

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD SÍSMICA
EN LA SUPERESTRUCTURA DE LA
CATEDRAL DE PUNO”**

Presentada por:

DENNIS HERIBERTO APAZA CRUZ

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Puno-Perú
2014

DEDICATORIA

*A Dios, a mi familia, amigos y a mis formadores
A todos los que de una u otra manera me ayudaron a forjar este camino.
A la experiencia depositada en los libros de Eduardo Torroja Miret y Roberto
Meli Piralla.*

*Cada material tiene una personalidad
específica distinta, y cada forma impone un diferente fenómeno tensional.*

*La solución natural de un problema - arte sin artificio-,
óptima frente al conjunto
de impuestos previos que la originaron, impresiona con su mensaje,
satisfaciendo, al mismo tiempo, las exigencias del técnico y del artista.*

*El nacimiento de un conjunto estructural,
resultado de un proceso creador, fusión de técnica con arte,
de ingenio con estudio,
de imaginación con sensibilidad, escapa del puro dominio de la lógica para
entrar en las secretas fronteras de la inspiración.*

*Antes y por encima de todo calculo
esta la idea, moldeadora del material en forma resistente, para*

Cumplir su misión.

"E. Torroja"

A esta idea aprendida va dedicada esta tesis



*A mis padres: Daniel Apaza y Felicitas Cruz;
por guiarme a conseguir mis metas.*

*A mis hermanos: Ruben e Irene; por su
tutoria y apoyo incondicional.*

AGRADECIMIENTO

A Dios, por llenar mi vida de muchos caminos y ser mi guía para escoger el mejor.

A mis padres, a quienes debo mi formación académica y personal. Por su dedicación y el afán de superación diario que me han inculcado con su ejemplo.

A mi director de tesis Raul Echegaray, por su apoyo incondicional en la dirección de este trabajo.

A la Universidad Nacional del Altiplano; Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura; Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por haberme formado profesionalmente.

Al Ing. Gilmar E. Rojas Cama, por su apoyo e interés en el presente trabajo.

A mis docentes, compañeros y amigos tanto de la Universidad Nacional del Altiplano y la Pontificia Universidad Católica del Perú, por haber aportado luz y medios materiales al desarrollo del presente.

A Dante, mi primo que gracias a él y su conocimiento en Arquitectura hemos podido llegar a muchas ideas y dibujos que se plasman en este trabajo. Y a todos mis primos por su ayuda en el presente trabajo.

A Huber Condori Gordillo, que como amigo me ayudo en mi formación académica y también personal.

Al R.P. José Loits Meulemans[†], (Padre Pepe); por su bendición e interés en el trabajo de investigación.

Gracias a todos los que de una manera u otra han mostrado interés y apoyo por esta investigación. Espero que sea una pequeña aportación a la prevención de daños en la catedral de puno; y sirva de impulso para posteriores trabajos de investigación a favor del mantenimiento de nuestro patrimonio cultural.

TESIS**"EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD SÍSMICA EN LA
SUPERESTRUCTURA DE LA CATEDRAL DE PUNO"**

PRESENTADO POR

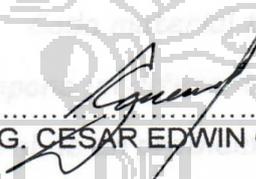
Bach. DENNIS HERIBERTO APAZA CRUZ

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR

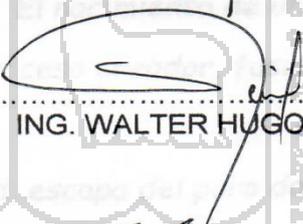
PRESIDENTE


.....
ING. CESAR EDWIN GUERRA RAMOS

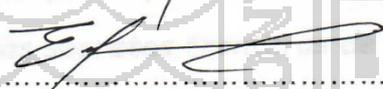
PRIMER MIEMBRO


.....
ING. JAIME MEDINA LEIVA

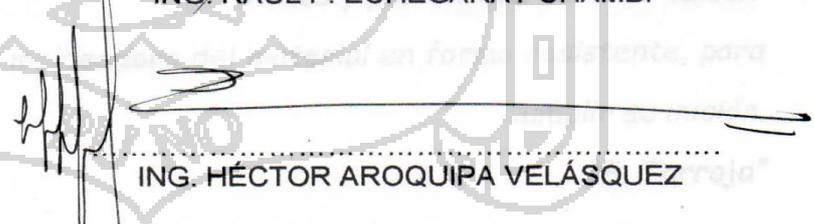
SEGUNDO MIEMBRO


.....
ING. WALTER HUGO LIPA CONDORI

DIRECTOR DE TESIS


.....
ING. RAÚL F. ECHEGARAY CHAMBI

ASESOR DE TESIS


.....
ING. HÉCTOR AROQUIPA VELÁSQUEZ**PUNO – PERÚ
2014**

TEMA: INGENIERÍA SISMORESISTENTE

ÁREA: ESTRUCTURAS

ÍNDICE DE CONTENIDO

| | |
|--|-----|
| RESUMEN..... | 14 |
| ABSTRACT..... | 15 |
| INTRODUCCIÓN..... | 16 |
| CAPÍTULO I..... | 17 |
| GENERALIDADES | 17 |
| 2.1. Marco Teórico..... | 25 |
| 2.1.1. <i>Reseña Histórica de la Catedral de Puno</i> | 25 |
| 2.1.2. <i>Monumentos Históricos</i> | 28 |
| 2.1.3. <i>Cargas y Acciones Externas</i> | 30 |
| 2.1.3.1. <i>Cargas muertas</i> | 31 |
| 2.1.3.2. <i>Cargas Vivas</i> | 31 |
| 2.1.3.3. <i>Viento</i> | 31 |
| 2.1.3.4. <i>Sismos</i> | 32 |
| 2.1.3.5. <i>Otros Tipos de Carga en Catedrales</i> | 32 |
| 2.1.4. <i>Materiales estructurales en Edificios históricos</i> | 34 |
| 2.1.4.1. <i>Piedra</i> | 34 |
| 2.1.4.2. <i>Mortero</i> | 37 |
| 2.1.4.3. <i>Mampostería</i> | 38 |
| 2.1.4.4. <i>Comportamiento mecánico de la mampostería organizada</i> | 39 |
| 2.1.5. <i>Elementos y Sistemas Estructurales Básicos</i> | 40 |
| 2.1.5.1. <i>Columnas</i> | 40 |
| 2.1.5.2. <i>Muros</i> | 41 |
| 2.1.5.3. <i>Vigas y Arcos</i> | 42 |
| 2.1.5.4. <i>Bóvedas</i> | 44 |
| 2.1.5.5. <i>Cúpulas</i> | 46 |
| 2.1.6. <i>Método de Análisis</i> | 48 |
| 2.1.6.2. <i>Equilibrio y Compatibilidad</i> | 59 |
| 2.1.6.4. <i>Elementos Isoparametricos</i> | 79 |
| 2.1.6.5. <i>Condiciones de Borde y restricciones Generales</i> | 92 |
| 2.1.6.6. <i>Elementos Cascara (Shell Elements)</i> | 94 |
| 2.1.6.7. <i>Análisis Dinámico</i> | 98 |
| 2.1.6.8. <i>Análisis Dinámico mediante superposición Modal</i> | 106 |

2.1.6.9. Análisis Dinámico con Carga Sísmica de Espectro de Respuesta

109

| | |
|---|-----|
| 2.1.7. Seguridad Sísmica | 121 |
| 2.2. Marco Conceptual | 131 |
| 3.1. Estudios Básicos de Ingeniería | 132 |
| 3.1.1. Levantamiento Topográfico: | 132 |
| 3.1.2. Estudios de Mecánica de Suelos: | 134 |
| 3.1.3. Levantamiento arquitectónico: | 136 |
| 3.1.4. Descripción arquitectónica: | 141 |
| 3.1.5. Descripción estructural: | 144 |
| 3.1.5.1. Elementos estructurales básicos de los templos | 144 |
| a. Cimentación: | 144 |
| 3.2. Fase de Análisis estructural | 158 |
| 3.2.1. Estructuración y modelamiento | 158 |
| 3.2.2. Metrado de Cargas | 162 |
| 3.2.3. Determinación de la carga sísmica | 175 |
| 3.2.4. Análisis estructural | 188 |
| 3.3. Fase de Evaluación estructural | 200 |
| 3.3.1. Caracterización físico mecánico de las unidades estructurales | 200 |
| 3.3.2. Puntos críticos de respuesta estructural | 206 |
| 3.4. Fase de Intervención | 236 |
| 3.4.1. Evaluación de propuesta de reforzamiento, rehabilitación o mejoramiento estructural | 236 |
| 4.1. Conclusiones | 255 |
| 4.2. Recomendaciones | 257 |
| 4.3. Líneas de investigación futuras | 258 |
| BIBLIOGRAFÍA | 259 |
| Tesis y Artículos de Investigación | 260 |
| Memorias de congresos | 261 |
| Normas y Reglamentos | 261 |
| ANEXOS | 262 |

RELACIÓN DE FIGURAS

| | |
|-----------|--|
| Figura 1 | La colonia a partir de 1668, crecimiento urbano en cuadrícula o damero |
| Figura 2 | La colonia – 1734 |
| Figura 3 | La Republica – 1875 |
| Figura 4 | Geometría y el mallado para una campana de modelo europeo |
| Figura 5 | Fuerza horizontal en cada apoyo. Oscilación libre. Sistema centroeuropeo |
| Figura 6 | Fuerza Vertical en cada apoyo. Oscilación libre. Sistema centroeuropeo |
| Figura 7 | Diferentes tipos de elementos de piedra |
| Figura 8 | Modo de falla de un material pétreo sometido a compresión. |
| Figura 9 | Modelo simple de interacción piedra-mortero en la mampostería |
| Figura 10 | Fuerzas actuantes en los muros |
| Figura 11 | Modos de falla en muros |
| Figura 12 | Tipología de Arcos |
| Figura 13 | Comportamiento estructural de un arco |
| Figura 14 | Tipología de Bóvedas |
| Figura 15 | Modos de falla en arcos y Bóvedas cilíndricas |
| Figura 16 | Apoyos de la Cúpula |
| Figura 17 | Esquema de esfuerzos y agrietamiento en una cúpula esférica |
| Figura 18 | Convención de los Esfuerzos Positivos |
| Figura 19 | Convención de Signos para las Fuerzas y Desplazamientos Nodales |
| Figura 20 | Elemento Reticular Típico Bidimensional |
| Figura 21 | Idealización matemática de Barra Cónica |
| Figura 22 | Esquema de modelo para solución con elementos finitos |
| Figura 23 | Fuerzas del Elemento en el Sistema de Referencia Local |
| Figura 24 | Fuerzas de Elemento de Pórtico en un Sistema de Referencia Absoluta |
| Figura 25 | Elemento Isoparamétrico: Sistema global de referencia “x” |
| Figura 26 | Elemento Isoparamétrico: Sistema isoparamétrico de referencia “s” |
| Figura 27 | Elementos Isoparamétricos Bidimensionales de Cuatro a Nueve Nodos |
| Figura 28 | Área real en el Sistema de Referencia Natural |
| Figura 29 | Elemento Sólido de Ocho a 27 Nodos |
| Figura 30 | Elementos Triangular Plano de Seis Nodos y Tetraédrico Sólido de Diez nodos |
| Figura 31 | Uso de Restricciones para Fusionar Diferentes Mallas de Elementos Finitos |
| Figura 32 | Formación de Elemento de Cáscara Plana |
| Figura 33 | Empleo de Elementos Planos para Crear Modelos de Cáscara Arbitrarios |
| Figura 34 | Sección Transversal de Modelo de Estructura de Cáscara Gruesa de Elementos Sólidos |
| Figura 35 | Notación de los métodos pasó a paso en el tiempo |
| Figura 36 | Típica Aceleración Sísmica de Suelo – Porcentaje de Gravedad. |
| Figura 37 | Típicos Desplazamientos Sísmicos de Suelo– Pulgadas |
| Figura 38 | Espectro de Desplazamiento Relativo $y(\omega)_{MAX}$ -Pulgadas |
| Figura 39 | Espectro de Pseudo-Aceleración, $s_a = \omega^2 y(\omega)_{MAX}$ – Porcentaje de la Gravedad |
| Figura 40 | Espectro de Desplazamiento Relativo $y(\omega)_{MAX}$ -Pulgadas. |

- Figura 41 Principales placas tectónicas de la Tierra
- Figura 42 Zonificación Sísmica del Perú
- Figura 43 Diagrama de flujo para elaboración de Estudios Básicos
- Figura 44 Ubicación Regional de la catedral de Puno
- Figura 45 Ubicación Local de la catedral de Puno.
- Figura 46 Plano Geotécnico superficial del Centro Histórico de Puno
- Figura 47 Esquema grafico de levantamiento con láser de Estación Total
- Figura 48 Planta Arquitectónica de la Catedral de Puno
- Figura 49 Elevación frontal Catedral de Puno
- Figura 50 Elevación Posterior Catedral de Puno
- Figura 51 Elevación Lateral Catedral de Puno
- Figura 52 Elevación tridimensional de la catedral de Puno
- Figura 53 Planta de muros que probablemente sigue la cimentación
- Figura 54 Planta de Muros y Contrafuertes de la Nave Central
- Figura 55 Diferentes tipos de cubiertas de acuerdo a la combinación de bóvedas y cúpulas
- Figura 56 Cobertura Actual de la catedral de Puno
- Figura 57 Esquema de la bóveda de Cañón corrido y transmisión de cargas
- Figura 58 Esquema de una cúpula
- Figura 59 Esquema de fuerzas sobre cúpula y pechinas
- Figura 60 Diferentes tipos de mampostería presentes en Iglesias
- Figura 61 Mampostería regular y su modelado: (a) componentes de la mampostería; (b) micromodelo detallado; (c) micromodelo simplificado; (d) macromodelo.
- Figura 62 Diagrama de flujo para la fase de análisis
- Figura 63 Planta Arquitectónica Principal de la Catedral de Puno
- Figura 64 Cobertura de la Catedral de Puno modelado con MEF
- Figura 65 Vista de elevación frontal modelado con MEF
- Figura 66 Vista de elevación lateral modelado con MEF
- Figura 67 Vista Isométrica modelado con MEF
- Figura 68 Modelo de la catedral de Puno mediante MEF
- Figura 69 Variación de la velocidad de viento con la altura sobre terrenos de diferentes rugosidades
- Figura 70 Flujo de aire alrededor de una construcción
- Figura 71 Mapa Eólico del Perú
- Figura 72 Fuerza horizontal en cada apoyo. Oscilación libre. Sistema centroeuropeo
- Figura 73 Fuerza Vertical en cada apoyo. Oscilación libre. Sistema centroeuropeo
- Figura 74 Fuerza horizontal en cada apoyo – Campana Principal
- Figura 75 Fuerza Vertical en cada apoyo. Campana Principal
- Figura 76 Fuerza horizontal en cada apoyo – Campanas laterales
- Figura 77 Fuerza Vertical en cada apoyo. Campanas laterales
- Figura 78 Interacción en el movimiento de Campanas principales
- Figura 79 Zonificación Sísmica Peruana
- Figura 80 Registro 7035 Sismo E-W (Lima Callao 17-10-66).
- Figura 81 Espectro de Pseudo-Aceleraciones - Registro 7035
- Figura 82 Registro 7036 Sismo N-S (Lima Callao 17-10-66).
- Figura 83 Espectro de Pseudo-Aceleraciones - Registro 7036
- Figura 84 Registro 7038 Sismo E-W (Ancash 31-05-70).
- Figura 85 Espectro de Pseudo-Aceleraciones - Registro 7038

- Figura 86 Registro 7036 Sismo N-S (Ancash 31-05-70).
- Figura 87 Espectro de Pseudo-Aceleraciones - Registro 7036
- Figura 88 Registro 7050 Sismo N-S (Lima 03-10-74).
- Figura 89 Espectro de Pseudo-Aceleraciones - Registro 7050
- Figura 90 Registro 7051 Sismo E-W (Lima 03-10-74).
- Figura 91 Espectro de Pseudo-Aceleraciones - Registro 7051
- Figura 92 Espectro de Pseudo-Aceleraciones (Peligro Sísmico 10%-50 años)
- Figura 93 Espectro de Pseudo-aceleraciones usado para el modelo estructural
- Figura 94 Direccionalidad de la acción sísmica y sus diferentes componentes sobre el modelo
- Figura 95 Definición de componentes de esfuerzo en un material sólido en coordenadas locales
- Figura 96 Configuración y nomenclatura para los elementos tipo shell
- Figura 97 Deformada máxima en combinación "G" y "G+L" Elementos Tipo Solid y Shell
- Figura 98 Deformada en combinación "G+0.70Sx(±)" y "G+0.70Sy(±)"
- Figura 99 Deformada en combinación "G+0.70Sx(±)+0.21Sy(±)" y "G+0.21Sx(±)+0.70Sy(±)"
- Figura 100 Deformada en combinación "0.75G+0.75L+0.525Sx(±)" y "0.75G+0.75L+0.525Sy(±)"
- Figura 101 Deformada en combinación "0.75G+0.75L+0.525Sx(±)+0.158Sy(±)" y "0.75G+0.75L+0.158Sx(±)+0.525Sy(±)"
- Figura 102 Gráficos de Esfuerzo – Deformación Local M-01.
- Figura 103 Gráficos Esfuerzo – Deformación Local M-02
- Figura 104 Gráficos Esfuerzo – Deformación General
- Figura 105 Modelo MEF de Murete de mampostería
- Figura 106 Esfuerzos de tracción y compresión de Murete a compresión simple
- Figura 107 Diagrama de esfuerzo deformación por compresión simple
- Figura 108 Esfuerzos de tracción y compresión de Murete a compresión diagonal
- Figura 109 Diagrama de esfuerzo deformación por compresión diagonal
- Figura 110 Esfuerzos S11 y S22 para cargas por gravedad vista isométrica.
- Figura 111 Esfuerzos S33 y S12 para cargas por gravedad vista isométrica
- Figura 112 Esfuerzos S13 y S23 para cargas por gravedad vista isométrica
- Figura 113 Esfuerzo en S11 y S22 para cargas por gravedad para bóvedas y cúpulas.
- Figura 114 Esfuerzo en S12 para cargas por gravedad para bóvedas y cúpulas
- Figura 115 Esfuerzo de tracción y compresión S11 en combinación crítica en vista isométrica.
- Figura 116 Esfuerzo de tracción y compresión S11 en combinación crítica en vista frontal
- Figura 117 Esfuerzo de tracción y compresión S11 en combinación crítica en vista lateral
- Figura 118 Esfuerzo de tracción y compresión S22 en combinación crítica en vista isométrica
- Figura 119 Esfuerzo de tracción y compresión S22 en combinación crítica en vista frontal
- Figura 120 Esfuerzo de tracción y compresión S22 en combinación crítica en vista lateral.
- Figura 121 Esfuerzo de tracción y compresión S33 en combinación crítica en vista isométrica
- Figura 122 Esfuerzo de tracción y compresión S33 en combinación crítica en vista frontal
- Figura 123 Esfuerzo de tracción y compresión S33 en combinación crítica en vista lateral
- Figura 124 Esfuerzo de corte S12 en combinación crítica en vista isométrica
- Figura 125 Esfuerzo de corte S12 en combinación crítica en vista frontal
- Figura 126 Esfuerzo de corte S12 en combinación crítica en vista lateral
- Figura 127 Esfuerzo de corte S13 en combinación crítica en vista isométrica

- Figura 128 Esfuerzo de corte S13 en combinación crítica en vista frontal
- Figura 129 Esfuerzo de corte S13 en combinación crítica en vista lateral
- Figura 130 Esfuerzo de corte S23 en combinación crítica en vista isométrica
- Figura 131 Esfuerzo de corte S23 en combinación crítica en vista frontal
- Figura 132 Esfuerzo de corte S23 en combinación crítica en vista lateral
- Figura 133 Esfuerzo de tracción S11 en muros y generación de fallas
- Figura 134 Esfuerzo de tracción S33 en muros y generación de fallas
- Figura 135 Esfuerzo de compresión S33 en muros y generación de fallas
- Figura 136 Esfuerzo de corte S13 en muros y generación de fallas
- Figura 137 Esfuerzo de tracción S22 en fachada y generación de fallas
- Figura 138 Esfuerzo de tracción S33 en fachada y generación de fallas
- Figura 139 Esfuerzo de compresión S33 en fachada y generación de fallas
- Figura 140 Esfuerzo de corte S23 en fachada y generación de fallas
- Figura 141 Esfuerzo de tracción S22 en torres y generación de fallas
- Figura 142 Esfuerzo de tracción S33 en torres y generación de fallas
- Figura 143 Esfuerzo de compresión S33 en torres y generación de fallas
- Figura 144 Esfuerzo de corte S23 en torres y generación de fallas
- Figura 145 Esfuerzo de tracción S22 en arco central
- Figura 146 Esfuerzo de compresión S22 en arco central
- Figura 147 Esfuerzo de compresión S22 en arco central para cargas de gravedad
- Figura 148 Esfuerzo de tracción y compresión S11 en combinación crítica para bóvedas y cúpulas
- Figura 149 Esfuerzo de tracción y compresión S22 en combinación crítica para bóvedas y cúpulas
- Figura 150 Esfuerzo de tracción y compresión S12 en combinación crítica para bóvedas y cúpulas
- Figura 151 Esfuerzos S11 frente al comportamiento del golpeteo de campanas en la torre izquierda
- Figura 152 Esfuerzos S22 frente al comportamiento del golpeteo de campanas en la torre izquierda
- Figura 153 Esfuerzos S33 frente al comportamiento del golpeteo de campanas en la torre izquierda
- Figura 154 Ubicación de Tensores de acero
- Figura 155 Ubicación de Tirantes de acero con pasadores de amarre
- Figura 156 Ubicación de Elementos de refuerzo en modelo estructural
- Figura 157 Análisis de esfuerzo de tracción S11 (sin refuerzo y con refuerzo).
- Figura 158 Análisis de esfuerzo de tracción S22 (sin refuerzo y con refuerzo).
- Figura 159 Análisis de esfuerzo de tracción S33 (sin refuerzo y con refuerzo).
- Figura 160 Análisis de esfuerzo de tracción S13 (sin refuerzo y con refuerzo).
- Figura 161 Análisis de esfuerzo de tracción S23 (sin refuerzo y con refuerzo).
- Figura 162 Análisis de esfuerzo de tracción S11 (sin refuerzo y con refuerzo).
- Figura 163 Análisis de esfuerzo de tracción S22 (sin refuerzo y con refuerzo).
- Figura 164 Análisis de esfuerzo de corte S12 (sin refuerzo y con refuerzo).

RELACIÓN DE FOTOGRAFÍAS

- Fotografía 1 Catedral de Puno
- Fotografía 2 Fachada de la catedral de Puno
- Fotografía 3 Nave de la catedral de Puno
- Fotografía 4 Muros y Contrafuertes de la Nave Central
- Fotografía 5 Interior de la Bóveda de cañón corrido de la Catedral de Puno
- Fotografía 6 Vista exterior de la Cúpula de la Catedral de Puno
- Fotografía 7 Mampostería con aparejo de Sillar en la Catedral de Puno
- Fotografía 8 Obtención de medidas de muestra de muros de la Catedral
- Fotografía 9 Cobertura Liviana a base de Calamina
- Fotografía 10 Campana Principal Catedral de Puno
- Fotografía 11 Campanario torre lateral de la Catedral de Puno
- Fotografía 12 Muestras ensayadas a constantes elásticas
- Fotografía 13 Muestra ensayada a compresión



RELACIÓN DE TABLAS

| | |
|----------|--|
| Tabla 1 | Resistencia mínima a compresión de las ciertas rocas |
| Tabla 2 | Propiedades Mecánicas Aproximadas de Materiales Típicos |
| Tabla 3 | Factores de Peso y Coeficientes de Gauss para la Integración Numérica. |
| Tabla 4 | Funciones de Forma para un Elemento Bidimensional de Cuatro a Nueve Nodos |
| Tabla 5 | Calculo de peso específico de la muestra Catedral de Puno |
| Tabla 6 | Resumen de metrado de cargas gravitatorias |
| Tabla 7 | Factores de Forma C |
| Tabla 8 | Zonificación Sísmica Peruana |
| Tabla 9 | Categoría de las edificaciones |
| Tabla 10 | Parámetros del suelo |
| Tabla 11 | Sistemas Estructurales |
| Tabla 12 | Relación de Registros Sísmicos usados por la norma E.030 |
| Tabla 13 | Combinaciones de análisis estructural |
| Tabla 14 | Frecuencias y periodos fundamentales de la estructura |
| Tabla 15 | Esfuerzos en elementos tipo Solid (Kg/cm ²). |
| Tabla 16 | Esfuerzos en elementos tipo Shell (Kg/cm ²). |
| Tabla 17 | Esfuerzos con acción estática en elementos tipo Solid para Evaluación (Kg/cm ²). |
| Tabla 18 | Esfuerzos con acción estática en elementos tipo Shell para Evaluación (Kg/cm ²) |
| Tabla 19 | Esfuerzos con acción dinámica en elementos tipo Solid para Evaluación (Kg/cm ²) |
| Tabla 20 | Esfuerzos con acción dinámica en elementos tipo Shell para Evaluación (Kg/cm ²). |

RESUMEN

La presente investigación sobre “EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD SÍSMICA EN LA SUPERESTRUCTURA DE LA CATEDRAL DE PUNO” se desarrolló con el objetivo de determinar el coeficiente de seguridad sísmica en la superestructura de la Catedral de Puno, para un sismo severo de acuerdo al mapa de peligro sísmico especificado por la Norma Peruana, a través de una evaluación estructural aplicando la teoría de macromodelos, y el método de elementos finitos, así como la determinación de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que componen la catedral, y evaluación de la efectividad de los refuerzos estructurales.

El trabajo está constituido de cuatro capítulos: el Capítulo 1, contiene las generalidades del proyecto de investigación donde incluye el planteamiento del problema y aspectos metodológicos de la investigación, que describe, el problema del estudio, los objetivos, la hipótesis, antecedentes, y la metodología; el Capítulo 2, describe los conceptos fundamentales sobre evaluación estructural en monumentos históricos que sustenta el trabajo, así como los conceptos fundamentales del análisis mediante elementos finitos; en el capítulo 3, se desarrolla la obtención y análisis de resultados, el que a su vez incluye estudios básicos, la fase de análisis estructural, la fase de evaluación estructural y finalmente la fase de intervención; finalmente en el Capítulo 4 se presentan las conclusiones, recomendaciones, futuras líneas de investigación, bibliografía y los anexos de estudio.

ABSTRACT

The present research on "EVALUATION OF SEISMIC SAFETY IN THE SUPERSTRUCTURE OF THE CATHEDRAL OF PUNO", was developed with the objective of determining the coefficient of seismic safety in the superstructure of the Cathedral of Puno, for a severe earthquake according to the map of seismic risk specified by the Peruvian Technical Standard, through a structural evaluation applying the macromodels theory by the finite element method and the determination of physical and mechanical properties of the materials composing the Cathedral, and evaluation of the effectiveness of structural reinforcements.

The work consists of four chapters: Chapter 1 contains an overview of the research project which includes the problem statement and methodological aspects of research that describes the problem of the study, objectives, assumptions, background, and methodology; Chapter 2 describes the fundamental concepts of structural evaluation of historic monuments, well as the fundamental concepts of finite element analysis; in Chapter 3, the collection and analysis of results is developed, including basic studies, the phase of structural analysis, structural evaluation phase and finally the intervention phase; Finally in Chapter 4 the findings, recommendations and future research, bibliography and attached the study.

INTRODUCCIÓN

En años recientes se ha hecho más evidente el interés por proteger los edificios religiosos antiguos, en particular, las iglesias de mampostería sin refuerzo. Las iglesias se consideran parte importante de los lugares donde están construidas debido a su valor religioso y cultural. Además, desde el punto de vista ingenieril, estos edificios son importantes porque representan las primeras ideas estructurales y arquitectónicas durante la época Colonial y porque generalmente resguardan obras de gran valor religioso.

Por lo general, la mampostería antigua tiene una resistencia a tensión menor que la de compresión por la falta de refuerzo interior. Además, debido a la diversidad de mamposterías encontrada en las iglesias es complicado establecer una resistencia estándar a tensión. Esta característica dependerá del proceso constructivo de la mampostería y del material disponible en la zona. Por lo tanto, la incertidumbre de la capacidad del material, la ocurrencia aleatoria de los sismos y el estado actual de las iglesias hacen necesarias revisiones estructurales frecuentes para asegurar su estabilidad estructural después de un sismo.

Tomando en cuenta las incertidumbres del material de la mampostería y la compleja geometría de las iglesias, no es fácil tratar con un análisis dinámico no lineal mediante programas de elemento finitos, aún con los programas de análisis y capacidad de cómputo actuales. La mampostería es uno de los materiales más diversos y difíciles para ser representados numéricamente en un solo modelo, debido a la variabilidad de su comportamiento anisotrópico, tipo de material y de fabricación. Esta característica del material junto a que las iglesias suelen ser representadas mediante una gran cantidad de elementos finitos provoca que un análisis inelástico sea demandante de recursos computacionales, tomando varios días, incluso semanas.

Pese a ello se puede hacer modelos resumidos basado en la teoría de macromodelos que permiten estimas esfuerzos aproximados, desde un enfoque cualitativo, en la presente Tesis se realizara un análisis dinámico Lineal de la Superestructura de la Catedral de Puno.

CAPÍTULO I.

GENERALIDADES

1.1. Planteamiento del Problema

1.1.1. Problema General

¿Cuál será el nivel de seguridad sísmica en la superestructura de la Catedral de Puno?

1.1.2. Problemas Específicos

- ¿Cuál será el comportamiento de la superestructura de la catedral de Puno ante solicitaciones sísmicas especificadas en la norma Peruana?
- ¿Cuál será el procedimiento de evaluación y análisis para monumentos históricos acorde al contexto de la realidad Regional?
- ¿Cuál será la solución adecuada para la intervención post análisis estructural y evaluación sísmica desarrollada?

1.2. Antecedentes

1.2.1. Descripción de la Realidad Problemática

El tema de seguridad sísmica en catedrales o en monumentos históricos es muy limitado y muy poco frecuentado por

profesionales abocados a la ingeniería estructural, a pesar que este es un tema muy importante para la conservación de monumentos históricos y de esta manera mantener la identidad cultural de un pueblo.

Pese a ello son pocos los que dedicaron un estudio parecido a este caso, sin embargo cabe recalcar que los monumentos históricos fueron construidos en distintas épocas y con distintas concepciones estructurales por ende diversos materiales, lo cual hace muy interesante el hecho de ponerse a determinar el comportamiento de una estructura sujetos a fuerzas externas como en este caso el sismo.

1.2.2. Antecedentes Teóricos

- a) Tesis de Maestría: “SEISMIC ANALYSIS AND STRENGTHENING OF MALLORCA CATHEDRAL.”

“Análisis Sísmico y reforzamiento de la Catedral de Mallorca.”

Autor : Diogo Simões do Amaral Coutinho
Universitat Politècnica de Catalunya
2010: 2, 76

Lugar de Estudio : Palma de Mallorca, España

Objetivo :

Proponer una solución de consolidación de la catedral de Mallorca para que la seguridad y el daño que se espera de un evento sísmico se encuentren a un nivel aceptable.

Conclusiones :

Los edificios históricos se diseñan generalmente teniendo en cuenta las fuerzas estáticas, dejando de lado la acción sísmica debido a su propia complejidad y debido al complejo comportamiento dinámico de estructuras. La conclusión principal que surge a partir del análisis sísmico llevado a cabo en este documento es que la estructura es segura si no se somete a alguna acción sísmica que puede esperarse para el sitio. Sin embargo, se puede esperar un nivel no deseado de daño si la

catedral se somete a la acción sísmica más exigente. Este daño es debido a que 2 de los 14 mecanismos locales considerados. Uno de ellos está situado en la fachada principal del oeste y el otro se encuentra en la fachada este. Se proponen soluciones Fortalecimiento de cada uno de estos dos mecanismos.

- b) Tesis de Maestría: “VULNERABILIDAD SÍSMICA EN IGLESIAS MEXICANAS. CASO DE ESTUDIO: TEMPLO DE SANTA LUCIA, SCLC, CHIAPAS.”

Autor : Carla Angela Figueroa Esquinca
Universidad Michoacana de San Nicolás de
Hidalgo
2009: 9, 89

Lugar de Estudio : Chiapas, México

Objetivo :

El objetivo Fundamental de este trabajo es proporcionar una metodología para evaluar la vulnerabilidad Sísmica de estructuras típicas de Iglesias en México, con base a la estimación previa de los elementos más vulnerables y los esfuerzos máximos y desplazamientos esperados para eventos sísmicos con distintos periodos de retorno.

Conclusiones :

Bajo Solicitaciones gravitatorias los elementos estructurales del modelo de estudio trabaja eficientemente, pero al ser sometidos a movimientos sísmicos que generan esfuerzos de tensión, los elementos estructurales y materiales no demuestran eficiencia.

- c) Trabajo de Investigación: “SEISMIC VULNERABILITY OF LIMA CATHEDRAL, PERU.”

Autor : R. Proaño, H. Scaletti, C. Zavala, J. Olarte,
L. Quiroz, M. Castro Cuba, F. Lazares, M.
Rodriguez
Centro Peruano Japonés de Investigaciones
Sísmicas y Mitigación de Desastres.

2007: 9

Lugar de Estudio : Lima, Perú*Conclusiones* :

Reconstrucciones sucesivas de la catedral de Lima introdujeron importantes cambios estructurales, que han reducido su vulnerabilidad sísmica, pero no eliminan por completo algunas deficiencias estructurales. Uno de estos es la deficiencia en la rigidez lateral de la cubierta, que está relacionado con el desplazamiento lateral en la parte superior de los pilares y el agrietamiento de sus cubiertas de yeso. La falta de mantenimiento adecuado y la eliminación de los arbotantes también han dado lugar a un deterioro del comportamiento sísmico de la Catedral. Es necesario aplicar un plan adecuado para proteger y sustituir algunos elementos estructurales de madera.

d) Trabajo de Investigación: "EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA CATEDRAL DEL CUSCO."

Autor : J. Olarte, R. Proaño, H. Scaletti, M. Torres,
C. Zavala
Centro Peruano Japonés de Investigaciones
Sísmicas y Mitigación de Desastres.

Lugar de Estudio : Cusco, Perú

Conclusiones :

La estructura de la Catedral está concebida para soportar cargas de gravedad. La forma de los arcos y bóvedas es tal que la resultante de fuerzas en cualquier sección está dentro del núcleo central. Por ello no se producen tracciones, que no podrían ser resistidas con los materiales empleados.

La estructura de la Catedral no es tan eficiente para soportar acciones de sismo.

Éstas son intrínsecamente variables, pudiéndose fácilmente producir tracciones que excederían la poca capacidad de la mampostería de piedra ante tales esfuerzos.

1.3. Justificación

La catedral es un monumento histórico y emblemático de la Ciudad de Puno, ya que este realiza la arquitectura colonial del centro histórico. Como es sabido la Ciudad de Puno se encuentra ubicada en una zona de sismicidad media, según la zonificación de la Norma E.030 Diseño Sismoresistente, del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente. La cual está basada en una distribución espacial de sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral. Por lo que la antigua Catedral es susceptible a sufrir un deterioro estructural importante. Esto debido a los cambios drásticos de rigideces existentes en la estructura.

Todo esto conlleva a realizar estudios que pongan de manifiesto la seguridad que posee esta edificación ante sismos reales en algún futuro próximo. Para ello es necesario conocer las propiedades mecánicas de los materiales que lo componen, con la finalidad de estimar su comportamiento estructural con un modelo analítico en 3D, adicional a ello a incorporación de un análisis dinámico realizado mediante procedimientos de combinación espectral indicada en la Norma E.030 Diseño Sismoresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Cabe mencionar que el análisis dinámico se toma de manera referencial ya que la norma mencionada no contempla como una categoría de las edificaciones a los monumentos históricos.

Sin embargo en las últimas décadas se han realizado nuevos métodos de análisis, aun así, la preparación de un modelo analítico para estructuras tales como una la Catedral de Puno presenta algunas dificultades ya que su geometría es más complicada y en muchos casos es difícil distinguir entre elementos de carácter estructural y elementos de decoración arquitectónica.

Y por lo general los procedimientos tradicionales de análisis lineal nos permitirán tener apenas una idea aproximada de los esfuerzos

que actúan ante su carga gravitacional, y para acciones sísmicas es apenas ver una idea cualitativa de su comportamiento estructural, pero a pesar de ello será posible estimar razonablemente la seguridad de la estructura.

Por consiguiente, los resultados obtenidos de este estudio, ayudara a estar en mejores condiciones para tomar decisiones encaminadas a la conservación de este monumento histórico de la ciudad de Puno.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Determinar el coeficiente de seguridad sísmica en la superestructura de la Catedral de Puno.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Evaluar el comportamiento en la superestructura de la catedral de puno ante solicitaciones sísmicas especificadas en la norma Peruana.
- Analizar un procedimiento de evaluación y análisis para monumentos históricos acorde al contexto de la realidad Regional.
- Desarrollar una propuesta para la intervención post análisis estructural y evaluación sísmica desarrollada.

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis General

El coeficiente de seguridad sísmica en la superestructura de la Catedral de Puno es menor a 1, en consecuencia es vulnerable a sufrir daños tras un evento sísmico.

1.5.2. Hipótesis Específicos

- La Superestructura de la Catedral de Puno, no tiene un comportamiento adecuado, bajo solicitaciones sísmicas que son especificados en la Norma Peruana.
- El método de los elementos finitos es un procedimiento aproximado para la evaluación y análisis para monumentos históricos acorde al contexto de la realidad Regional.
- Luego del post análisis estructural y evaluación sísmica desarrollada se desarrolla una propuesta de intervención estructural, dependiendo del grado de seguridad que presente, pudiendo ser reforzamiento, rehabilitación o mejoramiento estructural.

1.6. Utilidad de la Investigación

Mediante esta investigación se busca determinar el nivel de seguridad sísmica que presenta la Catedral de Puno, lo cual beneficiara directamente a la población de la ciudad de Puno, además de ello se propondrá una metodología para la evaluación de monumentos históricos, lo cual es un tema ambiguo en la Ingeniería Civil y será un aporte a la realidad regional, y ayudara a la preservación de monumentos históricos y a la prevención de desastres.

1.7. Ámbito de Estudio

1.7.1. Delimitación Temporal

Por las características del proyecto de investigación, el tiempo de ejecución oscilo entre los meses de Enero a Julio del 2014

1.7.2. Delimitación Espacial

El área de estudio comprende la Catedral de Puno, se encuentra ubicado en el centro de la ciudad de Puno a los 3825 m.s.n.m., Políticamente pertenece al Distrito de Puno, Provincia de Puno, Región de Puno, Republica de Perú.

1.7.3. Delimitación Social

El Proyecto beneficiara a la población en general, que conocerán el nivel de riesgo que presenta la Catedral de Puno.

1.8. Desarrollo de la Investigación

1.8.1. Tipo de Investigación

El tipo de investigación será:

- a) Por su finalidad: corresponde a una investigación aplicada por que se pretende buscar conocimientos a favor de la sociedad.
- b) Por el campo que se investiga: corresponde a las ciencias fácticas ya que se pretende estudiar hechos en base de la observación y la experimentación.

1.8.2. Nivel de Investigación

El nivel de investigación de acuerdo a la naturaleza del estudio de la investigación será descriptivo explicativo, porque se explicara como una acción sísmica afectara a la seguridad de la superestructura de la Catedral de Puno.

1.8.3. Diseño de Investigación

Por las características de la investigación, contempla un diseño ex-post-facto ya que busca examinar los posibles efectos de la acción sísmica frente a la seguridad en la superestructura de la catedral de Puno.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO - CONCEPTUAL

2.1. Marco Teórico

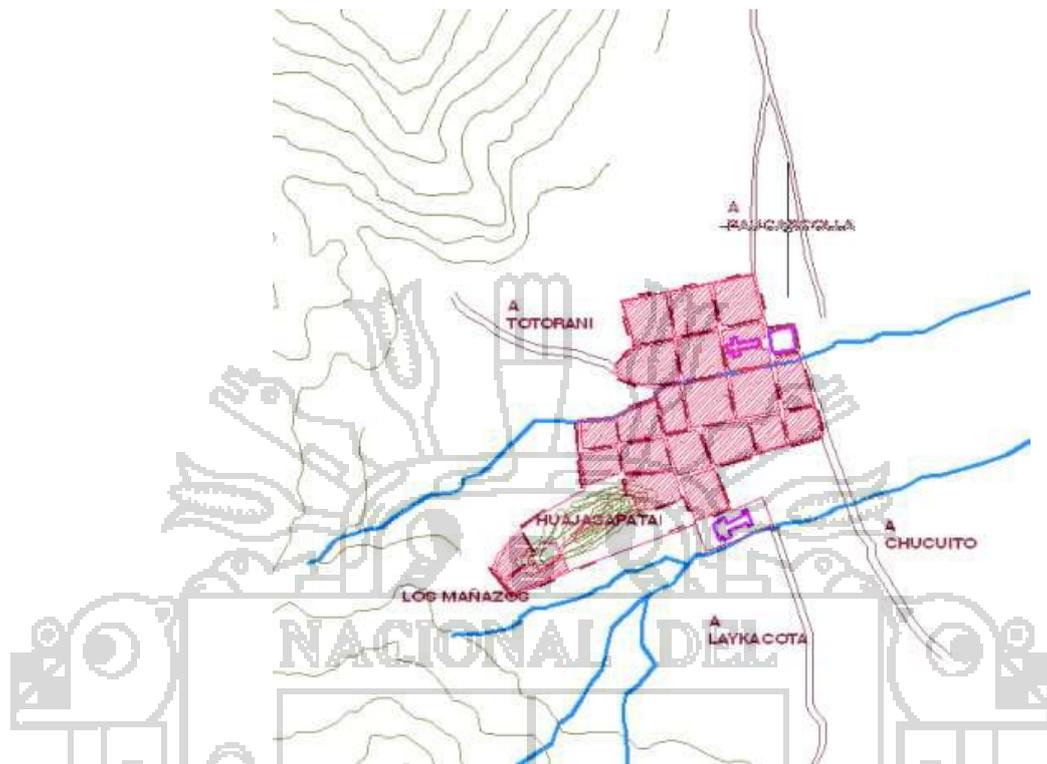
2.1.1. *Reseña Histórica de la Catedral de Puno*¹

La historia de la catedral de Puno comienza con la llegada del virrey Conde de Lemos en 1668, a la aldea de Puno, para sofocar los disturbios que se habían originado, en la famosa región minera de Laycacota, entre Castellanos y Vascos. E hizo que los poblados de San Luis de Alba y de Laycacota fueran arrasadas, para ser trasladados a la aldea de Puno, lo cual lo hicieron llevando sus imágenes religiosas en procesión hasta dicha aldea, donde el Virrey Conde de Lemos, hizo repartir solares, para los españoles que así lo solicitaron, separándose sitio para la iglesia de los Españoles (que vendría a ser con el tiempo nuestra actual Catedral), pues ya existía una pequeña Iglesia para los naturales (lo que hoy es la Iglesia de San Juan Bautista).

El Virrey Conde de Lemos, debió darle una importancia muy grande a la erección de una Iglesia para Españoles en esta nueva capital de la provincia de Paucarcolla, pues dado su gran religiosidad era primordial. En estas circunstancias, parece muy lógico que el Virrey, en Persona, eligiera e hiciera separar un amplio solar para tal fin y tal vez, mandara hacer su trazo inicial.

¹ FRISANCHO PINEDA, IGNACIO - "Catedral de Puno, Historia Documentada"; Lima 1999

Figura 1. La colonia a partir de 1668, crecimiento urbano en cuadrícula o damero



Fuente: Municipalidad Provincial de Puno: "Plan de Desarrollo Urbano 2008-2012"

En efecto en 1669, ya estaba iniciada su construcción, bajo la dirección del Cura Silvestre Vades, <<Párroco de la nueva población de Nuestra Señora de la Concepción y San Carlos de Puno>>.

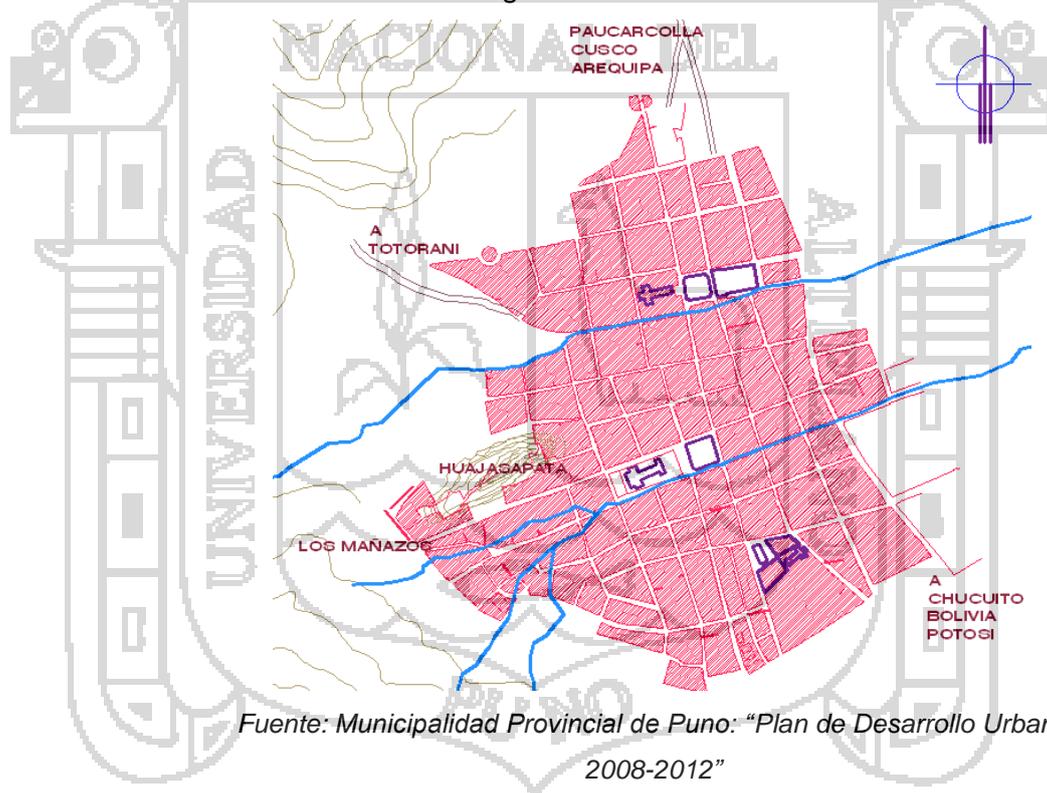
En 1709, el mismo cura y Vicario de la Villa de Puno y Pueblos de Puno e Ichu, Dr. Don Miguel de Tapia Anunsihuay, firmo dos importantes contratos de construcción de las partes más sólidas y fundamentales de la iglesia de españoles y futura Catedral de Puno; en el primer contrato don Diego de Roa cantero natural del pueblo de Sicuani se compromete en realizar la arista de la iglesia que se está fabricando en el pueblo de Puno, que así mismo ha de hacer los arcos de las dos puertas principal y falsa con sus pilares y arcos de piedra labrada. En el segundo contrato don Miguel Garcia maestro cantero natural de La Paz, se compromete en realizar la cornisa de la iglesia así mismo se

obliga a hacer seis arcos en el cuerpo de la iglesia en la Capilla mayor y Cruceros.

Es de suponer que, hechos los arcos de las puertas, la arista sobre los cuatro arcos del crucero, los seis arcos en el cuerpo de la iglesia, y sus cornisas sobre las paredes del mismo, se procedió a techar, quizás con quincha y paja, como era de costumbre para poder ofrecer los servicios religiosos.

En 1732 se iba a retechar la catedral, debido seguramente a que el primer techo de quincha y paja debió haber cedido, el maestro alfarero Asencio Bentura de Sea fue quien se encargó de realizar este techo.

Figura 2. La colonia - 1734



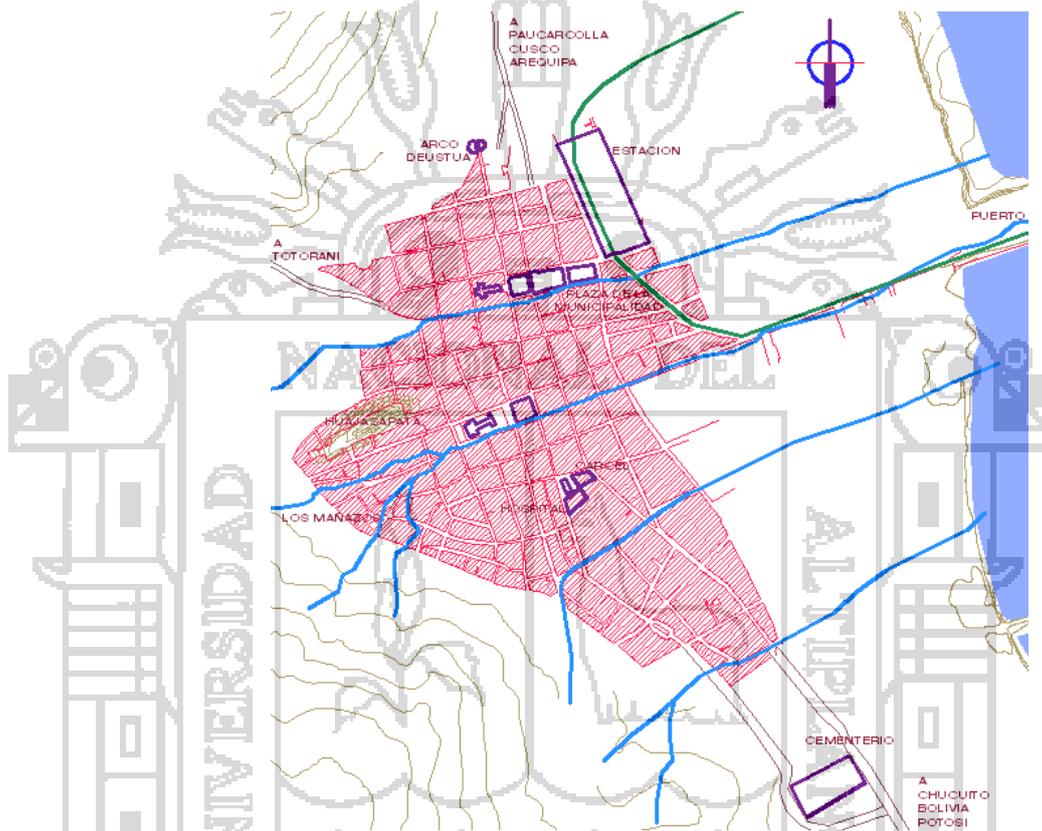
Fuente: Municipalidad Provincial de Puno: "Plan de Desarrollo Urbano 2008-2012"

El 27 de Enero de 1737, poco antes de morir, el cura Phelipe Atanacio Calvo, certifica que el techado de la iglesia habíase cumplido con satisfacción.

Entre 1750 y 1757 el alarife Simón de Asto, concluye la fachada principal.

En 1788 el templo fue clausurado momentáneamente a fin de evitar desgracias, ya que en la bóveda existía una rajadura desde el arco toral hasta la puerta. Y en enero de 1789 el edificio fue librado al público hasta la fecha.

Figura 3. La Republica - 1875



Fuente: Municipalidad Provincial de Puno: "Plan de Desarrollo Urbano 2008-2012"

2.1.2. Monumentos Históricos

Es necesario tocar el tema de conservación de monumentos históricos pese a que ello no es el objetivo del estudio pero parte de esta idea.

Es sabido que solo una pequeña fracción del patrimonio arquitectónico del pasado ha sobrevivido hasta nuestros días, y es necesario preservarla y utilizarla cuidadosamente para permitir que las futuras generaciones sigan enriqueciéndose con la cultura que les han precedido. Además de ello es necesario saber que el

valor de estos edificios forma parte de una herencia cultural y constituyen evidencias de los grandes avances de la humanidad. Todo lo anterior y otros aspectos son los criterios base para poder hablar de conservación del patrimonio arquitectónico. Sin embargo todo lo mencionado fue consensado en la llamada Carta de Venecia de 1964²; como resultado de diversos especialistas en la restauración arquitectónica, donde se puede obtener lo siguiente: los edificios históricos suelen distinguirse en monumentos que son construcciones que tienen un alto valor cultural por si solas donde el criterio de conservación es la preservación del inmueble; y sitios cuyo valor cultural estriba principalmente de una manera de vivir en una o varias etapas históricas y donde el criterio de conservación es preservar la evidencia del conjunto pudiendo existir modificaciones. La conservación de los edificios históricos es una actividad compleja y necesariamente multidisciplinaria, y que requiere experiencia de arquitectos, historiadores, restauradores, e ingenieros.

En resumen el termino conservación es el más apropiado para referirse a la prolongación de vida de los edificios históricos, y cuando estos puedan verse amenazados por factores externos ya sean la intemperie, sismos, asentamientos, viento, lluvia, entre otros, se pasa a una acción más amplia de mantenimiento que es la restauración.

De aquí parte un requisito indispensable para la conservación de un edificio, que es la preservación de la estabilidad estructural.

Cabe mencionar que las estructuras de los edificios históricos pueden variar de muy simples a complejas, e incluso hay casos que la conservación de un monumento reside principalmente en la conservación de su estructura ya que está en su época fue una hazaña para su construcción.

“Cualquiera que sea el material, la forma y el método de construcción, el comportamiento estructural se rige por los

² Carta Internacional sobre la Conservación y la Restauración de Monumentos y Sitios- “II Congreso Internacional de Arquitectos y Técnicos de Monumentos Históricos, Venecia 1964.”

mismos principios de la mecánica estructural que se aplican a los edificios modernos, y su estabilidad se debe estudiar con procedimientos derivados a dichos principios”³

Fotografía 1. Catedral de Puno



Fuente: Elaboración Propia

2.1.3. Cargas y Acciones Externas

Un elemento fundamental para la revisión de la seguridad estructural es la determinación de las cargas a la cual está sometida, así como aquellas que puedan afectarla en el futuro.

La norma E.020 “Cargas” del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), define a una carga como “Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos”⁴.

Los aspectos que afectan a un edificio histórico no difieren en su clasificación, como tampoco en los métodos de cuantificación y en la forma de combinar sus efectos de las que se consideran en edificios modernos.

³ MELI, ROBERTO; “Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos” México, pág. 3

⁴ REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, Norma E.020 “Cargas”, Artículo 2

2.1.3.1. Cargas muertas

“Peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo”⁵.

En conclusión son estas cargas las más significativas de este tipo de edificaciones, la cual puede hacerse con mucha precisión si se tiene el pleno acceso a todas las partes del edificio, determinándose espesores y características de estos elementos.

2.1.3.2. Cargas Vivas

“Peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles soportados por la edificación”⁶.

Podemos concluir que este tipo de cargas que debidas al funcionamiento del edificio estas cargas no representan una gran amenaza, por lo que puede ser admisible una estimación aproximada y compararlos con lo indicado en la norma peruana.

2.1.3.3. Viento

“la estructura, los elementos de cierre y los componentes exteriores de todas las edificaciones expuestas a la acción del viento, serán diseñados para resistir las cargas exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que esta actúa en dos direcciones horizontales, perpendiculares entre sí.”⁷

Sin embargo algunos autores indican que no representan una acción significativa, excepto en techos ligeros, y torres esbeltas, sin embargo los aspectos que indica la norma peruana también pueden aplicarse a estos edificios.

⁵REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, Norma E.020 “Cargas”, Artículo 2

⁶REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, Norma E.020 “Cargas”, Artículo 2

⁷REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, Norma E.020 “Cargas”, Artículo 12.1

2.1.3.4. Sismos

Los sismos han sido la mayor amenaza para estos edificios históricos ya que han causado innumerables fallas. Y su efecto es particularmente severo en las pesadas construcciones de mampostería, la norma E.030 “Diseño Sismorresistente” del RNE considera algunos aspectos para el efecto de este tipo de carga, el cual será estudiado en adelante.

2.1.3.5. Otros Tipos de Carga en Catedrales

Puede considerarse otros tipos de carga entre ellos puede ser los cambios volumétricos por variaciones de humedad, temperatura, que son muy pequeños en edificios de mampostería y se vuelven más significativos en edificios de madera y estructura metálica.

Otro tipo de efectos pueden ser como el de las fuerzas producidas por el volteo de campanas, estas fuerzas se producen en las torres de las iglesias al sonar al vuelo sus pesadas campanas.

“Al dar una vuelta “de campana” se ejerce una fuerza lateral sobre el soporte y de este a la torre, la magnitud de la fuerza ejercida depende de la frecuencia con que se de vuelta la campana, y si esta frecuencia llega a ser cercana a la frecuencia natural de vibración de la torre, puede presentarse un efecto de resonancia”⁸

⁸ MELI, ROBERTO; “Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos” México, pág. 17

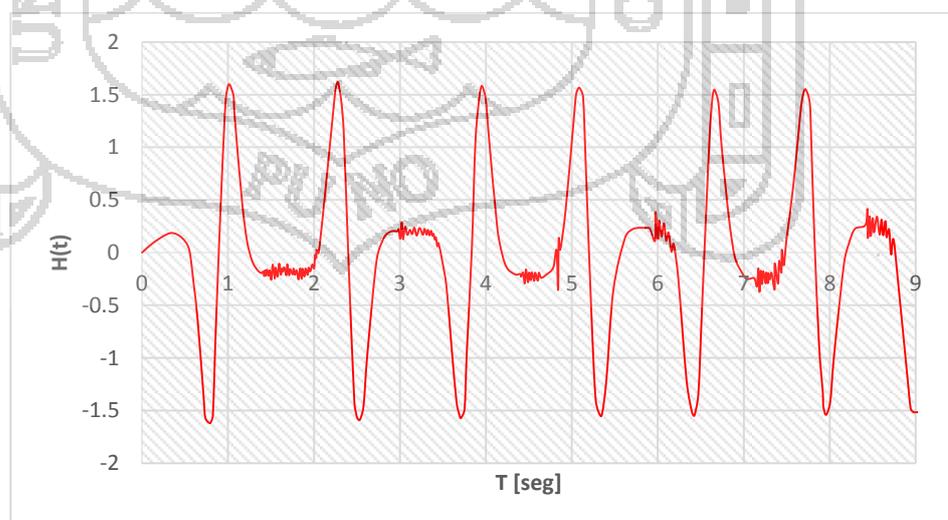
Figura 4. Geometría y el mallado para una campana de modelo europeo



Fuente: S. Ivorra, y otros: "Simulación numérica del volteo de campanas tradicional en España"

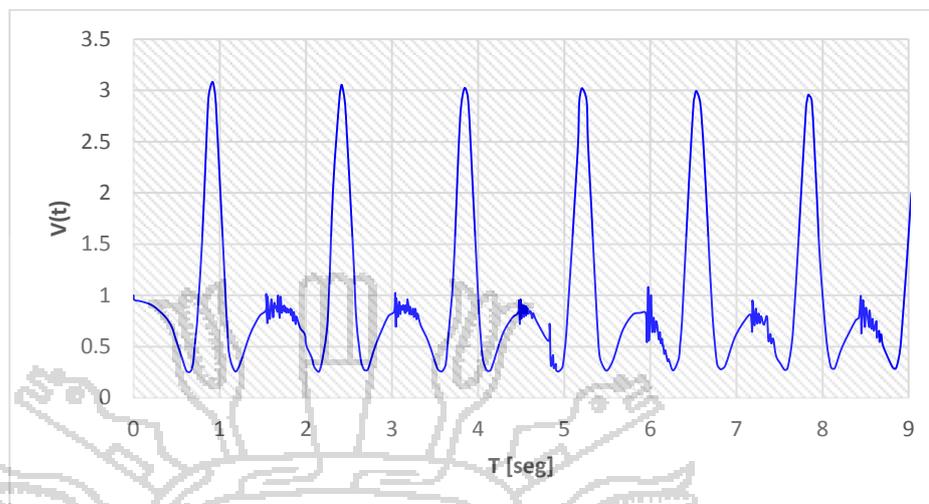
S. Ivorra y otros realizaron un estudio comparativo para distintos modelos de campanas, con el fin de realizar una comparativa en oscilación libre amortiguada, donde se han obtenido los valores de la variación temporal de las fuerzas horizontales y verticales sobre cada apoyo, a continuación se muestran sus resultados:

Figura 5. Fuerza horizontal en cada apoyo. Oscilación libre. Sistema centroeuropeo



Fuente: S. Ivorra, y otros: "Simulación numérica del volteo de campanas tradicional en España"

Figura 6. Fuerza Vertical en cada apoyo. Oscilación libre. Sistema centroeuropeo



Fuente: S. Ivorra, y otros: *Simulación numérica del volteo de campanas tradicional en España*

De la figura 6, podemos deducir que la fuerza vertical ejercida llega a ser hasta tres veces el peso de la campana; y de la figura 5, podemos deducir que la fuerza horizontal puede ser hasta casi el doble el peso de la campana; estas fuerzas pueden generar acciones críticas sobre la torre.

2.1.4. Materiales estructurales en Edificios históricos

A continuación presentaremos la definición y características de algunos materiales que intervienen en los elementos de este tipo de monumentos históricos:

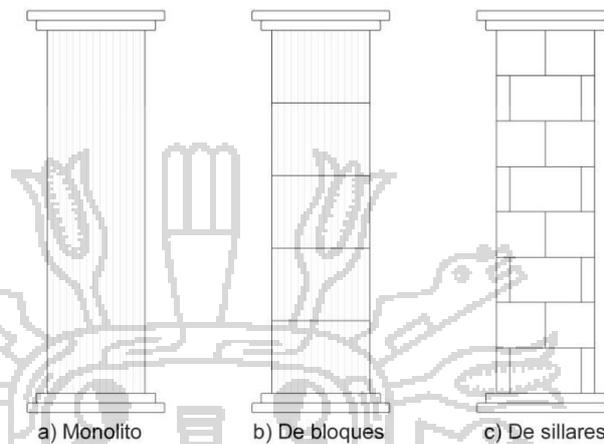
2.1.4.1. Piedra

La piedra natural es el componente más común para la mampostería de los edificios históricos, y constituyen además un material estructural por sí solo para la construcción de elementos monolíticos o formados por bloques de sillares.

De ahí puede definirse que el *monolito* es un elemento de un solo bloque de piedra sin uniones, y si están apilados uno sobre otro y solo con juntas horizontales se le llaman *bloques*, en cambio los *sillares* son elementos que están apilados con

juntas horizontales y verticales que son de algún tipo de material de menos calidad.

Figura 7. Diferentes tipos de elementos de piedra



[Fuente: MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos"

Para cada edificio histórico el tipo de piedra se ha escogido según la durabilidad y la facilidad de trabajarse para darle la forma deseada, entre ellos se puede deducir que la durabilidad ha sido más importante que su resistencia, aunque ambas están relacionadas.

"La resistencia de las piedras según distintos autores pueden variar entre 100 a 1000 kg/cm², mientras que el orden de la tensión es del orden de una décima de la compresión, y el módulo de elasticidad cercano a 1000 veces la resistencia a la compresión."⁹

Tabla 1. Resistencia mínima a compresión de las ciertas rocas

⁹ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 21

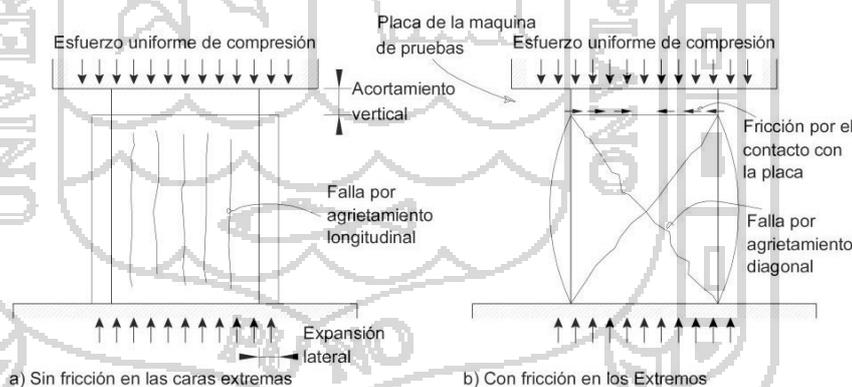
| Grupo | Tipo de Rocas | Resist. a compresión (kg/cm ²) |
|-------|--------------------------------|--|
| A | Caliza, tobas volcánicas | 200 |
| B | Areniscas blandas | 300 |
| C | Calizas compactas, basalto | 500 |
| D | Areniscas curazosas | 800 |
| E | Granito, diorita, rocas igneas | 1200 |

Fuente: MELI, ROBERTO; "Diseño Estructural"

Según el autor de lo anterior los valores mencionados corresponden a propiedades obtenidas en probetas cubicas y cilíndricas, con relación altura a base de entre uno y dos, los esfuerzos que se pueden alcanzar en elementos estructurales pueden ser significativamente menores.

