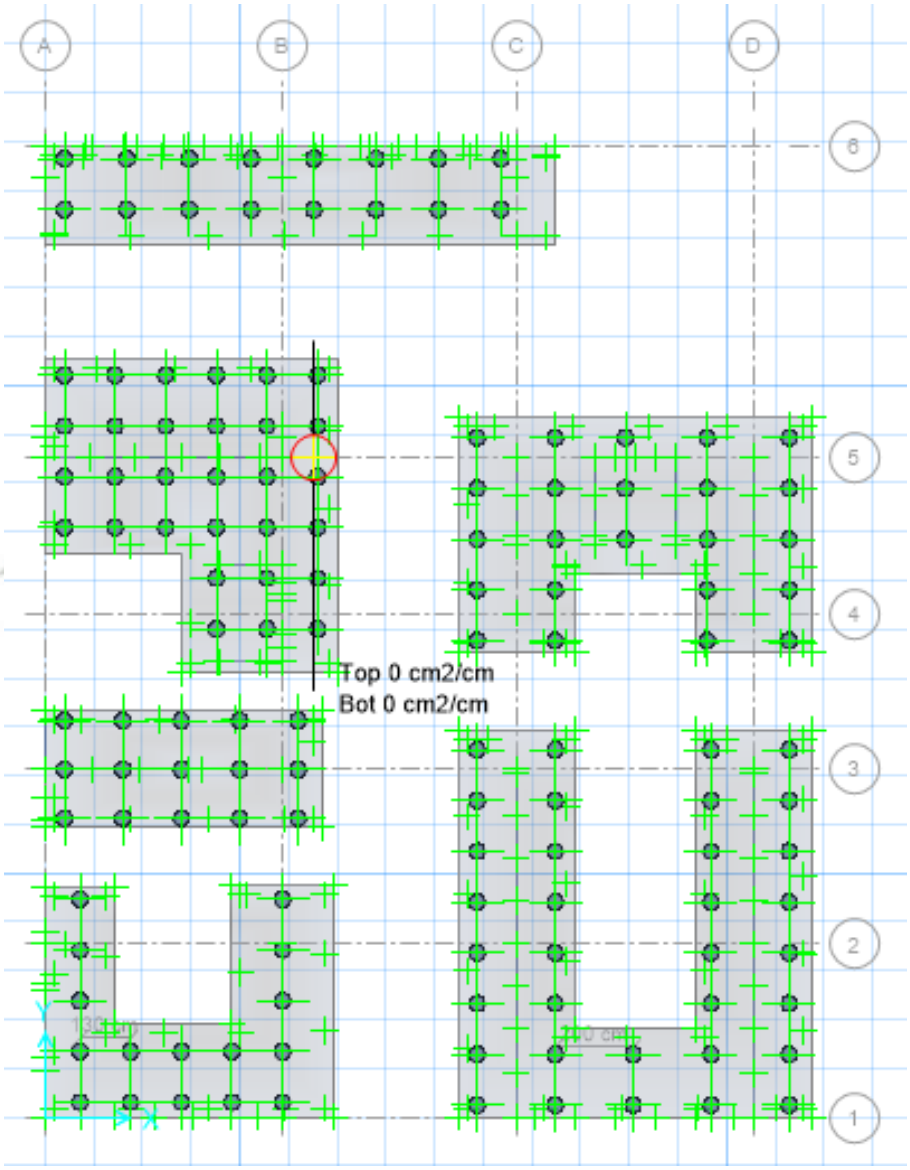


Figura 64: Áreas de acero SAFE.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

CONCLUSIONES

1.- Se verifico que el edificio cumple con los requerimientos de desplazamientos máximos permitidos indicados por la norma E.030 de diseño sismorresistente. En la dirección YY, que presenta gran rigidez, se obtuvo una deriva máxima de entrepiso de 0.25%; mientras que para la dirección XX, que presenta menos rigidez lateral, se obtuvo una deriva máxima de 0.26%. Por lo tanto, en ambos casos se cumple que las derivas máximas de entrepiso del edificio son menores que la máxima permitida por la norma de 0.7%.

2.- El edificio no presenta irregularidad torsional en planta en ninguna de las dos direcciones de análisis. Para el caso de la dirección XX, que es la crítica, se verificó que la primera condición (Desp.promedio.entrepiso > 50%Desp.permitido.entrepiso) no presenta en ningún entrepiso, así mismo en la segunda condición (Desp.maximo.entrepiso > Desp.promedio.entrepiso) tampoco se presenta en ningún entrepiso, por lo que se concluye que el edificio es regular para este caso.

3.- En el análisis se obtuvo que la fuerza cortante basal obtenida por el método dinámico era menor que el 80% (estructura regular) de la cortante basal obtenida por el método estático, por lo que fue necesario escalar los resultados (momentos flectores, fuerzas cortantes y axiales de sismo) por 2.03 y 1.88 en la dirección perpendicular a la fachada (XX) y paralela a la fachada (YY) respectivamente.

4.- Con el resultado del análisis sísmico se ha obtenido una deriva de 0.26% para la dirección XX. Si bien es cierto este valor es aceptable para estructuras de concreto armado, se encuentra cerca del límite permitido para la albañilería (0.50%). Por lo tanto, se debe tener especial cuidado en aislar los elementos no estructurales, como tabiques y parapetos de albañilería, de la estructura de concreto principal, para evitar que estos elementos puedan verse afectados (rajados, fisurados, etc.)

5.- Al momento de interactuar un elemento estructural rígido con uno flexible, como podemos observar en la zona del ascensor donde los muros de corte PL-3 y PL-4 están a corta distancia y entre ellos se encuentra la viga VP-102

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

formando un pórtico donde los resultados obtenidos del análisis muestran errores en los momentos flectores y fuerzas cortantes haciéndolas excesivas en los nudos, para obtener resultados reales se optó por transformar el elemento flexible en un elemento rígido. Para llevar acabo lo antes mencionadas se llegó a trabajar en el modelo matemático con elementos Pier y Spandrel.

6.- En el diseño de columnas se aprecia que los valores de los momentos flectores son muy bajos, predominando el comportamiento a compresión. Esto se debe a la inclusión de grandes placas en ambos sentidos que soportan los esfuerzos de corte del sismo, que a su vez son los causantes de la flexión en las columnas.

7.- Una vez hecha la evaluación del estudio de suelos, a partir del perfil estratigráfico para la utilización de pilotes tipo Franki, concluimos que es factible utilizar este tipo de cimentación por:

- Ante la baja resistencia del suelo se llegó a determinar la capacidad estructural del pilote tipo franki de 40 cm de diámetro, es suficiente para soportar las altas cargas trasmitidas a la cimentación, llegando a resistir hasta 70 tn.

- Además tenemos que los asentamientos al analizar un grupo de pilotes con un "B" conservador, no serán excesivos, llegando a tener un máximo de 2.37 cm el cual es aceptable según el estudio de suelos.

8.- El uso de zapatas aisladas en el bloque "B" se debe al peso del bloque, que en comparación al bloque "A" es un 70% menor así mismo para darle mayor capacidad portante al suelo de fundación, se generó un enrocado de 1.10m. en todo el área a construir desde el NP - 1.90m hasta NP - 3.00m. obteniendo como resultado mayor capacidad portante del suelo, bajos asentamientos diferenciales buen drenaje y permitiendo solo así el uso de una cimentación superficial en el bloque "B".

9.- Los criterios generales recibidos durante mi etapa en la universidad, y la experiencia y conocimientos que he obtenido a lo largo de mi trabajo, me han brindado la capacidad de poder diseñar una estructura que cumpla con los parámetros señalados por los diferentes códigos y normas que empleamos, que pueda comportarse de manera adecuada frente a distintas solicitaciones (principalmente cargas de gravedad y sismos), y que sea sobre todo segura.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

RECOMENDACIONES

1.- El presente proyecto parte de una arquitectura definida y relativamente típica para terrenos con 3 vecinos y una sola fachada hacia la calle. Se tiene la posibilidad de colocar grades placas en el sentido perpendicular a la calle, con lo cual se controla fácilmente los desplazamientos en esta dirección, mientras que en la dirección paralela a la calle se tiene menor rigidez lateral, debido a que no se puede colocar grandes o gran cantidad de placas. En este caso, se recomienda aprovechar la zona de ascensores y escaleras para colocar muros de corte, y formar pórticos resistentes a sismo en los ejes que fuera posible, sobre todo hacia los extremos (fachada anterior y posterior).

2.- La utilización de programas de diseño estructural como el Etabs para el cálculo de las estructuras mejora el diseño en concreto armado al darle mayor precisión y no sobredimensionando ni sobre reforzando los elementos resistentes. El uso de estos programas de diseño también nos permite reflejar de manera más real los efectos de los sismos sobre la estructura. Sin embargo, se debe verificar en todo momento la veracidad de los resultados ya que la incorrecta utilización del programa podría tener consecuencias graves en el diseño.

3.- En los elementos sometidos a flexión y corte, (como vigas), y a flexo-compresión y cortante (como columnas y placas), se recomienda brindar más capacidad por cortante, para así evitar una falla frágil; mientras que por otro lado, la falla por flexión es una falla dúctil.

4.- Establecer un comparativo, para edificios de características similares al estudiado en este documento, entre el costo de la cimentación sin considerar sótanos y el costo de la misma cimentación considerando sótano, esto con el objetivo de cuantificar las diferencias asociadas a la reducción de los momentos del análisis sísmico.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

5.- En el análisis sísmico de las placas en el Etabs, se advierte no trabajar con el elemento Shell de extremo a extremo esto para poder considerar el confinamiento de las placas, para así determinar qué valores afectan a las columnas de confinamiento debido a las vigas trasversales que llega a las placas.

6.- Se recomienda emplear el método manual como primera aproximación antes de usar algún programa de cómputo, ya que presenta los valores de capacidad de carga cada metro a lo largo del sondaje; a partir de estos valores se podrá estimar el diámetro y longitud del pilote.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE TESIS UCSM
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

BIBLIOGRAFÍA

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI)
  Capítulo de estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería
  Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones.

- BLANCO BLASCO, ANTONIO
  Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado
  Editorial Cap. Ingenieros Civiles, Perú.

- BOLETÍN TÉCNICO Nº 40
  Universidad Nacional De Piura
  Pilotes Franki

- BRAJA M. DASÇ
  Mecánica De Suelos, Cimentaciones
  Editorial Thomson, México, Cuarta Edición

- CÁMARA PERUANA DE LA CONSTRUCCIÓN (CAPECO)
  Reglamento Nacional de Construcciones
  Fondo Editorial CAPECO

- CHOPRA, ANIL K.
  Dynamics of Structures
  Editorial Prentice Hall

- INSTITUTO DE LA CONSTRUCCIÓN Y GERENCIA
  Diseño Estructural Sismo Resistente
  Fondo Editorial ICG

- MARCELO ROMO PROAÑO
  Diseño De Elementos Estructurales en Edificaciones de Concreto Armado
  Escuela Politécnica Del Ejército, Ecuador

- RICHARD N. WHITE, PETER GERGELY, ROBERT G. SEXSMITH
  Ingeniería Estructural
  Volumen 1: Introducción a los Conceptos de Análisis y Diseño.

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

REPOSITORIO DE
TESIS UCSM

UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE SANTA MARÍA

ANEXOS

- **ESTUDIO DE SUELOS**
- **PLANOS**

Publicación autorizada con fines académicos e investigativos
En su investigación no olvide referenciar esta tesis

000183



ESTUDIO DE SUELOS

ESTUDIO GEOTÉCNICO CON FINES DE CIMENTACIÓN

PROYECTO:

"MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO"



ENTIDAD:

GOBIERNO REGIONAL PUNO

UBICACIÓN:

DISTRITO : PUNO
PROVINCIA : PUNO
REGIÓN : PUNO

FEBRERO - 2012

CONTENIDO

1. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

1.2. UBICACIÓN

1.3. OBJETIVO

1.4. CONDICIÓN CLIMÁTICA

1.5. ALTITUD, LATITUD, LONGITUD

2. GEOLOGÍA

2.1. GEOMORFOLOGÍA

2.2. MARCO GEO ESTRUCTURAL LITO ESTRATIGRAFÍA

2.3. GEODINÁMICA EXTERNA

3. SISMICIDAD

3.1. GENERALIDADES

3.2. TECTÓNICA DE PLACAS Y GENERACIÓN DE SISMOS

3.3. EVALUACIÓN SÍSMICA

3.3.1. ZONIFICACIÓN

3.3.2. TIPO DE SUELO

4. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

4.1. EXCAVACIÓN DE CALICATAS

4.2. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (S.P.T.)

4.3. MUESTREO Y REGISTRO DE EXPLORACIÓN

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 201

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

Christian Oswaldo Castro Herrera

5. ENSAYOS DE LABORATORIO

5.1. ENSAYOS ESTÁNDAR

5.2. ENSAYO DE CORTE DIRECTO

5.3. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

6. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

7. NIVEL FREÁTICO

8. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA

9. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

9.1. DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE LA ESTRUCTURA

9.2. CALCULO DE EMPUJE DE TIERRAS

9.3. CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

9.4. TIPO Y PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN

10. ANÁLISIS Y CALCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE

11. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

11.1. CALCULO DEL ASENTAMIENTO EN EL CENTRO DE LA ZAPATA

12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXOS

A.1. PLANO DE UBICACIÓN DE CALICATAS

A.2. CERTIFICADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

A.3. PANEL FOTOGRÁFICO

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

Christian Gonzalo Castro Herrera

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

ESTUDIO GEOTÉCNICO CON FINES DE CIMENTACIÓN

PROYECTO:

"MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO"

1. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

El presente informe es el resultado de la investigación efectuada en el área donde se cimentara la estructura de la nueva edificación, realizado por encargo de la Gerencia de Infraestructura del Gobierno Regional Puno; según las informaciones y planos recibidos, y de acuerdo a los alcances de nuestra Propuesta Técnico – económica del presente Estudio.

El presente informe contiene los resultados de los trabajos de exploración geotécnica, ensayos de laboratorio y los respectivos análisis con las conclusiones y recomendaciones para el diseño de la edificación.

1.2. UBICACIÓN

La edificación se ubica en la manzana ubicada entre la Av. Ejército y la Av. Simón Bolívar en el distrito y provincia de Puno, departamento de Puno, dicha edificación constituye el mejoramiento del servicio del archivo regional hacia la población.

El proyecto tiene las siguientes colindancias:

NORTE	: Jr. Toribio Rodríguez
SUR	: Jr. 4 de Abril
ESTE	: Av. Simón Bolívar
OESTE	: Av. Ejercito.

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 0105

Chrystian Jonathan Castro Herrera
ARQUITECTO

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y
LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

1.3. OBJETIVO

El estudio tiene por finalidad determinar las condiciones geotécnicas del terreno de fundación sobre el cual estarán emplazadas las subestructuras de la edificación. Por tal motivo se realizo trabajos de investigación, describiendo las características de superficie y subsuelo con el propósito de conocer las propiedades físico – mecánicas y dinámicas del terreno, identificando el tipo de suelo, sus características de resistencia y deformación que servirán para el análisis de cimentación de la futura edificación.

Para cumplir con el objetivo se realizo los siguientes trabajos:

- ✓ Evaluación geológica
- ✓ Investigación de campo
- ✓ Ensayos de laboratorio
- ✓ Elaboración del perfil estratigráfico
- ✓ Análisis de la cimentación
- ✓ Conclusiones y recomendaciones

1.4. CONDICIÓN CLIMÁTICA

Su temperatura oscila desde –2 °C, hasta un máximo de 23 °C, en épocas de heladas (mes de mayo, junio y julio) en un día, y una temperatura promedio de 18 °C el resto del año.

Presencia de precipitaciones pluviales entre los meses de diciembre a abril, con un promedio anual de 760 mm. y vientos fuertes que se presentan en los meses de agosto y parte de septiembre.

1.5. ALTITUD, LATITUD, LONGITUD

La ciudad de Puno se encuentra al Sur del Departamento del mismo nombre a una altitud de 3825 m.s.n.m.; a 15° 50' 0" de latitud sur, y a 70° 1' 0" de longitud oeste, influenciado por tres factores importantes como son: su altitud, su topografía y su

GOBIERNO REGIONAL PUNO
Oficina Regional de Supervisión y Liquidación de Proyectos
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

Herman P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

proximidad al lago Titicaca que influyen en la temperatura, luz solar, precipitación pluvial y humedad relativa.

2. GEOLOGÍA

Al formarse la cuenca, en tiempos del Ordovícico inferior los mares ingresaron, desarrollándose entonces una sedimentación pelítica en la parte central, donde alcanzan su mayor profundidad (Cordillera de Carabaya, Sandia y Vilcabamba); mientras que hacia el sector Occidental (Altiplano), así como en el Centro y Norte del Perú, se desarrollaba una sedimentación clástica, formando una plataforma cubierta por un mar de relativa profundidad.

En el Ordovícico medio, la cuenca de deposición ocupaba las Regiones Subandina y la Cordillera Oriental del Centro y Sur del Perú, extendiéndose por el Sur a través de Bolivia y Norte de Argentina, recibiendo varios miles de metros de sedimentos, los que según Laubacher G. (1968), pueden alcanzar 7000 m. en la Cordillera de Carabaya y Sandia, comprendiendo en ellos facies abisales y en el Altiplano de 3500 m. con facies someras.

La depresión del geosinclinal fue rápida, ya que la velocidad de sedimentación no guarda relación con el hundimiento.

En el Noroeste, donde la cuenca es una prolongación de la Cuenca Colombo- Venezolana, también se desarrolla una sedimentación pelítica.

El levantamiento y regresión del mar ocurre en tiempos del Ordovícico superior (Edad Caradociana), extendiéndose progresivamente por el Sur a Bolivia. A fines del Ordovícico (Edad Ashgiliano) ya no hay sedimentación en Perú, Bolivia y Norte de Argentina. Los movimientos epirogénicos que dan lugar a estos procesos se pueden asociar a la tectónica Caledónica, la misma que aquí no deforman a la secuencia sedimentaria.

En el Noroeste la Tectónica Caledónica pliega y metamorfiza a las secuencias originando pizarras, esquistos y cuarcitas; mientras que en la Costa Sur, como resultado del magmatismo, se emplazan cuerpos plutónicos de naturaleza granítica.

METODOLOGÍA

Para ejecutar el informe geológico del Proyecto, se contó con el plano de la Carta Nacional del Instituto Geográfico Nacional, sobre la base del informe y el Plano Geológico de

GOBIERNO REGIONAL PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISION Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO. 2012

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

Christian Cevallos Castro Herrera
ARQUITECTO

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

INGEMMET, y la evaluación geológica en campo, con cuyos documentos y elementos de juicio se formula el presente estudio.

OBJETIVOS

El estudio geológico desarrollado tiene como objetivos:

- La evaluación geológica regional y local del ámbito del proyecto a fin de conocer el origen y formación de los suelos.
- Determinar el conocimiento geológico en sitio del área de intervención, a fin de precisar a detalle las características y condiciones geomorfológicas de la zona.
- Definir los grados de viabilidad y limitaciones del proyecto respecto a las condiciones geológicas evaluadas.

2.1. GEOMORFOLOGÍA

La depresión central del Lago Titicaca ha formado una zona circunlacustre con cadenas montañosas bajas de 5 a 8 Km. de ancho y entre 290 y 690 m. sobre el nivel del lago.

En este lugar se ubica la micro cuenca de Puno; por lo que se encuentra muy influenciada por las características climáticas e hidrológicas circunlacustres; factores que han modelado el área.

UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS

Microsistema Terrestre: Micro cuenca

Sistema Fluvio-Aluvial

Los procesos de desgaste en la micro cuenca, han generado unidades geomorfológicas, en las que ocurren los procesos morfo dinámicos más activos actuales. Tales como:

Christian Gonzalo Castro Herrera
ARQUITECTO
CAP. A 654

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

GLACIS

La erosión regresiva sobre los afloramientos rocosos de la micro cuenca, a partir de la bahía, han generado un glacis de acumulación, con materiales aluviales de arenas, arcillas, guijarros y bloques, sobre el que se asentó inicialmente la ciudad.

Por otro lado, el desgaste ascendente sobre las rocas blandas del grupo Puno, han formado un glacis de erosión de moderada pendiente, sobre el cual está avanzando la expansión urbana.

2.2. MARCO GEO ESTRUCTURAL LITO ESTRATIGRAFÍA

En el área se han identificado unidades litoestratigráficas sedimentarias y volcánicas, sobre las cuales se cimientan las zonas de expansión urbana de la ciudad de Puno.

MESOZOICO

Formación Ayabacas (K - ay)

Son depósitos de calizas grises y beige, en estratos potentes. En la base presenta estratos de conglomerados calcáreos (calizas conglomerádicas) de color rojizo con matriz margosa y clastos redondeados de cuarcita y caliza, estos paquetes producen suelos calcáreos rojos pedregosos; como se observa en Azoguini y la zona de Salcedo.

Está unidad aflora con estructura transversal a la topografía, cerros Huacuchune, con rumbos N - S y buzamientos altos; son capas duras con estratificación gruesa y fina; forma lechos altos, estables con escasos suelos.

En los cerros Catahuine y Azoguini, forman colinas bajas y altas con fracturamientos en bloques que se derrumban en laderas de alta pendiente; particularmente en Azoguini, donde las urbanizaciones avanzan sin la prevención de estos riesgos. Se han detectado que viviendas han sido destruidas por bloques derrumbados.

En Azoguini las calizas están mineralizadas con cobre, plata y mercurio, de donde proviene el nombre del cerro; por lo que es una zona de contaminación mineralógica de suelos y aguas.

Hernan P. Colerado Huanca
INGENIERO CIVIL

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

En la zona de los cerros Pucará, Munaypata-Quiviani, las calizas tienen similitud a las de Azoguini, donde forman colinas estables, correspondientes a bloques fallados levantados.

Grupo Puno (Tpu)

Está compuesto por una intercalación de areniscas, lutitas, conglomerados y calizas, todos marrones a gris pardusco (conocidos como capas rojas) que se destacan por su naturaleza blanda y fácil erosión.

En Jayllihuaya aflora típicamente con estratos de rumbo E-O y buzamientos hasta verticales concordantes con las areniscas Muñani.

En la zona baja de los cerros Huayllane - Negro Peque, sobre la que se ha extendido el urbanismo de la ciudad de Puno, aflora con rumbos variables E-O y buzamientos bajos, que favorecen el modelado de baja pendiente.

En general, es un grupo de paquetes litológicos blandos por lo que la erosión ha dado lugar a zonas de depresión con modelado suave en laderas; así como, suelos superficiales a medios que favorecen el uso; sin embargo, en algunas áreas contienen cantidad de clastos con muchas limitaciones, debido a las capas de conglomerados. En Jayllihuaya son evidentes estas características.

CUATERNARIO - RECIENTE

Está conformada por unidades fluvio-aluviales y unidades lacustres; que se han formado desde la última glaciación y que continúan formándose actualmente; así como, algunas están siendo erosionadas.

Cabe destacar que las formaciones fluvio-aluviales recientes se formaron en condiciones climáticas más lluviosas, por lo que tiene una mayor amplitud, respecto a las condiciones actuales de precipitación; casos concretos de tos fondos rellenados de los valles Jayllihuaya y Salcedo.

En la zona de estudio se desarrollan con mayor amplitud las unidades lacustres que se describe a continuación:

Chrystian Cornelio Castro Herrera
Arquitecto

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

Unidades Lacustres

La cuenca lacustre, dominada por la sedimentación bioclástica en la bahía de Puno, ha generado cinco unidades de acumulación lacustre, que se extienden desde la zona fluvio-lacustre (Qr - fl) en la zona litoral, hasta la acumulación en el fondo de la bahía (Qr - llb).

Están formados por arcillas, arenas y abundante materia orgánica depositada por las corrientes lacustres, los canales de riada fluvio-lacustre (río Willy) y el desarrollo de las macrófitas, cuando la profundidad acuática es menor a los 2.50 m. por efecto de la sedimentación y retroceso lacustre.

La sedimentación ha colmatado en gran parte de la bahía de Puno, produciendo la separación de la bahía interior, donde la sedimentación es más avanzada.

Estos depósitos propician el desarrollo de la totora y la formación de las denominadas "islas flotantes" habitadas por los Uros; en las que predomina la acumulación y descomposición de materia orgánica.

ROCAS IGNEAS

Estas rocas se presentan en dos ámbitos distintos por origen y afloramiento; se han identificado tres unidades ígneas existentes en la microcuenca.

Intrusivo Granodioritico (Kt - gd)

Es una formación ígnea que intruyó las unidades sedimentarias del cretáceo y terciario, se encuentra formando casi el nivel de base local de la bahía, los afloramientos se encuentran en el islote denominada la Isla del Diablo, el Islote Chullune y parte de la isla Esteves; formando afloramientos rocosos duros y estables.

Su composición es de cuarzo, feldespatos y ferromagnesianos, de color rosáceo a gris; con avanzado proceso de Hidrólisis (caolinización) en partes y en partes esta inalterada; el intemperismo forma afloramientos en bloques desprendidos redondeados.

Hernán P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126137

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIBACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA:
22 AGO 2012

En la Isla Esteves, está en contacto fallado con las calizas Ayabaca. Su distribución aislada parece indicar la existencia de bloques fallados levantados en la depresión tectónica de la cuenca del Lago Titicaca.

Específicamente en el área de estudio, Las formaciones estratigráficas, pertenecen a depósitos cuaternarios que se encuentran en toda la parte baja de la Micro cuenca de la ciudad de Puno, conformado por depósitos fluvio aluviales y depósitos fluvio lacustres.

La zona en estudio se encuentra conformado por depósitos Cuaternarios: que comprenden arcillas y limos, arenas y gravas no consolidadas que son depositadas por corrientes de agua.

2.3. GEODINÁMICA EXTERNA

Los procesos de geodinámica externa han sido controlados por los cambios climáticos suscitados durante el cuaternario y que dieron lugar al desarrollo de quebradas y planicies aluviales y/o coluvio – aluviales, conformada por el material que fuera acarreado por las quebradas o cursos de agua y depositados en su parte terminal,

La influencia de agentes naturales en el área de estudio, presenta ligero riesgo de consideración por lo siguiente:

A través del mapeo geológico desarrollado en la zona del proyecto, no se ubico quebradas jóvenes que interceptan la edificación, sin embargo el lago Titicaca aumenta su volumen entre los meses de enero a abril, por tanto el área de la edificación presenta riesgo ligero en la estabilidad física por presencia de agua, es decir aumento del nivel freático. Así mismo por la cercanía en la ubicación del lago Titicaca podría causar probables inundaciones u otros fenómenos naturales similares.

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

3. SISMICIDAD

3.1. GENERALIDADES

Los sismos son fenómenos naturales que ocasionan grandes pérdidas económicas, vidas humanas y materiales, siendo la mitigación del riesgo sísmico una necesidad inclusive en zonas de baja sismicidad.

Según análisis sismo tectónicos, existen en el mundo dos zonas muy importantes de actividad sísmica conocidas como: el Círculo Alpino Himalayo y el Circulo Pacifico. En esta última zona han ocurrido el 80 % de los eventos sísmicos, quedando el 15 % para el Circulo Alpino Himalayo, y el 5 % restante se reparte en todo el mundo.

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica, debido a la interacción de las placas tectónicas Sudamericana y de Nazca, y de los reajustes que se producen en la corteza terrestre como consecuencia de la interacción y la morfología alcanzada por el aparato andino.

La historia sísmica del sur del Perú, indica que en el Departamento de Puno, se han registrado varios sismos, como son el 31 de marzo de 1650 con intensidad V, el sismo de Ayapata en 1747 con intensidad VIII, el del 9 de Abril de 1928 en Ayapata con intensidad local VIII y de V en Puno. El sismo del 9 de Junio de 1994 en Bolivia con intensidad VII, y el sismo del 23 de Junio del 2001 de intensidad V en Puno.

3.2. TECTÓNICA DE PLACAS Y GENERACIÓN DE SISMOS

La actividad sísmica se produce debido a la interacción de las placas tectónicas, que son fragmentos de litosfera terrestre, cuya forma de casquete esférico de forma irregular se mueve sobre la astenósfera, cuyo espesor varía, según se trate de la litósfera continental u oceánica, entre 60 y 200 km como media. Por otro lado los sismos son movimientos telúricos transitorios que se originan en un punto determinado de la corteza terrestre o de la parte superior del manto terrestre, como consecuencia de la brusca liberación de energía acumulada. La zona del proyecto se encuentra en la ciudad de Puno, donde se ha podido registrar magnitudes máximas de 4 a 4.9 grados en la escala de Richter. En consecuencia es necesario tomar precauciones por las

FREDY CALSIN A.
ARQUITECTO CAP.6105

Hernan R. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

magnitudes e intensidades que se registraron y observaron hasta la fecha, y se deben considerar los efectos sísmicos en el proyecto.

3.3. EVALUACIÓN SÍSMICA

3.3.1. ZONIFICACIÓN:

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, propuesta que se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como información geotécnica.

Para el caso del departamento de Puno, específicamente la ciudad de Puno donde se encuentra el proyecto y conforme a la norma E-030 de diseño sismoresistente, se especifica en el siguiente cuadro:

FACTORES DE ZONA	
Zona	Factor de Zona Z (g)
2	0.3

3.3.2. TIPO DE SUELO "S3":

Este tipo de Suelos corresponden a flexibles o con estratos de gran espesor; compuesto por suelos cohesivos de consistencia blanda y suelos granulares cuyos valores de N típicos en ensayos de penetración estándar oscilan entre 4 – 10, con consistencia blanda.

Factor de suelo S= 1.4

Periodo predominante Ts=0.9seg

Factor de uso o tipo de edificación U=1.3 categoria B.

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012
FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

4. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

4.1. EXCAVACIÓN DE CALICATAS

Correspondió a la etapa de prospección in-situ, donde se tomaron muestras de Dos (02) calicatas, que permitieron caracterizar al suelo de fundación en el área delimitada para el Proyecto en mención, tomándose muestras de los estratos de suelo encontrado.

Se programo la ejecución de estas dos (02) calicatas o pozo de exploración "A Cielo Abierto", designado como C – 1 y C – 2, ubicadas convenientemente y con profundidades suficientes de 3.20 m. y 3.00 m respectivamente.

En el anexo A.1. Se presenta el Plano "Ubicación de Calicatas".

Cuadro Nº 4.1

Resumen de calicatas realizadas

Calicatas	Profundidad (m)	Nivel freático (m)	Nº de muestras alteradas	Nº de muestras inalteradas
C - 01	3.20	1.60	03	01
C - 02	3.00	1.85	03	01

4.2. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (S.P.T.)

El ensayo de penetración estándar es el método de ensayo in situ ampliamente usado para determinar las condiciones de compresibilidad y resistencia de los suelos. Este ensayo permite medir la resistencia a la penetración de un muestreador y al mismo tiempo permite obtener muestras para ser ensayadas en el laboratorio.

El procedimiento del ensayo de Penetración Estándar (SPT) está indicado en la norma ASTM D-1586. Este ensayo consiste en hincar sobre el suelo un muestreador de caña partida cuya parte inferior está unida a un anillo cortante y la parte superior a una válvula y pieza de conexión a la línea de perforación. El muestreador tiene un diámetro externo de 51 mm y un diámetro interno de 35mm. Para el hincado se utiliza un martillo de 63.50 Kg de peso que se deja caer libremente desde una altura de 76 mm. la longitud de hincado es de 450 mm en tres intervalos de 150 mm y se descarta el primer tramo por encontrarse en material disturbado.

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

Cuadro Nº 4.2

Resumen del ensayo SPT

Ensayo	Prof. Total (m)	Nivel Freático (m)	Observaciones
SPT – 1	6.80	1.60	Se diferencian 04 estratos
SPT – 2	5.75	1.85	Se diferencian 04 estratos

En el anexo A.2. "CERTIFICADOS DE LABORATORIO" Se presenta el registro de los sondeos de ensayo SPT.

4.3. MUESTREO Y REGISTRO DE EXPLORACIÓN

Las muestras de materiales obtenidas en los trabajos de campo y los registros de exploración fueron realizados por el técnico del **LABORATORIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**, para determinar sus propiedades y características físico – mecánicas fundamentales, tales como, Análisis Granulométricos por tamizado, Limites de Consistencia, Humedad, Corte Directo, SPT, ensayos ejecutados siguiendo las normas vigentes.

5. ENSAYOS DE LABORATORIO

Todos los ensayos, fueron realizados en el **LABORATORIO DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO** bajos las normas de la American Society For Testing and Materials (A.S.T.M).

5.1. ENSAYOS ESTÁNDAR

Se realizaron los siguientes ensayos:

- ✓ Humedad Natural (ASTM D – 2216)
- ✓ Análisis Granulométrico por tamizado (ASTM C – 136)
- ✓ Constantes Físicas (ASTM D – 4318)
  - o Limite Líquido.
  - o Limite Plástico.

} Índice de Plasticidad.

} Clasificación de suelos SUCS (ASTM D – 2487)

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO C.I.P. 6105

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

Cuadro Nº 5.1

Resumen de los ensayos estándar de clasificación de suelos

Sondaje	Muestra	Granulometría (%)			Limites (%)			C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P	I.P		
C – 1	M – 02	8.21	89.12	2.67	30.99	15.21	15.78	31.19	SW – SC
	M – 03	0.00	43.71	56.29	46.32	23.08	23.24	46.99	CL
	M – 04	9.30	82.42	8.28	26.80	16.42	10.37	26.82	SC
C – 2	M – 02	0.00	72.81	27.19	46.84	25.66	21.18	47.21	SC
	M – 03	0.00	48.31	51.69	46.84	23.94	22.90	47.12	CL
	M – 04	3.88	87.45	8.67	36.15	24.96	11.20	36.24	SC

En el anexo A.2. Se presenta los "Certificados de Laboratorio"

5.2. ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Se realizo el ensayo de Corte Directo, en muestras inalteradas de las calicatas C – 1 y C – 2, obtenidas a profundidades de 3.20 y 3.00 respectivamente.

Se reitera la aclaración que este al igual que todos los ensayos se realizo en el Laboratorio de la Universidad Nacional del Altiplano - Puno y en el siguiente cuadro se presenta un resumen del ensayo.

Cuadro Nº 5.2

Resultados del ensayo de Corte Directo

Calicatas	Muestra	Profundidad (m)	Densidad (g/cm^3)	Cohesión ($Kg./cm^2$)	Ø (°)
C – 1	M – 01	3.20	1.745	0.282	4.79°
C – 2	M – 01	3.00	1.958	0.163	4.09°

En el anexo A.2. Se presenta los "Certificados de Laboratorio"

5.3. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Las muestras ensayadas en el laboratorio se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), El resumen se muestra en el cuadro Nº 5.1.

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

Hernan R. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

6. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Según el sondeo SPT efectuado en la calicata C – 1 hasta una profundidad de 6.08 m, el suelo de fundación está constituido por cuatro estratos de suelo, la primera capa a una profundidad de 0.00 – 2.60, es un estrato con material de relleno, grava, y piedra mediana, el segundo estrato de suelo a una profundidad de 2.60 – 3.50 m, está conformado por arena bien graduada con arcilla, perteneciente en la Clasificación SUCS que corresponde a "SW – SC". El tercer estrato de suelo a una profundidad de 3.50 – 6.05 m, está conformado por arcilla delgada arenosa, perteneciente en la Clasificación SUCS que corresponde a "CL" y el cuarto estrato de suelo a una profundidad de 6.05 – 6.80 m, está conformado por arena arcillosa, perteneciente en la Clasificación SUCS que corresponde a "SC"

Según el sondeo SPT efectuado en la calicata C – 2 hasta una profundidad de 5.75 m, el suelo de fundación está constituido por cuatro estratos de suelo, la primera capa a una profundidad de 0.00 – 1.85 m, es un estrato con material de relleno, grava, y piedra mediana, el segundo estrato de suelo a una profundidad de 1.85 – 3.50 m, está conformado por arena arcillosa, perteneciente en la Clasificación SUCS que corresponde a "SC". El tercer estrato de suelo a una profundidad de 3.50 – 4.55 m, está conformado por arcilla delgada arenosa, perteneciente en la Clasificación SUCS que corresponde a "CL" y el cuarto estrato de suelo a una profundidad de 4.55 – 5.75 m, está conformado por arena arcillosa, perteneciente en la Clasificación SUCS que corresponde a "SC"

7. NIVEL FREÁTICO

Se ha realizado las mediciones del Nivel freático en las dos calicatas:

CALICATA	NIVEL FREÁTICO
CALICATA 1	-1.60 m.
CALICATA 2	-1.85 m.

Se aprecio estos niveles freáticos, a la fecha de ejecutados los trabajos (Noviembre 2011 – Enero del 2012).

Christian Gonzalo Castro Herrera
ARQUITECTO
Reg. 0524

Herman P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO
Reg. 0524

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

8. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA

8.1. PARÁMETROS DE RESISTENCIA DETERMINADO POR ENSAYO DE CORTE DIRECTO

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO DE FUNDACIÓN			
CALICATAS		C-01	C-02
DESCRIPCIÓN DE LAS MUESTRAS		M = 01	M = 02
ángulo de fricción del suelo	Ø^0	4.79	4.09
ángulo de fricción corregido	Ø'^{0}	3.20	2.73
ángulo de fricción corregido	Ørad	0.06	0.05
cohesión del suelo	C (kg/cm2)	0.28	0.16
cohesión del suelo corregido	C' (kg/cm2)	0.19	0.11
peso específico del suelo	(gr/cm3)	1.77	1.95
profundidad de muestreo	Df (m)	3.20	3.00

8.2. PARÁMETROS DE RESISTENCIA DETERMINADO MEDIANTE EL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR "SPT"

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO DE FUNDACIÓN							
tipo de sondeo para exploración del suelo		P = 01			P = 02		
DESCRIPCIÓN DEL NÚMERO DE MUESTRAS		M = 01	M = 02	M = 03	M = 01	M = 02	M = 03
ángulo de fricción del suelo	Ø^0	6.94	8.39	11.44	5.88	6.60	9.53
ángulo de fricción corregido	Ø'^{0}	4.64	5.62	7.68	3.93	4.41	6.39
ángulo de fricción corregido	Ørad	0.08	0.10	0.13	0.07	0.08	0.11
cohesión del suelo	C (kg/cm2)	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
cohesión del suelo corregido	C' (kg/cm2)	0.08	0.08	0.09	0.08	0.08	0.08
peso específico del suelo	(gr/cm3)	2.04	1.80	1.92	1.80	1.75	2.06
profundidad de muestreo	Df (m)	3.50	6.05	6.80	3.50	4.55	5.75

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO C.I.P. 6105

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

9. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

9.1. DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE LA ESTRUCTURA

9.2. CALCULO DE EMPUJE DE TIERRAS

Para el cálculo del empuje de suelos se consideró los datos que se ilustran en el siguiente cuadro.

Perforación	P - 01	
Muestra	M - 01	
ángulo de fricción del suelo	Ø°	6.94
peso específico del suelo	(gr/cm3)	2.04
profundidad de muestreo	Df (m)	3.50
Coeficiente de empuje activo	KH	1.275
Empuje de suelos hasta: Df (m)	Es (kg/m2)	9103.5

$K_H = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\emptyset}{2}\right)$	$E_S = K_H(\gamma)(D_f)$

9.3. CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Para el cálculo de la capacidad portante del suelo de fundación se consideró los resultados del Ensayo de Penetración Estándar "SPT", teniendo en cuenta los parámetros de resistencia del suelo indicados en el ítem 8.2.

PERFORACIÓN: P-01, M - 03				TIPO SUELO
q_{adm} =	0.64 kg/cm2	Profundidad	Df = 5.50 m	CL
Kb =	0.96 kg/cm3	Profundidad	Df = 5.50 m	

PERFORACIÓN: P-02, M - 04				TIPO SUELO
q_{adm} =	0.78 kg/cm2	Profundidad	Df = 5.50 m	SC
Kb =	0.95 kg/cm3	Profundidad	Df = 5.50 m	

$q_{adm.}$: Capacidad admisible del suelo

Kb.: Coeficiente de balasto para Ns

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO C.P. 0155

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

9.4. TIPO Y PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN

De acuerdo al análisis de cimentación, trabajo de campo, ensayos de laboratorio, descripción de los perfiles estratigráficos y características del proyecto se ha considerado una platea de cimentación armados desplantados a una profundidad de 3.00 m en material de arena con arcilla.

10. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

10.1. CALCULO DEL ASENTAMIENTO EN LA CIMENTACIÓN

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN LA PERFORACIÓN: P-01.	
$S_{(total)}$ = 1.65 cm	PROFUNDIDAD: Df = 6.50 m (estrato arenoso)
$S_{(diferencial)}$ = 1.24 cm	PROFUNDIDAD: Df = 6.50 m (estrato arenoso)
δ/L = 0.0016 cm	PARA L = 8.00 m
δ/L = 0.0067 cm	SEGÚN REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, E-050
Vs = 204 m/s	PROFUNDIDAD: Df = 6.50 m (estrato arenoso)

RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS EN LA PERFORACIÓN: P-02.	
$S_{(total)}$ = 2.90 cm	PROFUNDIDAD: Df = 5.50 m (estrato arenoso)
$S_{(diferencial)}$ = 2.17 cm	PROFUNDIDAD: Df = 5.50 m (estrato arenoso)
δ/L = 0.0027 cm	PARA L = 8.00 m
δ/L = 0.0067 cm	SEGÚN REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, E-050
Vs = 172 m/s	PROFUNDIDAD: Df = 5.50 m (estrato arenoso)

$S_{(total)}$ = asentamiento total
$S_{(diferencial)}$ = asentamiento diferencial
L = luz mayor entre columnas
δ/L = Distorsión Angular
Vs = Velocidad De Las Ondas Sísmicas De Corte

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012
FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

Christian Oswaldo Zevallos Herrera
ARQUITECTO

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo al resultado de los Cálculos, Características Físico – Mecánicas de los Suelos, se establecen las siguientes consideraciones finales:

- ✓ El Presente Trabajo ha consistido en la ejecución del "**Estudio Geotécnico con fines de Cimentación para el Proyecto: "MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO"**, ubicado en el Distrito de Puno, Provincia de Puno y en el Departamento de Puno.

- ✓ La zona en estudio se encuentra conformado por depósitos Cuaternarios: que comprenden arcillas y limos, arenas y gravas no consolidadas que son depositadas por corrientes de agua.

- ✓ El área de estudio se encuentra en la zona 2 de la zonificación sísmica del Perú por lo tanto los parámetros geotécnicos correspondientes son los siguientes:

FACTORES DE ZONA	
Zona	Factor de Zona Z (g)
2	0.3

Factor de suelo S= 1.4

Periodo predominante Ts=0.9seg

Factor de uso o tipo de edificación U=1.3 categoría B.

- ✓ La investigación geotécnica ha consistido en la ejecución de ensayos de campo para determinar el perfil estratigráfico de suelo en el área de influencia de la edificación: 02 calicatas, así como 02 Ensayos de Penetración Estándar.

- ✓ Con los datos de campo y ensayos de laboratorio se ha elaborado el perfil estratigráfico.

- ✓ El perfil estratigráfico que se presenta ha sido elaborado mediante la e interpretación de la estratigrafía encontrada con el Ensayo de Penetración Estándar.

- ✓ Según el sondeo SPT efectuado en la calicata C – 1 hasta una profundidad de 6.08 m, el suelo de fundación está constituido por cuatro estratos de suelo, la primera capa a una profundidad de 0.00 – 2.60, es un estrato con material de relleno, grava, y piedra mediana,

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO C.I.P. 6105

Hernán P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

- ✓ el segundo estrato de suelo a una profundidad de **2.60 – 3.50 m**, está conformado por arena bien graduada con arcilla, perteneciente en la Clasificación SUCS que corresponde a "SW – SC".
- ✓ El tercer estrato de suelo a una profundidad de **3.50 – 6.05 m**, está conformado por arcilla delgada arenosa, perteneciente en la Clasificación SUCS que corresponde a "CL"
- ✓ El cuarto estrato de suelo a una profundidad de **6.05 – 6.80 m**, está conformado por arena arcillosa, perteneciente en la Clasificación SUCS que corresponde a "SC"
- ✓ Según el sondeo SPT efectuado en la calicata **C – 2** hasta una profundidad de 5.75 m, el suelo de fundación está constituido por cuatro estratos de suelo, la primera capa a una profundidad de **0.00 – 1.85 m**, es un estrato con material de relleno, grava, y piedra mediana,
- ✓ El segundo estrato de suelo a una profundidad de **1.85 – 3.50 m**, está conformado por arena arcillosa, perteneciente en la Clasificación SUCS que corresponde a "SC".
- ✓ El tercer estrato de suelo a una profundidad de **3.50 – 4.55 m**, está conformado por arcilla delgada arenosa, perteneciente en la Clasificación SUCS que corresponde a "CL"
- ✓ El cuarto estrato de suelo a una profundidad de **4.55 – 5.75 m**, está conformado por arena arcillosa, perteneciente en la Clasificación SUCS que corresponde a "SC"
- ✓ Para el cálculo de la capacidad admisible en suelos, se deben usar los parámetros de resistencia que se presentan en el anexo A.2

PERFORACIÓN: P-01, M-03				TIPO SUELO
Qadm =	0.64 kg/cm2	profundidad	Df = 5.50 m	CL
Kb =	0.96 kg/cm2	profundidad	Df = 5.50 m	

PERFORACIÓN: P-02, M-03				TIPO SUELO
Qadm =	0.78 kg/cm2	profundidad	Df = 5.50 m	SC
Kb =	0.95 kg/cm2	profundidad	Df = 5.50 m	

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

- ✓ Se recomienda que el tipo de cimentación a utilizar sea de platea de cimentación para evitar los asentamientos diferenciales.
- ✓ En cuanto a los asentamientos permisibles se presentan los siguientes resultados

ASENTAMIENTO (S) EN LA PERFORACIÓN: P-01	
$S_{(total)}$ = 1.65 cm	PROFUNDIDAD: Df = 6.50 m (estrato arenoso)
$S_{(diferencial)}$ = 1.65 cm	PROFUNDIDAD: Df = 6.50 m (estrato arenoso)

ASENTAMIENTO (S) EN LA PERFORACIÓN: P-02	
$S_{(total)}$ = 2.90 cm	PROFUNDIDAD: Df = 5.50 m (estrato arenoso)
$S_{(diferencial)}$ = 2.17 cm	PROFUNDIDAD: Df = 5.50 m (estrato arenoso)

- ✓ Los resultados, conclusiones y recomendaciones de este estudio se aplican exclusivamente al área estudiada, no pudiendo aplicarla para otros fines o a otros sectores.

Puno, febrero del 2012

Christian Cesar Castro Herrera
ARQUITECTO
C.P. 61124

Herman P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

GOBIERNO REGIONAL PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y
LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

ANEXOS

A.1. PLANO DE UBICACIÓN DE CALICATAS

A.2. CERTIFICADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

A.3. PANEL FOTOGRÁFICO

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✓ Alva Hurtado J. (1992), "Mecanica de Suelos Aplicada a Cimentaciones", Capitulo de Estudiantes ACI – UNI, Lima.
- ✓ Lambe T.W. y Whitman R.V. (1969) " Soil Mechanics", Jhon Wiley. New York.
- ✓ Terzaghi K y Peck R.B. (1967) " Soil Mechanics in Engineering Practice" Jhon Wiley. New York.
- ✓ INGEMMET (1992) Instituto Geologico Minero.
- ✓ BRAJA M Das. "Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición.
- ✓ REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES Norma E – 050 Suelos y Cimentaciones.
- ✓ Juárez Badillo – Rico Rodríguez "Mecánica de Suelos" Tomo II. Teoría y aplicaciones de la Mecanica de Suelos. Limusa. Noriega Editores.
- ✓ Peck B. Ralph HANSON E. Walter THORBURN. "Ingeniería de Cimentaciones ed. LIMUSA
- ✓ BOWLES Joseph E. "Foundation Analysis and Design" Mac Graw Hill International Editions.

GOBIERNO REGIONAL — PUNO
OFICINA REGIONAL DE SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE PROYECTOS
EXPEDIENTE TECNICO APROBADO
FECHA: 22 AGO 2012

FREDY CALSIN APAZA
ARQUITECTO CAP. 6105

Hernan P. Colorado Huanca
INGENIERO CIVIL
CIP. 126157

000158

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITANTE :	GOBIERNO REGIONAL PUNO - ARQ. CHRISTIAN OSWALDO CASTRO
		PROFUNDIDAD :	2.60 - 3.50m
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	CALICATA :	C - 01
FECHA :	12 DE ENERO DEL 2012	MUESTRA :	M - 02
N. F. :	1.60m		

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.
3"	76,200					
2 1/2"	63,500					
2"	50,600					
1 1/2"	38,100					
1"	25,400	0,00	0,00	0,00	100,00	
3/4"	19,050	15,09	3,21	3,21	96,79	
1/2"	12,700	3,72	0,79	4,00	96,00	
3/8"	9,525	9,18	1,95	5,95	94,05	
1/4"	6,350	5,93	1,26	7,21	92,79	
No4	4,760	4,70	1,00	8,21	91,79	
No8	2,380	31,27	6,65	14,86	85,14	
No10	2,000	17,94	3,81	18,68	81,32	
No16	1,190					
No20	0,840	95,71	20,35	39,03	60,97	
No30	0,590					
No40	0,420	89,06	18,94	57,96	42,04	
No 50	0,300					
No60	0,250	52,38	11,14	69,10	30,90	
No80	0,180	34,35	7,30	76,41	23,59	
No100	0,149	16,93	3,60	80,01	19,99	
No200	0,074	42,67	9,12	89,12	10,88	
BASE		51,16	10,88	100,00	0,00	
TOTAL		470,29	100,00			
% PERDIDA						

DESCRIPCION DE LA MUESTRA

P. I. = 470,29
P. T. = 419,13
P. P. = 51,16

LIMITES DE CONSISTENCIA:

L. L. = 30,99
L. P. = 15,21
I. P. = 15,78

CARACT. GRANULOMETRICAS:

D10= 0.066 Cu= 12
D30= 0.241 Cc= 1,05
D60= 0.82

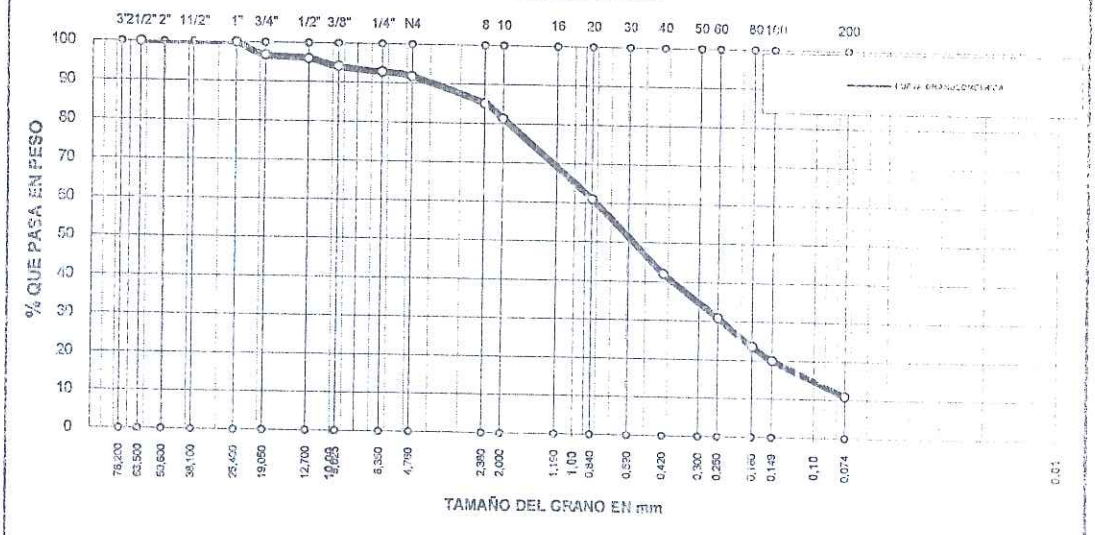
CLASIFICACION:

S.U.C.S. : SW - SC

ARENA BIEN GRADUADA CON ARCILLA

CURVA GRANULOMETRICA

MALLAS U.S. STANDARD



OBSERVACIONES:

EL ENSAYO FUE REALIZADO IN SITU EN PRESENCIA DEL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- PROFUNDIDAD DE LA CALICATA
2.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
3.- NOMBRE DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat.

Ing. Mariano R. Garcia Loayza
REG. CIP. Nº 26223

DANTE C. POMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITANTE :	GOBIERNO REGIONAL PUNO - ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO HERRERA
		PROFUNDIDAD :	2.60 - 3.50 m
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	CALICATA :	C - 01
FECHA :	12 DE ENERO DEL 2012	MUESTRA :	M - 02
N. F. :	1.60m		

LIMITES DE CONSISTENCIA

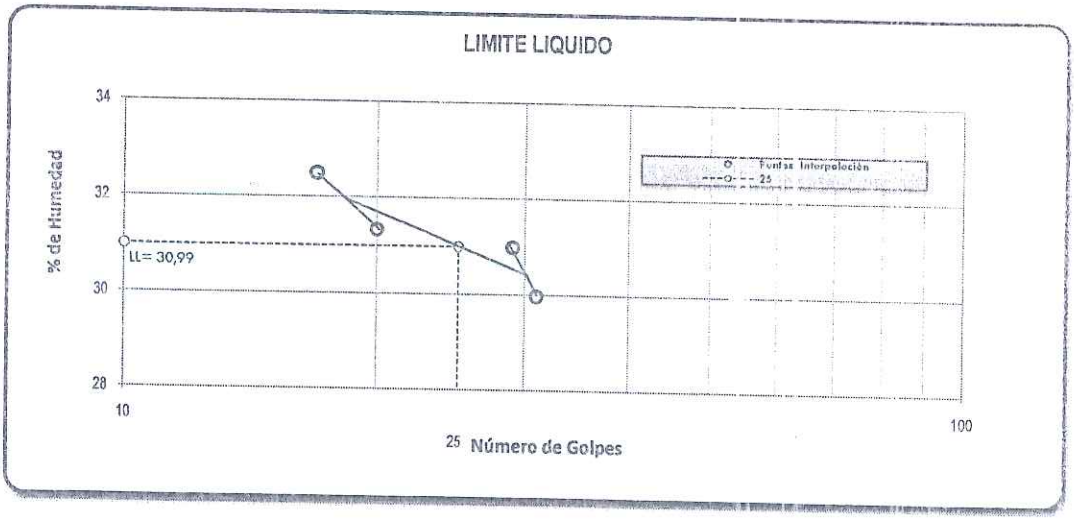
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	F-7	T-4	T-3	T-32
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	41,51	38,35	35,54	36,78
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	35,72	33,78	31,07	32,27
AGUA	gr.	5,79	4,57	4,47	4,51
PESO DE LA CAPSULA	gr.	16,40	19,03	16,80	18,39
PESO DEL SUELO SECO	gr.	19,32	14,75	14,27	13,88
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	29,97%	30,98%	31,32%	32,49%
NUMERO DE GOLPES	N	31	29	20	17

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	J-18	T-3	F-9
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	18,38	18,80	19,47
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	18,04	18,46	19,09
AGUA	gr.	0,34	0,34	0,38
PESO DE LA CAPSULA	gr.	15,78	16,30	16,53
PESO DEL SUELO SECO	gr.	2,26	2,16	2,56
LIMITE PLASTICO	%	15,04%	15,74%	14,84%

LIMITE LIQUIDO	30,99
LIMITE PLASTICO	15,21
INDICE DE PLASTICIDAD	15,78



OBSERVACIONES:

EL ENSAYO FUE REALIZADO IN SITU EN PRESENCIA DEL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- PROFUNDIDAD DE LA CALICATA
2.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
3.- NOMBRE DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA – ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL – JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. – PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. N° 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. ROMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO
FIDA – UNA

000156

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITANTE :	GOBIERNO REGIONAL PUNO - ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO
		PROFUNDIDAD :	3.50 - 6.05m
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	CALICATA :	C - 01
FECHA :	12 DE ENERO DEL 2012	MUESTRA :	M - 03
N. F. :	1.60m		

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.
3"	76,200					
2 1/2"	63,500					
2"	50,600					
1 1/2"	38,100					
1"	25,400					
3/4"	19,050					
1/2"	12,700					
3/8"	9,525					
1/4"	6,350					
No4	4,760					
No8	2,380					
No10	2,000	0,00	0,00	0,00	100,00	
No16	1,190					
No20	0,840	0,50	0,08	0,08	99,92	
No30	0,590					
No40	0,420	23,49	3,69	3,77	96,23	
No 50	0,300					
No60	0,250	49,06	7,71	11,48	88,52	
No80	0,180	60,80	9,56	21,04	78,96	
No100	0,149	30,06	4,73	25,77	74,23	
No200	0,074	114,17	17,95	43,71	56,29	
BASE		358,07	56,29	100,00	0,00	
TOTAL		636,15	100,00			
% PERDIDA						

DESCRIPCION DE LA MUESTRA
P. I. = 636,15
P. T. = 278,08
P. P. = 358,07

LIMITES DE CONSISTENCIA:
L. L. = 46,32
L. P. = 23,08
I. P. = 23,24

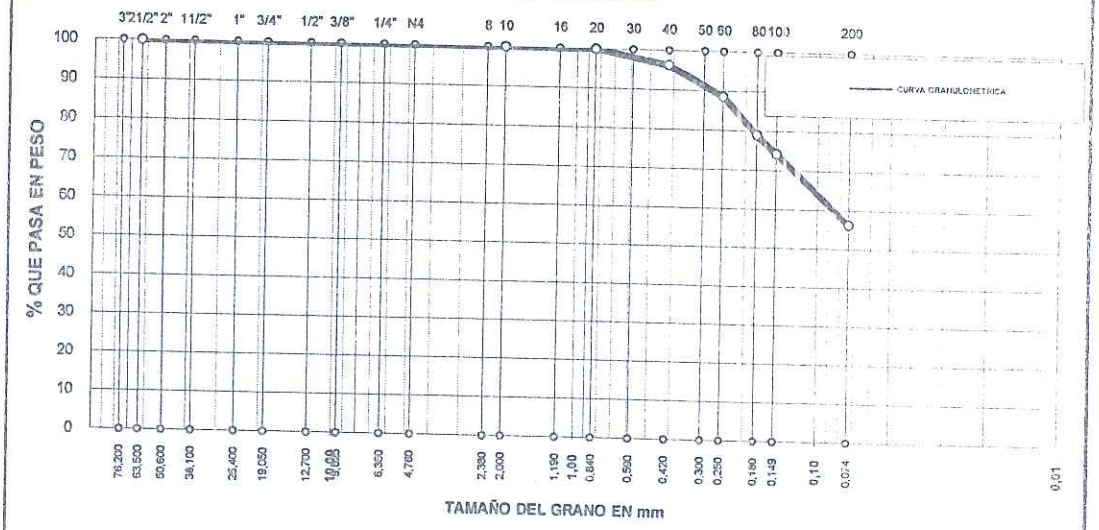
CARACT. GRANULOMETRICAS:
D10= ---- Cu= ----
D30= ---- Cc= ----
D60= 0,09

CLASIFICACION:
S.U.C.S : CL

ARCILLA DELGADA ARENOSA

CURVA GRANULOMETRICA

MALLAS U.S. STANDARD



OBSERVACIONES:

EL ENSAYO FUE REALIZADO IN SITU EN PRESENCIA DEL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- PROFUNDIDAD DE LA CALICATA
2.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
3.- NOMBRE DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. PUNO-PERU

Ing. Mariano R. Garcia Loayza
REG. CIP. Nº 26223

DANTE C. POMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO
FIC - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITANTE :	GOBIERNO REGIONAL PUNO - ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO HERRERA
		PROFUNDIDAD :	3.50 - 6.05m
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	CALICATA :	C - 01
FECHA :	12 DE ENERO DEL 2012	MUESTRA :	M - 03
N. F. :	1.60m		

LIMITES DE CONSISTENCIA

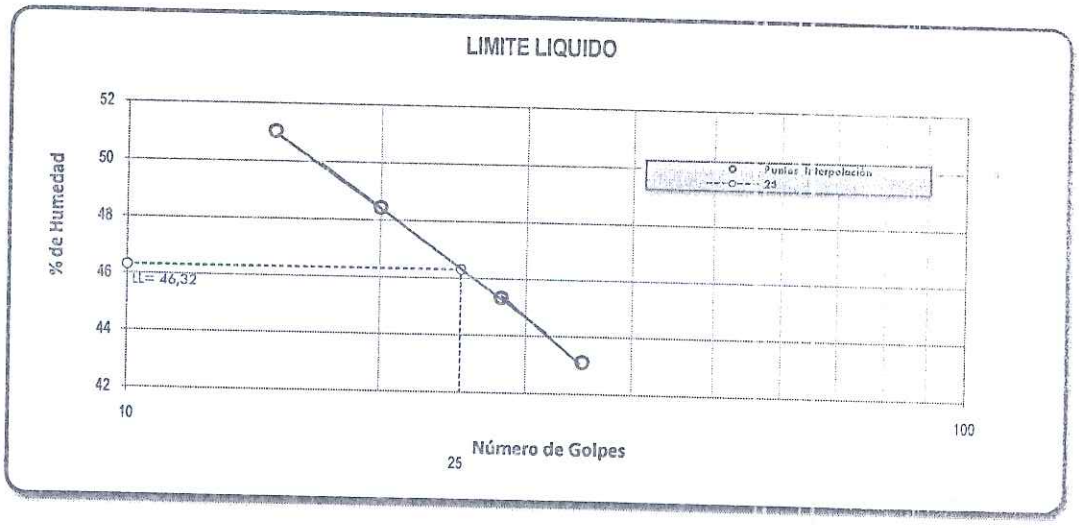
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	N-12	N-21	N-10	N-18
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	37,19	33,97	39,02	37,29
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	30,87	28,47	31,57	30,40
AGUA	gr.	6,32	5,50	7,45	6,89
PESO DE LA CAPSULA	gr.	16,22	16,35	16,20	16,91
PESO DEL SUELO SECO	gr.	14,65	12,12	15,37	13,49
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	43,12%	45,34%	48,41%	51,04%
NUMERO DE GOLPES	N	35	26	20	15

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-K	T-8	T-26
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	18,35	19,90	19,04
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	17,96	19,51	18,78
AGUA	gr.	0,39	0,39	0,26
PESO DE LA CAPSULA	gr.	16,29	17,82	17,64
PESO DEL SUELO SECO	gr.	1,67	1,69	1,14
LIMITE PLASTICO	%	23,35%	23,08%	22,81%

LIMITE LIQUIDO	46,32
LIMITE PLASTICO	23,08
INDICE DE PLASTICIDAD	23,24



OBSERVACIONES:

EL ENSAYO FUE REALIZADO IN SITU EN PRESENCIA DEL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- PROFUNDIDAD DE LA CALICATA
2.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
3.- NOMBRE DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQ. – ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL – JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. – PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP Nº 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. POMA AGUILAR
TÉCNICO DE LABORATORIO
FIGA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITANTE :	GOBIERNO REGIONAL PUNO - ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO
		PROFUNDIDAD :	6.05 - 6.80m
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	CALICATA :	C - 01
FECHA :	12 DE ENERO DEL 2012	MUESTRA :	M - 04
N. F. :	1.60m		

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.
3"	76,200					
2 1/2"	63,500					
2"	50,600					
1 1/2"	38,100					
1"	25,400					
3/4"	19,050	0,00	0,00	0,00	100,00	
1/2"	12,700	36,45	2,56	2,56	97,44	
3/8"	9,525	24,70	1,73	4,29	95,71	
1/4"	6,350	40,72	2,86	7,15	92,85	
No4	4,760	30,76	2,16	9,30	90,70	
No8	2,380	112,75	7,91	17,21	82,79	
No10	2,000	21,78	1,53	18,74	81,26	
No16	1,190					
No20	0,840	130,45	9,15	27,89	72,11	
No30	0,590					
No40	0,420	124,93	8,76	36,66	63,34	
No 50	0,300					
No60	0,250	145,50	10,21	46,87	53,13	
No80	0,180	190,16	13,34	60,21	39,79	
No100	0,149	127,91	8,97	69,18	30,82	
No200	0,074	188,75	13,24	82,42	17,58	
BASE		250,55	17,58	100,00	0,00	
TOTAL		1425,41	100,00			
% PERDIDA						

DESCRIPCION DE LA MUESTRA

P. I. = 1425,41
P. T. = 1174,86
P. P. = 250,55

LIMITES DE CONSISTENCIA:

L. L. = 26,80
L. P. = 16,42
I. P. = 10,37

CARACT. GRANULOMETRICAS:

D10= ---- Cu= ----
D30= 0,144 Cc= ----
D60= 0,36

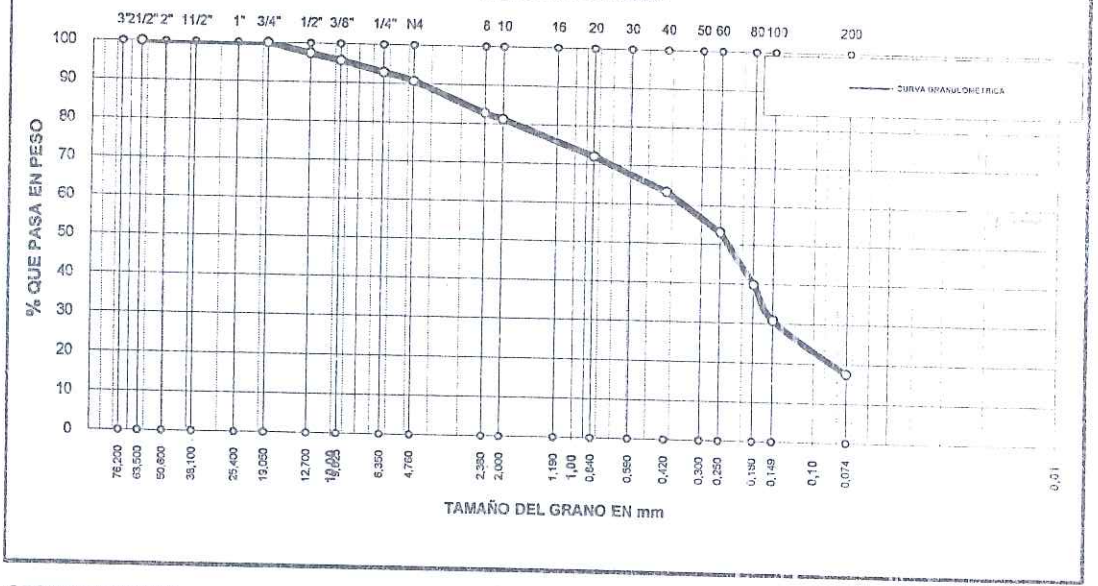
CLASIFICACION:

S.U.C.S. : SC

ARENA ARCILLOSA

CURVA GRANULOMETRICA

MALLAS U.S. STANDARD



OBSERVACIONES:

EL ENSAYO FUE REALIZADO IN SITU EN PRESENCIA DEL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- PROFUNDIDAD DE LA CALICATA
2.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
3.- NOMBRE DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA CARRERA PROFESIONAL DE ING. CIVIL JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. Nº 26223

DANTE C. ROMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO
FIGA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITANTE :	GOBIERNC REGIONAL PUNO - ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO HERRERA
		PROFUNDIDAD :	6.05 - 6.80m
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	CALICATA :	C - 01
FECHA :	12 DE ENERO DEL 2012	MUESTRA :	M - 04
N. F. :	1.60m		

LIMITES DE CONSISTENCIA

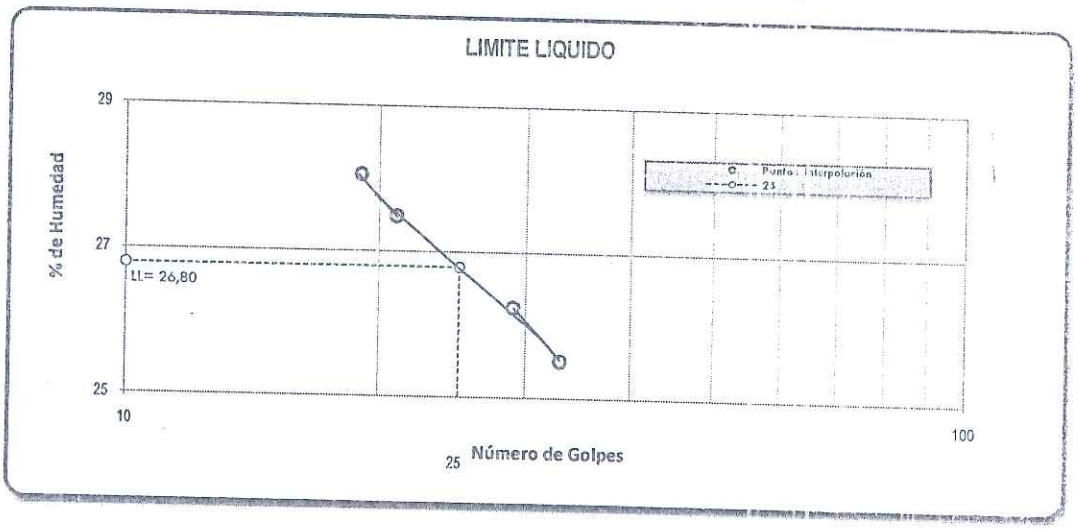
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	T-9	T-49	BA-05	T-5
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	42,90	43,33	43,23	42,80
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	37,55	37,74	37,36	36,95
AGUA	gr.	5,35	5,59	5,87	5,85
PESO DE LA CAPSULA	gr.	16,58	16,44	16,00	16,09
PESO DEL SUELO SECO	gr.	20,97	21,30	21,36	20,86
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	25,51%	26,24%	27,48%	28,04%
NUMERO DE GOLPES	N	33	29	21	19

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-51	T-8	T-65
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	17,58	17,70	17,57
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	17,39	17,50	17,39
AGUA	gr.	0,19	0,20	0,18
PESO DE LA CAPSULA	gr.	16,26	16,30	16,25
PESO DEL SUELO SECO	gr.	1,13	1,20	1,14
LIMITE PLASTICO	%	16,81%	16,67%	15,79%

LIMITE LIQUIDO	26,80
LIMITE PLASTICO	16,42
INDICE DE PLASTICIDAD	10,37



OBSERVACIONES:

EL ENSAYO FUE REALIZADO IN SITU EN PRESENCIA DEL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- PROFUNDIDAD DE LA CALICATA
2.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
3.- NOMBRE DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA – ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL – JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. – PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. Nº 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE S. POMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO
FIGA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

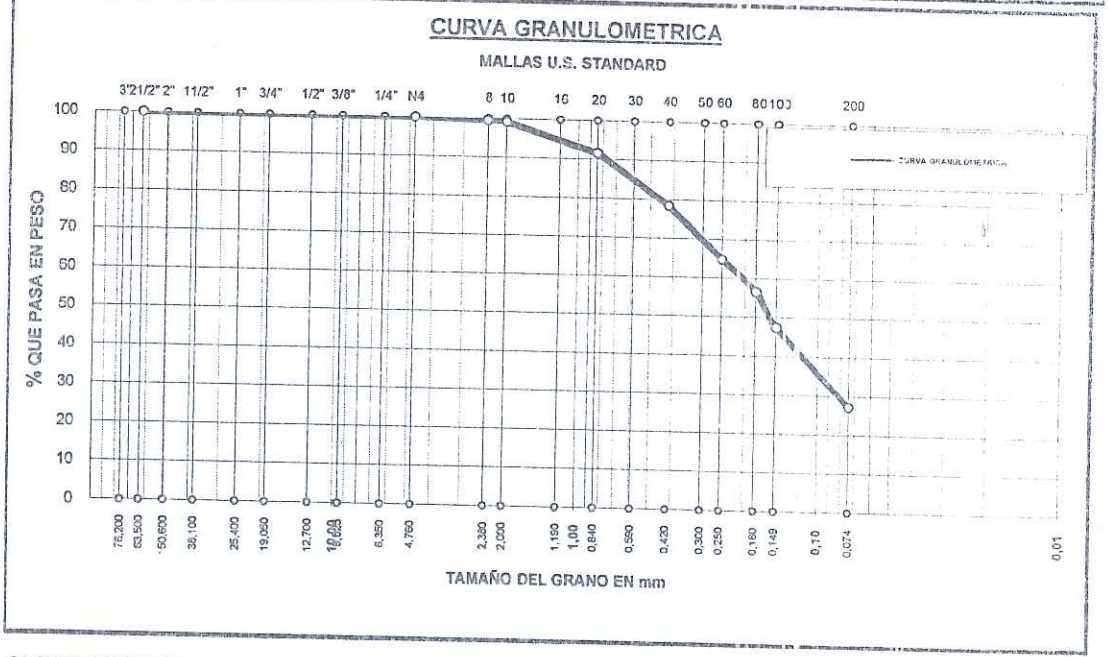
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITANTE :	GOBIERNO REGIONAL PUNO - ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO
		PROFUNDIDAD :	1.85 - 3.50m
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	CALICATA :	C - 02
FECHA :	12 DE ENERO DEL 2012	MUESTRA :	M - 02
N. F. :	1.85m		

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.
3"	76,200					
2 1/2"	63,500					
2"	50,600					
1 1/2"	38,100					
1"	25,400					
3/4"	19,050					
1/2"	12,700					
3/8"	9,525					
1/4"	6,350					
No4	4,760	0,00	0,00	0,00	100,00	
No8	2,380	1,07	0,49	0,49	99,51	
No10	2,000	0,83	0,38	0,86	99,12	
No16	1,190					
No20	0,840	16,40	7,56	8,43	91,57	
No30	0,590					
No40	0,420	28,55	13,16	21,59	78,41	
No 50	0,300					
No60	0,250	29,56	13,62	35,21	64,79	
No80	0,180	17,93	8,26	43,47	56,53	
No100	0,149	19,73	9,09	52,57	47,43	
No200	0.074	43,93	20,24	72,81	27,19	
BASE		59,00	27,19	100,00	0,00	
TOTAL		217,00	100,00			
% PERDIDA						

DESCRIPCION DE LA MUESTRA	
P. I. =	217,00
P. T. =	158,00
P. P. =	59,00
LIMITES DE CONSISTENCIA:	
L. L. =	46,84
L. P. =	25,66
I. P.=	21,18
CARACT. GRANULOMETRICAS:	
D10= ----	Cu= ----
D30= 0,084	Cc= ----
D60= 0,21	
CLASIFICACION:	
S.U.C.S. :	SC
ARENA ARCILLOSA	

CURVA GRANULOMETRICA



OBSERVACIONES:

EL ENSAYO FUE REALIZADO IN SITU EN PRESENCIA DEL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- PROFUNDIDAD DE LA CALICATA
2.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
3.- NOMBRE DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. PUNO-PERU

Ing. Mariano W. Garcia Loayza
REG. CIP. Nº 26223

DAVID C. TOMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO
FIGA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITANTE :	GOBIERNO REGIONAL PUNO - ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO HERRERA
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	PROFUNDIDAD :	1.85 - 3.50m
FECHA :	12 DE ENERO DEL 2012	CALICATA :	C - 02
N. F. :	1.85m	MUESTRA :	M - 02

LIMITES DE CONSISTENCIA

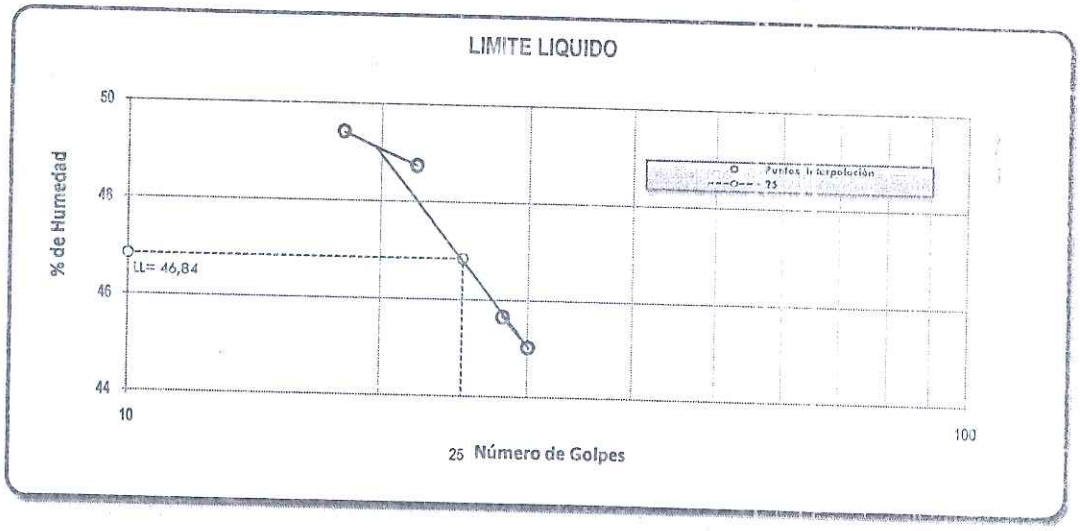
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	T-5	F-5	T-1	T-7
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	37,49	33,85	40,83	42,31
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	32,74	28,28	34,45	35,45
AGUA	gr.	4,75	5,57	6,38	6,86
PESO DE LA CAPSULA	gr.	22,19	16,08	21,36	21,57
PESO DEL SUELO SECO	gr.	10,55	12,20	13,09	13,88
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	45,02%	45,66%	48,71%	49,42%
NUMERO DE GOLPES	N	30	28	22	18

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-23	N-2	N-55
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	24,35	23,97	23,60
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	23,91	23,58	23,24
AGUA	gr.	0,44	0,39	0,36
PESO DE LA CAPSULA	gr.	22,19	22,04	21,86
PESO DEL SUELO SECO	gr.	1,72	1,54	1,38
LIMITE PLASTICO	%	25,58%	25,32%	26,09%

LIMITE LIQUIDO	46,84
LIMITE PLASTICO	25,66
INDICE DE PLASTICIDAD	21,18



OBSERVACIONES:

EL ENSAYO FUE REALIZADO IN SITU EN PRESENCIA DEL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- PROFUNDIDAD DE LA CALICATA
2.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
3.- NOMBRE DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQ. – ESCUELA PROFESIONAL DE ING. CIVIL – JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. – PUNO-PERU

Ing. Mariano R. Garcia Loayza
REG. CIP. Nº 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. POMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO
FIGA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

000150

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITANTE :	GOBIERNO REGIONAL PUNO - ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO
		PROFUNDIDAD :	3.50 - 4.55m
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	CALICATA :	C - 02
FECHA :	12 DE ENERO DEL 2012	MUESTRA :	M - 03
N. F. :	1.85m		

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.
3"	76,200					
2 1/2"	63,500					
2"	50,600					
1 1/2"	38,100					
1"	25,400					
3/4"	19,050					
1/2"	12,700					
3/8"	9,525					
1/4"	6,350					
No4	4,760					
No8	2,380	0,00	0,00	0,00	100,00	
No10	2,000	0,12	0,03	0,03	99,97	
No16	1,190					
No20	0,840	5,15	1,46	1,50	98,50	
No30	0,590					
No40	0,420	21,44	6,09	7,59	92,41	
No 50	0,300					
No60	0,250	21,18	6,02	13,61	86,39	
No80	0,180	16,36	4,65	18,25	81,75	
No100	0,149	5,70	1,62	19,87	80,13	
No200	0,074	100,11	28,44	48,31	51,69	
BASE		181,94	51,69	100,00	0,00	
TOTAL		352,00	100,00			
% PERDIDA						

DESCRIPCION DE LA MUESTRA
P. I. = 352,00
P. T. = 170,06
P. P. = 181,94

LIMITES DE CONSISTENCIA:
L. L. = 46,84
L. P. = 23,94
I. P. = 22,90

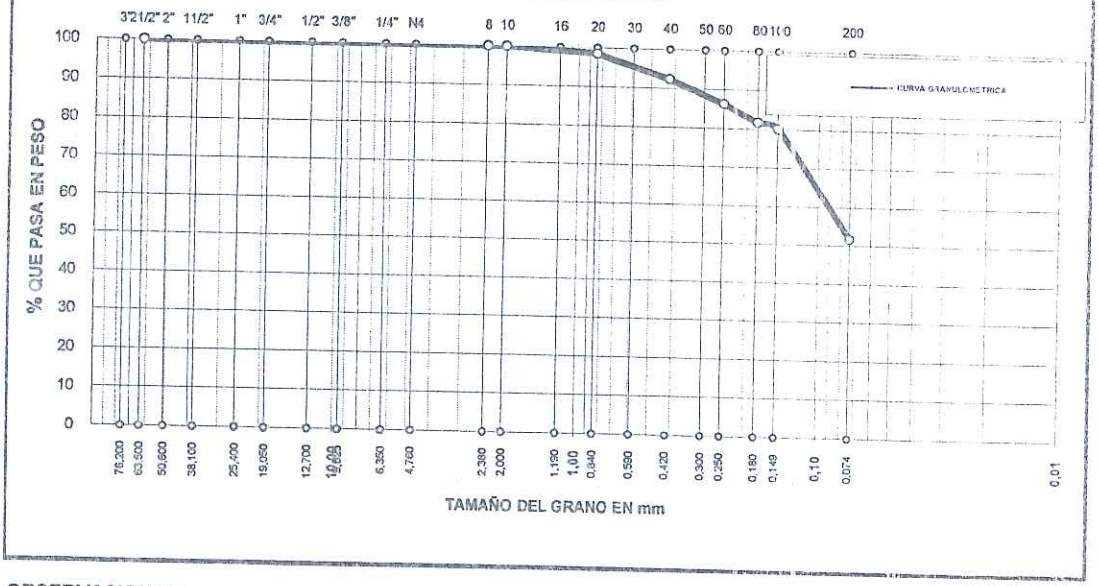
CARACT. GRANULOMETRICAS:
D10= ---- Cu= ----
D30= ---- Cc= ----
D60= 0,10