Por lo que es necesario poder explicar el mecanismo de falla de estos elementos.

Figura 8. Modo de falla de un material pétreo sometido a compresión.



Fuente: MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos"

De lo anterior se puede deducir que cuando se somete a una roca a una carga creciente de compresión en una máquina de ensayo, se registra un acortamiento progresivo. Junto a este acortamiento vertical viene un alargamiento transversal por el

efecto de Poisson. Por la baja resistencia a tensión de estos materiales se inicia un micro agrietamiento transversal a medida que incrementan los esfuerzos, hasta llegar a ser visibles antes del colapso.

La fricción entre placas de la máquina de prueba y la probeta juega un papel importante ya que restringe la expansión transversal y limita el micro agrietamiento, y por tanto aumenta la resistencia aparente. *Este efecto no existe en los elementos estructurales*, por lo que la resistencia que alcanza es inferior a la de la probeta (entre el 10 y 20 %, según el origen de piedra y las características de la probeta)

Para la catedral de Cusco se obtuvo una resistencia a la compresión de 450 Kg/cm², además que esta catedral tiene características constructivas muy similares a la de Puno.¹⁰

Efecto de tamaño: Este efecto existe cuando a medida que aumenta el tamaño del elemento, disminuye su resistencia, el sustento a este efecto es que las imperfecciones del material dan lugar a puntos débiles desde donde se inicia el modo de falla por agrietamiento transversal, y a medida que el elemento crece aumenta la probabilidad de imperfecciones y por tanto estadísticamente en rocas metamórficas se tiene reducciones del orden de 10%.

Otro efecto es el de las *imperfecciones del contacto de un bloque o sillar con los adyacentes* dan lugar a las concentraciones de esfuerzos en los puntos salientes, los cuales si son pequeños y aislados se aplastan y se redistribuye los esfuerzos, por contrario si las protuberancias son de gran tamaño son capaces de transmitir cargas mayores y llegan a producir agrietamiento vertical del bloque del cual están apoyados.

2.1.4.2. Mortero

¹⁰ J. OLARTE y Otros; "Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de la Catedral del Cusco."

La necesidad de un material plástico para rellenar huecos entre piedras y para proporcionar cierta adherencia y continuidad entre ellas, dio lugar al empleo de los morteros.

El más elemental para este propósito fue el barro, cuya máxima desventaja es la degradación por la intemperie. En Mesopotamia se usó desde el tercer milenio a.C.

Posteriormente se usó el mortero de cal y arena que permitió que las construcciones sean mucho más resistentes y durables, por su mayor capacidad cementante y durabilidad. A consecuencia de ello la mayoría de edificios antiguos están unidos con este material.

La cal adquiere su resistencia lentamente y progresas de las caras exteriores hacia el interior del elemento estructural, de hecho se requiere varios años para fraguar totalmente, esto permite que los elementos estructurales puedan deformarse y adaptarse a algunos cambios de forma.

Los morteros como los concretos, los ladrillos, como los concretos, ladrillos y piedras, tienen muy buena capacidad para absorber esfuerzos de compresión, pero su resistencia a tensión es muy baja, típicamente a un décimo de su resistencia a compresión.¹¹

2.1.4.3. Mampostería

La combinación de piedras y mortero da lugar a lo que conocemos como mampostería, en la que el mortero cumple múltiples funciones, como el de llenar los huecos entre las piedras, proporciona una transmisión de cargas mucho más uniforme además de permitir el posicionamiento más adecuado de las piedras.

Es necesario recalcar el termino piedra incluye a piedras artificiales (ladrillos, adobes), además de las naturales (sin labrar y sillares).

¹¹ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 28

2.1.4.4. Comportamiento mecánico de la mampostería organizada.

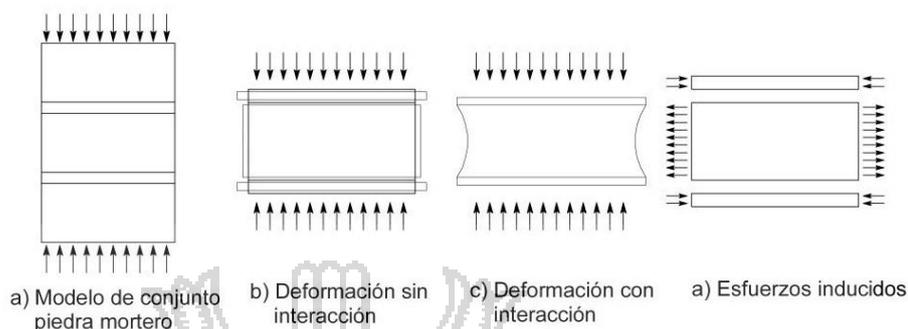
Para comprender el comportamiento mecánico de la mampostería, conviene examinar el modelo simple piedra-mortero en caras superpuestas.

Al estar sometido a esfuerzos de compresión, el conjunto experimenta un acortamiento en la dirección de cargas aplicadas, y por el llamado efecto de Poisson, un alargamiento en la sección transversal. El mortero es menos rígido que la piedra y tiene deformaciones mayores.

Por consiguiente en la superficie de contacto entre los dos materiales, las deformaciones transversales deben coincidir, debido a ello la interacción entre los dos materiales produce una contracción transversal del mortero y una expansión de la piedra. Esto implica la aparición de esfuerzos en compresión en el mortero y tracción en la piedra, son estos esfuerzos a tracción quienes realizan un agrietamiento a medida que la carga aumenta. La resistencia a compresión del mortero no suele ser crítica debido a que por su pequeño espesor queda confinado entre las piedras. Por todo este fenómeno la resistencia del conjunto es significativamente menor que la de la piedra, pero puede ser muy superior a la del mortero. Cuando se trate de aparejos regulares como el de hiladas sucesivas de piedra y mortero la resistencia del conjunto es típicamente entre 30 y 40% de la piedra; los que tienen mayor resistencia son de mortero de mejor calidad, mientras que la resistencia a la tensión como ya se ha dicho es muy baja y es gobernada por la adherencia entre mortero y piedra. Para fines de cálculo es recomendable valores iguales a cero, aunque pueden alcanzar valores de 1 a 2 Kg/cm².¹²

¹² MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 31

Figura 9. Modelo simple de interacción piedra-mortero en la mampostería.



Fuente: MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos"

2.1.5. Elementos y Sistemas Estructurales Básicos

A continuación identificaremos algunos elementos que cumplen funciones estructurales básicas y que aparecen en el objeto de estudio.

2.1.5.1. Columnas

Estos son los elementos que cumplen la función de soporte del edificio para transmitir sus cargas hacia la cimentación. Además constituyen los elementos más simples por que reciben cargas principalmente en la dirección de su eje los cuales están sujetos a cargas de compresión.

La capacidad de carga de una columna depende de la resistencia del material. Adicional a ello se deben tomar en cuenta las posibles excentricidades en la aplicación de la carga, sea por desviación de las fuerzas producidas en el techo, o por irregularidades de la forma de la columna, entre otros.

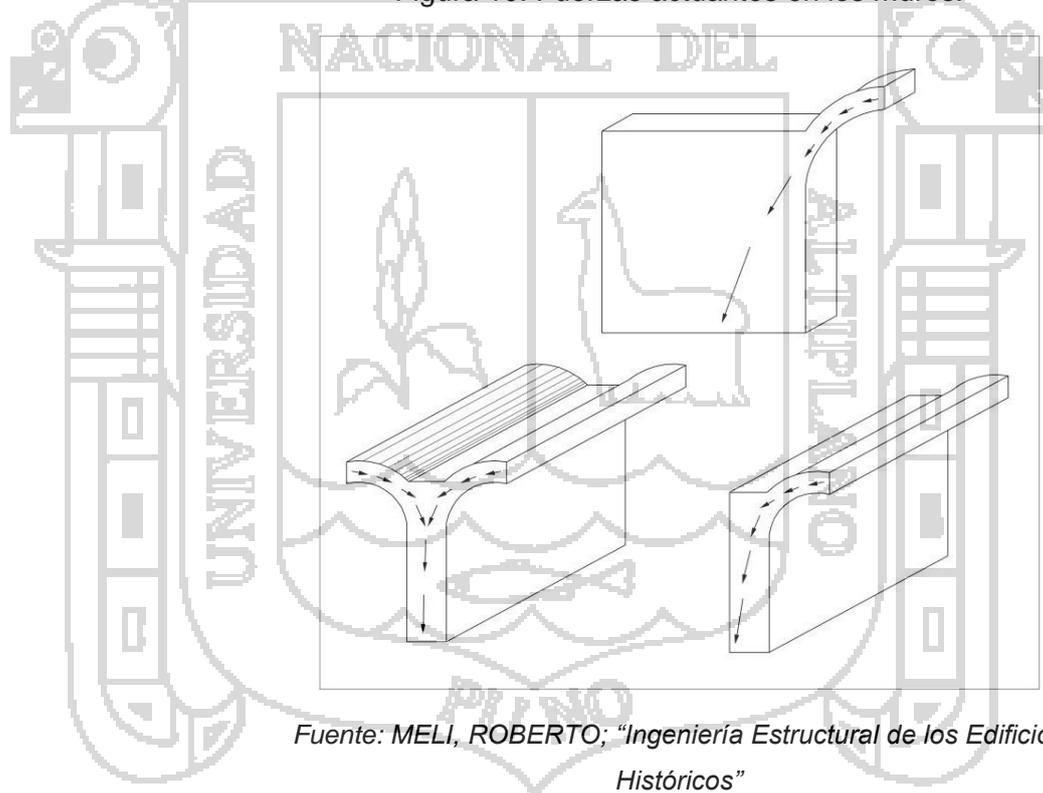
A diferencia de otros elementos estructurales de mampostería las columnas solo muestran signos claros de daños cuando llegan a condiciones muy cercanas al colapso, por ende su falla es de tipo frágil, esto se aprecia tras la aparición de un sistema de grietas verticales que

nos indican la expansión lateral del material que a alcanzado niveles muy elevados, y a consecuencia de ello puede comenzar el desprendimiento del material.

2.1.5.2. Muros

Los muros son elementos de soporte, además cumplen otras funciones estructurales como la de absorber los empujes laterales debidos al empuje de arcos y bóveda, y al efecto de viento y sismo, a continuación se muestran algunas de estas fuerzas debido al empuje de arcos y bóvedas.

Figura 10. Fuerzas actuantes en los muros.



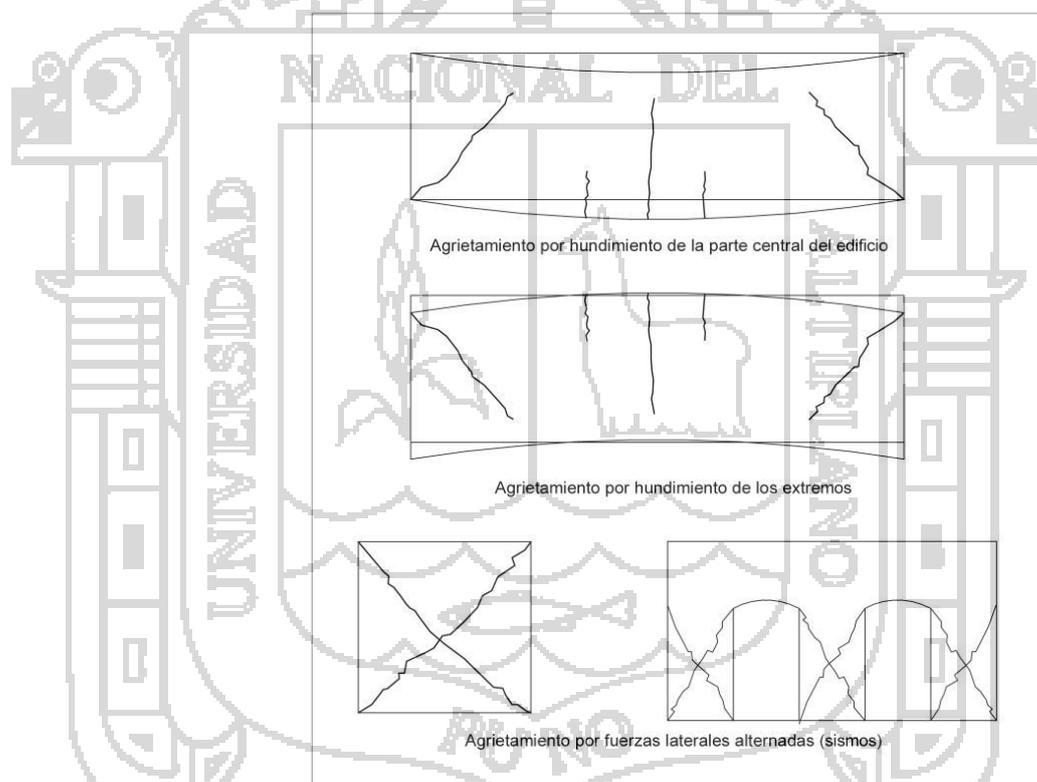
Fuente: MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos"

La resistencia a cargas axiales está regida por los mismos principios de la columna. En muros interiores que soportan porciones de techo similar a ambos lados la carga es puramente axial, en muros exteriores la componente horizontal debido a la fuerza de empuje de los arcos y bóvedas puede ser significativo, en este caso el problema

no es solamente resistencia, ya que es necesario la presencia de rigidez al movimiento normal de su plano, ya que si la parte superior del muro se desplaza hacia afuera, la bóveda del techo se abre y se agrieta, y puede perder su estabilidad.

El modo de falla depende del tipo de sollicitación de cargas, y la composición interna de la mampostería. A continuación mostramos configuraciones típicas de agrietamiento de muros afectados por asentamientos y sismos.

Figura 11. Modos de falla en muros.



Fuente: MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos"

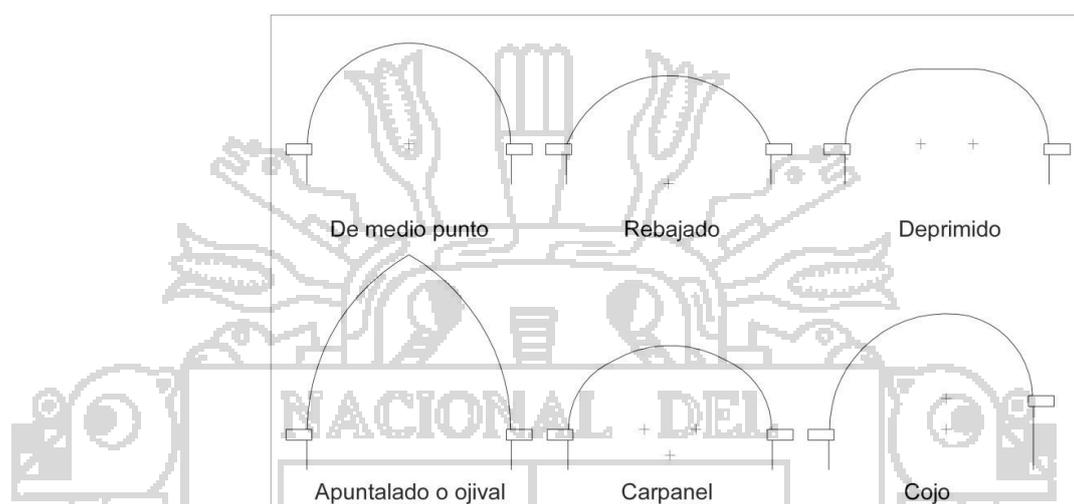
2.1.5.3. Vigas y Arcos

Durante la historia fue muy difícil encontrar soluciones simples y eficientes para sistemas de piso y techo, un avance importante en este aspecto se logró al dar una

geometría circular a la distribución de piedras, acuñándolas unos con otras, así formando un arco.

Es necesario indicar que existe una tipología variada de arcos, a continuación se muestran algunos de ellos:

Figura 12. Tipología de Arcos.



Fuente: MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos"

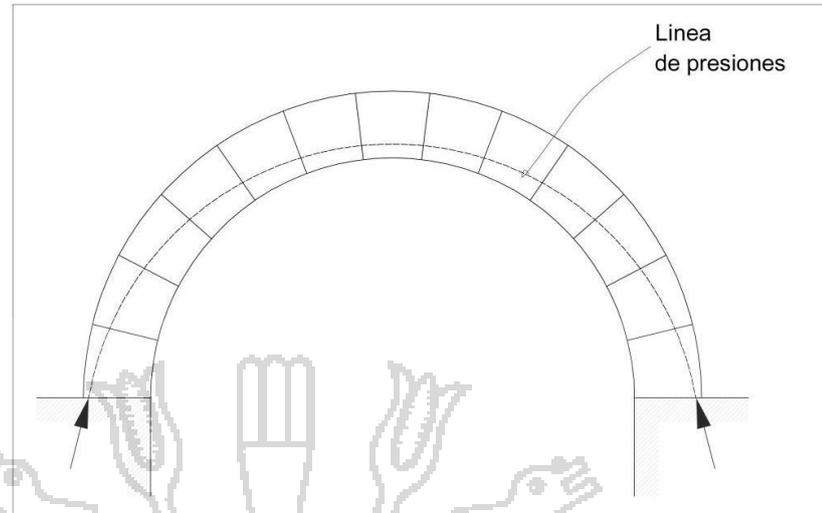
"construir un arco no es sencillo como poner una columna de pie. Para esto último basta tener fuerza y medios suficientes de subir un sillar y ponerlo después del anterior. Para construir el arco hace falta sostener todas y cada una de las dovelas hasta colocar la clave. Solo entonces entra el arco en acción y se realiza el equilibrio".¹³

En un arco las cargas se transmiten hacia los apoyos mediante esfuerzos de compresión que son resistidos por la mampostería, y como la mampostería es muy buena resistiendo esfuerzos de compresión, viene a ser la forma más natural de cubrir claros con mampostería, lo mismo que la bóveda.¹⁴

Figura 13. Comportamiento estructural de un arco.

¹³ TORROJA, EDUARDO; "Razón y ser de los Tipos Estructurales"; España, pág. 101

¹⁴ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 54



Fuente: MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos"

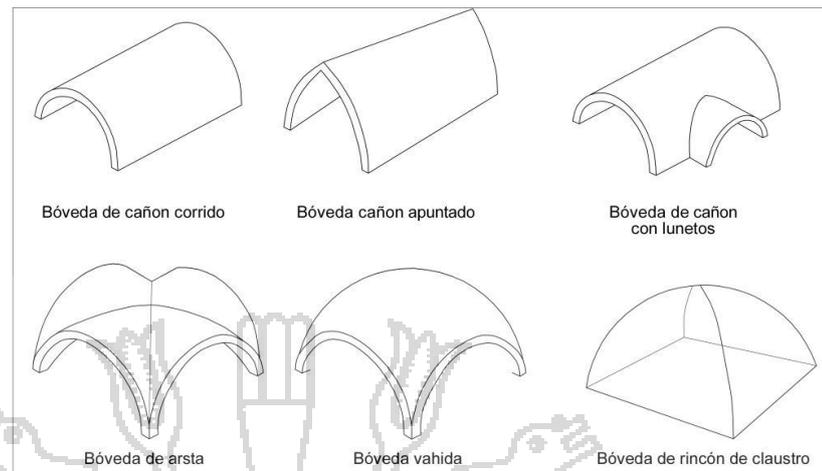
Una particularidad del trabajo de un arco es el coceo o que es el empuje horizontal que transmite a sus apoyos y tiende a voltearlos hacia afuera, esto representa una situación crítica tanto para los apoyos o el mismo arco que tiene a abrirse y perder su estabilidad, la magnitud del coceo depende de la magnitud del peso del arco y la sobrecarga que actúa sobre el además de su geometría.

La abertura de los apoyos da lugar a un patrón de agrietamiento característico que inicia por una grieta en la parte inferior en el centro del arco, y por las grietas en la parte superior al arranque del arco, este fenómeno también se presenta en las bóvedas.

2.1.5.4. Bóvedas

La extensión natural de un arco para formar un techo, es llamado como bóveda cilíndrica o de cañón corrido, que puede visualizarse como una sucesión de arcos adosados, sin embargo esto puede tener variaciones y puede tener una clasificación diversa.

Figura 14. Tipología de Bóvedas.



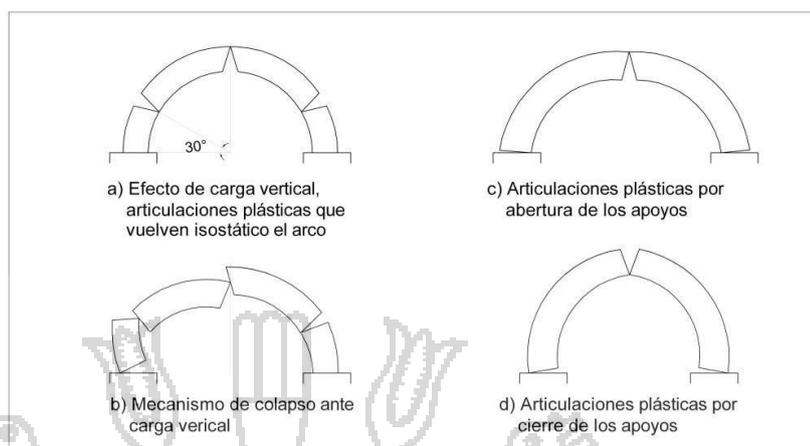
Fuente: MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos"

Su comportamiento, modos de falla y análisis de esfuerzos se pueden estudiar considerando una franja de bóveda de ancho unitario, o sea un arco, sin embargo tiene algo que supera este concepto simplista; y es algo que en su continuidad a lo largo de las generatrices, que le permiten trabajar a flexión según esa dirección. Cada arco puede entonces ayudarse de los contiguos, repartiendo el exceso de carga que puede repartirse sobre él.¹⁵

Al igual que para los arcos, el aspecto crítico para la estabilidad de las bóvedas es la rigidez de sus apoyos.

¹⁵ TORROJA, EDUARDO; "Razón y ser de los Tipos Estructurales"; España, pág. 119

Figura 15. Modos de falla en arcos y Bóvedas cilíndricas.



Fuente: MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos"

Las figuras anteriores nos muestran esquemáticamente la configuración de agrietamiento que vuelve isostático un arco sometido a diferentes tipos de sollicitación y el mecanismo de colapso de un arco ante carga vertical.

2.1.5.5. Cúpulas

La cúpula es otro de los elementos más simples y mejor logrados del arte arquitectónico clásico. Es la solución más natural, más sencilla y a la par, más cargada del sentido técnico para cubrir un área sin soporte intermedio, con el mínimo material.¹⁶

Fue con el desarrollo de la cúpula que cambió radicalmente la distribución interna de varios templos y grandes construcciones, al permitir espacios y alturas libres que antes no se podían lograr.

El funcionamiento estructural de la cúpula es prototipo del de los cascarones o estructuras espaciales delgadas que transmiten las cargas, debidas sobre todo a su propio peso esencialmente por esfuerzos de compresión, es dos direcciones principales. El problema de pandeo no es

¹⁶ TORROJA, EDUARDO; "Razón y ser de los Tipos Estructurales"; España, pág. 126

crítico en las cúpulas de mampostería, debido a sus espesores, los esfuerzos de compresión aumentan progresivamente desde el arranque hasta el arranque de la cúpula semiesférica, por ello se ha tratado de disminuir siempre su peso conforme va elevando su altura. La transmisión de la carga vertical de la cúpula a sus elementos de soporte suele ser crítica, ya que arquitectónicamente no se puede dar apoyo en toda la circunferencia, por lo que se presenta unos cuantos elementos de soporte y requieren elementos de transmisión como son las pechinas.¹⁷

Las *pechinas*, son las superficies de transmisión en forma de triángulo esférico, los cuales permiten concentrar el peso de una cúpula en cuatro puntos para transmitirlos a las columnas, y así dar lugar a un amplio espacio abierto en el interior.¹⁸

Figura 16. Apoyos de la Cúpula.



Fuente: MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos"

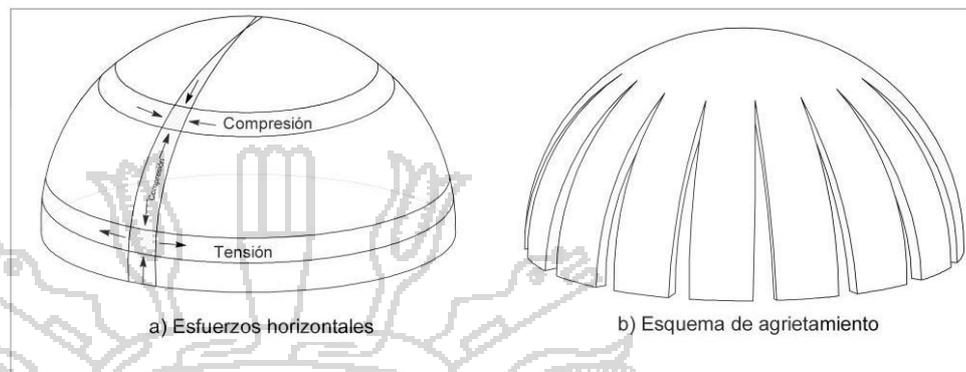
La gran mayoría de daños en la cúpula se debe a los esfuerzos tangenciales que son de compresión en la parte superior, pero toman valores crecientes de tensión hacia la parte de la cúpula, por la baja resistencia a la tensión de la

¹⁷ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 62

¹⁸ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 62

mampostería dichos esfuerzos dan lugar a agrietamientos a lo largo del meridiano.

Figura 17. Esquema de esfuerzos y agrietamiento en una



cúpula esférica.

Fuente: MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos"

2.1.6. Método de Análisis

En las últimas décadas ha habido un avance importante en los métodos experimentales y analíticos para el estudio estructural de los edificios históricos, además se cuenta con herramientas analíticas muy poderosas que permiten resolver con un trabajo computacional muy razonable, las estructuras más complejas.

El punto débil de la aplicación de estos procedimientos lo constituye la determinación de los modelos y los parámetros estructurales que definen su respuesta, ya que los defectos señalados con frecuencia en los resultados de análisis estructurales, se refieren principalmente a casos en los que solo se realiza el análisis numérico del problema, sin el debido conocimiento del comportamiento de los materiales, de los procesos constructivos y de la historia del monumento, lo cual le lleva a resolver un modelo analítico poco representativo de la estructura real.

La presentación de un modelo analítico representativo enfrenta series dificultades, que comienzan desde la identificación de la estructura misma y de su geometría

2.1.6.1. Propiedades de los Materiales

Las ecuaciones fundamentales de la mecánica estructural pueden ser clasificadas en tres categorías.¹⁹ En primer lugar, la relación esfuerzo-deformación contiene información sobre las propiedades de los materiales que deben ser evaluadas mediante experimentos de laboratorio o de campo. En segundo lugar, la estructura global, cada elemento, y cada partícula infinitesimal dentro de cada elemento deben estar en equilibrio de fuerzas en su posición deformada. En tercer lugar, se deben cumplir las condiciones de compatibilidad de desplazamientos.

De cumplirse las tres ecuaciones en todo momento, se satisfacen de manera automática otras condiciones. Por ejemplo, en cualquier momento dado, el trabajo total de las cargas externas debe ser equivalente a la energía cinética y de deformación almacenada dentro del sistema estructural, más cualquier energía que haya sido disipada por el sistema. El trabajo virtual y los principios de variación son de un valor importante en la derivación matemática de ciertas ecuaciones; sin embargo, no constituyen ecuaciones fundamentales de la mecánica.

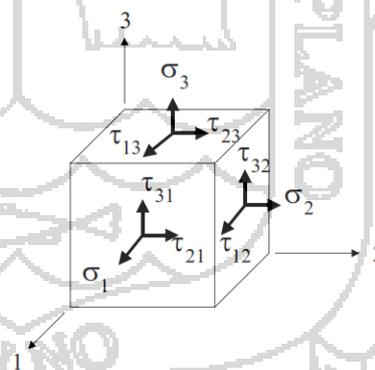
a. Materiales Anisotrópicos

Las relaciones lineales esfuerzo-deformación contienen las constantes de las propiedades de materiales, que únicamente pueden ser evaluadas a través de experimentos de laboratorio o de campo. Las propiedades mecánicas para la mayoría de los materiales comunes,

¹⁹ POPOV, E. P., 1990; "Engineering Mechanics of Solids" Prentice – Hall.

tales como el acero, son bien conocidas, y se definen en función de tres números: el módulo de elasticidad E , la relación de Poisson ν , y el coeficiente de dilatación térmica α . Además, el peso específico w y la densidad ρ se consideran propiedades fundamentales de los materiales. Antes del desarrollo del método del elemento finito, la mayoría de las soluciones analíticas en la mecánica de sólidos se limitaban a los materiales isotrópicos (propiedades iguales en todas direcciones) y homogéneos (las mismas propiedades en todos los puntos dentro del sólido). Desde la introducción del método de elemento finito, ya no existe esta limitación. Por lo tanto, es razonable comenzar con una definición de material anisotrópico, que puede ser muy diferente en cada elemento de una estructura. La definición de los esfuerzos positivos, en referencia a un sistema 1-2-3 ortogonal, se presenta en la figura siguiente:

Figura 18. Convención de los Esfuerzos Positivos



Fuente: Boresi A.P. 1993; "Advanced Mechanics of Materials"

Por definición, todos los esfuerzos vienen dados en unidades de fuerza por unidad de área. En notación matricial, los seis esfuerzos independientes pueden ser definidos mediante:

$$f^T = [\sigma_1 \quad \sigma_2 \quad \sigma_3 \quad \tau_{21} \quad \tau_{31} \quad \tau_{23}]$$

Del equilibrio, $\tau_{12} = \tau_{21}$, $\tau_{13} = \tau_{31}$ y $\tau_{23} = \tau_{32}$. Las seis deformaciones correspondientes de ingeniería son:

$$d^T = [\varepsilon_1 \quad \varepsilon_2 \quad \varepsilon_3 \quad \gamma_{21} \quad \gamma_{31} \quad \gamma_{23}]$$

La forma más general de la relación tridimensional esfuerzo- deformación para materiales estructurales lineales sujetos tanto a los esfuerzos mecánicos como a cambios de temperatura puede expresarse de manera matricial como:²⁰

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{21} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} & -\frac{\nu_{14}}{E_4} & -\frac{\nu_{15}}{E_5} & -\frac{\nu_{16}}{E_6} \\ \frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} & -\frac{\nu_{24}}{E_4} & -\frac{\nu_{25}}{E_5} & -\frac{\nu_{26}}{E_6} \\ \frac{\nu_{31}}{E_1} & \frac{\nu_{32}}{E_2} & \frac{1}{E_3} & -\frac{\nu_{34}}{E_4} & -\frac{\nu_{35}}{E_5} & -\frac{\nu_{36}}{E_6} \\ \frac{\nu_{41}}{E_1} & -\frac{\nu_{42}}{E_2} & -\frac{\nu_{43}}{E_3} & \frac{1}{E_4} & -\frac{\nu_{45}}{E_5} & -\frac{\nu_{46}}{E_6} \\ \frac{\nu_{51}}{E_1} & -\frac{\nu_{52}}{E_2} & -\frac{\nu_{53}}{E_3} & -\frac{\nu_{54}}{E_4} & \frac{1}{E_5} & -\frac{\nu_{56}}{E_6} \\ \frac{\nu_{61}}{E_1} & -\frac{\nu_{62}}{E_2} & -\frac{\nu_{63}}{E_3} & -\frac{\nu_{64}}{E_4} & -\frac{\nu_{65}}{E_5} & \frac{1}{E_6} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{21} \\ \tau_{31} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} + \Delta T \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{bmatrix}$$

O en forma matricial simbólica:

$$d = Cf + \Delta Ta$$

La matriz C se conoce como la matriz de correlación, y puede considerarse como la definición más fundamental de las propiedades de materiales porque todos los términos pueden ser evaluados directamente a través de sencillos

²⁰ BORESI, A. P., 1993; "Advanced Mechanics of Materials" Fifth Edition; John Wiley & Sons, Inc.

experimentos de laboratorio. Cada columna de la matriz C representa las deformaciones causadas por la aplicación de un esfuerzo unitario. El incremento de temperatura ΔT viene dado en referencia a la temperatura a esfuerzo cero. La matriz a indica las deformaciones causadas por un incremento unitario de temperatura.

Los principios básicos de energía requieren que la matriz C para materiales lineales sea simétrica. Por lo tanto,

$$\frac{v_{ij}}{E_j} = -\frac{v_{ji}}{E_i}$$

Sin embargo, debido a errores de medición o algún pequeño comportamiento no lineal del material, no se satisface esta condición de manera idéntica para la mayoría de los materiales. Por ende, esos valores experimentales normalmente son promediados de manera que los valores simétricos puedan ser aprovechados en el análisis.

b. Uso de las propiedades de los materiales en programas de computadora²¹

La mayoría de los programas modernos de computadoras para el análisis de elementos finitos exigen que los esfuerzos sean expresados en términos de las deformaciones y cambios de temperatura. Por lo tanto, se requiere una ecuación de la siguiente forma dentro del programa:

$$\mathbf{f} = \mathbf{E}\mathbf{d} + \mathbf{f}_0$$

²¹ WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis Of Structures" Fourth Edition.

Donde $E = C^{-1}$. Por lo tanto, los esfuerzos térmicos de cero-deformación se definen como sigue:

$$\mathbf{f}_0 = -\Delta T \mathbf{E} \mathbf{a}$$

La inversión numérica de la matriz C 6x6 para materiales anisotrópicos complejos se realiza dentro del programa de computadora. Por lo tanto, no se requiere calcular la matriz E en forma analítica según se indica en muchos libros clásicos sobre la mecánica de sólidos. Además, los esfuerzos térmicos iniciales se evalúan numéricamente dentro del programa. Por consiguiente, para la mayoría de los materiales anisotrópicos, los datos básicos digitados serán veintiuna constantes elásticas, más seis coeficientes de dilatación térmica.

Además de los esfuerzos térmicos, pueden existir esfuerzos iniciales para muchos tipos diferentes de sistemas estructurales. Dichos esfuerzos iniciales pueden ser el resultado de la fabricación o el historial de la construcción de la estructura.

c. Materiales Ortotropicos²²

El tipo de material anisotrópico más común es aquel en el cual los esfuerzos cortantes, actuando en los tres planos de referencia, no provocan deformaciones normales. Para este caso especial, el material se define como ortotrópico, pudiéndose expresarse la Ecuación como sigue:

²² BORESI, A. P., 1993; "Advanced Mechanics of Materials" Fifth Edition; John Wiley & Sons, Inc.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{21} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{31}}{E_1} & -\frac{\nu_{32}}{E_2} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_4} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_5} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_6} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{21} \\ \tau_{31} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} + \Delta T \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Para el material ortotrópico, la matriz C tiene nueve constantes de materiales independientes, y existen tres coeficientes de dilatación térmica independientes.

Este tipo de propiedad material es muy común. Por ejemplo, las rocas, el concreto, la madera y muchos materiales reforzados con fibra exhiben un comportamiento ortotrópico. Sin embargo, se debe señalar que pruebas de laboratorio indican que la ecuación mencionada constituye solamente una aproximación al comportamiento real de los materiales.

d. Materiales Isotrópicos²³

Un material isotrópico posee propiedades iguales en todas direcciones, siendo la aproximación de mayor uso para pronosticar el comportamiento de materiales elásticos lineales. Para materiales isotrópicos, la ecuación adopta la siguiente forma:

²³ BORESI, A. P., 1993; "Advanced Mechanics of Materials" Fifth Edition; John Wiley & Sons, Inc.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{21} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{21} \\ \tau_{31} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} + \Delta T \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Parece que la matriz de correlación posee tres constantes de los materiales independientes. Se puede demostrar fácilmente que la aplicación de un esfuerzo cortante puro debe producir deformaciones puras de tensión y de compresión sobre el elemento si éste se gira unos 45 grados. Usando esta restricción, se puede demostrar que:

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

Por lo tanto, para materiales isotrópicos, se tienen que definir solamente el módulo de Young E y la relación de Poisson ν . La mayoría de los programas de computadora usan esta ecuación para calcular el módulo de cortante, en el caso de que no sea especificado.

e. **Deformación en el plano en materiales Isotropicos**²⁴

En los casos donde ε_1 , γ_{13} , γ_{23} , τ_{31} , τ_{23} , son cero, la estructura se encuentra en un estado de deformación en el plano. Para este caso se reduce la matriz a un arreglo de 3x3. Puede considerarse que las secciones transversales de muchas presas, túneles y sólidos con una dimensión casi infinita a lo largo del eje 3, se encuentran en un estado

²⁴ BORESI, A. P., 1993; "Advanced Mechanics of Materials" Fifth Edition; John Wiley & Sons, Inc.

de deformación en el plano para carga constante en el plano 1-2. Para materiales isotrópicos y de deformación en el plano, la relación esfuerzo-deformación es:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = E^* \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} - \alpha \Delta T E^* \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Donde:

$$E^* = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Para el caso de deformación en el plano, el desplazamiento y la deformación en la dirección 3 son cero. Sin embargo, por la ecuación el esfuerzo normal en la dirección 3 es:

$$\sigma_3 = \nu(\sigma_1 + \sigma_2) - E\alpha\Delta T$$

Es importante notar que a medida que la relación ν de Poisson se acerca a 0.5, algunos términos en la relación esfuerzo-deformación tienden al infinito. Estas propiedades reales existen para un material casi incompresible con un módulo de cortante relativamente bajo.

f. *Esfuerzo en el plano en materiales Isotropicos*²⁵

Si σ_3 , τ_{13} y τ_{23} , son cero, la estructura se encuentra en un estado de esfuerzo en el plano. Para este caso la matriz esfuerzo-deformación se reduce a un arreglo 3x3. El comportamiento como membrana de losas y las estructuras de muro de cortante puede considerarse en un

²⁵ BORESI, A. P., 1993; "Advanced Mechanics of Materials" Fifth Edition; John Wiley & Sons, Inc.

estado de deformación en el plano para carga constante en el plano 1-2. Para materiales isotrópicos y de esfuerzo en el plano, la relación esfuerzo-deformación es:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = E^* \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} - \alpha \Delta T E^* \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Donde:

$$E^* = \frac{E}{(1-\nu^2)}$$

Algunas propiedades de algunos materiales muy utilizadas en el uso de programas son:

Tabla 02. Propiedades Mecánicas Aproximadas de Materiales Típicos.

| Material | E Módulo de Young ksi | ν Relación de Poisson | G Módulo de Cortante Ksi | λ Módulo Volumétrico ksi | α Dilatación Térmica 10^{-6} | W Peso específico lb/in ³ |
|----------|-----------------------------|------------------------------|--------------------------------|--|---|--|
| Acero | 29,000 | 0.30 | 11,154 | 16,730 | 6.5 | 0.283 |
| Aluminio | 10,000 | 0.33 | 3,750 | 7,300 | 13.0 | 0.100 |
| Concreto | 4,000 | 0.20 | 1,667 | 1,100 | 6.0 | 0.087 |
| Mercurio | 0 | 0.50 | 0 | 3,300 | - | 0.540 |
| Agua | 0 | 0.50 | 0 | 300 | - | 0.036 |

Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

g. Relaciones de Fuerza-Deformación²⁶

²⁶ WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Las ecuaciones esfuerzo-deformación que se presentan en las secciones anteriores constituyen las leyes constitutivas fundamentales de los materiales lineales. Sin embargo, para elementos unidimensionales en la ingeniería estructural, muchas veces reformulamos dichas ecuaciones en términos de esfuerzos y deformaciones. Por ejemplo, para un elemento unidimensional axialmente cargado de longitud L y área A , la deformación axial total Δ y el esfuerzo axial P son $\Delta=L\varepsilon$ y $P=A\sigma$. Ya que $\sigma = E\varepsilon$, la relación esfuerzo-deformación es:

$$P = k_a \Delta$$

Donde: $k_a = \frac{AE}{L}$ y se define como rigidez axial del elemento. También, se puede expresar la ecuación en la siguiente forma:

$$\Delta = f_a P$$

Donde: $f_a = \frac{L}{AE}$ y se define como la flexibilidad axial del elemento. Es importante notar que los términos de rigidez y flexibilidad no son una función de la carga, sino que dependen solamente de las propiedades de los materiales y geométricas del elemento.

Para un elemento unidimensional de sección transversal constante, la fuerza torsional T en términos de la rotación relativa φ entre los extremos del elemento viene dada por:

$$T = k_T \varphi$$

Donde: $K_T = \frac{JG}{L}$, y J es el momento torsional de inercia. Asimismo, el inverso de la rigidez torsional es la flexibilidad torsional.

En el caso de flexión pura de una viga con un extremo fijo, la integración de la distribución del esfuerzo torsional sobre la sección transversal produce un momento M . La distribución de la deformación lineal produce una rotación en el extremo de la viga de φ . Para esta viga de longitud finita, la relación momento rotación es:

$$M = k_b \varphi$$

Donde la rigidez de flexión $k_b = \frac{EI}{L}$. Para una sección transversal típica de la viga de longitud dx , la relación momento-curvatura en el punto x es:

$$M(x) = EI\psi(x)$$

Estas relaciones fuerza-deformación se consideran fundamentales en los campos tradicionales del análisis y el diseño estructurales.

2.1.6.2. Equilibrio y Compatibilidad

Las ecuaciones de equilibrio establecen que las cargas aplicadas externamente sean iguales a la suma de las fuerzas internas de los elementos en todas sus uniones o nodos de un sistema estructural, dichas ecuaciones son las más fundamentales en el análisis y diseño estructurales.

La solución exacta de un problema de mecánica de sólidos requiere que se

satisfagan las ecuaciones diferenciales de equilibrio para todos los elementos infinitesimales dentro de los sólidos. *El equilibrio es una ley fundamental de la física, que no puede ser violada en un sistema estructural "real"*. Por lo tanto es imprescindible que el modelo matemático que se vaya a utilizar para simular el comportamiento de una estructura real, también satisfaga dichas ecuaciones básicas de equilibrio.

Es importante notar que dentro de un elemento finito, que está basado en una formulación formal de desplazamiento, las ecuaciones diferenciales de esfuerzo equilibrio son siempre satisfechas. Sin embargo, las ecuaciones de fuerza equilibrio entre elementos son satisfechas de manera idéntica en todos los puntos nodales (uniones). El usuario del programa de computadora que no comprenda las aproximaciones usadas para desarrollar un elemento finito puede obtener resultados que constituyan un error significativo si la malla de los elementos no es lo suficientemente fina en áreas de concentración de esfuerzo²⁷.

a. **Relaciones de Fuerza-Deformación**²⁸

El equilibrio tridimensional de un elemento infinitesimal, que se presenta en la Figura 18, se expresa con las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$\frac{\partial \sigma_1}{\partial x_1} + \frac{\partial \tau_{12}}{\partial x_2} + \frac{\partial \tau_{13}}{\partial x_3} + \beta_1 = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{21}}{\partial x_1} + \frac{\partial \sigma_2}{\partial x_2} + \frac{\partial \tau_{23}}{\partial x_3} + \beta_2 = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{31}}{\partial x_1} + \frac{\partial \tau_{32}}{\partial x_2} + \frac{\partial \sigma_3}{\partial x_3} + \beta_3 = 0$$

La fuerza del cuerpo, β_i se expresa por unidad de volumen en la dirección i , representando fuerzas de gravedad o gradientes de presión de poro. Ya que $\tau_{ij} = \tau_{ji}$, el elemento infinitesimal se encuentra automáticamente en equilibrio rotacional. Por supuesto, para que esta ecuación sea válida para desplazamientos significativos, se debe satisfacer en la posición deformada, y todos los esfuerzos

²⁷ COOK, R. D., 1989; "Concepts and applications of Finite Element Analysis" Tercera Edición; John Wiley & Sons, Inc

²⁸ BORESI, A. P., 1993; "Advanced Mechanics of Materials" Fifth Edition; John Wiley & Sons, Inc.

deben ser definidos como fuerzas por unidad de área deformada.

b. Relaciones de Fuerza-Deformación²⁹

En el análisis estructural es una práctica estándar expresar las ecuaciones de equilibrio en términos de las resultantes de esfuerzo en vez de en términos de esfuerzos. Las resultantes del esfuerzo de fuerza se calculan mediante la integración de esfuerzos normales o esfuerzos cortantes que actúan sobre una superficie. Las resultantes del esfuerzo de Momento equivalen a la integración de los esfuerzos sobre una superficie multiplicadas por su distancia a un eje.

Una carga concentrada, que sea resultante de esfuerzo, es por definición un esfuerzo infinito multiplicado por un área infinitesimal, siendo físicamente imposible en toda estructura real. También, un momento concentrado es una definición matemática; no posee un campo único de esfuerzo como interpretación física. Claramente el uso de fuerzas y momentos es fundamental en el análisis y el diseño de estructuras. Sin embargo, una clara comprensión de su uso en el análisis de un elemento finito es absolutamente necesaria para que se puedan evaluar físicamente los resultados del esfuerzo.

Para un elemento o unión de tamaño finito, una subestructura, o un sistema estructural completo, se deben satisfacer las siguientes seis ecuaciones de equilibrio:

$$\begin{array}{lll} \Sigma F_x = 0 & \Sigma F_y = 0 & \Sigma F_z = 0 \\ \Sigma M_x = 0 & \Sigma M_y = 0 & \Sigma M_z = 0 \end{array}$$

²⁹ BORESI, A. P., 1993; "Advanced Mechanics of Materials" Fifth Edition; John Wiley & Sons, Inc.

Para estructuras bidimensionales, solamente tres de estas ecuaciones deben ser satisfechas.

c. Requisitos de Compatibilidad³⁰

Para los sólidos continuos, hemos definido las deformaciones como desplazamientos por unidad de longitud.

Para calcular los desplazamientos absolutos en un punto determinado, debemos integrar las deformaciones con respecto a una condición de borde fija. Dicha integración podrá ser conducida a través de muchas vías o trayectorias diferentes. Una solución es compatible si el desplazamiento en todos los puntos no es una función de la trayectoria. Por lo tanto, una solución compatible con el desplazamiento implica la existencia de un campo único de desplazamiento definido.

En el análisis de un sistema estructural de elementos discretos, todos los elementos conectados a una unión o punto nodal deben tener el mismo desplazamiento absoluto. Si se conocen los desplazamientos nodales, todas las deformaciones del elemento pueden ser calculados en base a las ecuaciones básicas de la geometría. En un análisis de elemento finito basado en el desplazamiento, se satisface la compatibilidad de desplazamiento nodal. Sin embargo, no es necesario que los desplazamientos a lo largo de los laterales de los elementos sean compatibles si el elemento pasa la “prueba de grupo”.

Un elemento finito pasa la prueba de grupo “si un conjunto de elementos de forma arbitraria se sujeta a desplazamientos nodales asociados con deformaciones constantes, y el resultado de un análisis de elemento finito

³⁰ WILSON, E. L., 2008; “Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures” Fourth Edition

del grupo de elementos arroja una deformación constante.” En el caso de elementos de flexión de una losa, la aplicación de un patrón de desplazamiento de curvatura constante en los nodos debe producir una curvatura constante dentro de un grupo de elementos. Si un elemento no pasa la prueba de grupo, podría no converger a la solución exacta. También en el caso de una malla burda, los elementos que no pasan la prueba de grupo podrían producir resultados con errores de importancia.

d. Ecuaciones de desplazamiento de deformación.³¹

Si los campos de pequeños desplazamientos u_1 , u_2 y u_3 son especificados, asumidos o calculados, las deformaciones consistentes pueden ser calculadas directamente en base a las siguientes ecuaciones bien conocidas de deformación - desplazamiento.

$$\varepsilon_1 = \frac{\partial u_1}{\partial x_1}, \quad \varepsilon_2 = \frac{\partial u_2}{\partial x_2}, \quad \varepsilon_3 = \frac{\partial u_3}{\partial x_3}$$

$$\gamma_{12} = \frac{\partial u_1}{\partial x_2} + \frac{\partial u_2}{\partial x_1}, \quad \gamma_{13} = \frac{\partial u_1}{\partial x_3} + \frac{\partial u_3}{\partial x_1}, \quad \gamma_{23} = \frac{\partial u_2}{\partial x_3} + \frac{\partial u_3}{\partial x_2}$$

e. Matriz de Rigidez y flexibilidad del elemento.³²

Las fuerzas dentro de los elementos pueden expresarse en términos de las deformaciones en los elementos utilizando las siguientes ecuaciones matriciales.

$$\mathbf{f} = \mathbf{k}\mathbf{d}; \text{ ó } \mathbf{d} = \mathbf{k}^{-1}\mathbf{f}$$

Para el caso mas simple de un elemento de armadura La matriz de rigidez \mathbf{k} del elemento es una matriz diagonal,

³¹ BORESI, A. P., 1993; “Advanced Mechanics of Materials” Fifth Edition; John Wiley & Sons, Inc

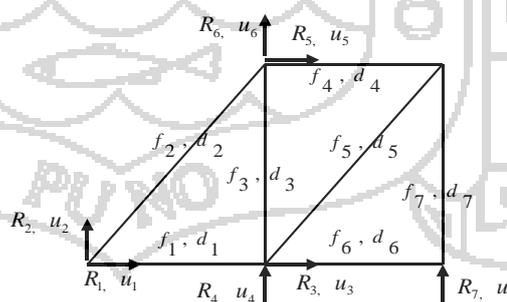
³² McGUIRE, W.; GALLAGHER, R. H.; ZIEMIAN, R.D.; 2000; “Matrix Structural Analysis” Second Edition; John Wiley & Sons, Inc

donde los términos diagonales son $\mathbf{k}_{ij} = \frac{A_i E_i}{L_i}$ y todos los demás términos son cero. La matriz de flexibilidad del elemento es la inversa de la matriz de rigidez, donde los términos diagonales son $\frac{L_i}{A_i E_i}$. Es importante notar que las matrices de rigidez y flexibilidad del elemento son funciones de las propiedades mecánicas de los elementos, únicamente.

f. Solución General de sistemas estructurales.³³

En el análisis estructural que emplea la computadora digital, se aplican las mismas ecuaciones que se utilizan en el análisis estructural clásico. El punto de partida siempre es el equilibrio de la unión. Esto es, $\mathbf{R} = \mathbf{A}\mathbf{f}$, donde \mathbf{A} es una matriz de transformación carga- fuerza, y es una función exclusiva de la geometría de la estructura, \mathbf{R} son las cargas externas aplicadas en los elementos, y \mathbf{f} son las fuerzas internas del elemento.

Figura 19. Convención de Signos para las Fuerzas y Desplazamientos Nodales.



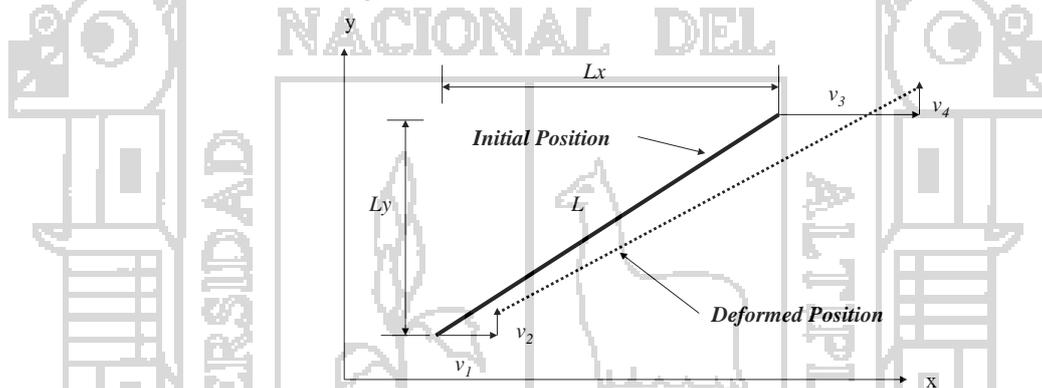
Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

³³ BORESI, A. P., 1993; "Advanced Mechanics of Materials" Fifth Edition; John Wiley & Sons, Inc

De la ecuación fuerza-deformación del elemento, $\mathbf{f} = \mathbf{kd}$, la ecuación del equilibrio nodal puede expresarse como $\mathbf{R} = \mathbf{Akd}$.

Después de calcular las fuerzas elementales, existen muchos métodos tradicionales diferentes para calcular los desplazamientos de los nodos. Para ilustrar el uso de la notación matricial, las deformaciones del elemento \mathbf{d}_i serán expresadas en términos de los desplazamientos de la unión \mathbf{u}_j . Veamos un elemento reticular típico como el indicado en la figura siguiente.

Figura 20. Elemento Reticular Típico Bidimensional.



Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

La deformación axial del elemento puede ser expresada como la suma de las deformaciones axiales resultantes de los cuatro desplazamientos en los dos extremos del elemento. La deformación axial total expresada en forma matricial es:

$$d = \begin{bmatrix} -\frac{L_x}{L} & -\frac{L_y}{L} & \frac{L_x}{L} & \frac{L_y}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \end{bmatrix}$$

En general para un sistema tendríamos de manera simbólica la ecuación de compatibilidad, $\mathbf{d} = \mathbf{B}\mathbf{u}$, La matriz de transformación deformación-desplazamiento del elemento, \mathbf{B} , es una función de la geometría de la estructura. Sin embargo, es más importante el hecho de que la matriz \mathbf{B} sea la transpuesta de la matriz \mathbf{A} definida por la Ecuación de equilibrio de unión. El equilibrio nodal puede expresarse en términos de desplazamientos nodales como $\mathbf{R} = \mathbf{A}\mathbf{k}\mathbf{B}\mathbf{u}$. Por lo tanto, se puede expresar el equilibrio general de nodos como sigue:

$$\mathbf{R} = \mathbf{K}\mathbf{u}$$

La matriz de rigidez global \mathbf{K} se expresa mediante una de las siguientes ecuaciones matriciales:

$$\mathbf{K} = \mathbf{A}\mathbf{k}\mathbf{B} \quad \text{ó} \quad \mathbf{K} = \mathbf{A}\mathbf{k}\mathbf{A}^T \quad \text{ó} \quad \mathbf{K} = \mathbf{B}^T\mathbf{k}\mathbf{B}$$

Es interesante notar que las ecuaciones de equilibrio o las ecuaciones de compatibilidad pueden ser empleadas para calcular la matriz de rigidez global \mathbf{K} .

El enfoque estándar es solucionar la ecuación $\mathbf{R} = \mathbf{K}\mathbf{u}$ para desplazamientos nodales, y luego calcular las fuerzas del elemento en base a:

$$\mathbf{f} = \mathbf{k}\mathbf{B}\mathbf{u} \quad \text{ó} \quad \mathbf{f} = \mathbf{k}\mathbf{A}^T\mathbf{u}$$

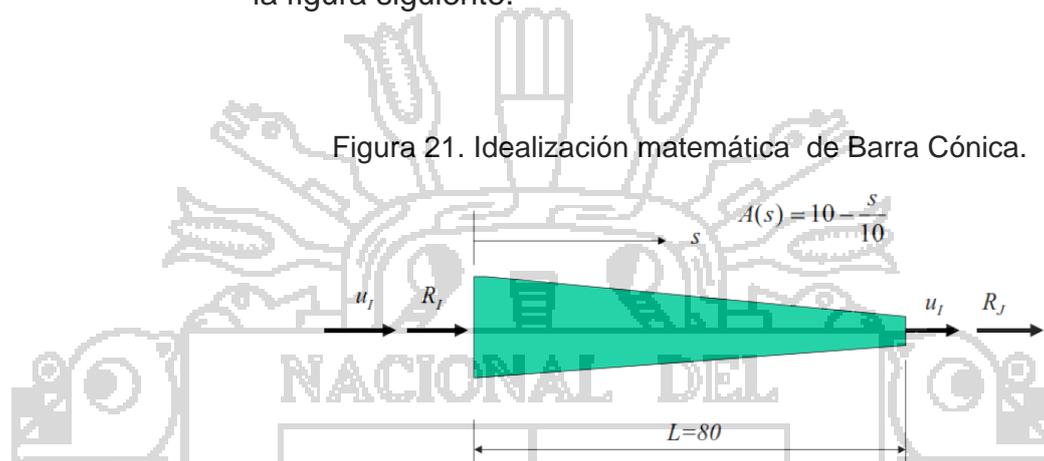
Se debe notar que dentro de un programa de computadora, nunca se forman las matrices dispersas $\mathbf{A}, \mathbf{B}, \mathbf{k}, \mathbf{K}$; debido a la magnitud de sus requerimientos de almacenamiento. La matriz de rigidez global simétrica \mathbf{K} se forma y se soluciona en forma condensada.

2.1.6.3. Elementos Unidimensionales³⁴

a. Análisis de un elemento Axial

Para ilustrar la aplicación de las ecuaciones básicas DE elementos finitos, se desarrollará la matriz de rigidez elemental 2 x 2 para el elemento de armadura indicado en la figura siguiente.

Figura 21. Idealización matemática de Barra Cónica.



Fuente: COOK, R. D., 1989; "Concepts and aplicaciones of Finite Element Analysis" Tercera Edición; John Wiley & Sons, Inc

Los desplazamientos axiales en la posición s pueden expresarse en términos de los desplazamientos axiales en los puntos I y J en los extremos del elemento. Esto es:

$$u(s) = u_I + \frac{s}{L}(u_J - u_I)$$

La deformación axial es por definición $\epsilon_s = \frac{\partial u}{\partial s}$. Por lo tanto la relación deformación-desplazamiento será:

$$\epsilon_s = \frac{1}{L}(u_J - u_I) = \begin{bmatrix} -\frac{1}{L} & \frac{1}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_I \\ u_J \end{bmatrix} = \mathbf{B}\mathbf{u}$$

³⁴ COOK, R. D., 1989; "Concepts and aplicaciones of Finite Element Analysis" Tercera Edición; John Wiley & Sons, Inc

La relación esfuerzo-deformación es $\varepsilon = \sigma E$. Por la teoría de energía de deformación, la matriz de rigidez del elemento es:

$$\mathbf{k}^{(1)} = \int \mathbf{B}^{(i)T} \mathbf{E}^{(i)} \mathbf{B}^{(i)} dV = \frac{AE}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

Ya que la deformación es constante, la integración sobre el elemento produce el volumen $A_a L$ donde A_a es el área promedio transversal del elemento. Si el área de la sección transversal es constante, la matriz de rigidez es exacta, y los métodos de fuerza y desplazamiento producen resultados idénticos. Sin embargo, si el área no es constante, se pueden introducir errores de importancia a través de la aplicación formal del método de desplazamiento.

b. Elemento Pórtico Bidimensional

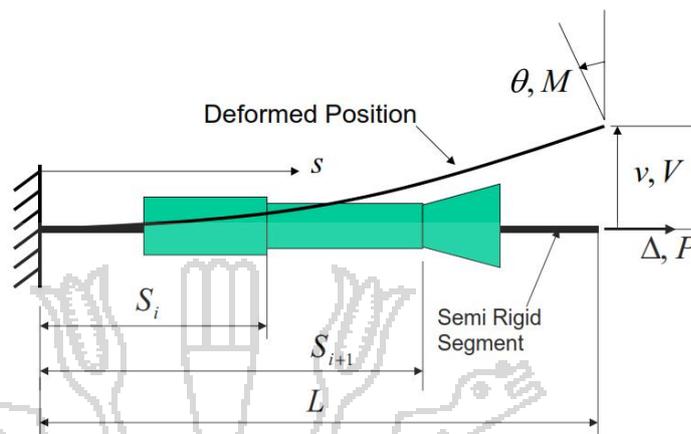
Se desarrollará un elemento de pórtico no-prismático con deformaciones axiales, de flexión y de cortante para ilustrar el poder del método de fuerza. El método de desplazamiento de calcular directamente una matriz de rigidez de cualquier elemento en términos de todos los grados de libertad de desplazamiento asociados con los elementos y el elemento incluye automáticamente los modos de desplazamiento de la masa rígida del elemento. El método de fuerza solamente permite el desarrollo de la matriz de flexibilidad del elemento en términos de desplazamientos relativos a un sistema de soporte estable.

El elemento general de pórtico está compuesto de cualquier número de segmentos no-prismáticos de pórtico. Cada segmento puede tener propiedades independientes axiales, cortantes o de flexión. Por lo tanto, en los

extremos del elemento, es posible tener segmentos rígidos de flexión, con o sin deformaciones axiales y cortantes. Entonces, es posible aproximar el comportamiento del área finita de conexión. La figura siguiente presenta un elemento típico de pórtico.



Figura 22. Esquema de modelo para solución con elementos finitos.



Fuente: COOK, R. D., 1989; "Concepts and aplicaciones of Finite Element Analysis" Tercera Edición; John Wiley & Sons, Inc

Los desplazamientos relativos son el desplazamiento axial Δ , el desplazamiento vertical v , y la rotación final θ .

Las cargas correspondientes son la carga axial P , la carga vertical V , y el momento en el extremo M . En un corte transversal típico en el punto s , la relación fuerza-deformación es como sigue:

$$\mathbf{d}(s) = \mathbf{C}(s)\mathbf{f}(s), \text{ ó } \begin{bmatrix} \varepsilon(s) \\ \gamma(s) \\ \psi(s) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E(s)A(s)} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{G(s)A_s(s)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{E(s)I(s)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P(s) \\ V(s) \\ M(s) \end{bmatrix}$$

Todas las propiedades transversales, incluyendo el área efectiva de cortante A_s , pueden variar dentro de cada segmento del elemento del pórtico. Las fuerzas transversales dentro de un segmento típico en el punto s pueden expresarse directamente en base a la estática en

términos de las fuerzas finales arbitrarias del extremo R .

Así:

$$\begin{bmatrix} P(s) \\ V(s) \\ M(s) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & L-s & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P \\ V \\ M \end{bmatrix}$$

Ó:

$$f(s) = P(s)R$$

La matriz de flexibilidad 3 x 3 según se define por el método de fuerza se calcula de acuerdo a lo siguiente:

$$F = \int_0^L P(s)^T C(s) P(s) ds = \sum_i^{I_{max}} \int_{s_i}^{s_{i+1}} P(s)^T C(s) P(s) ds$$

Es interesante notar que, debido a la discontinuidad de las propiedades de los segmentos, cada segmento produce una matriz de flexibilidad 3 por 3 separada. Por lo tanto, podemos reescribir la ecuación a:

$$F = \sum_i^{I_{max}} F^{(i)}$$

Donde:

$$F^{(i)} = \int_{s_i}^{s_{i+1}} P(s)^T C(s) P(s) ds$$

Esta ecuación puede llamarse el método de flexibilidad directa, puesto que los términos de la flexibilidad del segmento se agregan directamente. Se debe señalar que, en el caso de que cualquier propiedad de rigidez del corte transversal sea infinita, según lo definido en la ecuación $f(s) = P(s)R$, la contribución a la flexibilidad en el extremo del elemento es cero.

Las matrices **C** y **P** contienen un número significativo de términos cero. Por lo tanto, la matriz de flexibilidad de elemento para un elemento recto contiene solamente cuatro términos independientes, según lo siguiente:

$$\mathbf{F} = \begin{bmatrix} F_P & 0 & 0 \\ 0 & F_{VV} & F_{VM} \\ 0 & F_{VM} & F_{MM} \end{bmatrix}$$

Se puede demostrar fácilmente que los términos individuales de flexibilidad se expresan mediante las siguientes ecuaciones sencillas:

$$F_P = \sum_i^{I_{\max}} \int_{S_i}^{S_{i+1}} \frac{1}{E(s)A(s)} ds$$

$$F_{VV} = \sum_i^{I_{\max}} \int_{S_i}^{S_{i+1}} \left[\frac{(L-s)^2}{E(s)I(s)} + \frac{1}{G(s)A(s)} \right] ds$$

$$F_{VM} = \sum_i^{I_{\max}} \int_{S_i}^{S_{i+1}} \frac{(L-s)}{E(s)I(s)} ds$$

$$F_{MM} = \sum_i^{I_{\max}} \int_{S_i}^{S_{i+1}} \frac{1}{E(s)I(s)} ds$$

Para segmentos de pórtico con variación constante o lineal de las propiedades de los elementos, dichas ecuaciones pueden ser evaluadas en forma cerrada. Para el caso de propiedades de segmento más complejas, la integración numérica puede ser necesaria. Para un elemento prismático sin brazos rígidos, dichas constantes de flexibilidad son bien conocidas, reduciéndose a las siguientes:

$$F_P = \frac{L}{EA}$$

$$F_{VV} = \frac{L^3}{3EI} + \frac{L}{GA_s}$$

$$F_{VM} = \frac{L^2}{2EI}$$

$$F_{MM} = \frac{L}{EI}$$

Para cortes transversales rectangulares, el área de cortante es:

$$A_s = \frac{5}{6}A$$

Se puede considerar fácilmente la posibilidad de carga dentro del segmento calculando los desplazamientos relativos adicionales al extremo del elemento, utilizando métodos sencillos de trabajo virtual. Para este caso más general, el desplazamiento relativo total tendrá la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} \Delta \\ \mathbf{v} \\ \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_P & 0 & 0 \\ 0 & F_{VV} & F_{VM} \\ 0 & F_{VM} & F_{MM} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P \\ V \\ M \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta_L \\ \mathbf{v}_L \\ \theta_L \end{bmatrix}$$

Ó, simplemente:

$$\mathbf{v} = \mathbf{FR} + \mathbf{v}_L$$

Los desplazamientos provocados por la carga del tramo se identifican con \mathbf{v}_L . La ecuación anterior puede expresarse en términos de la rigidez del elemento como:

$$\mathbf{r} = \mathbf{Kv} - \mathbf{Kv}_L = \mathbf{Kv} - \mathbf{r}_L$$

La rigidez del elemento es la inversa de la flexibilidad del elemento, $\mathbf{K} = \mathbf{F}^{-1}$, y las fuerzas del extremo fijo causadas por la carga del tramo son $\mathbf{r}_L = \mathbf{Kv}_L$, dentro de un programa de computadora, estas ecuaciones son evaluadas numéricamente para cada elemento; por lo tanto, no es

necesario desarrollar la rigidez del elemento en forma cerrada.

c. Elementos Pórtico Tridimensional

El desarrollo de la rigidez del elemento del pórtico tridimensional es una extensión sencilla de las ecuaciones usadas en el elemento bidimensional.

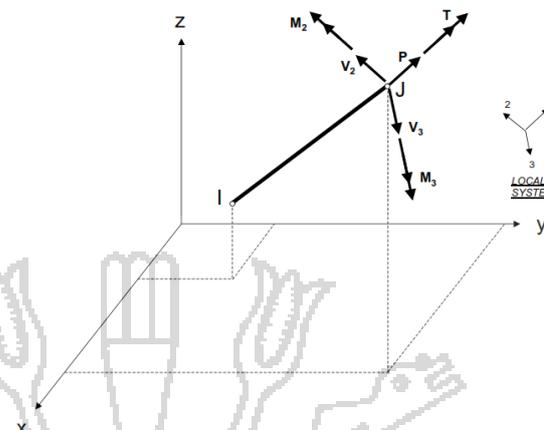
Las deformaciones por cortante y por flexión pueden ser incluidas en la dirección normal/perpendicular, utilizando las mismas ecuaciones. Además, es aparente que la flexibilidad torsional desacoplada viene dada por:

$$F_T = \sum_i^{I_{\max}} \int_{S_i}^{S_{i+1}} \frac{1}{G(s)J(s)} ds$$

Puede ser difícil calcular el término de rigidez torsional, $G(s)J(s)$, para muchos cortes o secciones transversales. El empleo de una malla de elemento finito podría ser necesario para secciones complejas.

La figura siguiente presenta un elemento de pórtico tridimensional arbitrario. Hay que notar que se presentan solamente las seis fuerzas en el extremo J . Los seis desplazamientos relativos en el nodo J poseen la misma convención de signo positivo que las fuerzas en el nodo J .

Figura 23. Fuerzas del Elemento en el Sistema de Referencia Local.



Fuente: COOK, R. D., 1989; "Concepts and aplicaciones of Finite Element Analysis" Tercera Edicion; John Wiley & Sons, Inc

La matriz de rigidez 6 por 6 se forma en el sistema local de coordenadas 1-2-3, tal como se indica en la figura anterior.

El orden de las fuerzas y las deformaciones relativas son expresados por la siguiente expresión:

$$\begin{bmatrix} P \\ V_2 \\ V_3 \\ T \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{22} & 0 & 0 & 0 & k_{26} \\ 0 & 0 & k_{33} & 0 & k_{35} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{53} & 0 & k_{55} & 0 \\ 0 & k_{62} & 0 & 0 & 0 & k_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \\ v_2 \\ v_3 \\ \Phi_T \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{bmatrix}$$

Ó simplemente:

$$f_j = k_j d_j$$

Los términos en negritas indican los aportes de flexión y cortante en el plano 1-2. Para un elemento curvo en tres dimensiones, la matriz **k** de 6 por 6 podría estar llena sin la existencia de ningún término nulo. Se debe notar que la matriz de rigidez 6 por 6 formada en el sistema local no posee los seis modos de masa rígida.

Las fuerzas que actúan en el nodo I no son independientes, y pueden expresarse en términos de las fuerzas que actúan en el nodo J mediante la aplicación de las ecuaciones básicas de la estática. Por lo tanto:

$$\begin{bmatrix} P \\ V_2 \\ V_3 \\ T \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix}_I = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} \\ 0 & 0 & -1 & 0 & \frac{1}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & L & 0 & -1 & 0 \\ 0 & L & 0 & 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P \\ V_2 \\ V_3 \\ T \\ M_2 \\ M_3 \end{bmatrix}_J$$

O simplemente:

$$\mathbf{f}_I = \mathbf{b}_{IJ}^T \mathbf{f}_J$$

Las doce fuerzas en ambos extremos de la viga ahora pueden expresarse en términos de las seis fuerzas en el extremo de la viga a través de las siguientes ecuaciones de submatriz:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{f}_I \\ \mathbf{f}_J \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{b}_{IJ}^T \\ \mathbf{I} \end{bmatrix} \mathbf{f}_J$$

Ó:

$$\mathbf{f}_{IJ} = \mathbf{b}^T \mathbf{f}_J$$

También, de la relación entre las ecuaciones de la estática y la compatibilidad existe la siguiente ecuación de transformación de desplazamiento:

$$\mathbf{d}_I = \mathbf{b} \mathbf{d}_J$$

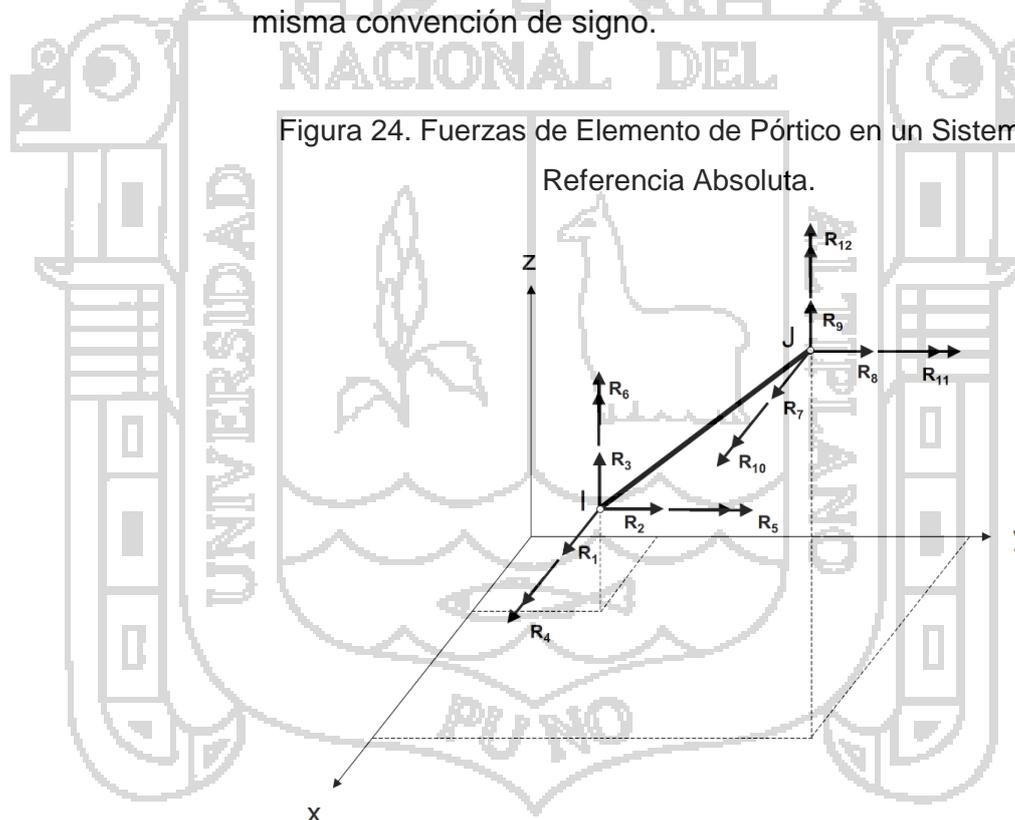
Por lo tanto, la rigidez del elemento de pórtico 12 por 12, \mathbf{k}_{IJ} , con respecto al sistema de referencia local 1-2-3, es la siguiente:

$$\mathbf{k}_{IJ} = \mathbf{b}^T \mathbf{k}_j \mathbf{b}$$

Por lo tanto, las ecuaciones de fuerza-desplazamiento en el sistema local 1-2-3 puede expresarse como:

$$\mathbf{f}_{IJ} = \mathbf{k}_{IJ} \mathbf{u}_{IJ}$$

Para usar la formulación de rigidez directa, es necesario transformar la rigidez local del elemento en un sistema global de referencia x-y-z. La matriz global de rigidez 12 por 12 debe ser formada con respecto a las fuerzas nodales indicadas en la figura siguiente. Las doce fuerzas nodales \mathbf{R} y los doce desplazamientos nodales \mathbf{u} tienen la misma convención de signo.



Fuente: COOK, R. D., 1989; "Concepts and aplicaciones of Finite Element Analysis" Tercera Edición; John Wiley & Sons, Inc

Los desplazamientos y las fuerzas locales pueden expresarse usando la matriz de coseno direccional elemental.

$$\begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ 3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} V_{1x} & V_{1y} & V_{1z} \\ V_{2x} & V_{2y} & V_{2z} \\ V_{3x} & V_{3y} & V_{3z} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix}$$

La matriz V se puede utilizar desplazamientos, giros, fuerzas, momentos, de un sistema de referencia a otro sistema de referencia, por ejemplo las ecuaciones de transformación de desplazamientos son:

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix} = V \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} f_x \\ f_y \\ f_z \end{bmatrix} = V^T \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \end{bmatrix}$$

Por lo tanto las doce ecuaciones de transformación finales se presentan en la siguiente forma sencilla de submatriz 4 por 4:

$$u_{ij} = \begin{bmatrix} V & 0 & 0 & 0 \\ 0 & V & 0 & 0 \\ 0 & 0 & V & 0 \\ 0 & 0 & 0 & V \end{bmatrix} u$$

Ó:

$$u_{ij} = Tu$$

Las doce ecuaciones de equilibrio global en el sistema de referencia x-y-z ahora se expresan así:

$$R = Ku + R_L$$

La matriz de rigidez del elemento de pórtico es:

$$\mathbf{K} = \mathbf{T}^T \mathbf{k}_I \mathbf{T}$$

Se puede demostrar que las seis fuerzas de extremo fijo \mathbf{r}_j causadas por las cargas del elemento, que se definen en el sistema local 1-2-3, pueden ser transformadas a las doce cargas globales mediante la siguiente expresión:

$$\mathbf{R}_L = \mathbf{T}^T \mathbf{b}^T \mathbf{r}_j$$

Se debe notar que dentro de los programas de computadora más eficientes, no se utiliza la multiplicación formal de matriz para formar las matrices. Los métodos de programación se usan para eliminar la mayor parte de la multiplicación por términos cero.

2.1.6.4. *Elementos Isoparametricos*

Antes del desarrollo del Método de los Elementos Finitos, los investigadores del campo de la ingeniería estructural y de la mecánica estructural encontraron soluciones de “forma cerrada” en términos de conocidas funciones matemáticas de muchos problemas en la mecánica continua. Sin embargo, estructuras prácticas de geometría arbitraria, materiales no-homogéneos o estructuras fabricadas de varios materiales diferentes son difíciles de solucionar mediante este enfoque clásico.

El profesor Ray Clough patentizó la terminología “Método del Elemento Finito” en un documento presentado en el año 1960.³⁵ Dicho documento proponía usar el método como una alternativa del método de diferencia finita para la solución numérica de problemas de concentración de esfuerzo en la mecánica continua. El objetivo principal de un trabajo anterior en la empresa Boeing Airplane

³⁵ CLOUGH, R. W. 1960; “The Finite Element Method in Plane Stress Analysis”, ASCE Conf. On Electronic Computations.

Company publicado en el año 1956;³⁶ era incluir la rigidez del revestimiento en el análisis de las estructuras del ala y no estaba dirigido a calcular con precisión los esfuerzos en estructuras continuas. El primer programa de computadora plenamente automatizado de elemento finito fue desarrollado durante el período del 1961-1962.³⁷

La introducción de la formulación del elemento isoparamétrico en el año 1968 por Bruce Irons³⁸ constituyó el aporte más significativo para el campo del análisis de elementos finitos durante los últimos 40 años. Permitía el desarrollo y la programación de elementos muy precisos de orden superior con un mínimo de esfuerzo.

a. Elemento Unidimensional.³⁹

Para ilustrar los puntos fundamentales del enfoque isoperimétrico, el elemento unidimensional de tres nodos que se presenta en la figura siguiente está formulado en un sistema de referencia de coordenadas naturales

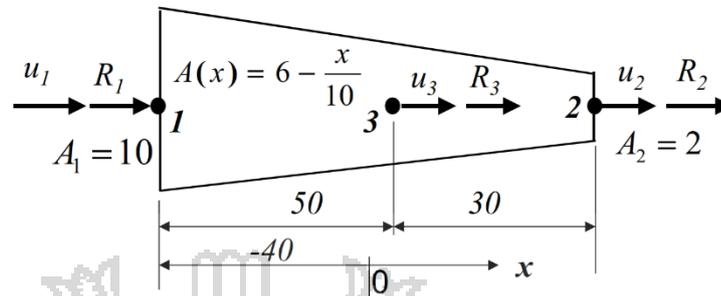
³⁶ TURNER, M. J., CLOUGH, R. W. 1956; "Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures" J. Aeronaut Sc. V.23, N.6, PP 805-823.

³⁷ WILSON, E. L., 1963; "Finite Element Analysis of Two-Dimensional Structures" Tesis de Doctorado

³⁸ IRONS, B. M.; ZIENKIEWICZ, O.C. . 1968; "Los Sistemas de Elementos finitos Isoparametricos – Un nuevo concepto en el análisis de Elementos Finitos" Royal Aeronautical Society London.

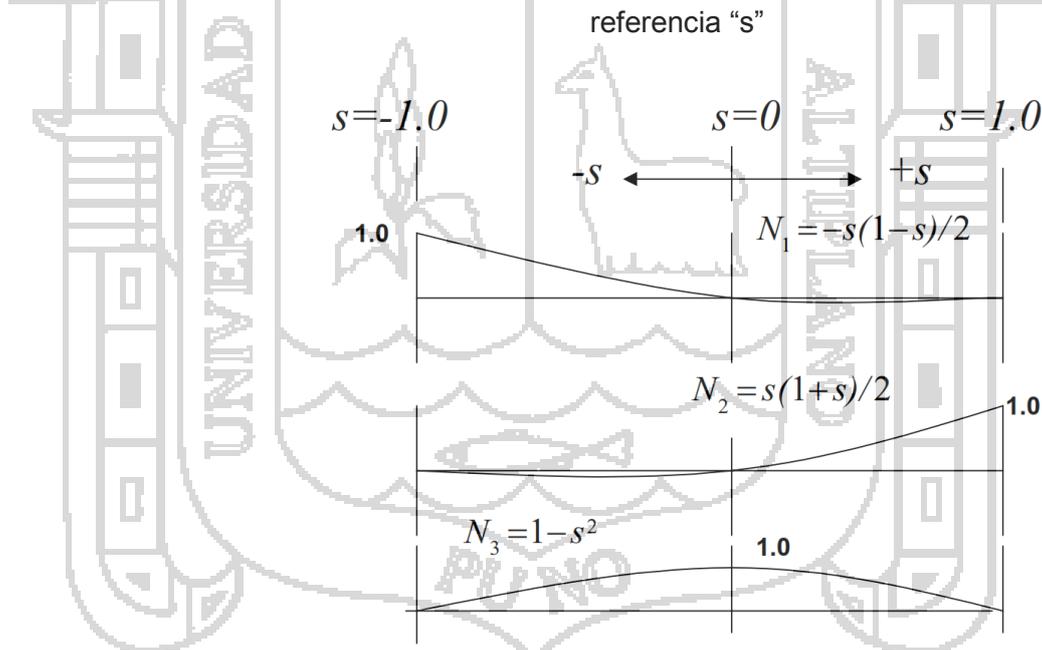
³⁹ COOK, R. D., 1989; "Concepts and aplicaciones of Finite Element Analysis" Tercera Edicion; John Wiley & Sons, Inc

Figura 25. Elemento Isoparametrico: Sistema global de referencia "x".



Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Figura 26. Elemento Isoparametrico: Sistema isoparamétrico de referencia "s"



Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Las funciones de forma N_i se expresan en términos del sistema de referencia isoparamétrica del elemento. La coordenada natural posee un rango de $s = \pm 1.0$. Los

sistemas de referencia globales e isoparamétricos están relacionados por la siguiente ecuación elemental:

$$x(s) = N_1(s)x_1 + N_2(s)x_2 + N_3(s)x_3 = \mathbf{N}(s)\mathbf{x}$$

La validez de esta ecuación puede ser verificada para los valores de $s = -1$, $s = 0$, $s = 1$. No se requiere ninguna referencia matemática adicional para comprender la ecuación anterior.

El desplazamiento global ahora puede expresarse en términos de las funciones de forma fundamentales isoparamétrica. O sea:

$$u(s) = N_1(s)u_1 + N_2(s)u_2 + N_3(s)u_3 = \mathbf{N}(s)\mathbf{u}$$

Se debe notar que la suma de las funciones de forma es equivalente a **1.0** para todos los valores de s ; por lo tanto, es posible el desplazamiento de masa rígida del elemento. Esto constituye un requisito fundamental de toda aproximación de desplazamiento para todo tipo de elemento finito.

La ecuación deformación-desplazamiento para este elemento unidimensional es:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u(s)}{\partial x} = \frac{du(s)}{dx} = \frac{du(s)}{ds} \frac{ds}{dx}$$

Para cualquier valor de s se pueden escribir las siguientes ecuaciones:

$$\frac{du(s)}{ds} = \mathbf{N}(s), \quad {}_s\mathbf{u}$$

$$\frac{dx}{ds} = \mathbf{N}(s), \quad {}_s\mathbf{x} = \mathbf{J}(s)$$

Por lo tanto:

$$\varepsilon_x = \frac{du(s)}{ds} \frac{ds}{dx} = \frac{1}{\mathbf{J}(s)} \mathbf{N}(s), \quad {}_s\mathbf{u} = \mathbf{B}(s)\mathbf{u}$$

De la ecuación $N(s)x$ la derivada con respecto a los sistemas de referencia globales e isoparamétricos de referencia están relacionados por lo siguiente:

$$dx = N(s), \quad {}_s x ds = J(s) ds$$

Ahora se puede expresar la rigidez del elemento 3 por 3 en términos del sistema natural:

$$K = \int_{-1}^1 B(s)^T E B(s) J(s) ds$$

En general, la ecuación anterior no puede ser evaluada en forma analítica. Sin embargo, puede ser evaluada de manera precisa mediante la integración numérica.

b. Fórmulas de integración Unidimensional.⁴⁰

La mayoría de los ingenieros han utilizado la regla de Simpson o la regla trapezoidal para integrar una función evaluada a intervalos iguales.

Sin embargo, estos métodos tradicionales no son tan precisos, para el mismo esfuerzo computacional, como el método numérico de Gauss de integración. Las fórmulas de integración de Gauss son de la siguiente forma:

$$I = \int_{-1}^{+1} f(s) ds = \sum_{i=1}^n W_i f(s_i)$$

La Tabla siguiente resume los coeficientes de Gauss y factores de peso para tres fórmulas diferentes:

Para ilustrar los puntos fundamentales del enfoque isoperimétrico, el elemento unidimensional de tres nodos

⁴⁰ COOK, R. D., 1989; "Concepts and applications of Finite Element Analysis" Tercera Edición; John Wiley & Sons, Inc

que se presenta en la figura siguiente está formulado en un sistema de referencia de coordenadas naturales

Tabla 3. Factores de Peso y Coeficientes de Gauss para la Integración Numérica.

| n | S ₁ | W ₁ | S ₂ | W ₂ | S ₃ | W ₃ |
|---|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 1 | 0 | 2 | | | | |
| 2 | $-1/\sqrt{3}$ | 1 | $1/\sqrt{3}$ | 1 | | |
| 3 | $-\sqrt{0.6}$ | 5/9 | 1,667 | 0 | 8/9 | 5/9 |

Fuente: COOK, R. D., 1989; "Concepts and aplicaciones of Finite Element Analysis" Tercera Edicion; John Wiley & Sons, Inc

Se debe notar que la suma de los factores de peso siempre es igual a 2. Son posibles fórmulas de integración numérica de orden superior. Sin embargo, para la mayoría de los análisis de elementos finitos por desplazamiento, no se requiere integración de orden superior. De hecho, para muchos elementos, la integración de orden inferior produce resultados más precisos que la integración de orden superior.

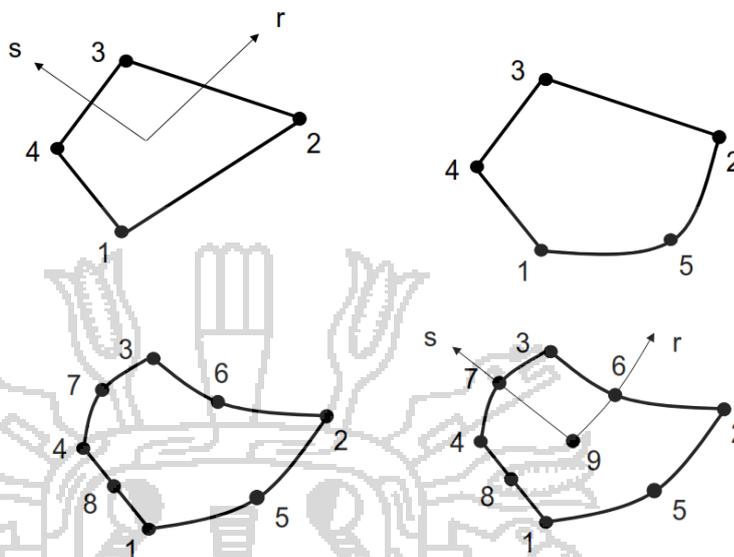
c. Funciones de formas bidimensionales.⁴¹

Se pueden elaborar funciones de formas bidimensionales para diferentes elementos con un número arbitrario de nodos. La formulación que se presenta aquí será para un elemento general cuadrilátero con cuatro hasta nueve nodos.

Por lo tanto, una formulación abarcará todos los tipos de elementos presentados en la figura siguiente:

⁴¹ COOK, R. D., 1989; "Concepts and aplicaciones of Finite Element Analysis" Tercera Edicion; John Wiley & Sons, Inc

Figura 27. Elementos Isoparamétricos Bidimensionales de Cuatro a Nueve Nodos.



Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Las funciones de forma, en el sistema natural $r-s$, son un producto de las funciones unidimensionales mostradas en los elementos unidimensionales. Los rangos tanto de r como de s es $+1$. Toda función debe ser igual a 1.0 en el nodo, y debe ser igual a cero en todos los demás nodos asociados con el elemento. Las funciones de forma mostrada en la tabla siguiente son para el elemento básico de cuatro nodos. La tabla indica cómo se modifican las funciones si existen los nodos $5, 6, 7, 8$ ó 9 . Si no existe ningún nodos del 5 al 9, las funciones asociadas con dicho nodo son cero, y no hay necesidad de calcularlo. Se debe notar que la suma de todas las funciones de forma siempre es igual a 1.0 para todos los puntos dentro del elemento. Tablas con el mismo formato pueden ser creadas para las derivadas de las funciones de forma $N_{i,r}$ y $N_{i,s}$. Las funciones de forma y sus derivadas son evaluadas numéricamente en los puntos de integración.

Tabla 4. Funciones de Forma para un Elemento Bidimensional de Cuatro a Nueve Nodos

| NODE i | r_i | s_i | SHAPE FUNCTION $N_i(r, s)$ | OPTIONAL NODES | | | | |
|-----------|-------|-------|-------------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| | | | | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 1 | -1 | -1 | $N_1 = (1-r)(1-s)/4$ | $-\frac{N_5}{2}$ | | | $-\frac{N_8}{2}$ | $-\frac{N_9}{4}$ |
| 2 | 1 | -1 | $N_2 = (1+r)(1-s)/4$ | $-\frac{N_5}{2}$ | $-\frac{N_6}{2}$ | | | $-\frac{N_9}{4}$ |
| 3 | 1 | 1 | $N_3 = (1+r)(1+s)/4$ | | $-\frac{N_6}{2}$ | $-\frac{N_7}{2}$ | | $-\frac{N_9}{4}$ |
| 4 | -1 | 1 | $N_4 = (1-r)(1+s)/4$ | | | $-\frac{N_7}{2}$ | $-\frac{N_8}{2}$ | $-\frac{N_9}{4}$ |
| 5 | 0 | -1 | $N_5 = (1-r^2)(1-s)/2$ | | | | | $-\frac{N_9}{2}$ |
| 6 | 1 | 0 | $N_6 = (1+r)(1-s^2)/2$ | | | | | $-\frac{N_9}{2}$ |
| 7 | 0 | 1 | $N_7 = (1-r^2)(1+s)/2$ | | | | | $-\frac{N_9}{2}$ |
| 8 | -1 | 0 | $N_8 = (1-r)(1-s^2)/2$ | | | | | $-\frac{N_9}{2}$ |
| 9 | 0 | 0 | $N_9 = (1-r^2)(1-s^2)$ | | | | | |

Fuente: COOK, R. D., 1989; "Concepts and aplicaciones of Finite Element Analysis" Tercera Edicion; John Wiley & Sons, Inc

Las relaciones entre los sistemas naturales r-s y ortogonal local x-y son por definición las siguientes:

$$x(r, s) = \sum N_i x_i$$

$$y(r, s) = \sum N_i y_i$$

También, se supone que los desplazamientos x e y tengan la siguiente forma:

$$u_x(r, s) = \sum N_i u_{xi}$$

$$u_y(r, s) = \sum N_i u_{yi}$$

Para calcular las deformaciones es necesario tomar las derivadas de los desplazamientos con respecto a x e y . Por lo tanto, es necesario usar la regla clásica de la cadena, que se puede expresar como sigue:

$$\frac{\partial u}{\partial r} = \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial r}$$

$$\frac{\partial u}{\partial s} = \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial s} + \frac{\partial u}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial s}$$

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial r} \\ \frac{\partial u}{\partial s} \end{bmatrix} = \mathbf{J} \begin{bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial u}{\partial y} \end{bmatrix}$$

La matriz \mathbf{J} se conoce en la matemática como la **matriz jacobiana**, y puede ser evaluada numéricamente en base a lo siguiente:

$$\mathbf{J} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial r} & \frac{\partial y}{\partial r} \\ \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum N_{i,rx_i} & \sum N_{i,ry_i} \\ \sum N_{i,sx_i} & \sum N_{i,sy_i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} J_{11} & J_{12} \\ J_{21} & J_{22} \end{bmatrix}$$

En los puntos de integración la matriz \mathbf{J} pueden ser numéricamente invertidas.

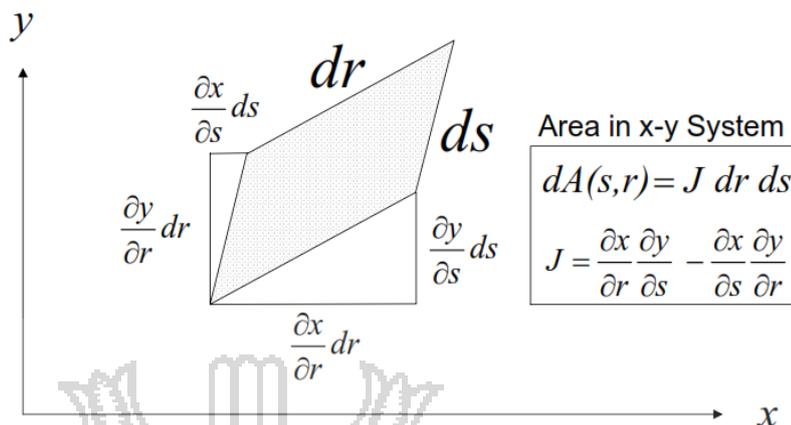
$$\mathbf{J}^{-1} = \frac{1}{J} \begin{bmatrix} J_{22} & -J_{21} \\ -J_{12} & J_{11} \end{bmatrix}$$

El término J es el determinante de la matriz jacobiana y es:

$$J = J_{11}J_{22} - J_{12}J_{21} = \frac{\partial x}{\partial r} \frac{\partial y}{\partial s} - \frac{\partial x}{\partial s} \frac{\partial y}{\partial r}$$

La figura siguiente ilustra el significado físico de este término en cualquier punto \mathbf{r} y \mathbf{s} dentro del elemento.

Figura 28. Área real en el Sistema de Referencia Natural.



Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Cálculos sencillos de geometría ilustran que **J** relaciona el área en el sistema x-y al sistema de referencia natural. Así:

$$dA = dx dy = J dr ds$$

Por lo tanto, todas las ecuaciones básicas de elemento finito pueden ser transformadas en el sistema de referencia natural, y se pueden usar las fórmulas estándares de integración numérica para evaluar las integrales.

La integración numérica en dos dimensiones puede efectuarse utilizando las fórmulas unidimensionales.

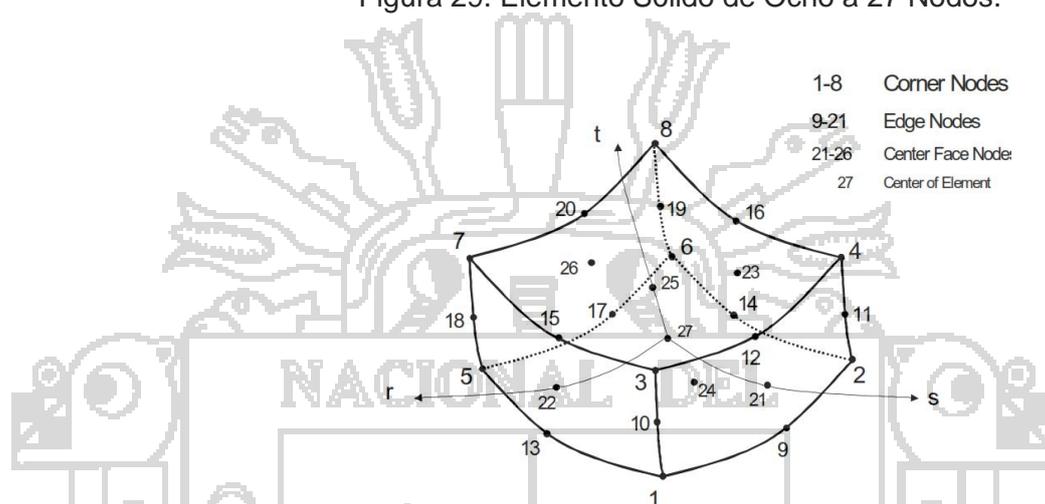
$$I = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} f(r,s) J(r,s) dr ds = \sum_i \sum_j W_i W_j f(r_i, s_j) J(r_i, s_j)$$

Se debe notar que la suma de los factores de peso, $W_i W_j$, es igual a cuatro, el área natural del elemento. La mayoría de los programas de computadora utilizan fórmulas de integración numérica 2 por 2 ó 3 por 3.

d. Funciones de formas tridimensionales.⁴²

Se puede ampliar fácilmente el enfoque bidimensional, que se emplea para desarrollar el elemento de 4 a 9 nodos, hasta tres dimensiones, y crear un elemento sólido de 8 a 27 nodos, tal como se presenta en la figura siguiente:

Figura 29. Elemento Sólido de Ocho a 27 Nodos.



Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Las funciones de forma tridimensionales son productos de las tres funciones básicas unidimensionales, y pueden ser expresadas en la siguiente forma:

$$G(r_i, s_i, t_i) = g(r, r_i)g(s, s_i)g(t, t_i)$$

Los términos r_i, s_i y t_i , son las coordenadas naturales del nodo "i". Las funciones unidimensionales en la dirección r, s y t , se definen como:

$$g_i = g(r, r_i) = \frac{1}{2}(1 + r_i r) \text{ si } r_i = \pm 1$$

$$g_i = g(r, r_i) = (1 + r^2) \text{ si } r_i = 0$$

$$g_i = 0 \text{ si el nodo } i \text{ no existe}$$

⁴² COOK, R. D., 1989; "Concepts and applications of Finite Element Analysis" Tercera Edicion; John Wiley & Sons, Inc

Utilizando esta notación, es posible programar una subrutina de función de forma directamente sin ninguna manipulación algebraica adicional. El requisito fundamental de una función de forma es que posea un valor de 1.0 en el nodo, y que sea cero en todos los demás nodos. La función de la forma del nodo es la función de forma básica del nodo g_i corregida para que sea cero en todos los nodos por una fracción de las funciones de forma básicas en los nodos adyacentes.

Las funciones de forma N_1 y N_8 para los nodos de 8 esquinas son:

$$N_i = g_i - \frac{g_E}{2} - \frac{g_F}{4} - \frac{g_{27}}{8}$$

Las funciones de forma N_9 y N_{20} para los nodos de 12 bordes son:

$$N_i = g_i - \frac{g_F}{2} - \frac{g_{27}}{4}$$

Las funciones de forma N_{21} y N_{26} para los 6 nodos de centro de cada cara son:

$$N_i = g_i - \frac{g_{27}}{2}$$

La función de forma para el nodo que se encuentra en el centro del elemento es:

$$N_{27} = g_{27}$$

El término g_E es la suma de los valores g en los tres bordes adyacentes. El término g_F es la suma de los valores g en el centro de las tres caras adyacentes.

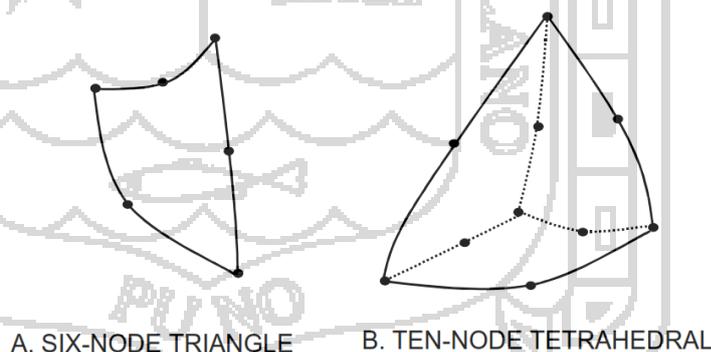
La profesión de la ingeniería estructural no utiliza muy extensamente el elemento sólido de 27 nodos. El motivo

principal de su falta de valor práctico es que casi se puede obtener la misma precisión con el elemento sólido de 8 nodos, con la adición de modos de desplazamiento incompatible corregidos.

e. Elementos Triangulares y tetraédricos.⁴³

Para modelar estructuras, nunca se debe usar el elemento triangular plano de deformación constante ni el elemento tetraedro sólido de deformación constante. Son numéricamente ineficientes, en comparación con los requisitos de computación de elementos de órdenes superiores, y no producen desplazamientos ni esfuerzos precisos. Sin embargo, el elemento triangular plano de seis nodos y el elemento tetraedro sólido de diez nodos, que se presentan en la figura siguiente, son precisos y numéricamente eficientes. El motivo de su éxito es el hecho de que sus funciones de forma son polinomios completos de segundo orden.

Figura 30. Elementos Triangular Plano de Seis Nodos y Tetraédrico Sólido de Diez nodos.



Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Se usan extensamente para programas de computadora con generación de una malla especial o refinamiento

⁴³ COOK, R. D., 1989; "Concepts and applications of Finite Element Analysis" Tercera Edición; John Wiley & Sons, Inc

automático adaptativo de malla. Es mejor formularlos en sistemas de coordenadas de área y volumen.

2.1.6.5. Condiciones de Borde y restricciones Generales⁴⁴

Tradicionalmente se utilizaban las restricciones para reducir el número de ecuaciones a solucionar. Sin embargo, en la actualidad la alta velocidad de la generación actual de computadoras personales de bajo costo permite la solución con doble precisión de varios miles de ecuaciones en unos pocos minutos. Por eso se deben usar restricciones para evitar problemas numéricos y para crear un modelo realista que prediga con precisión el comportamiento de la estructura real.

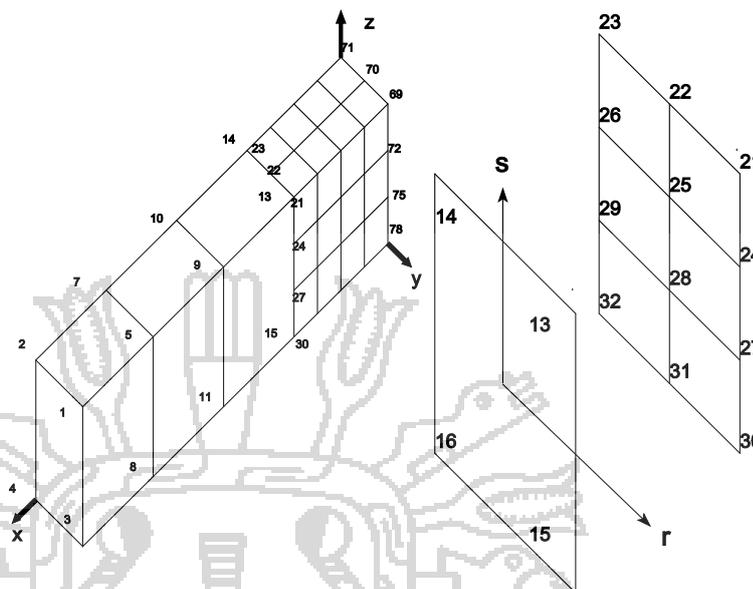
Las ecuaciones de restricción son necesarias para conectar diferentes tipos de elementos. Además, pueden ser muy útiles en áreas de transiciones de malla y el refinamiento de mallas adaptadas.

a. Uso de Restricciones para transmisión de malla

Es un hecho que los elementos rectangulares son más precisos que los elementos cuadrilaterales arbitrarios. También, los prismas regulares de ocho nodos son más precisos que los elementos hexaédricos de forma arbitraria. Por lo tanto, existe un motivo para emplear coacciones para conectar una malla fina con una malla burda.

⁴⁴ WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Figura 31. Uso de Restricciones para Fusionar Diferentes Mallas de Elementos Finitos.



Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Para ilustrar el uso de coacciones para fusionar elementos de tamaños diferentes, vamos a considerar el elemento finito tridimensional que se presenta en la figura anterior.

El método más fácil para generar la malla en la figura mostrada es emplear sistemas de numeración completamente diferentes para generar las áreas de mallas finas y burdas del modelo de elemento finito. Las dos secciones luego pueden ser conectadas a través de coacciones de desplazamiento. Para satisfacer la compatibilidad, es necesario que la malla fina sea coaccionada a la malla burda. Por lo tanto, las funciones de forma de la superficie de la malla burda deben ser utilizadas para evaluar los desplazamientos en los nodos de malla fina. En este caso, los 36 GDL de los 12 nodos de la malla fina, del 21 al 32, están relacionados a los desplazamientos en los nodos 13 a 16 mediante 36 ecuaciones de la siguiente forma:

$$u_c = N_{13}u_{13} + N_{14}u_{14} + N_{15}u_{15} + N_{16}u_{16}$$

La ecuación se aplica a los desplazamientos x , y y z en los 12 puntos. Las funciones de forma bilineal, N_i , son evaluadas en las coordenadas naturales de los 12 puntos. Por ejemplo, las coordenadas naturales para el nodo 25 son $r=0$ y $s=1/3$. Es evidente que estas transformaciones de desplazamiento pueden ser formadas automáticamente y aplicadas dentro de un programa de computadora. Se ha utilizado este enfoque en programas de computadora que utilizan un refinamiento de malla adaptativo.

2.1.6.6. *Elementos Cascara (Shell Elements)*⁴⁵

El uso de la teoría clásica de cáscara fina para problemas de geometría arbitraria lleva al desarrollo de ecuaciones diferenciales de orden superior que, en general, pueden ser solucionadas aproximadamente mediante el uso de la evaluación numérica de series infinitas.

Por lo tanto, existe solamente un número limitado de soluciones para estructuras de cáscara con formas geométricas sencillas. Estas soluciones cumplen una función importante en la evaluación de la precisión numérica de programas de computadora modernos de elementos finitos. Sin embargo, para el análisis estático y dinámico de estructuras de cáscara de geometría arbitraria, que interactúan con vigas y soportes de extremo libre, el método de elemento finito brinda el único enfoque práctico de que se dispone en la actualidad. La aplicación del método de elemento finito para el análisis de estructuras de cáscara requiere que

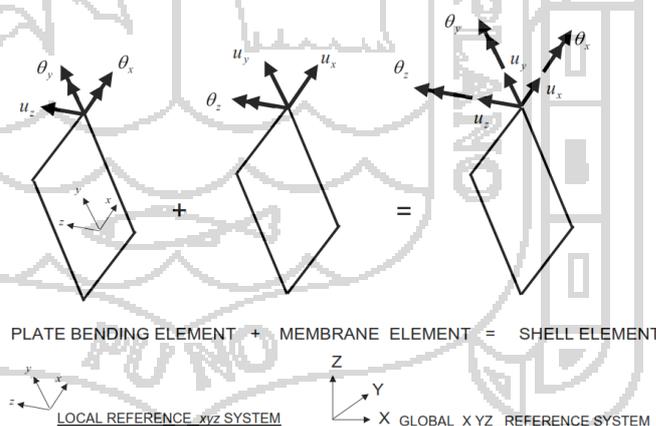
⁴⁵ WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

el usuario tenga conocimiento de las aproximaciones involucradas en el desarrollo de los elementos. Tanto los elementos de placa como los de membrana fueron derivados como un caso especial de la teoría de la elasticidad tridimensional, donde las aproximaciones están claramente definidas. Por lo tanto, el empleo de estos elementos para el análisis de estructuras de cáscara implica la introducción de muy pocas aproximaciones nuevas. Antes de analizar una estructura utilizando un elemento de cáscara, siempre se debe considerar la aplicación directa de sólidos tridimensionales para crear un modelo de la estructura.

b. Un simple elemento de cáscara cuadrilateral

Los elementos bidimensionales de membrana y flexión de placa pueden ser combinados para formar un elemento de cáscara de cuatro nodos, tal como se presenta en la figura siguiente.

Figura 32. Formación de Elemento de Cáscara Plana.



Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Solamente es necesario formar las dos matrices de rigidez de elemento en el sistema local xyz. Luego se transforma la matriz local de rigidez del elemento 24 por 24, en el sistema global de referencia XYZ. Luego se agregan las cargas y la rigidez del elemento de cáscara,

utilizando el método de rigidez directa para formar las ecuaciones de equilibrio global. Debido a que los elementos de flexión de placa y membrana, en algún plano, son casos especiales del elemento cáscara tridimensional, solamente se necesita el elemento de cáscara para ser programado.

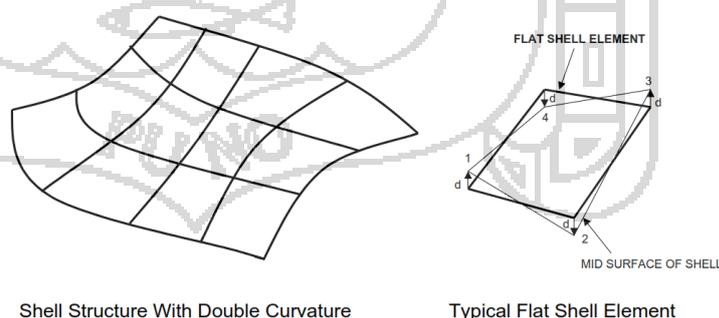
Este es el enfoque empleado en el programa SAP2000. Como en el caso de flexión de placa, el elemento cáscara tiene la opción de incluir las deformaciones transversales cortantes.

c. *Un simple elemento de cáscara cuadrilateral*

Se pueden usar elementos de cáscaras cuadrilaterales y planos para crear modelos de la mayoría de las estructuras de cáscara si se pueden colocar los cuatro nodos en el punto medio del espesor de la cáscara. Sin embargo, para algunas cáscaras con doble curvatura, esto podría no ser posible.

Veamos la estructura de cáscara que se presenta en la figura siguiente.

Figura 33. Empleo de Elementos Planos para Crear Modelos de Cáscara Arbitrarios.



Shell Structure With Double Curvature

Typical Flat Shell Element

Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Los cuatro puntos de inserción **1, 2, 3 y 4** que definen el elemento están ubicados en el punto medio de la superficie de la cáscara, tal como se indica en la figura

anterior. El sistema local de coordenadas xyz se define tomando el producto vectorial de los vectores diagonales. Es decir, $V_z = V_{1-3} \times V_{2-4}$. El vector de distancia d es normal al elemento plano, y está entre los puntos nodales del elemento plano y los puntos nodales de aporte en la mitad de la superficie de la cáscara y es calculada de la siguiente manera:

$$d = \pm \frac{z_1 + z_3 - z_2 - z_4}{2}$$

Para la mayoría de las cáscaras esta distancia paralela es cero, ubicándose los nodos del elemento finito en los nodos que están en la mitad de la superficie. Sin embargo, si la distancia d no es cero, la rigidez del elemento plano debe ser modificada antes de la transformación al sistema de referencia global XYZ. Es muy importante satisfacer el equilibrio de fuerzas en el punto en la mitad de la superficie de la estructura de cáscara.

Esto se logra a través de una transformación de la matriz de la rigidez del elemento plano a la mitad de la superficie, aplicando la siguiente ecuación de transformación de desplazamiento en cada nodo:

$$\begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \\ \theta_x \\ \theta_y \\ \theta_z \end{bmatrix}_n = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & -d & 0 \\ 0 & 1 & 0 & d & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \\ \theta_x \\ \theta_y \\ \theta_z \end{bmatrix}_s$$

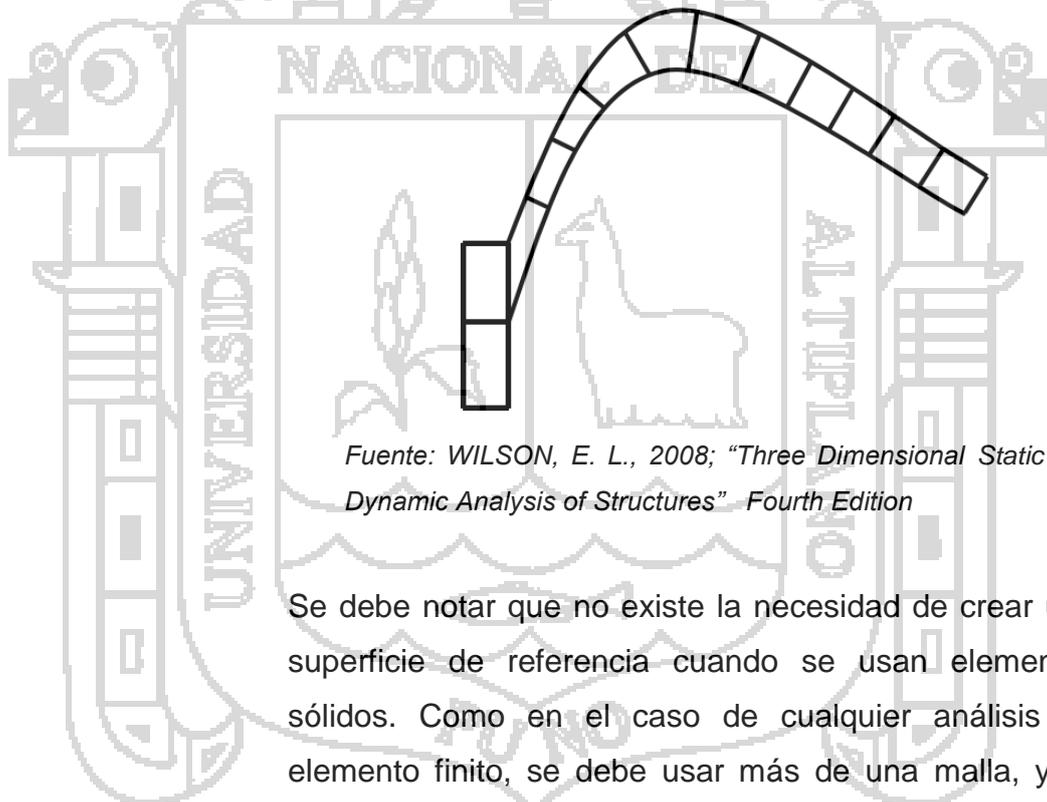
Físicamente, esto significa que los nodos del elemento plano están conectados de manera rígida a los nodos a mitad de la superficie. Es evidente que a medida que los elementos se pongan más pequeños, la distancia d se

acerca a cero, y los resultados del elemento plano van convergiendo a la solución de cáscara.

d. Elementos Sólidos para análisis de cáscaras.

Se puede utilizar el elemento sólido de ocho nodos con modos incompatibles para el análisis de cáscaras gruesas. La figura siguiente presenta la sección transversal del modelo de una estructura de cáscara con elementos sólidos de ocho nodos.

Figura 34. Sección Transversal de Modelo de Estructura de Cáscara Gruesa de Elementos Sólidos.



Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Se debe notar que no existe la necesidad de crear una superficie de referencia cuando se usan elementos sólidos. Como en el caso de cualquier análisis de elemento finito, se debe usar más de una malla, y se debe examinar la estática para verificar el modelo, la teoría, y el programa de computadora.

2.1.6.7. Análisis Dinámico

Toda estructura física real se comporta dinámicamente cuando se le aplica cargas o desplazamientos. Según la **segunda ley de Newton**, las fuerzas adicionales de

inercia, son iguales a la masa multiplicada por la aceleración. Si las cargas o los desplazamientos se aplican lentamente, las fuerzas de inercia pueden despreciarse, y se puede justificar un análisis estático. Por lo tanto, el análisis dinámico es una simple extensión del análisis estático.

Además, toda estructura real tiene potencialmente un número infinito de desplazamientos. Por lo tanto, la fase más crítica de un análisis estructural es crear un modelo de computadora con un número finito de elementos sin masa, y un número finito de desplazamientos nodales que simulen el comportamiento de la estructura real. La masa del sistema estructural, que puede ser estimada de manera precisa, se concentra en los nodos. También, para estructuras elásticas lineales, las propiedades de rigidez de los elementos pueden ser aproximadas con un alto grado de confiabilidad mediante la ayuda de datos experimentales. Sin embargo, la carga dinámica, las propiedades de disipación de energía, y las condiciones de borde (fundaciones) para muchas estructuras son difíciles de estimar. Esto siempre es cierto para los casos de eventos sísmicos o cargas de viento. Para reducir los errores que puedan ser causados por las aproximaciones resumidas en el párrafo anterior, es necesario realizar muchos análisis dinámicos, utilizando diferentes modelos computarizados, condiciones de carga y de borde.

No es irrealista llevar a cabo 20 ó más análisis por computadora para diseñar una nueva estructura o para investigar opciones de reforzamiento para una estructura existente.

Debido al elevado número de análisis por computadora que se requieren para un análisis dinámico típico, es

muy importante que se usen métodos precisos y numéricamente eficientes en los programas de cómputo.

a. Equilibrio dinámico⁴⁶.

El equilibrio de fuerzas de un sistema de varios grados de libertad con masa concentrada en función de tiempo puede expresarse a través de la siguiente relación:

$$\mathbf{F}(t)_I + \mathbf{F}(t)_D + \mathbf{F}(t)_s = \mathbf{F}(t)$$

Donde los vectores de fuerza en el tiempo t son:

$\mathbf{F}(t)_I$: Vector de las fuerzas de inercia actuantes sobre las masas nodales

$\mathbf{F}(t)_D$: Vector de fuerzas de amortiguamiento viscoso, de disipación de energía

$\mathbf{F}(t)_s$: Vector de fuerzas internas de la estructura

$\mathbf{F}(t)$: Vector de cargas aplicadas externamente

La ecuación $\mathbf{F}(t)_I + \mathbf{F}(t)_D + \mathbf{F}(t)_s = \mathbf{F}(t)$ está basada en las leyes de la física, siendo válida tanto para sistemas lineales como no-lineales si el equilibrio se formula con respecto a la geometría deformada de la estructura.

Para muchos sistemas estructurales, la aproximación del comportamiento lineal de la estructura convierte la esta ecuación de equilibrio físico, al siguiente sistema de ecuaciones diferenciales, lineales, de segundo orden:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_a(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_a(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}_a(t) = \mathbf{F}(t)$$

Donde \mathbf{M} es la matriz de masa (concentrada o consistente), \mathbf{C} es la matriz de amortiguamiento viscoso (que normalmente se incluye para aproximar la disipación de la energía en la estructura real) y \mathbf{K} es la

⁴⁶ WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

matriz de rigidez estática para el sistema de elementos estructurales. Los vectores, que dependen del tiempo, $\mathbf{u}(t)_a$, $\dot{\mathbf{u}}(t)_a$ y $\ddot{\mathbf{u}}(t)_a$, son los desplazamientos nodales absolutos, velocidades nodales absolutas y aceleraciones nodales absolutas, respectivamente.

Muchos libros sobre dinámica estructural aplicadas a la ingeniería estructural presentan diferentes métodos de la matemática aplicada para obtener la solución exacta de la ecuación $\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_a(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_a(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}_a(t) = \mathbf{F}(t)$. Durante los últimos años, sin embargo, con la disponibilidad generalizada de computadoras personales de alta velocidad y costo reducido, la solución exacta a esta ecuación puede obtenerse sin el uso de complicadas técnicas matemáticas. Por lo tanto, el ingeniero estructural moderno que tenga una comprensión física del equilibrio dinámico y la disipación de la energía puede realizar el análisis dinámico de sistemas estructurales complejos. Es deseable tener fuertes conocimientos matemáticos de la ingeniería; sin embargo, ya eso no es obligatorio.

Para cargas sísmicas, la carga externa $\mathbf{F}(t)$ es igual a cero. Los movimientos sísmicos básicos son las tres componentes de desplazamientos del terreno en campo libre $u(t)_{ig}$ que se determinan en algún punto debajo del nivel de la cimentación de la estructura. Por lo tanto, se puede expresar la ecuación anterior en términos de los desplazamientos $\mathbf{u}(t)$, las velocidades $\dot{\mathbf{u}}(t)$ y las aceleraciones $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ relativos a las tres componentes de los desplazamientos del terreno en campo libre.

Por lo tanto, velocidades, y aceleraciones absolutos pueden ser eliminados de la anterior usando las siguientes ecuaciones sencillas:

$$\mathbf{u}_a(t) = \mathbf{u}(t) + \mathbf{I}_x u_{xg}(t) + \mathbf{I}_y u_{yg}(t) + \mathbf{I}_z u_{zg}(t)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_a(t) = \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{I}_x \dot{u}_{xg}(t) + \mathbf{I}_y \dot{u}_{yg}(t) + \mathbf{I}_z \dot{u}_{zg}(t)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}_a(t) = \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{I}_x \ddot{u}_{xg}(t) + \mathbf{I}_y \ddot{u}_{yg}(t) + \mathbf{I}_z \ddot{u}_{zg}(t)$$

Donde \mathbf{I}_i es un vector que contiene uno en los grados de libertad correspondientes a la dirección “ i ”, y cero en las otras posiciones. La sustitución de estas ecuaciones permite que las ecuaciones nodales de equilibrio se expresen de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) \\ = -\mathbf{M}_x \ddot{u}_{xg}(t) - \mathbf{M}_y \ddot{u}_{yg}(t) - \mathbf{M}_z \ddot{u}_{zg}(t) \end{aligned}$$

Donde: $\mathbf{M}_i = \mathbf{M}\mathbf{I}_i$

La forma simplificada de la ecuación anterior es posible porque las velocidades y los desplazamientos de cuerpo rígido asociados con los movimientos de la base no provocan el desarrollo de ninguna fuerza adicional de amortiguamiento ni estructural.

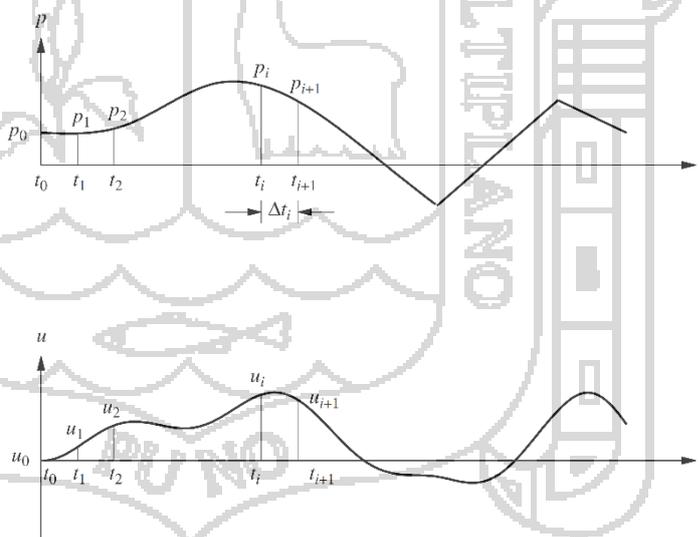
Es importante que los ingenieros consideren que los desplazamientos, que normalmente son impresos por un programa de cómputo, son desplazamientos relativos, y que la carga fundamental sobre la estructura son los desplazamientos de la cimentación y no las cargas aplicadas de manera externa en los nudos de la estructura. Por ejemplo, el análisis estático de una estructura sujeta a cargas horizontales, denominado “pushover”, es una aproximación muy pobre del comportamiento dinámico de una estructura tridimensional bajo la acción de funciones complicadas, en tiempo, de movimientos en la base. También, para evaluar adecuadamente los sistemas de aislamiento de base, hay que calcular los desplazamientos.

Existen diferentes métodos clásicos que se pueden usar para la solución de la ecuación descrita. Cada uno de estos métodos tiene ventajas y desventajas que dependen del tipo de estructura y carga. Con el fin de presentar una idea general, los diferentes procedimientos numéricos se resumen a continuación.

b. Método de solución Paso a Paso⁴⁷.

El método de solución más general para el análisis dinámico es el método incremental donde las ecuaciones de equilibrio se resuelven en los instantes de tiempo, $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t$. etc. Existen muchos métodos de solución incremental. En general, implican la solución de un sistema de ecuaciones de equilibrio en cada incremento de tiempo.

Figura 35. Notación de los métodos paso a paso en el tiempo.



Fuente: CHOPRA, A.K., 2008; "Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering" Fourth Edition; Prentice – HALL International Series

En el caso del análisis no-lineal, puede ser necesario estimar la matriz de rigidez del sistema estructural completo en cada instante de tiempo. También, se

⁴⁷ WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

puede requerir de varias iteraciones para satisfacer el equilibrio en cada incremento de tiempo. Como resultado de los elevados requerimientos de computación, la solución de sistemas estructurales con apenas unos cientos de grados de libertad puede tomar mucho tiempo.

Además, para obtener soluciones estables, la mayoría de los métodos de solución incremental deben incluir el amortiguamiento artificial o numérico. Por este motivo, los ingenieros deben tener mucho cuidado en la interpretación de los resultados. Para algunas estructuras no-lineales que están sujetas a movimientos sísmicos, los métodos de solución incremental son necesarios.

Para sistemas estructurales muy grandes, se ha encontrado que una combinación de los métodos de superposición modal e incremental es eficiente para sistemas con un número reducido de elementos no-lineales, Este método a sido integrado en las nuevas versiones de SAP y ETABS.

c. Método de Superposición Modal⁴⁸.

El enfoque más común y efectivo para el análisis sísmico de sistemas estructurales lineales es el método de superposición modal. Después de estimar un conjunto de vectores ortogonales, el método reduce el gran sistema de ecuaciones de equilibrio global a un número relativamente pequeño de ecuaciones diferenciales desacopladas de segundo orden. La solución numérica de estas ecuaciones implica una gran reducción de tiempo de cómputo. Se ha demostrado que los movimientos sísmicos excitan solamente las

⁴⁸ WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

frecuencias bajas de la estructura. Típicamente, las aceleraciones sísmicas se registran a incrementos de 200 puntos por segundo. Por lo tanto el registro de aceleraciones no contiene información por encima de 50 ciclos por segundo. De esta manera, la no inclusión de las frecuencias más altas y las formas de modo del sistema asociadas normalmente no introduce errores.

d. Análisis Espectral⁴⁹.

El método básico de superposición modal, que queda limitado al análisis lineal elástico, estima la respuesta completa tiempo historia de los desplazamientos nodales y las fuerzas de los elementos debido a un movimiento de la base dado. Existen dos principales desventajas en este procedimiento. En primer lugar, el método produce una gran cantidad de información que puede exigir un gran esfuerzo computacional para realizar todas las verificaciones posibles de diseño en función del tiempo. En segundo lugar, el análisis debe ser repetido para diferentes movimientos sísmicos para garantizar que se exciten todos los modos significativos, porque un espectro de respuesta para un sismo, en una dirección específica, no es una función uniforme.

Existen significativas ventajas de cómputo para el uso del método espectral en el análisis sísmico con el propósito de estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de sistemas estructurales. El método implica el cálculo de solamente los valores máximos de los desplazamientos y las fuerzas en los elementos para cada modo, utilizando espectros de diseño suavizados que son, el promedio de varios movimientos sísmicos. Se recomienda el método CQC para combinar estos valores máximos de respuesta modal con el fin obtener

⁴⁹ WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

el valor máximo más probable de desplazamiento o de fuerza. Mientras que los métodos de combinación para movimientos sísmicos ortogonales SRSS y CQC3 permiten que un análisis dinámico pueda producir fuerzas de diseño para todos los elementos en la estructura.

2.1.6.8. *Análisis Dinámico mediante superposición Modal*

La Ecuación de equilibrio de fuerza dinámica puede expresarse como un conjunto de ecuaciones diferenciales de segundo orden N_d , de la siguiente forma.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t) = \sum_{j=1}^J \mathbf{f}_j g(t)_j$$

En general todo tipo de carga que depende del tiempo, incluyendo vientos, ondas, sismos, pueden presentarse como la suma de " J ", vectores \mathbf{f}_j , que no son función del tiempo, y J funciones de tiempo $g(t)_j$.

El número de grados de libertad dinámicos es equivalente al número de masas concentradas en el sistema. Muchas publicaciones recomiendan la eliminación de los desplazamientos asociados a grados de libertad sin masa mediante la condensación estática antes de resolver la ecuación anterior. El método de condensación estática reduce el número de ecuaciones de equilibrio dinámico que hay que resolver; sin embargo, puede elevar de manera significativa la densidad y el ancho de banda de la matriz de rigidez condensada. En estructuras de tipo edificio, donde cada diafragma tiene solamente tres masas concentradas,

este enfoque es efectivo y se emplea automáticamente en programas de análisis de edificios.

Sin embargo, para la solución dinámica de sistemas estructurales arbitrarios, la eliminación del desplazamiento sin masa, en lo general, no es numéricamente eficiente. Por lo tanto, las versiones modernas del programa SAP no utilizan la condensación estática con el fin de mantener la dispersión de la matriz de rigidez.

a. Transformación de Ecuaciones Modales⁵⁰.

El método matemático fundamental que se usa para la solución de la ecuación simplificada mostrada anteriormente es la separación de variables. Este enfoque asume que la solución pueda ser expresada en la siguiente forma:

$$\mathbf{u}(t) = \Phi \mathbf{Y}(t)$$

Donde Φ es una matriz “ N_d por N ” que contiene N vectores espaciales que no son una función del tiempo, y donde $\mathbf{Y}(t)$ es un vector que contiene N funciones de tiempo.