CLASIFICACION:
S.U.C.S. : CL

ARCILLA DELGADA ARENOSA

CURVA GRANULOMETRICA

MALLAS U.S. STANDARD



OBSERVACIONES:

EL ENSAYO FUE REALIZADO IN SITU EN PRESENCIA DEL SOLICITANTE Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- PROFUNDIDAD DE LA CALICATA
2.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
3.- NOMBRE DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. PUNO - PERU

Ing. Mariano R. Garcia Loayza
REG. CIP. Nº 26223

DANTE C. POMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITANTE :	GOBIERNO REGIONAL PUNO - ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO HERRERA
		PROFUNDIDAD :	3.50 - 4.55m
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	CALICATA :	C - 02
FECHA :	12 DE ENERO DEL 2012	MUESTRA :	M - 03
N. F. :	1.85m		

LIMITES DE CONSISTENCIA

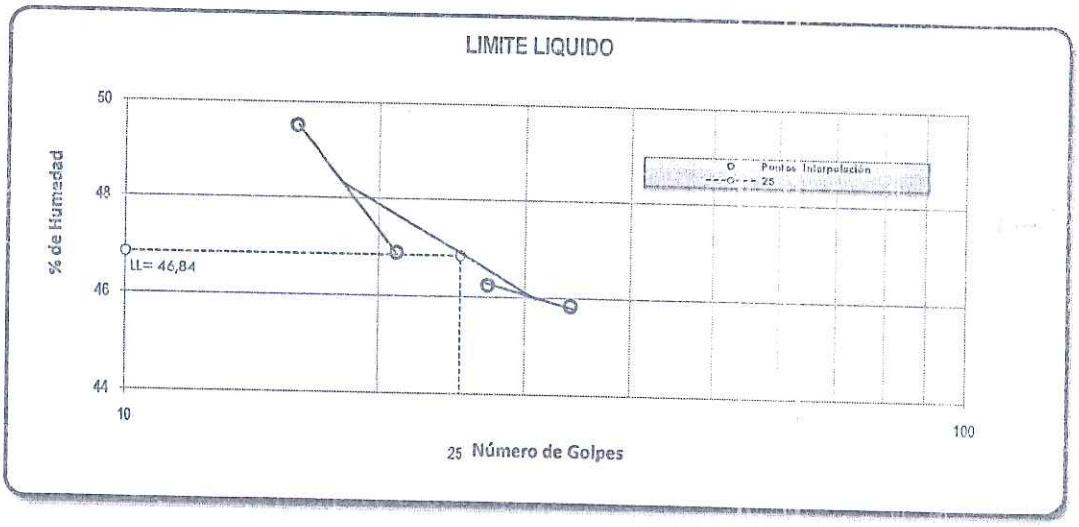
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	T-32	T-76	T-2	T-3
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	35,20	39,39	36,23	37,71
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	29,04	32,75	29,84	30,62
AGUA	gr.	6,16	6,64	6,39	7,09
PESO DE LA CAPSULA	gr.	15,60	18,39	16,21	16,30
PESO DEL SUELO SECO	gr.	13,44	14,36	13,63	14,32
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	45,83%	46,24%	46,88%	49,51%
NUMERO DE GOLPES	N	34	27	21	16

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	T-55	S-4	T-27
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	18,65	23,73	24,59
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	18,20	23,32	24,11
AGUA	gr.	0,45	0,41	0,48
PESO DE LA CAPSULA	gr.	16,25	21,62	22,16
PESO DEL SUELO SECO	gr.	1,95	1,70	1,95
LIMITE PLASTICO	%	23,08%	24,12%	24,62%

LIMITE LIQUIDO	46,84
LIMITE PLASTICO	23,91
INDICE DE PLASTICIDAD	22,93



OBSERVACIONES:

EL ENSAYO FUE REALIZADO IN SITU EN PRESENCIA DEL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- PROFUNDIDAD DE LA CALICATA
2.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
3.- NOMBRE DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. PUNO-PERU

Ing. Mariano R. Garcia Loayza
Reg. CIP. Nº 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. POMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO
FIGA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D422)
ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITANTE :	GOBIERNO REGIONAL PUNO - ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO
		PROFUNDIDAD :	4.55 - 5.75m
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	CALICATA :	C - 02
FECHA :	12 DE ENERO DEL 2012		
N. F. :	1.85m	MUESTRA :	M - 04

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.
3"	76,200					
2 1/2"	63,500					
2"	50,600					
1 1/2"	38,100					
1"	25,400					
3/4"	19,050	0,00	0,00	0,00	100,00	
1/2"	12,700	3,20	0,50	0,50	99,50	
3/8"	9,525	2,90	0,45	0,96	99,04	
1/4"	6,350	12,39	1,94	2,90	97,10	
No4	4,760	6,27	0,98	3,88	96,12	
No8	2,380	38,28	6,00	9,88	90,12	
No10	2,000	17,36	2,72	12,60	87,40	
No16	1,190					
No20	0,840	122,80	19,25	31,85	68,15	
No30	0,590					
No40	0,420	124,76	19,55	51,40	48,60	
No 50	0,300					
No60	0,250	86,80	13,61	65,01	34,99	
No80	0,180	51,42	8,06	73,07	26,93	
No100	0,149	8,02	1,26	74,33	25,67	
No200	0,074	83,70	13,12	87,45	12,55	
BASE		80,10	12,55	100,00	0,00	
TOTAL		638,00	100,00			
% PERDIDA						

DESCRIPCION DE LA MUESTRA
P. I. = 638,00
P. T. = 557,96
P. P. = 80,10

LIMITES DE CONSISTENCIA:
L. L. = 36,15
L. P. = 24,96
I. P. = 11,20

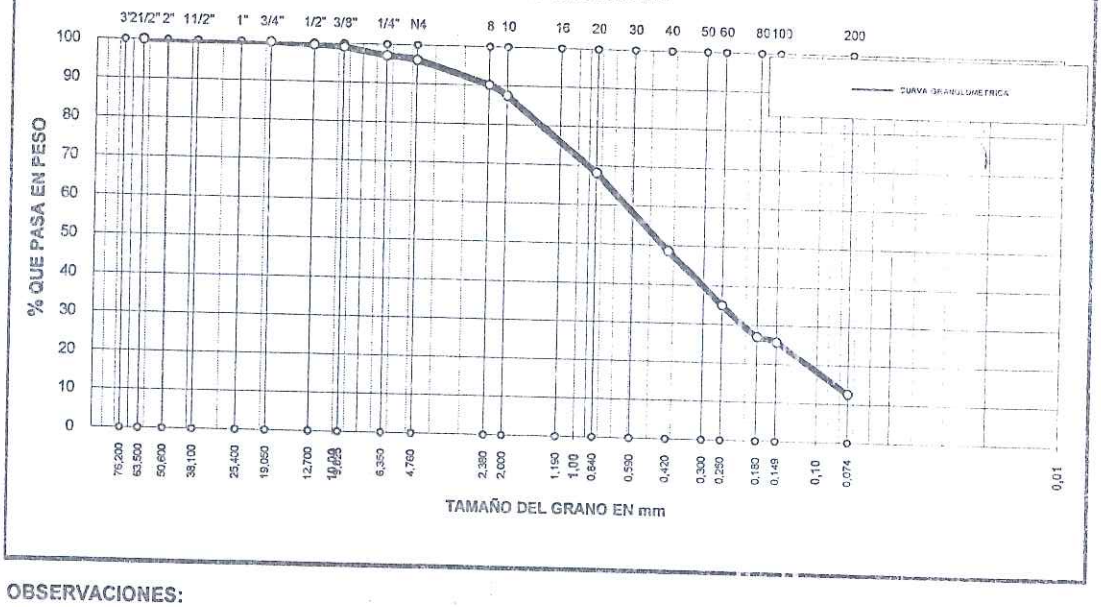
CARACT. GRANULOMETRICAS:
D10= ---- Cu= ----
D30= 0,207 Cc= ----
D60= 0,66

CLASIFICACION:
S.U.C.S. : SC

ARENA ARCILLOSA

CURVA GRANULOMETRICA

MALLAS U.S. STANDARD



OBSERVACIONES:

EL ENSAYO FUE REALIZADO IN SITU EN PRESENCIA DEL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- PROFUNDIDAD DE LA CALICATA
2.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
3.- NOMBRE DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA CARRERA PROFESIONAL DE Ing. CIVIL
JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat.

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. Nº 26223

DANTE C. POMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO

000147

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PROYECTO:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITANTE :	GOBIERNO REGIONAL PUNO - ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO HERRERA
		PROFUNDIDAD :	4.55 - 5.75m
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	CALICATA :	C - 02
FECHA :	12 DE ENERO DEL 2012	MUESTRA :	M - 04
N. F. :	1.85m		

LIMITES DE CONSISTENCIA

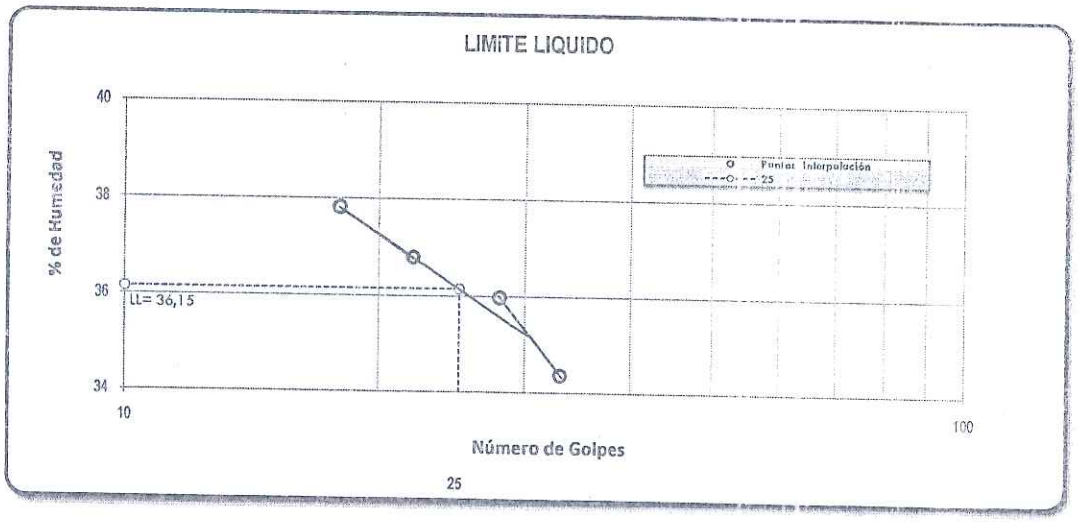
LIMITE LIQUIDO

ENSAYO	No	1	2	3	4
CAPSULA	No	F-6	T-4	T-49	T-1
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	41,36	40,93	42,39	40,06
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	35,01	34,40	35,41	33,54
AGUA	gr.	6,35	6,53	6,98	6,52
PESO DE LA CAPSULA	gr.	16,53	16,25	16,44	16,30
PESO DEL SUELO SECO	gr.	18,48	18,15	18,97	17,24
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	34,36%	35,98%	36.79%	37,82%
NUMERO DE GOLPES	N	33	28	22	18

LIMITE PLASTICO

ENSAYO	No	1	2	3
CAPSULA	No	BA-5	T-22	T-6
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	17,56	22,59	23,95
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	17,25	22,31	23,56
AGUA	gr.	0,31	0,28	0.39
PESO DE LA CAPSULA	gr.	16,00	21,20	21,99
PESO DEL SUELO SECO	gr.	1,25	1,11	1.57
LIMITE PLASTICO	%	24,80%	25,23%	24,34%

LIMITE LIQUIDO	36,15
LIMITE PLASTICO	24,95
INDICE DE PLASTICIDAD	11,20



OBSERVACIONES:

EL ENSAYO FUE REALIZADO IN SITU EN PRESENCIA DEL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- PROFUNDIDAD DE LA CALICATA
2.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
3.- NOMBRE DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA – ESCUELA PROFESIONAL DE ING. CIVIL – JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. – PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. Nº 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. POMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO
FIGA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

FICA

PROYECTO :	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITADO :	GOBIERNO REGIONAL PUNO
		MUESTRA :	M-01
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	CALICATA :	C-01
FECHA :	08 DE NOVIEMBRE DEL 2011	PROFUNDIDAD :	3.20m

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(NORMA ASTM - D3080-98)

Muestra Nro.	M-01	Profundidad de la muestra(m):	3.20m	Estado del Suelo	Natural	Inalterada	X
Calicata:	C-01	Clasificacion (SUCS):				Remoldeada	
Veloc. de Ensayo (mm/min)	0.5	Tiempo de Consolidación (hrs)	...				

Datos	ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (h) (cm)	2.38	2.38	2.38	2.38	2.38	2.38
Diámetro (Ø) (cm)	4.78	4.78	4.78	4.78	4.78	4.78
Volumen (cm3)	42.71		42.71		42.71	
Peso (Gr)	74.48		77.97		74.60	
PesoEspecifico de masa (gr/cm3)	1.744		1.826		1.747	
Humedad (w) (%)	29.12%		30.00%		29.78%	
Esfuerzo Normal (kg/cm2)	0.50		1.00		2.00	

Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg, cm²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000
0.10	7.00	0.981	0.056	0.10	9.00	1.262	0.072	0.10	18.00	2.524	0.142
0.20	10.00	1.402	0.079	0.20	12.50	1.753	0.099	0.20	22.00	3.084	0.175
0.30	14.00	1.963	0.111	0.30	16.00	2.243	0.127	0.30	23.00	3.225	0.183
0.40	16.00	2.243	0.127	0.40	19.00	2.664	0.151	0.40	26.00	3.645	0.207
0.60	19.50	2.734	0.155	0.60	22.00	3.084	0.175	0.60	31.00	4.346	0.246
0.80	22.00	3.084	0.175	0.80	26.00	3.645	0.207	0.80	34.00	4.767	0.270
1.00	25.50	3.575	0.203	1.00	28.00	3.926	0.222	1.00	37.00	5.291	0.300
1.25	27.00	3.785	0.215	1.25	31.00	4.346	0.246	1.25	39.00	5.577	0.316
1.50	31.00	4.346	0.246	1.50	33.00	4.627	0.262	1.50	41.50	5.935	0.336
1.75	33.00	4.627	0.262	1.75	36.50	5.220	0.296	1.75	45.00	6.435	0.365
2.00	34.00	4.767	0.270	2.00	37.50	5.363	0.304	2.00	47.00	6.721	0.381
2.25	36.00	5.148	0.292	2.25	39.50	5.649	0.320	2.25	48.50	6.936	0.393
2.50	35.50	4.977	0.282	2.50	41.00	5.863	0.332	2.50	50.00	7.150	0.405
2.75	36.00	5.148	0.292	2.75	41.50	5.935	0.336	2.75	51.00	7.293	0.413
3.00	37.50	5.363	0.304	3.00	42.00	6.006	0.340	3.00	52.00	7.436	0.421
3.50	39.00	5.577	0.316	3.50	46.50	6.650	0.377	3.50	53.00	7.579	0.430
4.00	40.00	5.720	0.324	4.00	44.50	6.364	0.361	4.00	53.00	7.579	0.430
4.50	39.00	5.577	0.316	4.50	47.00	6.721	0.381	4.50	55.00	7.865	0.446
5.00	39.00	5.577	0.316	5.00	47.00	6.721	0.381	5.00	55.00	7.865	0.446
5.50	37.50	5.363	0.304	5.50	46.00	6.578	0.373	5.50	55.00	7.865	0.446
					47.00	6.721	0.381	6.00	55.50	7.937	0.450
					46.00	6.578	0.373				

OBSERVACIONES:

MUESTREO REALIZADO POR EL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
2.- DENOMINACIÓN DE LA MUESTRA
3.- PROFUNDIDAD DEL MUESTREO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQ. – CARRERA PROFESIONAL DE ING. CIVIL – JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. – PUNO-PERU

Ing. Mariano A. García Loayza
REG. CIP. Nº 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. POMA AGUILAR
TÉCNICO DE LABORATORIO
FICA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

FICA

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO SOLICITADO : GOBIERNO REGIONAL PUNO

LUGAR : PUNO - PUNO - PUNO

FECHA : 08 DE NOVIEMBRE DEL 2011

MUESTRA : M-01

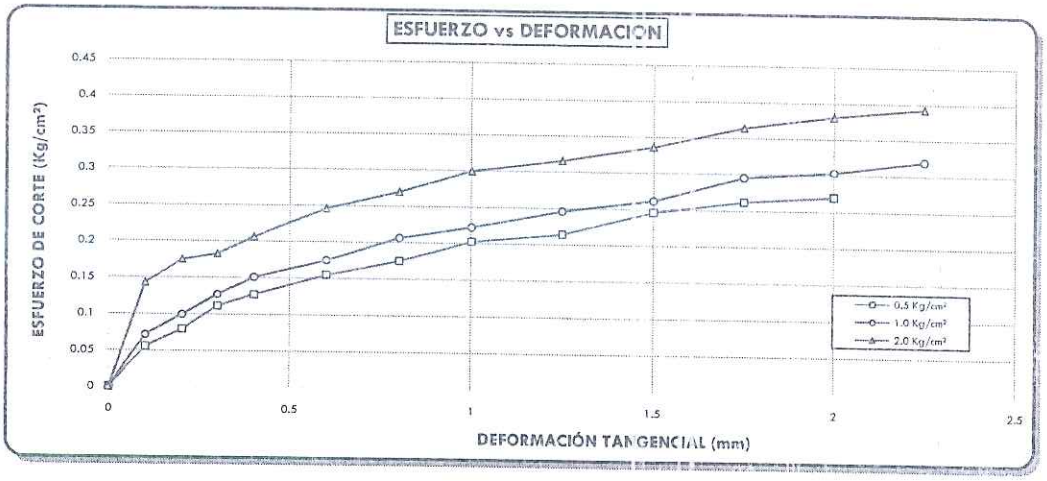
CALICATA : C-01

PROFUNDIDAD : 3.20m

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(NORMA ASTM - D3080-98)

Muestra Nro.	M-01	Profundidad de la muestra(m):	3.20m	Estado del Suelo	Natural	Inalterado	X
Calicata:	C-01	Clasificacion (SUCS):				Remoldeado	
Veloc. de Ensayo (mm/min)	0.5	Tiempo de Consolidación (hrs):					



OBSERVACIONES:

MUESTREO REALIZADO POR EL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
2.- DENOMINACIÓN DE LA MUESTRA
3.- PROFUNDIDAD DEL MUESTREO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQ. ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. Nº 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE G. POMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO
FIFA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

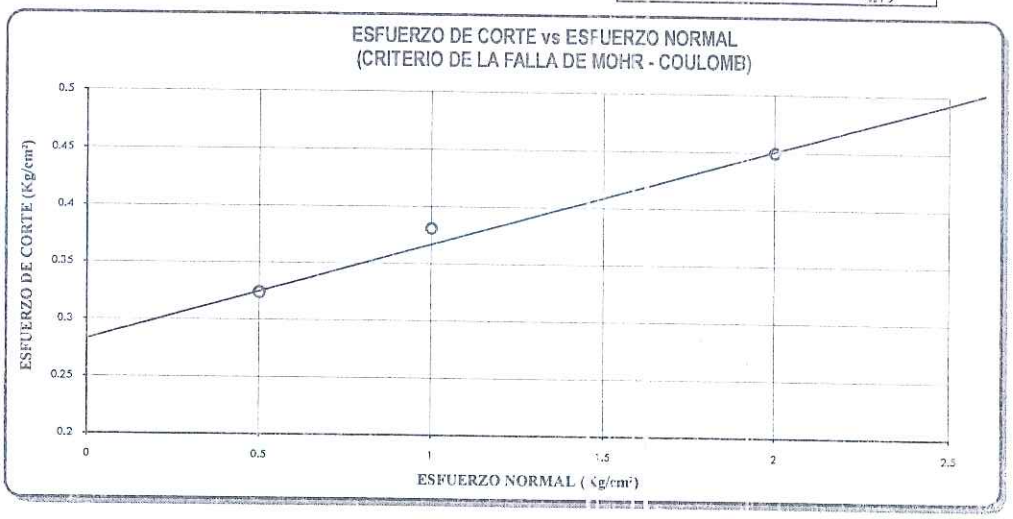
FICA

PROYECTO :	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITADO :	GOBIERNO REGIONAL PUNO
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	MUESTRA :	M-01
		CALICATA :	C-01
FECHA :	08 DE NOVIEMBRE DEL 2011	PROFUNDIDAD :	3.20m

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(NORMA ASTM - D3080-98)

Muestra Nro.	M-01	Profundidad de la muestra(m):	3.20m	Estado del Suelo	Natural	Inalterada	X
Calicata:	C-01	Clasificacion (SUCS):	–			Remoldeada	
Veloc. de Ensayo (mm/min)	0.5	Tiempo de Consolidación (hrs)	...	COHESION :			0.282 kg/cm2
				ANGULO DE FRICCION:			4.79°



OBSERVACIONES:

MUESTREO REALIZADO POR EL SOLICITANTE, Y FUE RON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
2.- DENOMINACIÓN DE LA MUESTRA
3.- PROFUNDIDAD DEL MUESTREO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA – ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL – JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. – PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. Nº 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE D. POMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO
FICA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

FICA

PROYECTO :	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITADO :	GOBIERNO REGIONAL PUNO
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	MUESTRA :	M-01
		CALICATA :	C-03
FECHA :	08 DE NOVIEMBRE DEL 2011	PROFUNDIDAD :	3.00m

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(NORMA ASTM - D3080-98)

Muestra Nro.	M-01	Profundidad de la muestra(m):	3.00m	Estado del Suelo	Natural	Inalterada	X
Calicata:	C-03	Clasificacion (SUCS):				Remoldeada	
Veloc. de Ensayo (mm/min)	0.5	Tiempo de Consolidación (hrs)	...				

Datos	ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (h) (cm)	2.38	2.38	2.38	2.38	2.38	2.38
Diámetro (Ø) (cm)	4.78	4.78	4.78	4.78	4.78	4.78
Volumen (cm3)	42.71		42.71		42.71	
Peso (Gr)	83.94		82.27		83.34	
PesoEspecifico de masa (gr/cm3)	1.965		1.926		1.951	
Humedad (w) (%)	30.52%		31.30%		30.13%	
Esfuerzo Normal (kg/cm2)	0.50		1.00		2.00	

Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000
0.10	10.00	1.402	0.079	0.10	8.00	1.122	0.064	0.10	13.50	1.893	0.107
0.20	13.00	1.823	0.103	0.20	10.00	1.402	0.079	0.20	18.00	2.524	0.143
0.30	13.50	1.893	0.107	0.30	10.50	1.472	0.083	0.30	18.50	2.594	0.147
0.40	14.50	2.033	0.115	0.40	13.00	1.823	0.103	0.40	20.00	2.804	0.159
0.60	17.00	2.383	0.135	0.60	14.50	2.033	0.115	0.60	25.00	3.505	0.199
0.80	20.00	2.804	0.159	0.80	17.50	2.454	0.139	0.80	27.00	3.785	0.215
1.00	20.00	2.804	0.159	1.00	19.00	2.664	0.151	1.00	30.50	4.276	0.242
1.25	22.00	3.084	0.175	1.25	21.00	2.944	0.167	1.25	33.50	4.697	0.266
1.50	23.00	3.225	0.183	1.50	23.00	3.225	0.183	1.50	35.50	4.977	0.282
1.75	23.50	3.295	0.187	1.75	24.50	3.435	0.195	1.75	38.00	5.434	0.308
2.00	24.50	3.435	0.195	2.00	25.00	3.505	0.199	2.00	40.00	5.720	0.324
2.25	24.50	3.435	0.195	2.25	26.00	3.645	0.207	2.25	41.50	5.935	0.336
2.50	24.50	3.435	0.195	2.50	27.00	3.785	0.215	2.50	44.00	6.292	0.357
2.75	25.00	3.505	0.199	2.75	28.00	3.926	0.222	2.75	43.00	6.149	0.348
3.00	25.00	3.505	0.199	3.00	28.00	3.926	0.222	3.00	42.00	6.006	0.340
3.50	25.00	3.505	0.199	3.50	29.00	4.066	0.230	3.50	42.00	6.006	0.340
4.00	24.50	3.435	0.195	4.00	29.00	4.066	0.230	4.00	42.00	6.006	0.340
4.50	24.00	3.365	0.191	4.50	29.00	4.066	0.230	4.50	42.50	6.078	0.344
				5.00	29.50	4.136	0.234	5.00	42.50	6.078	0.344
				5.50	29.00	4.066	0.230	5.50	42.00	6.006	0.340
					29.00	4.066	0.230	6.00	41.00	5.863	0.332
					29.00	4.066	0.230	6.50	41.00	5.863	0.332
								7.00	41.00	5.863	0.332
								7.50	41.00	5.863	0.332

OBSERVACIONES:

MUESTREO REALIZADO POR EL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
2.- DENOMINACIÓN DE LA MUESTRA
3.- PROFUNDIDAD DEL MUESTREO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQ. – ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL – JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. – PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. Nº 20223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. POMA AGUILAR
TÉCNICO DE LABORATORIO
FICA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

FICA

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO SOLICITADO : GOBIERNO REGIONAL PUNO

LUGAR : PUNO - PUNO - PUNO

FECHA : 08 DE NOVIEMBRE DEL 2011

MUESTRA : M-01

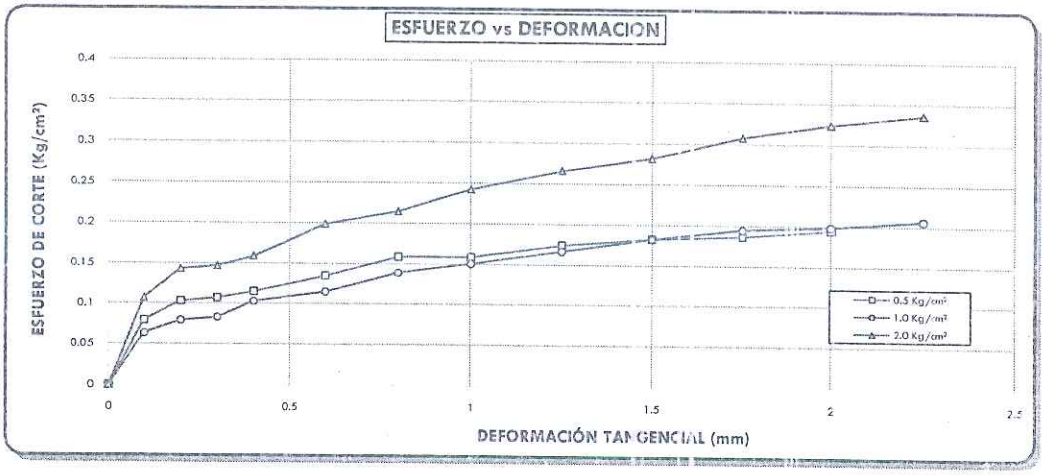
CALICATA : C-03

PROFUNDIDAD : 3.00m

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(NORMA ASTM - D3080-98)

Muestra Nro.	M-01	Profundidad de la muestra(m):	3.00m	Estado del Suelo	Natural	Inalterada	X
Calicata:	C-03	Clasificacion (SUCS):				Remoldeada	
Veloc. de Ensayo (mm/min)	0.5	Tiempo de Consolidación (hrs):					



OBSERVACIONES:

MUESTREO REALIZADO POR EL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
2.- DENOMINACIÓN DE LA MUESTRA
3.- PROFUNDIDAD DEL MUESTREO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. N° 28223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. POMA AGUILAR
TECNICO DE LABORATORIO
FICA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

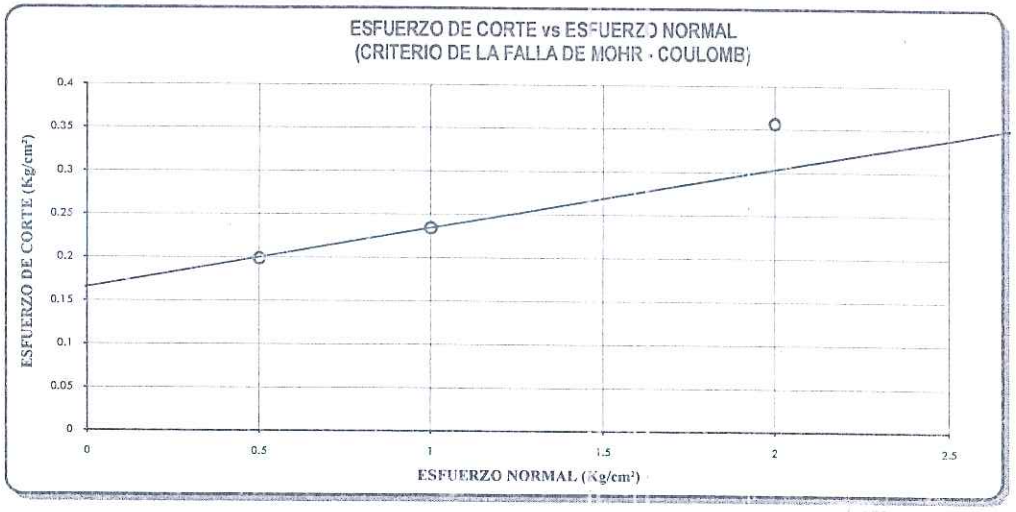
FICA

PROYECTO :	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITADO :	GOBIERNO REGIONAL PUNO
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	MUESTRA :	M-01
		CALICATA	C-03
FECHA :	08 DE NOVIEMBRE DEL 2011	PROFUNDIDAD :	3.00m

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(NORMA ASTM - D3080-98)

Muestra Nro.	M-01	Profundidad de la muestra(m):	3.00m	Estado del Suelo	Natural	Inalterada	X
Calicata:	C-03	Clasificacion (SUCS):	–			Remoldeada	
Velac. de Ensayo (mm/min)	0.5	Tiempo de Consolidación (hrs)	...	COHESION :			0.163 kg/cm2
				ANGULO DE FRICCION:			4.09°



OBSERVACIONES:

MUESTREO REALIZADO POR EL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
2.- DENOMINACIÓN DE LA MUESTRA
3.- PROFUNDIDAD DEL MUESTREO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO · FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA · ESCUELA PROFESIONAL DE ING. CIVIL · JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat · PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. Nº 26723
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. TOMA AGUILAR
TÉCNICO DE LABORATORIO
FICA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
Av. Floral 1153, Ciudad Universitaria

PROYECTO	:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO
SOLICITANTE	:	GOBIERNO REGIONAL PUNO- ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO HERRERA
UBICACIÓN	:	PUNO - PUNO - PUNO
CALICATA	:	C-01
PROFUNDIDAD	:	6.80m
FECHA	:	12 DE ENERO DEL 2012

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (ASTM - D1586)

PROFUNDIDAD (M)	ESPESOR ESTRATO (M)	MUESTRA	SIMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR N° 01 (SPT 01) - P01	CLAS. SUCS	PRUEBAS DE CAMPO D.N. (gr/cc)	PRUEBAS DE CAMPO H.N. (%)	Ensayo de Penetración Estandar: Nivel Freático: 1.60m; N°Golpes / 30 cm. (0, 10, 20, 30, 40, 50)
0,50								
1,00								
1,50	2,60	M1		Material de relleno, grava y piedra mediana	---			
2,00								
2,50								
3,00	0,90	M2		ARENA BIEN GRADUADA CON ARCILLA	SW - SC			5
3,50								3

Nota:
La calicata fue realizado por el solicitante
El ensayo fue realizado en presencia del solicitante

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA – COLEGIO PROFESIONAL DE INGENIEROS – JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. – PUNO-PERU

Ing. Mariano R. Garcia Loayza
REG. CIP. N° 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. PUMA AGUILAR
TÉCNICO DE LABORATORIO
FIGA - UNA

000139

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
Av. Floral 1153, Ciudad Universitaria

PROYECTO	:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO
SOLICITANTE	:	GOBIERNO REGIONAL PUNO- ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO HERRERA
UBICACIÓN	:	PUNO - PUNO - PUNO
CALICATA	:	C-01
PROFUNDIDAD	:	6.80m
FECHA	:	12 DE ENERO DEL 2012

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (ASTM - D1586)

PROFUNDIDAD (M)	ESPESOR ESTRATO (M)	MUESTRA	SIMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR N° 01 (SPT 01) - P01	CLAS. SUCS	PRUEBAS DE CAMPO D.N. (gr/cc)	PRUEBAS DE CAMPO H.N. (%)	Ensayo de Penetración Estandar: Nivel Freático: 1.60m; N°Golpes / 30 cm. (0 10 20 30 40 50)
4,00								3
4,50								8
	2,55	M3		ARCILLA DELGADA ARENOSA	CL			8
5,00								
5,50								9
6,00								19
6,50	0,75	M4		ARENA ARCILLOSA	SC			34

Nota:
La calicata fue realizado por el solicitante
El ensayo fue realizado en presencia del solicitante

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA CAMERA PROFESIONAL DE ING. CIVIL JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. N° 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. POMA AGUILAR
TÉCNICO DE LABORATORIO
FIGA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
Av. Floral 1153, Ciudad Universitaria

PROYECTO	:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO
SOLICITANTE	:	GOBIERNO REGIONAL PUNO- ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO HERRERA
UBICACIÓN	:	PUNO - PUNO - PUNO
CALICATA	:	C-01
PROFUNDIDAD	:	6.80m
FECHA	:	12 DE ENERO DEL 2012

CORRECCIÓN DE DATOS DEL SPT 01

MUES.	ESP.	ESP. ACUM.	SIMB.	n1	n2	n3	n4	N° Golp. N	Pemin	Pemax	*γ tn/m3	H PROM	P'	P''	CN	Ns
1	2,60	2,60														
2	0,90	3,50	SW-SC	0,92	0,85	1,00	1,00	3	1,91	2,17	2,04	1,75	0,357	1,00	1,674	4
3	2,55	6,05	CL	0,92	0,85	1,00	1,00	8	1,64	1,96	1,80	4,78	0,860	1,00	1,079	7
4	0,75	6,80	SC	0,92	0,85	1,00	1,00	25	1,75	2,09	1,92	6,43	1,234	1,00	0,900	18

Nota:

La calicata fue realizado por el solicitante
El ensayo fue realizado en presencia del solicitante

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. N° 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. POMA AGUILAR
TÉCNICO DE LABORATORIO
FICA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
Av. Floral 1153, Ciudad Universitaria

PROYECTO	:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO
SOLICITANTE	:	GOBIERNO REGIONAL PUNO- ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO HERRERA
UBICACIÓN	:	PUNO - PUNO - PUNO
CALICATA	:	C-02
PROFUNDIDAD	:	5.75m
FECHA	:	12 DE ENERO DEL 2012

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (ASTM - D1586)

PROFUNDIDAD (M)	ESPESOR ESTRATO (M)	MUESTRA	SIMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR N° 02 (SPT 02) - P02	CLAS. SUCS	PRUEBAS DE CAMPO		Ensayo de Penetración Estandar
						D.N. (gr/cc)	H.N. (%)	Nivel Freático: 1.85m N°Golpes / 30 cm.
0,50								0 10 20 30 40 50
1,00	1,85	M1		Material de relleno, grava y piedra mediana	---			
1,50								
2,00								2
2,50	1,65	M2		ARENA ARCILLOSA	SC			2
3,00								
3,50								3

Nota:
La calicata fue realizado por el solicitante
El ensayo fue realizado en presencia del solicitante

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO-PERU FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat.

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP N° 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. POMA AGUILAR
TÉCNICO DE LABORATORIO
FICA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
Av. Floral 1153, Ciudad Universitaria

PROYECTO	:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO
SOLICITANTE	:	GOBIERNO REGIONAL PUNO- ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO HERRERA
UBICACIÓN	:	PUNO - PUNO - PUNO
CALICATA	:	C-02
PROFUNDIDAD	:	5.75m
FECHA	:	12 DE ENERO DEL 2012

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (ASTM - D1586)

PROFUNDIDAD (M)	ESPESOR ESTRATO (M)	MUESTRA	SIMBOLO GRÁFICO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR N° 02 (SPT 02) - P02	CLAS. SUCS	PRUEBAS DE CAMPO		Ensayo de Penetración Estandar
						D.N. (gr/cc)	H.N. (%)	Nivel Freático: 1.85m N°Golpes / 30 cm.
4,00	1,05	M3		ARCILLA DELGADA ARENOSA	CL			4
4,50								6
5,00	1,20	M4		ARENA ARCILLOSA	SC			19
5,50								25

Nota:
La calicata fue realizado por el solicitante
El ensayo fue realizado en presencia del solicitante

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
CARRERA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
JEFATURA
Lab. Mecánica de Suelos y Mat.
PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. N° 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. POMA AGUILAR
TÉCNICO DE LABORATORIO
FIGA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
Av. Floral 1153, Ciudad Universitaria

PROYECTO	:	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO
SOLICITANTE	:	GOBIERNO REGIONAL PUNO- ARQ. CHRYSTIAN OSWALDO CASTRO HERRERA
UBICACIÓN	:	PUNO - PUNO - PUNO
CALICATA	:	C-02
PROFUNDIDAD	:	5.75m
FECHA	:	12 DE ENERO DEL 2012

CORRECCION DE DATOS DEL SPT 02

MUES.	ESP.	ESP. ACUM.	SIMB.	n1	n2	n3	n4	N° Golp. N	Pemin	Pemax	"γ tn/m3	Π PROM	P'	P''	CN	Ns
1	1,85	1,85														
2	1,65	3,50	SC	0,92	0,75	1,00	1,00	2	1,63	1,97	1,80	1,75	0,315	1,00	1,782	2
3	1,05	4,55	CL	0,92	0,75	1,00	1,00	4	1,55	1,94	1,75	4,03	0,702	1,00	1,193	3
4	1,20	5,75	SC	0,92	0,75	1,00	1,00	15	1,92	2,20	2,06	5,15	1,061	1,00	0,971	10

Nota:

La calicata fue realizado por el solicitante
El ensayo fue realizado en presencia del solicitante

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO-PERU FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA CARRERA PROFESIONAL DE ING. CIVIL JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat.

Ing. Mariano R. Garcia Loayza
REG. CIP N° 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. POMA AGUILAR
TÉCNICO DE LABORATORIO
FIGA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATER ALES

FICA

PROYECTO :	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITADO :	GOBIERNO REGIONAL PUNO
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	MUESTRA :	M-01
		CALICATA :	C-03
FECHA :	08 DE NOVIEMBRE DEL 2011	PROFUNDIDAD :	3.00m

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(NORMA ASTM - D3080-98)

Muestra Nro.	M-01	Profundidad de la muestra(m):	3.00m	Estado del Suelo	Natural	Inalterado	X
Calicata:	C-03	Clasificacion (SUCS):				Remoldeada	
Veloc. de Ensayo (mm/min)	0.5	Tiempo de Consolidación (hrs)	...				