En base a esta ecuación se deduce lo siguiente:

$$\dot{\mathbf{u}}(t) = \Phi \dot{\mathbf{Y}}(t)$$

$$\ddot{\mathbf{u}}(t) = \Phi \ddot{\mathbf{Y}}(t)$$

Antes de la solución, requerimos que las funciones de espacio satisfagan las siguientes condiciones de ortogonalidad con respecto a la masa y rigidez:

⁵⁰ WILSON, E. L., 2008; “Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures” Fourth Edition

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi = \mathbf{I}$$

$$\Phi^T \mathbf{K} \Phi = \Omega^2$$

Donde \mathbf{I} es una matriz identidad y Ω^2 es una matriz diagonal donde los términos diagonales son ω_n^2 . El término ω_n se expresa en radianes por segundo, y puede o no ser una frecuencia de vibración libre. Se debe notar que los principios fundamentales de la matemática no ponen restricciones sobre esos vectores, además de las propiedades de ortogonalidad. Cada vector de función de espacio, ϕ_n , siempre está normalizado, de manera que la masa generalizada sea igual a uno.

$$\phi_n^T \mathbf{M} \phi_n = 1.0$$

Realizando operación con lo anterior podemos obtener.

$$\mathbf{I} \ddot{\mathbf{Y}}(t) + \mathbf{d} \dot{\mathbf{Y}}(t) + \Omega^2 \mathbf{Y}(t) = \sum_{j=1}^J \mathbf{p}_j \mathbf{g}(t)_j$$

donde $\mathbf{p}_j = \Phi^T \mathbf{f}_j$, definiéndose como los factores de participación modal para la función de carga j . El término p_{nj} está asociado al n -ésimo modo. Note que existe un conjunto de “ N ” factores de participación modal por cada condición de carga \mathbf{f}_j .

Para toda estructura real, la matriz \mathbf{d} , de “ N por N ”, no es diagonal; sin embargo, para desacoplar las ecuaciones modales, es necesario suponer amortiguamiento clásico para que no exista acoplamiento entre modos. Por lo tanto, los términos diagonales del amortiguamiento modal se definen como sigue:

$$d_{nn} = 2\zeta_n\omega_n$$

Donde ζ_n se define como la relación entre el amortiguamiento del modo n con el amortiguamiento crítico del modo.

Para sistemas estructurales lineales, una ecuación modal típica sin acoplamiento es de la siguiente forma:

$$\ddot{y}(t)_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{y}(t)_n + \omega_n^2y(t)_n = \sum_{j=1}^J p_{nj}g(t)_j$$

Para un movimiento sísmico tridimensional, esta ecuación se puede expresar como sigue:

$$\ddot{y}(t)_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{y}(t)_n + \omega_n^2y(t)_n = p_{nx}\ddot{u}(t)_{gx} + p_{ny}\ddot{u}(t)_{gy} + p_{nz}\ddot{u}(t)_{gz}$$

Donde los factores de participación modal tri-direccionales, o en este caso los factores de excitación armónica, se definen por $p_{nj} = -\phi_n^T \mathbf{M}_j$, donde j es igual a x, y, z y n es el número de modo.

2.1.6.9. *Análisis Dinámico con Carga Sísmica de Espectro de Respuesta*

El método básico de superposición de modo, que está limitado al análisis elástico lineal, produce la respuesta completa (histórica) de desplazamientos de los nudos (uniones) y de las fuerzas en los elementos. En el pasado, ha habido dos grandes desventajas en el uso de este enfoque. En primer lugar, el método produce una gran cantidad de información que puede requerir una cantidad importante de esfuerzo de computación para realizar todos los chequeos de diseño posible

como función de tiempo. En segundo lugar, el análisis debe ser repetido para varios movimientos sísmicos diferentes para garantizar que todas las frecuencias fueran excitadas, porque el espectro de respuesta para un sismo en una dirección específica no constituye una función uniforme.

Existen ventajas de computación en el uso del método de espectro de respuesta del análisis sísmico para predecir los desplazamientos y las fuerzas de elemento en sistemas estructurales. El método implica el cálculo de solamente los valores máximos de los desplazamientos y fuerzas de elemento en cada modo utilizando espectros de diseño uniforme que sean el promedio de varios movimientos sísmicos.

Ahora realizaremos un resumen de las ecuaciones fundamentales que se usan en el método de espectro de respuesta, y señalar las muchas aproximaciones y limitaciones del método. Por ejemplo, no se puede usar el método de espectro de respuesta para aproximar la respuesta no-lineal de un sistema estructural tridimensional complejo.

El reciente aumento de la velocidad de computadoras ha hecho que sea práctico realizar muchos análisis de la respuesta en el tiempo en un período corto. Además, ahora es posible efectuar chequeos de diseño como función de tiempo, lo que produce resultados superiores, porque cada elemento no está diseñado para valores pico máximos tal como requiere el método de espectro de respuesta.

a. Definición de un Espectro de Respuesta⁵¹.

Para el movimiento sísmico tridimensional, se expresa la ecuación modal típica de la siguiente manera.

⁵¹ WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

$$\begin{aligned}\ddot{y}(t)_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{y}(t)_n + \omega_n^2y(t)_n \\ = p_{nx}\ddot{u}(t)_{gx} + p_{ny}\ddot{u}(t)_{gy} + p_{nz}\ddot{u}(t)_{gz}\end{aligned}$$

Donde los tres Factores de Participación de Modo son definidos por:

$$p_{nj} = -\phi_n^T \mathbf{M}_j$$

Donde j es igual a x, y, z y n es el número de modo.

Se deben solucionar dos problemas importantes para obtener la solución de espectro de respuesta aproximada para esta ecuación. En primer lugar, para cada dirección de movimiento del suelo, hay que estimar las fuerzas pico máximas y los desplazamientos máximos. En segundo lugar, después de solucionar la respuesta de las tres direcciones ortogonales, es necesario estimar la respuesta máxima en base a los tres componentes de movimiento sísmico que actúan al mismo tiempo. Esta sección aborda el problema de combinación modal de solamente un componente de movimiento. El problema de combinar los resultados del movimiento en tres direcciones ortogonales será abordado más adelante.

Para aportes en una dirección solamente se escribe así.

$$\ddot{y}(t)_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{y}(t)_n + \omega_n^2y(t)_n = p_{ni}\ddot{u}(t)_g$$

Dado un movimiento específico de suelo $\ddot{u}(t)_g$, un valor de amortiguación y asumiendo $p_{ni} = 0.1$, es posible solucionar la ecuación anterior para varios valores de ω y graficar una curva de la respuesta máxima pico $y(\omega)_{MAX}$. Para esta componente de aceleración, por definición, la curva es el espectro de respuesta de desplazamiento para el movimiento sísmico. Habrá una

curva diferente para cada valor diferente de amortiguamiento.

Una gráfica de $\omega y(\omega)_{MAX}$ se define como el **espectro de pseudo-velocidad**, y una gráfica de $\omega^2 y(\omega)_{MAX}$ y se define como el **espectro de pseudo-aceleración**.

Las tres curvas - el espectro de respuesta de desplazamiento, el espectro de pseudo-velocidad, y el espectro de pseudo-aceleración - normalmente son graficadas como una curva en papel especial de registro. (Sin embargo, los pseudo-valores tienen un significado físico mínimo, y no constituyen una parte imprescindible de un análisis de espectro de respuesta). Los valores (correctos) de la velocidad y de las aceleraciones máximas deben ser calculados en base a la solución de las ecuaciones anteriores. Sin embargo, existe una relación matemática entre el espectro de pseudoaceleración y el espectro de aceleración total. La aceleración total de la masa unitaria con un sistema de grado de libertad simple, regida por la ecuación anterior se expresa así:

$$\ddot{u}(t)_T = \dot{y}(t) + \ddot{u}(t)_g$$

Esta también puede ser escrita de la manera siguiente:

$$\ddot{u}(t)_T = -\omega^2 y(t) - 2\zeta\omega\dot{y}(t)_g$$

Por tanto, para el caso especial de amortiguamiento nulo, la aceleración total del sistema es igual a $\omega^2 y(t)$. Por esta razón, normalmente no se grafica la curva del espectro de respuesta de desplazamiento como un desplazamiento modal $y(\omega)_{MAX}$ versus ω . Es costumbre presentar la curva en términos de $S(\omega)$ versus un período T en segundos, donde:

$$S(\omega)_a = \omega^2 y(\omega)_{MAX} \quad y \quad T = \frac{2\pi}{\omega}$$

La curva del espectro de pseudo-aceleración, $S(\omega)_a$, tiene las unidades de aceleración versus período que tiene alguna importancia física solamente para el caso cero amortiguamiento nulo. Es evidente que todas las curvas del espectro de respuesta representan las propiedades del sismo en un sitio específico, y no son funciones de las propiedades del sistema estructural. Después de hacer un estimado de las propiedades del amortiguamiento viscoso lineal de la estructura, se selecciona una curva específica del espectro de respuesta.

b. Cálculo de respuesta modal⁵².

Ahora se puede calcular el desplazamiento modal máximo de un modelo estructural con un modo típico n con período T_n y un correspondiente valor de respuesta de espectro de $S(\omega_n)$. La máxima respuesta modal asociada al período T_n se expresa así:

$$y(T_n)_{MAX} = \frac{S(\omega_n)}{\omega_n^2}$$

La máxima respuesta de desplazamiento modal del modelo estructural se calcula en base a:

$$u_n = y(T_n)_{MAX} \phi_n$$

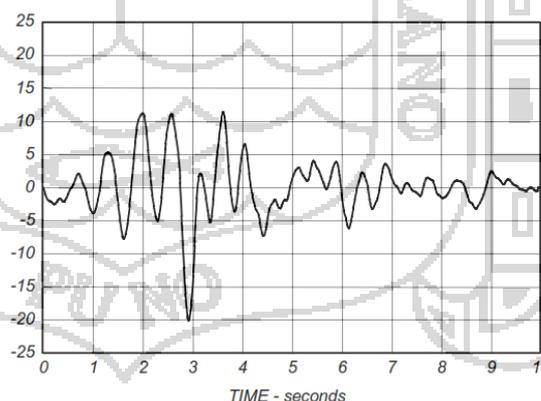
Las correspondientes fuerzas modales internas, f_{kn} , se calculan en base al análisis estructural de matriz estándar, utilizando las mismas ecuaciones que se requieren para el análisis estático.

⁵² WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

c. *Curvas típicas del espectro de respuesta*⁵³.

La figura siguiente presenta un segmento de diez segundos de los movimientos sísmicos de Loma Prieta registrados en un sitio uniforme en el Área de la Bahía de San Francisco. El registro ha sido corregido utilizando un algoritmo iterativo para cero desplazamientos, cero velocidad y cero aceleración al inicio y al final del registro de diez segundos. Para los movimientos sísmicos, las curvas del espectro de respuesta para el desplazamiento y para la pseudo-aceleración. Las curvas de velocidad han sido omitidas de manera intencional porque no forman parte imprescindible del método de espectro de respuesta. Además, se necesitaría mucho espacio para definir claramente los términos tales como velocidad pico de suelo, espectro de pseudo-velocidad, espectro de velocidad relativa, y espectro de velocidad absoluta.

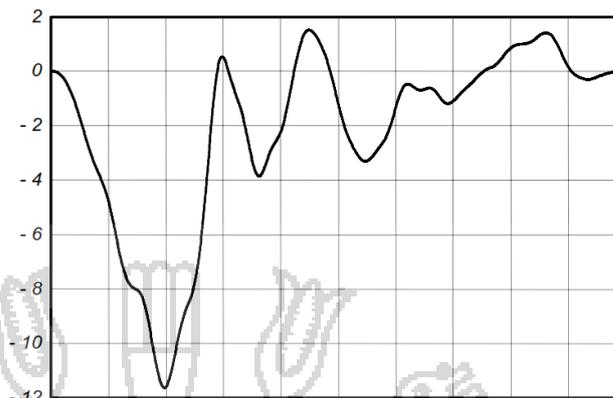
Figura 36. Típica Aceleración Sísmica de Suelo – Porcentaje de Gravedad.



Fuente: CHOPRA, A.K., 2008; "Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering" Fourth Edition; Prentice – HALL International Series

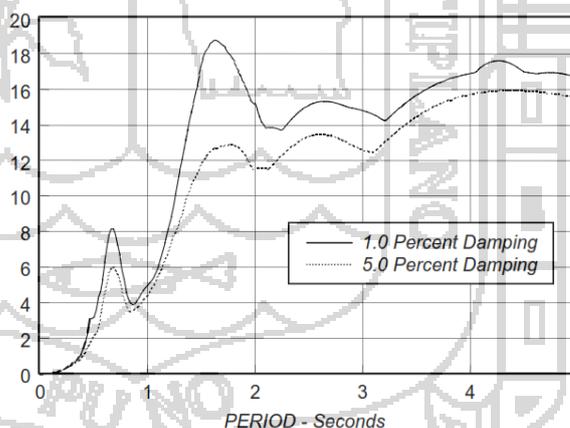
⁵³ WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Figura 37. Típicos Desplazamientos Sísmicos de Suelo – Pulgadas.



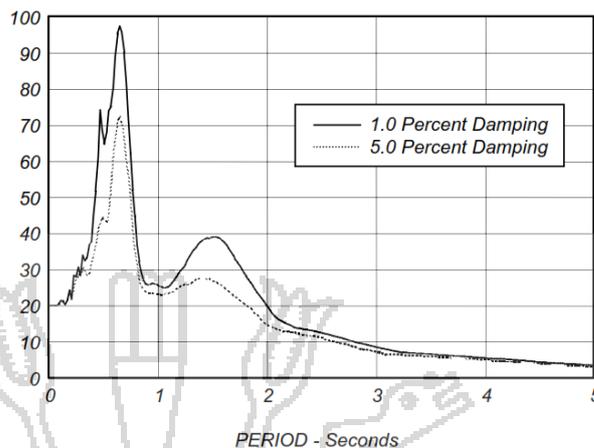
Fuente: CHOPRA, A.K., 2008; "Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering" Fourth Edition; Prentice – HALL International Series

Figura 38. Espectro de Desplazamiento Relativo $y(\omega)_{MAX}$ - Pulgadas.



Fuente: CHOPRA, A.K., 2008; "Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering" Fourth Edition; Prentice – HALL International Series

Figura 39. Espectro de Pseudo-Aceleración, $s_a = \omega^2 y(\omega)_{MAX}$ – Porcentaje de la Gravedad.



Fuente: CHOPRA, A.K., 2008; "Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering" Fourth Edition; Prentice – HALL International Series

La máxima aceleración de suelo para el sismo es el 20.01 % de la gravedad a 2.92 segundos. Es importante notar que el espectro de pseudo-aceleración tiene el mismo valor para un sistema de período muy corto. Esto es así por el hecho físico de que una estructura muy rígida se mueve como una masa rígida, y los desplazamientos relativos dentro de la estructura son iguales a cero. También, el comportamiento de una estructura rígida no es una función del valor del amortiguamiento viscoso.

El máximo desplazamiento de suelo es de -11.62 pulgadas a 1.97 segundos. Para sistemas de período largo, la masa de la estructura de un grado de libertad no se mueve de manera significativa, y posee un desplazamiento absoluto de aproximadamente cero. Por lo tanto, las curvas del espectro de desplazamiento relativo convergen a 11.62 pulgadas durante largos períodos, y para todos los valores del amortiguamiento. Este tipo de comportamiento físico real es fundamental para el diseño de estructuras de base aislada.

El espectro de desplazamiento relativo, y el espectro de aceleración absoluta, son físicamente significativos. Sin embargo, el máximo desplazamiento relativo es directamente proporcional a las fuerzas máximas desarrolladas en la estructura. Para ese sismo, el máximo desplazamiento relativo es de 18.9 pulgadas a un período de 1.6 segundos para el 1 % (por ciento) de amortiguación y 16.0 pulgadas a un período de 4 segundos para una amortiguación del 5 % (por ciento). Es importante notar la diferencia significativa entre el amortiguamiento del 1 y del 5 % (por ciento) para este tipo de sitio blando típico.

El espectro de aceleración absoluta, indica valores máximos a un período de 0.64 segundos para ambos valores de amortiguamiento. También, la multiplicación por ω^2 tiende a eliminar completamente la información que contiene en el rango del período largo. Ya que la mayoría de las fallas estructurales durante sismos recientes han sido asociadas con sitios blandos, tal vez deberíamos considerar el uso del espectro de desplazamiento relativo como la forma fundamental de seleccionar un sismo de diseño. La parte de la curva de alta frecuencia y corto período siempre debe ser definida por lo siguiente:

$$y(\omega)_{MAX} = \frac{\ddot{u}_{gMAX}}{\omega^2} \quad \text{ó} \quad y(T)_{MAX} = \ddot{u}_{gMAX} \frac{T^2}{4\pi^2}$$

Donde \ddot{u}_{gMAX} es la aceleración pico del suelo.

d. El Método CQC de Combinación Modal⁵⁴.

El método más conservador que se usa para estimar un valor pico desplazamiento o fuerza dentro de una estructura es usar la suma de los valores absolutos de respuesta modal. Este enfoque asume que los valores máximos modales para todos los modos ocurren en el mismo instante (punto en el tiempo).

Otro enfoque muy común es el uso de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados, SRSS (por sus siglas en inglés), sobre los valores máximos modales para estimar los valores de los desplazamientos o de las fuerzas. El método SRSS asume que todos los valores máximos modales son estadísticamente independientes. Para estructuras tridimensionales donde un gran número de frecuencias son casi idénticas, no se justifica esta suposición.

El método relativamente nuevo de combinación modal es la Combinación Cuadrática Completa, CQC, un método que fue publicado por primera vez en el año 1981. Se basa en la teoría de vibraciones aleatorias, logrando gran aceptación entre la mayoría de los ingenieros, y ha sido integrado como opción en la mayoría de los programas modernos de computadora para el análisis sísmico. Debido a que muchos ingenieros y códigos de construcción no requieren el uso del método CQC.

El valor pico de una fuerza típica ahora puede ser estimado en base a los valores máximos modales, utilizando el método CQC con la aplicación de la siguiente ecuación de suma doble.

⁵⁴ WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

$$F = \sqrt{\sum_n \sum_m f_n \rho_{nm} f_m}$$

Donde f_n es la fuerza modal asociada con el modo n . La duplicación de suma se realiza sobre todos los modos. Se pueden aplicar ecuaciones similares a los desplazamientos de nodos, los desplazamientos relativos, y cortantes de base y momentos de vuelco.

Los coeficientes de modales transversales, ρ_{nm} para el método CQC son amortiguación constante, son como sigue.

$$\rho_{nm} = \frac{8\zeta^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2r(1+r)^2}$$

Donde $r = \omega_n/\omega_m$ y debe ser igual a o menor de 1.0. Es importante notar que el arreglo de coeficientes de modo transversal es simétrico, y que todos los términos son positivos.

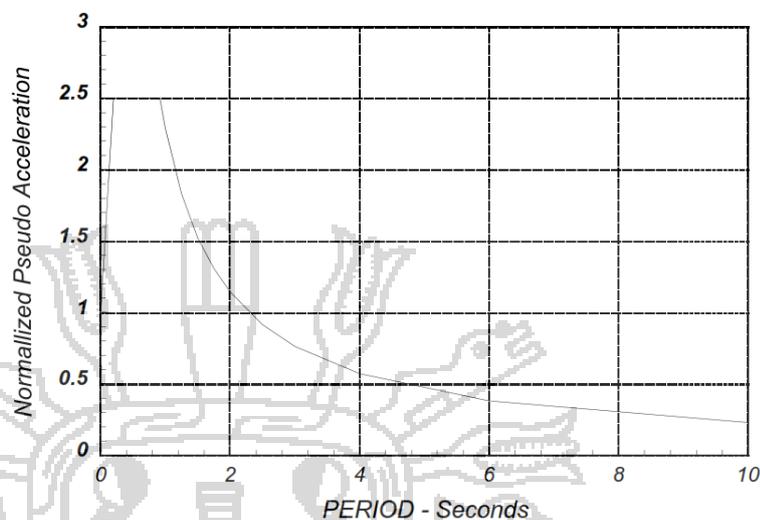
e. *El Espectro de Diseño*⁵⁵.

Los espectros de diseño no son curvas irregulares tal como se indica en figuras anteriores, porque están dirigidos a constituir el promedio de muchos sismos.

En la actualidad, muchos códigos de construcción especifican espectros de diseño en la forma mostrada en la figura siguiente, que pueden tener ligeras modificaciones.

⁵⁵ WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" Fourth Edition

Figura 40. Espectro de Desplazamiento Relativo $y(\omega)_{MAX}$ - Pulgadas.



Fuente: WILSON, E. L., 2008; "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures" - Fourth Edition

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral, la aplicación de ambos no es especificada en la norma peruana sobre la aplicabilidad de ambos, pero tratándose de obtener resultados cualitativos, puede ser usado con normalidad.

Análisis por Combinación Espectral⁵⁶

Modos de vibración:

Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

Aceleración espectral:

⁵⁶ REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", Artículo 18

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizara un espectro inelástico de pseudo – aceleraciones definido por:

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

Donde:

- Z = Factor de zona, Zona 2
 U = Categoría de la edificación, edificación importante
 C = Factor de amplificación sísmica
 S = Parametros del Suelo
 R = Coeficiente de Reduccion (3-5)

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

Fuerza cortante mínima en la base:

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 90% del valor calculado por la siguiente expresión para estructuras irregulares:

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

Debiendo considerarse para C/R siguiente valor mínimo:

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

2.1.7. Seguridad Sísmica

a. Problemática de la seguridad sísmica en edificios históricos.⁵⁷

Los sismos han sido uno de los mayores causantes de destrucción de edificios históricos. Muchas de las civilizaciones que construyeron monumentos notables se encuentran en regiones de actividad sísmica significativa: India, Japón y China en el Oriente; Italia, Grecia, Turquía y otros países alrededor del Mediterráneo: México, Centroamérica, Perú y algunos otros países de la costa occidental de Sudamérica. Las huellas de los sismos son más o menos evidentes en las construcciones que han permanecido por siglos en estas regiones, y el estudio histórico y estructural de su comportamiento antes estos fenómenos es un factor importante para la evaluación de su seguridad estructural.

Se acepta generalmente, que los edificios que han subsistido durante siglos sin daño, o con efectos menores, han dado prueba suficiente de su seguridad; sin embargo, hay situaciones en que ese argumento no es válido, pues la capacidad del edificio para resistir efectos sísmicos puede irse reduciendo con el tiempo por diversas razones; como el deterioro natural de los materiales o por el debilitamiento debido a efectos de sismos anteriores y por modificaciones en la estructura.

Por otro lado si entendemos el concepto de la *Ingeniería Sismorresistente*, o sea los procedimientos para calcular los efectos de los sismos en las construcciones y determinar cuantitativamente las características necesarias para proporcionar resistencia frente a sismos, es una práctica relativamente reciente. Su surgimiento se puede establecer en la década de 1920, y se ha desarrollado esencialmente para las construcciones modernas de acero y concreto, y ha sido calibrado con

⁵⁷ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 93-95

evidencias del desempeño de estas estructuras en grandes sismos que ocurren a nivel mundial. Este estudio se ha dado en mucho menor grado en los edificios históricos, que son en gran medida reflejo de prácticas de construcción desarrolladas localmente en cada cultura.

Consecuencia de lo anterior es que los procedimientos analíticos y normativas de cálculo y construcción, que se ha desarrollado para las construcciones modernas, no se puede aplicar directamente a los edificios históricos. Sin embargo, los principios en que se basas el diseño de aquellos son válidos también para estos.

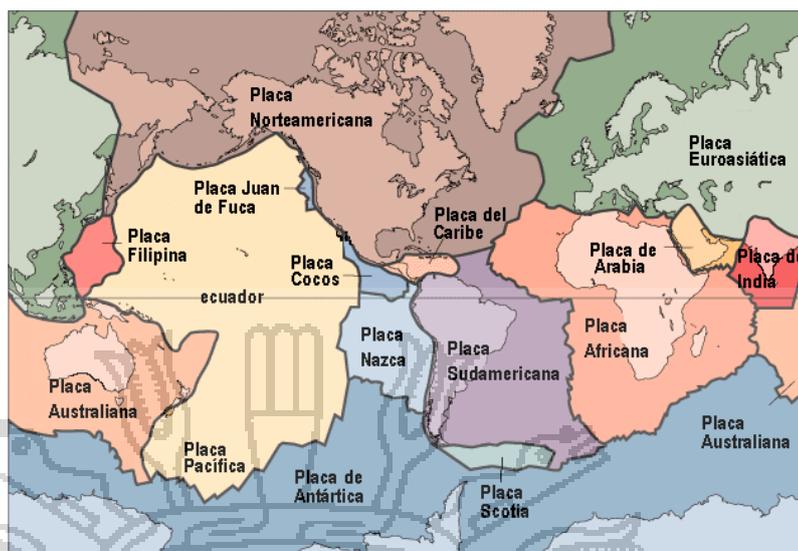
b. Características de los sismos y sus efectos

Características de los sismos.⁵⁸

Los sismos producen vibraciones del terreno que ponen en peligro las edificaciones por el movimiento que se induce en su base. La actividad sísmica se debe principalmente a movimientos bruscos de las placas tectónicas que conforman la corteza terrestre, y que se generan en zonas de contacto entre placas, o en fallas geológicas en el interior de una placa. La actividad sísmica se concentra en áreas bien identificadas y la frecuencia de ocurrencia de eventos de distinta magnitud es aproximadamente constante en el tiempo, por lo menos dentro de la escala de tiempo de la historia humana. Esto implica que en zonas donde se han producido sismos en el pasado, se seguirán generando en el futuro.

⁵⁸ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 95-96

Figura 41. Principales placas tectónicas de la Tierra.



Fuente: BOLAÑOS, ANA; MONROY, OMAR; Tesis: "Espectros de peligro Sísmico Uniforme"

El Perú se encuentra en una de las regiones de más alta sismicidad a nivel mundial, ubicándose en uno de los mayores bordes de placas de la Tierra.

La actividad sísmica en el Perú está gobernada por la interacción de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana, así como de los reajustes que se producen en la corteza terrestre. La alta convergencia entre las placas ha producido la subducción de la placa de Nazca debajo la Sudamericana a una razón de 8-10 cm/año hasta profundidades de por lo menos 200 km en el Perú Central.⁵⁹

El tamaño de los sismos se mide en una escala de *magnitudes*, que refleja la energía liberada por el movimiento brusco de las placas a lo largo de la falla geológica; la escala más común y conocida es la escala de Richter, en la que sismos de magnitud inferior a 3 grados en dicha escala, son eventos instrumentales que difícilmente se perciben por las personas; los de magnitud

⁵⁹ BERNAL, ISABEL; TAVERA, HERNANDO; "Geodinamica, sismicidad y energía Sísmica en Peru" Lima, 2002

menor a 5 rara vez llegan a producir daños, excepto cuando son muy superficiales, entre 5 y 7 pueden producir daños de consideración, y a medida que crece la magnitud los daños se hacen cada vez más considerables. Los términos temblor y terremoto son los equivalentes a sismo y no implican diferencia entre sus magnitudes.

Del punto de vista de la Ingeniería Estructural, no interesa tanto la magnitud de un sismo como sus efectos en los sitios donde se encuentran las edificaciones, o sea la severidad de la sacudida que el suelo experimenta en un sitio dado; esta medida se llama *intensidad sísmica*.

La escala de intensidad más usada es la de Mercalli Modificada, en la que se está asignan al efecto del sismo, en un sitio, grados del I al XII, Grados inferiores al IV no corresponden a daño estructural; un grado VIII indica daño considerable y un grado X una destrucción generalizada.

El potencial destructivo de un movimiento sísmico del terreno depende de tres características principales: la aceleración máxima que experimenta el terreno, que se expresa como fracción de la gravedad; la duración de la fase intensa del movimiento, y el contenido de frecuencias de la vibración. Esta última característica se refiere a la rapidez con que el movimiento del terreno cambia de dirección, y es importante para definir el tipo de estructura que será más afectado.

El peligro sísmico para un sitio específico, depende de su cercanía a fuentes de eventos de magnitud suficiente para producir intensidades sísmicas significativas en el sitio en cuestión. Todo esto se ve reflejado en el mapa de zonificación sísmica que se encuentra en la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Figura 42. Zonificación Sísmica del Perú.



Fuente: "Norma E.030. Diseño Sismorresistente"

Efecto en los edificios históricos.⁶⁰

El Movimiento del suelo consta de vibraciones horizontales y verticales. Las primeras son generalmente las más críticas y las que se consideran explícitamente en los cálculos estructurales. Sin embargo, en los edificios históricos pueden llegar a ser significativos los efectos de aceleración vertical porque estas, cuando actúan hacia arriba, reducen el efecto de las fuerzas debidas a la gravedad que, en la mampostería, son generalmente favorables a la resistencia de la estructura ante cargas horizontales.

Los edificios antiguos suelen tener poca ductilidad, más bien por el contrario tiene un comportamiento frágil, o sea, fallan de manera brusca al alcanzarse su resistencia para deformaciones laterales relativamente pequeñas.

⁶⁰ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 97-108

Los edificios históricos son en su mayoría pesados y estructuralmente muy rígidos. Pero su debilidad principal de estos edificios de mampostería es que poseen una muy baja resistencia en tensión, de la que deriva la imposibilidad de realizar uniones efectivas entre los distintos elementos estructurales. La incapacidad de transmitir fuerzas de tensión o momentos flexionantes significativos entre uno y otros elementos, no permite canalizar adecuadamente las fuerzas de inercia que se generan en los sismos, a los elementos más idóneos para resistirlas. Los sistemas estructurales básicos de las estructuras de mampostería son eficientes para resistir cargas gravitacionales que se transmiten esencialmente por apoyo directo a través de fuerzas axiales de compresión; no lo son para transmitir las fuerzas de inercia que pueden actuar en uno u otro sentido y que pueden generar fuerzas de tensión entre dos elementos

Una situación simple sirve para ilustrar los problemas que derivan de la falta de continuidad entre los elementos. En la fachada pesada de un templo se generan fuerzas de inercia elevadas en dirección perpendicular al plano de dicha fachada, las cuales podrían ser resistidas eficazmente por las paredes longitudinales del edificio, si hubiera la capacidad de transmitir fuerzas de tensión entre ellas y la fachada. Al no ser así esta se separa del resto del templo y vibra como una pared en un voladizo.

Otro tipo de falla derivado es cuando las paredes laterales de un edificio reciben el peso de la techumbre, en un sismo las fuerzas de inercia que se generan por la masa importante de la bóveda y las que se producen por el peso mismo del muro, producen empujes normales al plano del

muro. El techo no proporciona una restricción significativa al extremo superior del muro; tampoco lo hacen los eventuales muros transversales, que se pueden separarse fácilmente del muro longitudinal el cual puede voltearse hacia afuera.

El movimiento del muro hacia afuera puede no ser suficiente para producir el volteo, pero sí para provocar la inestabilidad de la bóveda de cubierta y su colapso. El colapso de bóvedas y techos es quizás, la más frecuente de las fallas graves de edificios históricos de mampostería por efecto de sismos. Semejante, aunque algo menos crítico, es la situación de la cúpula, que son más rígidas que las bóvedas, pero también ejercen empujes sobre sus apoyos y favorecen el movimiento de estos hacia afuera, hasta llegar a aberturas que conducen a la inestabilidad de la cúpula y a su colapso.

c. Procedimiento para la revisión de la seguridad sísmica⁶¹

Las reservas que existen para la aplicación de métodos cuantitativos para la revisión de la seguridad ante cargas gravitacionales, se vuelven más severas en lo que concierne a los efectos sísmicos. Para estimar la seguridad de una estructura de este tipo, suele considerarse suficiente una comprensión cualitativa de la severidad de los movimientos del terreno que la pueden afectar, de la forma en que esta responde a dichos movimientos, y de naturaleza de las fuerzas que se generan y la trayectoria que siguen. Cuantificar estos aspectos de la mejor manera posible ayuda a dicha comprensión y a la toma de decisiones al respecto, siempre que se tenga conciencia de las limitaciones de los

⁶¹ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 108-112

métodos utilizados y el grado de error involucrado en los resultados.

Para el análisis sísmico, la forma de definir las acciones que el movimiento del terreno induce en la estructura depende del método de análisis que se vaya a utilizar. En métodos de tipo estático el sismo se cuantifica por medio de un coeficiente de cortante basal, el cual define que fracción del peso total del edificio debe considerarse como fuerza lateral. Para los edificios modernos las normas de construcción incluyen procedimientos detallados para la determinación del coeficiente sísmico que corresponde a cada caso; este está en función de la zonificación sísmica, tipo de suelo, periodo fundamental de vibración, ductilidad, entre otros. Pero los valores determinados pueden servir solo como referencia; las condiciones de estos edificios son muy diferentes de aquellas para las que se han preparado y calibrado los valores de la norma.

Cuando se vaya a realizar un análisis sísmico refinado conviene recurrir a una descripción más completa de la acción sísmica, que la que proporciona el simple coeficiente sísmico. Esta consiste generalmente en un espectro de diseño, el cual define valores de la acción sísmica en función del periodo de vibración de la estructura.

Una representación más completa es un acelerograma o historia de aceleraciones en el tiempo conocido como análisis tiempo-historia, *esta puede derivarse de registros instrumentales obtenidos de sismos severos.*

Mientras más refinado sea el método que se emplea para el análisis sísmico, mas elaborado es el modelo analítico

que hay que construir de la estructura y mayor el número de propiedades estructurales que hay que hacer intervenir.

Sin embargo un método intermedio en este caso el uso de un espectro de diseño que proporciona la norma; puede ayudarnos a obtener resultados muy cercanos y aceptables.

Criterios para evaluar la Seguridad Sísmica.⁶²

La verificación de la seguridad estructural y sísmica consiste en comprobar que los efectos de las acciones más desfavorables que puedan afectar la estructura durante su vida no excedan de la capacidad que esta tiene para resistir dichos efectos.

Para una revisión formal, debe determinarse el esfuerzo adecuado según el peligro sísmico del sitio y las características de la estructura los cuales serán llamados y los Esfuerzos **actuantes**, A; también hay que suponer el esfuerzo resistente de la mampostería, según sus características mecánicas los cuales serán llamados y los Esfuerzos **resistentes**, R; y finalmente un factor de seguridad adecuado para definir la mínima relación entre la fuerza resistente y la actuante.

$$FS = \frac{F_R}{F_A}$$

Dónde:

- FS : Factor de Seguridad
- F_R : Esfuerzo Resistente
- F_A : Esfuerzo Actuante

⁶² MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 16

2.2. Marco Conceptual

a. Monumento Histórico

Construcciones que tienen unos valores culturales por si solos.⁶³

b. Coceo

Empuje lateral que un arco o bóveda ejercen sobre su apoyo.⁶⁴

c. Elemento Estructural

Unidad Básica constitutiva de una estructura, capaz de soportar y transmitir las cargas a sus apoyos u otros elementos a los que está conectada (arco, viga, columna, bóveda, losa, etc.)⁶⁵

d. Sismo

Los sismos son el resultado de un proceso de deformación elástica y acumulaciones de esfuerzos en una zona de la corteza que se mantiene hasta que se supera la resistencia del material.⁶⁶

e. Seguridad Sísmica

Cualidad de mantener protegida una comunidad para evitar o disminuir los efectos adversos que producen los sismos y que afectan a la vida, el patrimonio, el normal desenvolvimiento de las actividades o el entorno.⁶⁷

f. Factor de Seguridad

Relación entre la fuerza resistente y la máxima que actúa sobre una estructura, se requiere contar con el factor de seguridad suficiente para cubrir las incertidumbres que se tienen en determinar las cargas que pueden actuar sobre la estructura y la resistencia de esta.⁶⁸

⁶³ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 02

⁶⁴ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 214

⁶⁵ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 214

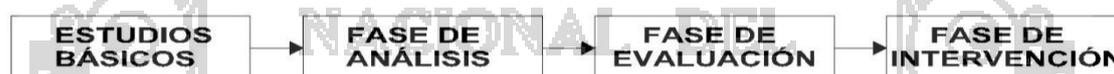
⁶⁶ HERRAIZ S., MIGUEL; "Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros", UNI CISMID 1997, pág. 02

⁶⁷ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 93

⁶⁸ MELI, ROBERTO; "Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos" México, pág. 215

CAPÍTULO III. OBTENCIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para la obtención y análisis de resultados es necesario generar un diagrama de flujo que nos muestre los pasos a seguir en todo este capítulo.



3.1. *Estudios Básicos de Ingeniería.*

Figura 43. Diagrama de flujo para elaboración de Estudios Básicos.



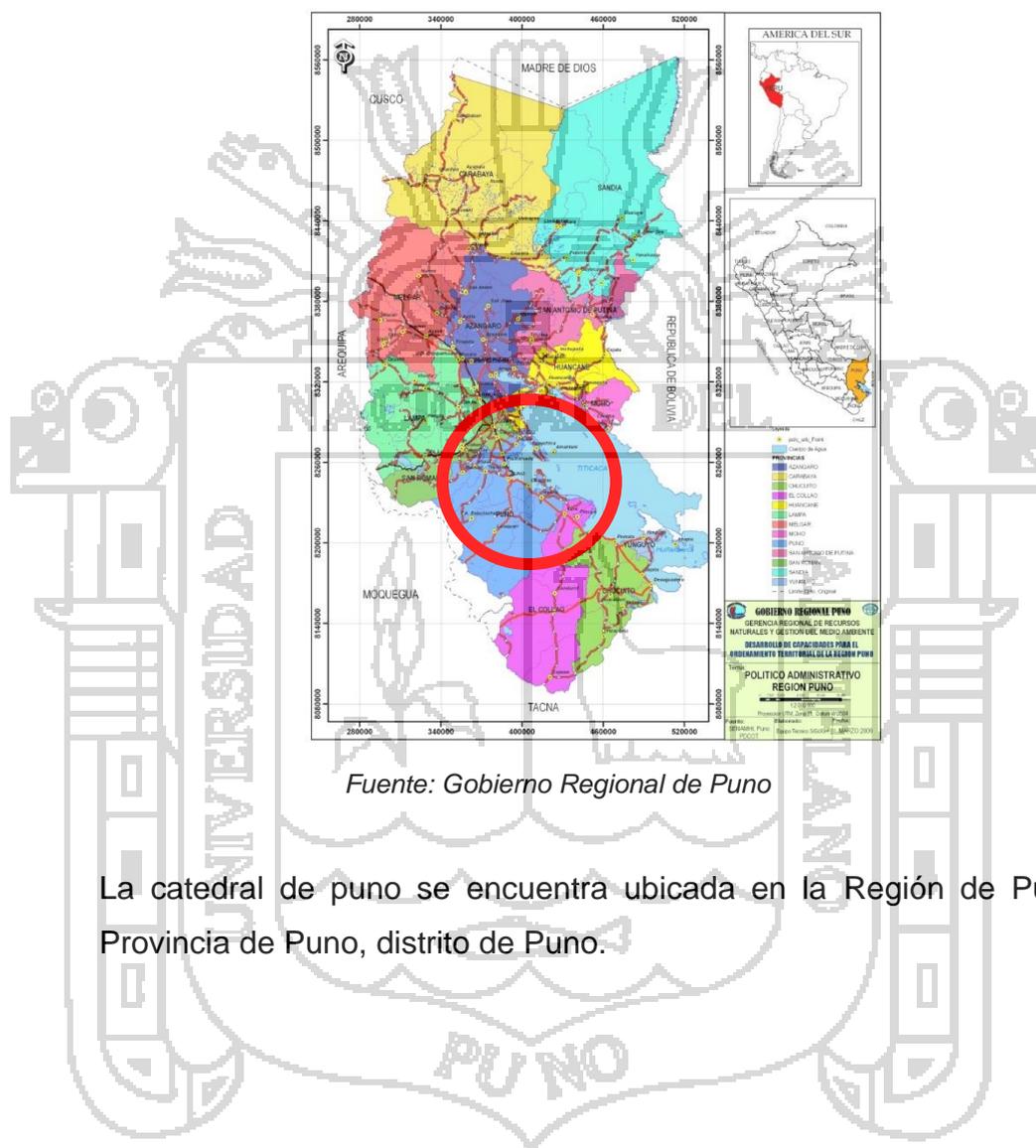
Fuente: *Elaboración Propia*

3.1.1. *Levantamiento Topográfico:*

Se hizo un levantamiento topográfico para obtener la ubicación de la catedral de Puno, este estudio se realizó mediante un levantamiento

basado en la teoría de trilateración y altimetría elaborado con una Estación Total con un prisma, en el presente trabajo no es indispensable mayor detalle sobre levantamientos topográficos, más que la ubicación del edificio en estudio.

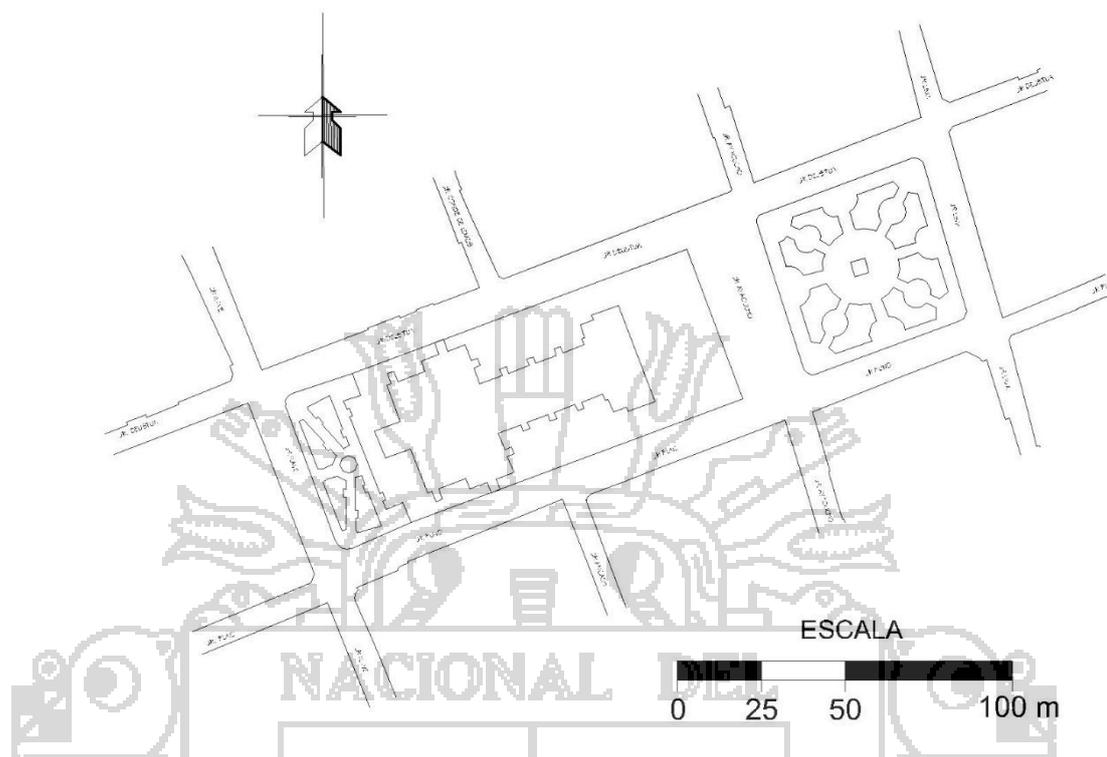
Figura 44. Ubicación Regional de la catedral de Puno.



Fuente: Gobierno Regional de Puno

La catedral de Puno se encuentra ubicada en la Región de Puno, Provincia de Puno, distrito de Puno.

Figura 45. Ubicación Local de la catedral de Puno.



Fuente: *Elaboración Propia*

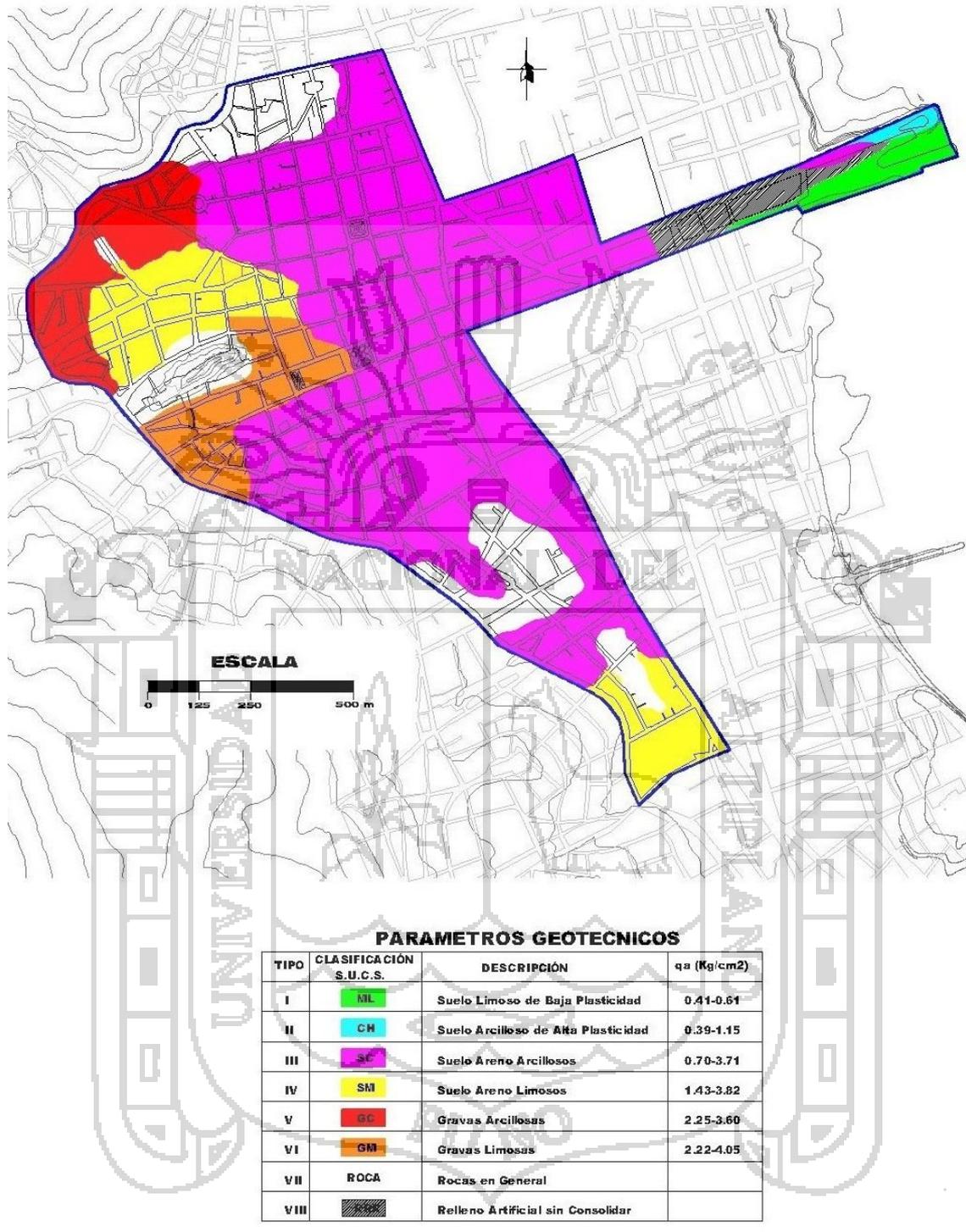
3.1.2. Estudios de Mecánica de Suelos:

El conocimiento del terreno sobre el que se asientan los edificios resulta fundamental para el análisis del comportamiento sísmico ya que incide de manera fundamental en como la estructura analizada es solicitada por esta acción, marcando su efecto sobre la misma y la respuesta de esta a dicha acción.

Para la Catedral de Puno se ha estimado las características del terreno sobre el que se encuentran cimentadas, según un estudio que se ha basado en los mapas geotécnicos básicos que para la ciudad de Puno publicados por la Municipalidad Provincial de Puno en su estudio de "Plan de desarrollo Urbano de la ciudad de Puno".

A modo de verificación del plano geotécnico mostrado se realizó una comparación mediante datos extraídos del despacho de Licencias de construcción de la Sub Gerencia de Desarrollo Urbano en la Municipalidad Provincial de Puno. Los datos fueron desarrollados por distintos laboratorios adjuntados en el Anexo 03, dichos estudios se realizaron a una profundidad media de 2.50 metros, de todo ello se obtuvo el siguiente mapeo geotécnico.

Figura 46. Plano Geotécnico superficial del Centro Histórico de Puno.



Fuente: Elaboración Propia con datos de apoyo del Plan de Desarrollo urbano de la ciudad de Puno – Municipalidad Provincial de Puno.

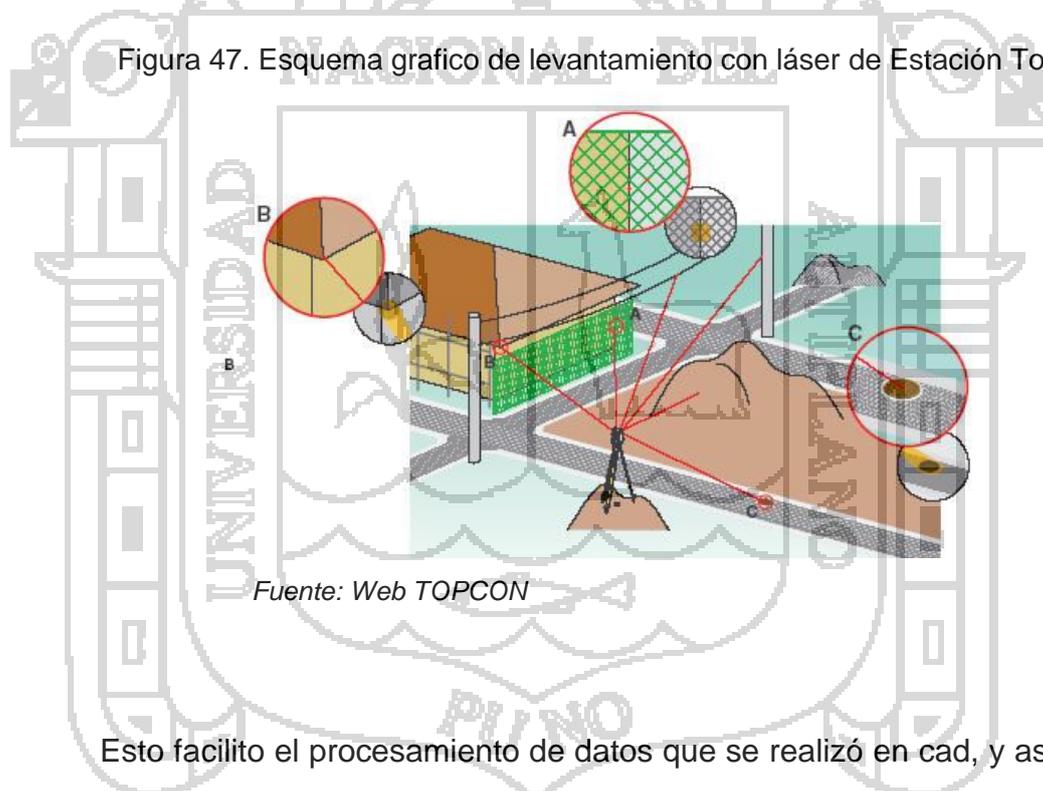
De ello podemos notar que la Catedral de Puno se encuentra ubicada sobre Suelos con Gravas Limosas (GM), con capacidades portantes superiores a los 2 Kg/cm², este material puede clasificarse como

intermedio teniendo un factor de suelo $S=1.20$, y un periodo que define la plataforma del espectro de 0.6 seg; según la norma E.030 del Reglamento Nacional de edificaciones.

3.1.3. Levantamiento arquitectónico:

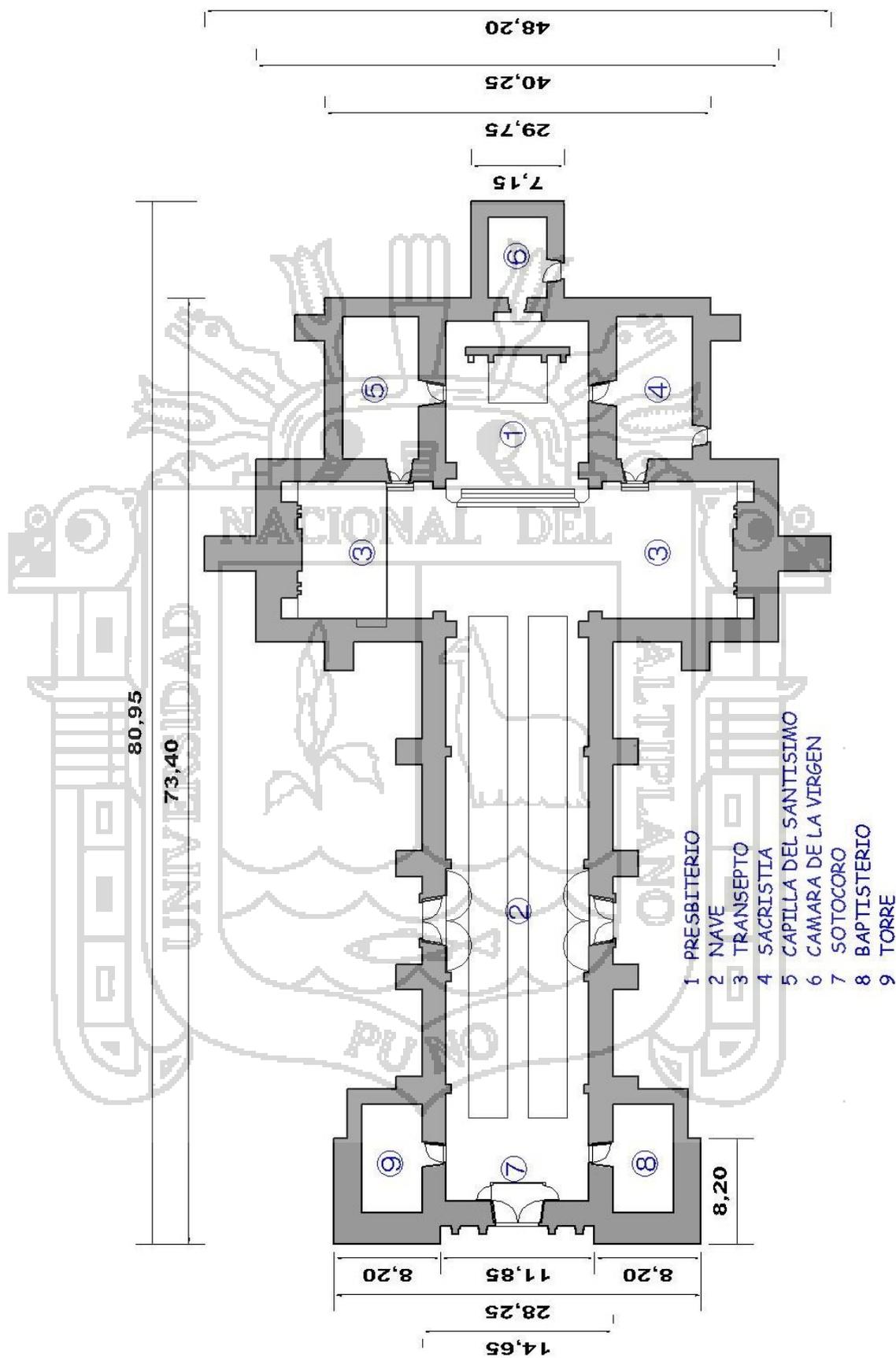
Para obtener los planos arquitectónicos primero se realizó la recopilación de información existente; se encontraron planos arquitectónicos en planta que fueron proporcionados por la dirección Regional de Cultura de Puno, estos planos arquitectónicos fueron corroborados con un levantamiento altimétrico realizado con una Estación Total cuyas lecturas se realizaban mediante láser.

Figura 47. Esquema grafico de levantamiento con láser de Estación Total.



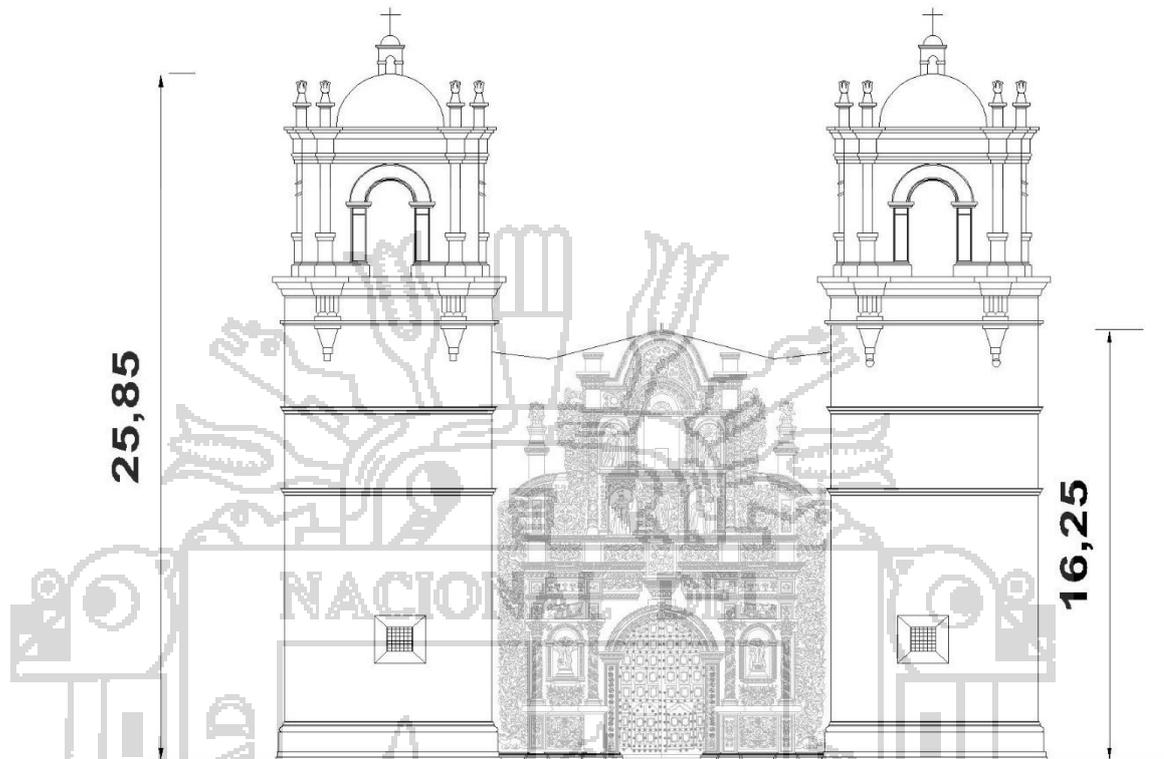
Esto facilitó el procesamiento de datos que se realizó en cad, y así se obtuvo una isometría de la Catedral de Puno. Estos datos fueron ajustados con los planos proporcionados por la Dirección Regional de Cultura de Puno.

Figura 48. Planta Arquitectónica de la Catedral de Puno.



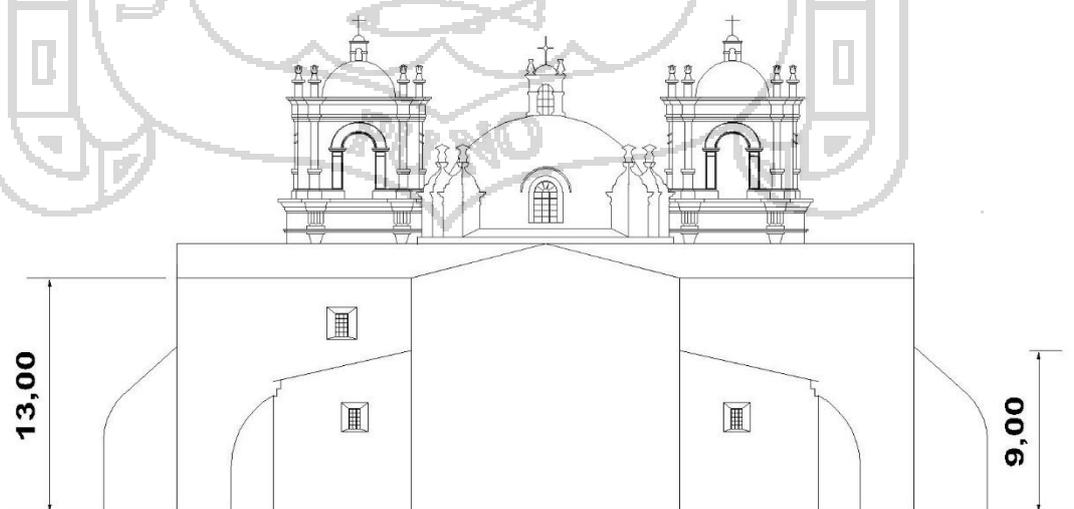
Fuente: *Elaboración Propia, corroborado con Dirección Regional de Cultura de Puno*

Figura 49. Elevación frontal Catedral de Puno.



Fuente: *Elaboración Propia, corroborado con Dirección Regional de Cultura de Puno*

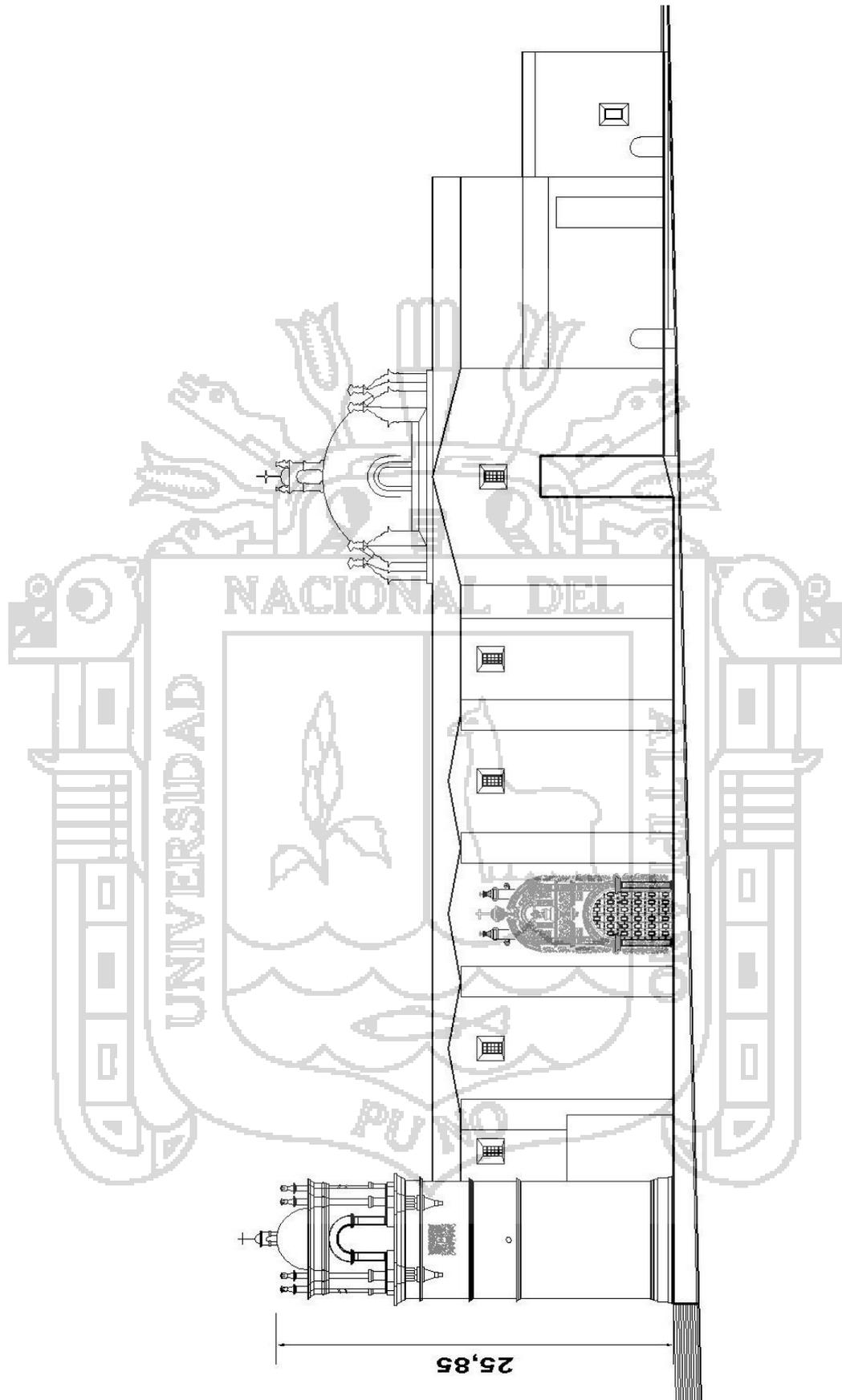
Figura 50. Elevación Posterior Catedral de Puno.



Fuente: *Elaboración Propia, corroborado con Dirección Regional de Cultura de Puno*

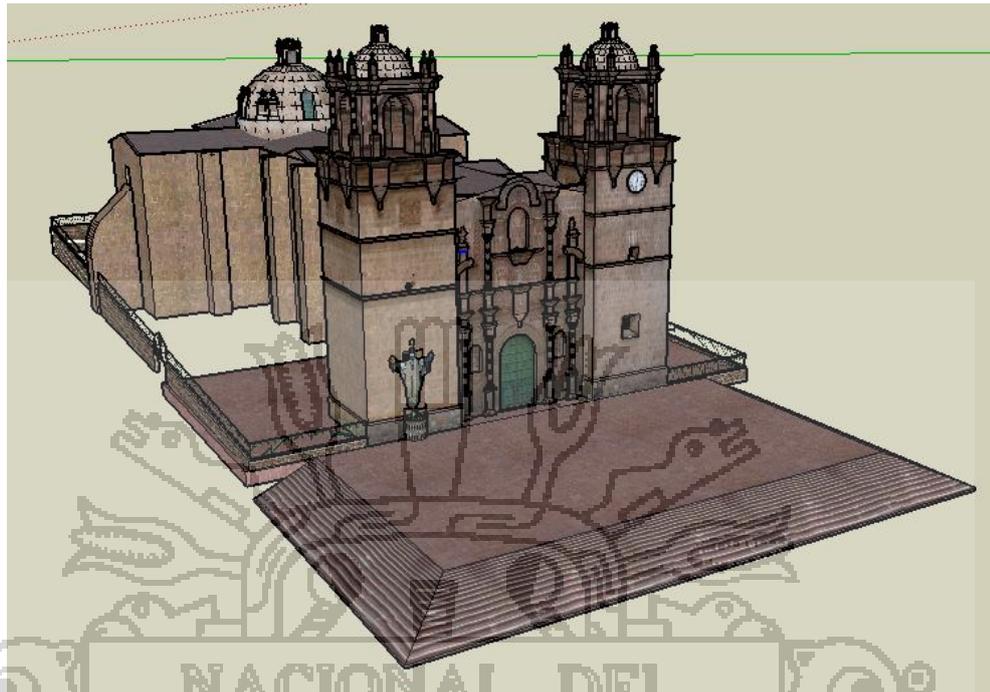
Figura 51. Elevación Lateral Catedral de Puno.





Fuente: *Elaboración Propia, corroborado con Dirección Regional de Cultura de Puno*

Figura 52. Elevación tridimensional de la catedral de Puno.



Fuente: *Elaboración Propia, corroborado con Dirección Regional de Cultura de Puno*

Los planos generales y de detalle arquitectónico se encuentran adjuntados en el Anexo 06

3.1.4. **Descripción arquitectónica:**

De acuerdo con Ramon Rodrigues (1978) en “*Arquitectura del altiplano*”, la catedral de Puno basada en la arquitectura Barroca está básicamente formados por templo, atrios y capillas. Estos son los mismos elementos que conforman algunos edificios similares en la región. El atrio se adecuó a la costumbre indígena para recibir las ceremonias al aire libre. En ellos se catequizaba y se enseñaban los oficios artesanales.

Los componentes más importantes y comunes pueden definirse al templo principalmente en: presbítero, nave, transepto, sacristía, capilla del santísimo, cámara de la virgen, sotocoro, baptisterio. Sin embargo, hay que considerar que actualmente la fachada con torres de campanario también se consideran parte de los templos. Aquí se

mencionarán la fachada, la nave y el transepto. Estos son los elementos más comunes, pero existen templos que pueden más partes, dando lugar a plantas más complejas.

Fachada

Una fachada es, por extensión, cualquier paramento exterior de un edificio; aunque por defecto se hace alusión a la parte delantera o principal de un edificio, indicándose más datos en caso contrario (fachada secundaria, lateral, etc.) La portada de la fachada es objeto de especial cuidado en el aspecto arquitectónico, pues al ser la parte del edificio percibida desde el exterior, muchas veces es un recurso disponible para expresar o caracterizar la construcción. La portada ha experimentado multitud de transformaciones a lo largo de la historia por su condición de soporte o lienzo para los distintos estilos arquitectónicos. Por esta razón la fachada puede considerarse como un elemento “activo” dentro de la arquitectura barroca. Menciona que dentro del aspecto ornamental se establecieron ciertas diferencias dentro de la arquitectura barroca: los elementos “activos” y “pasivos”. Los primeros tipos de elementos concentraban todos los recursos decorativos y los otros no, o casi no, contenían ornamentación.

Fotografía 2. Fachada de la catedral de Puno.



Fuente: *Elaboración Propia*

Nave

El término nave, deriva de una vieja alegoría paleocristiana que pretende representar al templo como una barca en altamar en la que viajan los fieles y el sacerdote hacia su destino final, el oriente, donde está la Ciudad Santa de Jerusalén. En su interior las naves solían dividirse en varios tramos de los cuales el primero era el sotocoro y el último el presbiterio, que es lugar donde se encuentra el altar y el retablo.

El presbiterio es el espacio que en un templo es dedicado a la oración, y no para la predicación, ya que se da desde un púlpito situado en un lugar de la nave. El área que delimita se reserva al clero y se separa de la nave central por gradas, escalinatas o una barandilla llamada comulgatorio. Sin embargo, el elemento arquitectónico más reconocido que lo separa del resto de la nave es el arco triunfal. El presbiterio suele tener dos puertas, una la comunica con la sacristía y la otra con la capilla del santísimo.

Fotografía 3. Nave de la catedral de Puno.



Fuente: Elaboración Propia

Transepto

La palabra transepto se utiliza comúnmente en la terminología arquitectónica religiosa para designar la nave transversal que cruza ortogonalmente a la nave principal. Esta nave se sitúa habitualmente entre el presbiterio y la nave longitudinal, como elemento de separación de ambos espacios. Su definición etimológica así lo expresa, pues proviene de las voces latinas trans y septum, que significa seto o barrera, queriendo indicar que se trata de un obstáculo interpuesto entre los espacios de la nave, ocupados por simples fieles, y del presbiterio, destinado a los clérigos.

3.1.5. Descripción estructural:

3.1.5.1. Elementos estructurales básicos de los templos

a. Cimentación:

La cimentación en los edificios tiene gran importancia, no sólo porque en ella se logra que la construcción se sustente firmemente sobre el terreno, sino porque define el trazo y la planta del edificio⁶⁹. Los muros de gran grosor, llamadas zapatas corridas, se emplearon como cimentación, que a la vez sirvieron como elementos de soporte de la estructura. De acuerdo con Roberto

⁶⁹ • MELI, Roberto; Diseño Estructural; Editorial LIMUSA, Mexico D.F. (1985)

Meli no será posible conocer el tipo de cimentación que existe en una iglesia, aún menos su desempeño actual, hasta cuando sea necesario trabajos de rehabilitación y se puedan hacer calas en el terreno para observar las condiciones de los cimientos. Sin embargo, el desempeño de la cimentación es menos cuestionable porque los problemas de cimentación han sido menos frecuentes que los de la estructura. La mampostería de los cimientos generalmente es de piedras unidas con mortero de cal – arena. Son de menor resistencia que los muros que soportan, pero el hecho de que la cal del mortero siga endureciéndose con el tiempo, hace que el deterioro de la cimentación sea más lento.

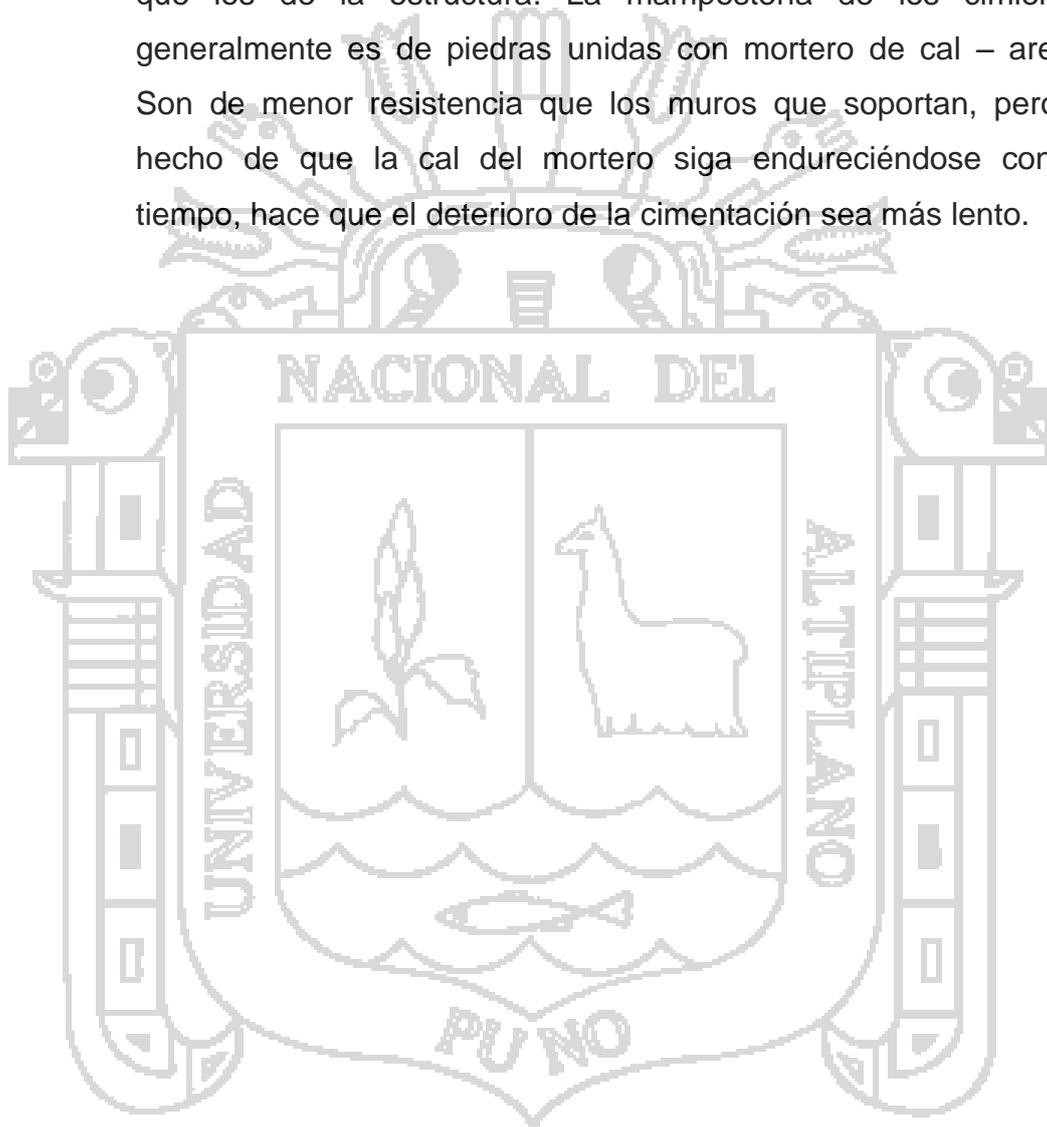
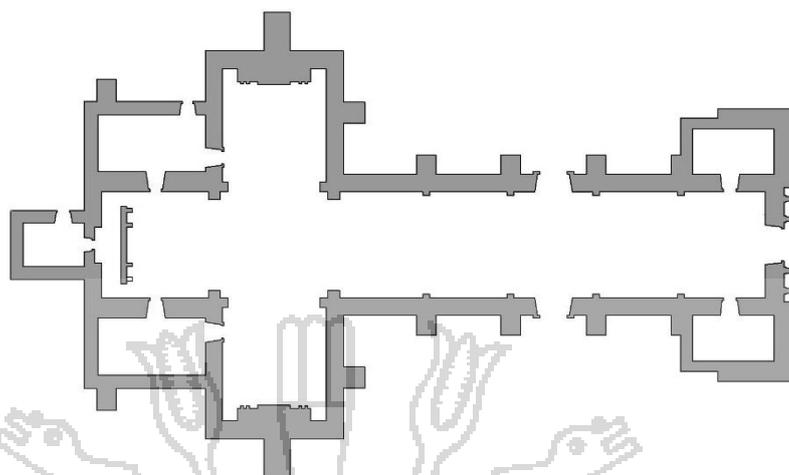


Figura 53. Planta de muros que probablemente sigue la cimentación.



Fuente: *Elaboración Propia*

b. Muros y Contrafuertes:

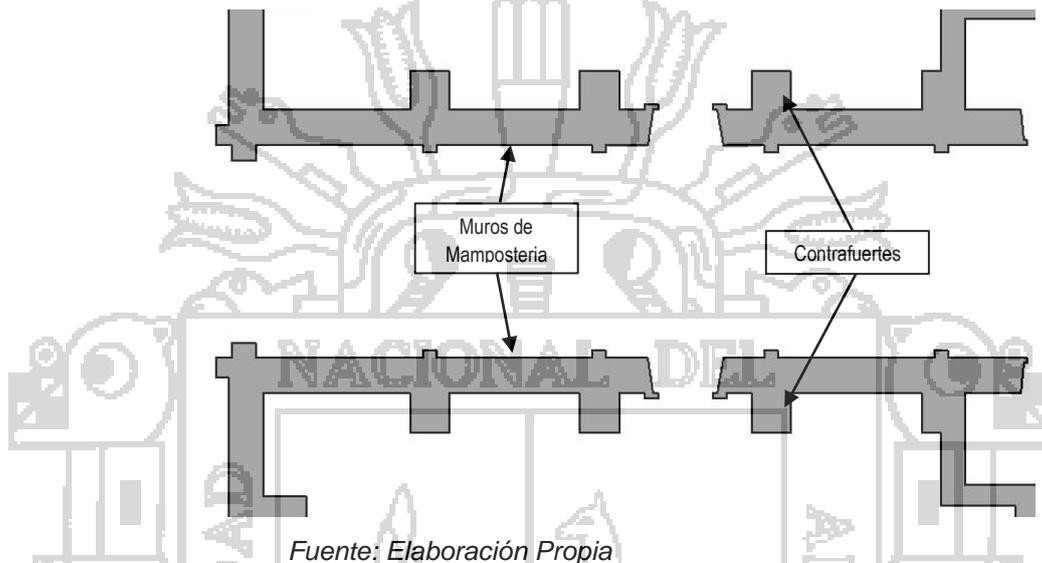
La estructura de la catedral está formada por muros de mampostería, gruesos, con pocas aberturas y austeros de gran decoración arquitectónica. Son elementos muy eficientes para soportar cargas axiales, pero su capacidad para soportar fuerzas perpendiculares a su plano es menor que la vertical, el gran espesor de los muros no es sólo una muestra de un diseño conservador o de protección contra sismos, sino de preparaciones para futuros cambios estructurales.

La catedral de Puno tiene una cubierta que inicialmente fue una bóveda de mampostería descubierta, en la actualidad tiene una cobertura liviana por encima de la cobertura inicial, por lo que se requerían muros de gran espesor y resistentes para contrarrestar los empujes de la bóveda provocaba. Probablemente por esta razón los espacios cubiertos por bóvedas de cañón están generalmente poco iluminados; además, de la dificultad de horadar el muro sin afectar su capacidad estructural.

Los contrafuertes fueron una solución estructural que ayudó a los muros de la catedral a soportar empujes laterales. Un contrafuerte es un engrosamiento puntual de un muro. Visibles al exterior y de

Forma prismática, se usaron para transmitir cargas perpendiculares al muro a la cimentación. Las bóvedas, debido a su peso, tienden a "abrirse" y empujar transversalmente al muro que la sustenta (efecto de coceo). Por eso motivo, dicho muro debe reforzarse con contrafuertes para no volcar.

Figura 54. Planta de Muros y Contrafuertes de la Nave Central.



Fotografía 4. Muros y Contrafuertes de la Nave Central.



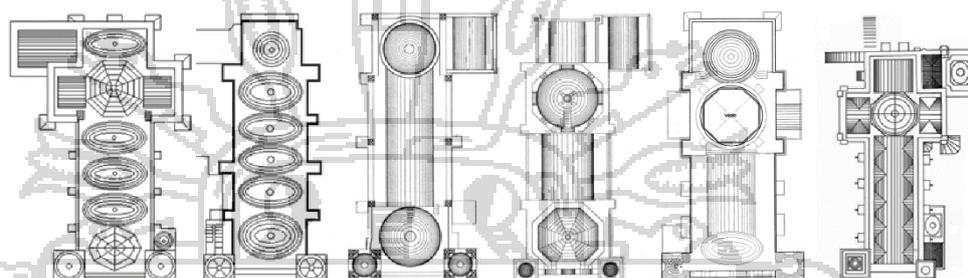
Fuente: Elaboración Propia

c. **Bóvedas y cúpulas:**

En la historia de la arquitectura, las bóvedas de ladrillo o piedra tuvieron un papel importante en la arquitectura religiosa, fue un elemento arquitectónico muy apropiado para cubrir espacios

arquitectónicos amplios, se usó este elemento en sus diferentes variantes: de cañón, de arista, de lunetos, etc. La cubierta de bóveda en plantas de cruz latina obligó a una cúpula en el crucero, que es frecuentemente de planta octogonal, con o sin tambor, recubierta exteriormente de azulejos; esto último es muy común en la región de Puno.

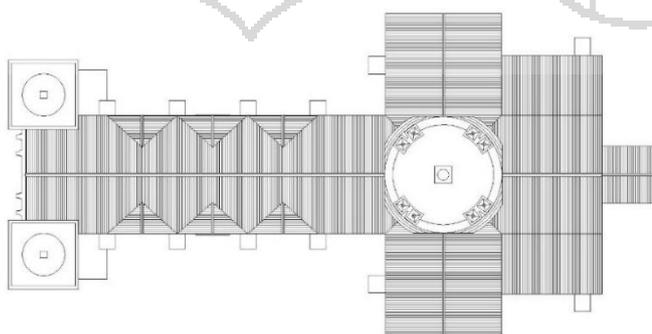
Figura 55. Diferentes tipos de cubiertas de acuerdo a la combinación de bóvedas y cúpulas.



Fuente: Recopilación propia de diversos medios.

El estudio del comportamiento, esfuerzos y daños (patologías) de los diferentes tipos de bóvedas es muy extenso y fue estudiado por diversos autores. La sollicitación predominante en sus elementos es de compresión. Sus esfuerzos se asemejan a las de un arco o conjunto de arcos que conforman una superficie. Las bóvedas son diseñadas para que los estados de esfuerzos sean simétricos y queden inscritos dentro de la configuración del arco que define la bóveda. Cuando aparece una fuerza lateral, el estado de esfuerzos se hace asimétrico y provoca “articulaciones” que se generan por el daño del material.

Figura 56. Cobertura Actual de la catedral de Puno.



Fuente: Elaboración propia, con datos del Ministerio de cultura.

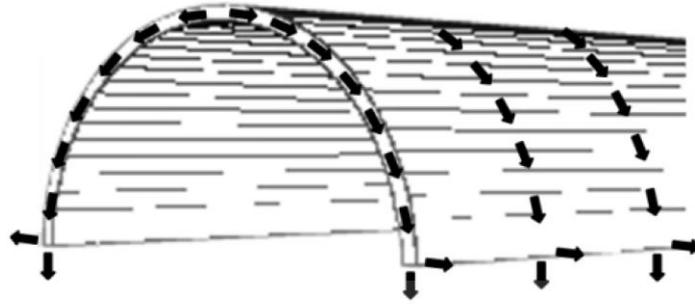
Bóveda de Cañón o de Punto Medio

La bóveda de cañón es de una superficie semicilíndrica, generada geoméricamente por la prolongación de un arco de medio punto a lo largo de un eje longitudinal. Se empleó para cubrir un espacio longitudinal, como la nave principal de la catedral y sus transeptos. La técnica surge de la necesidad de cubrir edificios construidos con mampostería, como ladrillos o piezas de piedra, en lugares donde escaseaba la madera.

Cuando los arcos de medio punto evolucionaron estilísticamente hacia arcos apuntados, las bóvedas de cañón también siguieron la misma tendencia, por eso las hay asimismo de carácter apuntado y ojival. Por extensión, todas las bóvedas generadas por un arco directriz, sea rebajado, carpanel, ojival, etc. se denominan, incorrectamente, bóvedas de cañón corrido. La bóveda de cañón cuya directriz no es recta sino circular se denomina bóveda anular. La mayoría de los templos se techaron con bóvedas de cañón corrido, siendo común sobre ellas ornamentaciones que le dieron dignidad a los espacios interiores. En este sentido, la Catedral de Puno destaca por los ricos trabajos de ornamentación en bóvedas y techos.

Figura 57. Esquema de la bóveda de Cañón corrido y transmisión de cargas.

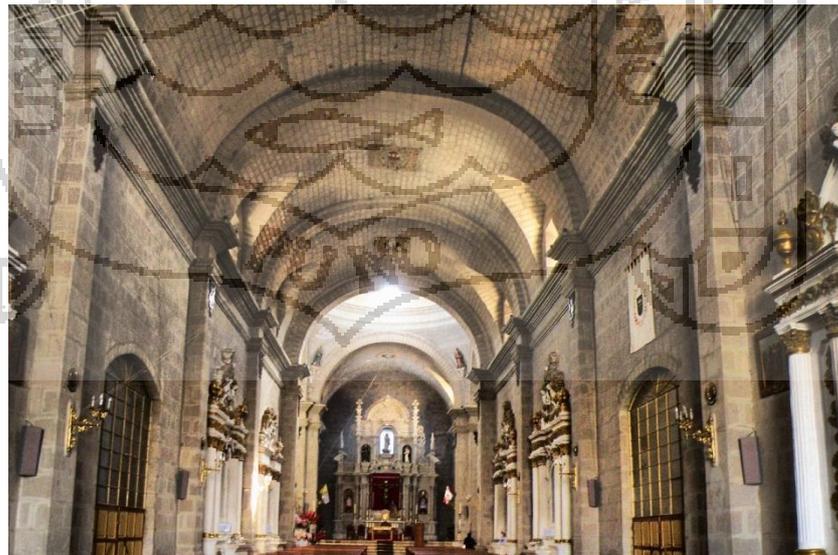




Fuente: Elaboración propia.

En la bóveda de cañón, como en todas las estructuras basadas en el arco, el empuje se dirige hacia los elementos estructurales que la sostienen; deben soportar una gran presión tanto vertical como lateral. Para contrarrestar el empuje horizontal la bóveda se construía generalmente con arcos de refuerzo, denominados arcos fajones o torales. Otra posibilidad era construir dos o más bóvedas en paralelo, para contrarrestar sus respectivos empujes; no obstante, los muros exteriores requerían igualmente reforzarse. Esto tuvo solución interseccionando dos bóvedas en ángulo recto (bóveda de arista).

Fotografía 5. Interior de la Bóveda de cañón corrido de la Catedral de Puno.



Fuente: Elaboración Propia

Bóveda Esférica o Cúpula.

La cúpula se crea mediante arcos de perfil semicircular, parabólico u ovoide, rotados respecto de un punto central de simetría. Es un elemento arquitectónico que cubre espacios de planta circular, elíptica, cuadrada o poligonal. La base sobre la que se apoya la cúpula puede consistir de muros continuos o de arcos sobre pilastras (columnas).

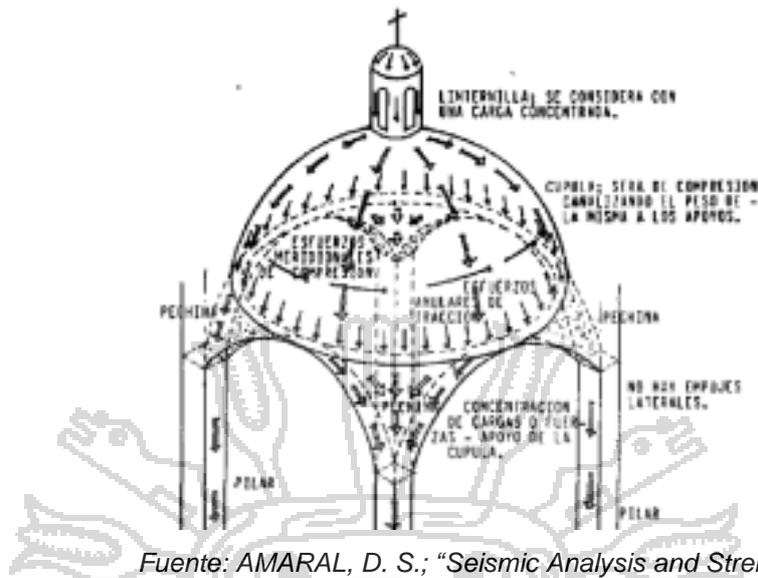
Figura 58. Esquema de una cúpula



Fuente: Elaboración propia.

Para resolver la transición entre la base de la cúpula y la forma, cuadrada o poligonal, del basamento, se utilizó un elemento de transición como trompas o pechinas; esto facilitaba montar las cúpulas sobre bases cuadradas y circulares. La iluminación se complementa mediante una linternilla superior, visible desde el exterior como elemento formal de coronamiento de todo el conjunto. Para construir el óculo cenital o linterna, la "clave" de la cúpula se reemplazaba por un anillo superior que resistía los esfuerzos de compresión.

Figura 59. Esquema de fuerzas sobre cúpula y pechinas



Fuente: AMARAL, D. S.; "Seismic Analysis and Strengthening of Mallorca Cathedral." UPC, España (2010).

El problema más importante de los constructores de cúpulas antes de la Revolución industrial fue hallar materiales con resistencia a la tracción para contrarrestar los esfuerzos horizontales en la base de la cúpula que, por su forma, tiende a "abrirse" según la de fuerzas que se desarrollan en la cúpula y pechinas. La solución clásica consistió en contrarrestar tales esfuerzos mediante contrafuertes pesados de obra ó por otras cúpulas o semi-cúpulas, que van llevando los esfuerzos a sitios menos visibles.

Fotografía 6. Vista exterior de la Cúpula de la Catedral de Puno.



Fuente: Elaboración Propia

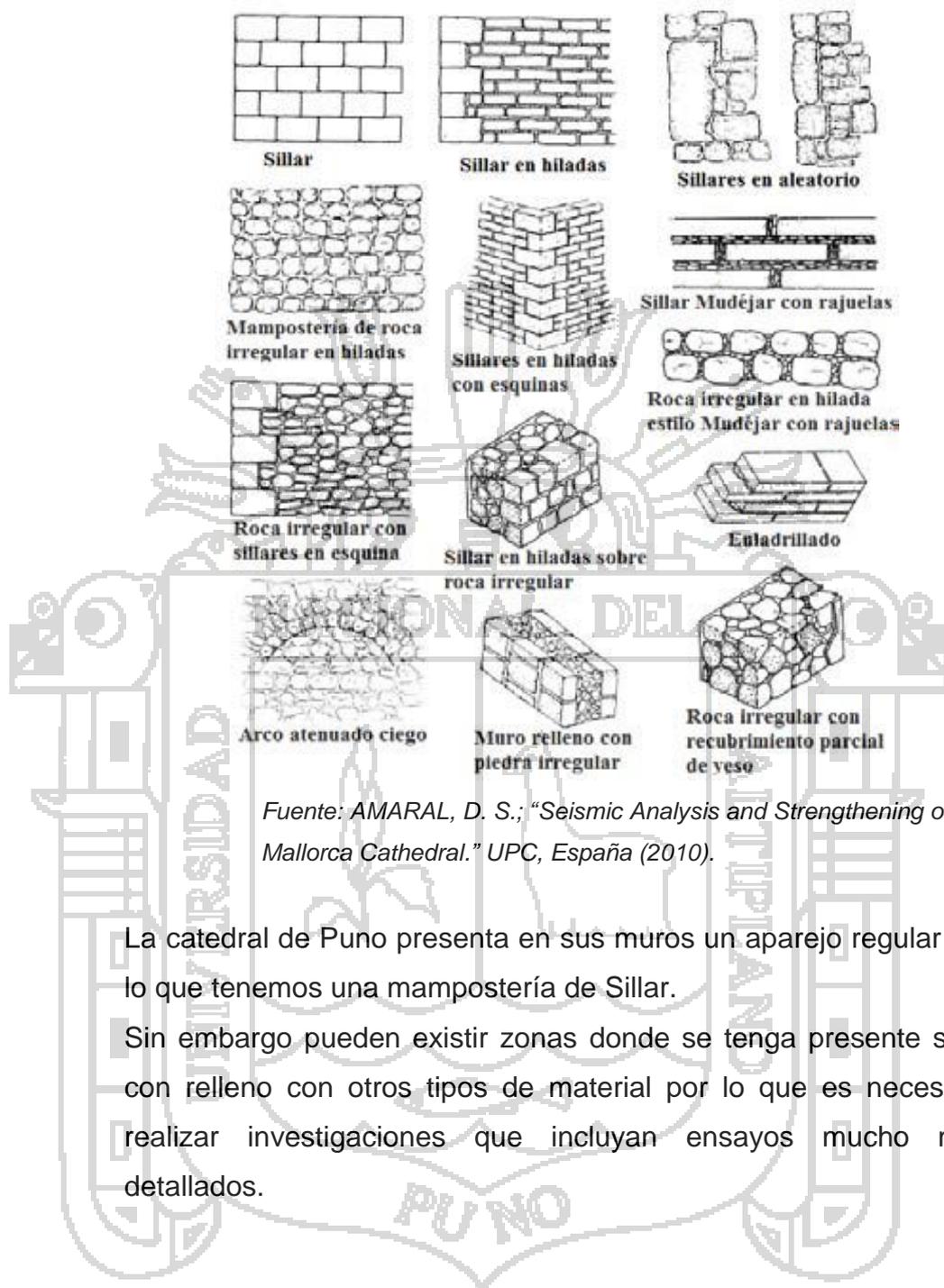
d. La mampostería usada en la Catedral de Puno y contemporáneos:

Posiblemente la mampostería ha sido el material de construcción más usado por el hombre, tomando como referencia las estructuras antiguas existentes hoy en día. Se dice que se usó por primera vez como protección de las calamidades naturales y después para mostrar devoción a los dioses. El interés por conocer las propiedades mecánicas de la mampostería nace por su uso en la construcción de la mayoría de los edificios religiosos históricos; sin menospreciar la utilización de la madera como material de construcción.

La mampostería básicamente está constituida por piezas sólidas y un aglomerante que las mantiene unidas.

Considerando el aparejo, es posible clasificarla en dos tipos: regular e irregular; sin embargo, en ocasiones puede existir una combinación de ambas. La mampostería regular se compone de piezas, a veces talladas en escuadra (sillares o ladrillo), colocadas en un orden específico. La irregular es aquella con piezas de diferentes tamaños y sin un orden en particular. La constitución y el arreglo de las piezas sin un orden específico dan lugar a un material similar a un concreto ciclópeo, cuya calidad de las piezas y del aparejo dependen de los bancos de material más cercanos al sitio y del elemento estructural que se trate.

Figura 60. Diferentes tipos de mampostería presentes en Iglesias



La catedral de Puno presenta en sus muros un aparejo regular por lo que tenemos una mampostería de Sillar.

Sin embargo pueden existir zonas donde se tenga presente sillar con relleno con otros tipos de material por lo que es necesario realizar investigaciones que incluyan ensayos mucho más detallados.

Fotografía 7. Mampostería con aparejo de Sillar en la Catedral de Puno.



Fuente: *Elaboración Propia*

Materiales para la Mampostería

Los materiales empleados para las piezas de la mampostería de la catedral de Puno fueron los de origen natural como la piedra.

La roca, por definición, es un material formado por minerales integrados en una masa compacta y sólida, de la cual surgen tres grupos: ígneas, metamórficas y sedimentarias. Las piedras que se utilizaron en la época virreinal pertenecen a los tres tipos de rocas mencionados; sin embargo, prevaleció el uso de las de origen volcánico, es decir, las rocas ígneas, entre ellas la “toba volcánica o tufo volcánico”, usado en la Catedral de Puno.

Este tipo de piedra es suave y se talla con facilidad, por eso la popularidad para construir con ella.

El uso de la cal en el virreinato fue para recubrimiento y como mortero; era un material escaso y caro durante esa época, especialmente durante el siglo XVIII. La cal utilizada tradicionalmente en la construcción, conocida como cal aérea, estaba hecha de piedras calcáreas; se combinaba con arena para formar el mortero. Había diferentes tipos de mezclas para morteros del cual dependía su calidad: estaba la “real”, que se obtenía de una parte de cal y otro de arena; la “segunda” consistía de una de cal y dos de arena; y la “fina”, uno de cal y otra de arena cernida.

Diversos autores dan a conocer que se pueden obtener las propiedades mecánicas y de resistencia de cada uno de los materiales mencionados extrayéndolo de sus respectivas canteras; sin embargo, en edificios antiguos estos mismos materiales pudieron ir cambiando a través del tiempo, por lo que es necesario hacer pruebas experimentales particulares para conocer la resistencia del material, incluso indica que las características de un mismo material en diferentes canteras pueden variar. Suena difícil establecer las propiedades de cada material; sin embargo, se pueden dar propiedades promedios que engloben las propiedades mecánicas de acuerdo al tipo de material de la mampostería, pero los parámetros de comportamiento lineal tendrán que ajustarse, de tal manera que los resultados concuerden con lo que se tiene en casos reales.

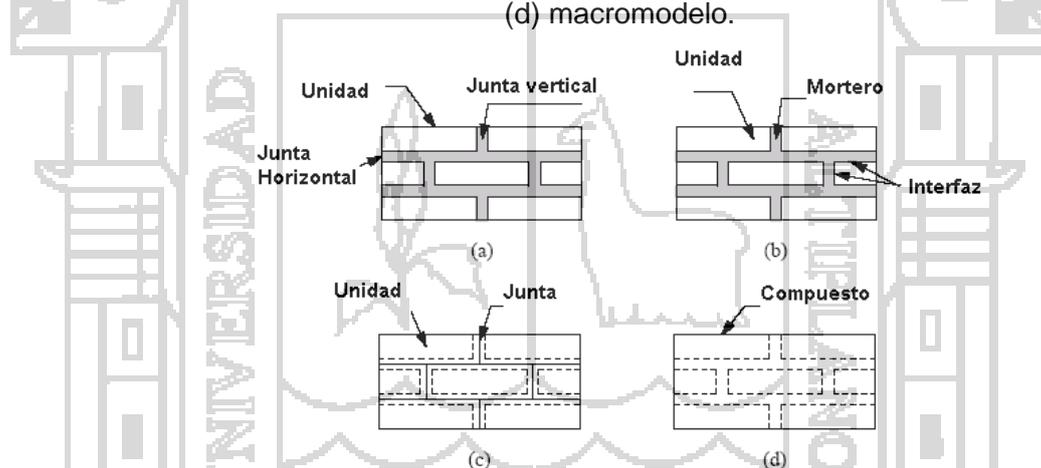
Modelado del comportamiento mecánico de la mampostería

Básicamente las propiedades mecánicas de la mampostería están fuertemente ligadas con las propiedades individuales de los materiales de las piezas y el mortero. De diversos trabajos de investigación estudiadas, se llega a la conclusión que, la diferencia en propiedades elásticas de la unidad y mortero es el precursor del daño de la mampostería. Sin embargo, también es necesario tener conocimiento del comportamiento en los puntos donde interactúan ambos componentes en los distintos tipos de aparejos.

Las características anisótropas y no-homogéneas de la mampostería surgen del arreglo geométrico de unidades y mortero. Dependiendo del tipo de aparejo es posible seleccionar el tipo de modelo a utilizar. En aparejos regulares es más fácil considerar el comportamiento tanto de la pieza como del mortero, incluso el área de contacto de ambos. En aparejos irregulares es difícil conocer y representar el comportamiento de cada componente por separado, esto porque las piezas son de diferentes tamaños y están colocadas sin un orden específico, además de que es un tanto complicado representar la trayectoria del mortero.

En mamposterías regulares se puede modelar por separado el comportamiento de las piezas (unidad), juntas y el plano de interacción que se define entre ellas, llamado interfaz. En este sentido, en el marco del método del Elemento Finito, existen dos formas de analizarla, usando micro y macromodelos; la selección de uno en particular depende de la aproximación y simplicidad deseadas. Los micromodelos pueden ser detallados y simplificados. En el primero las unidades, el mortero y la interfaz unidad-mortero se consideran por separado. En el segundo, el mortero, la interfaz y parte de las unidades se consideran como uno solo y las unidades, de menor tamaño del real, como otro.

Figura 61. Mampostería regular y su modelado: (a) componentes de la mampostería; (b) micromodelo detallado; (c) micromodelo simplificado; (d) macromodelo.

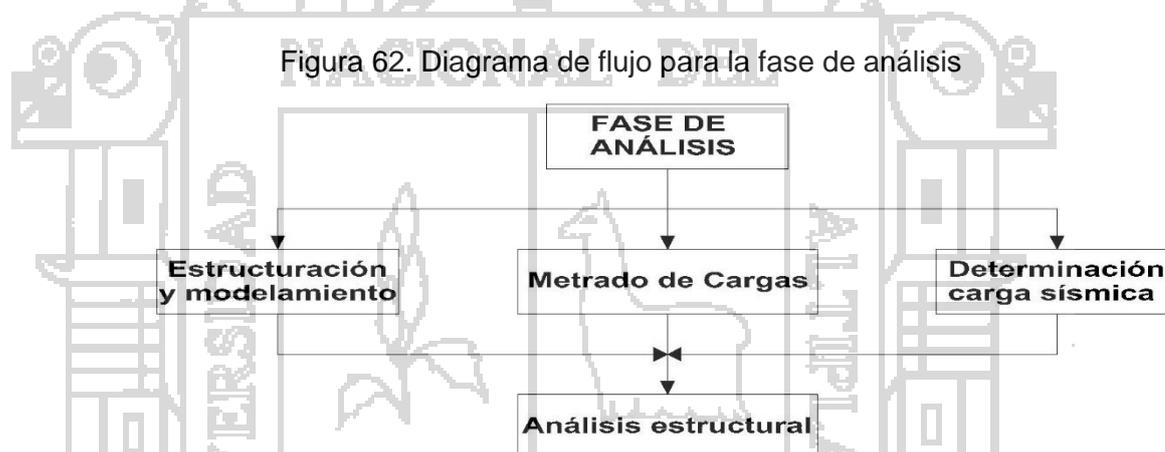


Fuente: AMARAL, D. S.; "Seismic Analysis and Strengthening of Mallorca Cathedral." UPC, España (2010).

Posiblemente los micromodelos describan mejor el comportamiento de la mampostería pero la cantidad de elementos a considerar cuando se analiza una estructura completa se reflejará en un gran esfuerzo computacional y tiempo de solución. Además, en iglesias coloniales frecuentemente es difícil encontrar una que esté construida completamente con un mismo tipo de mampostería.

Para facilitar el modelado de la mampostería es mejor considerarla como un material homogeneizado e isótropo, lo cual se logra con macro-modelos. En el macromodelo es posible englobar las características mecánicas de las unidades, mortero e interfaz unidad-mortero. Con este tipo de formulación se reduce el número de elementos, la capacidad cómputo y el tiempo de proceso. Además, se pueden analizar edificios tanto con mamposterías regulares como irregulares, o ambas. La mampostería irregular se asemeja al concreto, por lo que se considera isótropo y homogéneo, pero con una menor resistencia a tensión.

3.2. Fase de Análisis estructural.



Fuente: Elaboración propia.

3.2.1. Estructuración y modelamiento.

Las leyes de la similitud constituyen el fundamento de la teoría de la modelación y son para diseñar, ensayar e interpretar los resultados de un modelo de estudio. Por lo que podemos optar a realizar un modelo analítico que cumpla con características muy similares a la estructura real, sin embargo al inicio se resaltó que esto es solo una investigación cualitativa.

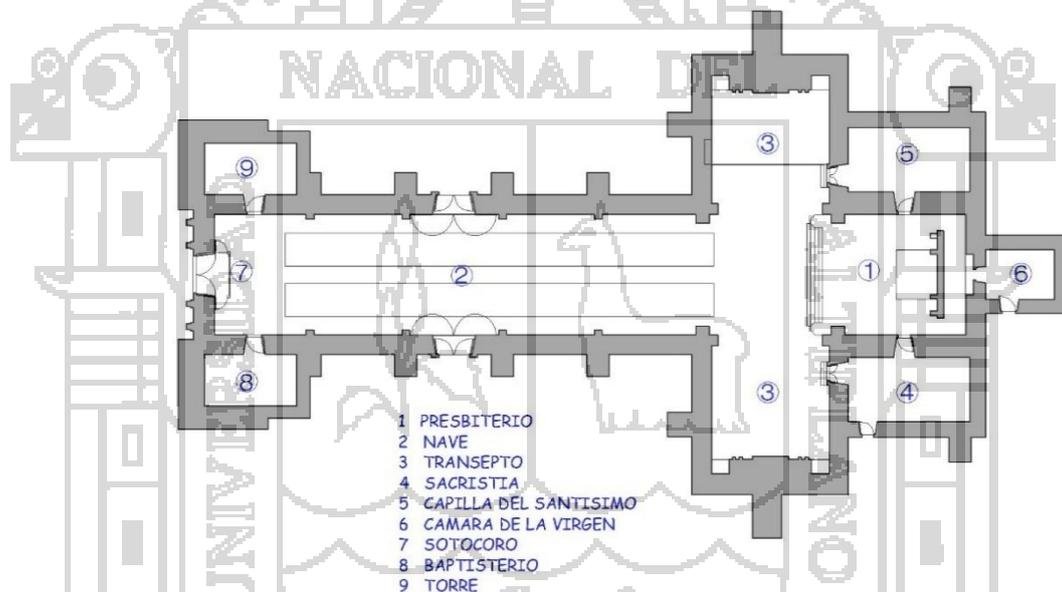
Para la estructuración de la Catedral de Puno se tomó como base el levantamiento arquitectónico.

La estructura de la Catedral de Puno muestra una gran solidez con una gran sección en sus muros que varían desde 1.40 metros de espesor en la Sacristía y la Capilla del Santísimo, hasta 2.40 metros en el Baptisterio y Torres.

Se aprecian contrafuertes bien equilibrados en los muros de la Nave Central y laterales del Transepto.

Una de las causas del mayor deterioro de la Catedral de Puno es la falta de una adecuada conservación, la antigüedad de los materiales utilizados y las acciones climáticas del medio.

Figura 63. Planta Arquitectónica Principal de la Catedral de Puno.



Fuente: Elaboración propia.

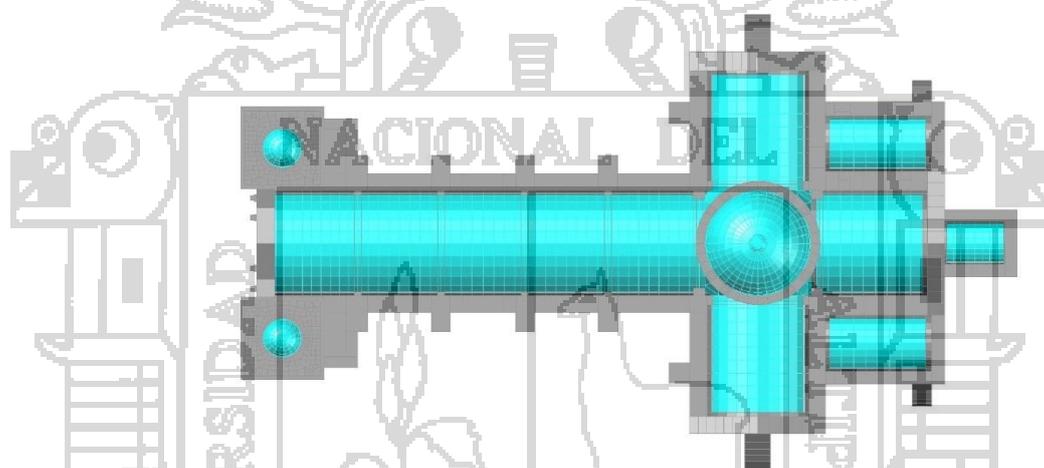
En las últimas décadas se han hecho importantes avances en las técnicas de análisis. Aun así, la preparación de un modelo analítico para estructuras tales como la Catedral del Puno presenta algunas dificultades. La geometría es más elaborada que en las estructuras aporticadas modernas y en muchos casos se hace difícil distinguir entre elementos de carácter estructural y aquellos que tienen una función más decorativa.

No siempre es factible obtener testigos de todos los materiales empleados. En consecuencia, la información relativa a las

propiedades de los materiales es imperfecta. En general, los procedimientos tradicionales de análisis lineal permiten apenas tener una idea aproximada del estado de esfuerzos debido a las cargas gravitacionales. Para acciones sísmicas el objetivo es apenas lograr una comprensión cualitativa del comportamiento de la estructura.

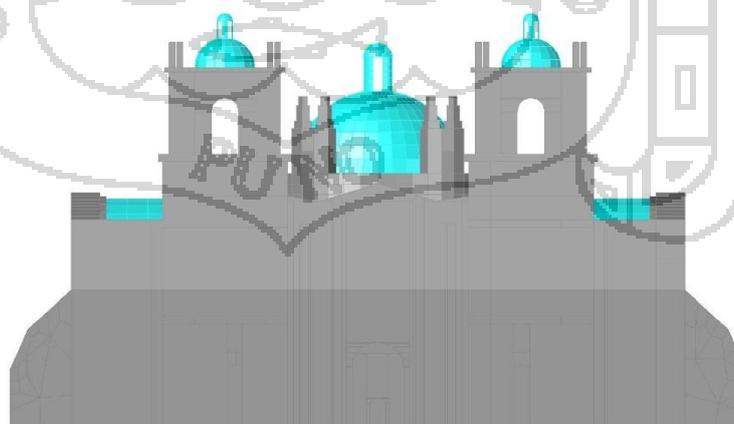
Para este estudio se planteó un modelo basado en la teoría de elementos finitos mediante un análisis de macromodelos, que fueron procesados con el programa SAP2000 V16.1.1:

Figura 64. Cobertura de la Catedral de Puno modelado con MEF.



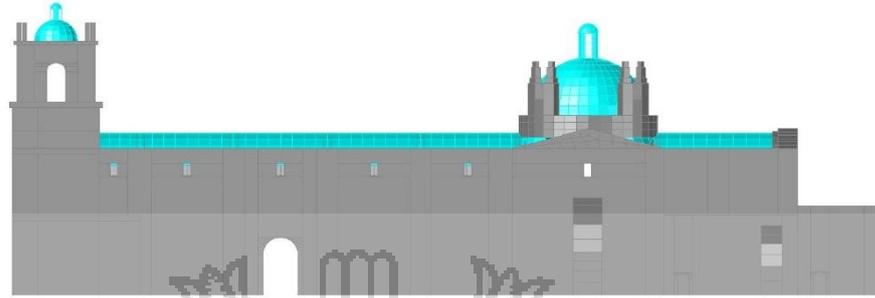
Fuente: Elaboración Propia

Figura 65. Vista de elevación frontal modelado con MEF.



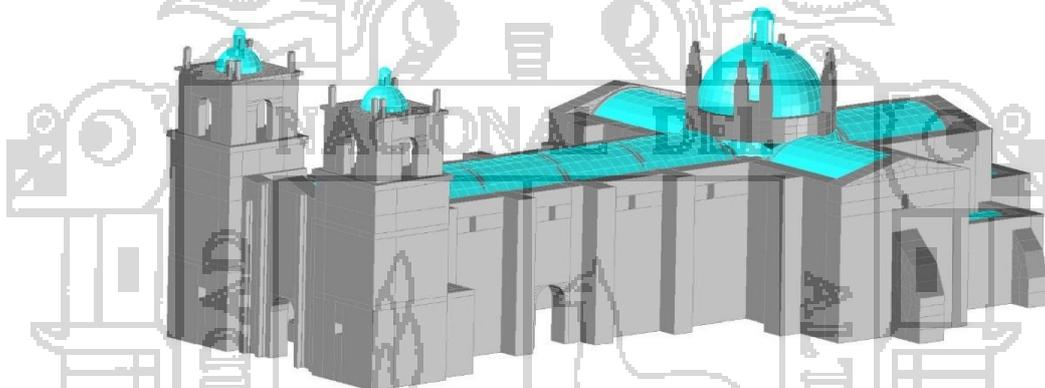
Fuente: Elaboración Propia

Figura 66. Vista de elevación lateral modelado con MEF.



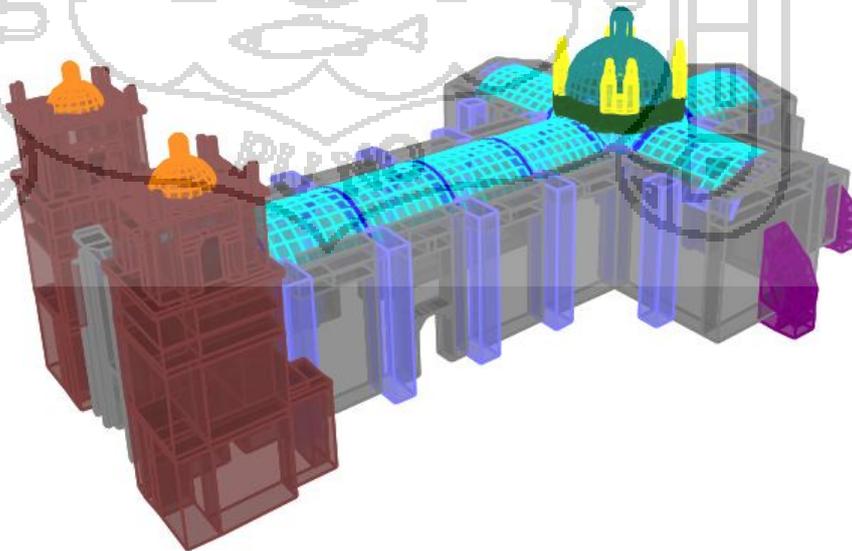
Fuente: Elaboración Propia

Figura 67. Vista Isométrica modelado con MEF.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 68. Modelo de la catedral de Puno mediante MEF.



Fuente: Elaboración Propia

3.2.2. *Metrado de Cargas*

Como en un inicio se explicó que un elemento fundamental para la revisión de la seguridad estructural es la determinación de las cargas a la cual está sometida, así como aquellas que puedan afectarla en el futuro.

Para la Catedral de Puno se determinaron las siguientes cargas estáticas y dinámicas.

a) **Cargas muertas**

Una de las cargas estáticas más significativas de la Catedral de Puno, pero no se puede hacer con mucha precisión ya que no se tiene acceso a todas las partes del edificio, se puede determinar espesores pero las características son más limitadas, por lo que se tendrá que generalizar las características de los elementos en general.

Tabla 5. Calculo de peso específico de la muestra Catedral de Puno.

| Altura Promedio "H" (cm) | Diametro Promedio "D" (cm) | Area "A" (cm ²) | Volumen "V" (cm ³) | Peso "P" (grf) | Peso Especifico "γ" (Tonf/m ³) |
|--------------------------|----------------------------|-----------------------------|--------------------------------|----------------|--|
| 10.84 | 5.26 | 21.75 | 235.69 | 477.60 | 2.03 |
| 11.00 | 5.58 | 24.48 | 269.17 | 496.58 | 1.84 |
| 10.88 | 5.63 | 24.88 | 270.74 | 522.69 | 1.93 |

Fuente: Elaboración Propia

De la tabla anterior podemos determinar el peso específico de la mampostería de sillar la cual comprende los muros y otros elementos de la Catedral de Puno, obteniéndose un promedio de 1.933 Tonf/m³, este valor será usado para determinar las cargas muertas por peso propio de la Catedral.

Fotografía 8. Obtención de medidas de muestra de muros de la Catedral



Fuente: Elaboración Propia

Adicional a ello la catedral de Puno presenta un techo con cobertura liviana que fue incluida posterior a su construcción con fines de protección a precipitaciones pluviales, dicha cobertura a base de calamina está apoyada directamente en la cúpula de la catedral de Puno, por lo que debe considerarse una carga aplicada sobre ella.

Fotografía 9. Cobertura Liviana a base de Calamina



Fuente: Elaboración Propia

Es muy difícil poder determinar la carga exacta que genera la cobertura liviana, por lo que se realiza una aproximación a ello; asumimos una calamina de 0.22mm de espesor cuyo peso es

aproximadamente 2.00kg/m^2 , los accesorios como clavos asumimos unos 3Kg/m^2 , los tijerales de madera tomamos un valor aproximado de 25kg/m^2 , (incluyendo algunas refacciones que pudieran existir), tendríamos un total de 30Kg/m^2 . Este valor será optado como peso de cobertura liviana.

Las cargas muertas debido al peso propio serán definidas como "DEAD", las cargas muertas debido a otros factores serán definidos como "CM".

b) Cargas Vivas

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la construcción. Incluye por lo tanto todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y no puede considerarse como carga muerta. Entran así en la carga viva el peso y las cargas debido a muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el análisis y diseño de edificios.

Por sus carácter la carga vivía es peculiar al uso a que está destinada a la construcción.

Según la norma Peruana E.020, En el Artículo 7. Las Cargas Vivas Repartidas Indica que para techos curvos, se debe considerar 50 kg/m^2 .

Para techos con cobertura liviana de planchas onduladas o plegadas, calaminas fibrocemento, material plástico, etc. Cualquiera sea su pendiente 30 Kg/m^2 .

Para el análisis estructural de la catedral de Puno se optó por considerar una carga vivía repartida en superficie de 30 Kg/m^2 , esto por la presencia de cobertura liviana a base de calamina, y además porque la presencia de carga viva sobre este techo no tienen una frecuencia elevada.

Las Cargas Vivas actuantes en el techo serán definidas como "LIVEUP"

En resumen las cargas gravitatorias actuantes en la presente es la siguiente:

Tabla 6. Resumen de metrado de cargas gravitatorias.

| DESCRIPCIÓN | | CASO | CARGA APLICADA |
|----------------|---------------------|--------|--|
| CARGAS MUERTAS | Peso Propio | DEAD | Se usara el Peso especifico de $\gamma = 1.933 \text{ Tonf/m}^3$ |
| | Cobertura | CM | 30 Kg/m ² |
| CARGAS VIVAS | Carga viva de techo | LIVEUP | 30 Kg/m ² |

uen

te: *Elaboración Propia*

c) Viento

Los vientos son movimientos horizontales de masas de aire debido a diferencias de presión en las distintas zonas de la atmosfera y a la rotación terrestre. Estos movimientos ocurren constantemente, sin embargo para el análisis y diseño de estructuras interesan esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales.

En las diferentes regiones existen distintas probabilidades de que se presente la acción de vientos extraordinarios, dependiendo de la ubicación geográfica y de las condiciones topográficas locales.

El flujo de aire en uno de estos fenómenos naturales no es uniforme, los gradientes de temperatura y la rugosidad de la superficie del terreno causan turbulencias.

Según R. Meli, en estos fenómenos meteorológicos, el movimiento de las masas de aire se ve restringido por la fricción con la superficie del terreno, que hace que la velocidad sea prácticamente nula en contacto con el terreno y crezca con la altura hasta alcanzar la velocidad del flujo no perturbado, llamada

velocidad gradiente. La rapidez con que la velocidad crece con la altura, y por tanto, la altura a la que se alcanza la velocidad gradiente, depende de la rugosidad de la superficie del terreno. La ley que describe la variación de la velocidad de viento con altura, deducida de mediciones con anemómetros colocados en distintas posiciones, se presentan por ecuaciones del tipo:

$$V = V_o \left(\frac{z}{z_o} \right)^\alpha$$

O sea, la velocidad V , a una altura z , se relaciona con la velocidad, V_o , a una altura de referencia z_o , multiplicada por una potencia α de la relación z/z_o . El exponente α depende esencialmente de lo accidentado del terreno.

Figura 69. Variación de la velocidad de viento con la altura sobre terrenos de diferentes rugosidades



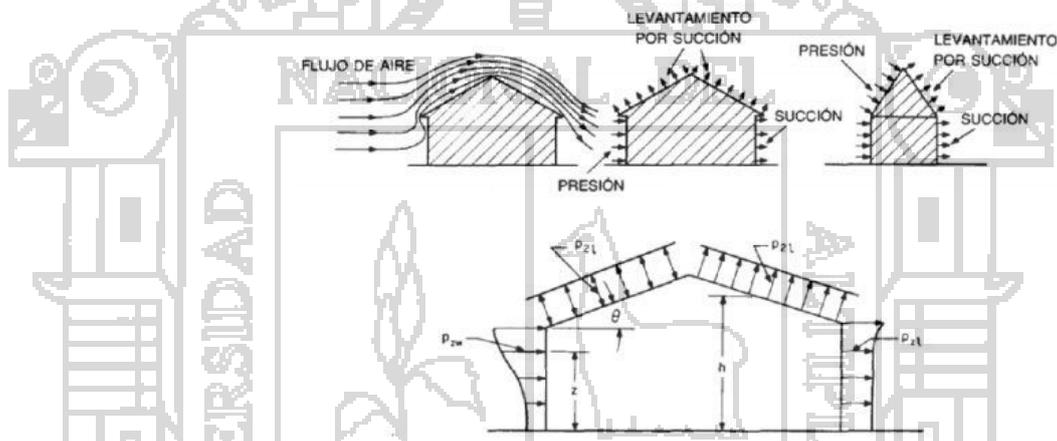
Fuente: MELI, ROBERTO; *Diseño Estructural*; Editorial LIMUSA, Mexico D.F. (1985)

En la norma peruana: la velocidad V es la velocidad de diseño a una altura z , esta se relación con la velocidad, V_o , a una altura de referencia z_o ; que más adelante describiremos; esto a su vez multiplicada por una potencia α de la relación z/z_o . El exponente α toma un valor de 0.22, teniendo la siguiente formula.

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

Cuando el libre flujo se ve obstaculizado por un objeto fijo, tiene que desviarse para rodearlo, por lo cual produce presiones sobre el objeto. Las partículas de aire golpean la cara expuesta directamente al efecto del viento, cara de **barlovento**, ejerciendo sobre ella un empuje. En la cara opuesta, de **sotavento**, las estelas de flujo se separan del objeto provocando una succión. Los dos efectos se suman dando lugar a una fuerza de arrastre sobre el objeto. En las caras laterales se presentan una distribución de presiones que varían de empuje a succión dependiendo de la geometría del objeto.

Figura 70. Flujo de aire alrededor de una construcción



Fuente: MELI, ROBERTO; *Diseño Estructural*; Editorial LIMUSA, Mexico D.F. (1985)

Según R. Meli, para el diseño interesa la fuerza total ejercida sobre una superficie. Esta se obtiene integrando el diagrama de presiones sobre la cara de estudio y se suele expresar en función de una presión media por lo cual debe multiplicarse la sección expuesta y se determina como:

$$p = \frac{1}{2} C_D \beta V^2$$

En que C_D es el factor de forma, llamado también factor de empuje, para el objeto en cuestión, y β es la densidad del aire para condiciones estándar a una temperatura de 15° y a presión

del nivel del mar es $0.125 \text{ Kg-seg}^2/\text{m}$, por lo que la ecuación anterior se transforma en:

$$p = 0.0625C_D V^2$$

Si la Velocidad de diseño V se expresa en m/seg. Como es usual la velocidad del viento se expresa en Km/h, la expresión toma la forma:

$$p = 0.0048C_D V^2$$

En la que p es presión o succión en kg/m^2 . Cabe mencionar que la densidad del aire y la presión varía según las altitudes. La norma peruana tiene la siguiente expresión para considerar la presión de viento.

$$p = 0.005C V_h^2$$

Donde los factores de forma toman los siguientes valores:

Tabla 7. Factores de Forma C

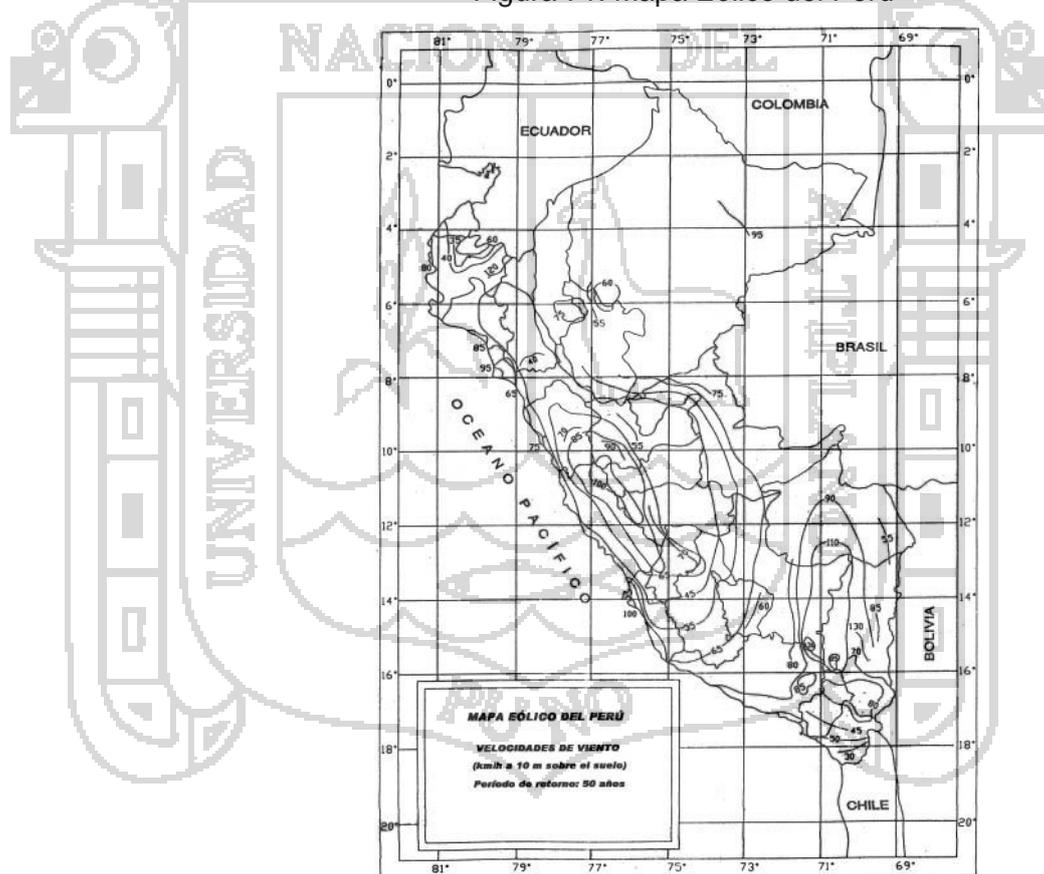
| CONSTRUCCIÓN | BARLOVENTO | SOTAVENTO |
|---|------------|-----------|
| Superficies verticales de edificios | +0,8 | -0,6 |
| Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento | +1,5 | |
| Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica | +0,7 | |
| Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular | +2,0 | |
| Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45° | $\pm 0,8$ | -0,5 |
| Superficies inclinadas a 15° o menos | +0,3-0,7 | -0,6 |
| Superficies inclinadas entre 15° y 60° | +0,7-0,3 | -0,6 |
| Superficies inclinadas entre 60° y la vertical | +0,8 | -0,6 |
| Superficies verticales ó inclinadas (planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento | -0,7 | -0,7 |

* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones; NORMA E.020 – CARGAS

Según la Norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones indica que La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación pero no menos de 75 Km/h este está sujeto a un periodo de retorno de 50 años. para tal efecto muestra el mapa Eólico del Perú, este mapa sirve de guía, para establecer las velocidades básicas del viento en la zona donde se ubica la estructura; sin embargo, se debe tener en cuenta la variabilidad debida a las condiciones locales (topográficas, climáticas). Si hubiera mediciones confiables en la zona en cuestión, podrá adoptarse la velocidad proveniente del estudio.

Figura 71. Mapa Eólico del Perú



|Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones; NORMA E.020 –
CARGAS

En la norma Peruana indica que no es necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente. Por otro lado por

tratarse de una tesis en el cual se determinara la Seguridad Sísmica, no se considerara acciones de viento en el análisis de la Catedral de Puno, ya que ello conlleva un estudio mas amplio.

d) Sismos

La acción de un sismo en una estructura reviste aspectos netamente distintos de los de la mayoría de otras acciones. Los sismos han sido la mayor amenaza para estos edificios históricos ya que han causado innumerables fallas. Más adelante se obtendrá esta carga dinámica con mucho mayor detalle.

e) Otros Tipos de Carga en Catedrales

Según R. Meli; puede considerarse otros tipos de efectos pueden ser como el de las fuerzas producidas por el volteo de campanas, estas fuerzas se producen en las torres de las iglesias al sonar al vuelo sus pesadas campanas.