Datos	ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (h) (cm)	2.38	2.38	2.38	2.38	2.38	2.38
Diámetro (Ø) (cm)	4.78	4.78	4.78	4.78	4.78	4.78
Volumen (cm3)	42.71		42.71		42.71	
Peso (Gr)	83.94		82.27		83.34	
PesoEspecifico de masa (gr/cm3)	1.965		1.926		1.951	
Humedad (w) (%)	30.52%		31.30%		30.13%	
Esfuerzo Normal (kg/cm2)	0.50		1.00		2.00	

Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg	Esfuerzo de Corte (Kg/cm²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm²)
0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000
0.10	10.00	1.402	0.079	0.10	8.00	1.122	0.064	0.10	13.50	1.893	0.107
0.20	13.00	1.823	0.103	0.20	10.00	1.402	0.079	0.20	18.00	2.524	0.143
0.30	13.50	1.893	0.107	0.30	10.50	1.472	0.083	0.30	18.50	2.594	0.147
0.40	14.50	2.033	0.115	0.40	13.00	1.823	0.103	0.40	20.00	2.804	0.159
0.60	17.00	2.383	0.135	0.60	14.50	2.033	0.115	0.60	25.00	3.505	0.199
0.80	20.00	2.804	0.159	0.80	17.50	2.454	0.139	0.80	27.00	3.785	0.215
1.00	20.00	2.804	0.159	1.00	19.00	2.664	0.151	1.00	30.50	4.276	0.242
1.25	22.00	3.084	0.175	1.25	21.00	2.944	0.167	1.25	33.50	4.697	0.266
1.50	23.00	3.225	0.183	1.50	23.00	3.225	0.183	1.50	35.50	4.977	0.282
1.75	23.50	3.295	0.187	1.75	24.50	3.435	0.195	1.75	38.00	5.434	0.308
2.00	24.50	3.435	0.195	2.00	25.00	3.505	0.199	2.00	40.00	5.720	0.324
2.25	24.50	3.435	0.195	2.25	26.00	3.645	0.207	2.25	41.50	5.935	0.336
2.50	24.50	3.435	0.195	2.50	27.00	3.785	0.215	2.50	44.00	6.292	0.357
2.75	25.00	3.505	0.199	2.75	28.00	3.926	0.222	2.75	43.00	6.149	0.348
3.00	25.00	3.505	0.199	3.00	28.00	3.926	0.222	3.00	42.00	6.006	0.340
3.50	25.00	3.505	0.199	3.50	29.00	4.066	0.230	3.50	42.00	6.006	0.340
4.00	24.50	3.435	0.195	4.00	29.00	4.066	0.230	4.00	42.00	6.006	0.340
4.50	24.00	3.365	0.191	4.50	29.00	4.066	0.230	4.50	42.50	6.078	0.344
				5.00	29.50	4.136	0.234	5.00	42.50	6.078	0.344
				5.50	29.00	4.066	0.230	5.50	42.00	6.006	0.340
					29.00	4.066	0.230	6.00	41.00	5.863	0.332
					29.00	4.066	0.230	6.50	41.00	5.863	0.332
								7.00	41.00	5.863	0.332
								7.50	41.00	5.863	0.332

OBSERVACIONES:

MUESTREO REALIZADO POR EL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
2.- DENOMINACIÓN DE LA MUESTRA
3.- PROFUNDIDAD DEL MUESTREO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO – FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQ. – ESCUELA PROFESIONAL DE Ing. CIVIL – JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat. – PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. Nº 28223
JEFE DE LABORATORIO

DANIEL C. POMA AGUILAR
TÉCNICO DE LABORATORIO
FICA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

FICA

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO SOLICITADO : GOBIERNO REGIONAL PUNO

LUGAR : PUNO - PUNO - PUNO

FECHA : 08 DE NOVIEMBRE DEL 2011

MUESTRA : M-01

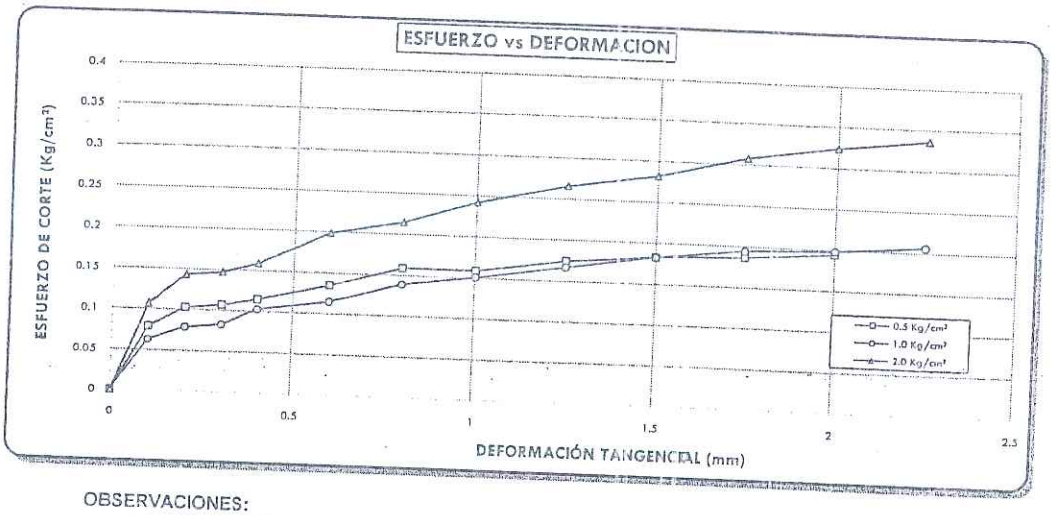
CALICATA : C-03

PROFUNDIDAD : 3.00m

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(NORMA ASTM - D3080-98)

Muestra Nro.	M-01	Profundidad de la muestra(m):	3.00m	Estado del Suelo	Natural	Inalterada	X
Calicata:	C-03	Clasificacion (SUCS):				Remoldeada	
Veloc. de Ensayo (mm/min)	0.5	Tiempo de Consolidación (hrs):					



OBSERVACIONES:

MUESTREO REALIZADO POR EL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
2.- DENOMINACIÓN DE LA MUESTRA
3.- PROFUNDIDAD DEL MUESTREO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO PUNO-PERU FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE Ing. CIVIL JEFATURA Lab. Mecánica de Suelos y Mat.

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. Nº 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. POMA AGUILAR
TÉCNICO DE LABORATORIO
FICA - UNA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

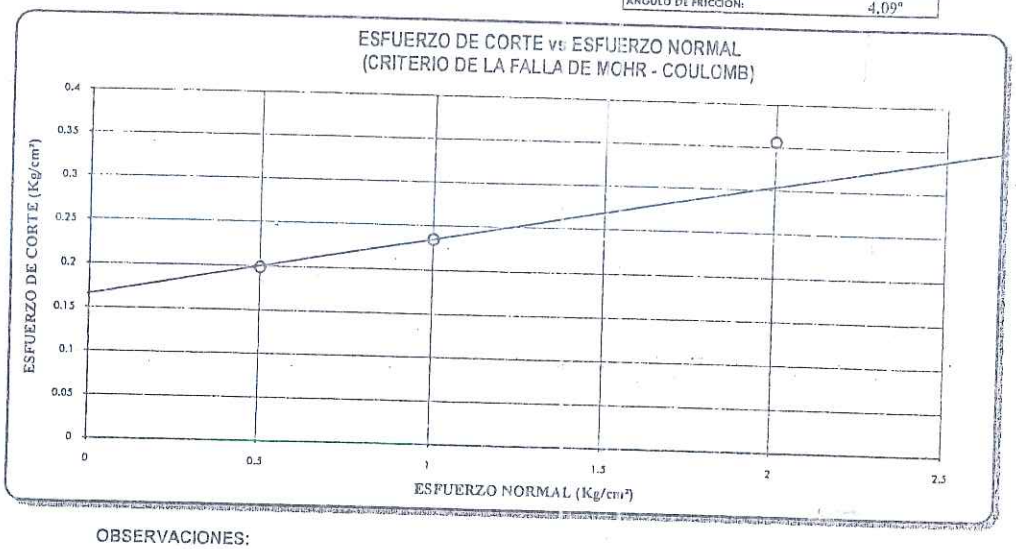
FICA

PROYECTO :	MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO	SOLICITADO :	GOBIERNO REGIONAL PUNO
LUGAR :	PUNO - PUNO - PUNO	MUESTRA :	M-01
		CALICATA :	C-03
FECHA :	08 DE NOVIEMBRE DEL 2011	PROFUNDIDAD :	3.00m

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(NORMA ASTM - D3080-98)

Muestra Nro.	M-01	Profundidad de la muestra(m):	3.00m	Estado del Suelo	Natural	Inalterada	X
Calicata:	C-03	Clasificacion (SUCS):	--			Remoldeada	
Veloc. de Ensayo (mm/min)	0.5	Tiempo de Consolidación (hrs)	...	COHESION :			0.163 kp/cm2
				ANGULO DE FRICCION:			4.09°



OBSERVACIONES:

MUESTREO REALIZADO POR EL SOLICITANTE, Y FUERON PROPORCIONADOS LOS SIGUIENTES DATOS:

1.- CALICATA REALIZADO POR EL SOLICITANTE
2.- DENOMINACIÓN DE LA MUESTRA
3.- PROFUNDIDAD DEL MUESTREO

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE ING. CIVIL
JEFATURA
Lab. Mecánica de Suelos y Mat
PUNO-PERU

Ing. Mariano R. García Loayza
REG. CIP. Nº 26223
JEFE DE LABORATORIO

DANTE C. HOMA AGUILAR
TÉCNICO DE LABORATORIO
FICA - UNA

PUNO
... Honesto y Productivo

ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
DIRECCION
N° Reg. 2140 Hora 15.00
Fecha 15 NOV Firma

000131

GOBIERNO REGIONAL – PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

OFICIO N° 162 -2011-GR PUNO-GGR/OREP

PARA : Sr. Agustín Gutiérrez Huahuachampi.
DIRECTOR ARCHIVO REGIONAL PUNO

ASUNTO : **ALCANCE DE RESULTADOS**

REFERENCIA : OFICIO N°528-2011-GC-PUNO/ARP-D

FECHA : Puno, 14 de noviembre 2011.

Es oportuno dirigirme a usted, con el propósito de alcanzar a su despacho los Certificados de Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Capacidad Portante de Cuatro Calicatas del Proyecto: Mejoramiento de la Capacidad Operativa del Archivo Regional Puno.

Sin otro particular me suscribo a usted.

Atentamente,

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
Ing. Andr[illegible] Quispe
JEFE OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

ARCHIVO REGIONAL PUNO
DIRECCION
Pase a:
Ing. Julia Tapia
Para [illegible] al
Arq. Cristina Cantos
15-11-11
FIRMA

c.c
Arch

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya Nº 351 Teléfono 366400

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO
SOLICITANTE: ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÒN : DPTO.PUNO PROV. PUNO DSTO. PUNO
SECTOR : **Av. El ejercito Nº 645-B.**
CALICATA : 1
MUESTRA : Terreno de Fundaciòn de 2.90-3.20 m.

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
Vº Bº : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

Determinacion de la capacidad de carga aplicando la teoria de **Karl Terzaghi**
para cimentaciones superficiales, se tiene :

$$qu = 0{,}867\, cN'c + \gamma DfNq + 0{,}4\gamma BN'_{\gamma}$$ (Cimentación Cuadrada)

Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se denomina falla local o punzonamiento.
Donde :

qad = Capacidad portante admisible = Kg/cm2
Ø = Angulo de friccion interna = Grados
gd = Peso especifico del suelo = Kg/cm3
C = Cohesion = kg/cm2
Df = profundidad de cimentacion = cm.
B = ancho de la zapata = cm.

N'c, N'q, N'g = factores de capacidad de carga
De la tabla de los factores de capacidad de carga de Terzaghi:

Angulo de Fricción Ø	N'c	N'q	N'γ
4	6.51	1.3	0.055
4	6.51	1.3	0.055

Angulo de fricción para la calicata 01:

Ø = 4
Ø' = 4 0 $\phi' = Tg^{-1}(2/3\,(Tg\,\phi))$

Interpolando para obtener los factores de capacidad de carga:

Nc= 6.510
Nq= 1.300
Nγ = 0.055

Datos de la calicata 01:

c = 0.282 Kg/cm2 c' = 0.188 $c' = 2/3c$
Df= 290 cm
B = 200 cm
. γ= 0.001754 Kg/cm3 1754 Kg/m3
N.F.= 320 cm

Capacidad Ultima de Carga
Reemplazando a la formula:

qu = 2.261 **Kg/cm2**

Capacidad de Carga Admisible
Fs = factor de seguridad = 3
qadm = (kg/cm2)

$$qadm = \frac{qu}{fs}$$

qadm = 0.75 kg/cm2 (Cimentación cuadrada)

Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

CONTENIDO DE HUMEDAD

NORMA: ASTM D2216-92 MTC E-108

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
N° CALICATA : 1
PROFUNDIDAD : 0.0 0 MUESTRA : E-1
0 0
0 0

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

1	N° DE CAPSULA	H	2
2	PESO SUELO HUMEDO + CAPSULA gr.	198.8	187.5
3	PESO SUELO SECO + CAPASULA gr.	184.8	173.8
4	PESO DEL AGUA gr.	14.0	13.7
5	PESO DE LA CAPSULA gr.	53	48
6	PESO NETO DEL SUELO SECO gr.	131.8	125.8
7	PORCENTAJE DE HUMEDAD %	10.6	10.9
8	HUMEDAD PROMEDIO %	11	

Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

ANALISIS GRANULOMETRICO

NORMA: ASTM D422, AASHTO T88, MTC E-107

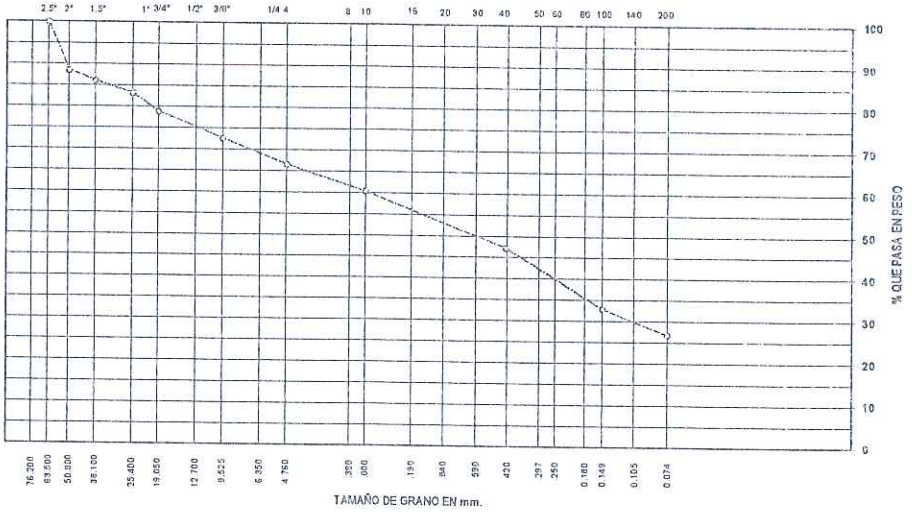
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACION : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
N° CALICATA : 1 MUESTRA : E-1
PROFUNDIDAD : 0.00 -1.70m.

REALIZADO : Téc. GOH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

TAMICES		PESO RETENIDO	% RETEN PARCIAL	% RETEN. ACUMUL	% QUE PASA	ESPECIFICACION
PULGADAS	ABERTURA mm.					
3"	76.200					
2 1/2"	63.500					
2"	50.800	388.1	11.4	11.4	89	
11/2"	38.100	82.6	2.4	13.9	86	
1"	25.400	98.5	2.9	16.8	83	
3/4"	19.050	148.6	4.4	21.1	79	
1/2"	12.700	113.9	3.4	24.5	76	
3/8"	9.525	97.3	2.9	27.3	73	
1/4"	6.350	143.0	4.2	31.6	68	
N° 4	4.760	64.4	1.9	33.5	67	
N° 6	3.360					
N° 8	2.380					
N° 10	2.000	53.3	6.2	39.6	60	
N°16	1.190					
N° 20	0.840					
N° 30	0.590					
N° 40	0.426	113.6	13.1	52.7	47	
N° 50	0.297					
N° 80	0.177					
N° 100	0.149	124.3	14.4	67.1	33	
N° 200	0.074	52.9	6.1	73.2	27	
-200		231.90	26.8	100.0		

RESULTADOS DE ENSAYOS		
Peso Inicial gr.	:	3396.8
Peso Grava gr.	:	1136.4
Peso Fino gr.	:	2260.4
P.F.A.L. gr.	:	576
P.F.D.L. gr.	:	344.1
(K)	:	865.5799
Humedad Natural (%)	:	11
LIMITES DE CONSISTENCIA		
Limite Liquido	:	24%
Limite Plastico	:	20%
Indice Plastico	:	4%
CLASIFICACION		
AASHTO	:	A-2-6 (2)
SUCS	:	SC
C.u.	:	
C.c.	:	
D_{10}	:	0.00
D_{30}	:	0.00
D_{60}	:	0.00
Observaciones :		

CURVA GRANULOMETRICA



GOBIERNO REGIONAL PUNO

Ursula Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS

NORMA: ASTM D 423 AASHTO T89, MTC E-110 y ASTM D424 AASTHO T90 MTC E-111

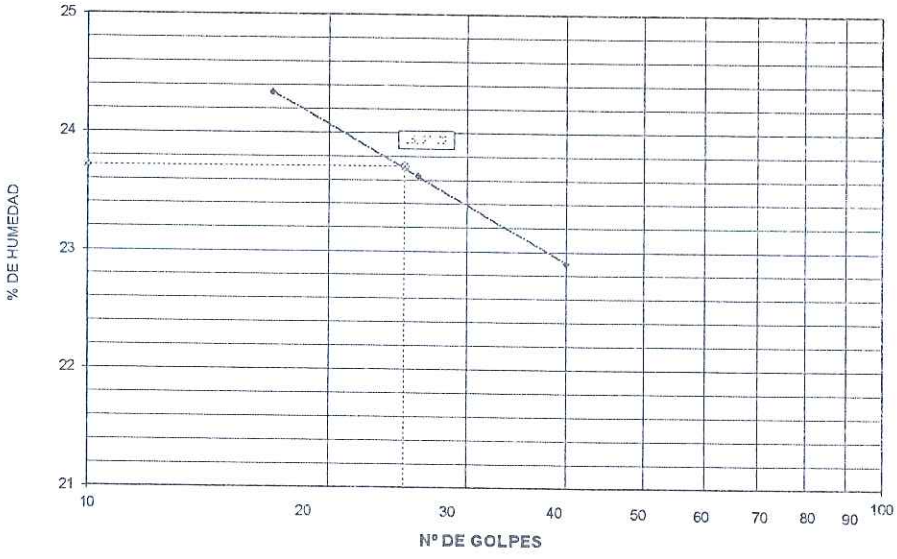
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
N° CALICATA : 1 MUESTRA : E-1
PROFUNDIDAD : 0.00-1.70m 0
0 0
0 0

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

LIMITE LIQUIDO					
Número de Golpes		17	26	40	
Tara N°		30	5	32	
Suelo Humedo+Tara	gr.	27.78	25.70	27.02	
Suelo Seco + Tara	gr.	24.54	22.83	24.04	
Peso del Agua	gr.	3.24	2.87	2.98	
Peso de la Tara	gr.	11.23	10.69	11.03	
Peso del Suelo Seco	gr.	13.31	12.14	13.01	
Humedad	(%)	24.34	23.64	22.91	

LIMITE PLASTICO					
Tara N°		1	10		
Suelo Humedo+Tara	gr.	9.54	9.54		
Suelo Seco + Tara	gr.	8.67	8.68		
Peso del Agua	gr.	0.87	0.86		
Peso de la Tara	gr.	4.25	4.30		
Peso del Suelo Seco	gr.	4.42	4.38		
Humedad	(%)	19.68	19.63		

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO		
L.L. = 24 %	L.L. = 20 %	L.L. = 4 %



Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Telefono 366400

CONTENIDO DE HUMEDAD

NORMA: ASTM D2216-92 MTC E-108

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
N° CALICATA : 1
PROFUNDIDAD : 1.00 0.00 MUESTRA : E-2

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

1	N° DE CAPSULA	41	42
2	PESO SUELO HUMEDO + CAPSULA gr.	185.8	180.9
3	PESO SUELO SECO + CAPASULA gr.	168.2	163.5
4	PESO DEL AGUA gr.	17.6	17.4
5	PESO DE LA CAPSULA gr.	52	49.0
6	PESO NETO DEL SUELO SECO gr.	116.2	114.5
7	PORCENTAJE DE HUMEDAD %	15.1	15.2
8	HUMEDAD PROMEDIO %	15	

Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

ANALISIS GRANULOMETRICO

NORMA: ASTM D422, AASHTO T88, MTC E 107

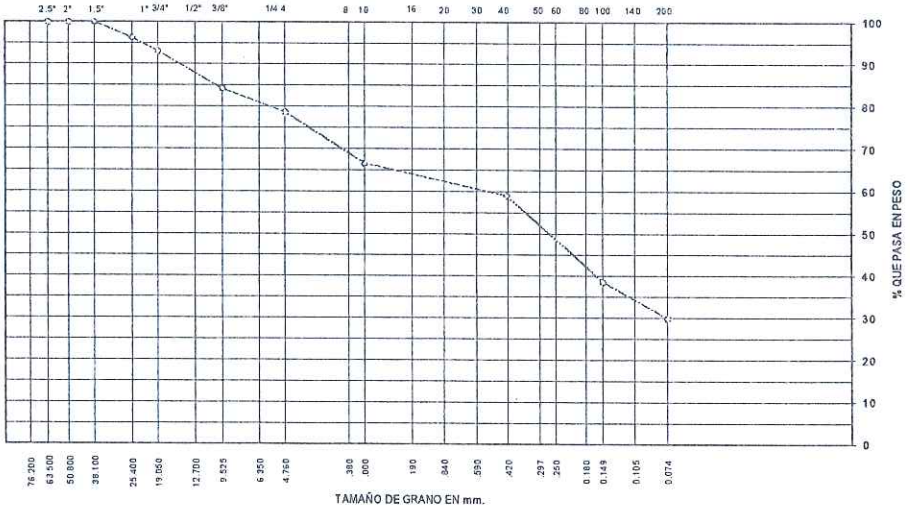
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACION : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
N° CALICATA : 1 **MUESTRA** : E-2
PROFUNDIDAD : 1.70 - 2.90.

REALIZADO : Téc. GOH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

TAMICES		PESO RETENIDO	% RETEN PARCIAL	% RETEN. ACUMUL	% QUE PASA	ESPECIFICACION
PULGADAS	ABERTURA mm.					
3"	76.200					
2 1/2"	63.500					
2"	50.800	0.0	0.0	0.0	100	
11/2"	38.100	0.0	0.0	0.0	100	
1"	25.400	56.1	3.7	3.7	96	
3/4"	19.050	49.1	3.2	7.0	93	
1/2"	12.700	81.3	5.4	12.3	88	
3/8"	9.525	51.7	3.4	15.7	84	
1/4"	6.350	55.5	3.7	19.4	81	
N° 4	4.760	30.0	2.0	21.4	79	
N° 6	3.360					
N° 8	2.380					
N° 10	2.000	87.3	12.1	33.5	67	
N°16	1.190					
N° 20	0.840					
N° 30	0.590					
N° 40	0.426	54.1	7.5	41.0	59	
N° 50	0.297					
N° 80	0.177					
N° 100	0.149	147.7	20.4	61.4	39	
N° 200	0.074	63.0	8.7	70.1	30	
-200		215.90	29.9	100.0		

RESULTADOS DE ENSAYOS		
Peso Inicial gr.	:	1513.5
Peso Grava gr.	:	323.7
Peso Fino gr.	:	1189.8
P.F.A.L. gr.	:	568
P.F.D.L. gr.	:	552.1
(K)	:	722.5315
Humedad Natural (%)	:	15
LIMITES DE CONSISTENCIA		
Limite Liquido	:	NP
Limite Plastico	:	NP
Indice Plastico	:	NP
CLASIFICACION		
AASHTO	:	A-2-4 (0)
SUCS	:	SM
C.u.	:	
C.c.	:	
D_{10}	:	0.00
D_{30}	:	0.00
D_{60}	:	0.00
Observaciones :		

CURVA GRANULOMETRICA



GOBIERNO REGIONAL PUNO ... PUNO

Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

000124

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya Nº 351 Teléfono 366400

ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS

NORMA: ASTM D 423 AASHTO T89, MTC E-110 y ASTM D424 AASTHO T90 MTC E-111

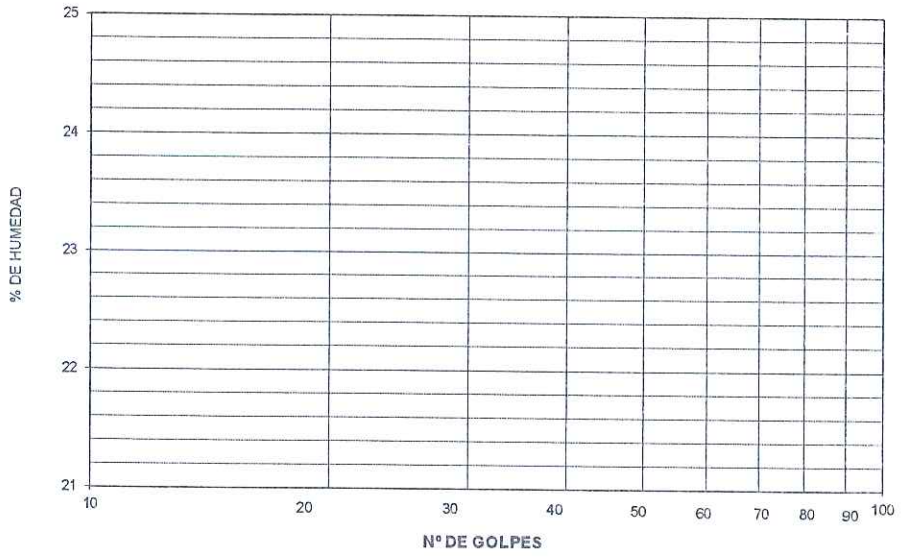
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito Nº 645-B
Nº CALICATA : 1 MUESTRA : E-2
PROFUNDIDAD : 1.70 - 2.90.
0 0
0 0

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
Vº Bº : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

LIMITE LIQUIDO					
Número de Golpes					
Tara Nº					
Suelo Humedo+Tara	gr.				
Suelo Seco + Tara	gr.				
Peso del Agua	gr.				
Peso de la Tara	gr.				
Peso del Suelo Seco	gr.				
Humedad	(%)				

LIMITE PLASTICO					
Tara Nº					
Suelo Humedo+Tara	gr.				
Suelo Seco + Tara	gr.				
Peso del Agua	gr.				
Peso de la Tara	gr.				
Peso del Suelo Seco	gr.				
Humedad	(%)				

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO		
NP	NP	NP



Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya Nº 351 Teléfono 366400

CONTENIDO DE HUMEDAD

NORMA: ASTM D7216-92 NTC E-108

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
Nº CALICATA : 1 MUESTRA : E-3
PROFUNDIDAD: 2.90-3.20m

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

1	N° DE CAPSULA	42	32
2	PESO SUELO HUMEDO + CAPSULA gr.	137.3	136.8
3	PESO SUELO SECO + CAPASULA gr.	101.8	105.6
4	PESO DEL AGUA gr.	35.5	31.2
5	PESO DE LA CAPSULA gr.	48.3	46.8
6	PESO NETO DEL SUELO SECO gr.	53.5	58.8
7	PORCENTAJE DE HUMEDAD %	66.4	53.1
8	HUMEDAD PROMEDIO %	60	

Luiza Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya Nº 351 Teléfono 366400

ANALISIS GRANULOMETRICO

NORMA: ASTM D422, AASHTO T88, MTC E-107

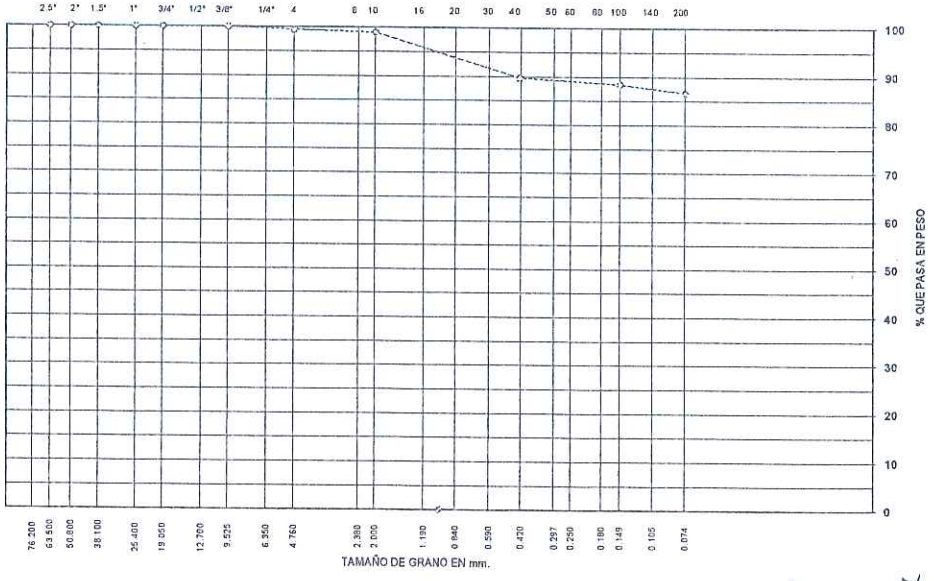
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACION : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito Nº 645-B
Nº CALICATA : 1 **MUESTRA** : E-3
PROFUNDIDAD: 2.90-3.20m

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
Vº Bº : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

TAMICES		PESO RETENIDO	% RETEN PARCIAL	% RETEN. ACUMUL	% QUE PASA	ESPECIFICACION
PULGADAS	ABERTURA mm.					
3"	76.200					
2 1/2"	63.500					
2"	50.800					
11/2"	38.100			0.0	100.0	
1"	25.400	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	19.050	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	12.700	0	0	0	100	
3/8"	9.525	0	0	0	100	
1/4"	6.350	0	0	0	100	
N° 4	4.760	3.2	1	1	99	
N° 6	3.360					
N° 8	2.380					
N° 10	2.000	2.1	0.4	1.0	99	
N°16	1.190					
N° 20	0.840					
N° 30	0.590					
N° 40	0.426	48	9.3	10.3	90	
N° 50	0.297					
N° 80	0.177					
N° 100	0.149	6.5	1.3	11.6	88	
N° 200	0.074	8.9	1.7	13.3	87	
-200		451.9	87.3	100.6		

RESULTADOS DE ENSAYOS		
Peso Inicial gr.	:	517.4
Peso Lavado gr.	:	65.5
Peso Perdido gr.	:	451.9
Humedad Natural % :		59.7
LIMITES DE CONSISTENCIA		
Limite Liquido	:	40%
Limite Plastico	:	33%
Indice Plastico	:	7%
CLASIFICACION		
AASHTO :		A-4 (8)
SUCS :		ML
C.u. :		
C.c. :		
D_{10} :		0.00
D_{30} :		0.00
D_{60} :		0.00
Observaciones :		

CURVA GRANULOMETRICA



GOBIERNO REGIONAL PUNO GERENCIA GENERAL REGIONAL JEFATURA PUNO

Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS

NORMA: ASTM D 423 AASHTO T89, MTC E-110 y ASTM D424 AASTHO T90 MTC E-111

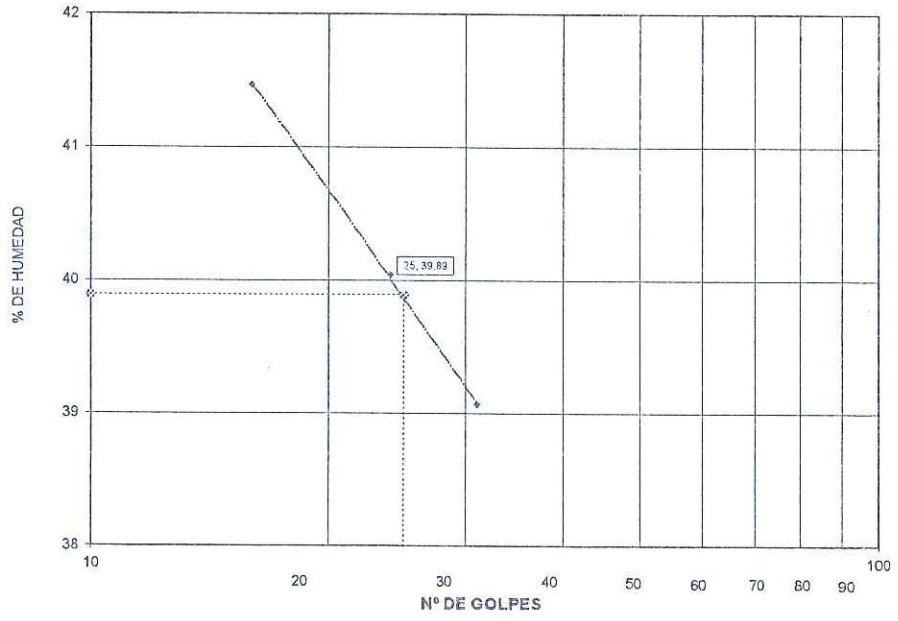
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
N° CALICATA : 1 MUESTRA : E-3
PROFUNDIDAD: 2.90-3.20m

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

LIMITE LIQUIDO					
Número de Golpes		16	24	31	
Tara N°		16	10	1	
Suelo Humedo+Tara	gr.	23.92	24.68	26.45	
Suelo Seco + Tara	gr.	20.03	20.66	22.18	
Peso del Agua	gr.	3.89	4.02	4.27	
Peso de la Tara	gr.	10.65	10.62	11.25	
Peso del Suelo Seco	gr.	9.38	10.04	10.93	
Humedad	(%)	41.47	40.04	39.07	

LIMITE PLASTICO					
Tara N°		4	1		
Suelo Humedo+Tara	gr.	9.56	9.28		
Suelo Seco + Tara	gr.	8.23	8.04		
Peso del Agua	gr.	1.33	1.24		
Peso de la Tara	gr.	4.26	4.31		
Peso del Suelo Seco	gr.	3.97	3.73		
Humedad	(%)	33.50	33.24		

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO		
L.L. = 40 %	L.L. = 33 %	L.L. = 7 %



Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

PERFIL ESTRATIGRAFICO

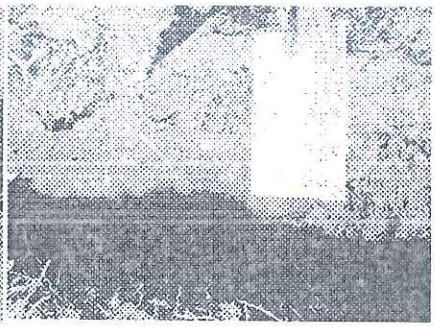
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
PROGRESIVA :

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS

NUMERO DE ESTRADOS : 3 ESPESOR : Indicados FECHA : noviembre 2011

CALICATA N° 01





Profundidad mts.	MUESTRA	SIMBOLO	CLASIFICACIÓN SUCS	CLASIFICACIÓN AASTHO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
0.10 0.20 0.30 0.40 0.50 0.60 0.70 0.80 0.90 1.00 1.10 1.20 1.30 1.40 1.50 1.60 1.70	M-1		SC	A-2-6 (2)	Gravas arcillosas de baja plasticidad de color verde amarillento de compacidad media a compacta.
1.80 1.90 2.00 2.10 2.20 2.30 2.40 2.50 2.60 2.70 2.80 2.90	M-2		SM	A-2-4 (0)	Arena limosa de consistencia media a compacta.
3.00 3.10 3.20 3.30	M-3	NF	ML	A-4 (8)	Limos inorganicos de mediana plasticidad de compacidad media a compacto.

Lic. Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya Nº 351 Teléfono 366400

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO
SOLICITANTE: ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÒN : DPTO.PUNO PROV. PUNO DSTO. PUNO
SECTOR : **Av. El ejercito Nº 645-B.**
CALICATA : **2**
MUESTRA : Terreno de Fundaciòn de 2.50-3.00 m.

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

Determinacion de la capacidad de carga aplicando la teoria de **Karl Terzaghi**
para cimentaciones superficiales, se tiene :

$$qu = 0{,}867\, cN'c + \gamma DfNq + 0{,}4\gamma BN'_{\gamma}$$ (Cimentación Cuadrada)

Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se denomina falla local o punzonamiento.

Donde :

qad = Capacidad portante admisible = Kg/cm2
Ø = Angulo de friccion interna = Grados
gd = Peso especifico del suelo = Kg/cm3
C = Cohesion = kg/cm2
Df = profundidad de cimentacion = cm.
B = ancho de la zapata = cm.