“Al dar una vuelta “de campana” se ejerce una fuerza lateral sobre el soporte y de este a la torre, la magnitud de la fuerza ejercida depende de la frecuencia con que se dé vuelta la campana, y si esta frecuencia llega a ser cercana a la frecuencia natural de vibración de la torre, puede presentarse un efecto de resonancia”⁷⁰

Según S. Ivorra y otros, obtuvieron los valores de la variación temporal de las fuerzas horizontales y verticales sobre cada apoyo, a continuación se muestran sus resultados:

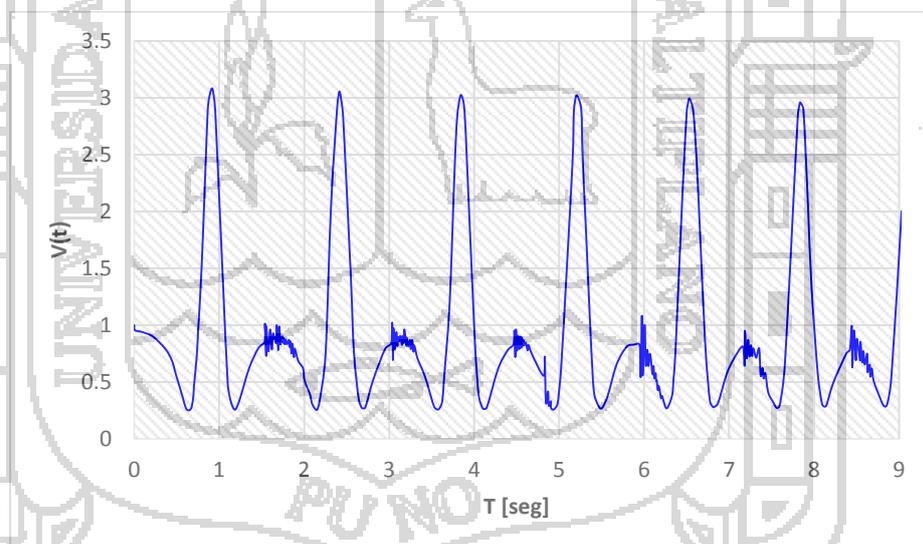
⁷⁰ MELI, ROBERTO; “Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos” México, pág. 17

Figura 72. Fuerza horizontal en cada apoyo. Oscilación libre. Sistema centroeuropeo



Fuente: S. Ivorra, y otros: "Simulación numérica del volteo de campanas tradicional en España"

Figura 73. Fuerza Vertical en cada apoyo. Oscilación libre. Sistema centroeuropeo



Fuente: S. Ivorra, y otros: Simulación numérica del volteo de campanas tradicional en España

De estas figuras, podemos deducir que la fuerza vertical ejercida llega a ser hasta tres veces el peso de la campana en cada apoyo; y que la fuerza horizontal puede ser hasta casi el doble el peso de la campana en cada apoyo; estas fuerzas pueden generar acciones críticas sobre la torre.

Para el caso en estudio se tomara esta referencia ya que concuerda con R. Meli, y otros autores en los valores obtenidos mediante ensayos de laboratorio.

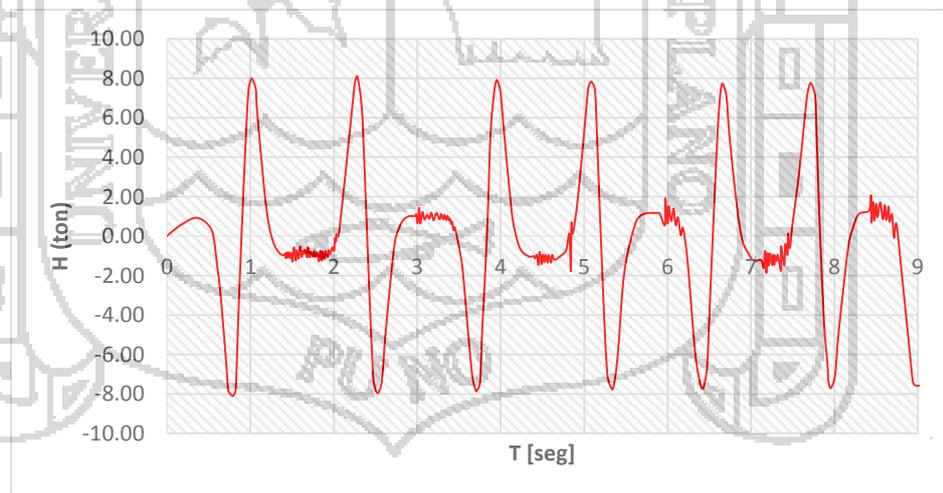
La catedral de puno presenta un campanario por torre que comprende una campana que tiene un peso aproximado de 5 toneladas, y cuatro campanas a cada lado de la torre con un peso aproximado de 0.5 toneladas⁷¹.

Fotografía 10. Campana Principal Catedral de Puno.



Fuente: Elaboración propia.

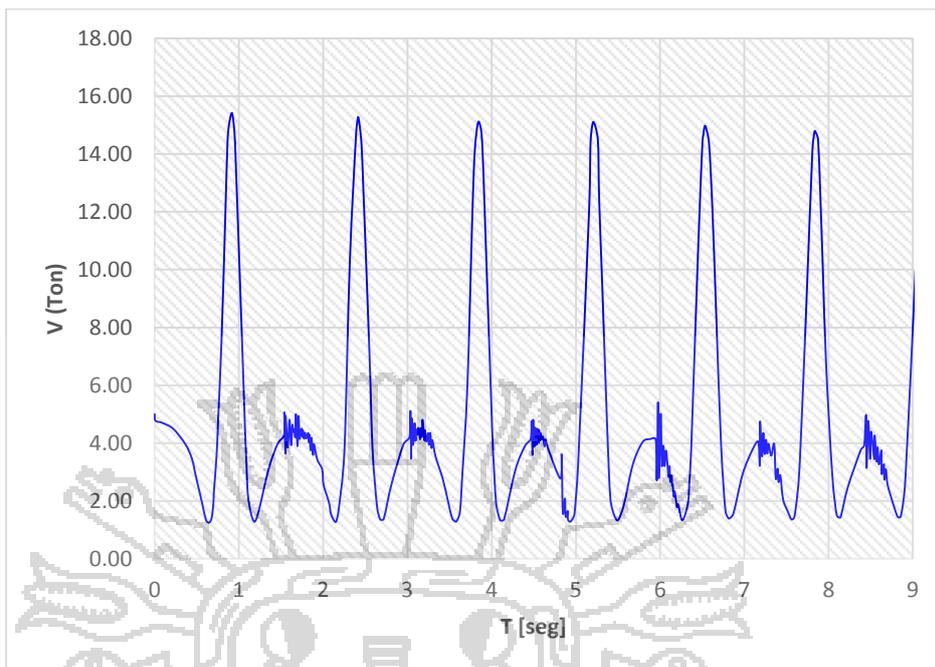
Figura 74. Fuerza horizontal en cada apoyo – Campana Principal



Fuente: Elaboración Propia

Figura 75. Fuerza Vertical en cada apoyo. Campana Principal

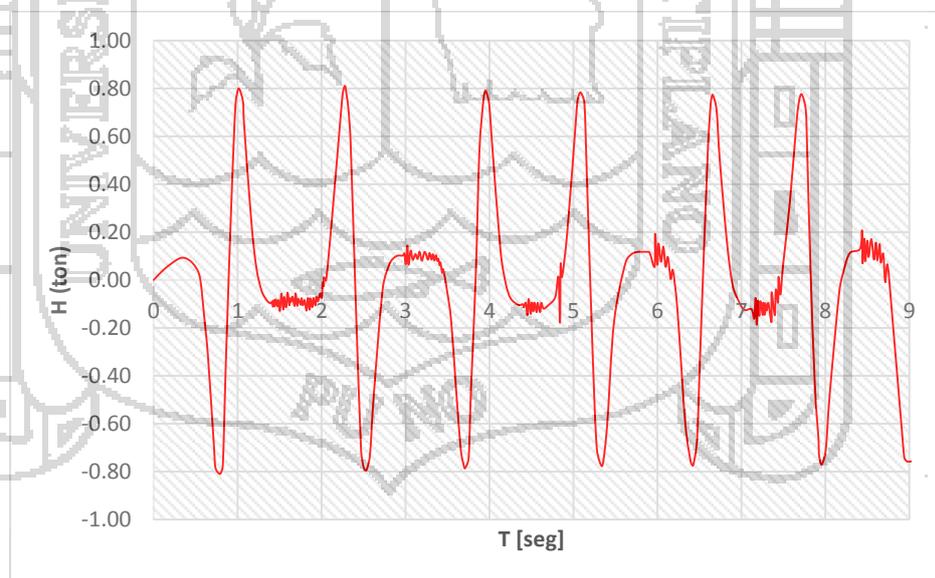
⁷¹ FRISANCHO P., Ignacio; LA CATEDRAL DE PUNO, HISTORIA DOCUMENTADA, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, Lima, Peru (1999)



Fuente: Elaboración Propia

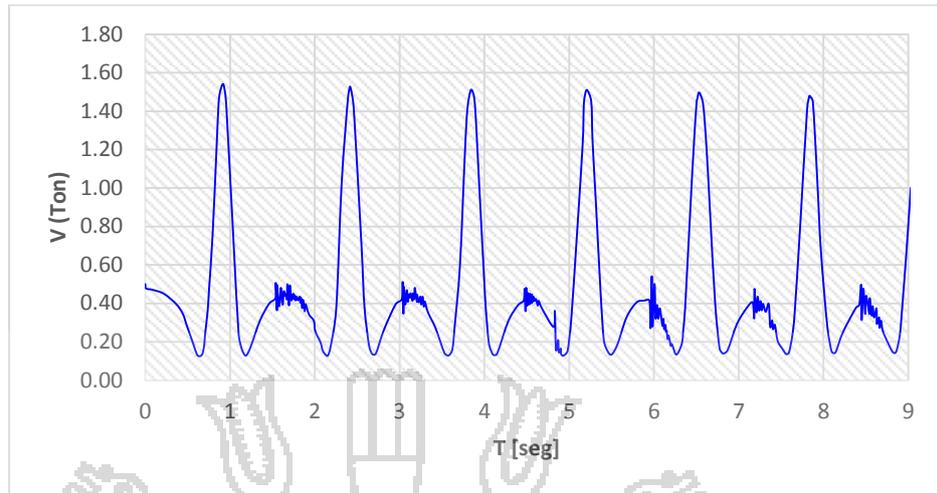
De igual forma para las cuatro campanas laterales obtenemos los siguientes resultados.

Figura 76. Fuerza horizontal en cada apoyo – Campanas laterales



Fuente: Elaboración Propia

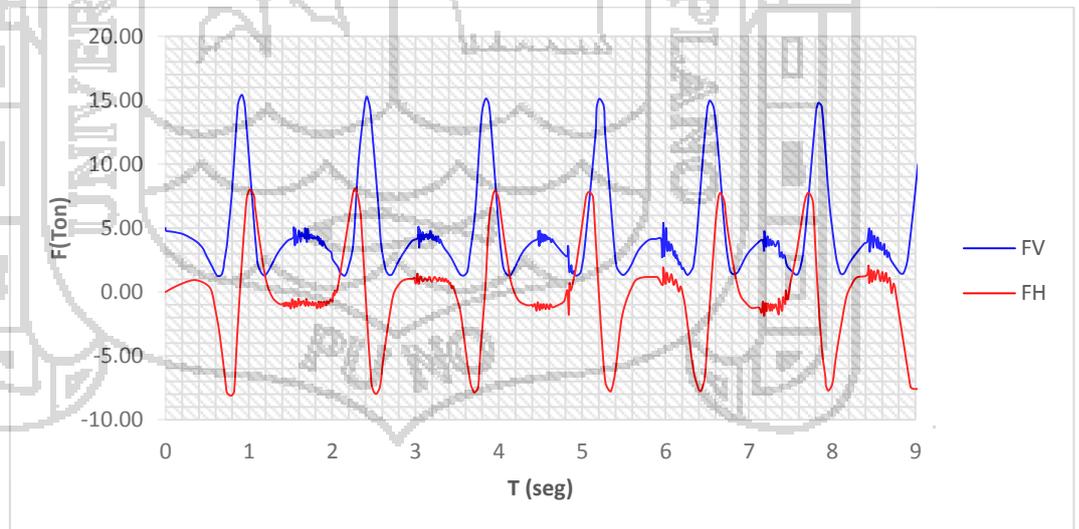
Figura 77. Fuerza Vertical en cada apoyo. Campanas laterales



Fuente: Elaboración Propia

De las características y frecuencias con que suelen hacer el golpeteo de las campanas, es que se asume solo las fuerzas actuantes en la campana principal, donde se observa que la fuerza horizontal actuante por cada apoyo de la campana es de 8 toneladas, mientras que la carga vertical puede llegar a 15 toneladas por cada apoyo.

Figura 78. Interacción en el movimiento de Campanas principales



Fuente: Elaboración Propia

La nomenclatura para definición de cargas debido al golpeteo de las campanas será “BELLS”

Fotografía 11. Campanario torre lateral de la Catedral de Puno.



Fuente: Elaboración propia.

3.2.3. **Determinación de la carga sísmica**

En muchas Regiones, los sismos representan la causa del mayor número de fallas y daños en las estructuras especialmente en aquellas que fueron construidas siglos pasados ya que no fueron diseñados con el criterio que tenemos hoy en día, por lo que es necesario tomar precauciones en la prevención de futuros desastres que puedan suscitarse. Prácticamente ninguna zona puede considerarse totalmente a salvo de los efectos sísmicos, de manera que aun donde nos e tengan evidencias de la ocurrencia de sismos en épocas recientes, las estructuras de gran importancia requieren un análisis simorresistente.

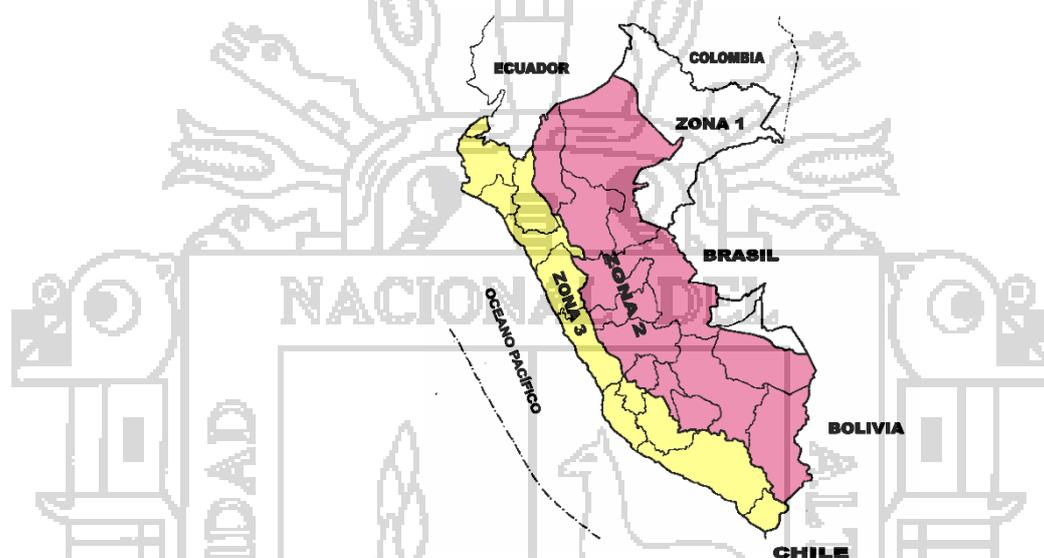
En lo que se refiere a las acciones sísmicas consideradas al análisis estructural de la Catedral de Puno se consideró de manera referencial lo estipulado en la norma de Diseño Sismorresistente NTE.030 vigente, la cual no considera como categoría de las edificaciones a los monumentos históricos.

A fin de estimar el nivel de aceleración sísmica esperada en la estructura, se usaron los siguientes parámetros descritos en dicha norma:

a. Zonificación Sísmica:

El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la figura siguiente. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica.

Figura 79. Zonificación Sísmica Peruana



Fuente: Elaboración propia.

A cada zona se asigna un factor Z . Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Tabla 8. Zonificación Sísmica Peruana

| ZONA | Z (g) |
|------|-------|
| 3 | 0.4 |
| 2 | 0.3 |
| 1 | 0.15 |

Fuente: Norma E0.30 "Diseño Sismorresistente".

Según el Anexo N° 1 de la Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", donde se indican las provincias que corresponden a cada zona y la tabla anterior; deducimos que

el departamento de Puno se encuentra en la Zona Sísmica 2, correspondiendo esto a una sismicidad media con un factor de zona $Z = 0.3g$.

b. Categoría de las Edificaciones:

Según la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la tabla siguiente. El coeficiente de uso e importancia (U), se usará según la clasificación que se haga.

Tabla 9. Categoría de las edificaciones

| CATEGORÍA | DESCRIPCIÓN | FACTOR U |
|---------------------------------|---|----------|
| A. Edificaciones Esenciales | Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos. | 1.50 |
| B. Edificaciones Importantes | Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento | 1.30 |
| C. Edificaciones Comunes | Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc. | 1.00 |

Fuente: Norma E0.30 “Diseño Sismorresistente”.

Como se ve la norma peruana no coloca como una categoría a este tipo de edificaciones, por tal motivo se ha supuesto que la estructura es de categoría B debido al patrimonio valioso en

su interior y la gran cantidad de personas que concentra. Según esta clasificación, a esta categoría le corresponde $U = 1.30$.

c. Tipo de suelo y periodo Predominante:

Según la Norma E.030 "Diseño Sismorresistente", los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles de suelos son cuatro:

Perfil tipo S1: Roca o suelos muy rígidos.

A este tipo corresponden las rocas y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte similar al de una roca, en los que el período fundamental para vibraciones de baja amplitud no excede de 0,25 s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca sana o parcialmente alterada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Grava arenosa densa.
- Estrato de no más de 20 m de material cohesivo muy rígido, con una resistencia al corte en condiciones no drenadas superior a 100 kPa (1 kg/cm²), sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.
- Estrato de no más de 20 m de arena muy densa con $N > 30$, sobre roca u otro material con velocidad de onda de corte similar al de una roca.

Perfil tipo S2: Suelos intermedios.

Se clasifican como de este tipo los sitios con características intermedias entre las indicadas para los perfiles S1 y S3.

Perfil tipo S3: Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.

Corresponden a este tipo los suelos flexibles o estratos de gran espesor en los que el período fundamental, para vibraciones de baja amplitud, es mayor que 0,6 s.

Perfil Tipo S4: Condiciones excepcionales.

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables.

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores de T_p y del factor de amplificación del suelo S .

Tabla 10. Parámetros Del suelo

| TIPO | DESCRIPCIÓN | $T_p(s)$ | S |
|----------------|---|----------------------------------|------|
| S ₁ | Roca o suelos muy rígidos | 0.40 | 1.00 |
| S ₂ | Suelos intermedios | 0.60 | 1.20 |
| S ₃ | Suelos flexibles o con estratos de gran espesor | 0.90 | 1.40 |
| S ₄ | Condiciones excepcionales | establecidos por el especialista | |

Fuente: Norma E0.30 "Diseño Sismorresistente".

De acuerdo al estudio de geotécnico aproximado que fue realizado, el suelo corresponde a un perfil tipo S2, con un período característico $T_p=0.6$ s y un factor de suelo de $S = 1.20$.

d. Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica R:

Según la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección tal como se indica en la tabla siguiente.

Según la clasificación que se hace de una edificación se usa un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R). Y puede usarse como los valores establecidos previa multiplicación por el factor de carga de sismo correspondiente.

Tabla 11. Sistemas Estructurales

| SISTEMA ESTRUCTURAL | COEFICIENTE DE REDUCCIÓN, R |
|--|-----------------------------|
| Acero Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos. | 9.50 |
| Otras estructuras de acero: Arriostres Excéntricos. | 6.50 |
| Arriostres en Cruz. | 6.00 |
| Concreto Armado Pórticos. | 8.00 |
| Dual. | 7.00 |
| De muros estructurales. | 6.00 |
| Muros de ductilidad limitada. | 4.00 |
| Albañilería Armada o Confinada | 3.00 |
| Madera (Por esfuerzos admisibles) | 7.00 |

Fuente: Norma E0.30 “Diseño Sismorresistente”.

En este caso vemos que la configuración estructural básica es de muros de corte, arcos y pilares de mampostería de piedra. Este caso no está específicamente tratado en la norma vigente. Los elementos sismorresistentes no son capaces de tomar esfuerzos de tracción debido a que la unión de las unidades de piedra está compuesta con un mortero de cal y arena. En general tienen escasa ductilidad, por lo que se considera apropiado un valor de $R=1.00$.

Tomando como Referencia la Norma E.080 “Adobe”, cuyo material estructural posee propiedades de comportamiento físico similar a la mampostería de Sillar, también adopta un coeficiente de reducción sísmica $R=1.00$, por lo que el valor adoptado al inicio parece ser correcto.

e. Factor de Amplificación Sísmica:

Según la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, de acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

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

T es el período fundamental de la estructura

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Inicialmente tomamos el valor de 2.50, para luego poder realizar las correcciones respectivas.

f. Análisis Dinámico

Por la complejidad y el elevado número de grados de libertad el análisis dinámico se realiza mediante procedimientos de combinación espectral; para tal efecto se empleó el espectro de pseudo aceleraciones definido según la norma Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”.

El peligro sísmico de diseño, contemplado en nuestra Norma E.030 corresponde al PGA de 0.30g, mientras que podemos aceptar que se puede obtener peligro sísmico más considerables, con periodos de retorno mucho más largos, y reduciendo la probabilidad de excedencia.

Estos valores permiten escalar adecuadamente un conjunto de registros de aceleración, los registros seleccionados por la

norma peruana corresponden a la estación del Parque de la Reserva, mayoritariamente, se ha tratado de que reflejen el mismo tipo de suelo, con duraciones similares, poseen una densidad de 50 datos por segundo. A continuación, se muestra en la siguiente tabla la relación de los registros usados por la norma peruana. PGA, PGV y PGD son los valores pico de la aceleración, velocidad y desplazamiento.

Tabla 12. Relación de Registros Sísmicos usados por la norma E.030

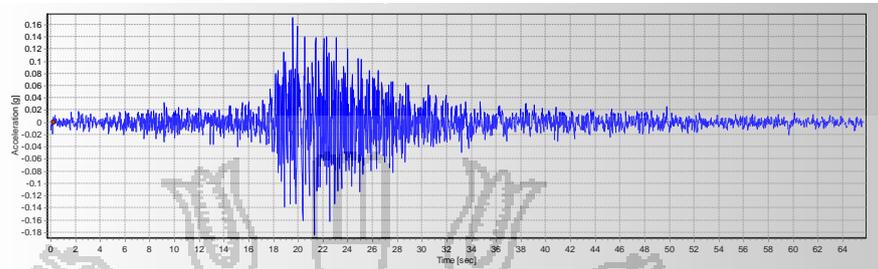
| COD | FECHA | COMPONENTE | DATA Puntos | Duración (seg) | PGA (cm/seg ²) | PGA (g) | PGV (cm/seg) | PGD (cm) | Nota |
|------|-----------|------------|-------------|----------------|----------------------------|---------|--------------|----------|-----------|
| 7032 | 31-ene-51 | HORIZONTAL | 1478 | 29.56 | -60.44 | 0.06 | -1.65 | -0.31 | |
| 7033 | 31-ene-51 | HORIZONTAL | 1480 | 29.60 | 45.70 | 0.05 | 0.92 | 0.15 | |
| 7035 | 17-oct-66 | HORIZONTAL | 3283 | 65.66 | -180.59 | 0.18 | 13.23 | 7.35 | NET E0.30 |
| 7036 | 17-oct-66 | HORIZONTAL | 3282 | 65.64 | -269.34 | 0.27 | -21.60 | -16.60 | NET E0.30 |
| 7038 | 31-may-70 | HORIZONTAL | 2259 | 45.18 | -104.82 | 0.11 | 4.71 | 1.55 | NET E0.30 |
| 7039 | 31-may-70 | HORIZONTAL | 2259 | 45.18 | -97.75 | 0.10 | 6.98 | 2.64 | NET E0.30 |
| 7041 | 29-nov-71 | HORIZONTAL | 2010 | 40.20 | 53.55 | 0.05 | 4.08 | 1.74 | |
| 7042 | 29-nov-71 | HORIZONTAL | 2010 | 40.20 | 86.54 | 0.09 | -4.22 | -1.25 | |
| 7044 | 05-ene-74 | HORIZONTAL | 1804 | 36.08 | 66.76 | 0.07 | 4.03 | 0.59 | |
| 7045 | 05-ene-74 | HORIZONTAL | 1804 | 36.08 | -72.28 | 0.07 | -2.15 | -0.45 | |
| 7046 | 05-ene-74 | HORIZONTAL | 1461 | 32.82 | -139.59 | 0.14 | 3.23 | 1.30 | |
| 7048 | 05-ene-74 | HORIZONTAL | 1462 | 32.84 | -156.18 | 0.16 | 4.40 | 1.08 | |
| 7050 | 03-oct-74 | HORIZONTAL | 4899 | 97.98 | 178.95 | 0.18 | 10.30 | -5.34 | NET E0.30 |
| 7051 | 03-oct-74 | HORIZONTAL | 4899 | 97.98 | -192.49 | 0.20 | 14.48 | 6.41 | NET E0.30 |
| 7052 | 03-oct-74 | HORIZONTAL | 4879 | 97.58 | 192.35 | 0.20 | -20.48 | 7.93 | |
| 7054 | 03-oct-74 | HORIZONTAL | 4879 | 97.58 | -207.12 | 0.21 | 16.94 | 8.03 | |
| 7056 | 09-nov-74 | HORIZONTAL | 2392 | 47.84 | -46.21 | 0.05 | -3.60 | 1.80 | |
| 7057 | 09-nov-74 | HORIZONTAL | 2392 | 47.82 | -69.21 | 0.07 | -4.91 | -1.81 | |
| 7058 | 09-nov-74 | HORIZONTAL | 1972 | 39.44 | -116.78 | 0.12 | -7.89 | 2.43 | |
| 7060 | 09-nov-74 | HORIZONTAL | 1971 | 39.42 | -93.71 | 0.10 | -5.35 | 1.28 | |

Fuente: CISMID, "Sitio web: Red Acelerografica del Perú".

Aquellos que tienen la nota (E.030) son los que han sido usados en la determinación del Espectro de Diseño de la Norma E0.30, al escalarlos a un PGA y usar su media geométrica más una desviación estándar. Es necesario reconocer que la base de registros disponibles de sismos

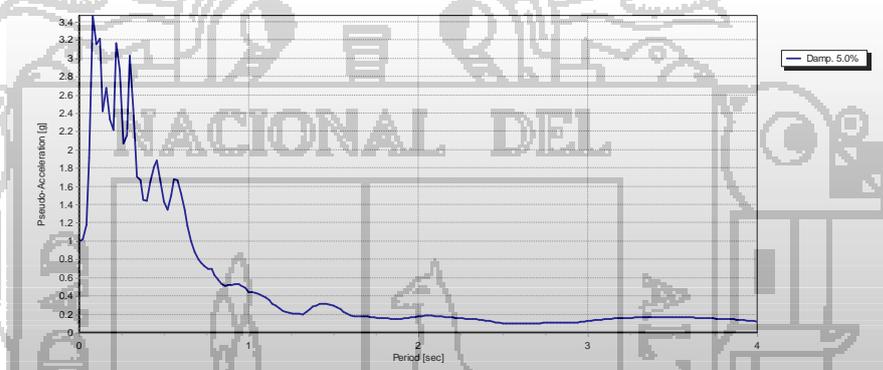
peruanos es pequeña y que por lo tanto los resultados obtenidos con su uso deben verse en ese contexto.

Figura 80. Registro 7035 Sismo E-W (Lima Callao 17-10-66).



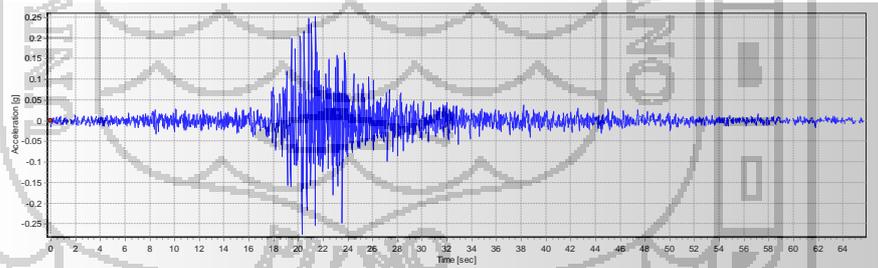
Fuente: Datos del CISMID, elaboración propia.

Figura 81. Espectro de Pseudo-Aceleraciones - Registro 7035



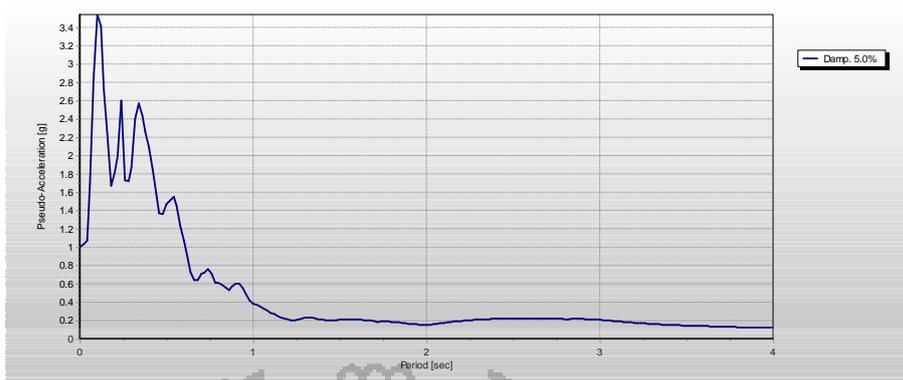
Fuente: Elaboración propia.

Figura 82. Registro 7036 Sismo N-S (Lima Callao 17-10-66).



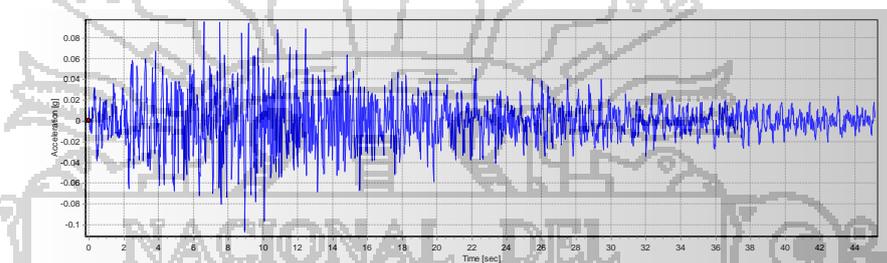
Fuente: Datos del CISMID, elaboración propia.

Figura 83. Espectro de Pseudo-Aceleraciones - Registro 7036



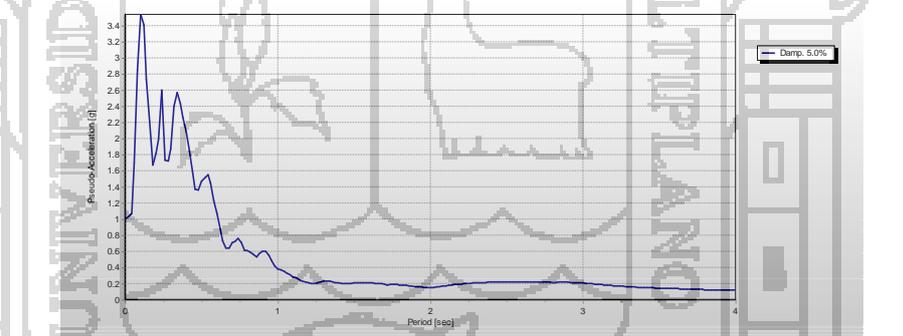
Fuente: Elaboración propia.

Figura 84. Registro 7038 Sismo E-W (Ancash 31-05-70).



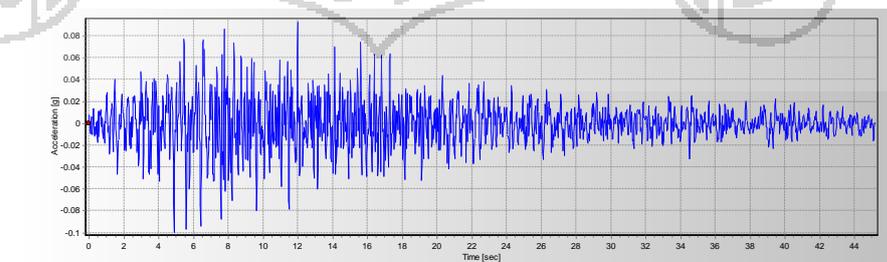
Fuente: Datos del CISMID, elaboración propia.

Figura 85. Espectro de Pseudo-Aceleraciones - Registro 7038



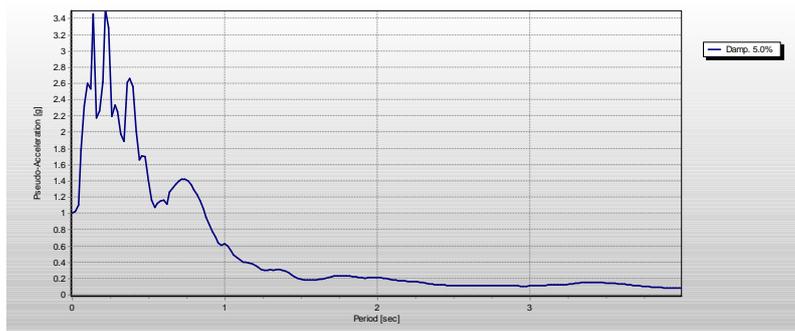
Fuente: Elaboración propia.

Figura 86. Registro 7036 Sismo N-S (Ancash 31-05-70).



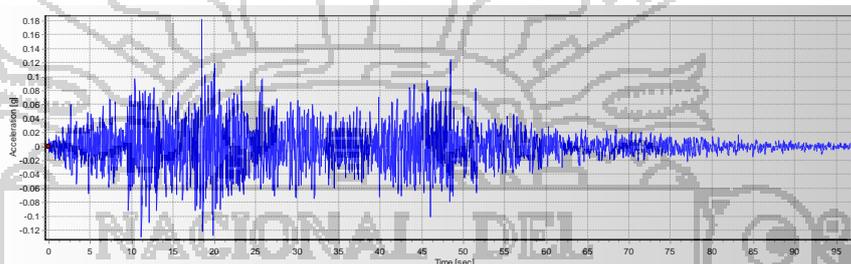
Fuente: Datos del CISMID, elaboración propia.

Figura 87. Espectro de Pseudo-Aceleraciones - Registro 7036



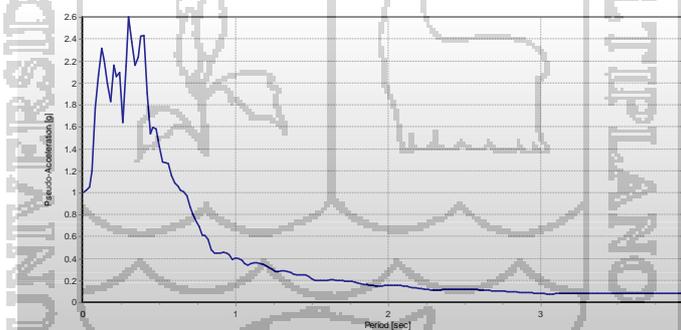
Fuente: Elaboración propia.

Figura 88. Registro 7050 Sismo N-S (Lima 03-10-74).



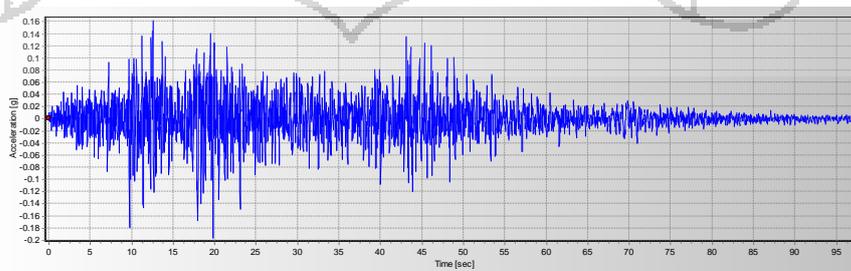
Fuente: Datos del CISMID, elaboración propia.

Figura 89. Espectro de Pseudo-Aceleraciones - Registro 7050



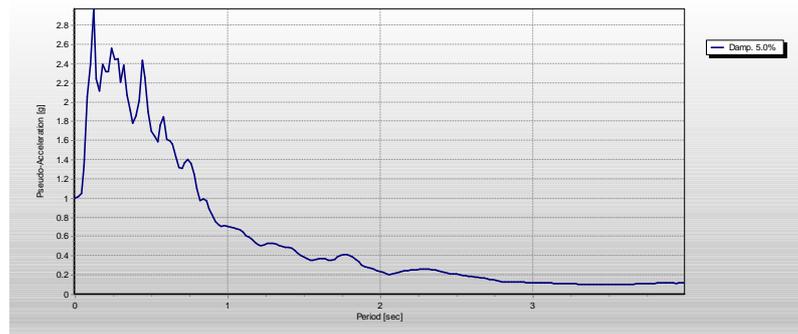
Fuente: Elaboración propia.

Figura 90. Registro 7051 Sismo E-W (Lima 03-10-74).



Fuente: Datos del CISMID, elaboración propia.

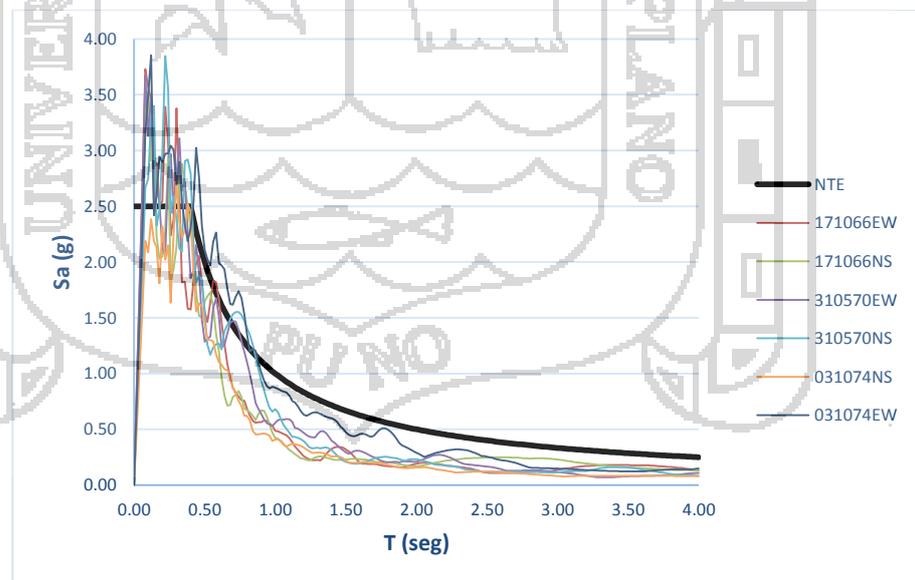
Figura 91. Espectro de Pseudo-Aceleraciones - Registro 7051



Fuente: Elaboración propia.

En la siguiente figura vemos la relación entre la media de los sismos usados y el espectro teórico. Dado que en nuestro medio no tenemos un espectro que refleje el Sismo Máximo Considerado y tampoco tenemos un conjunto de registros que consideren respuesta reales, hemos creído conveniente usar lo especificado por la norma, sin pretender calcular niveles de peligro que son competencia de las autoridades o los expertos definir.

Figura 92. Espectro de Pseudo-Aceleraciones (Peligro Sismico 10%-50 años)



Fuente: Elaboración propia.

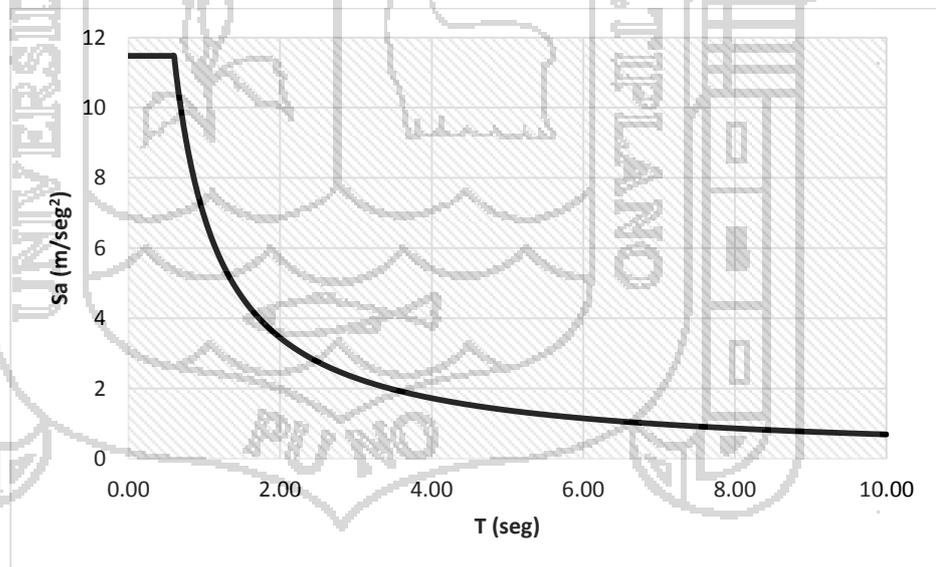
Definimos en este apartado tanto el espectro de respuesta modificado a aplicar como la aceleración de cálculo y la

correspondiente fuerza estática horizontal equivalente aplicada, de cara a realizar las combinaciones de cargas y determinar los esfuerzos a los que se encuentran sometidos los elementos estructurales del modelo de edificio realizado bajo la acción sísmica.

Para la realización de las comprobaciones de resistencia sobre el modelo estudiado se va a partir de la aceleración que transmitiría el máximo sismo esperable en la ciudad de Puno, dato que se extrae a partir del estudio de las intensidades sísmicas de los diferentes terremotos históricos registrados esperado según la norma E.030, se usó el siguiente espectro de Pseudoaceleración a partir de:

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

Figura 93. Espectro de Pseudo-aceleraciones usado para el modelo estructural.



Fuente: Elaboración propia.

La definición de este espectro de respuesta ha sido fundamental para comprobar el comportamiento de la estructura del edificio ante este tipo de acción, de manera que a partir de la misma se han observado aquellas zonas en las

que se produce una mayor concentración de esfuerzos. Así, ha sido posible definir aquellas zonas que presentan una mayor debilidad y que por tanto deberían ser reforzadas ante la previsible aparición de daños de consideración.

3.2.4. Análisis estructural.

Con todas las acciones de cargas que actúan en la estructura y que fueron descritas para obtener las tensiones máximas de tracción y compresión ha sido necesaria la definición de una fuerza estática equivalente en las direcciones principales X e Y que permitiese el estudio de estas tensiones, obteniendo las zonas más solicitadas tanto a tracción como a compresión y consecuentemente, valorar la intensidad de los refuerzos necesarios.

Para la definición de la acción sísmica actuante sobre el modelo, se ha recurrido a las especificaciones incluidas en la Norma Peruana E.030 “Diseño Sismorresistente”, en su artículo 18.2 especifica que “para cada una de las direcciones horizontales analizadas se usara un espectro inelástico de pseudoaceleraciones”, “para el análisis en la dirección vertical podrá usarse a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales”.

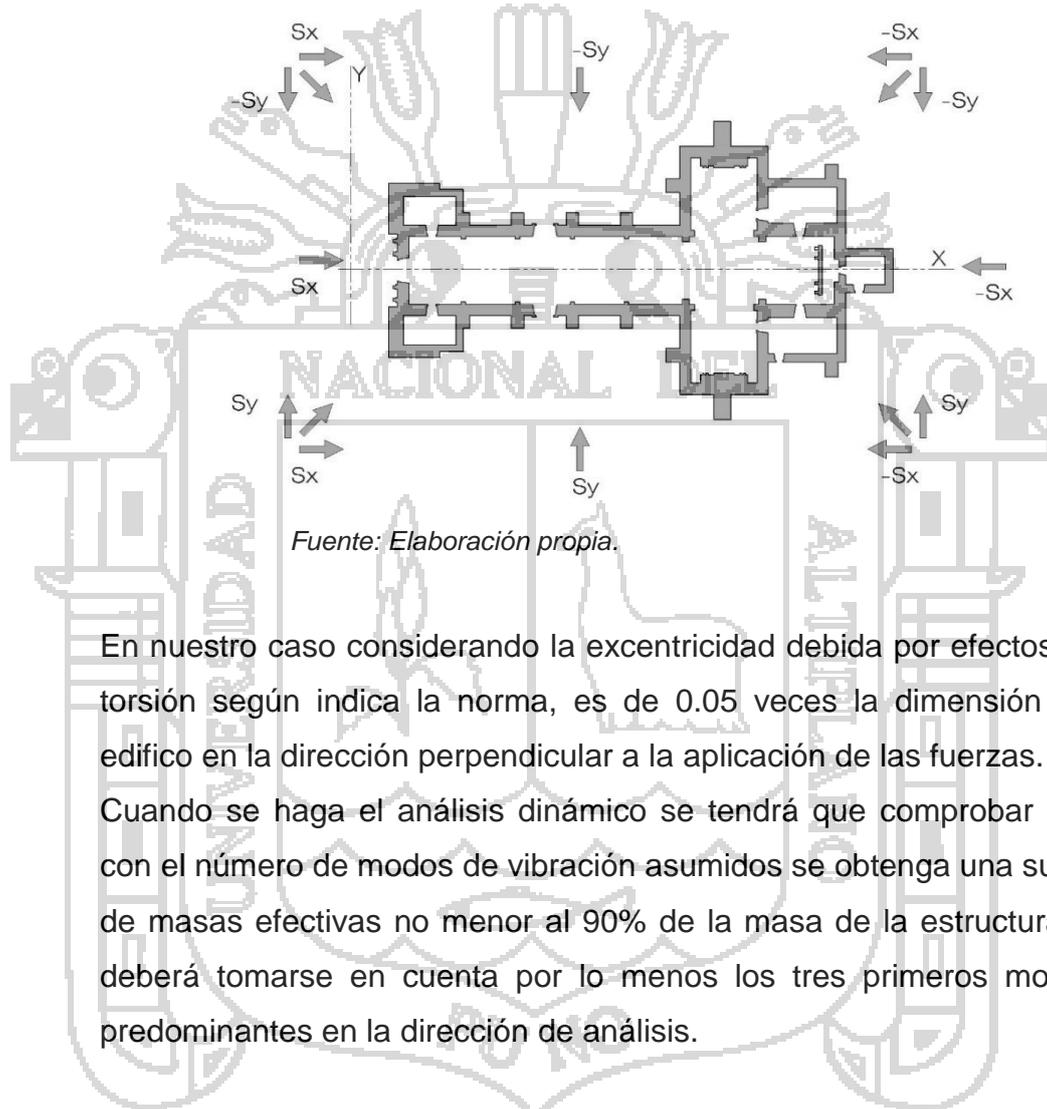
Sin embargo el ASCE 7-10. Indica que “en general basta hacerlo en dos direcciones ortogonales en planta; en este caso, las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada dirección se combinarán con el 30% de los de la otra. Las solicitaciones verticales y horizontales se podrán considerar como casos de carga independientes”.⁷²

En nuestro caso, además de la actuación según las direcciones principales del modelo X e Y, se han considerado las 4 posibles combinaciones de esfuerzos de la acción sísmica en cada una de las

⁷² ASCE 7 – 10 “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”

direcciones posibles, aplicando siempre el coeficiente de combinación 0.30 indicado anteriormente, aplicando la Norma del ASCE 7-10.

Figura 94. Direccionalidad de la acción sísmica y sus diferentes componentes sobre el modelo.



En nuestro caso considerando la excentricidad debida por efectos de torsión según indica la norma, es de 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la aplicación de las fuerzas. Cuando se haga el análisis dinámico se tendrá que comprobar que con el número de modos de vibración asumidos se obtenga una suma de masas efectivas no menor al 90% de la masa de la estructura, y deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

a. **Combinaciones de acciones**

Según la norma E.020, en su artículo 19 “Combinación de cargas para diseños por esfuerzos admisibles”, Excepto en los casos indicados en las normas propias de los diversos materiales estructurales, todas las cargas consideradas en la presente Norma se considerará que actúan en las siguientes

combinaciones, la que produzca los efectos más desfavorables en el elemento estructural considerando.

- (1) D
- (2) D + L
- (3) D + (0,70 E)
- (4) 0.75D + 0.75L + 0.525 E

Donde D es la carga muerta, L es la carga viva, E es la carga de sismo.

Considerando las acciones estáticas y dinámicas descritas en apartados anteriores, las combinaciones resultantes y utilizadas en el cálculo de los esfuerzos a los que se encuentran sometidos los elementos que configuran el modelo son las siguientes:

Tabla 13. Combinaciones de análisis estructural.

| COMBINACIÓN | DESCRIPCIÓN |
|-----------------------------------|---|
| G | Combinación de acciones por carga muerta |
| G+L | Combinación de cargas muertas y transitorias |
| G+0.70Sx(±) | Combinación para acción accidental sísmica: peso propio + sismo en la dirección X(±) |
| G+0.70Sy(±) | Combinación para acción accidental sísmica: peso propio + sismo en la dirección Y(±) |
| G+0.70Sx(±)+0.21Sy(±) | Combinación para acción accidental sísmica: peso propio + sismo en la dirección X(±) + 30% del sismo en la dirección Y(±) |
| G+0.21Sx(±)+0.70Sy(±) | Combinación para acción accidental sísmica: peso propio + 30% del sismo en la dirección X(±) + sismo en la dirección Y(±) |
| 0.75G+0.75L+0.525Sx(±) | Combinación para acción accidental sísmica: peso propio + Carga Viva + sismo en la dirección X(±) |
| 0.75G+0.75L+0.525Sy(±) | Combinación para acción accidental sísmica: peso propio + Carga Viva + sismo en la dirección Y(±) |
| 0.75G+0.75L+0.525Sx(±)+0.158Sy(±) | Combinación para acción accidental sísmica: peso propio + carga viva + sismo en la dirección X(±) + 30% del sismo en la dirección Y(±). |
| 0.75G+0.75L+0.158Sx(±)+0.525Sy(±) | Combinación para acción accidental sísmica: peso propio + carga viva + 30% del sismo en la dirección X(±) + sismo en la dirección Y(±). |
| G*+Bh(±) | Combinación de acciones por carga muerta + Golpeteo horizontal de campana (±). |
| G*+Bz | Combinación de acciones por carga muerta + |

| | |
|-----------------|---|
| | Golpeteo vertical de campana. |
| $G^*+L+Bh(\pm)$ | Combinación de acciones por carga muerta + Carga viva + Golpeteo horizontal de campana (\pm). |
| G^*+L+Bz | Combinación de acciones por carga muerta + carga viva + Golpeteo vertical de campana. |

Fuente: Elaboración Propia

Donde $G=DEAD + CM$, $G^*=DEAD+CM$ -Peso de Campana, $L=LIVEUP$, $B=BELLS$ (Estas cargas fueron descritas anteriormente).

Los resultados obtenidos en el cálculo para estas combinaciones permitirán ver las zonas de máximas compresiones y tracciones, por lo que se podrá estudiar las zonas más frágiles proponiendo en consecuencia las actuaciones que se consideren necesarias.

b. Programa de Calculo

Para el estudio del modelo propuesto frente a las acciones dinámicas transmitidas por un sismo se ha utilizado el programa SAP2000 V.16.1.1, dedicado específicamente a objetivos de investigación. Este programa, desarrollado por la empresa CSI (Computer and Structures, Inc.) en Berkeley (California, EE.UU.) determina a través del método de elementos finitos la respuesta a las cargas aplicadas los esfuerzos y deformadas en los elementos barra, área y sólidos que constituyen el modelo de cálculo.

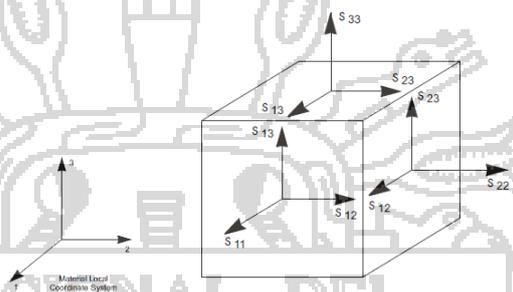
Los parámetros para la definición de los materiales del programa se han incluido en los apartados anteriores, desarrollándose extensamente para cada uno de los elementos constructivos que conforman el edificio.

A la hora de definir los elementos superficiales del modelo que, en nuestro caso, van a ser los muros, contrafuertes, portadas y las bóvedas correspondientes a la cabecera y capilla lateral, se ha tenido en cuenta que el programa de cálculo permite el uso de tres elementos diferentes, cuyo uso va a depender de las propiedades

resistentes y del funcionamiento estructural que vaya a tener cada uno de ellos. Estos elementos son los denominados “Frame”, “Shell” y “Solid”.

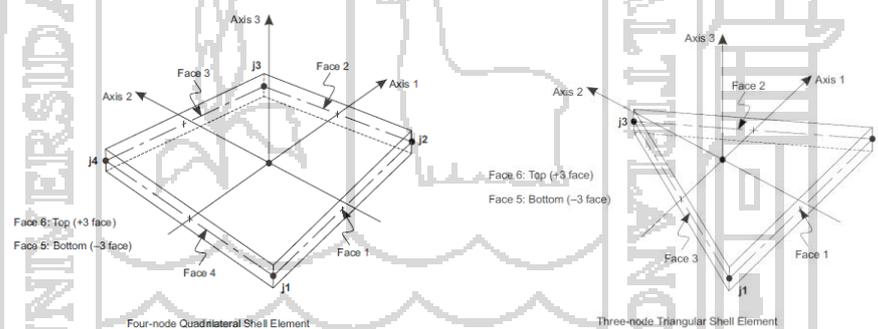
Para cualquiera de estos tres elementos es necesario tener conocimiento de la convención de signos y nomenclatura que usa el programa.

Figura 95. Definición de componentes de esfuerzo en un material sólido en coordenadas locales.



Fuente: CSI Reference Manual

Figura 96. Configuración y nomenclatura para los elementos tipo shell.



Fuente: CSI Reference Manual

Con la descripción anterior, es fácil deducir que se han utilizado los elementos tipo “Solid” en la definición de nuestros elementos superficiales. Basándose en la geometría de la estructura, y elementos tipo “Shell” en el análisis de la cúpula y bóveda de la estructura.

Con respecto a las coacciones exteriores, se ha considerado el edificio como empotrado en el terreno en la base de todos los muros en contacto con el mismo debido, a la ausencia de datos que permitan caracterizar adecuadamente el terreno sobre el que

se cimenta el edificio, posibilitando la deducción del coeficiente de amortiguamiento K de los muelles equivalentes que simularían el comportamiento del terreno. Considerar el edificio empotrado en su base, frente al método del bloque deformable de cimentación, reduce las deformaciones pero incrementa los esfuerzos sobre la estructura del edificio por lo que se puede considerar que desde el punto de vista resistente están del lado de la seguridad.

c. Análisis Estructural

Tanto a nivel de fuerzas como de tensiones, incluimos una descripción de los datos que genera el programa de cálculo utilizado que será de gran utilidad de cara al análisis de los resultados obtenidos. En el caso de las tensiones, es posible obtener gráficos para las distribuciones que se explican a continuación, indicando el signo positivo o negativo el sentido en la dirección determinada que estemos considerando en relación a los correspondientes ejes.

- S11: Esfuerzo por unidad de área actuando en la superficie de la cara 1 (positiva y negativa) en la dirección del eje 1.
- S22: Esfuerzo por unidad de área actuando en la superficie de la cara 2 (positiva y negativa) en la dirección del eje 2
- S33: Esfuerzo por unidad de área actuando en la superficie de la cara 3 (positiva y negativa) en la dirección del eje 3
- S12: Esfuerzo por unidad de área actuando en la mitad de la superficie de la cara 1 (positiva y negativa) alrededor del eje 2 y en la cara 2 (Positiva y negativa) en la dirección del eje 1.
- S13: Esfuerzo por unidad de área actuando en la mitad de la superficie de la cara 1 (positiva y negativa) alrededor del eje 3 y en la cara 3 (Positiva y negativa) en la dirección del eje 1.
- S23: Esfuerzo por unidad de área actuando en la mitad de la superficie de la cara 2 (positiva y negativa) alrededor del

eje 3 y en la cara 3 (Positiva y negativa) en la dirección del eje 2.

- SMAX: Esfuerzo máximo principal por unidad de area actuando en la mitad del volumen. Por definición se orienta donde los esfuerzo S12, S13, S23 se hacen cero. Indica por tanto los lugares en los que se producen las tensiones máximas, pero no su dirección. Por ello, es posible utilizar la opción “show as arrows” en las que te indica la dirección de las tensiones principales en cada elemento, aunque no muestra flechas y tensiones en el mismo gráfico.
- SMIN: Esfuerzo mínimo principal por unidad de area actuando en la mitad de la superficie. Por definición se orienta donde los esfuerzo S12, S13, S23 se hacen cero. Es decir, muestra el gráfico de tensiones mínimas que se dan en todos los elementos.
- SVM: Esfuerzo Von Mises (Fuerza por unidad de área). Se define como:

$$\sigma_{VM} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}}$$

Este esfuerzo se refiere a un estado de tracción pura, El análisis de esta tensión es importante en el caso de materiales dúctiles como el acero. Para materiales como el hormigón o la mampostería con un comportamiento menos dúctil, no se utilizan estas tensiones para el análisis de rotura. En lugar de ello, se utilizan las tensiones principales.

d. Resultados del análisis

Los resultados obtenidos en el programa de elementos finitos permiten el análisis de la estructura desde tres puntos de vista diferentes. En primer lugar, se obtiene la frecuencia natural de la estructura calculada para los 45 primeros modos, a partir de la cual es fácilmente deducible el periodo, ya que con esto cumple el

porcentaje mínimo de la masa participante, sin embargo realizaremos un análisis con los 50 primeros modos de vibración donde la masa participante es del 99%. En segundo lugar obtenemos los valores de las tensiones tanto superficiales como transversales que debe resistir cada uno de los elementos estructurales. En tercer lugar, resulta relevante la obtención de las deformaciones en la estructura, lo que nos permite estudiar aquellos puntos de la misma que sufren un mayor desplazamiento.

- ***Frecuencias y Periodos fundamentales de la estructura***

Los resultados obtenidos con respecto a la frecuencia natural y su consecuente periodo propio son los que se incluyen a continuación para los dos modelos estudiados.

Siendo notorio como los valores obtenidos no difieren mucho de edificios modernos. Por lo que en principio no resulta relevante la variación del diseño de la misma con respecto a las propiedades intrínsecas de la estructura.

Tabla 14. Frecuencias y periodos fundamentales de la estructura.

| Numero Modo | Frecuencia | Periodo | Numero Modo | Frecuencia | Periodo |
|----------------|------------|---------|----------------|------------|---------|
| | Hz | Sec | | Hz | Sec |
| 1 | 3.238 | 0.309 | 26 | 7.884 | 0.127 |
| 2 | 3.325 | 0.301 | 27 | 8.265 | 0.121 |
| 3 | 3.886 | 0.257 | 28 | 8.362 | 0.120 |
| 4 | 3.928 | 0.255 | 29 | 8.681 | 0.115 |
| 5 | 4.042 | 0.247 | 30 | 8.896 | 0.112 |
| 6 | 4.199 | 0.238 | 31 | 9.423 | 0.106 |
| 7 | 4.568 | 0.219 | 32 | 9.744 | 0.103 |
| 8 | 5.114 | 0.196 | 33 | 10.278 | 0.097 |
| 9 | 5.124 | 0.195 | 34 | 10.578 | 0.095 |
| 10 | 5.371 | 0.186 | 35 | 11.287 | 0.089 |
| 11 | 5.852 | 0.171 | 36 | 11.912 | 0.084 |
| 12 | 6.015 | 0.166 | 37 | 13.290 | 0.075 |
| 13 | 6.081 | 0.164 | 38 | 13.790 | 0.073 |
| 14 | 6.290 | 0.159 | 39 | 15.210 | 0.066 |
| 15 | 6.349 | 0.158 | 40 | 15.949 | 0.063 |
| 16 | 6.430 | 0.156 | 41 | 17.131 | 0.058 |
| 17 | 6.526 | 0.153 | 42 | 17.830 | 0.056 |
| 18 | 6.676 | 0.150 | 43 | 22.578 | 0.044 |
| 19 | 6.711 | 0.149 | 44 | 23.666 | 0.042 |

| | | | | | |
|----|-------|-------|----|--------|-------|
| 20 | 6.837 | 0.146 | 45 | 29.544 | 0.034 |
| 21 | 6.952 | 0.144 | 46 | 30.252 | 0.033 |
| 22 | 7.214 | 0.139 | 47 | 44.599 | 0.022 |
| 23 | 7.219 | 0.139 | 48 | 46.147 | 0.022 |
| 24 | 7.624 | 0.131 | 49 | 84.324 | 0.012 |
| 25 | 7.794 | 0.128 | 50 | 86.836 | 0.012 |

Fuente: Elaboración Propia

- **Esfuerzos**

Una vez realizado el cálculo, se han obtenido los resultados de desplazamientos máximos, contornos de mayor y menor tensión principal, tensiones normales horizontales y verticales y esfuerzos cortantes.

Se incluyen a continuación los resultados obtenidos para elementos tipo Solid que conforman la mayor parte de la estructura y elementos tipo Shell que conforman en mayor parte la cobertura de la estructura, según la hipótesis considerada y para cada uno de los planos tensionales (S11, S22, S33, S12, S13 y S23) a los que van a estar sometidos los muros. Además, a nivel comparativo, incluimos también los valores correspondientes a SMAX, SMIN que como se explicó en el capítulo anterior, corresponden a los valores máximos y mínimos globales en cada punto.

Tabla 15. Esfuerzos en elementos tipo Solid (Kg/cm²).

| COMBINACIÓN | | S11 | S22 | S33 | S12 | S13 | S23 | |
|-------------|------------------------|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | G | + | 4.460 | 5.050 | 3.680 | 2.760 | 5.540 | 5.311 |
| | | - | 7.520 | 8.830 | 12.994 | 2.870 | 3.120 | 6.279 |
| 2 | G+L | + | 4.560 | 5.170 | 3.682 | 2.820 | 5.660 | 5.323 |
| | | - | 7.710 | 9.030 | 12.992 | 2.930 | 3.190 | 6.277 |
| 3 | G+0.70Sx(±) | + | 26.656 | 14.040 | 20.259 | 10.440 | 14.690 | 11.000 |
| | | - | 33.540 | 27.720 | 26.071 | 12.690 | 10.270 | 10.705 |
| 4 | G+0.70Sy(±) | + | 24.890 | 35.980 | 51.410 | 12.920 | 11.810 | 25.880 |
| | | - | 23.600 | 40.290 | 45.020 | 13.060 | 12.640 | 25.880 |
| 5 | G+0.70Sx(±)+0.21Sy(±) | + | 29.609 | 17.900 | 25.290 | 11.390 | 15.630 | 13.600 |
| | | - | 35.870 | 29.390 | 28.854 | 14.250 | 10.860 | 12.553 |
| 6 | G+0.21Sx(±)+0.70Sy(±) | + | 27.220 | 37.170 | 53.610 | 13.900 | 12.800 | 26.800 |
| | | - | 25.830 | 41.520 | 47.170 | 14.000 | 13.520 | 26.670 |
| 7 | 0.75G+0.75L+0.525Sx(±) | + | 19.968 | 10.560 | 15.190 | 7.870 | 11.110 | 8.280 |
| | | - | 25.220 | 20.940 | 19.557 | 9.570 | 7.740 | 8.028 |

| | | | | | | | | |
|----|-----------------------------------|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 8 | 0.75G+0.75L+0.525Sy(±) | + | 18.710 | 26.910 | 38.670 | 9.720 | 8.850 | 19.470 |
| | | - | 17.720 | 30.290 | 33.650 | 9.820 | 9.490 | 19.470 |
| 9 | 0.75G+0.75L+0.525Sx(±)+0.158Sy(±) | + | 22.183 | 13.410 | 19.080 | 8.590 | 11.810 | 10.230 |
| | | - | 26.970 | 22.200 | 21.645 | 10.740 | 8.190 | 9.414 |
| 10 | 0.75G+0.75L+0.158Sx(±)+0.525Sy(±) | + | 20.460 | 27.810 | 40.320 | 10.450 | 9.600 | 20.160 |
| | | - | 19.360 | 31.210 | 35.270 | 10.520 | 10.160 | 20.060 |

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 16. Esfuerzos en elementos tipo Shell (Kg/cm²).

| COMBINACIÓN | | | S11 | S22 | S12 |
|-------------|-----------------------------------|---|--------|--------|--------|
| 1 | G | + | 5.970 | 5.690 | 6.440 |
| | | - | 8.280 | 16.530 | 6.690 |
| 2 | G+L | + | 6.230 | 5.840 | 6.580 |
| | | - | 8.450 | 16.920 | 6.840 |
| 3 | G+0.70Sx(±) | + | 20.870 | 31.600 | 18.710 |
| | | - | 24.630 | 42.700 | 17.620 |
| 4 | G+0.70Sy(±) | + | 33.870 | 69.800 | 20.250 |
| | | - | 37.670 | 86.030 | 20.140 |
| 5 | G+0.70Sx(±)+0.21Sy(±) | + | 26.440 | 41.280 | 21.740 |
| | | - | 29.400 | 49.720 | 19.880 |
| 6 | G+0.21Sx(±)+0.70Sy(±) | + | 36.000 | 73.440 | 21.100 |
| | | - | 40.380 | 89.820 | 21.020 |
| 7 | 0.75G+0.75L+0.525Sx(±) | + | 15.760 | 23.780 | 14.140 |
| | | - | 18.590 | 32.300 | 13.330 |
| 8 | 0.75G+0.75L+0.525Sy(±) | + | 25.480 | 52.090 | 15.240 |
| | | - | 28.560 | 64.830 | 15.160 |
| 9 | 0.75G+0.75L+0.525Sx(±)+0.158Sy(±) | + | 19.940 | 31.070 | 16.410 |
| | | - | 22.170 | 37.570 | 15.020 |
| 10 | 0.75G+0.75L+0.158Sx(±)+0.525Sy(±) | + | 27.080 | 54.820 | 15.870 |
| | | - | 30.590 | 67.690 | 15.820 |

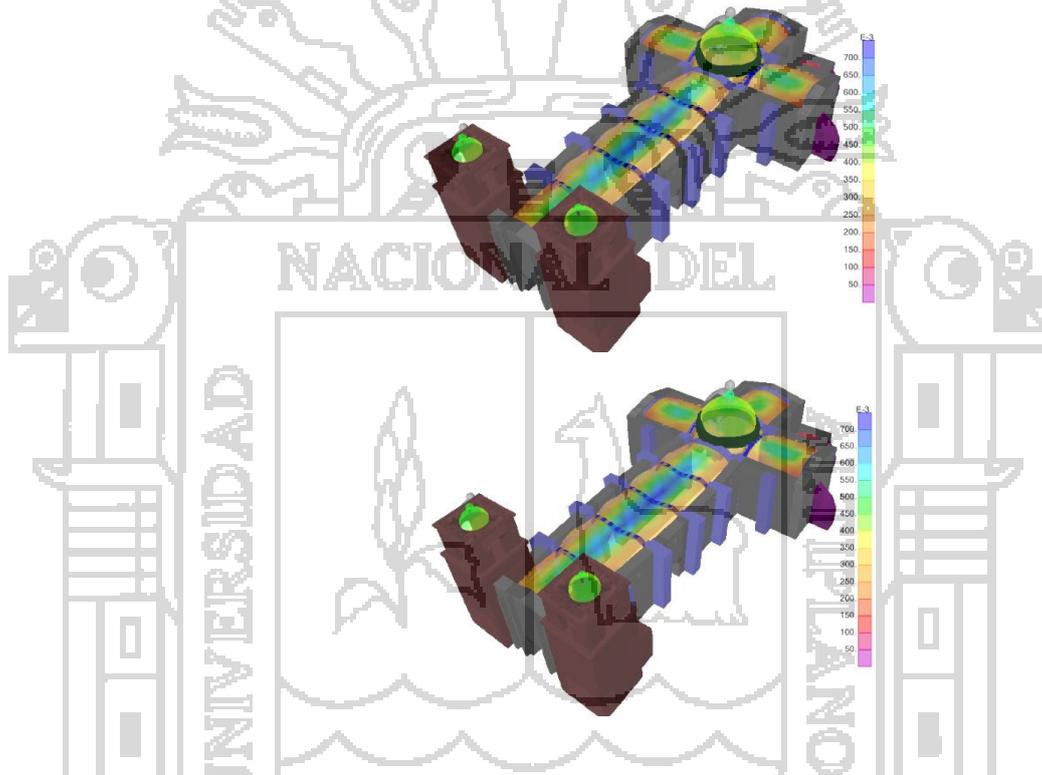
Fuente: Elaboración Propia

• **Deformaciones**

Aunque la obtención del valor de las tensiones resulta de gran interés para poder estimar si los muros son capaces de soportar el esfuerzo a que se encuentran solicitados o es necesario el diseño de una serie de refuerzos que permitan elevar su resistencia ante las mismas, el estudio de las deformaciones es muy intuitivo para comprender como el edificio responde en este caso a la acción sísmica lateral.

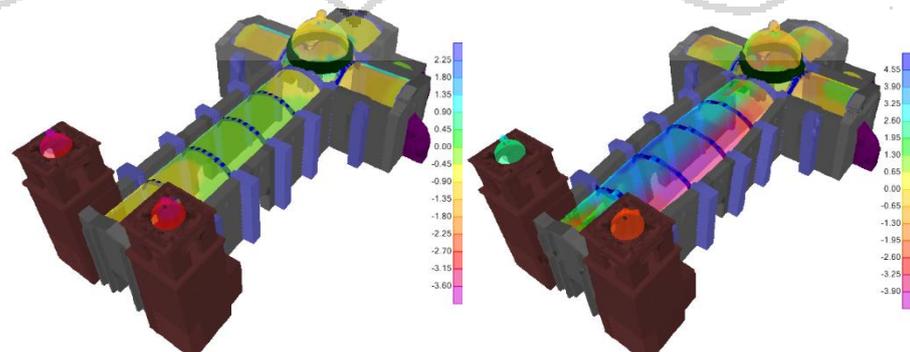
En este caso, presentamos los gráficos de deformación en tres dimensiones, es decir, del modelo completo ya que resulta muy esclarecedor comprobar cómo se mueve el edificio globalmente.

Figura 97. Deformada máxima en combinación “G” y “G+L”
Elementos Tipo Solid y Shell .



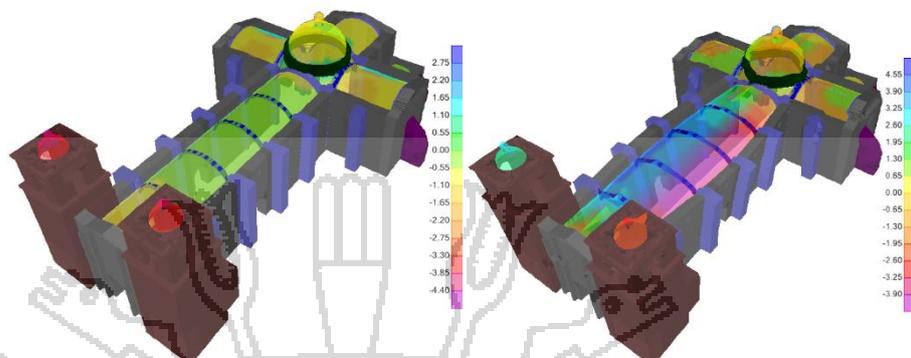
Fuente: Elaboración Propia

Figura 98. Deformada en combinación “G+0.70Sx(±)” y
“G+0.70Sy(±)”



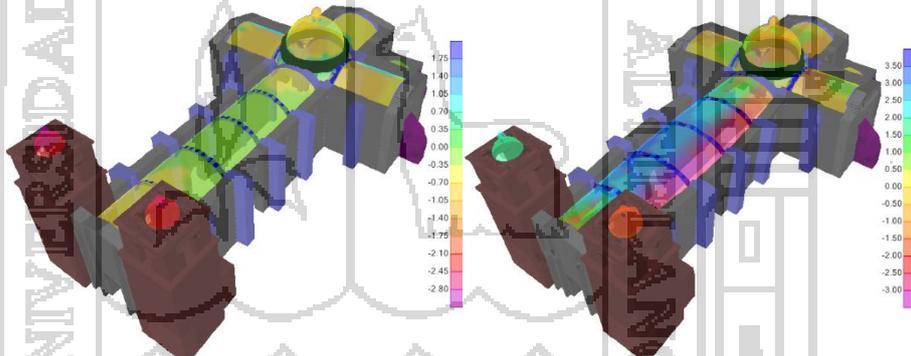
Fuente: Elaboración Propia

Figura 99. Deformada en combinación “ $G+0.70Sx(\pm)+0.21Sy(\pm)$ ” y
“ $G+0.21Sx(\pm)+0.70Sy(\pm)$ ”



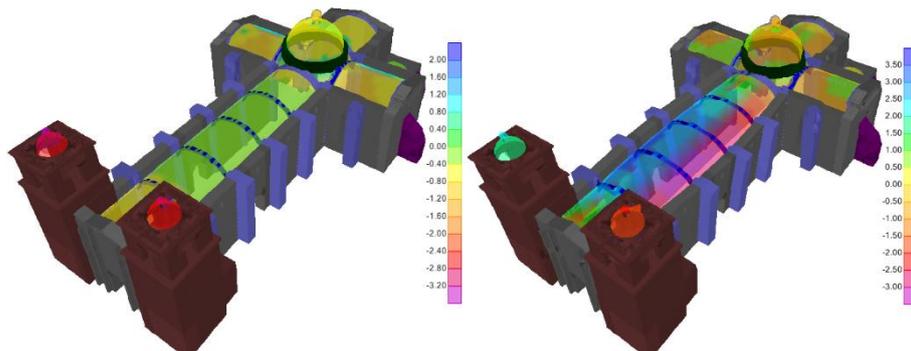
Fuente: Elaboración Propia

Figura 100. Deformada en combinación “ $0.75G+0.75L+0.525Sx(\pm)$ ” y
“ $0.75G+0.75L+0.525Sy(\pm)$ ”



Fuente: Elaboración Propia

Figura 101. Deformada en combinación
“ $0.75G+0.75L+0.525Sx(\pm)+0.158Sy(\pm)$ ” y
“ $0.75G+0.75L+0.158Sx(\pm)+0.525Sy(\pm)$ ”



Fuente: *Elaboración Propia*

En el Anexo 04 se muestra un resumen paso sobre el proceso de modelamiento en el Programa Sap2000 hasta la obtención de resultados.

3.3. Fase de Evaluación estructural.

3.3.1. Caracterización físico mecánico de las unidades estructurales.

a. Piedra:

El material estructural predominante en la catedral es la piedra. Las caras visibles tienen una mampostería con aparejo, es decir, organizada, más conocida como sillar.

En la selección del tipo de piedra debieron intervenir, por un lado, consideraciones de resistencia frente a acciones mecánicas y de durabilidad, y de otro lado, se tuvo que tener en cuenta la facilidad de trabajar la piedra para darle la forma y las dimensiones deseadas. Es evidente que se tuvo que hacer un compromiso, seleccionando un material de resistencia intermedia. Aunque no fue factible realizar ensayos con muestras de distintas partes de la estructura, sí se observa un material más poroso, de menor densidad y resistencia, en los elementos ubicados en la parte superior y particularmente en los elementos más labrados.

De cara a la definición de los parámetros resistentes, ensayos específicos de identificación en los propios sillares, debemos recurrir a la bibliografía existente, pudiendo encontrarse con relación al uso de diferentes rocas en construcción que existe una gran amplitud de autores que establecen diferentes valores para cada tipo de piedra, por lo que la dispersión de los valores es muy clara.

Para cuantificar la resistencia y la rigidez de la piedra empleada se realizaron ensayos de constantes elásticas, con probetas cilíndricas con diámetros de 5 cm, realizado en el laboratorio de Mecánica de Rocas de la Facultad de Ingeniería de Minas de la Universidad Nacional de Ingeniería, donde se obtuvieron los siguientes resultados.

Fotografía 12. Muestras ensayadas a constantes elásticas.



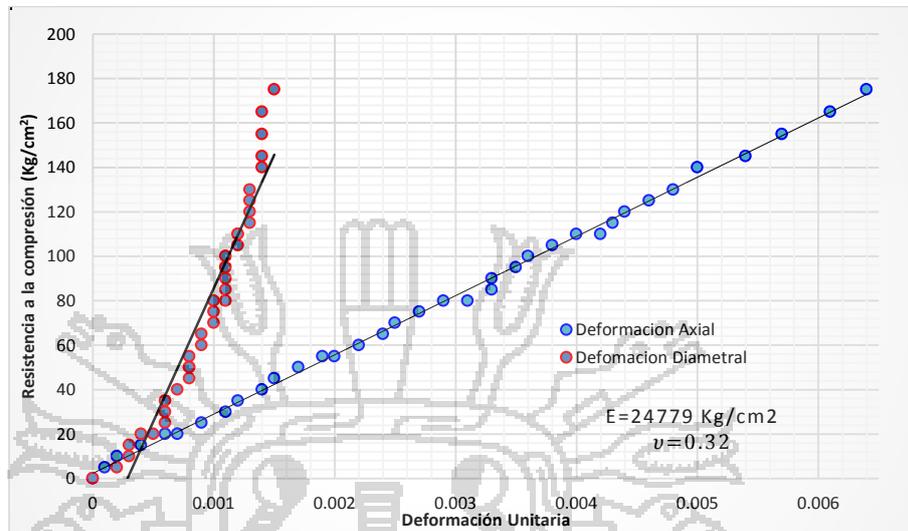
Fuente: *Elaboración Propia*

Fotografía 13. Muestra ensayada a compresión.



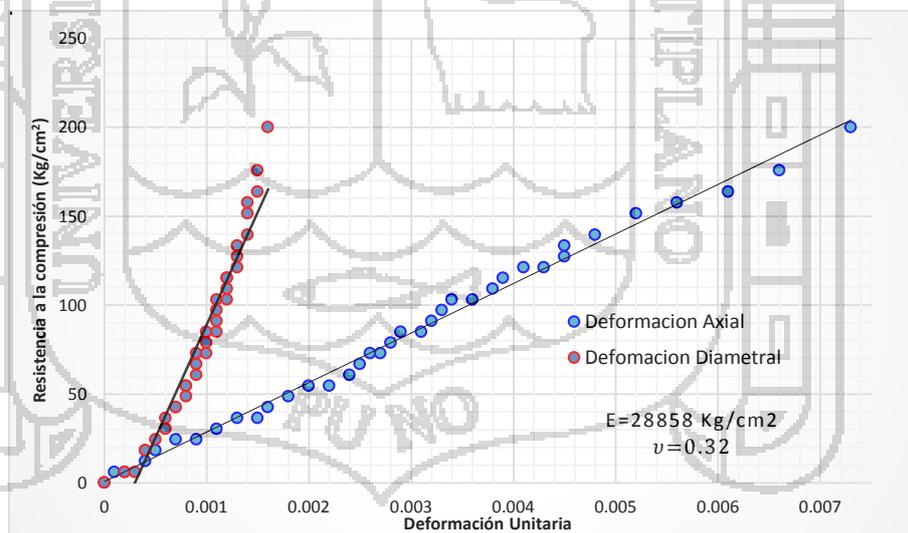
Fuente: *Elaboración Propia*

Figura 102. Gráficos de Esfuerzo – Deformación Local M-01.



Fuente: Elaboración Propia con datos de Laboratorio de Mecánica de Rocas – UNI

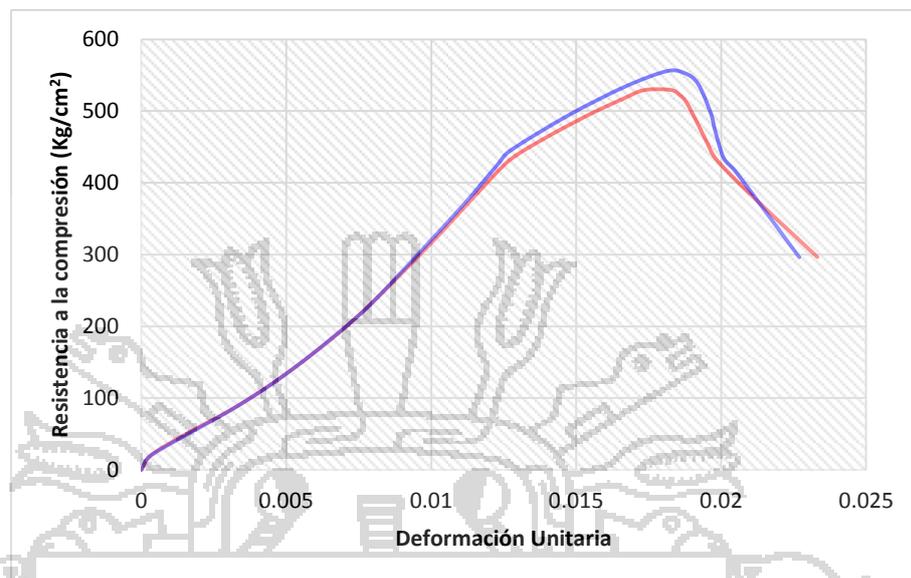
Figura 103. Gráficos Esfuerzo – Deformación Local M-02.



Fuente: Elaboración Propia con datos de Laboratorio de Mecánica de Rocas - UNI

El espécimen tiene un módulo de Elasticidad promedio de 26,818 Kg/cm², y un módulo de Poisson de 0.32.

Figura 104. Gráficos Esfuerzo – Deformación General.



Fuente: Elaboración Propia con datos de Laboratorio de Mecánica de Rocas - UNI

El espécimen de roca tiene una resistencia promedio de 532 Kg/cm².

Los ensayos realizados se encuentran en los Anexos 01 y 02

b. Morteros:

El mortero es un material perfectamente plástico en el instante de colocación, endureciendo a las pocas horas y que adquiere rigidez y resistencia a lo largo del tiempo. El mortero tiene 3 misiones dentro de la estructura que consisten en rellenar las juntas impidiendo el paso del agua, regularizar el asiento entre bloques y repartir uniformemente las cargas y colaborar, en su caso, a conducir las solicitaciones horizontales hasta la cimentación. La resistencia a compresión del mortero de una construcción histórica depende de una multitud de factores como la naturaleza de la piedra caliza empleada para elaborar la cal, el proceso de apagado, la naturaleza y granulometría de los áridos o de las condiciones de su exposición a la intemperie.

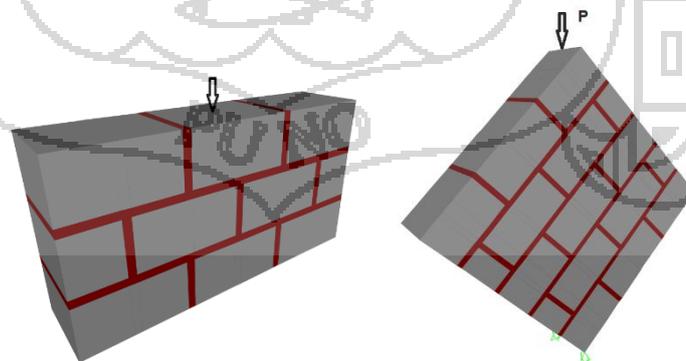
Los morteros se componen de árido, un ligante más o menos hidráulico y agua. El componente reactivo de los morteros utilizados en construcciones históricas es casi universalmente la cal (CaO) con otras impurezas presentes en la caliza utilizada para obtener, por calentamiento, la cal viva.

Según el estudio de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la catedral del Cusco, los ensayos realizados en los morteros de la catedral demostraron la existencia de diferentes proporciones 1:2, 1:3 y 1:4, por lo que tenemos por tanto una proporción media 1:3. Y valores de resistencia a la compresión de los morteros fija un promedio de f_m 30 Kg/cm^2 . Y un módulo de Elasticidad de 1750 Kg/cm^2 , un peso específico aproximado de 1600 Kg/m^3 , mientras que el módulo de Poisson suele tomarse un valor de próximo de 0.20. Estos valores aproximados fueron encontrados diversos trabajos de investigación, por lo que serán adoptados para nuestro trabajo.

c. Mampostería de Piedra:

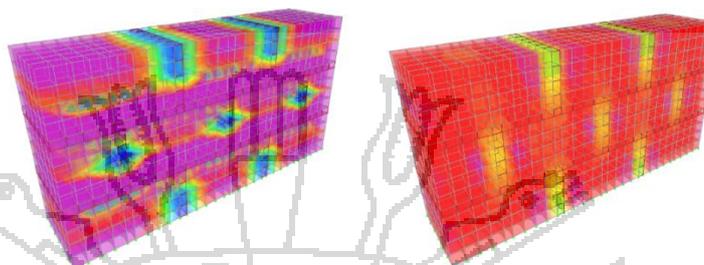
Se realizó un modelo simplificado a base de elementos finitos para determinar las constantes de elasticidad del material sometiendo un murete a compresión simple y a compresión diagonal.

Figura 105. Modelo MEF de Murete de mampostería.



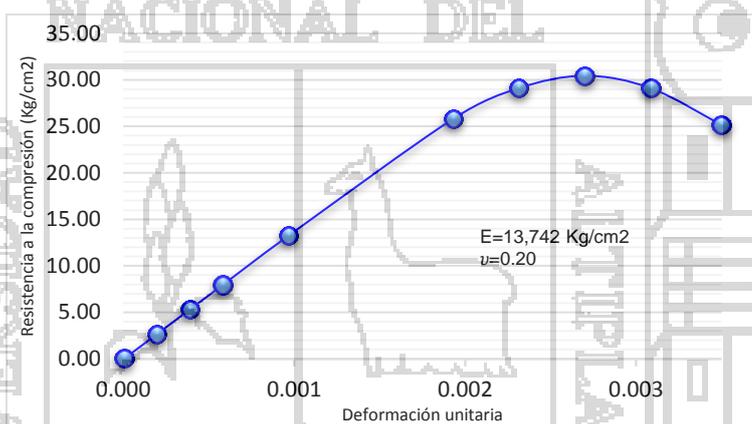
Fuente: Elaboración Propia

Figura 106. Esfuerzos de tracción y compresión de Murete a compresión simple.



Fuente: Elaboración Propia

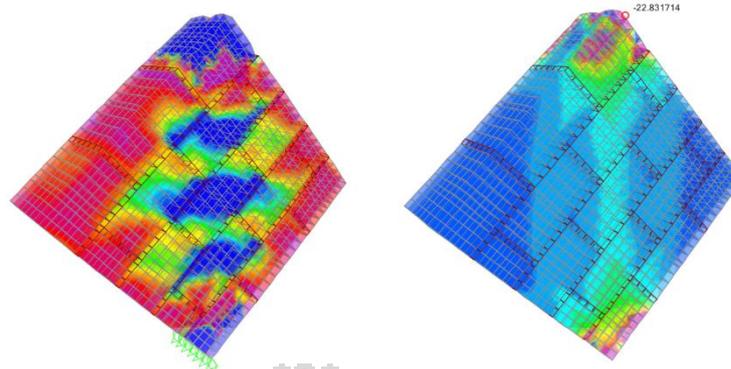
Figura 107. Diagrama de esfuerzo deformación por compresión simple.



Fuente: Elaboración Propia

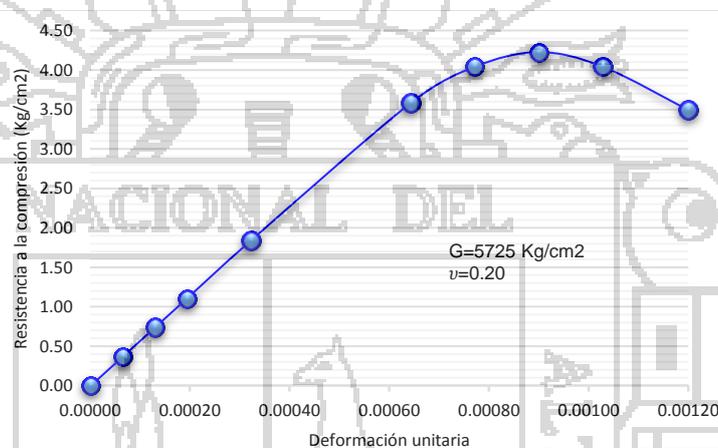
El módulo de elasticidad de la mampostería sería $13,742 \text{ Kg/cm}^2$, módulo de Poisson de 0.20, y una resistencia a la compresión de 30 Kg/cm^2 .

Figura 108. Esfuerzos de tracción y compresión de Murete a compresión diagonal.



Fuente: *Elaboración Propia*

Figura 109. Diagrama de esfuerzo deformación por compresión diagonal.



Fuente: *Elaboración Propia*

El esfuerzo a la compresión diagonal o fuerzas de corte es de 4 Kg/cm², este valor fue corroborado por distintas bibliografías. Como se observa los valores que se alcanzan son bajos, pero en este caso no pueden despreciarse, ya que de ellos depende la resistencia de los muros, y de las construcciones ante fuerzas laterales como las inducidas por sismos.

3.3.2. Puntos críticos de respuesta estructural.

De cara a justificar la necesidad o no de refuerzo, es necesario que conozcamos previamente los esfuerzos admisibles para este tipo de muros.

No existiendo alguna norma que pueda justificar requerimientos estructurales mínimos de este tipo de mampostería, nos basaremos a resultados experimentales que se llegaron anteriormente.

Los valores de resistencia a compresión de un muro de mampostería del tipo de las que estamos analizando es de aproximadamente 30 Kg/cm² (para una roca de 532 Kg/cm² y un mortero de resistencia de 30 Kg/cm²). Este valor fue corroborado con distintos autores los cuales aproximan en promedio a este valor.

La resistencia a tracción o flexotracción, se puede estimar como un 10% de la resistencia a compresión de la mampostería. Según esto, para un valor de compresión máxima admisible de 30 Kg/cm² obtendríamos una resistencia a tracción de la mampostería que no sería superior a los 3 Kg/cm².

La resistencia a cortante, estimada según el modelo matemático es de 4 Kg/cm², según el tipo de mortero empleado.

Para simplificar el análisis de los datos, hemos extraído de las tablas anteriores obtenidos por el análisis estructural los valores correspondientes a las hipótesis más críticas que vamos a utilizar para efectuar el análisis.

Para el análisis ante cargas estáticas tendremos las siguientes cargas más críticas.

Tabla 17. Esfuerzos con acción estática en elementos tipo Solid para Evaluación (Kg/cm²).

| COMBINACIÓN | | S11 | S22 | S33 | S12 | S13 | S23 | |
|-------------|-----|-----|-------|-------|--------|-------|-------|-------|
| 2 | G+L | + | 4.560 | 5.170 | 3.682 | 2.820 | 5.660 | 5.323 |
| | F | - | 7.710 | 9.030 | 12.992 | 2.930 | 3.190 | 6.277 |

uente: *Elaboración Propia*

Tabla 18. Esfuerzos con acción estática en elementos tipo Shell para Evaluación (Kg/cm²).

| COMBINACIÓN | | S11 | S22 | S12 | |
|-------------|-----|-----|-------|--------|-------|
| 2 | G+L | + | 6.230 | 5.840 | 6.580 |
| | | - | 8.450 | 16.920 | 6.840 |

Fuente: *Elaboración Propia*

Para el análisis ante cargas dinámicas tenemos las siguientes combinaciones más críticas.

Tabla 19. Esfuerzos con acción dinámica en elementos tipo Solid para Evaluación (Kg/cm^2).

| COMBINACIÓN | | S11 | S22 | S33 | S12 | S13 | S23 | |
|-------------|-----------------------|-----|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 5 | G+0.70Sx(±)+0.21Sy(±) | + | 29.609 | 17.900 | 25.290 | 11.390 | 15.630 | 13.600 |
| | | - | 35.870 | 29.390 | 28.854 | 14.250 | 10.860 | 12.553 |
| 6 | G+0.21Sx(±)+0.70Sy(±) | + | 27.220 | 37.170 | 53.610 | 13.900 | 12.800 | 26.800 |
| | | - | 25.830 | 41.520 | 47.170 | 14.000 | 13.520 | 26.670 |

Fuente: *Elaboración Propia*

Tabla 20. Esfuerzos con acción dinámica en elementos tipo Shell para Evaluación (Kg/cm^2).

| COMBINACIÓN | | S11 | S22 | S12 | |
|-------------|-----------------------|-----|---------------|---------------|---------------|
| 5 | G+0.70Sx(±)+0.21Sy(±) | + | 26.440 | 41.280 | 21.740 |
| | | - | 29.400 | 49.720 | 19.880 |
| 6 | G+0.21Sx(±)+0.70Sy(±) | + | 36.000 | 73.440 | 21.100 |
| | | - | 40.380 | 89.820 | 21.020 |

Fuente: *Elaboración Propia*

El análisis de los resultados con acción dinámica muestra que, en general, para prácticamente todos los esfuerzos la combinación más desfavorable es la G+0.70Sx(±)+0.21Sy(±) y G+0.21Sx(±)+0.70Sy(±) tanto para elementos Solid y Shell.

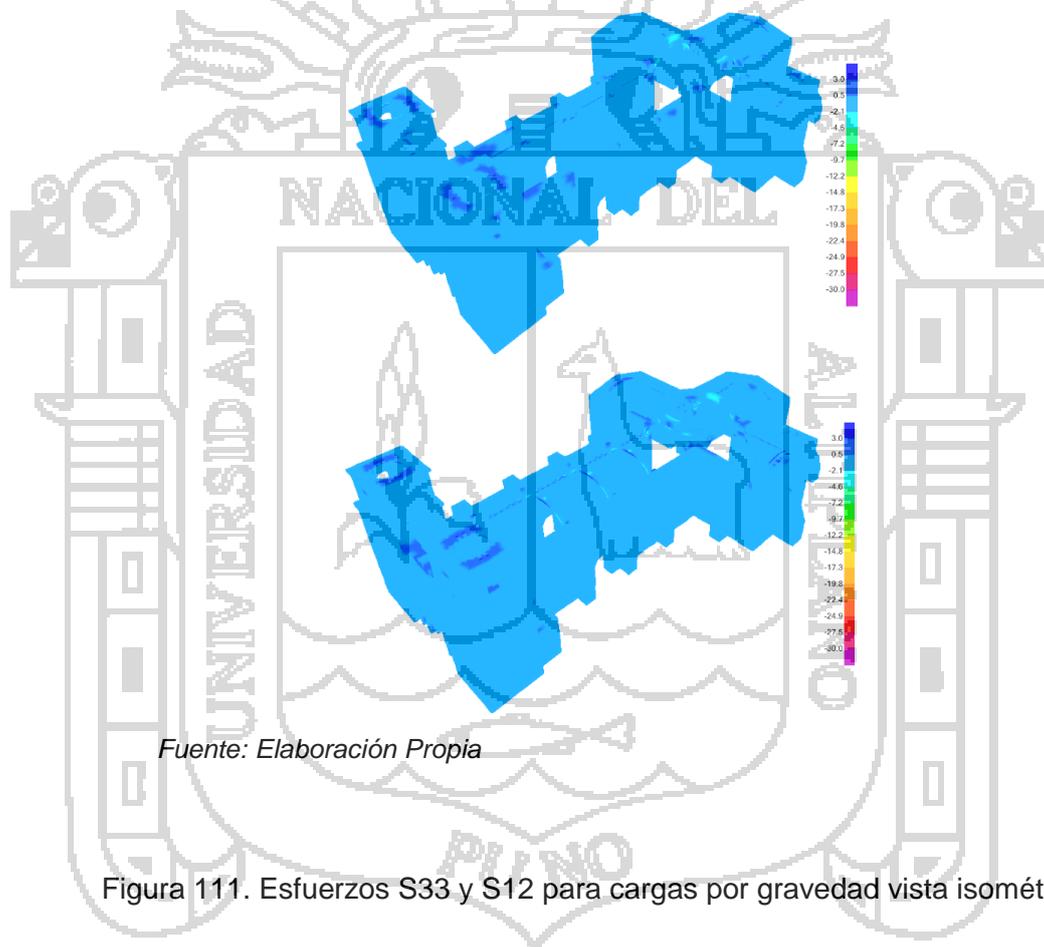
Hay que tener presente que los valores que se presentan en la tabla anterior son los valores máximos y mínimos para cada hipótesis, por lo que será necesario examinar cada uno de los elementos constructivos que conforman el edificio por separado para conocer cuál es el estado tensional de cada uno en concreto.

De esta forma se podría estimar en cada caso las medidas específicas de refuerzo si estas llegasen a ser necesarias.

a. Modelo Tridimensional

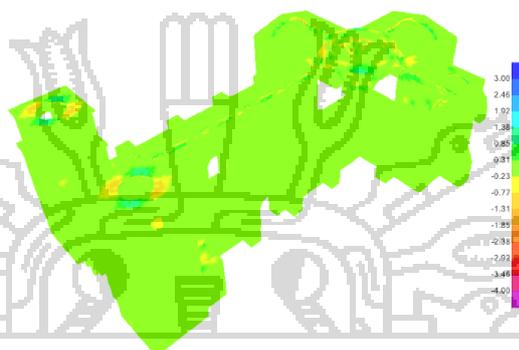
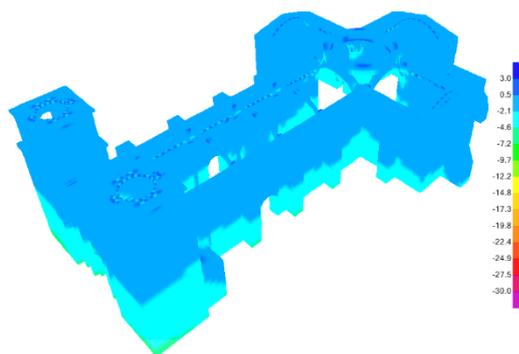
Para el ***análisis ante cargas gravitatorias estáticas***, a continuación mostraremos gráficos donde se muestran los esfuerzos actuantes ante cargas por gravedad para verificar el estado actual de la Catedral de Puno.

Figura 110. Esfuerzos S11 y S22 para cargas por gravedad vista isométrica.



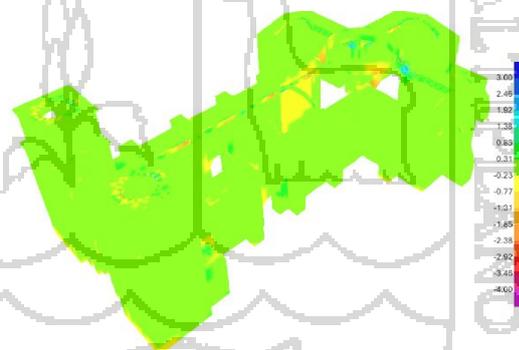
Fuente: Elaboración Propia

Figura 111. Esfuerzos S33 y S12 para cargas por gravedad vista isométrica.



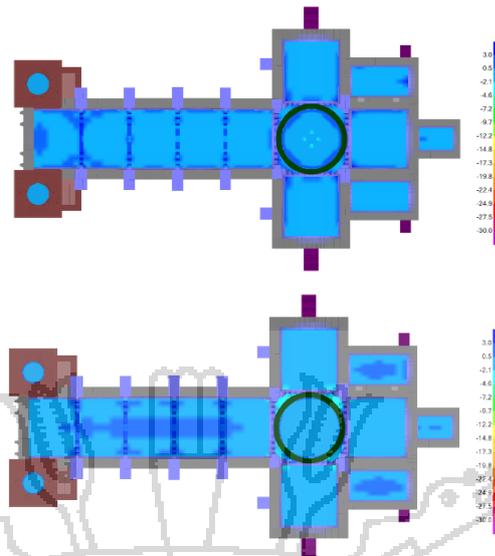
Fuente: Elaboración Propia

Figura 112. Esfuerzos S13 y S23 para cargas por gravedad vista isométrica.



Fuente: Elaboración Propia

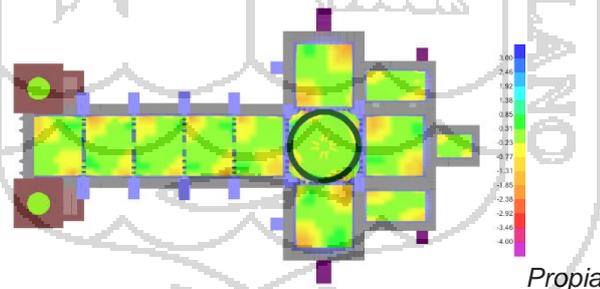
Figura 113. Esfuerzo en S11 y S22 para cargas por gravedad para bóvedas y cúpulas.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 114. Esfuerzo en S12 para cargas por gravedad para bóvedas y cúpulas.

Fuente: Elaboración



Propia

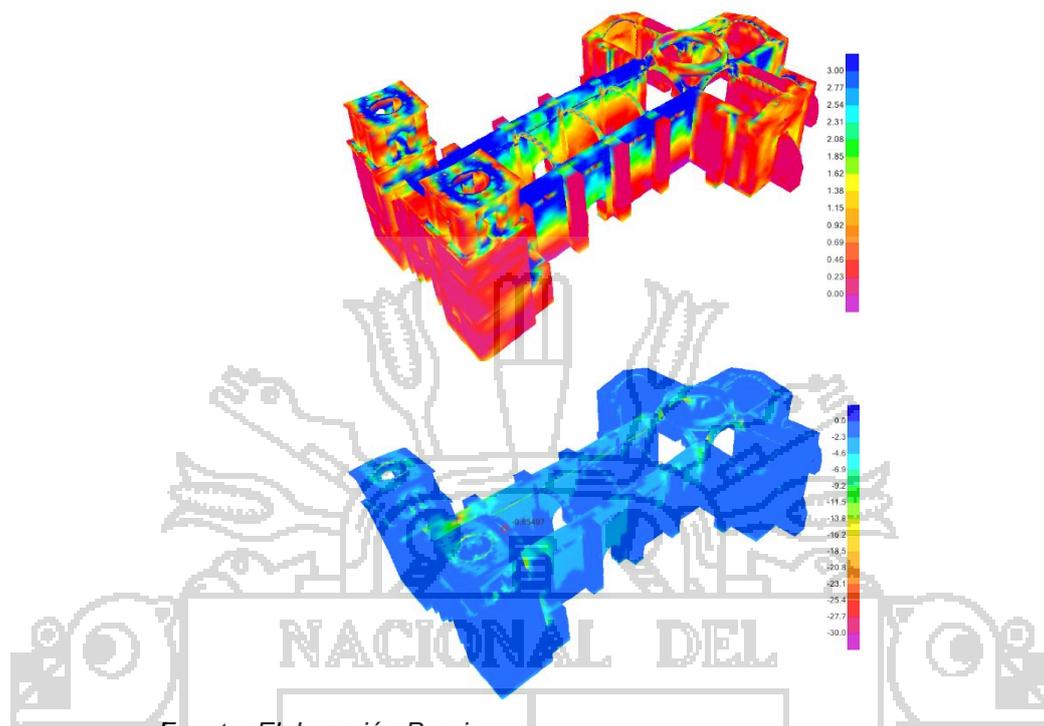
Con respecto a los esfuerzos producidos por cargas de gravedad, las máximas compresiones y tracciones se dan de manera uniforme, ninguno de estos esfuerzos de compresión, cortante y tracción superan los esfuerzos resistentes de la mampostería, por lo que podemos considerar que el estado actual de esfuerzos ante cargas de gravedad está dentro del rango admisible, y por ende la catedral

presenta un factor de seguridad mayor que 1 ante cargas gravitatorias

Para el **análisis dinámico**, aunque la totalidad de los gráficos de tensiones para cada una de las hipótesis resulta ser muy extenso, presentamos aquí los resultados más relevantes para la combinación elegida.

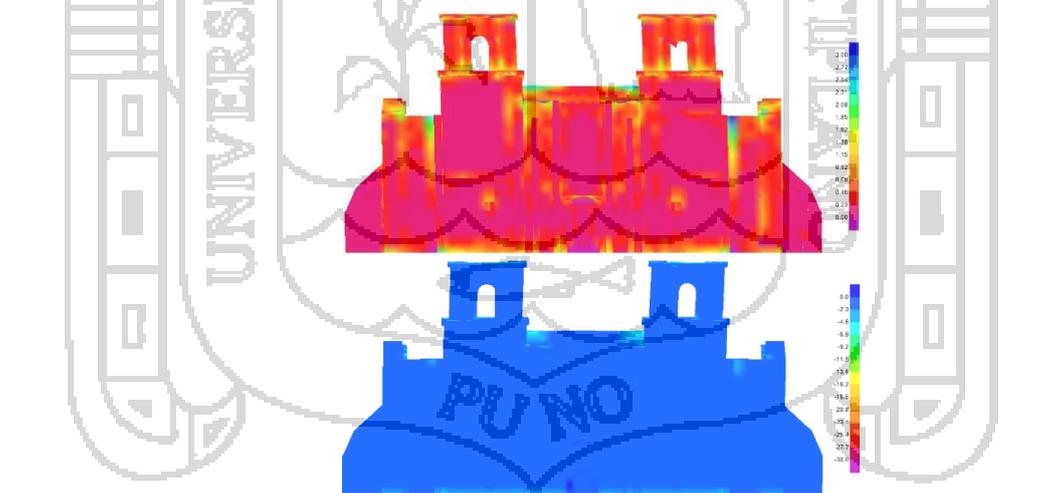


Figura 115. Esfuerzo de tracción y compresión S11 en combinación crítica en vista isométrica.



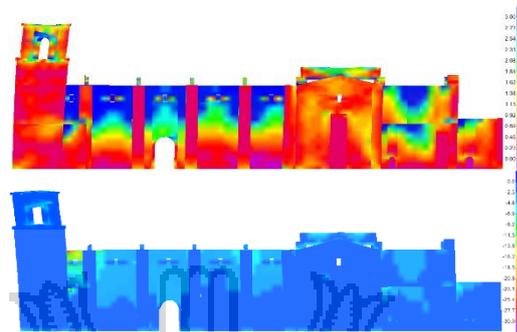
Fuente: Elaboración Propia

Figura 116. Esfuerzo de tracción y compresión S11 en combinación crítica en vista frontal.



Fuente: Elaboración Propia

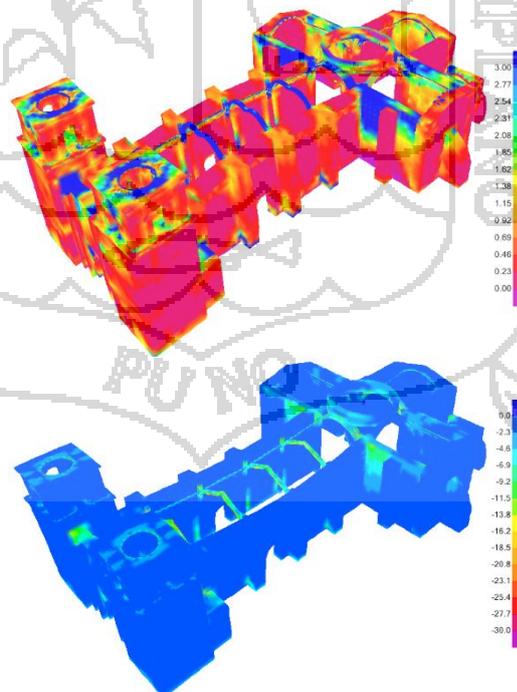
Figura 117. Esfuerzo de tracción y compresión S11 en combinación crítica en vista lateral.



Fuente: *Elaboración Propia*

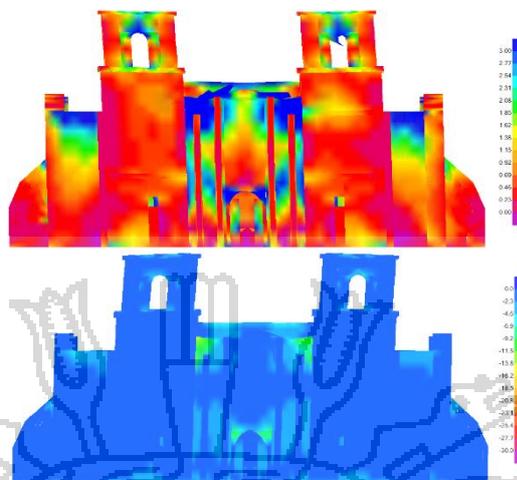
Con respecto a los esfuerzos S11, generados en su mayoría en el eje global "X", las máximas tracciones de orden superior a 3 Kg/cm^2 se presentan en los muros laterales, de la misma forma en los ángulos de los vanos de la torre, mientras que en la portada principal estos esfuerzos no son críticos, mientras que las máximas compresiones no llegan a superar los 30 Kg/cm^2 .

Figura 118. Esfuerzo de tracción y compresión S22 en combinación crítica en vista isométrica.



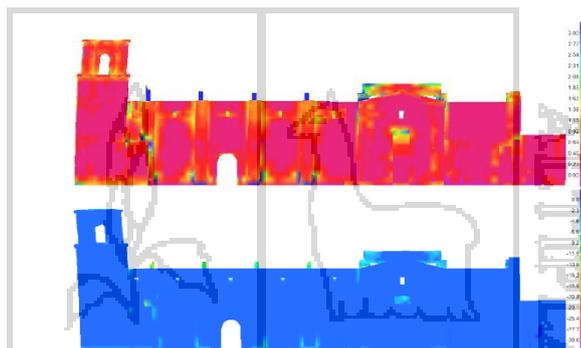
Fuente: *Elaboración Propia*

Figura 119. Esfuerzo de tracción y compresión S22 en combinación crítica en vista frontal.



Fuente: Elaboración Propia

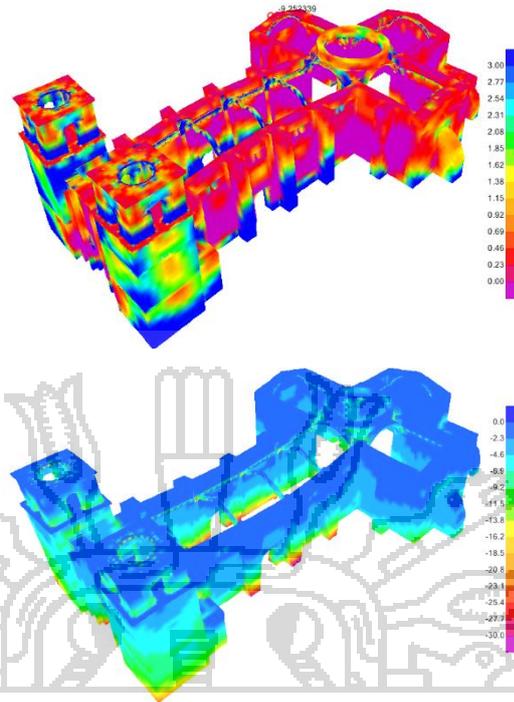
Figura 120. Esfuerzo de tracción y compresión S22 en combinación crítica en vista lateral.



Fuente: Elaboración Propia

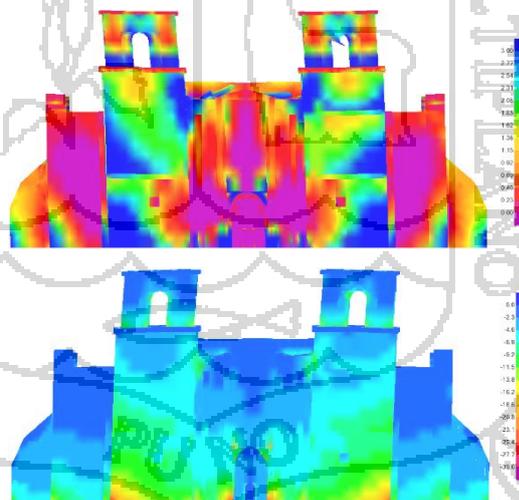
Con respecto a los esfuerzos S22, generados en su mayoría en el eje global "Y", las máximas tracciones de orden superior a 3 Kg/cm^2 se presentan en los arcos, en la parte superior de la portada y transepto, de la misma forma en los vanos superiores de la torre, mientras que en los muros laterales de la nave estos esfuerzos no son críticos, también se puede notar que en la parte inferior de los contrafuertes laterales a la nave se generan grietas a tensión en la base; mientras que las máximas compresiones no llegan a superar los 30 Kg/cm^2 .

Figura 121. Esfuerzo de tracción y compresión S33 en combinación crítica en vista isométrica.



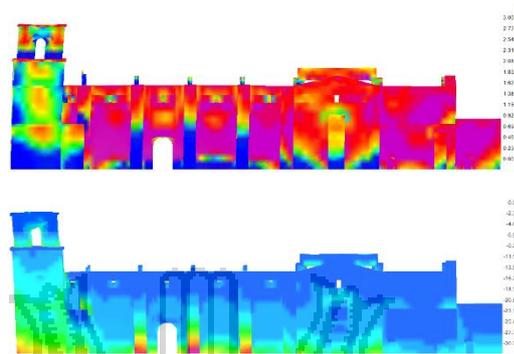
Fuente: Elaboración Propia

Figura 122. Esfuerzo de tracción y compresión S33 en combinación crítica en vista frontal.



Fuente: Elaboración Propia

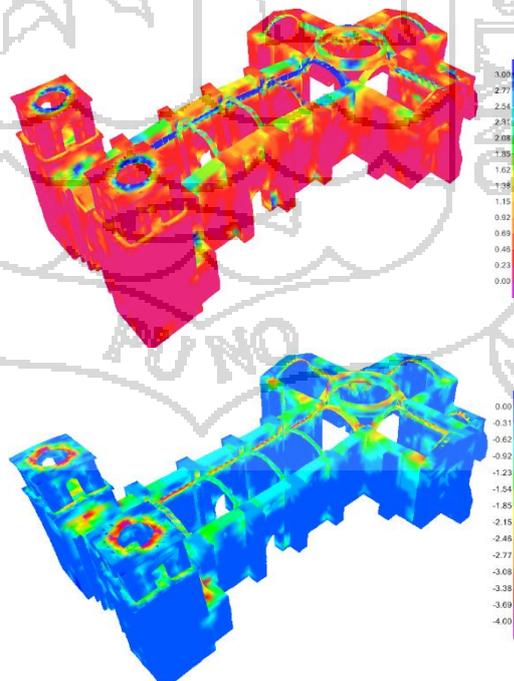
Figura 123. Esfuerzo de tracción y compresión S33 en combinación crítica en vista lateral.



Fuente: Elaboración Propia

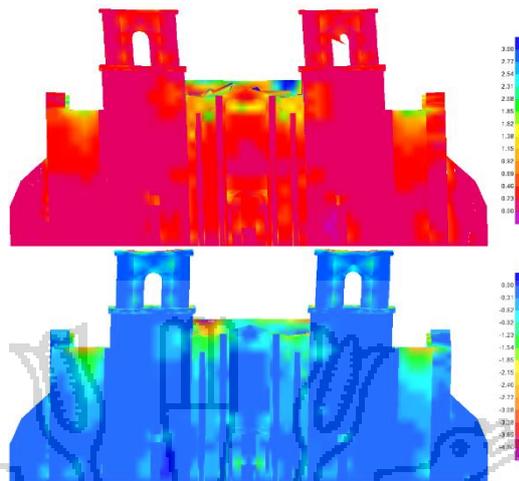
Con respecto a los esfuerzos S33, generados en su mayoría en el eje global "Z", las máximas tracciones de orden superior a 3 Kg/cm^2 se presentan en los arcos, parte inferior de contrafuertes laterales a la nave, se observa una gran concentración de esfuerzos a tracción en las torres los cuales las hacen más vulnerables al sismo, mientras que las máximas compresiones no llegan a superar los 30 Kg/cm^2 , excepto en las parte inferior de los contrafuertes laterales a la nave.

Figura 124. Esfuerzo de corte S12 en combinación crítica en vista isométrica.



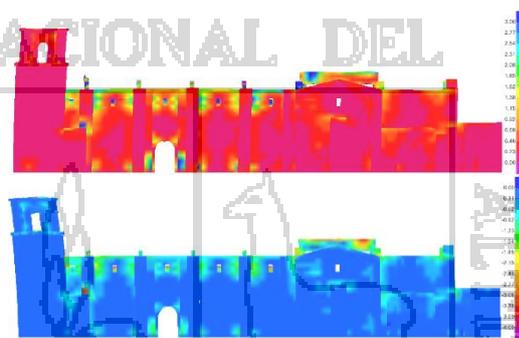
Fuente: Elaboración Propia

Figura 125. Esfuerzo de corte S12 en combinación crítica en vista frontal.



Fuente: Elaboración Propia

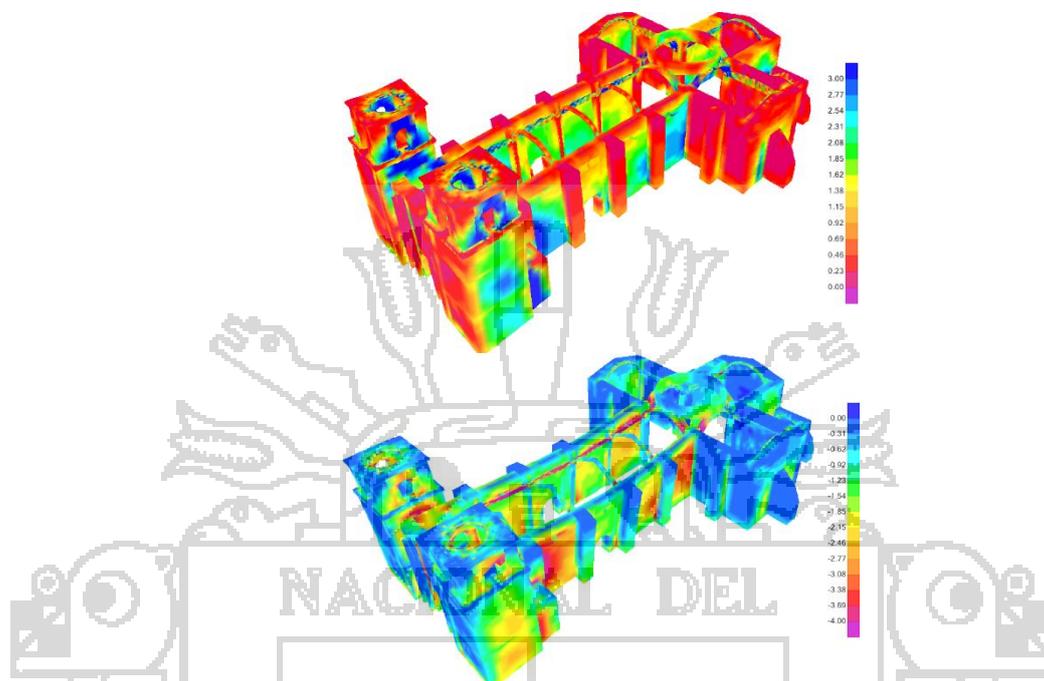
Figura 126. Esfuerzo de corte S12 en combinación crítica en vista lateral.



Fuente: Elaboración Propia

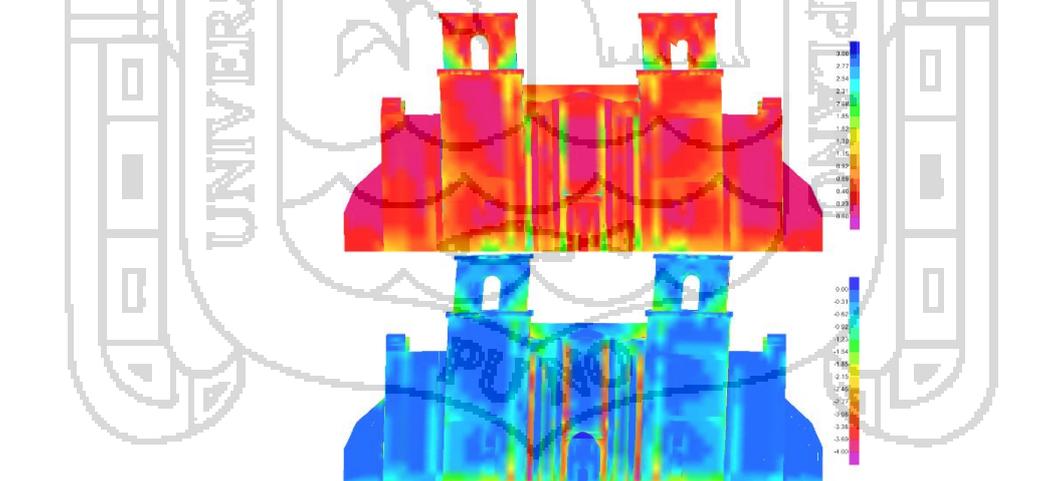
Con respecto a los esfuerzos S12, conocidos como esfuerzos de corte, los máximos esfuerzos de corte de orden superior a 4 Kg/cm^2 se presentan en los arcos, base de cúpula tanto la principal como las apoyadas en las torres.

Figura 127. Esfuerzo de corte S13 en combinación crítica en vista isométrica.



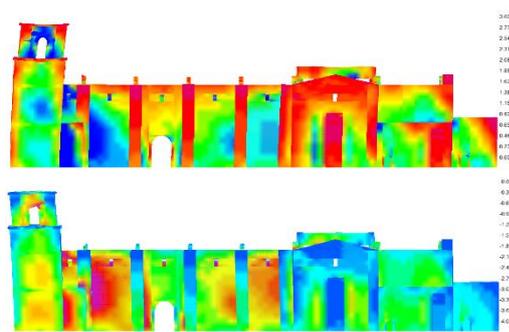
Fuente: *Elaboración Propia*

Figura 128. Esfuerzo de corte S13 en combinación crítica en vista frontal.



Fuente: *Elaboración Propia*

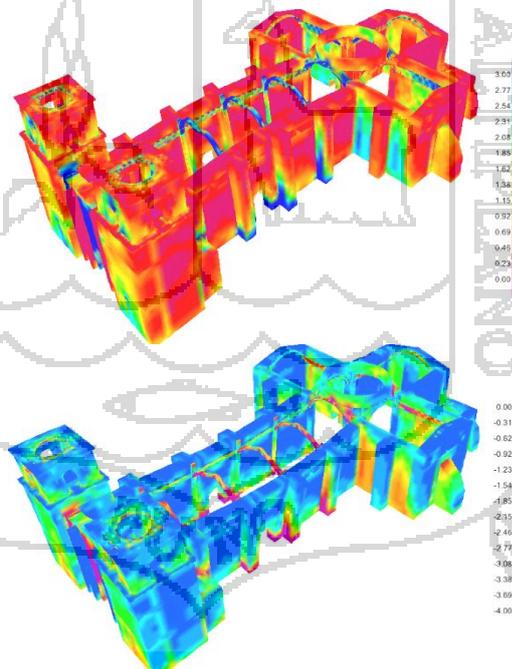
Figura 129. Esfuerzo de corte S13 en combinación crítica en vista lateral.



Fuente: *Elaboración Propia*

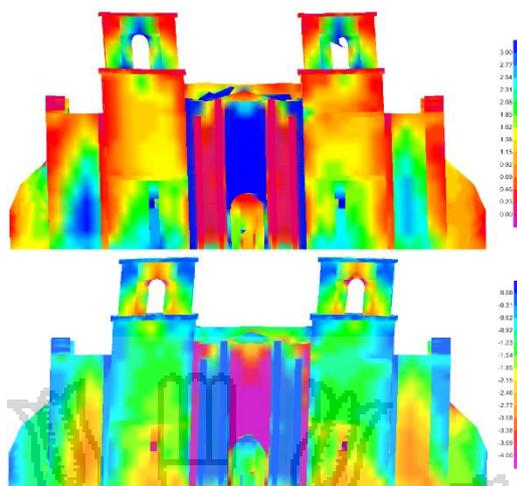
Con respecto a los esfuerzos S13, los máximos esfuerzos de corte de orden superior a 4 Kg/cm^2 se presentan en los muros posteriores a las torres, también se observa una gran concentración de esfuerzos de tracción en la parte superior de la torre.

Figura 130. Esfuerzo de corte S23 en combinación crítica en vista isométrica.



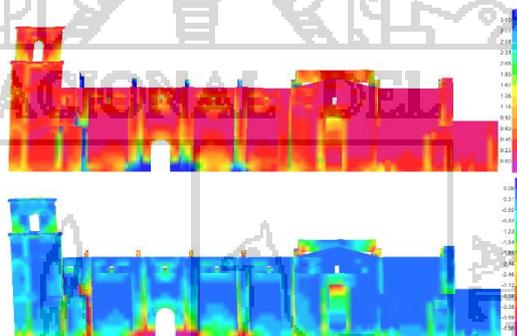
Fuente: *Elaboración Propia*

Figura 131. Esfuerzo de corte S23 en combinación crítica en vista frontal.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 132. Esfuerzo de corte S23 en combinación crítica en vista lateral.



Fuente: Elaboración Propia

Con respecto a los esfuerzos S23, los máximos esfuerzos de corte de orden superior a 4 Kg/cm^2 se presentan en los arcos, en la base de los contrafuertes laterales a la nave, también se observa que la mayor parte de la portada principal presenta gran concentración de esfuerzos a corte.

b. Muros y contrafuertes

Una vez realizado un análisis global se procede a realizar el análisis por elementos estructurales predominantes en la catedral de Puno. A continuación se muestra resultados obtenidos en muros y contrafuertes ubicados en la nave de la catedral de Puno que representan los casos más críticos encontrados en el análisis global de la estructura.

Figura 133. Esfuerzo de tracción S11 en muros y generación de fallas.

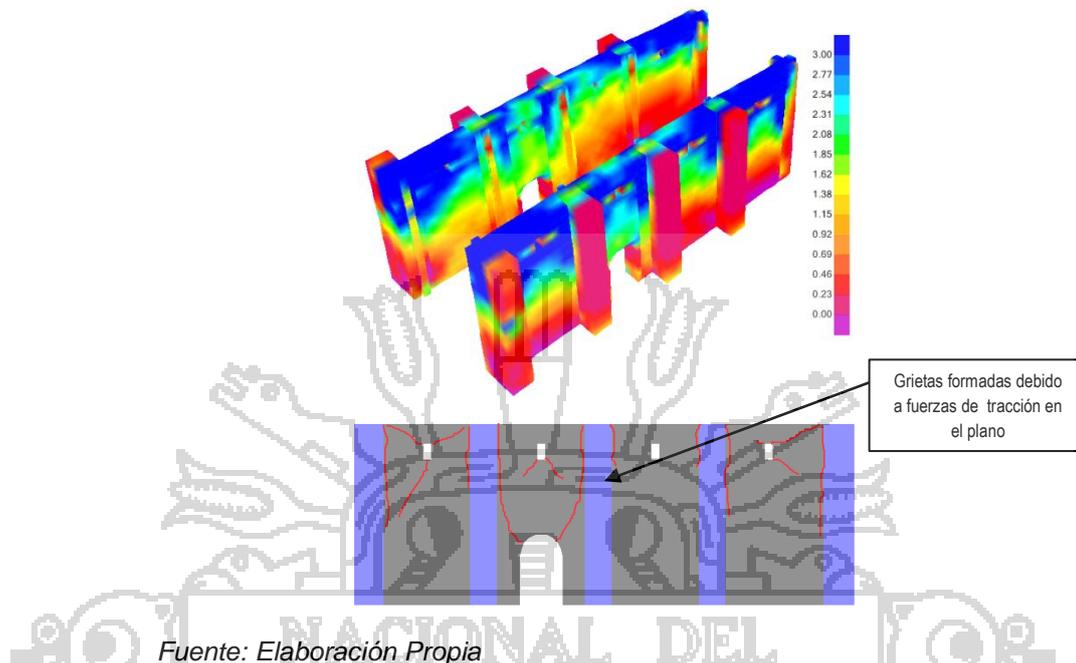


Figura 134. Esfuerzo de tracción S33 en muros y generación de fallas.