N'c, N'q, N'g = factores de capacidad de carga

De la tabla de los factores de capacidad de carga de Terzaghi:

Angulo de Fricción Ø	N'c	N'q	N'γ
4	6.51	1.3	0.055
4	6.51	1.3	0.055

Angulo de fricción para la calicata 01:

Ø = 4
Ø' = 4 0

$$\phi' = Tg^{-1}(2/3\,(Tg\,\phi))$$

Interpolando para obtener los factores de capacidad de carga:

Nc= 6.510
Nq= 1.300
Nγ = 0.055

Datos de la calicata 01:

c = 0.282 Kg/cm2 c' = 0.188 $c' = 2/3c$
Df= 250 cm
B = 200 cm
γ= 0.001754 Kg/cm3 1754 Kg/m3
N.F.= 320 cm

Capacidad Ultima de Carga

Reemplazando a la formula:

qu = 2.169 **Kg/cm2**

Capacidad de Carga Admisible

Fs = factor de seguridad = 3

qadm = (kg/cm2)

$$qadm = \frac{qu}{fs}$$

qadm = 0.72 kg/cm2 (Cimentación cuadrada)

Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya Nº 351 Teléfono 366400

CONTENIDO DE HUMEDAD

NORMA: ASTM D2216-92 NTC E-108

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
Nº CALICATA : 2 MUESTRA : E-2
PROGRESIVA 2.50-3.00m

REALIZADO : Téc. GCH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

1	Nº DE CAPSULA	43	33
2	PESO SUELO HUMEDO + CAPSULA gr.	156.9	158.2
3	PESO SUELO SECO + CAPASULA gr.	129.8	131.3
4	PESO DEL AGUA gr.	27.1	27.0
5	PESO DE LA CAPSULA gr.	53.6	52.8
6	PESO NETO DEL SUELO SECO gr.	76.2	78.5
7	PORCENTAJE DE HUMEDAD %	35.6	34.4
8	HUMEDAD PROMEDIO %	35	

Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

ANALISIS GRANULOMETRICO

NORMA: ASTM D422, AASHTO T88, MTC E-107

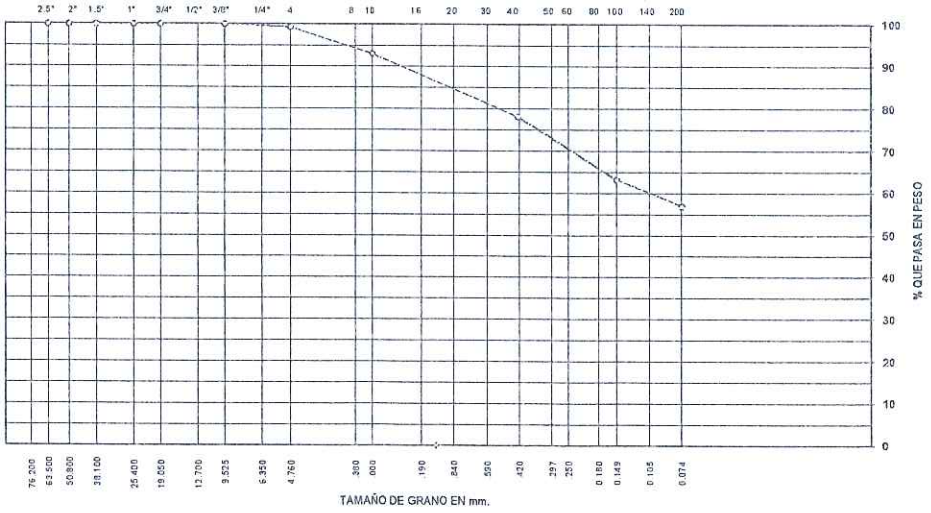
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
N° CALICATA : 2 **MUESTRA** : E-2
PROGRESIVA 2.50-3.00m

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

TAMICES		PESO RETENIDO	% RETEN PARCIAL	% RETEN. ACUMUL	% QUE PASA	ESPECIFICACIO N
PULGADAS	ABERTURA mm.					
3"	76.200					
2 1/2"	63.500					
2"	50.800					
11/2"	38.100			0.0	100.0	
1"	25.400	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	19.050	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	12.700	0	0	0	100	
3/8"	9.525	0	0	0	100	
1/4"	6.350	0	0	0	100	
N° 4	4.760	4	1	1	99	
N° 6	3.360					
N° 8	2.380					
N° 10	2.000	35.6	6.2	6.9	93	
N°16	1.190					
N° 20	0.840					
N° 30	0.590					
N° 40	0.426	85.3	14.9	21.8	78	
N° 50	0.297					
N° 80	0.177					
N° 100	0.149	85.6	14.9	36.8	63	
N° 200	0.074	35.9	6.3	43.0	57	
-200		330.2	57.7	100.7		

RESULTADOS DE ENSAYOS		
Peso Inicial gr.	:	572.6
Peso Lavado gr.	:	242.4
Peso Perdido gr.	:	330.2
Humedad Natural % :		35.0
LIMITES DE CONSISTENCIA		
Limite Liquido	:	37%
Limite Plastico	:	28%
Indice Plastico	:	9%
CLASIFICACION		
AASHTO :		A-4 (4)
SUCS :		ML
C.u. :		
C.c. :		
D_{10} :		0.00
D_{30} :		0.00
D_{60} :		0.00
Observaciones :		

CURVA GRANULOMETRICA



Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115335

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya Nº 351 Teléfono 366400

ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS

NORMA: ASTM D 423 AASHTO T89, MTC E 110 y ASTM D424 AASHTO T90 MTC E-111

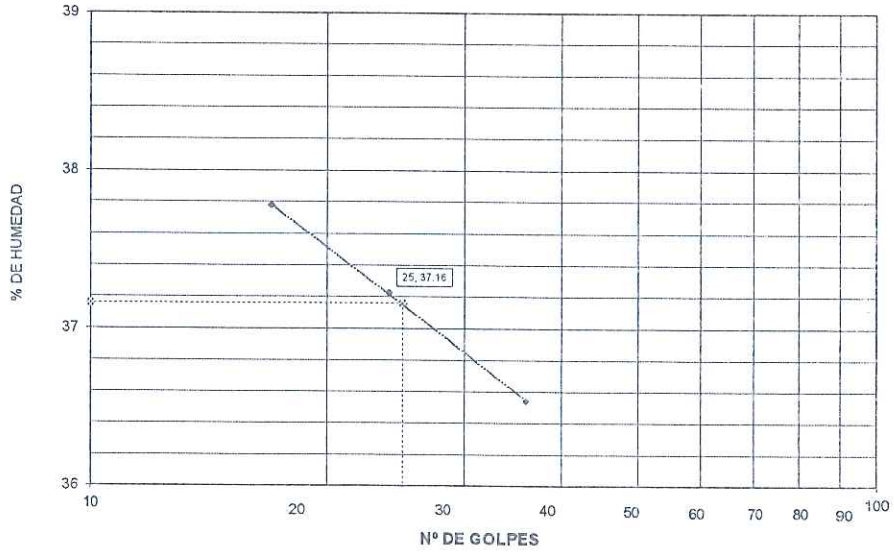
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
Nº CALICATA : 2 MUESTRA : E-2
PROGRESIVA 2.50-3.00m

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
Vº Bº : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

LIMITE LIQUIDO					
Número de Golpes		17	24	36	
Tara N°		17	160	20	
Suelo Humedo+Tara	gr.	23.69	24.30	22.92	
Suelo Seco + Tara	gr.	18.99	19.49	18.52	
Peso del Agua	gr.	4.70	4.81	4.40	
Peso de la Tara	gr.	6.55	6.57	6.48	
Peso del Suelo Seco	gr.	12.44	12.92	12.04	
Humedad	(%)	37.78	37.23	36.54	

LIMITE PLASTICO					
Tara N°		7	1		
Suelo Humedo+Tara	gr.	11.14	11.64		
Suelo Seco + Tara	gr.	9.64	10.01		
Peso del Agua	gr.	1.50	1.63		
Peso de la Tara	gr.	4.32	4.24		
Peso del Suelo Seco	gr.	5.32	5.77		
Humedad	(%)	28.20	28.25		

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO		
L.L. = 37 %	L.L. = 28 %	L.L. = 9 %



Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

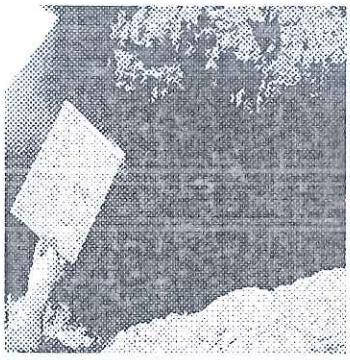
GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya Nº 351 Teléfono 366400

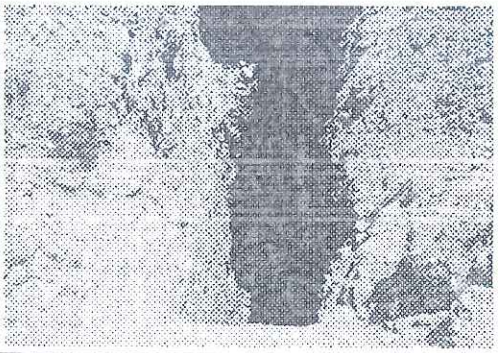
PERFIL ESTRATIGRAFICO

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
PROGRESIVA : Km. 0+04
0 NUMERO DE ESTRADOS : 2 ESPESOR : Indicados

REALIZADO : Téc. GOH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

CALICATA Nº 02





Profundidad m/s.	MUESTRA	SIMBOLO	CLASIFICACIÓN SUCS	CLASIFICACIÓN AASTHO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
0.20	M-1		SC	A-2-6 (2)	Gravas arcillosas de baja plasticidad de color verde amarillento de compacidad media a compacta.
0.30					
0.40					
0.50					
0.60					
0.70					
0.80					
0.90					
1.00					
1.10					
1.20					
1.30					
1.40					
1.50					
1.60					
1.70					
1.80					
1.90					
2.00					
2.10					
2.20					
2.30					
2.40					
2.50					
2.60	M-2		ML	A-4 (4)	Arenas limosas de color pardo amarillento de compacidad media a compacto.
2.70					
2.80					
2.90					
3.00					
3.10			NF		

Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya Nº 351 Teléfono 366400

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO
SOLICITANTE: ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÒN : DPTO.PUNO PROV. PUNO DSTO. PUNO
SECTOR : **Av. El ejercito Nº 645-B.**
CALICATA : **3**
MUESTRA : Terreno de Fundaciòn de 2.60 - 3.00 m.

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
Vº Bº : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

Determinacion de la capacidad de carga aplicando la teoria de **Karl Terzaghi**
para cimentaciones superficiales, se tiene :

$$qu = 0{,}867\, cN'c + \gamma DfNq + 0{,}4\gamma BN'_{\gamma}$$ (Cimentación Cuadrada)

Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se denomina falla local o punzonamiento.
Donde :

qad = Capacidad portante admisible = Kg/cm2
Ø = Angulo de friccion interna = Grados
gd = Peso especifico del suelo = Kg/cm3
C = Cohesion = kg/cm2
Df = profundidad de cimentacion = cm.
B = ancho de la zapata = cm.

N'c, N'q, N'g = factores de capacidad de carga
De la tabla de los factores de capacidad de carga de Terzaghi:

Angulo de Fricción Ø	N'c	N'q	N'γ
4.09	6.51	1.3	0.055
4.09	6.51	1.3	0.055

Angulo de fricción para la calicata 01:

Ø = 4.09
Ø' = 4.09 0 $\phi' = Tg^{-1}(2/3\,(Tg\phi))$

Interpolando para obtener los factores de capacidad de carga:

Nc= 6.510
Nq= 1.300
Nγ = 0.055

Datos de la calicata 01:

c = 0.163 Kg/cm2 c' = 0.108666667 $c' = 2/3c$
Df= 260 cm
B = 200 cm
γ= 0.001947 Kg/cm3 1947 Kg/m3
N.F.= 320 cm

Capacidad Ultima de Carga
Reemplazando a la formula:

qu = 1.587 **Kg/cm2**

Capacidad de Carga Admisible
Fs = factor de seguridad = 3
qadm = (kg/cm2)

$$qadm = \frac{qu}{fs}$$

qadm = 0.53 kg/cm2 (Cimentación cuadrada)

Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya Nº 351 Teléfono 366400

CONTENIDO DE HUMEDAD

NORMA: ASTM D2216-92 MTC E-108

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito Nº 645-B
Nº CALICATA : 3
PROFUNDIDAD : 1.' 0 MUESTRA : E-2
LADO : medio
0 0

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
Vº Bº : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

1	Nº DE CAPSULA	45	64
2	PESO SUELO HUMEDO + CAPSULA gr.	184.0	180.9
3	PESO SUELO SECO + CAPASULA gr.	168.9	164.8
4	PESO DEL AGUA gr.	15.1	16.1
5	PESO DE LA CAPSULA gr.	53	49.0
6	PESO NETO DEL SUELO SECO gr.	115.9	115.8
7	PORCENTAJE DE HUMEDAD %	13.0	13.9
8	HUMEDAD PROMEDIO %	13	

Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

ANALISIS GRANULOMETRICO

NORMA: ASTM D422, AASHTO T88, MTC E-107

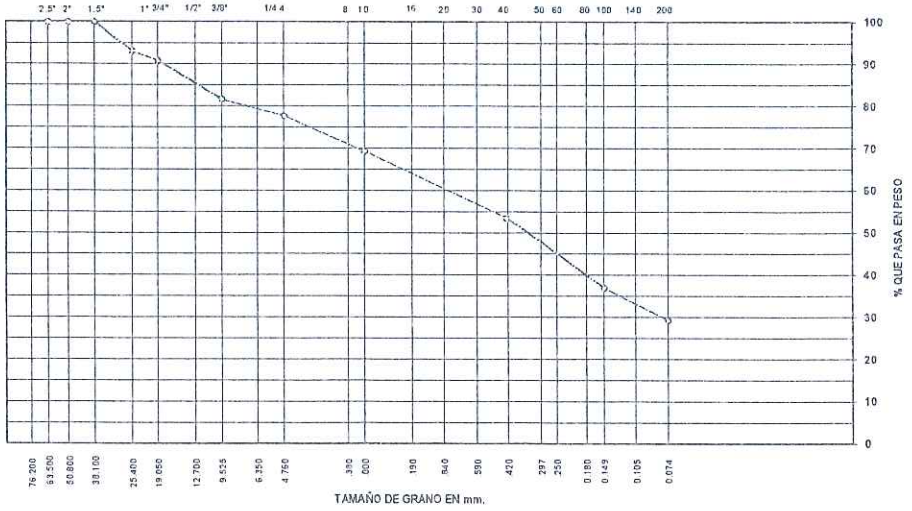
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACION : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
N° CALICATA : 3 **MUESTRA** : E-2
PROFUNDIDAD : 1.70 - 2.60
LADO : medio

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

TAMICES		PESO RETENIDO	% RETEN PARCIAL	% RETEN. ACUMUL	% QUE PASA	ESPECIFICACION
PULGADAS	ABERTURA mm.					
3"	76.200					
2 1/2"	63.500					
2"	50.800	0.0	0.0	0.0	100	
11/2"	38.100	0.0	0.0	0.0	100	
1"	25.400	169.3	6.9	6.9	93	
3/4"	19.050	55.6	2.3	9.2	91	
1/2"	12.700	149.0	6.1	15.3	85	
3/8"	9.525	74.2	3.0	18.3	82	
1/4"	6.350	33.3	1.4	19.7	80	
N° 4	4.760	64.0	2.6	22.3	78	
N° 6	3.360					
N° 8	2.380					
N° 10	2.000	59.9	8.4	30.7	69	
N°16	1.190					
N° 20	0.840					
N° 30	0.590					
N° 40	0.426	113.5	15.9	46.6	53	
N° 50	0.297					
N° 80	0.177					
N° 100	0.149	117.5	16.4	63.0	37	
N° 200	0.074	55.1	7.7	70.7	29	
-200		209.60	29.3	100.0		

RESULTADOS DE ENSAYOS		
Peso Inicial gr.	:	2445.5
Peso Grava gr.	:	545.4
Peso Fino gr.	:	1900.1
P.F.A.L. gr.	:	555.6
P.F.D.L. gr.	:	346.0
(K)	:	715.0780
Humedad Natural (%)	:	13
LIMITES DE CONSISTENCIA		
Limite Liquido	:	NP
Limite Plastico	:	NP
Indice Plastico	:	NP
CLASIFICACION		
AASHTO	:	A-2-4 (0)
SUCS	:	SM
C.u.	:	
C.c.	:	
D_{10}	:	0.00
D_{30}	:	0.00
D_{60}	:	0.00
Observaciones :		

CURVA GRANULOMETRICA



Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS

NORMA: ASTM D 423 AASHTO T89, MTC E-110 y ASTM D424 AASTHO T90 MTC E-111

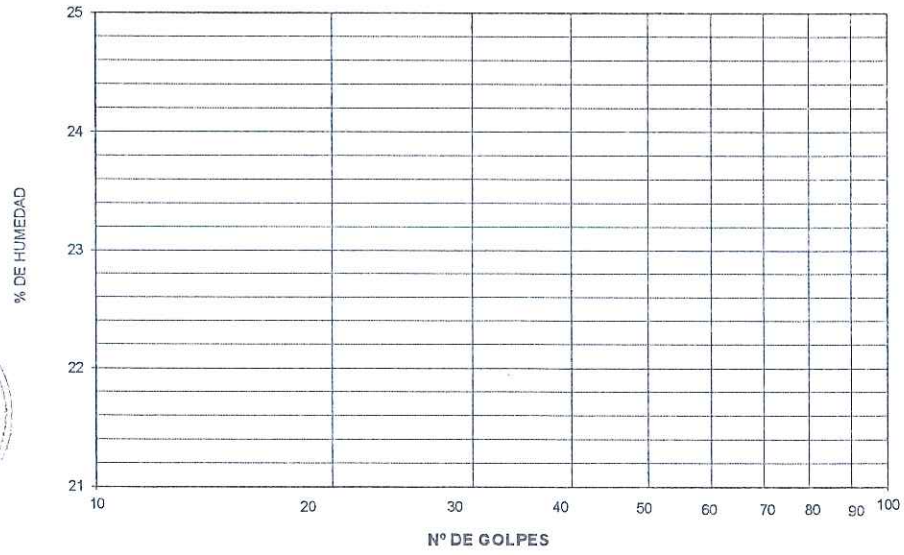
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
N° CALICATA : 3 MUESTRA : E-2
PROFUNDIDAD : 1.70 - 2.60
LADO : medio

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

LIMITE LIQUIDO					
Número de Golpes					
Tara N°					
Suelo Humedo+Tara	gr.				
Suelo Seco + Tara	gr.				
Peso del Agua	gr.				
Peso de la Tara	gr.				
Peso del Suelo Seco	gr.				
Humedad	(%)				

LIMITE PLASTICO					
Tara N°					
Suelo Humedo+Tara	gr.				
Suelo Seco + Tara	gr.				
Peso del Agua	gr.				
Peso de la Tara	gr.				
Peso del Suelo Seco	gr.				
Humedad	(%)				

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO		
NP	NP	NP



Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

CONTENIDO DE HUMEDAD

NORMA: ASTM D2216-92 NTC E-108

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
N° CALICATA : 3 MUESTRA : E-3
PROGRESIVA 0
LADO : Der.
PROFUNDIDAD; 2.60 - 3.00m

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

1	N° DE CAPSULA	46	66
2	PESO SUELO HUMEDO + CAPSULA gr.	163.9	165.2
3	PESO SUELO SECO + CAPASULA gr.	122.8	126.5
4	PESO DEL AGUA gr.	41.1	38.7
5	PESO DE LA CAPSULA gr.	53.8	53.1
6	PESO NETO DEL SUELO SECO gr.	69.0	73.4
7	PORCENTAJE DE HUMEDAD %	59.6	52.7
8	HUMEDAD PROMEDIO %	56	

Lic. Ing. Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

000109

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya Nº 351 Teléfono 366400

ANALISIS GRANULOMETRICO

NORMA: ASTM D422, AASHTO T88, MTC E 107

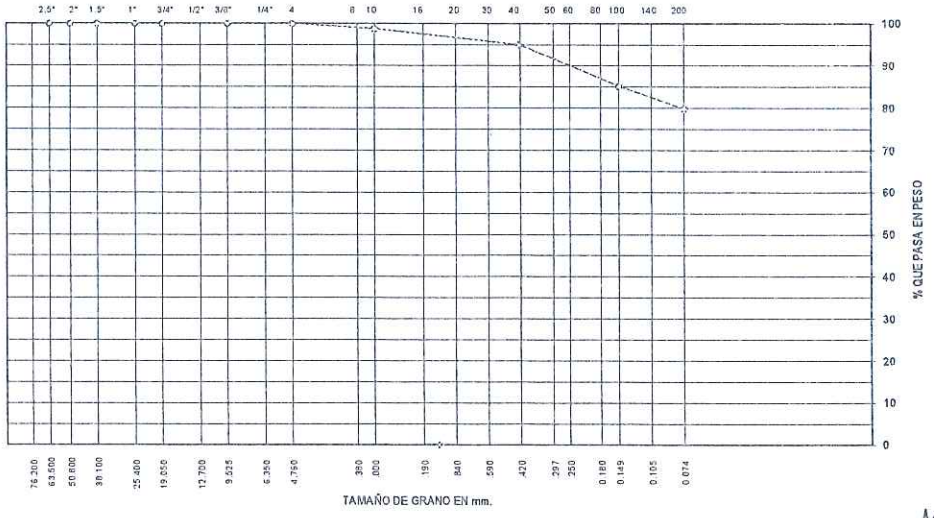
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÒN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
Nº CALICATA : 3 **MUESTRA** : E-3
PROGRESIVA 0
LADO : Der.
PROFUNDIDAD; 2.60 - 3.00m

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
Vº Bº : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

TAMICES		PESO RETENIDO	% RETEN PARCIAL	% RETEN. ACUMUL	% QUE PASA	ESPECIFICACIO N
PULGADAS	ABERTURA mm.					
3"	76.200					
2 1/2"	63.500					
2"	50.800					
11/2"	38.100			0.0	100.0	
1"	25.400	0.0	0.0	0.0	100.0	
3/4"	19.050	0.0	0.0	0.0	100.0	
1/2"	12.700	0	0	0	100	
3/8"	9.525	0	0	0	100	
1/4"	6.350	0	0	0	100	
N° 4	4.760	0	0	0	100	
N° 6	3.360					
N° 8	2.380					
N° 10	2.000	6.5	1.2	1.2	99	
N°16	1.190					
N° 20	0.840					
N° 30	0.590					
N° 40	0.426	20.3	3.8	5.0	95	
N° 50	0.297					
N° 80	0.177					
N° 100	0.149	52.6	9.8	14.8	85	
N° 200	0.074	28.8	5.4	20.2	80	
-200		428.7	79.8	100.0		

RESULTADOS DE ENSAYOS		
Peso Inicial gr.	:	536.9
Peso Lavado gr.	:	108.2
Peso Perdido gr.	:	428.7
Humedad Natural % :		56.1
LIMITES DE CONSISTENCIA		
Limite Liquido	:	51%
Limite Plastico	:	40%
Indice Plastico	:	11%
CLASIFICACION		
AASHTO :		A-7-5 (11)
SUCS :		MH
C.u. :		
C.c. :		
D_{10} :		0.00
D_{30} :		0.00
D_{60} :		0.00
Observaciones :		

CURVA GRANULOMETRICA



Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 116395

000108

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS

NORMA: ASTM D 423 AASHTO T89, MTC E 110 y ASTM D424 AASTHO T 90 MTC E-111

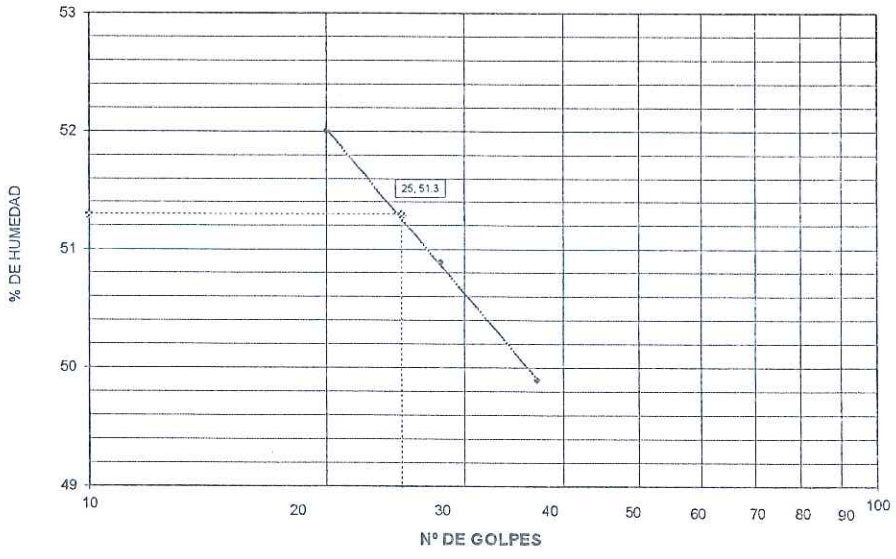
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
N° CALICATA : 3 MUESTRA : E-3
PROGRESIVA 0
LADO : Der.
PROFUNDIDAD; 2.60 - 3.00m

REALIZADO : Téc. GOH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

LIMITE LIQUIDO					
Número de Golpes		20	28	37	
Tara N°		19	16	23	
Suelo Humedo+Tara	gr.	20.54	24.22	21.71	
Suelo Seco + Tara	gr.	15.76	18.25	16.66	
Peso del Agua	gr.	4.78	5.97	5.05	
Peso de la Tara	gr.	6.57	6.52	6.54	
Peso del Suelo Seco	gr.	9.19	11.73	10.12	
Humedad	(%)	52.01	50.90	49.90	

LIMITE PLASTICO					
Tara N°		5	11		
Suelo Humedo+Tara	gr.	11.04	10.52		
Suelo Seco + Tara	gr.	9.13	8.74		
Peso del Agua	gr.	1.91	1.78		
Peso de la Tara	gr.	4.31	4.32		
Peso del Suelo Seco	gr.	4.82	4.42		
Humedad	(%)	39.63	40.27		

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO		
L.L. = 51 %	L.L. = 40 %	L.L. = 11 %



Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

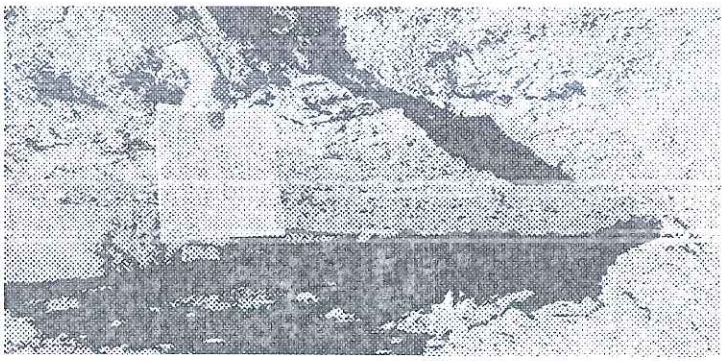
GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

PERFIL ESTRATIGRAFICO

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
PROGRESIVA : Km. 0+04
LADO : Der. NUMERO DE ESTRADOS : 2 ESPESOR : Indicados

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

CALICATA N° 03



Profundidad mts.	MUESTRA	SIMBOLO	CLASIFICACIÓN SUCS	CLASIFICACIÓN AASTHO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
0.20 – 1.50	M-1		SC	A-2-6 (2)	Gravas arcillosas de baja plasticidad de color pardo amarillento de compacidad media a compacta.
1.60 – 2.60	M-2		SM	A-2-4 (0)	Arena limosa decolor pardo amarillento de compasidad media a compacto.
2.70 – 3.00	M-2		MH	A-7-5 (11)	Limos inorganicos demediana plasticidad de color plomo verdoso de compacidad alto a compacto.
3.10			NP		

Ing. Lilian Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115895

000106

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO
SOLICITANTE: ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÒN : DPTO.PUNO PROV. PUNO DSTO. PUNO — REALIZADO : Téc. GQH
SECTOR : Av. El ejercito N° 645-B. — REVISADO : Ing. LHAT
CALICATA : 4 — V° B° : Ing. NCS
MUESTRA : Terreno de Fundaciòn de 2.50 - 2.80 m. — FECHA : noviembre 2011

Determinacion de la capacidad de carga aplicando la teoria de **Karl Terzaghi**
para cimentaciones superficiales, se tiene :

$$qu = 0{,}867\ cN'c + \gamma DfNq + 0{,}4\gamma BN'_{\gamma}$$ (Cimentación Cuadrada)

Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se denomina falla local o punzonamiento.
Donde :

qad = Capacidad portante admisible = Kg/cm2
Ø = Angulo de friccion interna = Grados
gd = Peso especifico del suelo = Kg/cm3
C = Cohesion = kg/cm2
Df = profundidad de cimentacion = cm.
B = ancho de la zapata = cm.

N'c, N'q, N'g = factores de capacidad de carga
De la tabla de los factores de capacidad de carga de Terzaghi:

Angulo de Fricción Ø	N'c	N'q	N'γ
4.09	6.51	1.3	0.055
4.09	6.51	1.3	0.055

Angulo de fricción para la calicata 01:

Ø = 4.09
Ø' = 4.09 0 $\phi' = Tg^{-1}(2/3\,(Tg\phi))$

Interpolando para obtener los factores de capacidad de carga:

Nc= 6.510
Nq= 1.300
Nγ = 0.055

Datos de la calicata 01:

c = 0.163 Kg/cm2 c' = 0.108666667 $c' = 2/3c$
Df= 250 cm
B = 200 cm
. γ= 0.001947 Kg/cm3 1947 Kg/m3
N.F.= 320 cm

Capacidad Ultima de Carga

Reemplazando a la formula:

qu = 1.561 **Kg/cm2**

Capacidad de Carga Admisible

Fs = factor de seguridad = 3

qadm = (kg/cm2)

$$qadm = \frac{qu}{fs}$$

qadm = 0.52 kg/cm2 (Cimentación cuadrada)

Luis Hilda Arcos Tirona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115355

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS

NORMA: ASTM D 423 AASHTO T89, MTC E 110 y ASTM D 424 AASTHO T90 MTC E 111

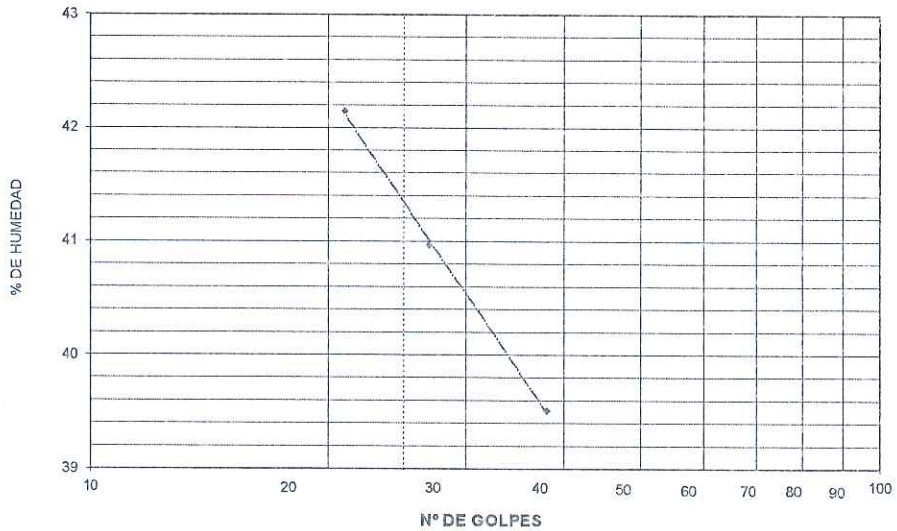
PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B
N° CALICATA : 4 MUESTRA : E-2
PROGRESIVA 0
LADO : izq.
PROFUNDIDAD; 2.40-2.80m

REALIZADO : Téc. GQH
REVISADO : Ing. LHAT
V° B° : Ing. NCS
FECHA : noviembre 2011

LIMITE LIQUIDO					
Número de Golpes		21	27	38	
Tara N°		21	26	24	
Suelo Humedo+Tara	gr.	21.71	24.50	22.03	
Suelo Seco + Tara	gr.	17.20	20.62	17.62	
Peso del Agua	gr.	4.51	3.88	4.41	
Peso de la Tara	gr.	6.50	11.15	6.46	
Peso del Suelo Seco	gr.	10.70	9.47	11.16	
Humedad	(%)	42.15	40.97	39.52	

LIMITE PLASTICO					
Tara N°		z	13		
Suelo Humedo+Tara	gr.	10.26	9.69		
Suelo Seco + Tara	gr.	8.79	8.39		
Peso del Agua	gr.	1.47	1.30		
Peso de la Tara	gr.	4.16	4.31		
Peso del Suelo Seco	gr.	4.63	4.08		
Humedad	(%)	31.75	31.86		

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO		
L.L. = 51 %	L.L. = 32 %	L.L. = 19 %



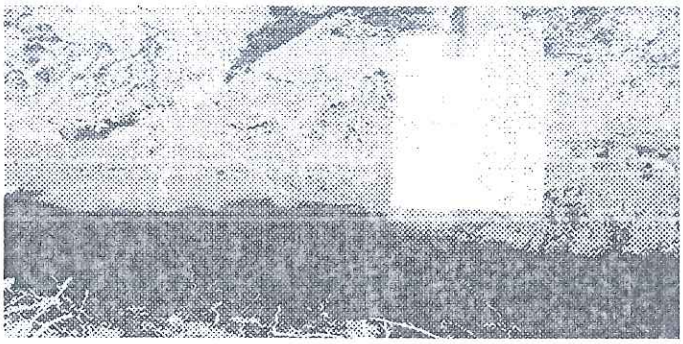
Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115303

GOBIERNO REGIONAL PUNO
GERENCIA GENERAL REGIONAL
OFICINA REGIONAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales
Jr. Carabaya N° 351 Teléfono 366400

PERFIL ESTRATIGRAFICO

PROYECTO : MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DE ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLICITANTE : ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
UBICACIÓN : DPTO. DE PUNO, PROV. PUNO DIST. PUNO — REALIZADO : Téc. GOH
SECTOR : Av. El Ejercito N° 645-B — REVISADO : Ing. LHAT
PROGRESIVA : Km. 0+04 — V° B° : Ing. NCS
LADO : Izq. NUMERO DE ESTRADOS : 2 ESPESOR : Indicados FECHA : noviembre 2011

CALICATA N° 04



Profundidad mts.	MUESTRA	SIMBOLO	CLASIFICACIÓN SUCS	CLASIFICACIÓN AASTHO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
0.4 … 2.40	M-1		SC	A-2-6 (2)	Gravas arcillosas de baja plasticidad de color pardo amarillentoo de compacidad media a compacta.
2.50 … 2.80	M-2		MH	A-7-5 (13)	Limos inorganicos demediana plasticidad de color plomo verdoso de compacidad alto a compacto.
2.90 … 3.30			NF		

Luisa Hilda Arcos Ticona
INGENIERO GEOLOGO
CIP. 115835

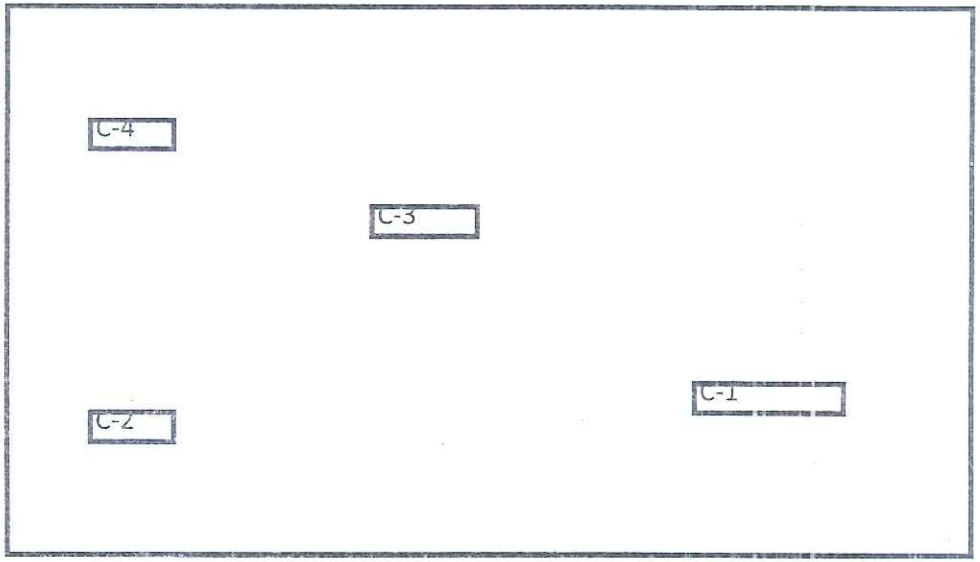
RESUMEN DE LAS PROPIEDADES FISICAS DEL MATERIAL DE TERRENO DE FUNDACIÓN

PROYECTO :MEJORAMIENTO DE LA CAPACIDAD OPERATIVA DEL ARCHIVO REGIONAL -PUNO
SOLISITANTE :ARCHIVO REGIONAL DE PUNO
DISTRITO : PUNO
PROVINCIA : PUNO
DEPARTAMENTO : PUNO

LONGITUD
EJECUTOR
FECHA NOVIEMBRE 2011

CALICATAS EN	GRANULOMETRIA % QUE PASA				LIMITES DE CONSISTENCIA L.L.	L.P.	IP	CLASIFICACION		ANGULO DE FRICCION INTERNA	CAPASIDAD PORTANTE ADMISIBLE	MF.	TIPO DE MATERIAL
	# 200	# 40	# 4	# 2	(%)	(%)	(%)	SUCS	AASHTO				
CALICATA 01e-3	87.0	90.0	99.0	100.0	40.0	33.0	7.0	ML	A-4 (8)	4.00	0.75	3.20	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD
CALICATA 02 e-2	57.0	78.0	99.0	100.0	37.0	28.0	9.0	ML	A-4 (4)	4.00	0.72	3.00	LIMO DE ALTA PLASTICIDAD
CALICATA 03 E-3	80.0	95.0	100.0	100.0	51.0	40.0	11.0	MH	A-7-5 (11)	4.09	0.53	3.00	LIMOS INORGANICOS
CALICATA 04 E-2	72.0	88.0	100.0	100.0	51.0	32.0	19.0	MH	A-7-5 (13)	4.09	0.52	2.80	LIMOS INORGANICOS

AV. EL ejercito N 645-B

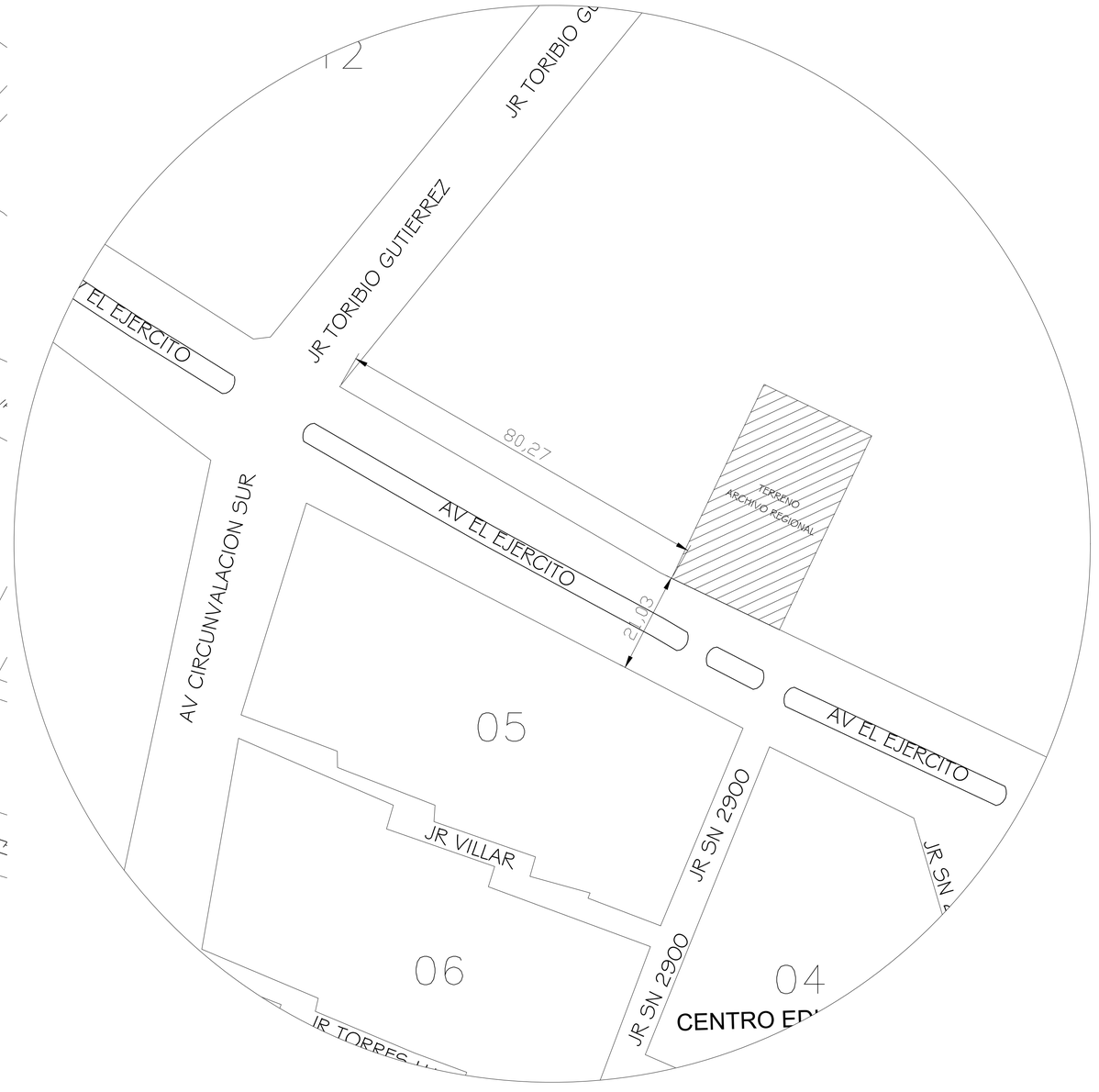


GOBIERNO REGIONAL PUNO

TU1000



PLANO DE LOCALIZACION



PLANO DE UBICACION

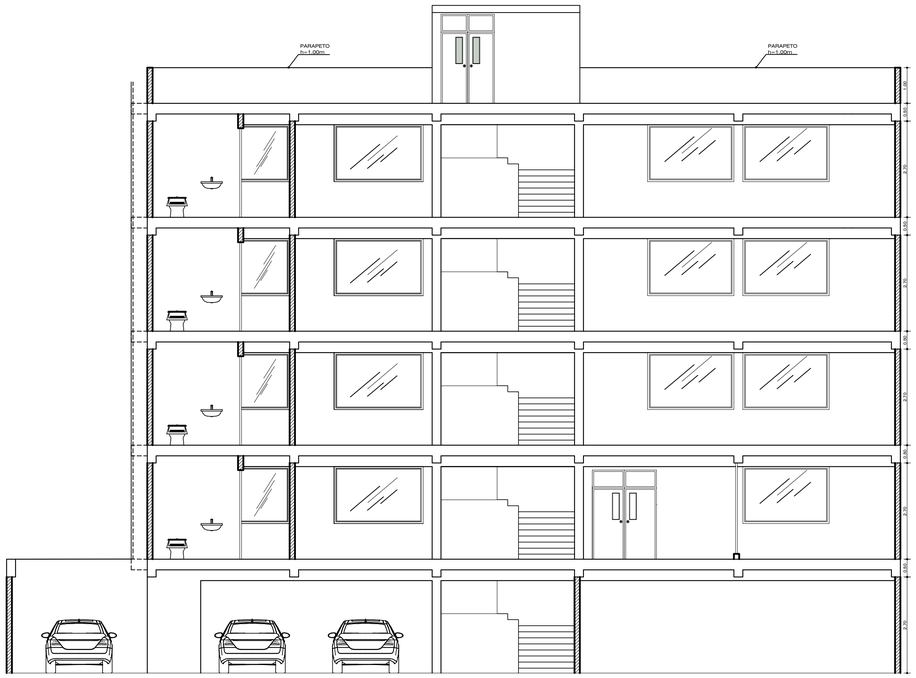
ESC: 1/250

TESIS:

DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACION PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO

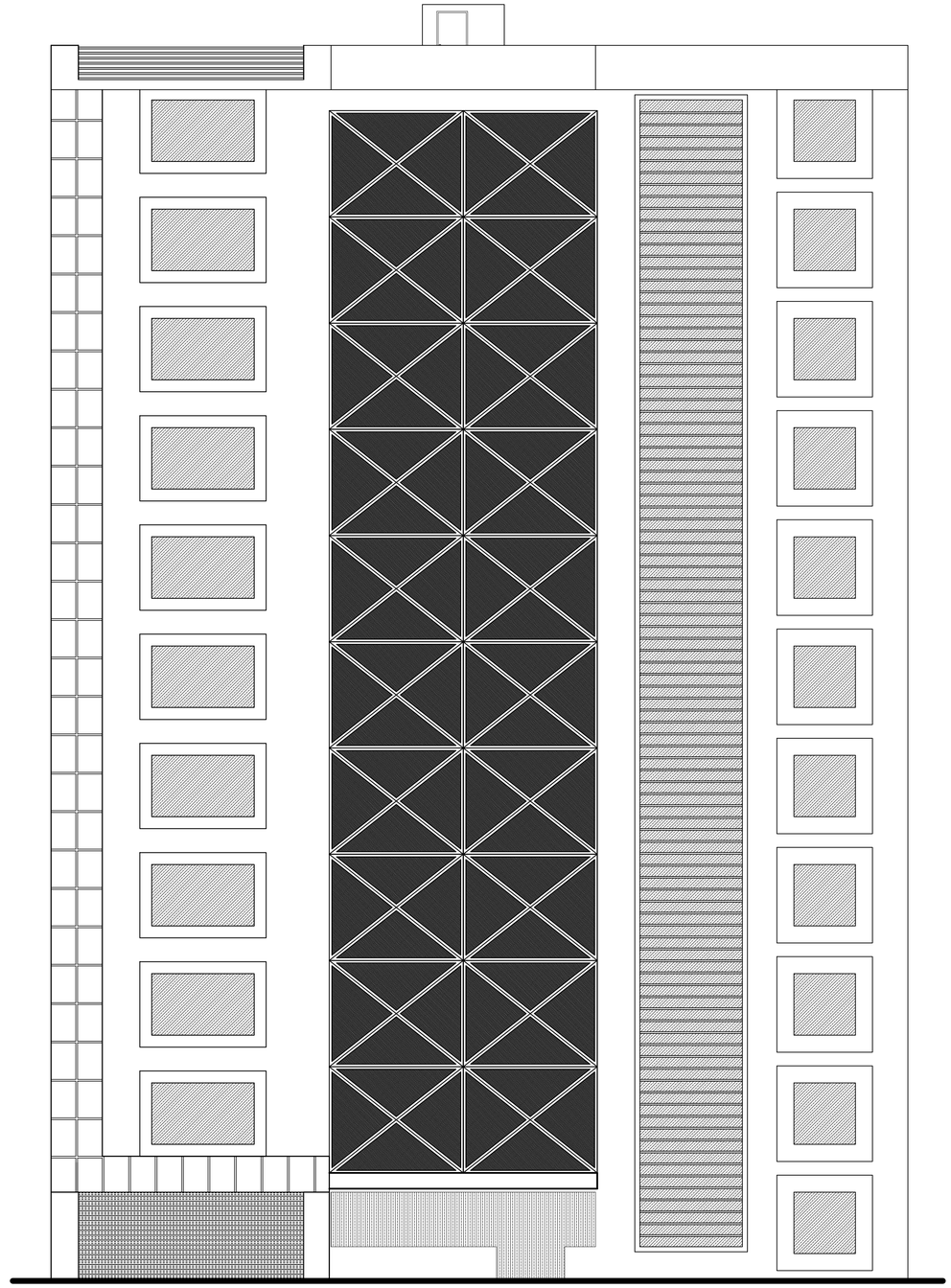
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANOS	UBICACION - LOCALIZACION		
DISEÑO	BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA		
RESPONSABLE DE PROYECTO	BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA		
	PUNO		LAMINA: U-01
DIST.:	PUNO	AUTOCAD: JCPC	
PROV.:	PUNO	ESCALA: INDICADA	
DEPTO:	PUNO	FECHA: DIC - 2016	



CORTE D - D

ESC: 1/75



ELEVACION FRONTAL

ESC: 1/75

PROYECTO

DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACION PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANOS : ELEVACIONES Y CORTES	PUNO		LAMINA : A-01
DISEÑO : ARQ. CARLOS. PARIAPAZA IDME	DIST, : PUNO	AUTOCAD : JCPC	
RESPONSABLE DE PROYECTO : BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA	PROV. : PUNO	ESCALA : INDICADA	
	DEPTO: PUNO	FECHA : DIC - 2016	



CORTE A - A

ESC: 1/75

PROYECTO

DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACION PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANOS	: ELEVACIONES Y CORTES		
DISEÑO	: ARQ. CARLOS. PARIAPAZA IDME		
RESPONSABLE DE PROYECTO	: BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA		
	PUNO		LAMINA : A-02
DIST. :	PUNO	AUTOCAD : JCPC	
PROV. :	PUNO	ESCALA : INDICADA	
DEPTO:	PUNO	FECHA : DIC - 2016	



CORTE B - B

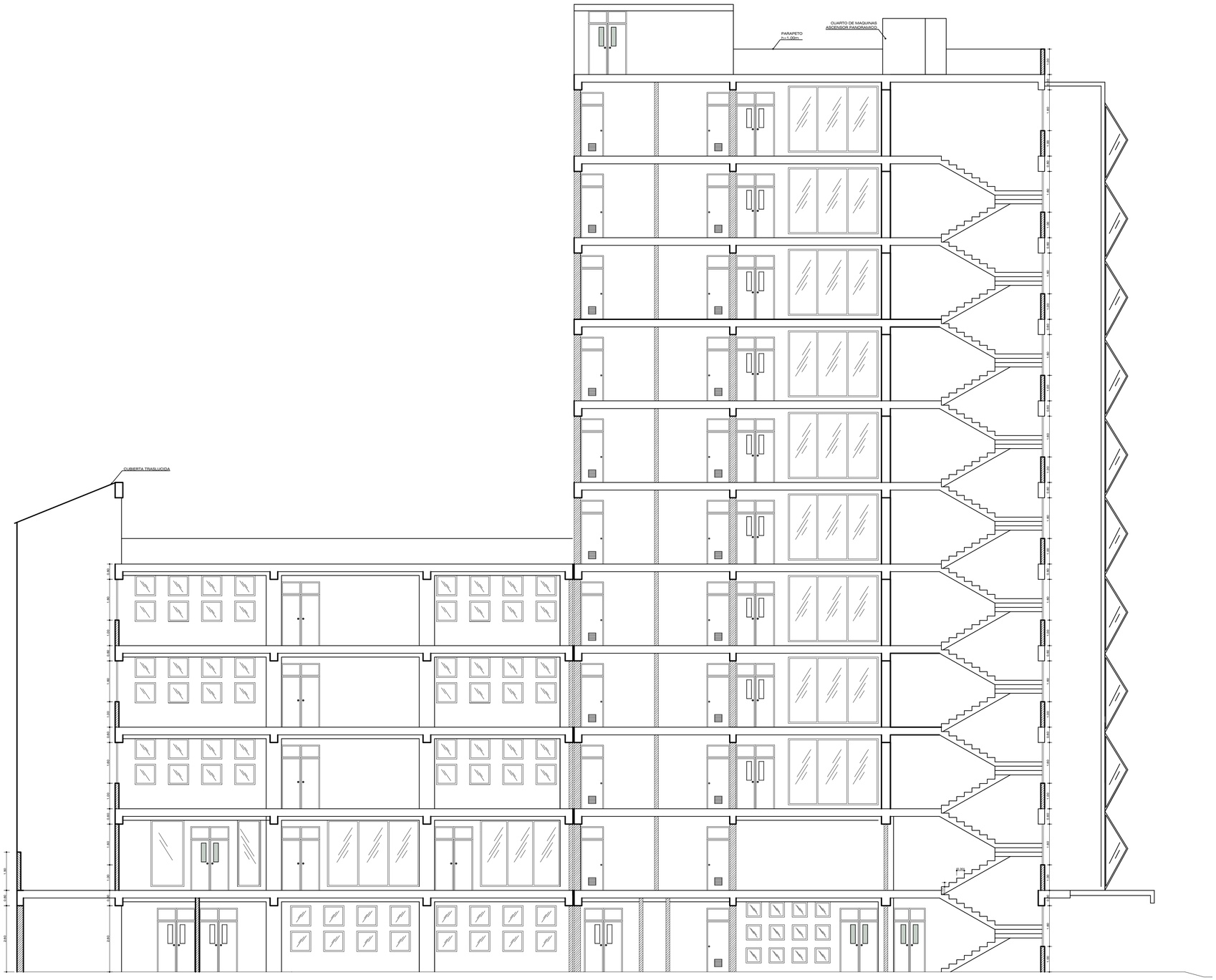
ESC: 1/75

PROYECTO

DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACION PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANOS : ELEVACIONES Y CORTES		PUNO		LAMINA : A-03
DISEÑO : ARQ. CARLOS. PARIAPAZA IDME	DIST. : PUNO	AUTOCAD : JCPC		
RESPONSABLE DE PROYECTO : BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA	PROV. : PUNO	ESCALA : INDICADA		
	DEPTO: PUNO	FECHA : DIC - 2016		



CORTE C - C

ESC: 1/75

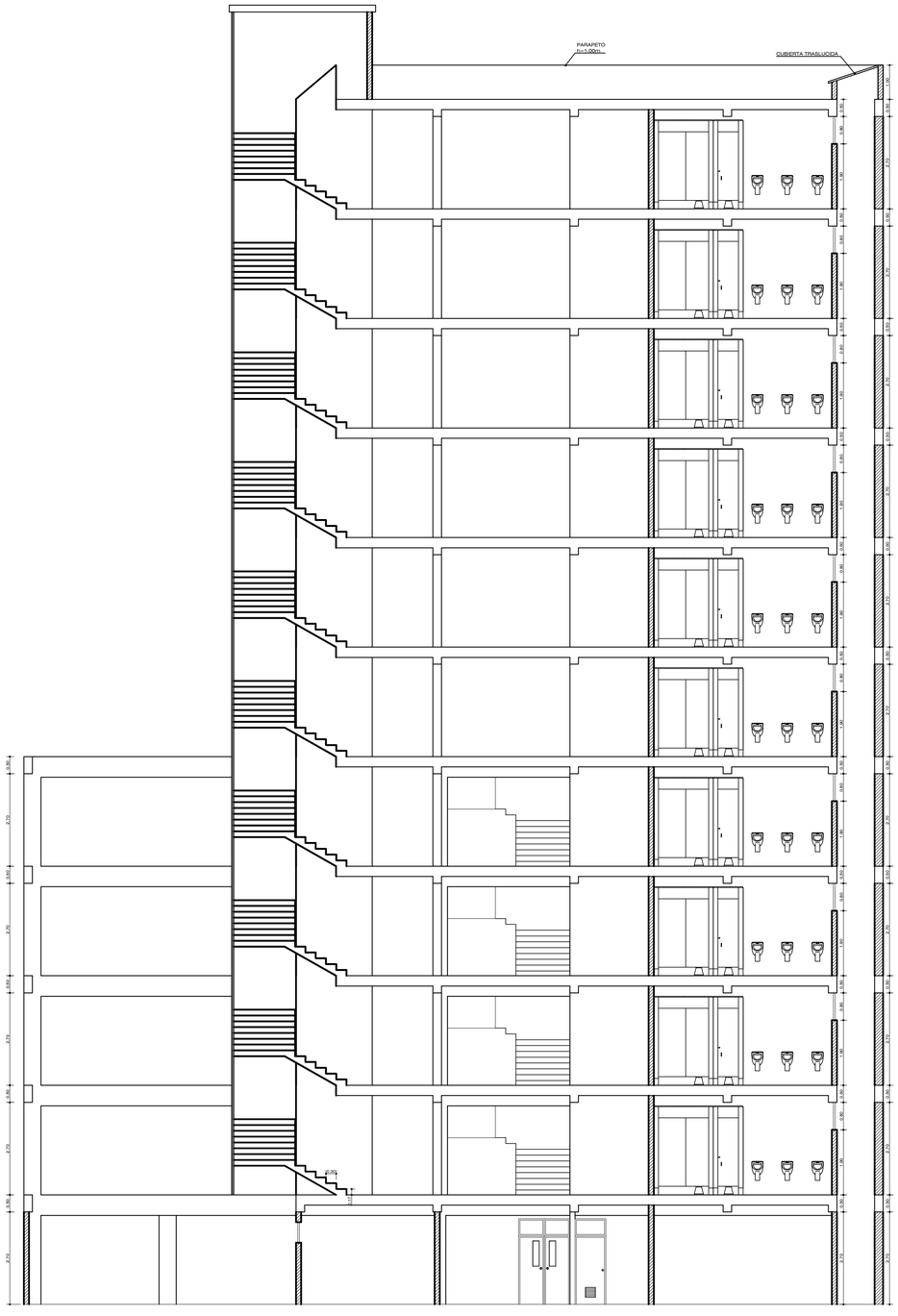
PROYECTO

DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACION PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

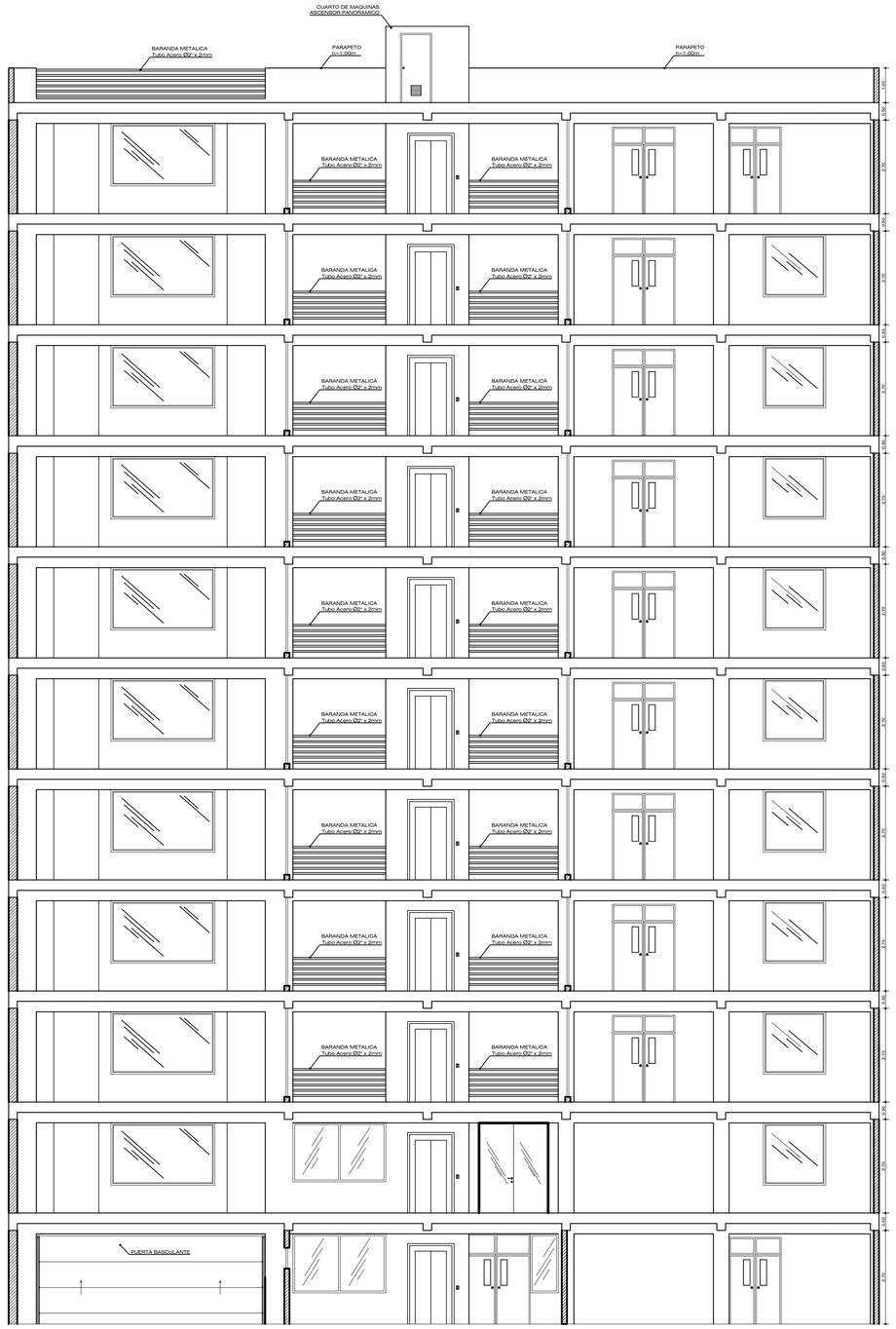
PLANOS	ELEVACIONES Y CORTES
DISEÑO	ARQ. CARLOS. PARIAPAZA IDME
RESPONSABLE DE PROYECTO	BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA

	PUNO		LAMINA : A-04
DIST. :	PUNO	AUTOCAD : JCPC	
PROV. :	PUNO	ESCALA : INDICADA	
DEPTO:	PUNO	FECHA : DIC - 2016	



CORTE E - E

ESC: 1/75



CORTE F - F

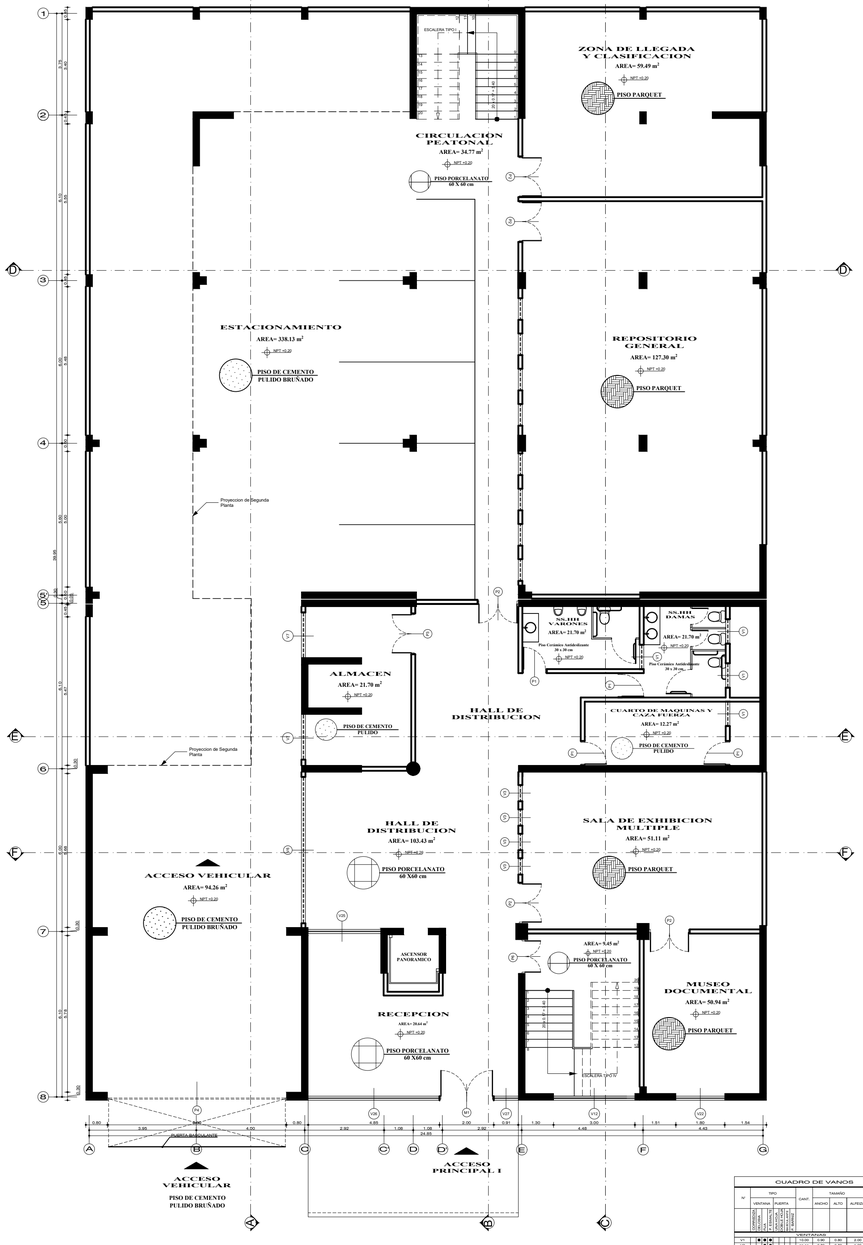
ESC: 1/75

PROYECTO

DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACION PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO

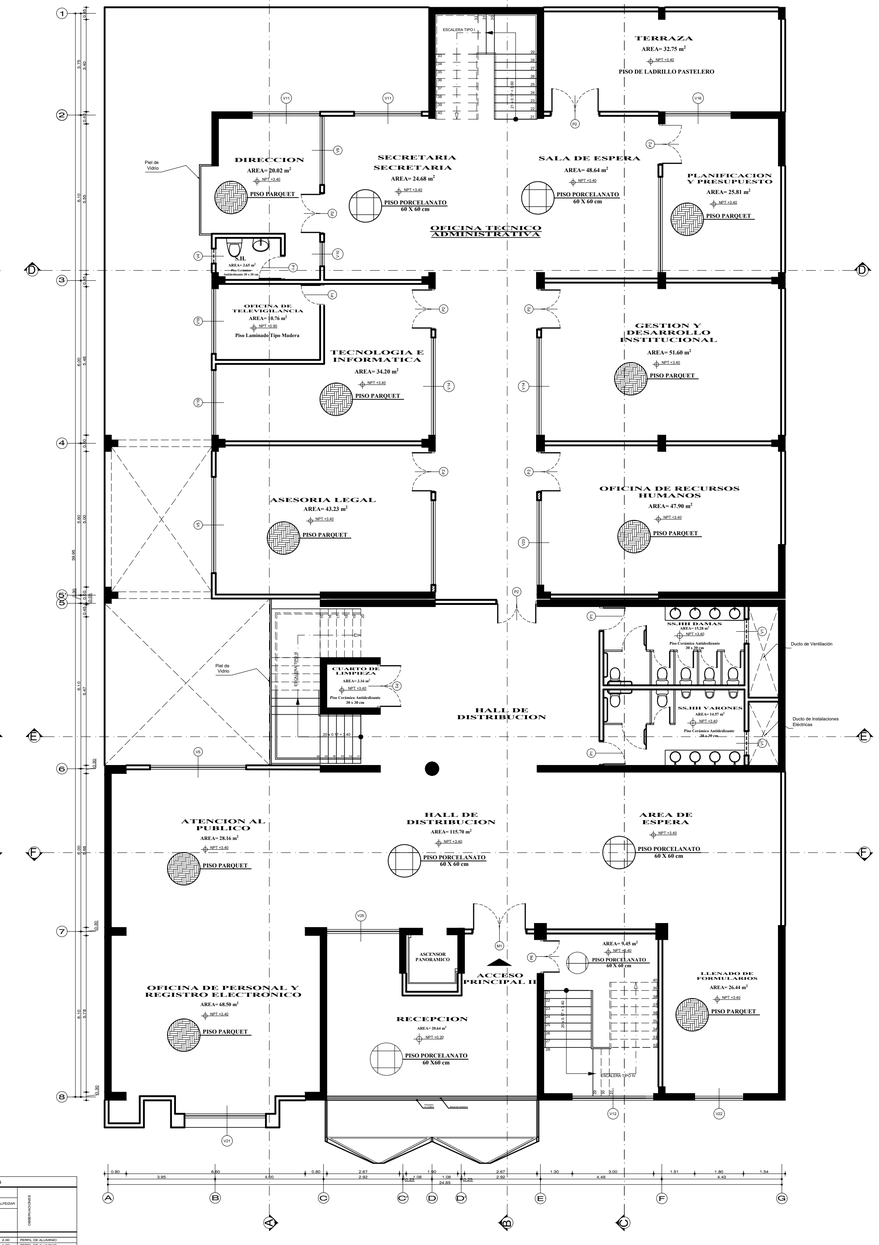
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANOS : ELEVACIONES Y CORTES		PUNO		LAMINA : A-05
DISEÑO : ARQ. CARLOS. PARIAPAZA IDME	DIST. :	PUNO	AUTOCAD : JCPC	
RESPONSABLE DE PROYECTO : BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA	PROV. :	PUNO	ESCALA : INDICADA	
	DEPTO:	PUNO	FECHA : DIC - 2016	



PRIMERA PLANTA

Esc: 1/75



SEGUNDA PLANTA

Esc: 1/75

CUADRO DE VANOS

Nº	TIPO VENTANA	TIPO PUERTA	CANT.	TAMAÑO ANCHO	TAMAÑO ALTO	ALFEIZAR	OBSERVACIONES
VENTANAS							
V1			10.00	0.90	0.80	2.00	PERFIL DE ALUMINIO
V2			20.00	0.90	0.80	1.00	PERFIL DE ALUMINIO
V3			26.00	0.90	0.80	0.20	PERFIL DE ALUMINIO
V4			4.00	0.90	0.80	1.90	PERFIL DE ALUMINIO
V5			8.00	0.90	0.80	1.90	PERFIL DE ALUMINIO
V6			8.00	0.90	0.80	2.40	PERFIL DE ALUMINIO
V7			4.00	0.90	0.80	2.00	PERFIL DE ALUMINIO
V8			4.00	0.90	0.80	2.00	PERFIL DE ALUMINIO
V9			10.00	0.90	0.80	0.90	PERFIL DE ALUMINIO
V10			8.00	1.80	0.80	1.90	PERFIL DE ALUMINIO
V11			4.00	2.30	0.80	0.50	PERFIL DE ALUMINIO
V12			4.00	0.90	0.80	0.70	PERFIL DE ALUMINIO
V13			4.00	0.90	0.80	0.70	PERFIL DE ALUMINIO
V14			8.00	2.30	1.80	1.30	PERFIL DE ALUMINIO
V15			4.00	0.90	0.80	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V16			4.00	0.90	0.80	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V17			1.00	0.40	0.80	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V18			1.00	0.27	0.50	1.90	PERFIL DE ALUMINIO
V19			1.00	0.40	0.50	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V20			1.00	0.40	0.80	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V21			2.00	2.30	1.80	1.30	PERFIL DE ALUMINIO
V22			2.00	1.00	0.40	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V23			2.00	0.70	1.40	Variable	PERFIL DE ALUMINIO
V24			6.00	1.50	1.80	Variable	PERFIL DE ALUMINIO
V25			1.00	0.70	0.30	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V26			1.00	0.27	0.30	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V27			1.00	0.27	0.30	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V28			1.00	0.40	0.80	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
PUERTAS							
P1			16.00	0.90	2.30	—	TABLERO DE MADERA
P2			4.00	1.00	2.30	—	TABLERO DE MADERA
P3			7.00	1.20	2.30	—	TABLERO DE MADERA
P4			1.00	1.70	2.30	—	TABLERO DE MADERA
P5			4.00	1.20	2.30	—	TABLERO DE MADERA
P6			6.00	0.90	2.30	—	TABLERO DE MADERA
MAMPARAS							
M1			0.00	0.00	2.30	—	ALUMINIO - CRISTAL TEMPLADO
M2			1.00	0.00	2.30	—	ALUMINIO - CRISTAL TEMPLADO

NOTA: La medida del alfeizar se esta tomando a partir del Piso Piso y/o Nivel de losa

CUADRO DE ACABADOS

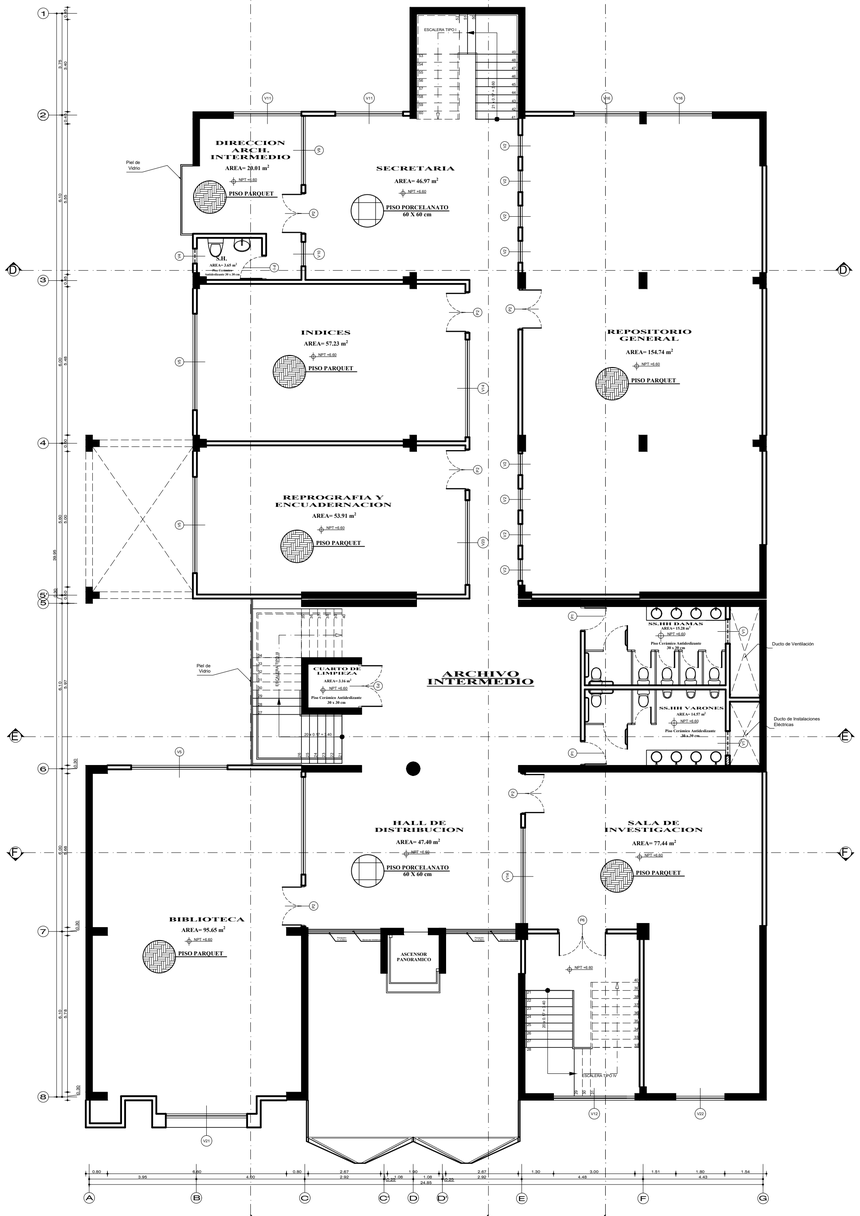
ACABADOS	AMBIENTES / EXTERIORES	AMBIENTES
PISOS	PARQUET	
	LAVARILLO PANTILLERO	
	CERAMICO 0.30 x 0.30	
	CERAMICO ANTIDESLIZANTE 0.30	
	PACHACOTO DE 15X30X3 0.30 X 0.30	
	CEMENTO PULIDO Y BRUÑADO	
CONTRAZOCALO	CERAMICO PULIDO y BRUÑADO — h=0.10 (INTERIOR)	
	CERAMICO h = 0.10 — h=0.10 (INTERIOR)	
ESCALAS	PEDRA LAJA — huellas EXTERIOR	
	CERAMICO 0.30 x 0.30 h = 1.50 — h=1.50 (INTERIOR)	
COLUMNAS Y VIGAS	REVOQUE FROTACHADO	
	BRUÑAS	
VESTIDURA DE MUROS	INTERIOR — REVOQUE FROTACHADO Y PLANCHADO	
	EXTERIOR — BRUÑAS	
	REVOQUE FROTACHADO	
	BRUÑAS	
CIELO RASO	REVOQUE FROTACHADO CEDRERO	
CARPINTERIA DE MADERA	PUERTA DE MADERA TABLERO REBAJADO	
VENTANERIA DE ALUMINIO	MAMPARA DE VIDRIO SISTEMA MODULARES	
	MAMPARA DE VIDRIO - ESTRUCTURA METALICA	
TECHO	FALSO RASO	
CUBIERTA	CEMENTO PULIDO y BRUÑADO	
CARPINTERIA METALICA	PUERTAS DE ACCESO	
	VENTANAS	
PINTURAS	MUROS INTERIORES LATEX TIPO 1	
	MUROS EXTERIORES LATEX TIPO 1	
	CARPINTERIA DE MADERA — CON BARNIZ	

PROYECTO

DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACION PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO

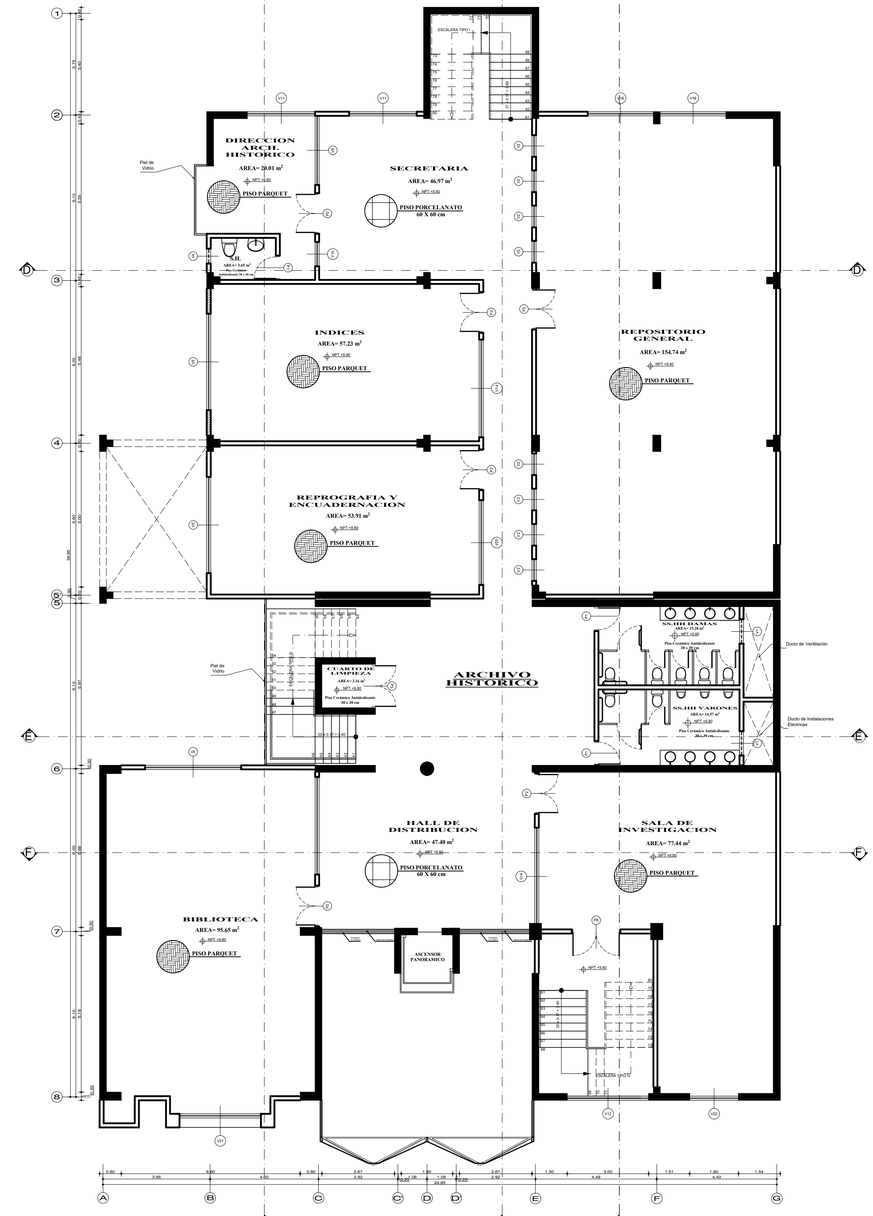
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANOS	: DISTRIBUCIÓN NIVEL INDICADO	PUNO	LAMINA : A-06
DISEÑO	: ARQ. CARLOS. PARIAPAZA IDME	DIST. : PUNO	AUTOCAD : JCPC
RESPONSABLE DE PROYECTO	: BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA	PROV. : PUNO	ESCALA : INDICADA
		DEPTO: PUNO	FECHA : DIC - 2016



TERCERA PLANTA

Esc: 1/75



CUARTA PLANTA

Esc: 1/75

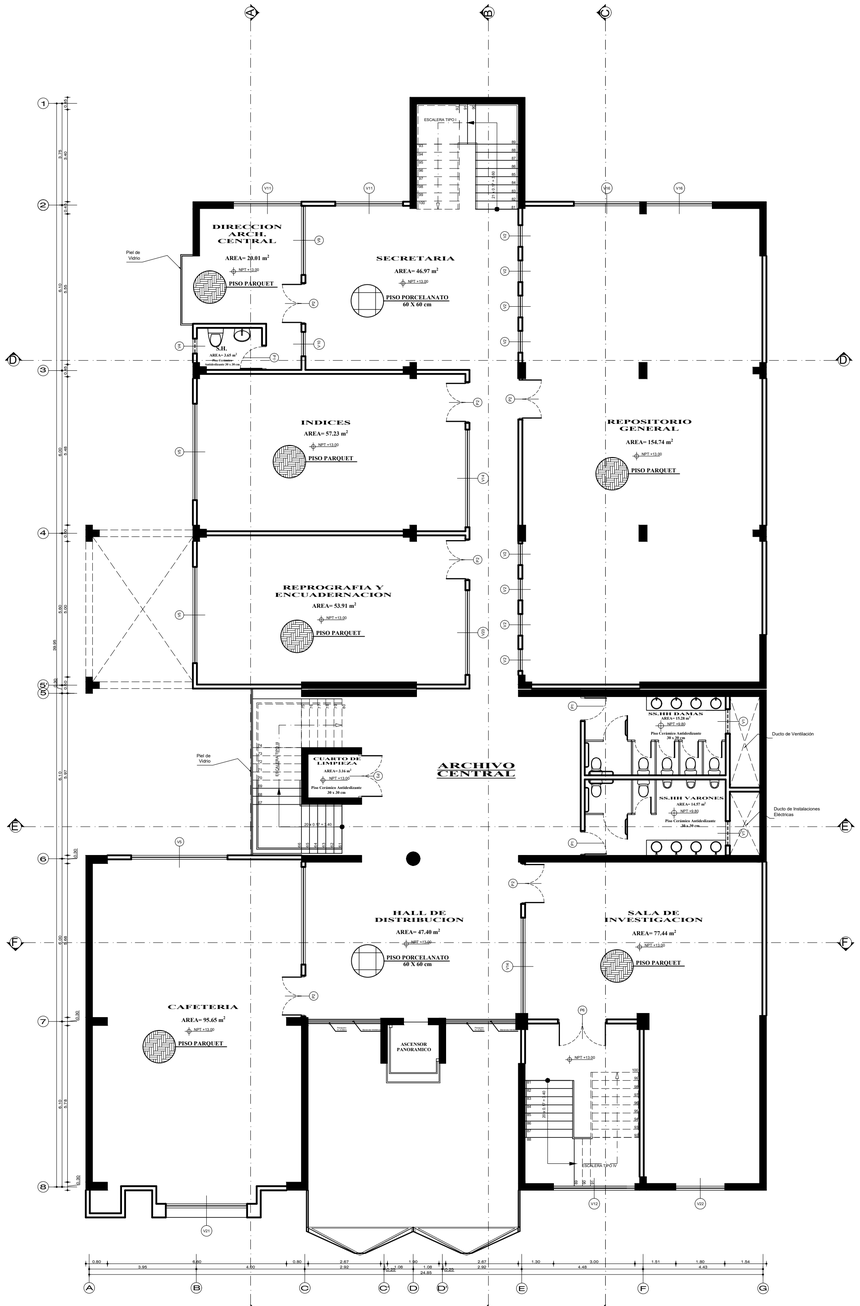
CUADRO DE VANOS

TV	TIPO VENTANA	TIPO PUERTA	CANT.	Dimensión ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	OBSERVACIONES
VENTANAS							
V1			13.00	0.90	2.00		PERFIL DE ALUMINIO
V2			10.00	0.90	2.00		PERFIL DE ALUMINIO
V3			4.00	0.80	0.80	4.80	PERFIL DE ALUMINIO
V4			4.00	0.80	0.80	1.50	PERFIL DE ALUMINIO
V5			4.00	0.90	0.60	2.40	PERFIL DE ALUMINIO
V6			7.00	0.90	0.60	1.50	PERFIL DE ALUMINIO
V7			7.00	0.30	1.40	1.00	PERFIL DE ALUMINIO
V8			10.00	0.20	0.80	0.50	PERFIL DE ALUMINIO
V9			2.00	1.90	0.60	1.90	PERFIL DE ALUMINIO
V10			4.00	0.30	0.60	0.60	PERFIL DE ALUMINIO
V11			4.00	2.30	0.50	0.15	PERFIL DE ALUMINIO
V12			4.00	2.30	0.50	0.15	PERFIL DE ALUMINIO
V1'			6.00	2.00	1.90	1.00	PERFIL DE ALUMINIO
V2'			4.00	2.00	1.90	1.00	PERFIL DE ALUMINIO
V3'			4.00	0.30	2.40	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V14			18.00	0.80	2.00	0.15	PERFIL DE ALUMINIO
V15			7.00	4.57	3.00	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V16			7.00	2.43	3.00	1.00	PERFIL DE ALUMINIO
V17			7.00	2.43	3.00	1.00	PERFIL DE ALUMINIO
V18			7.00	1.27	3.00	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V19			2.00	0.45	1.80	1.00	PERFIL DE ALUMINIO
V20			4.00	1.20	0.60	0.60	PERFIL DE ALUMINIO
V21			4.00	1.20	0.60	0.60	PERFIL DE ALUMINIO
V22			4.00	1.40	1.90	Variable	PERFIL DE ALUMINIO
V23			4.00	0.13	2.65	0.15	PERFIL DE ALUMINIO
V24			1.00	3.20	3.20	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V25			1.00	3.20	3.20	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V26			1.00	4.80	3.20	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V27			1.00	0.90	0.00	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
PUERTAS							
P1			16.00	0.90	2.00	-	TABLERO DE MADERA
P2			11.00	1.00	2.00	-	TABLERO DE MADERA
P3			11.00	1.00	2.00	-	TABLERO DE MADERA
P4			11.00	1.00	2.00	-	TABLERO DE MADERA
P5			11.00	1.00	2.00	-	TABLERO DE MADERA
P6			2.00	1.20	2.50	-	TABLERO DE MADERA
MAMPARAS							
M1			1.00	2.00	2.50	-	ALUMINIO / CRISTAL TEMPLADO
M2			1.00	2.00	4.00	-	ALUMINIO / CRISTAL TEMPLADO

NOTA: La medida del alfeizar se esta tomando a partir del Falso Piso y/o losa de losa.

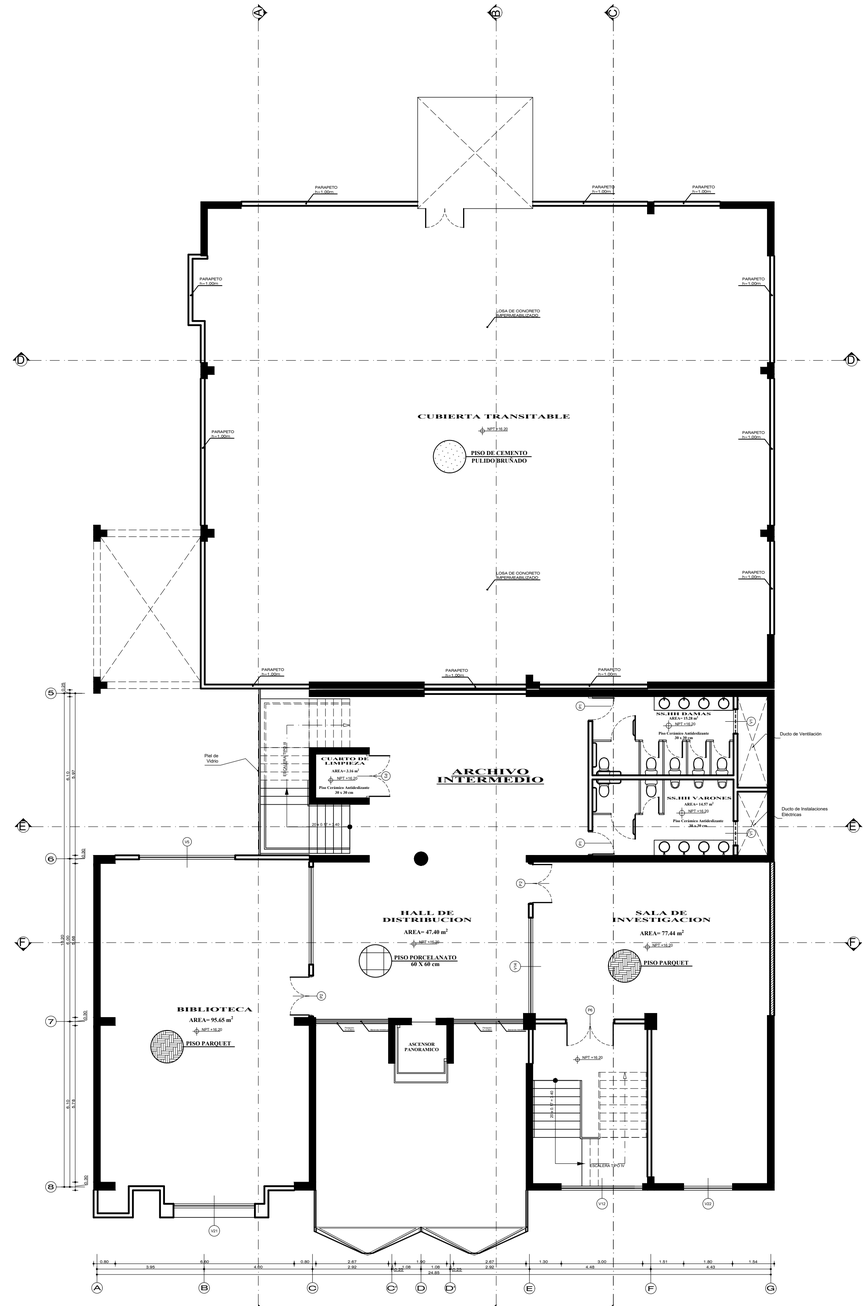
CUADRO DE ACABADOS

| ACABADOS \ AMBIENTES EXTERIORES | AMBIENTES | | | | | | |



QUINTA PLANTA

Esc: 1/75



SEXTA PLANTA

Esc: 1/75

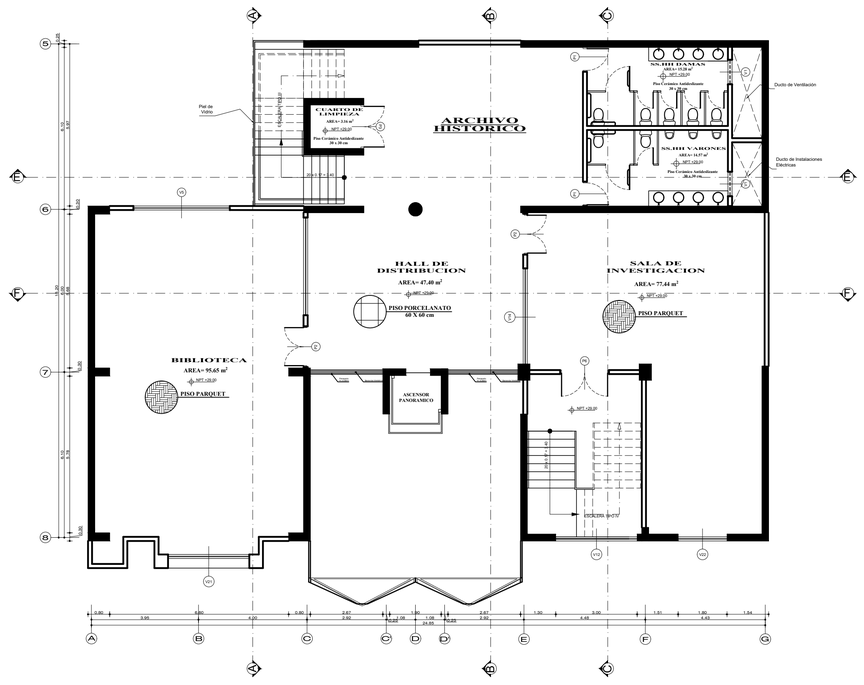
CUADRO DE VANOS

N	TIPO				Dimensión				
	VENTANAS		PUERTA		CANT.	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	OBSERVACIONES
	CELOSIA CON MARCO DE MADERA	CELOSIA CON MARCO DE ALUMINIO	MADERA CON MARCO DE MADERA	MADERA CON MARCO DE ALUMINIO					
VENTANAS									
V1		■			11.00	0.90	2.00		PERFIL DE ALUMINIO
V2		■			10.00	0.80	2.00		PERFIL DE ALUMINIO
V3		■			4.00	0.80	0.80	1.20	PERFIL DE ALUMINIO
		■			4.00	0.80	2.00	1.80	PERFIL DE ALUMINIO
V4		■			8.00	0.90	0.60	1.50	PERFIL DE ALUMINIO
V5		■			4.00	0.90	0.60	2.40	PERFIL DE ALUMINIO
V6		■			7.00	1.40	1.40	0.60	PERFIL DE ALUMINIO
V7		■			7.00	0.20	1.40	1.20	PERFIL DE ALUMINIO
V8		■			10.00	0.20	0.80	0.50	PERFIL DE ALUMINIO
V9		■			4.00	1.80	0.60	1.80	PERFIL DE ALUMINIO
V10		■			4.00	2.00	0.60	1.80	PERFIL DE ALUMINIO
V11		■			4.00	2.20	0.50	0.70	PERFIL DE ALUMINIO
V12		■			4.00	0.50	0.70	0.70	PERFIL DE ALUMINIO
V1'		■			6.00	2.00	1.60	1.00	PERFIL DE ALUMINIO
V2'		■			4.00	2.00	0.60	1.80	PERFIL DE ALUMINIO
V3'		■			4.00	0.20	2.40	0.60	PERFIL DE ALUMINIO
V4'		■			18.00	0.80	2.00	0.70	PERFIL DE ALUMINIO
V5'		■			7.00	4.57	3.00	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V6'		■			7.00	2.43	3.00	1.00	PERFIL DE ALUMINIO
V7'		■			7.00	2.43	3.00	1.00	PERFIL DE ALUMINIO
V8'		■			7.00	1.27	3.00	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V9'		■			4.00	0.40	1.80	1.00	PERFIL DE ALUMINIO
V10'		■			4.00	1.20	0.60	0.000	PERFIL DE ALUMINIO
V11'		■			4.00	1.20	0.60	0.000	PERFIL DE ALUMINIO
V12'		■			4.00	1.40	1.80	Variable	PERFIL DE ALUMINIO
V13'		■			4.00	0.13	2.65	0.15	PERFIL DE ALUMINIO
V14		■			1.00	3.00	3.00	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V15		■			1.00	4.00	3.00	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V16		■			1.00	4.80	3.00	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
V17		■			1.00	0.90	0.00	0.00	PERFIL DE ALUMINIO
PUERTAS									
P1			■		14.00	0.90	2.00	-	TABLERO DE MADERA
P2			■		11.00	1.00	2.00	-	TABLERO DE MADERA
P3			■		11.00	1.80	2.00	-	TABLERO DE MADERA
P4			■		4.00	1.00	2.00	-	TABLERO DE MADERA
P5			■		4.00	1.00	2.00	-	TABLERO DE MADERA
P6			■		2.00	1.20	2.00	-	TABLERO DE MADERA
MAMPARAS									
M1			■		1.00	2.00	2.00	-	ALUMINIO / CRISTAL TEMPLADO
M2			■		1.00	2.00	4.00	-	ALUMINIO / CRISTAL TEMPLADO

NOTA: La cantidad del ancho de alfeiz corresponde a parte del Fabio Pino y/o hoja de vaso.

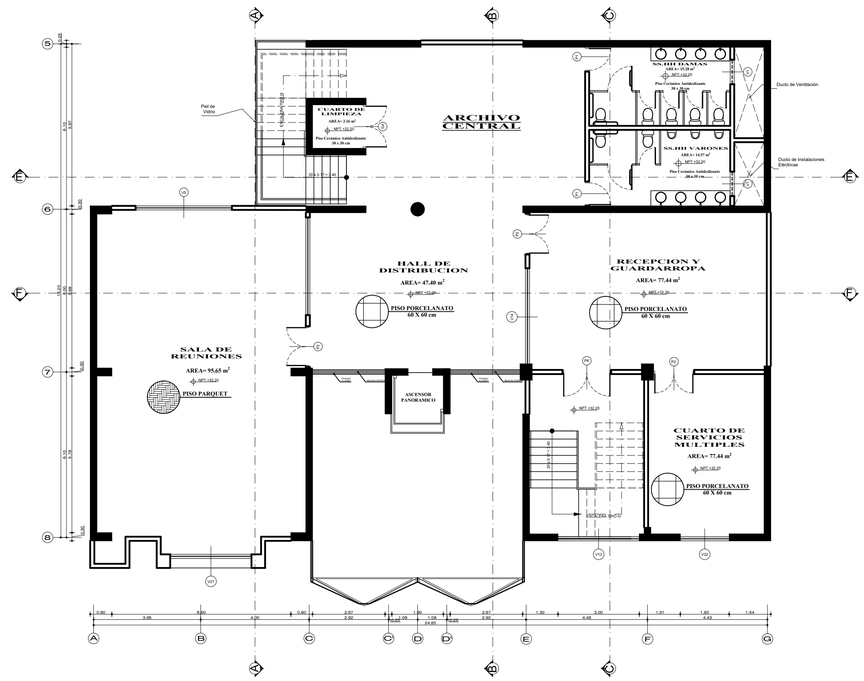
CUADRO DE ACABADOS

| ACABADOS \ AMBIENTES / EXTERIORES | AMBIENTES | | | | | | | | |



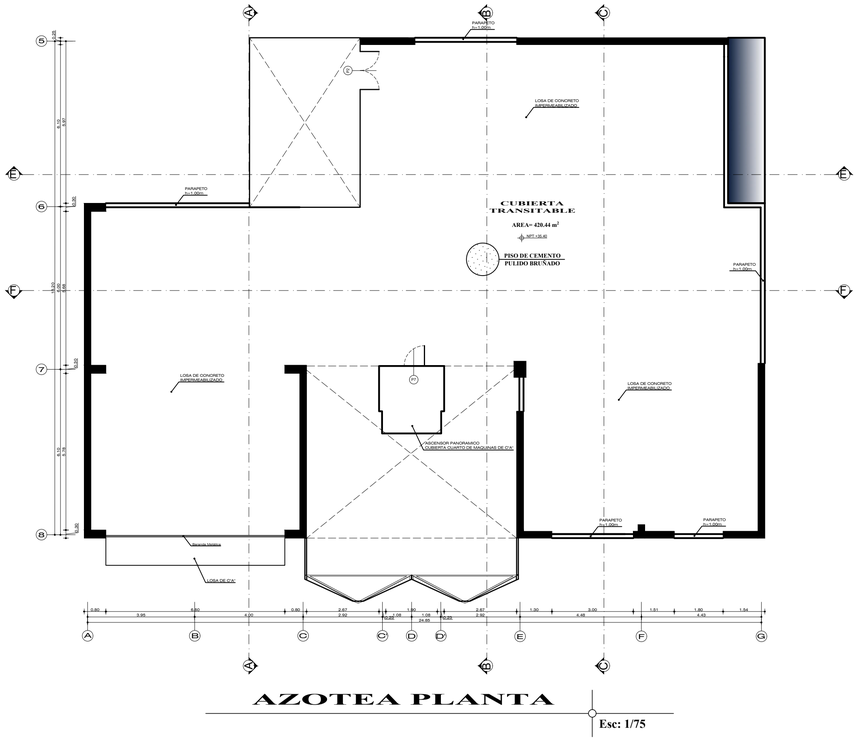
SEPTIMA, 8va, 9na 10ma PLANTA

Esc: 1/75



ONCEAVA PLANTA

Esc: 1/75

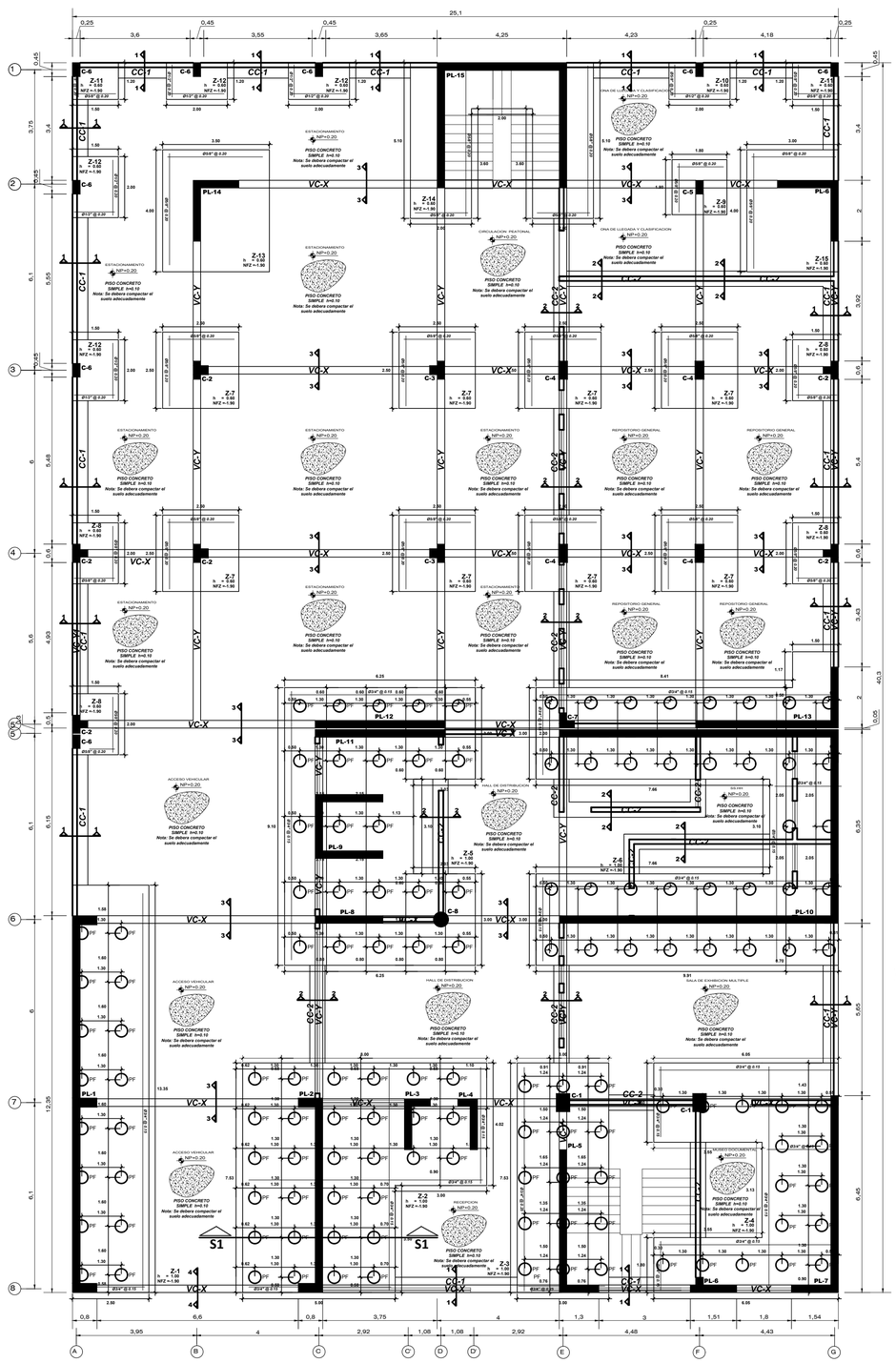


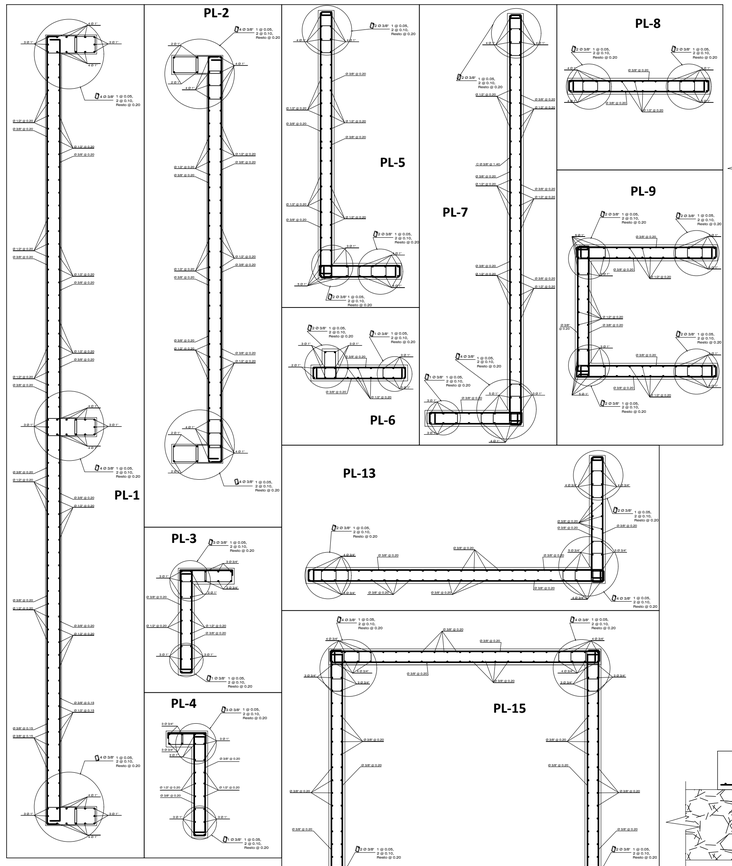
AZOTEA PLANTA

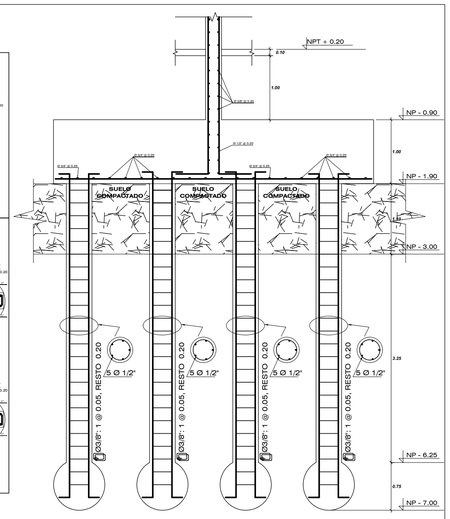
Esc: 1/75

CUADRO DE ACABADOS

| ACABADOS | | AMBIENTES / EXTERIORES | HALL DE DISTRIBUCION | SALA DE INVESTIGACION | BIBLIOTECA | SALA DE REUNIONES | RECEPCION Y GUARDARROPA | CUARTO DE SERVICIOS MULTIPLES | CUARTO DE LIMPIEZA | SS.HH DAMAS | SS.HH VARONES | ASCENSOR PANORAMICO | ESCALERA EVACUACION | CUARTO DE MAQUINAS DE ICAL | CUARTO DE MAQUINAS DE ASCENSOR | CUARTO DE TABLEROS | CUARTO DE BOMBAS | CUARTO DE GRUPO ELECTROGENO | CUARTO DE TRANSFORMAD

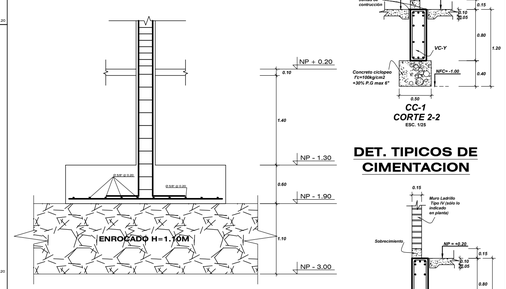






DET. TIPICO DE SECCION DE CIMENTACION S1-S1

ESCALA 1:50

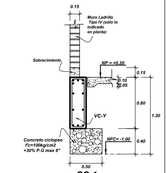


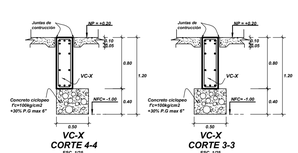
DET. TIPICO DE ZAPATA

ESCALA 1:50

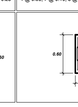


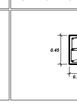
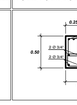
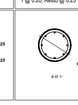
DET. TIPICOS DE CIMENTACION



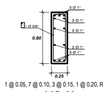


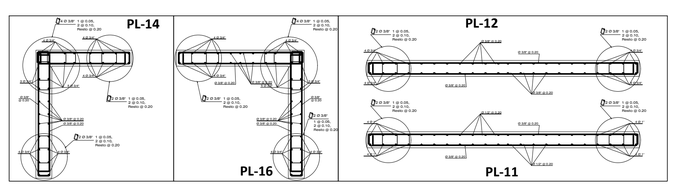
CUADRO DE COLUMNAS

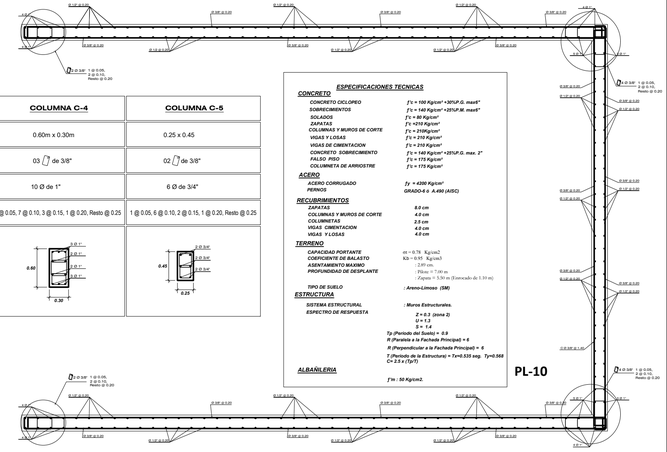
TIPO	COLUMNA C-1	COLUMNA C-2	COLUMNA C-3	COLUMNA C-4	COLUMNA C-5
b x t	0.45 x 0.60	0.50m x 0.60m x 0.25m	0.50m x 0.60m x 0.25m	0.60m x 0.30m	0.25 x 0.45
Estribo	03 ∅ de 3/8"	04 ∅ de 3/8"	04 ∅ de 3/8"	03 ∅ de 3/8"	02 ∅ de 3/8"
Ø	14 Ø de 1"	6 Ø de 3/4" + 4 Ø de 5/8"	10 Ø de 1"	10 Ø de 1"	6 Ø de 3/4"
Distribución	1 @ 0.05, 6 @ 0.10, 2 @ 0.15, 1 @ 0.20, Resto @ 0.25	1 @ 0.05, 7 @ 0.10, 3 @ 0.15, 1 @ 0.20, Resto @ 0.25	1 @ 0.05, 7 @ 0.10, 3 @ 0.15, 1 @ 0.20, Resto @ 0.25	1 @ 0.05, 7 @ 0.10, 3 @ 0.15, 1 @ 0.20, Resto @ 0.25	1 @ 0.05, 6 @ 0.10, 2 @ 0.15, 1 @ 0.20, Resto @ 0.25
Grafico					

TIPO	COLUMNA C-6	COLUMNA C-7	COLUMNA C-8
b x t	0.25 x 0.45	0.50m x 0.50m x 0.25m	D = 0.50m
Estribo	02 ∅ de 3/8"	03 ∅ de 3/8"	01 ∅ de 3/8"
Ø	6 Ø de 5/8"	10 Ø de 3/4"	8 Ø de 1"
Distribución	1 @ 0.05, 6 @ 0.10, 2 @ 0.15, 1 @ 0.20, Resto @ 0.25	1 @ 0.05, 7 @ 0.10, 3 @ 0.15, 1 @ 0.20, Resto @ 0.25	1 @ 0.05, 6 @ 0.10, 2 @ 0.15, 1 @ 0.20, Resto @ 0.25
Grafico			

VIGAS DE CIMENTACION







ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO

CONCRETO CICLOPEO	f'c = 100 Kg/cm² +30%P.G. max6"
SOBRECIMIENTOS	f'c = 140 Kg/cm² +25%P.M. max6"
SOLADOS	f'c = 80 Kg/cm²
ZAPATAS	f'c =210 Kg/cm²
COLUMNAS Y MUROS DE CORTE	f'c = 210Kg/cm²
VIGAS Y LOSAS	f'c = 210 Kg/cm²
VIGAS DE CIMENTACION	f'c = 210 Kg/cm²
CONCRETO SOBRECIMIENTO	f'c = 140 Kg/cm² +25%P.G. max. 2"
CONCRETO PISO	f'c = 175 Kg/cm²
COLUMNETA DE ARRIOSTRE	f'c = 175 Kg/cm²

ACERO

ACERO CORRUGADO	fy = 4200 Kg/cm²
PERNOS	GRADO 4 ó A 490 (AISC)

RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS	8.0 cm
COLUMNAS Y MUROS DE CORTE	4.0 cm
COLUMNETAS	2.5 cm
VIGAS CIMENTACION	4.0 cm
VIGAS Y LOSAS	4.0 cm

TERRENO

CAPACIDAD PORTANTE	σt = 0.78 Kg/cm2
COEFICIENTE DE BALASTO	Kb = 0.95 Kg/cm3
ASENTAMIENTO MAXIMO	: 2.95 cm.
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	Pluvia = 7.00 m. (Empezo = 5.50 m (Encrucado de 1.50 m)
TIPO DE SUELO	: Arena-Limosa (SM)

ESTRUCTURA

SISTEMA ESTRUCTURAL	: Muros Estructurales.
ESPECTRO DE RESPUESTA	Z = 0.3 (zona 2)
	U = 1.0
	S = 1.4
	Tp (Periodo del Suelo) = 0.9
	R (Paralelo a la Fachada Principal) = 6
	R (Perpendicular a la Fachada Principal) = 6
	T (Periodo de la Estructura) = T=H/.030 seg. T=H/.060
	C= 2.5 x (Tp/T)

ALBAÑILERIA

f'm : 50 Kg/cm2.

NOTAS IMPORTANTES

1.- PARA EL TRAZO EN OBRA SE DEBERA COORDINAR LAS MEDIDAS CON LOS PLANOS DE ARQUITECTURA.

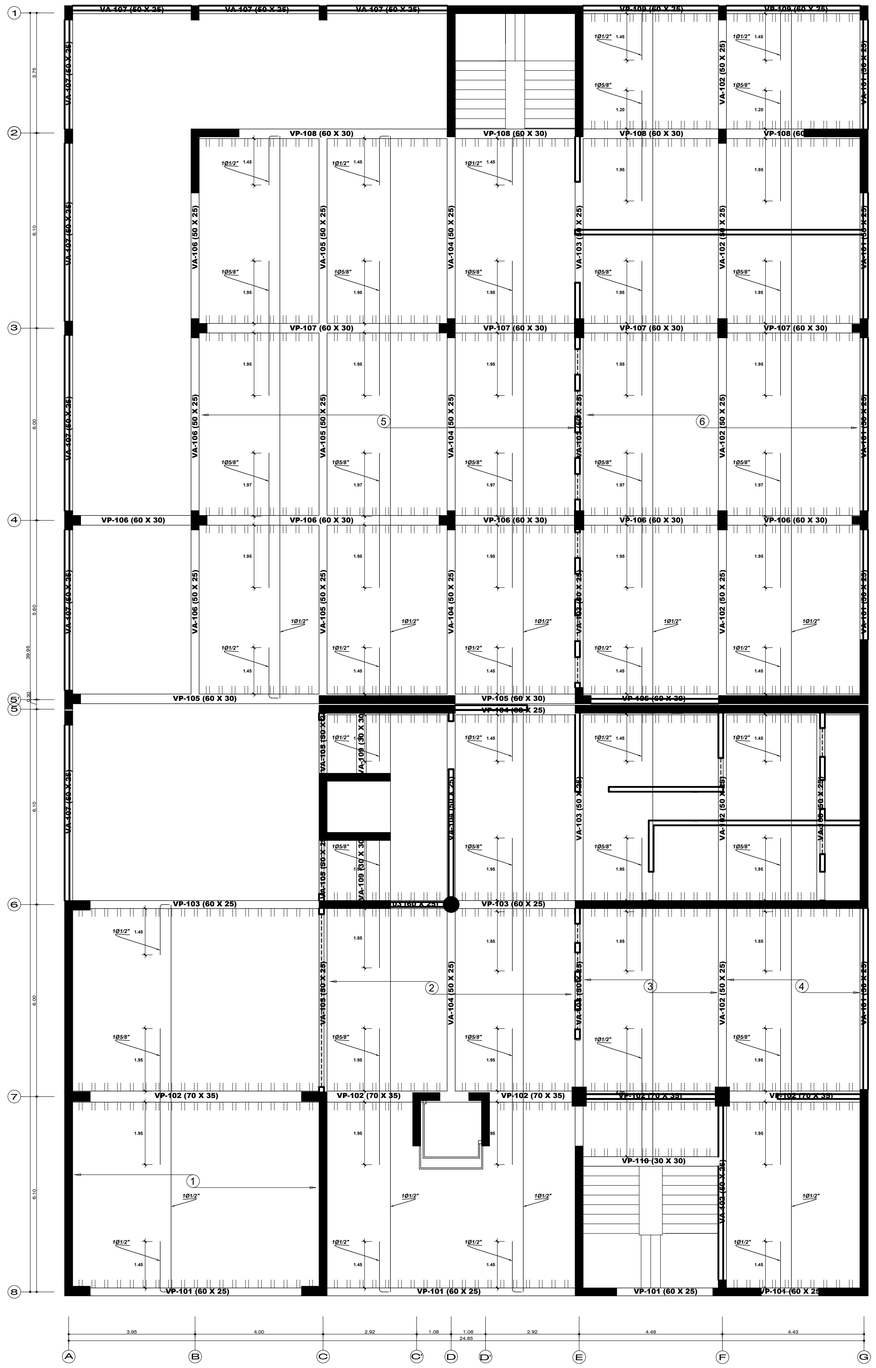
2.- LAS MEDIDAS INDICADAS EN LOS DIVERSOS DETALLES, ESTAN EXPRESADOS EN METROS.

PROYECTO

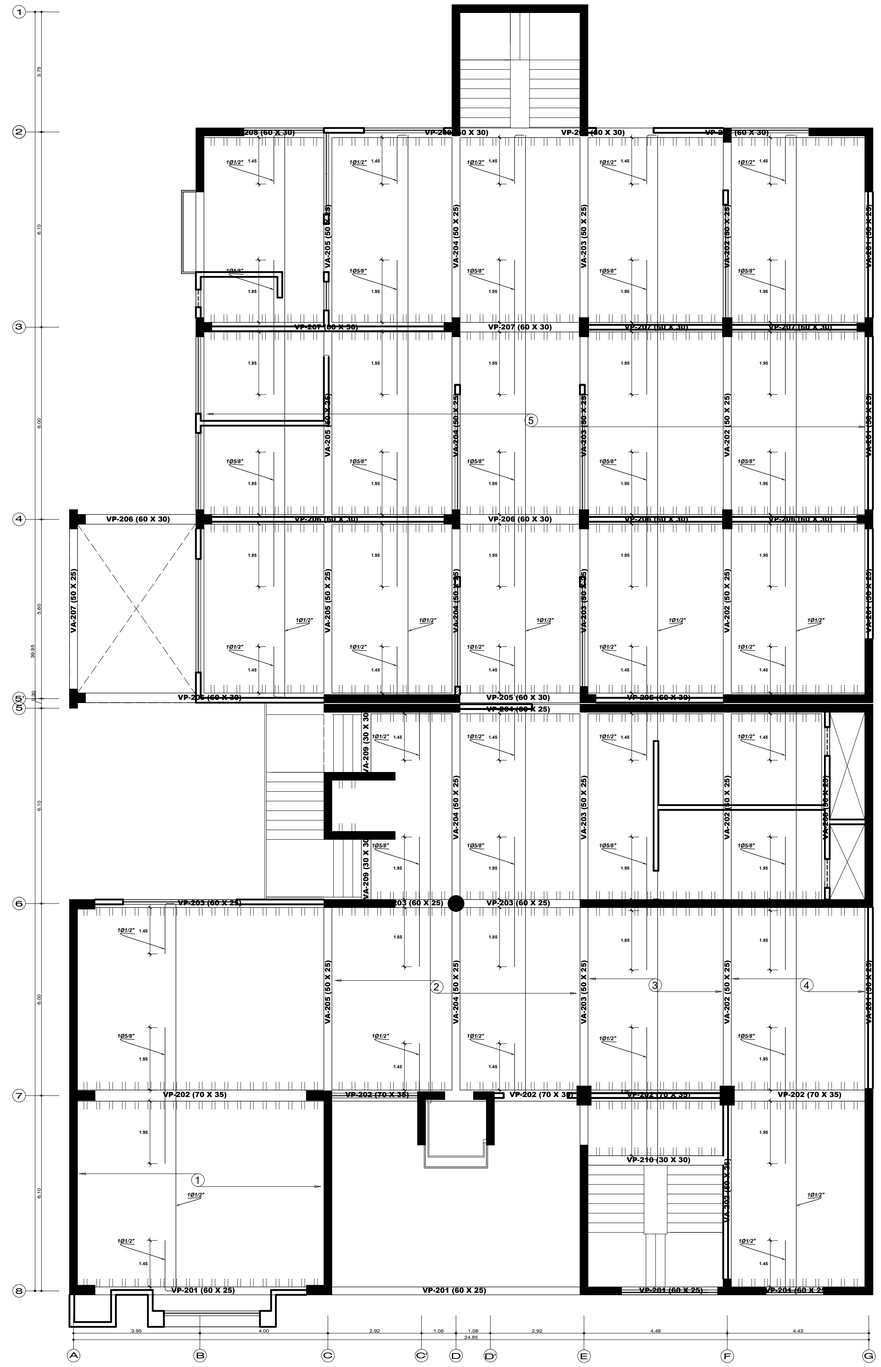
DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACION PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANOS	: CIMENTACION Y DETALLES	PUNO	LAMINA :
DISEÑO	: ARQ. CARLOS. PARIAPAZA IDME	DIST.: PUNO / AUTOCAD : JCPC	E-01
RESPONSABLE DE PROYECTO	: BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA	PROV.: PUNO / ESCALA : 1/50	
		DEPTO: PUNO / FECHA : DIC - 2016	



LOSA ALIGERADA
1 NIVEL h = 0.30 m.
S/C = 250Kg/m2
A NIVEL N.P. +1.40



LOSA ALIGERADA
2 NIVEL h = 0.30 m.
S/C = 250Kg/m2
A NIVEL N.P. +6.65

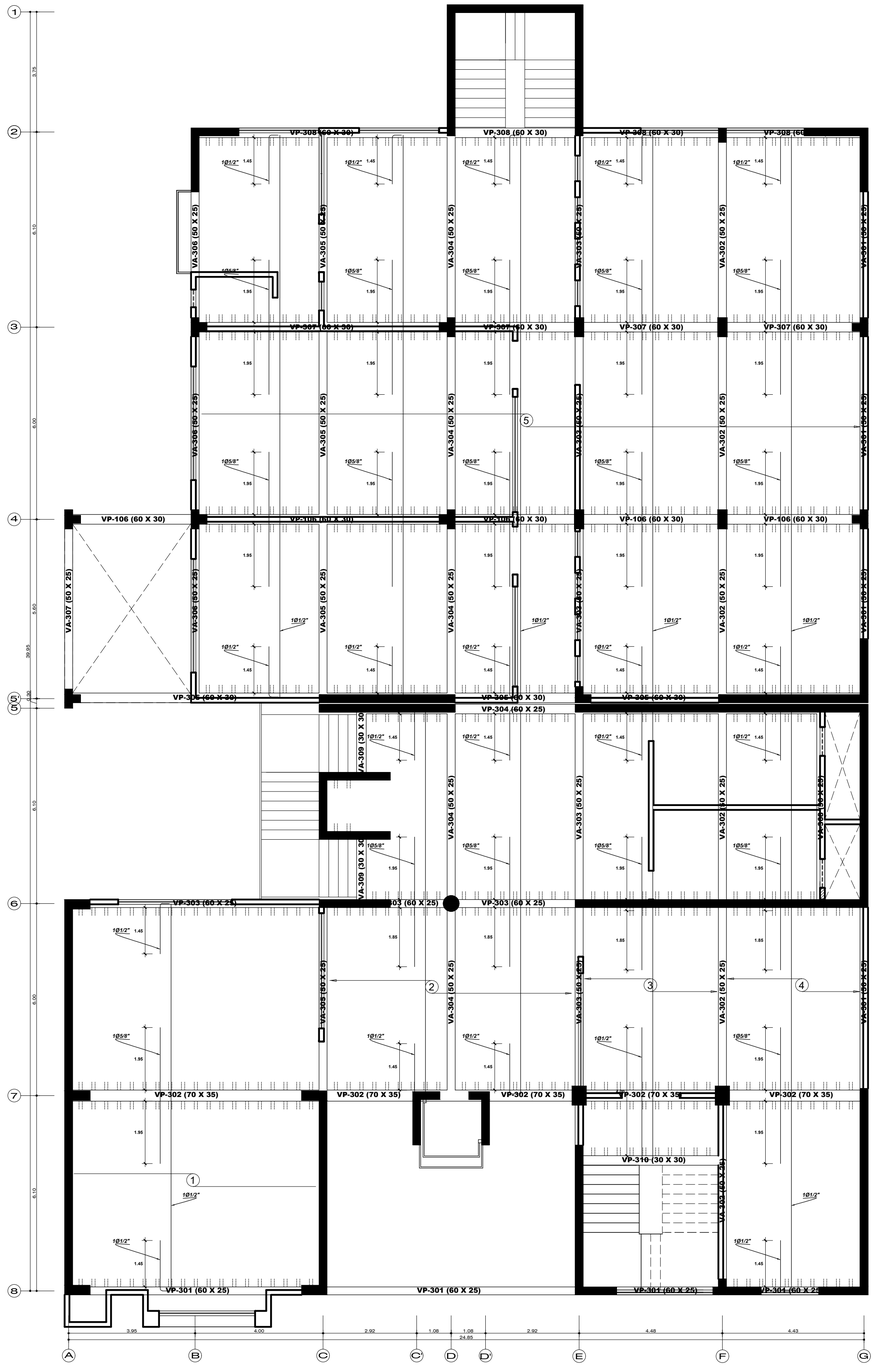
PROYECTO

DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACION PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO

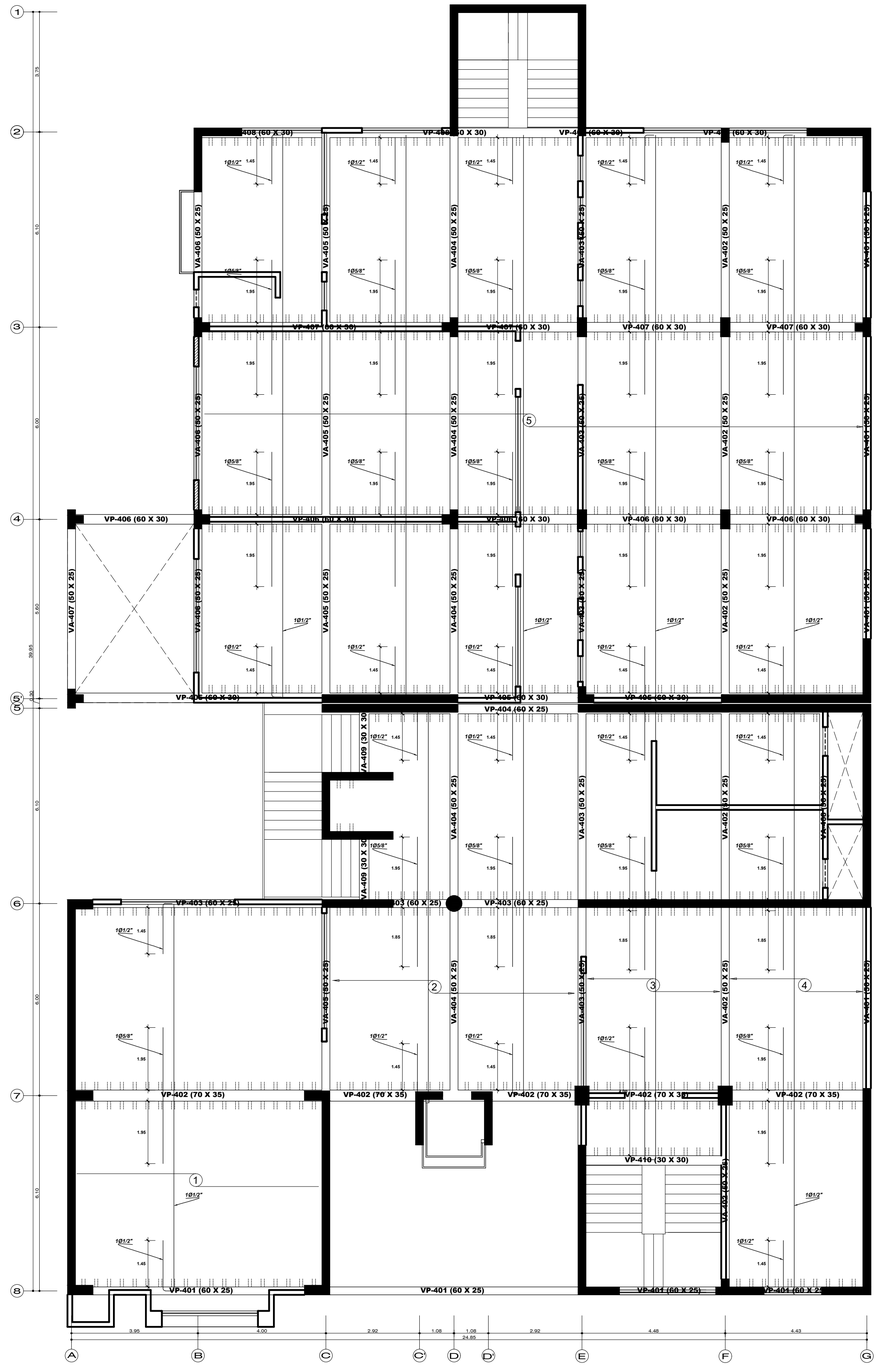
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANOS	: LOSA ALIGERADA Y DETALLES	PUNO	
DISEÑO	: ARQ. CARLOS. PARIAPAZA IDME	DIST. : PUNO	AUTOCAD : JCPC
RESPONSABLE DE PROYECTO	: BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA	PROV. : PUNO	ESCALA : 1/75
		DEPTO: PUNO	FECHA : DIC - 2016

LAMINA : E-02



LOSA ALIGERADA
3 NIVEL h = 0.30 m.
S/C = 250Kg/m2
A NIVEL N.P. = +9.80



LOSA ALIGERADA
4 NIVEL h = 0.30 m.
S/C = 250Kg/m2
A NIVEL N.P. = +13.00

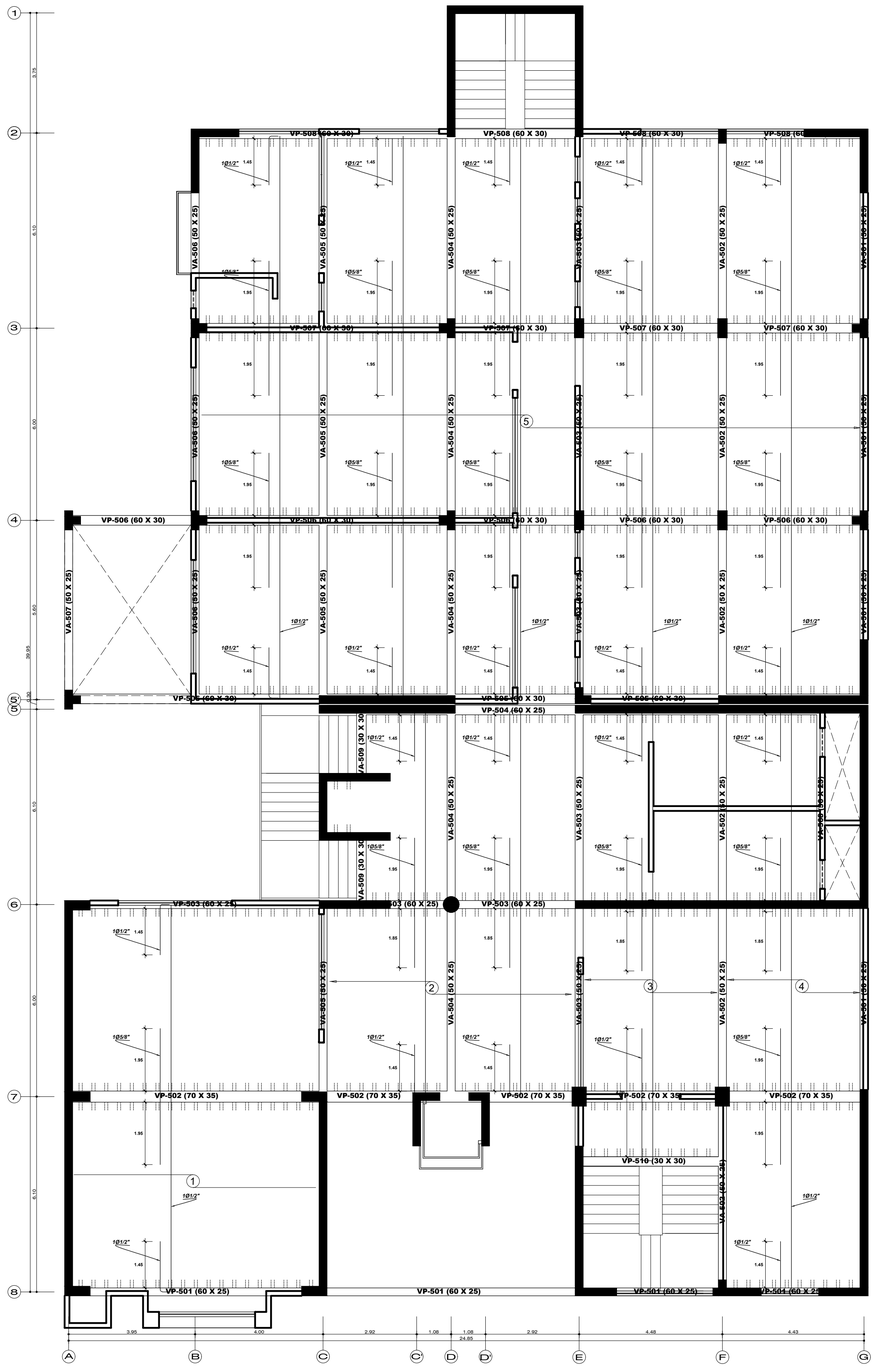
PROYECTO

DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACION PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO

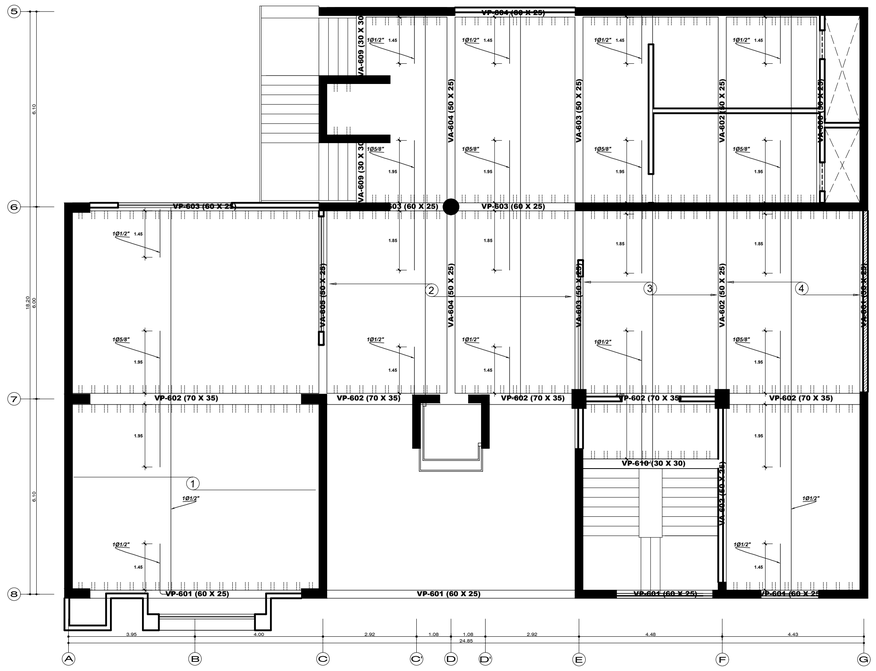
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANOS	: LOSA ALIGERADA Y DETALLES	PUNO	
DISEÑO	: ARQ. CARLOS. PARIAPAZA IDME	DIST. : PUNO	AUTOCAD : JCPC
RESPONSABLE DE PROYECTO	: BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA	PROV. : PUNO	ESCALA : 1/75
		DEPTO: PUNO	FECHA : DIC - 2016

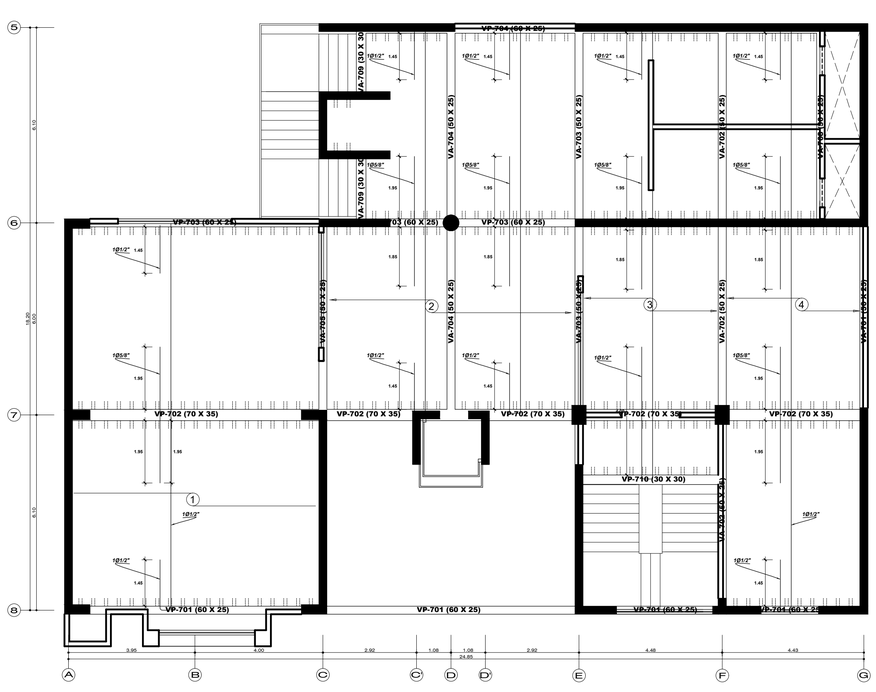
LAMINA : E-03



LOSA ALIGERADA
5 NIVEL h = 0.30 m.
S/C = 250Kg/cm2
A NIVEL N.P. = +16.30



LOSA ALIGERADA
6 NIVEL h = 0.30 m.
S/C = 250Kg/cm2
A NIVEL N.P. = +19.40



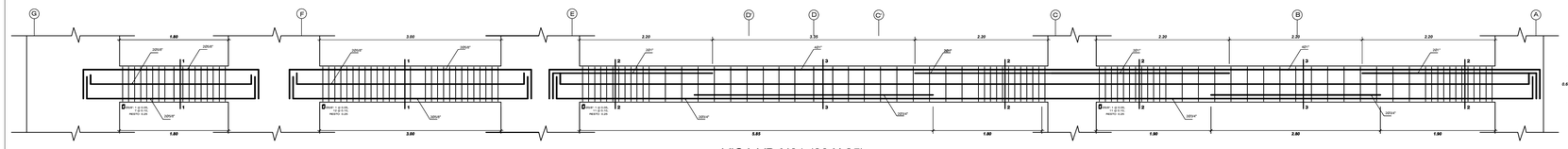
LOSA ALIGERADA
7 NIVEL h = 0.30 m.
S/C = 250Kg/cm2
A NIVEL N.P. = +22.60

PROYECTO

DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACION PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO

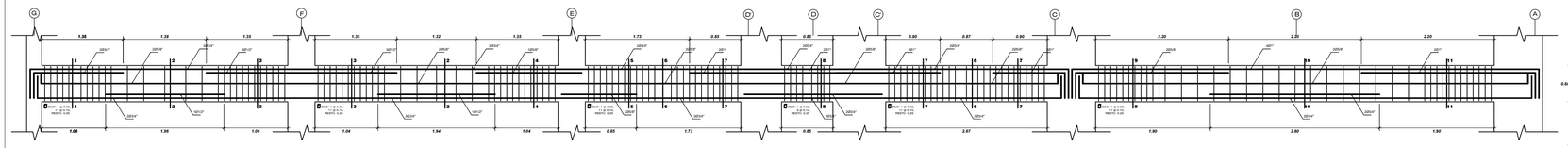
UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANOS : LOSA ALIGERADA Y DETALLES	PUNO		LAMINA : E-04
DISEÑO : ARQ. CARLOS. PARIAPAZA IDME	DIST. : PUNO	AUTOCAD : JCPC	
RESPONSABLE DE PROYECTO : BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA	PROV. : PUNO	ESCALA : 1/75	
	DEPTO: PUNO	FECHA : DIC - 2016	



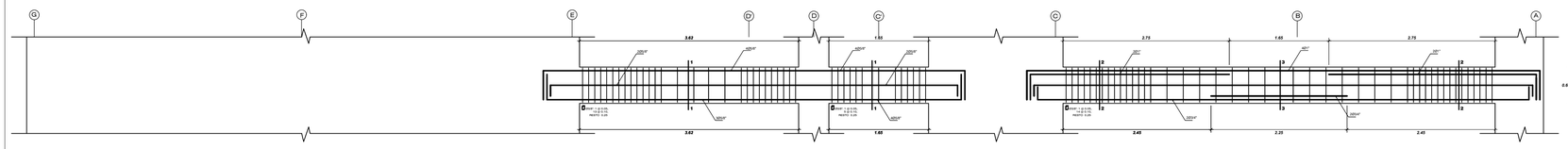
VIGA VP-N01 (60 X 25)

ESCALA 1:25



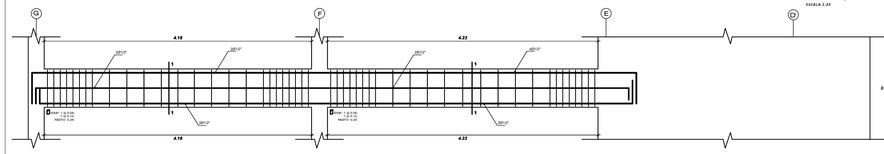
VIGA VP-N02 (70 X 35)

ESCALA 1:25



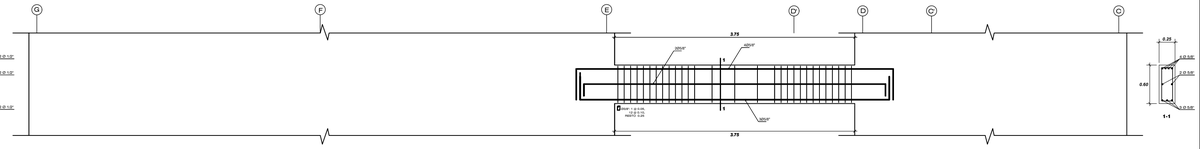
VIGA VP-N03 (60 X 25)

ESCALA 1:25



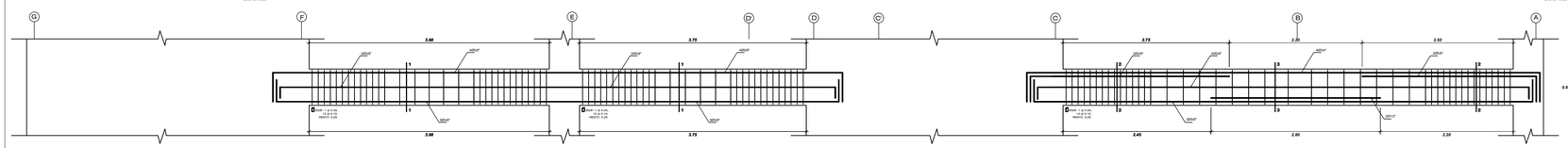
VIGA VP-N09 (60 X 25)

ESCALA 1:25



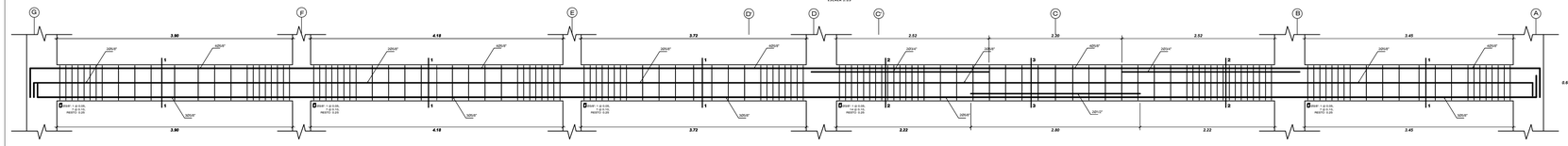
VIGA VP-N04 (60 X 25)

ESCALA 1:25



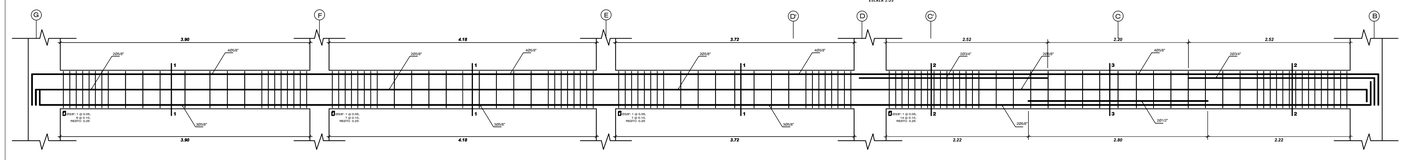
VIGA VP-N05 (60 X 30)

ESCALA 1:25



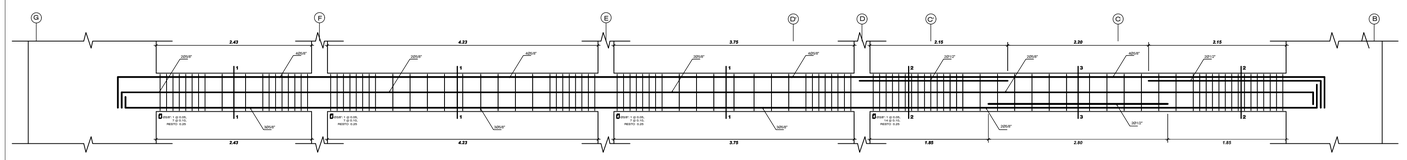
VIGA VP-N06 (60 X 30)

ESCALA 1:25



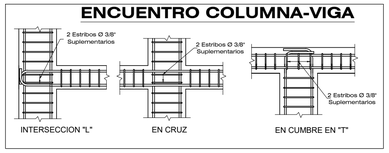
VIGA VP-N07 (60 X 30)

ESCALA 1:25



VIGA VP-N08 (60 X 30)

ESCALA 1:25



ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO

CONCRETO CICLOPEO	f'c = 100 Kg/cm² +30%P.G. max6"
SOBRECIMIENTOS	f'c = 140 Kg/cm² +25%P.M. max6"
SOLADOS	f'c = 80 Kg/cm²
ZAPATAS	f'c =210 Kg/cm²
COLUMNAS Y MUROS DE CORTE	f'c = 210Kg/cm²
VIGAS Y LOSAS	f'c = 210 Kg/cm²
VIGAS DE CIMENTACION	f'c = 210 Kg/cm²
CONCRETO SOBRECIMIENTO	f'c = 140 Kg/cm² +25%P.G. max. 2"
FALSO PISO	f'c = 175 Kg/cm²
COLUMNETA DE ARRIOSTRE	f'c = 175 Kg/cm²

ACERO

ACERO CORRUGADO	fy = 4200 Kg/cm²
PERNOS	GRADO-6 ó A.490 (AISC)

RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS	8.0 cm
COLUMNAS Y MUROS DE CORTE	4.0 cm
COLUMNETAS	2.5 cm
VIGAS CIMENTACION	4.0 cm
VIGAS Y LOSAS	4.0 cm

TERRENO

CAPACIDAD PORTANTE	σt = 0.78 Kg/cm2
COEFICIENTE DE BALASTO	Kb = 0.95 Kg/cm3
ASENTAMIENTO MAXIMO	: 2.69 cm.
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	: Pilote = 7.00 m.
	: Zapata = 1.50 m. (Tomocado de 1.10 m)
TIPO DE SUELO	: Arena-Limoso (SM)

ESTRUCTURA

SISTEMA ESTRUCTURAL	: Muros Estructurales.
ESPECTRO DE RESPUESTA	Z = 0.3 (zona 2)
	U= 1.3
	S = 1.4
	Tp (Periodo del Suelo) = 0.9
	R (Paralela a la Fachada Principal) = 6
	R (Perpendicular a la Fachada Principal) = 6
	T (Periodo de la Estructura) = Tx=0.535 seg. Ty=0.568
	C= 2.5 x (Tp/T)

ALBAÑILERIA

f'm: 50 Kg/cm2.

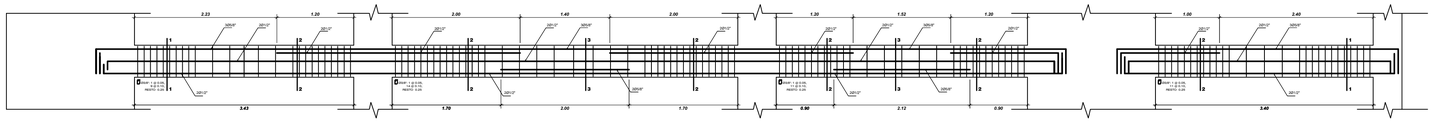
PROYECTO

DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACION PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

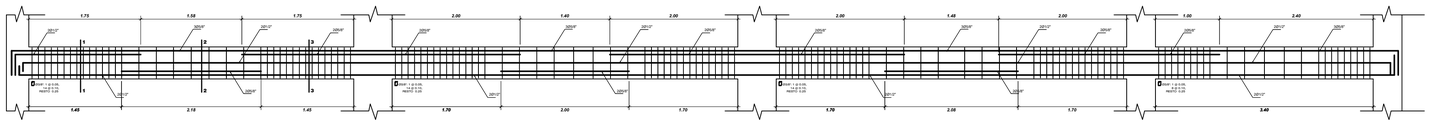
PLANOS	: VIGAS Y DETALLES
DISEÑO	: ARQ. CARLOS. PARIAPAZA IDME
RESPONSABLE DE PROYECTO	: BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA

PUNO			LAMINA :
DIST. : PUNO	AUTOCAD : JCPC		E-05
PROV. : PUNO	ESCALA : 1/75		
DEPTO: PUNO	FECHA : DIC - 2016		



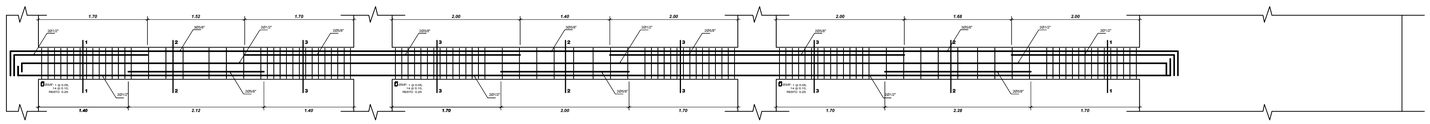
VIGA VA-N01 (50 X 25)

ESCALA 1:25



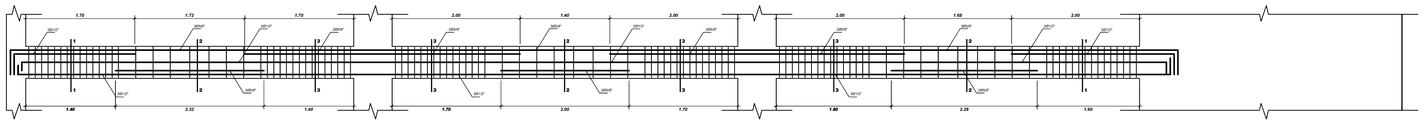
VIGA VA-N02 (50 X 25)

ESCALA 1:25



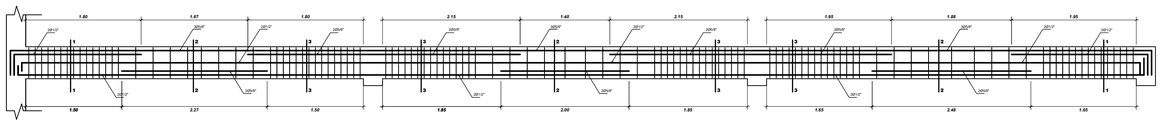
VIGA VA-N03 (50 X 25)

ESCALA 1:25



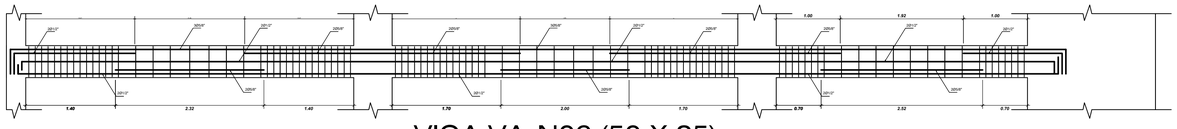
VIGA VA-N04 (50 X 25)

ESCALA 1:25



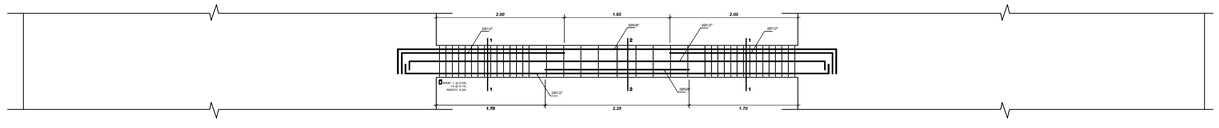
VIGA VA-N05 (50 X 25)

ESCALA 1:25



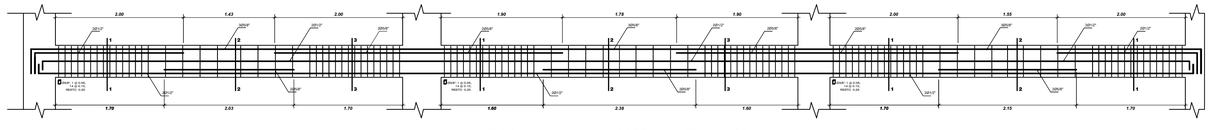
VIGA VA-N06 (50 X 25)

ESCALA 1:25



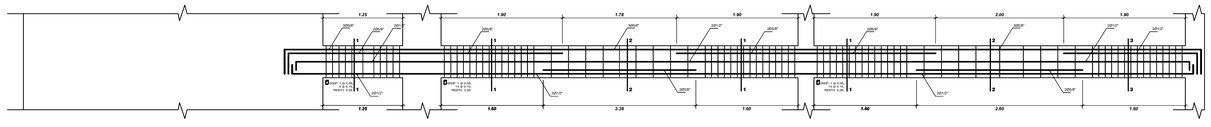
VIGA VA-N01 (50 X 25)

ESCALA 1:25



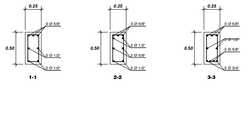
VIGA VA-N02 (50 X 25)

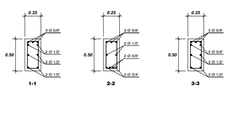
ESCALA 1:25

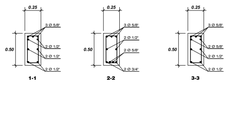


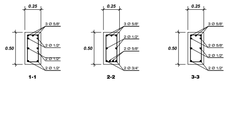
VIGA VA-N03 (50 X 25)

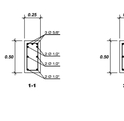
ESCALA 1:25

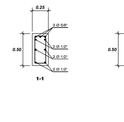


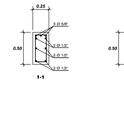


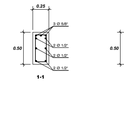


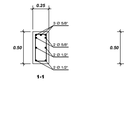


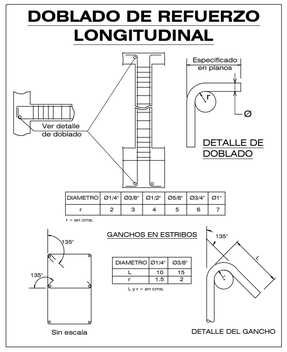


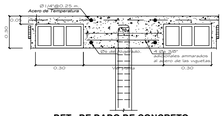




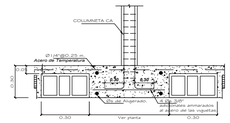




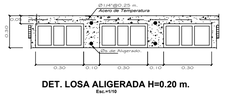




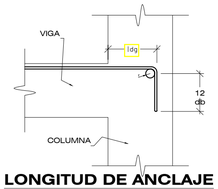
DET. DE DADO DE CONCRETO EN LOSA ALIGERADA H=0.30 m.
(Cuando Llegan Columnas y Columnetas)
Esc.=1/10



DET. DE DADO DE CONCRETO EN LOSA ALIGERADA H=0.30 m.
(Cuando Nacen Columnas y Columnetas)
Esc.=1/10



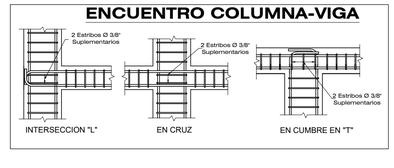
DET. LOSA ALIGERADA H=0.20 m.
Esc.=1/10



LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO (ldg)

Longitud de Anclaje con Gancho (Ldg)	
Ø	fc = 210 kg/cm2
1/2"	28 cm
5/8"	35 cm
3/4"	42 cm
1"	56 cm

Ø	r (cm)	12db (cm)	Total (cm)
3/8"	3	11.50	14.50
1/2"	4	15	19
5/8"	5	20	25
3/4"	6	25	31
1"	8	31	39



ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO

CONCRETO CICLOPEO	*f'c = 100 Kg/cm² +30%P.G. max6"*
SOBRECIMIENTOS	*f'c = 140 Kg/cm² +25%P.M. max6"*
SOLADOS	*f'c = 80 Kg/cm²*
ZAPATAS	*f'c =210 Kg/cm²*
COLUMNAS Y MUROS DE CORTE	*f'c = 210Kg/cm²*
VIGAS Y LOSAS	*f'c = 210 Kg/cm²*
VIGAS DE CIMENTACION	*f'c = 210 Kg/cm²*
CONCRETO SOBRECIMIENTO	*f'c = 140 Kg/cm² +25%P.G. max. 2"*
FALSO PISO	*f'c = 175 Kg/cm²*
COLUMNETA DE ARRIOSTRE	*f'c = 175 Kg/cm²*

ACERO

ACERO CORRUGADO	*fy = 4200 Kg/cm²*
PERNOS	*GRADO-6 ó A.490 (AISC)*

RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS	*8.0 cm*
COLUMNAS Y MUROS DE CORTE	*4.0 cm*
COLUMNETAS	*2.5 cm*
VIGAS CIMENTACION	*4.0 cm*
VIGAS Y LOSAS	*4.0 cm*

TERRENO

CAPACIDAD PORTANTE	σt = 0.78 Kg/cm2
COEFICIENTE DE BALASTO	kb = 0.95 Kg/cm3
ASENTAMIENTO MAXIMO	: 2.93 cm.
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	: Nivar = 7.00 m : Zapata = 5.50 m (Encocado de 1.10 m)
TIPO DE SUELO	*: Areno-Limoso (SM)*

ESTRUCTURA

SISTEMA ESTRUCTURAL	*: Muros Estructurales.*
ESPECTRO DE RESPUESTA	*Z = 0.3 (zona 2)* *U = 1.3* *S = 1.4* *Tp (Periodo del Suelo) = 0.9* *R (Paralela a la Fachada Principal) = 6* *R (Perpendicular a la Fachada Principal) = 6* *T (Periodo de la Estructura) = Tx=0.535 seg. Ty=0.568* *C=2.5 x (Tp/T)*

ALBAÑILERIA

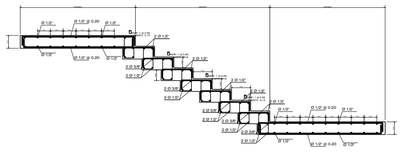
f'm : 50 Kg/cm2.

PROYECTO

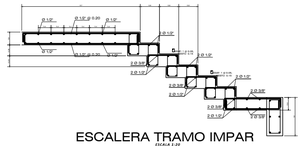
DISEÑO Y ANALISIS ESTRUCTURAL CON CIMENTACION PROFUNDA DEL ARCHIVO REGIONAL PUNO

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA

PLANOS	: VIGAS Y DETALLES	PUNO		LAMINA :
DISEÑO	: ARQ. CARLOS. PARIAPAZA IDME	DIST. : PUNO	AUTOCAD : JCPC	E-06
RESPONSABLE DE PROYECTO	: BACH. JUAN C. PARIAPAZA COAQUIRA	PROV. : PUNO	ESCALA : 1/75	
		DEPTO: PUNO	FECHA : DIC - 2016	



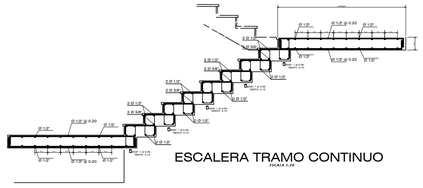
ESCALERA TRAMO CENTRAL
ESCALA 1:25



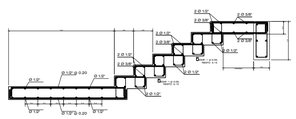
ESCALERA TRAMO IMPAR
ESCALA 1:25



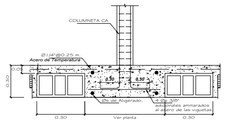
DET. DE DADO DE CONCRETO EN LOSA ALIGERADA H=0.30 m.
(Cuando Llegan Columnas y Columnetas)
Esc.=1/10



ESCALERA TRAMO CONTINUO
ESCALA 1:25



ESCALERA TRAMO PAR
ESCALA 1:25



DET. DE DADO DE CONCRETO EN LOSA ALIGERADA H=0.30 m.
(Cuando Nacen Columnas y Columnetas)
Esc.=1/10



LOSA ALIGERADA
11 NIVEL h = 0.30 m.
S/C = 250Kg/m2
A NIVEL N.P. = +35.40

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO

CONCRETO CICLOPEO	f'c = 100 Kg/cm² +30%P.G. max6"
SOBRECIMIENTOS	f'c = 140 Kg/cm² +25%P.M. max6"
SOLADOS	f'c = 80 Kg/cm²
ZAPATAS	f'c =210 Kg/cm²
COLUMNAS Y MUROS DE CORTE	f'c = 210Kg/cm²
VIGAS Y LOSAS	f'c = 210 Kg/cm²
VIGAS DE CIMENTACION	f'c = 210 Kg/cm²
CONCRETO SOBRECIMIENTO	f'c = 140 Kg/cm² +25%P.G. max. 2"
FALSO PISO	f'c = 175 Kg/cm²
COLUMNETA DE ARRIOSTRE	f'c = 175 Kg/cm²

ACERO

ACERO CORRUGADO	fy = 4200 Kg/cm²
PERNOS	GRADO-6 ó A.490 (AISC)

RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS	8.0 cm
COLUMNAS Y MUROS DE CORTE	4.0 cm
COLUMNETAS	2.5 cm
VIGAS CIMENTACION	4.0 cm
VIGAS Y LOSAS	4.0 cm

TERRENO

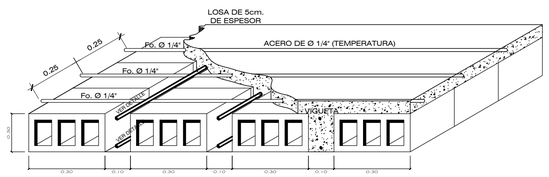
CAPACIDAD PORTANTE	σt = 0.78 Kg/cm2
COEFICIENTE DE BALASTO	Kb = 0.95 Kg/cm3
ASENTAMIENTO MAXIMO	: 2.65 cm.
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	: Pilote = 7.00 m : Zapata = 1.50 m (Estocado de 1.10 m)
TIPO DE SUELO	: Arena-Limoso (SM)

ESTRUCTURA

SISTEMA ESTRUCTURAL	: Muros Estructurales.
ESPECTRO DE RESPUESTA	Z = 0.3 (zona 2) U = 1.3 S = 1.4 Tp (Periodo del Suelo) = 0.9 R (Paralela a la Fachada Principal) = 6 R (Perpendicular a la Fachada Principal) = 6 T (Periodo de la Estructura) = Tx=0.533 seg. Ty=0.568 C< 2.5 x (Tp/T)

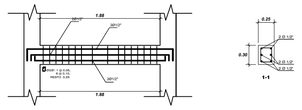
ALBAÑILERIA

f'm : 50 Kg/cm2.



DETALLE LOSA ALIGERADA

ESCALA 1:10


1.60
1.60
1.60