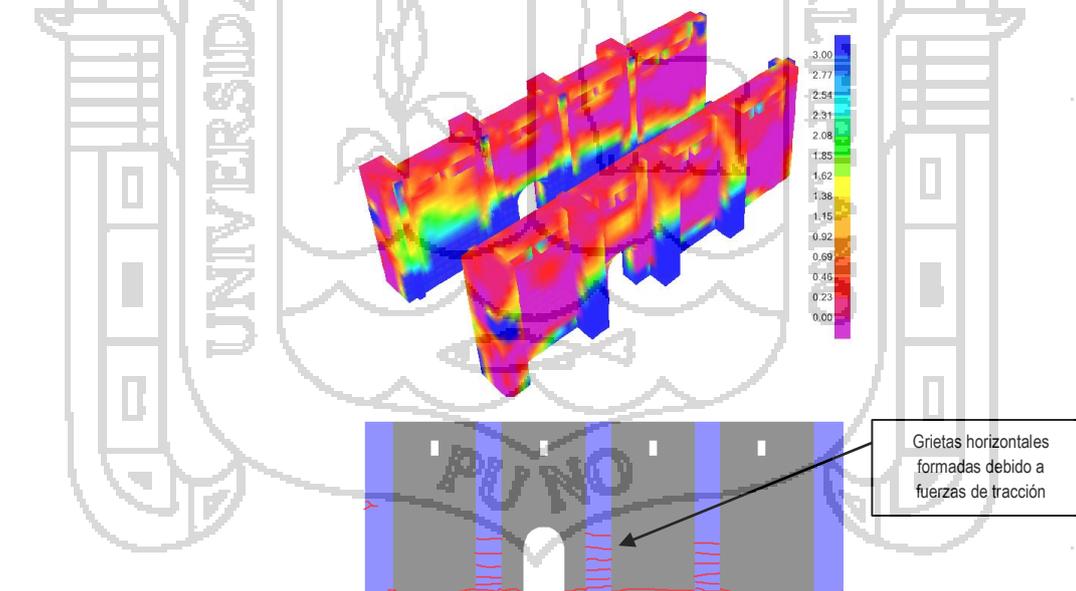
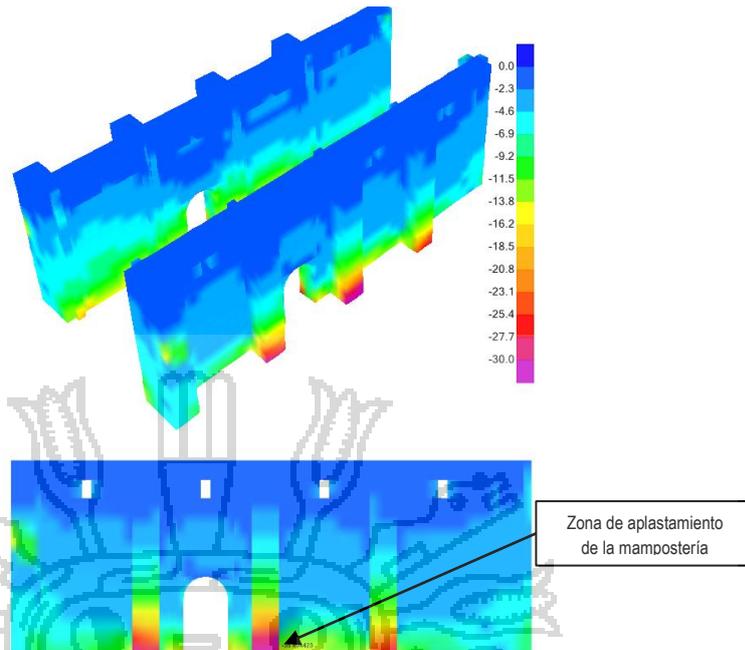
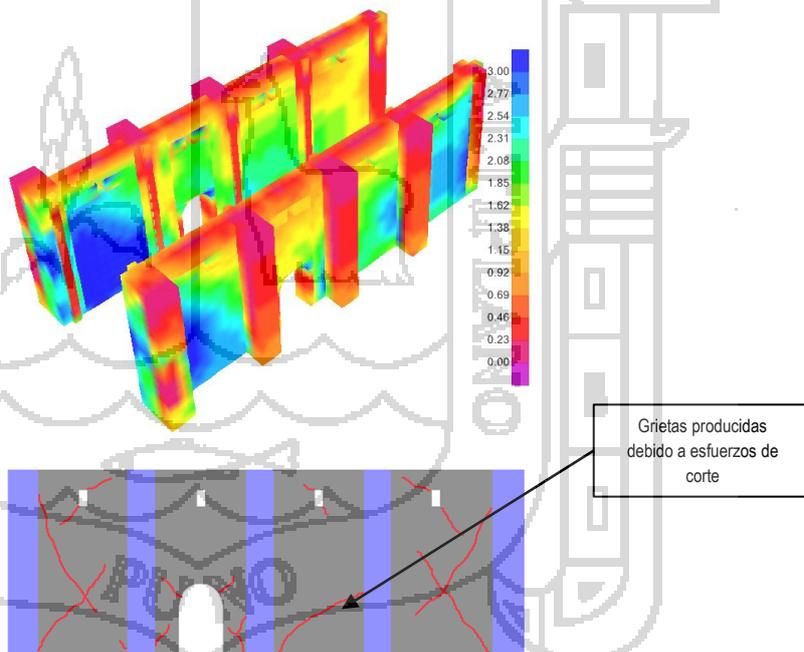


Figura 135. Esfuerzo de compresión S33 en muros y generación de fallas.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 136. Esfuerzo de corte S13 en muros y generación de fallas.



Fuente: Elaboración Propia

Como se muestra los esfuerzos S11 generan grietas casi verticales en la zona superior del muro, mientras que los esfuerzos S33 a tracción generan grietas horizontales en la base de los contrafuertes llegando hasta los muros, cabe mencionar que estas grietas solo se

extienden superficialmente, pudiendo producir desprendimientos de mampostería.

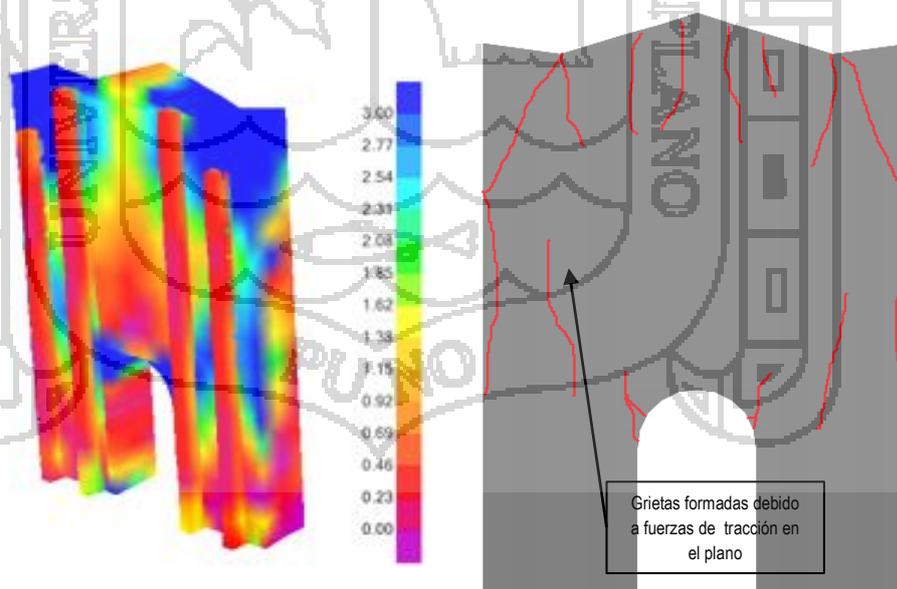
Con lo que respecta esfuerzos por compresión, los esfuerzos S33 producen aplastamiento de la mampostería en la base exterior de los contrafuertes, siendo un daño no perjudicial a la estructura en general.

Los esfuerzos de corte por su parte generan grietas diagonales al plano de muro, que son contrarrestados por los contrafuertes ayudando a que estas grietas no se prolonguen.

c. Fachada

A continuación se muestra resultados obtenidos en la fachada principal de la catedral de Puno que representan los casos más críticos encontrados en el análisis global de la estructura.

Figura 137. Esfuerzo de tracción S22 en fachada y generación de fallas.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 138. Esfuerzo de tracción S33 en fachada y generación de fallas.

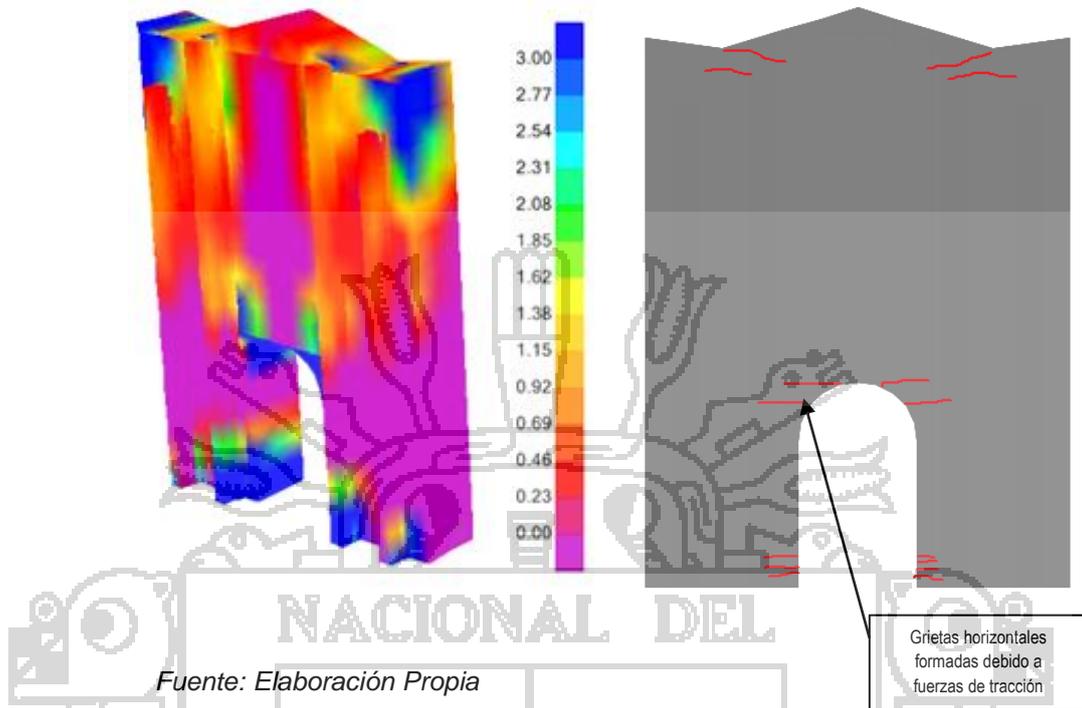


Figura 139. Esfuerzo de compresión S33 en fachada y generación de fallas.

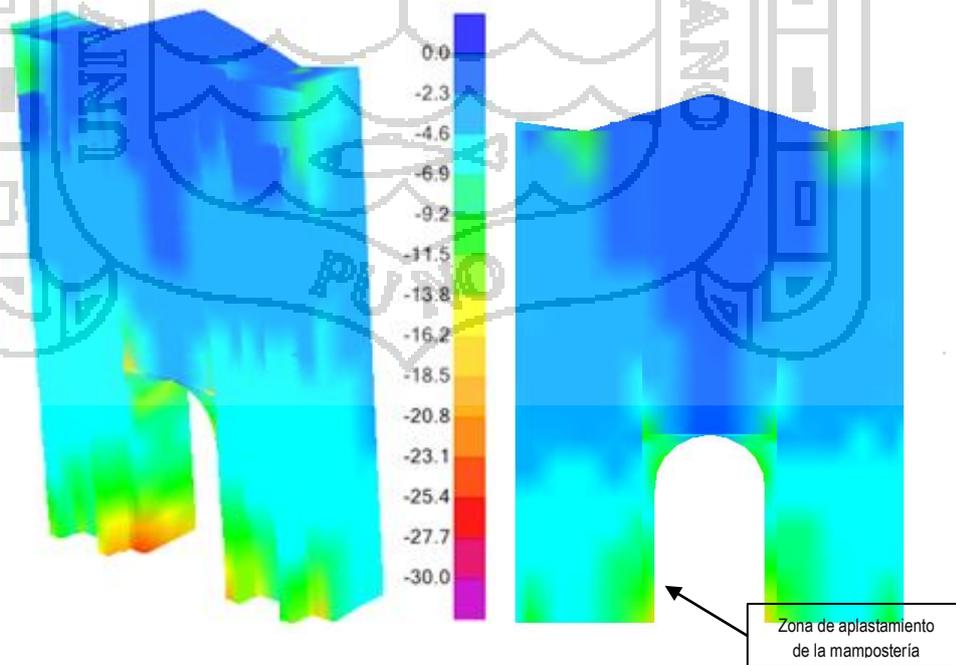
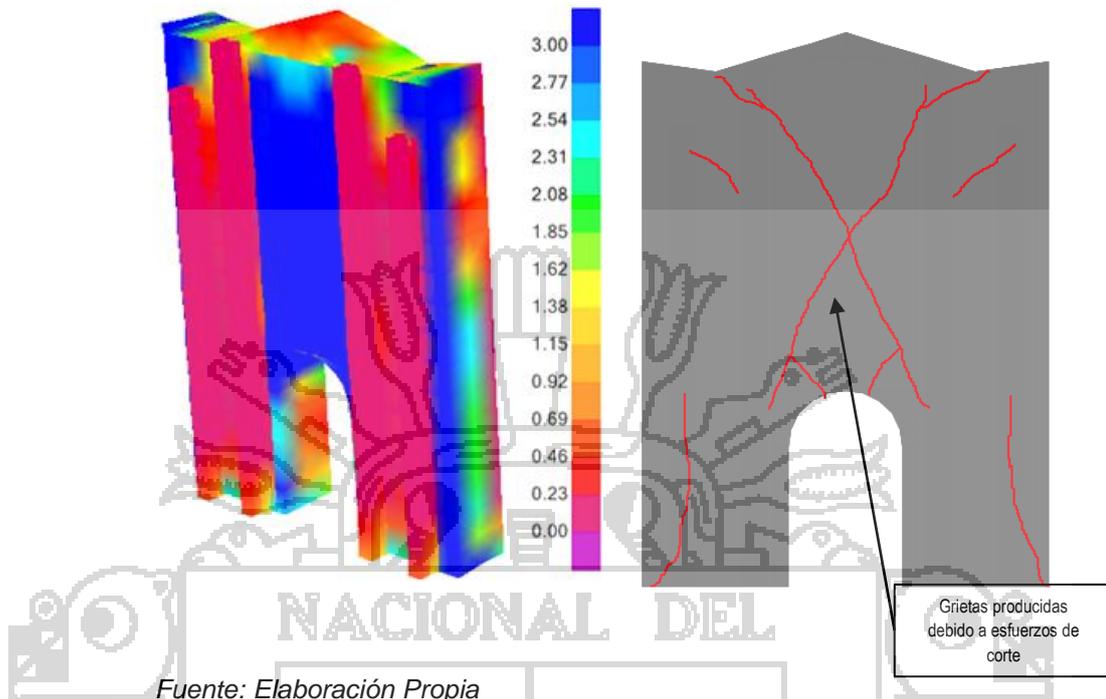


Figura 140. Esfuerzo de corte S23 en fachada y generación de fallas.



Fuente: *Elaboración Propia*

Como se muestra los esfuerzos S22 generan grietas casi verticales en la zona superior del muro y en laterales a la puerta de ingreso, mientras que los esfuerzos S33 a tracción generan grietas horizontales en la base de los contrafuertes llegando hasta los muros, también en la parte inferior de la puerta de ingreso, cabe mencionar que estas grietas solo se extienden superficialmente, pudiendo producir desprendimientos de mampostería.

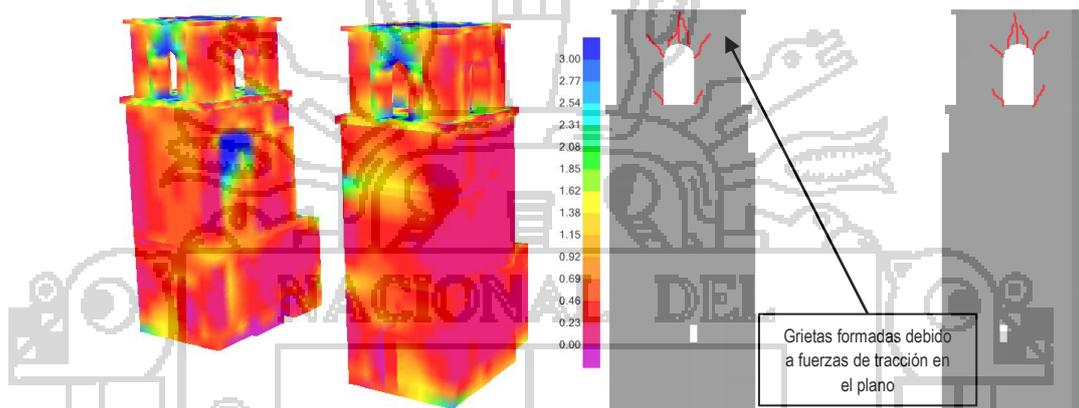
Con lo que respecta esfuerzos por compresión, los esfuerzos S33 producen aplastamiento de la mampostería en la base de la puerta de ingreso, no generando daños ya que no llegan a la resistencia de la mampostería.

Los esfuerzos de corte por su parte generan grietas diagonales al plano de muro, que son contrarrestados por los contrafuertes que a la vez forman parte de la arquitectura de la fachada ayudando a que estas grietas no se prolonguen.

d. Torres

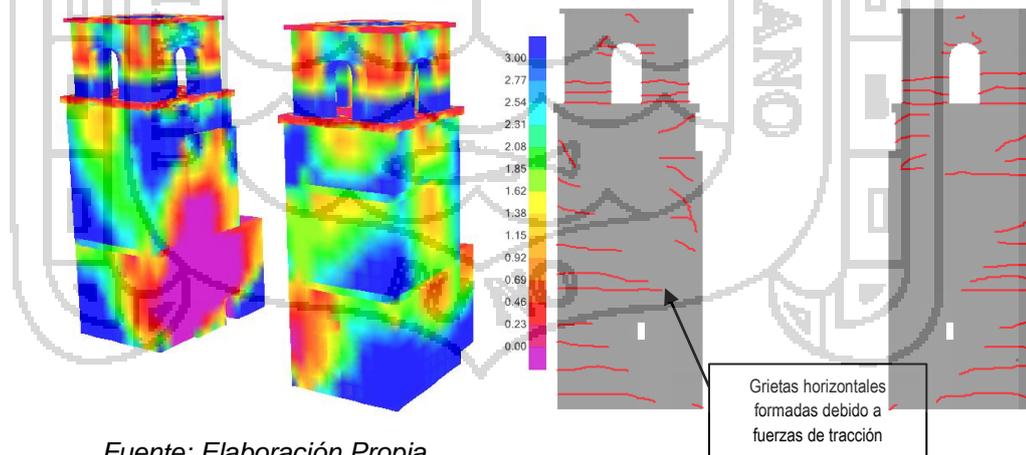
A continuación se muestra resultados obtenidos en las torres principales de la catedral de Puno que representan los casos más críticos encontrados en el análisis global de la estructura.

Figura 141. Esfuerzo de tracción S22 en torres y generación de fallas.



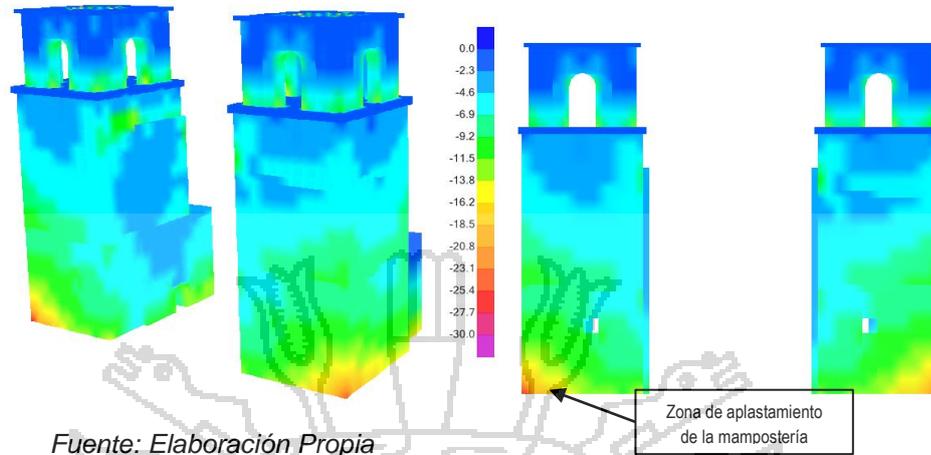
Fuente: Elaboración Propia

Figura 142. Esfuerzo de tracción S33 en torres y generación de fallas.



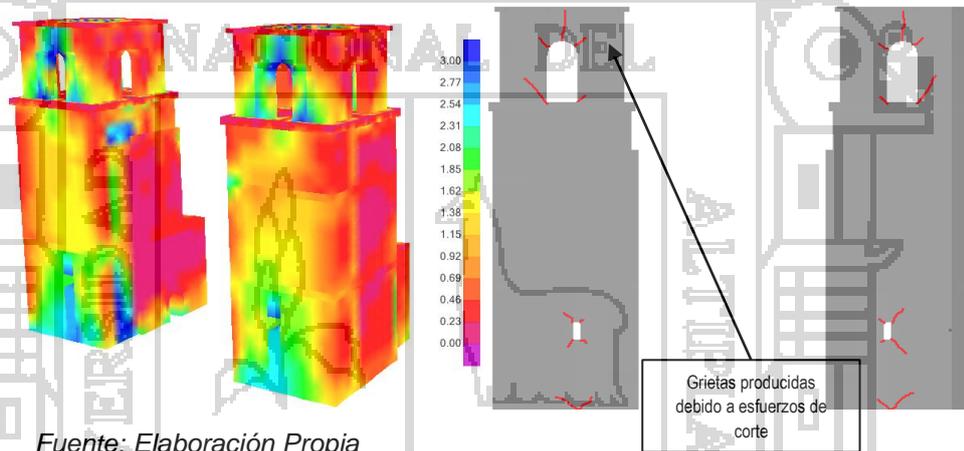
Fuente: Elaboración Propia

Figura 143. Esfuerzo de compresión S33 en torres y generación de fallas.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 144. Esfuerzo de corte S23 en torres y generación de fallas.



Fuente: Elaboración Propia

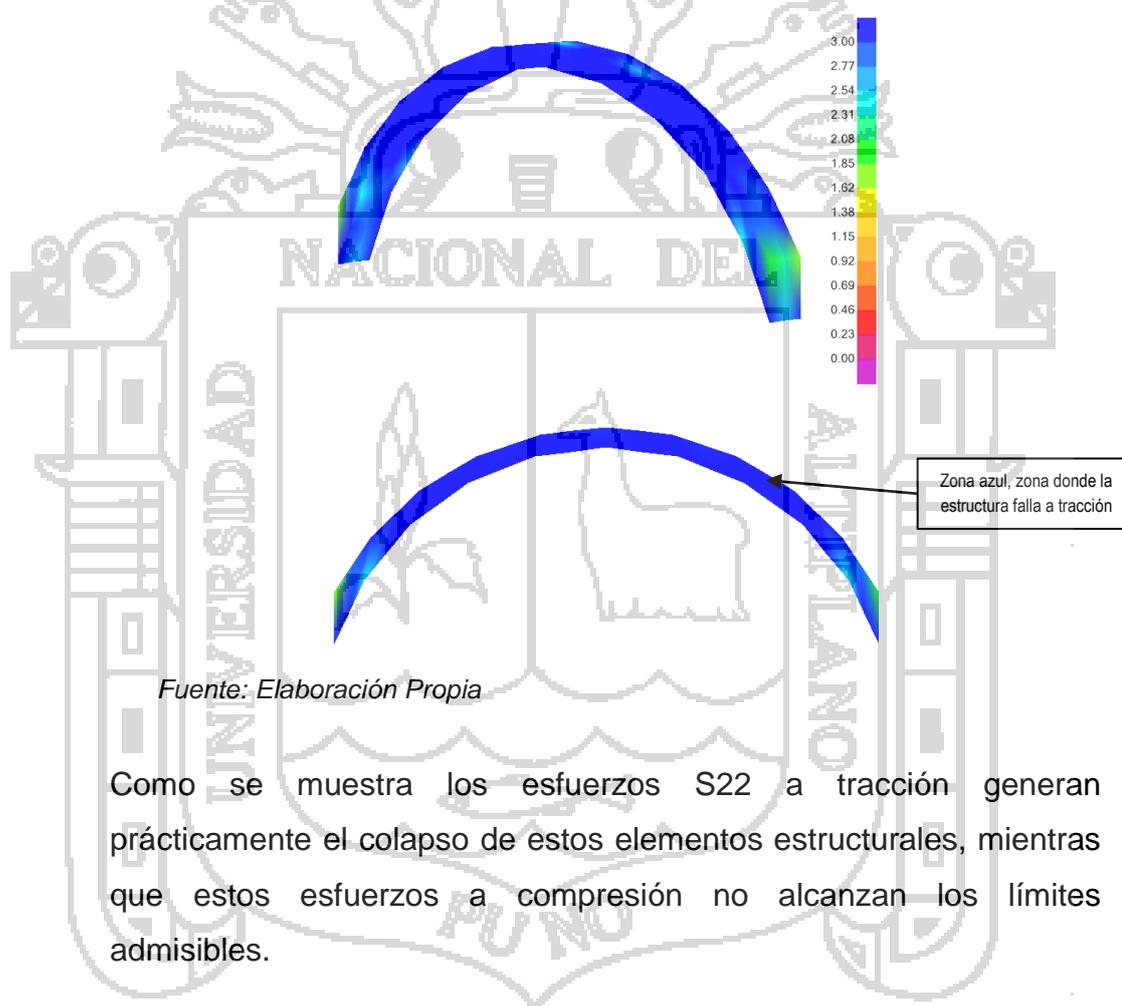
Como se muestra los esfuerzos S22 generan grietas casi verticales en la zona de campanario de la torre y no genera daños en el cuerpo principal de la torres, mientras que los esfuerzos S33 a tracción generan grietas horizontales en el la base del campanario produciendo hasta su colapso, de la misma forma en el cuerpo de la torres, estos esfuerzos son los que generan mayor cantidad de daños en las torres, y se observa un colapso parcial de las torres. Con lo que respecta esfuerzos por compresión S33, la concentración de estos esfuerzos ocurren en la base exterior de ambas torres, los cuales no alcanzan el límite de esfuerzo de compresión admisible por la mampostería.

Los esfuerzos de corte por su parte generan grietas diagonales en la zona de campanario, estos esfuerzos no generan mayor daño estructural en las torres de la catedral.

e. Arcos

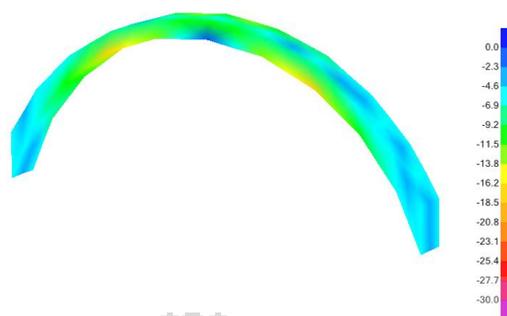
A continuación se muestra resultados obtenidos para uno de los arcos ubicados en la nave de la catedral de Puno.

Figura 145. Esfuerzo de tracción S22 en arco central.



Como se muestra los esfuerzos S22 a tracción generan prácticamente el colapso de estos elementos estructurales, mientras que estos esfuerzos a compresión no alcanzan los límites admisibles.

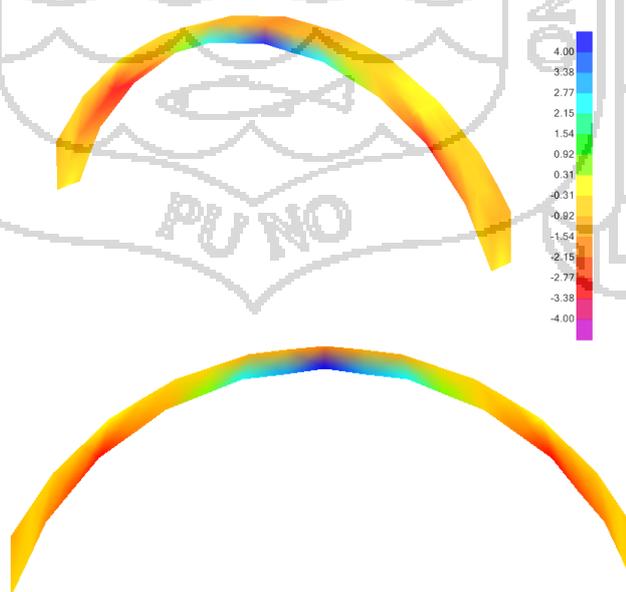
Figura 146. Esfuerzo de compresión S22 en arco central.



Fuente: Elaboración Propia

Como se observó estos elementos estructurales son los que sufren mayor cantidad de daños en casi toda su estructura tras sollicitaciones dinámicas, a consecuencia ello es necesario evaluar las condiciones ante cargas de gravedad como se muestra a continuación.

Figura 147. Esfuerzo de compresión S22 en arco central para cargas de gravedad.



Fuente: Elaboración Propia

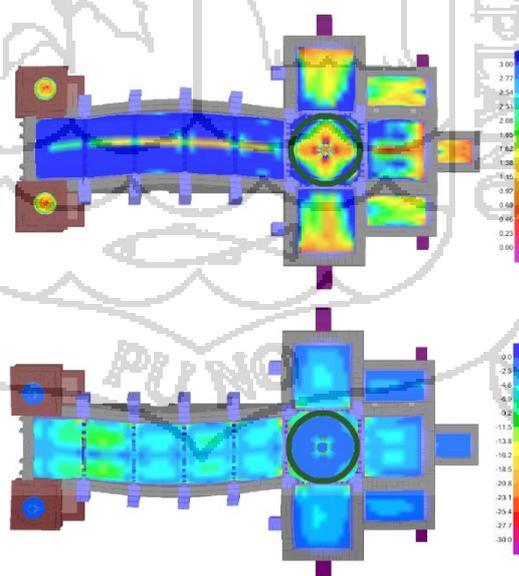
Como se observa los esfuerzos S22 debido a solicitaciones de cargas por gravedad se observa que en la parte central inferior se concentra esfuerzos a tracción que sobrepasan en menor cantidad los esfuerzos admisibles de la mampostería, ello produce la generación de grietas en las uniones de sillar, en la actualidad en la estructura de la catedral se puede observar estas grietas.

f. Bóvedas y cúpulas

Con respecto a los esfuerzos S23, los máximos esfuerzos de corte de orden superior a 4 Kg/cm^2 se presentan en los arcos, en la base de los contrafuertes laterales a la nave, también se observa que la mayor parte de la portada principal presenta gran concentración de esfuerzos a corte.

Para los elementos "Shell" se presenta gráficos similares a los Elementos tipo "Solid"

Figura 148. Esfuerzo de tracción y compresión S11 en combinación crítica para bóvedas y cúpulas.

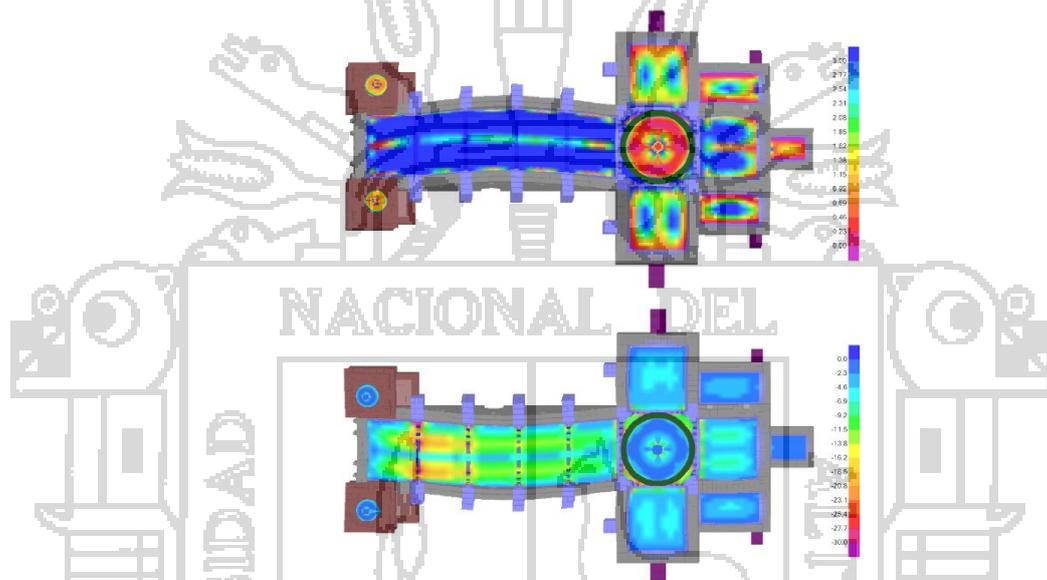


Fuente: Elaboración Propia

Con respecto a los esfuerzos S11, las máximas tracciones de orden superior a 3 Kg/cm^2 se presentan en su mayoría en la bóveda de la nave y en menor escala en la bóveda de los transeptos, lo cual

generaría un colapso en general de este elemento estructural en la nave del edificio, también se ve una concentración de esfuerzos a tracción en la parte inferior de la cúpula principal, mientras que las máximas compresiones no llegan a superar los 30 Kg/cm².

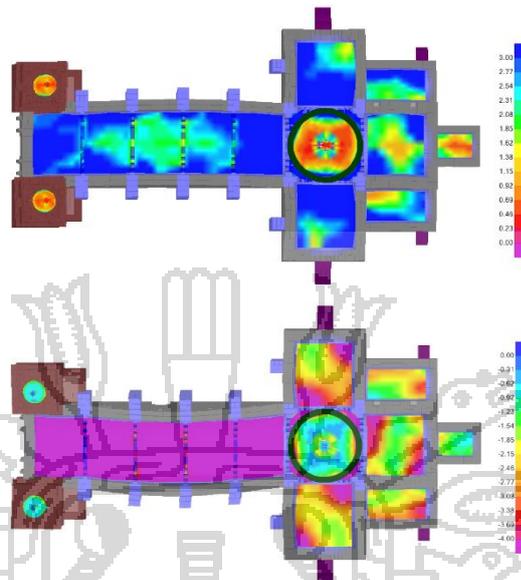
Figura 149. Esfuerzo de tracción y compresión S22 en combinación crítica para bóvedas y cúpulas.



Fuente: Elaboración Propia

Con respecto a los esfuerzos S22, las máximas tracciones de orden superior a 3 Kg/cm² se presentan en su mayoría en la bóveda de la nave y en menor escala en la bóveda de los transeptos, lo cual generaría un colapso en general de este elemento estructural en la nave del edificio, mientras que las máximas compresiones no llegan a superar los 30 Kg/cm², excepto en zonas del primer arco.

Figura 150. Esfuerzo de tracción y compresión S12 en combinación crítica para bóvedas y cúpulas.



Fuente: *Elaboración Propia*

Con respecto a los esfuerzos S12, los máximos esfuerzos de corte de orden superior a 4 Kg/cm^2 se presentan en su mayoría en las bóvedas del edificio.

Como conclusión de este análisis de esfuerzos podemos decir que, asumiendo que los valores máximos de resistencia de la mampostería, podemos decir que, mientras los valores a compresión se encuentran dentro de los rangos admisibles, los resultados indican que los esfuerzos admisibles a tracción se superan en numerosos puntos.

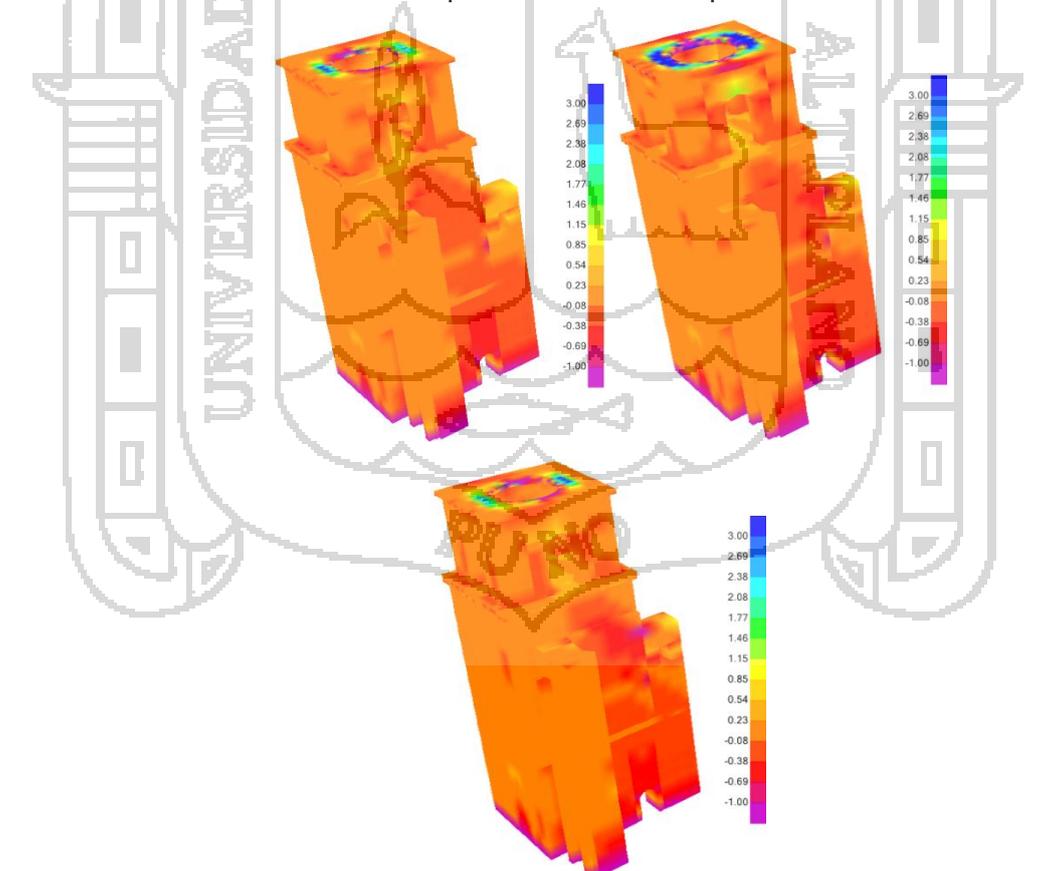
Esto plantea la necesidad de introducir los refuerzos necesarios en los muros para que estos no sufriesen daños durante un sismo especificado por la norma Peruana como el considerado en los cálculos. La superación de estos esfuerzos provocaría la aparición de fisuras que llegarían incluso a producir el desplome de elementos puntuales como los muros laterales de la nave con la consecuente pérdida de estabilidad.

Asimismo, deberían introducirse refuerzos en los puntos de unión entre la bóveda de crucería y el muro de cabecera para que no se produzca un desacople en el movimiento entre ambas estructuras que provoque que estas trabajen de forma independiente llegando a generar golpeo entre ambas.

Desde el punto de vista de la compresión, en general los valores obtenidos se pueden considerar dentro del rango de lo asumible por lo determinado anteriormente, por lo que en este caso no sería necesario adoptar precauciones especiales.

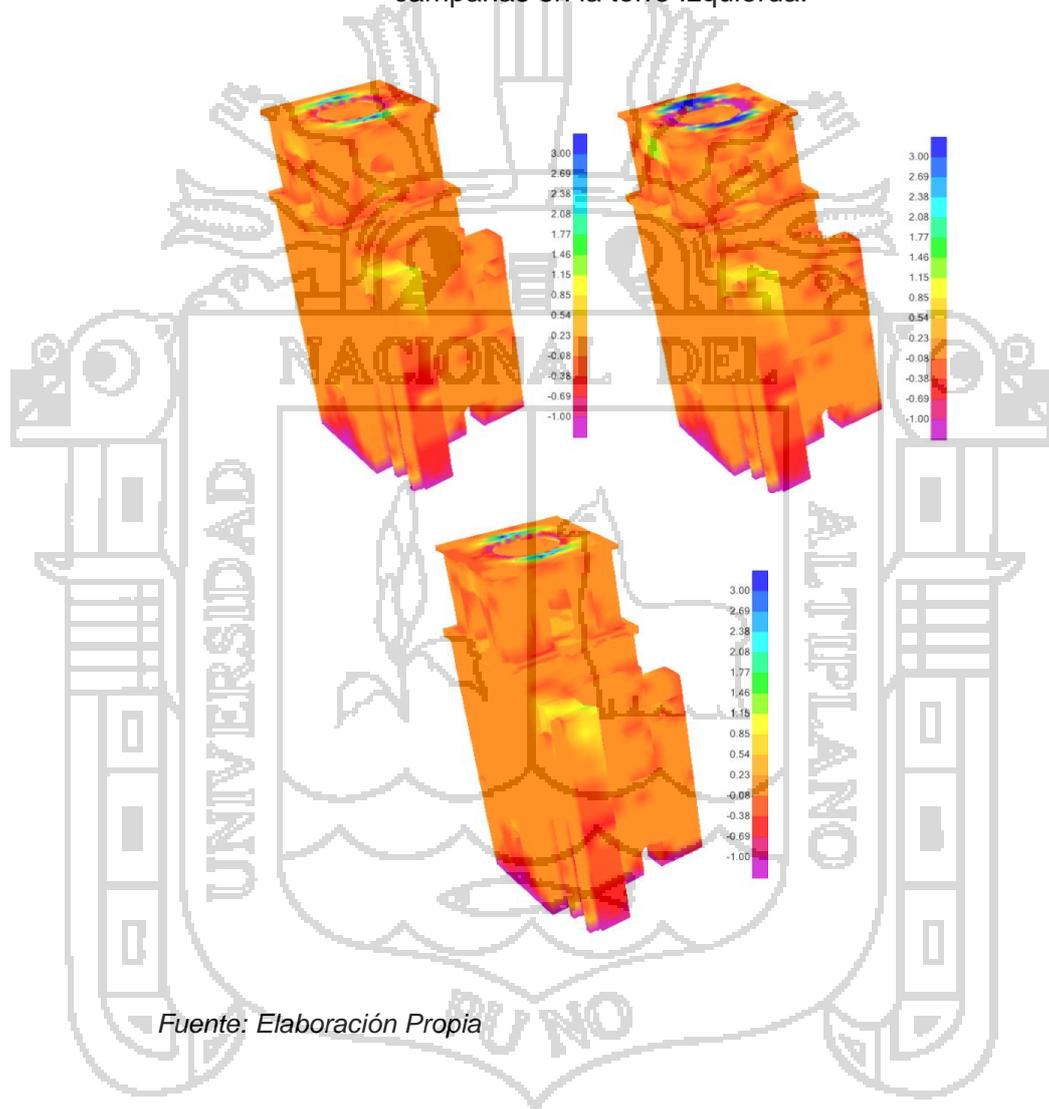
Para el caso del comportamiento de las torres frente al golpeo de campanas mostraremos el caso de la torre izquierda.

Figura 151. Esfuerzos S11 frente al comportamiento del golpeo de campanas en la torre izquierda.



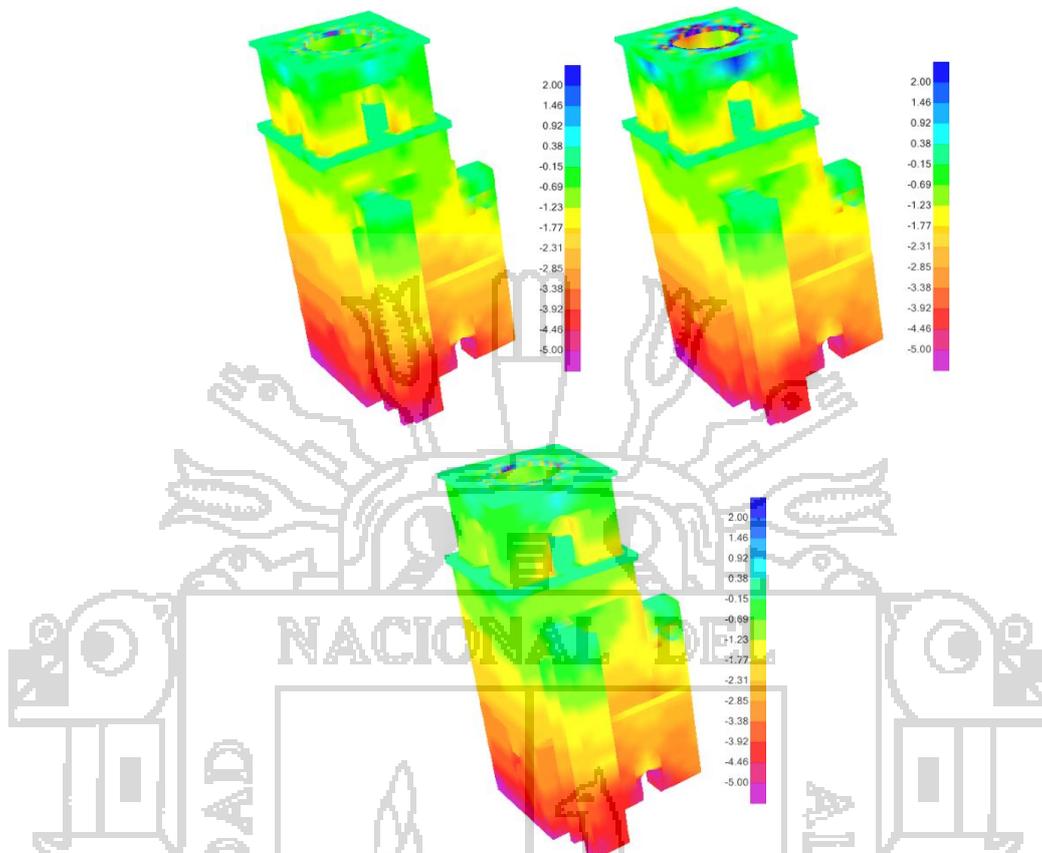
Fuente: Elaboración Propia

Figura 152. Esfuerzos S22 frente al comportamiento del golpeteo de campanas en la torre Izquierda.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 153. Esfuerzos S33 frente al comportamiento del golpeteo de campanas en la torre Izquierda.



Fuente: *Elaboración Propia*

Con respecto al comportamiento de las torres frente a las acciones presentadas tras el golpeteo de las campanas se puede observar que tras el accionar se general esfuerzos a compresión, tracción y de corte en los apoyos de la campana, esto explica la generación de grietas en esa zona, cabe indicar que este accionar también puede generar zonas críticas susceptibles a falla, ya que modifica las propiedades del material, al considerarse un comportamiento no lineal de la estructura.

3.4. Fase de Intervención.

3.4.1. Evaluación de propuesta de reforzamiento, rehabilitación o mejoramiento estructural.

a. Programa específico de intervención

Los análisis realizados anteriormente muestran que hay determinados puntos que deberían ser reforzados para asegurar la estabilidad estructural del conjunto en general que conforman el templo ante un evento sísmico, según los estudios de riesgo sísmico realizado por la norma peruana.

En el presente trabajo se planteó alternativas de solución para el reforzamiento de la catedral de Puno, para los efectos dinámicos analizados.

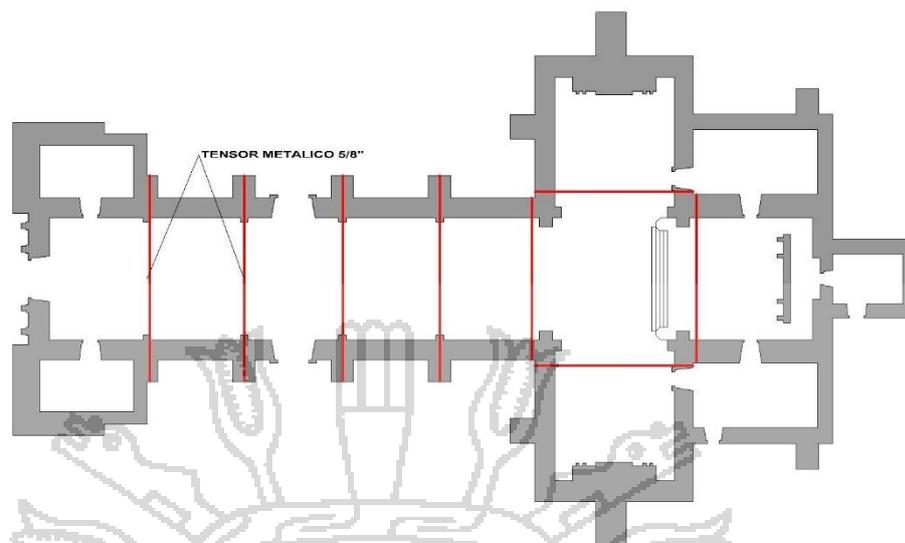
Tensores y tirantes

La aplicación de tensores y tirantes para mantener unidas ciertas partes de estructuras de mampostería, en una práctica antigua, se trata probablemente de la solución más frecuente que se haya adoptado para remediar signos de debilidad estructural de los elementos, y está presente en distintas culturas y distintas épocas. Su empleo más frecuente ha sido para estabilizar arcos y bóvedas afectados por la abertura de sus apoyos y para confinar la base de cúpulas y muros que tienen a abrirse por esfuerzos a tracción en su base.

Los tensores se colocan a la altura de los arranques de los arcos, y atraviesan todo su claro, lo que les da un impacto visual importante, sin embargo, la larga tradición de su presencia en muchos tipos de monumentos los ha hecho familiares, así que son los más aceptados por los restauradores.

Para el presente se plantea un Tensores externos de diámetro de 5/8" de acero estructural A36, que serán ubicados en los arranques de los arcos ubicados en la nave principal, y el cruce con el transepto, como se muestra a continuación:

Figura 154. Ubicación de Tensores de acero.



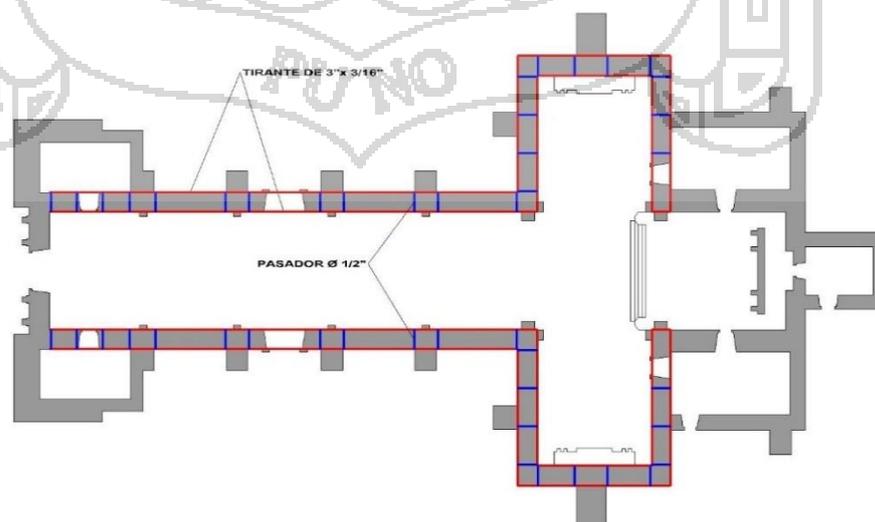
Fuente: Elaboración Propia

Los detalles de los mismos se muestran en los planos adjuntos en el Anexo 07.

Los tirantes en el presente trabajo se colocan a lo largo de los muros a la altura inferior de los vanos de ventanas y atraviesan las columnas.

Para el presente se plantea Tirantes externos de platinas metálicas de 3"x3/16" de acero estructural A36, los mismos que serán adosados por pasadores metálicos de 1/2" de diámetro, que serán ubicados como se muestra a continuación:

Figura 155. Ubicación de Tirantes de acero con pasadores de amarre.



Fuente: Elaboración Propia

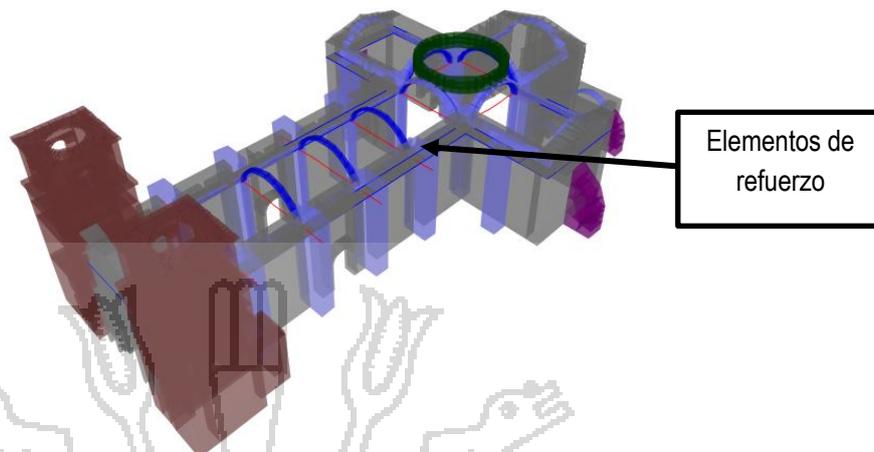
Los detalles de los mismos se muestran en los planos adjuntos en el Anexo 07.

Esta técnica permitiría a su vez la consolidación de los muros por lo que aumentarían su resistencia a pesar de que en lugares puntuales de los mismos se haya podido producir una pérdida de características mecánicas debido por ejemplo a la acción del agua, que devendría en una pérdida o disgregación del mortero que une las piezas que conforman el muro.

Esta solución de aplicar bandas de acero estructural sobre los muros sería mucho más adecuada que otras empleadas o recomendadas por diversos autores de incluir pilares o zunchos de hormigón armado en estos. La técnica que recomendamos aquí, además de ser un refuerzo que incluye una mayor resistencia a tracción debido a las propiedades mecánicas del acero estructural, resulta un proceso mucho menos intrusivo y por tanto reversible, algo que no debemos perder de vista siempre que se interviene un edificio histórico.

Además, se evitaría la incompatibilidad existente entre la mampostería y los refuerzos de hormigón debido a la importante diferencia de rigidez entre ambos. En edificios en los que se ha utilizado esta técnica y posteriormente se han visto sometido a un terremoto se ha podido observar como en algunos casos se han producido desacoples locales entre la estructura de hormigón y la de mampostería, las cuáles han comenzado a oscilar de forma independiente, produciéndose golpeo entre ambas estructuras, e incrementándose los daños en el muro, produciendo su colapso en algunos de los casos.

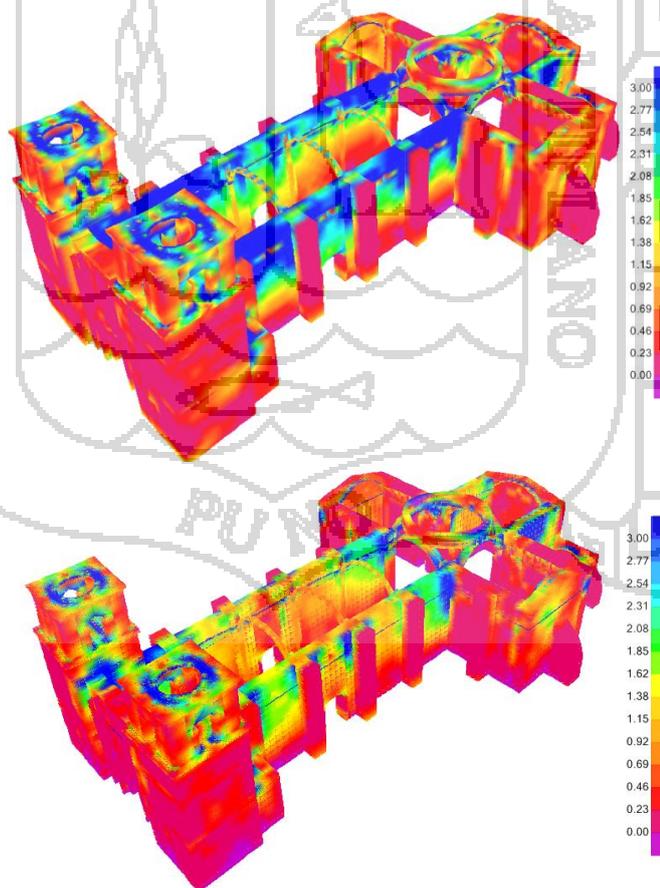
Figura 156. Ubicación de Elementos de refuerzo en modelo estructural.



Fuente: Elaboración Propia

A continuación se muestra resultados del análisis de la Catedral de Puno bajo solicitaciones más críticas descritas párrafos atrás, incluyendo los refuerzos planteados anteriormente.

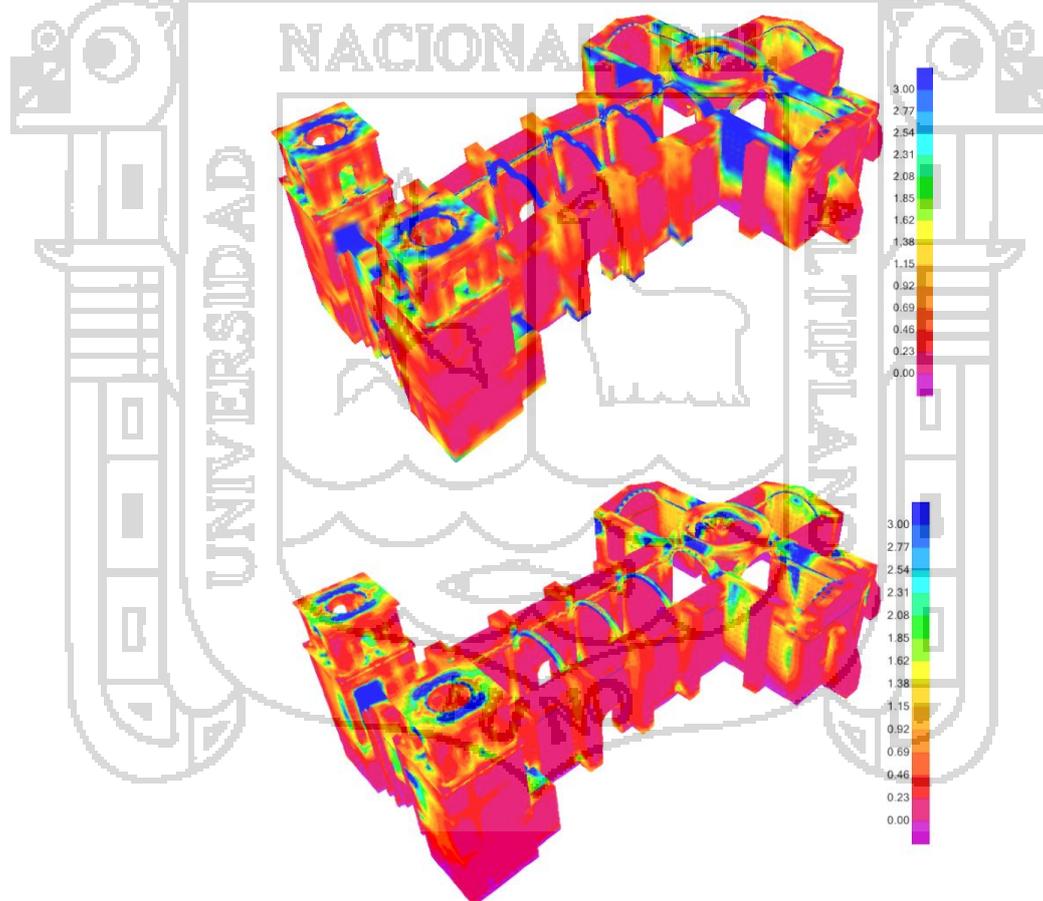
Figura 157. Análisis de esfuerzo de tracción S11 (sin refuerzo y con refuerzo).



Fuente: Elaboración Propia

Con respecto a los esfuerzos S11 a tracción en su combinación más crítica bajo solicitaciones dinámicas, se puede observar que al incluirle el refuerzo descrito anteriormente ayuda a mermar los esfuerzos a tracción debido a la redistribución de esfuerzos, los cuales son absorbidos por el tirante de acero estructural, también se puede observar que en los muros laterales a la nave de la catedral, aún existen esfuerzos concentrados a tracción, los tirantes planteados ayudaran a incrementar la resistencia a tracción de la mampostería los cuales harán que la falla de la misma sea en menor intensidad.

Figura 158. Análisis de esfuerzo de tracción S22 (sin refuerzo y con refuerzo).

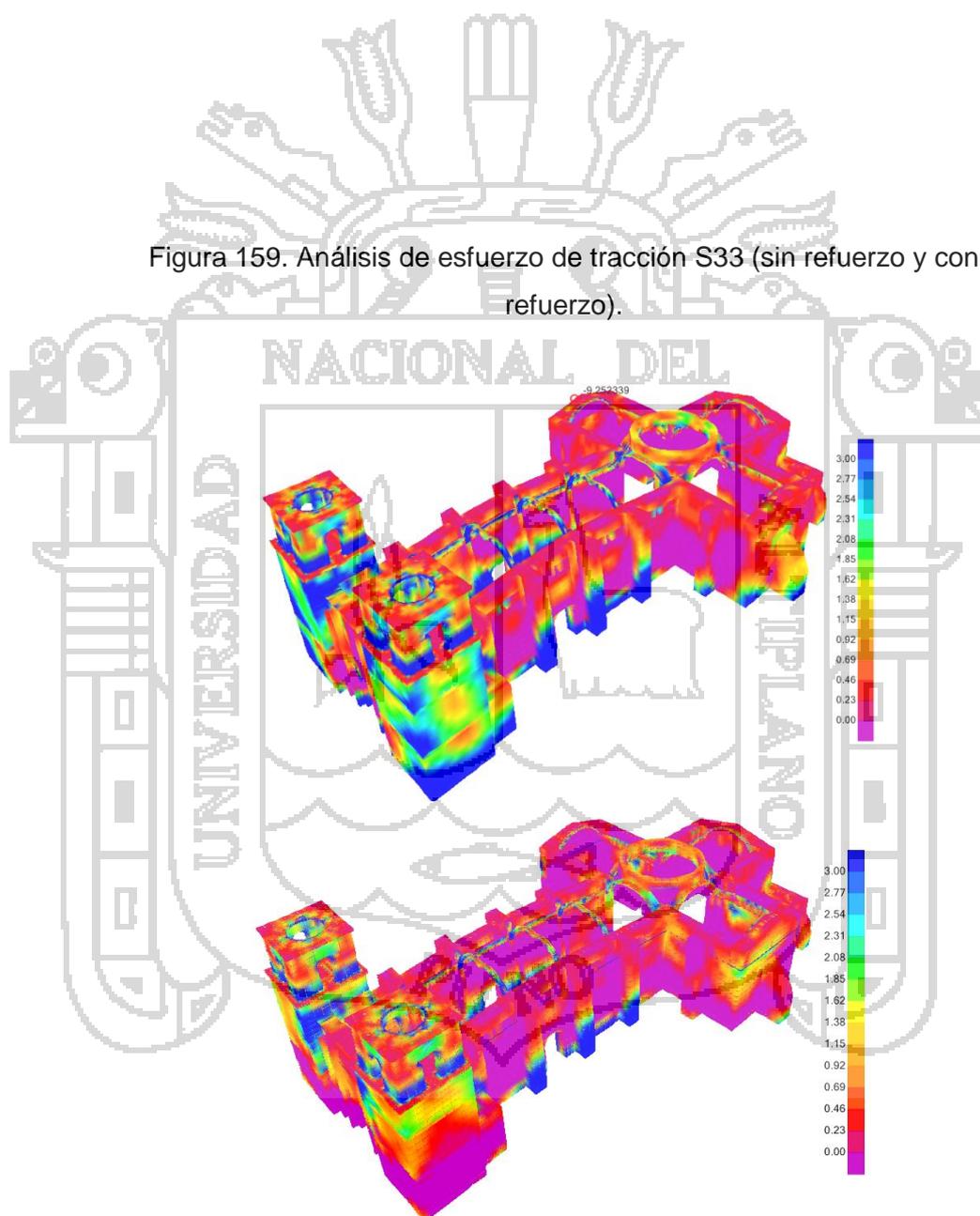


Fuente: *Elaboración Propia*

Con respecto a los esfuerzos S22, generados en su mayoría en el eje global "Y", en donde los elementos que estaban sujetos a mayor concentración de esfuerzos a tracción son los arcos, con los tensores

planteados se ayuda a disminuir en gran medida estos esfuerzos, haciendo que estos actúen en las caras externas de dichos elementos y no estén propensos al colapso en general.

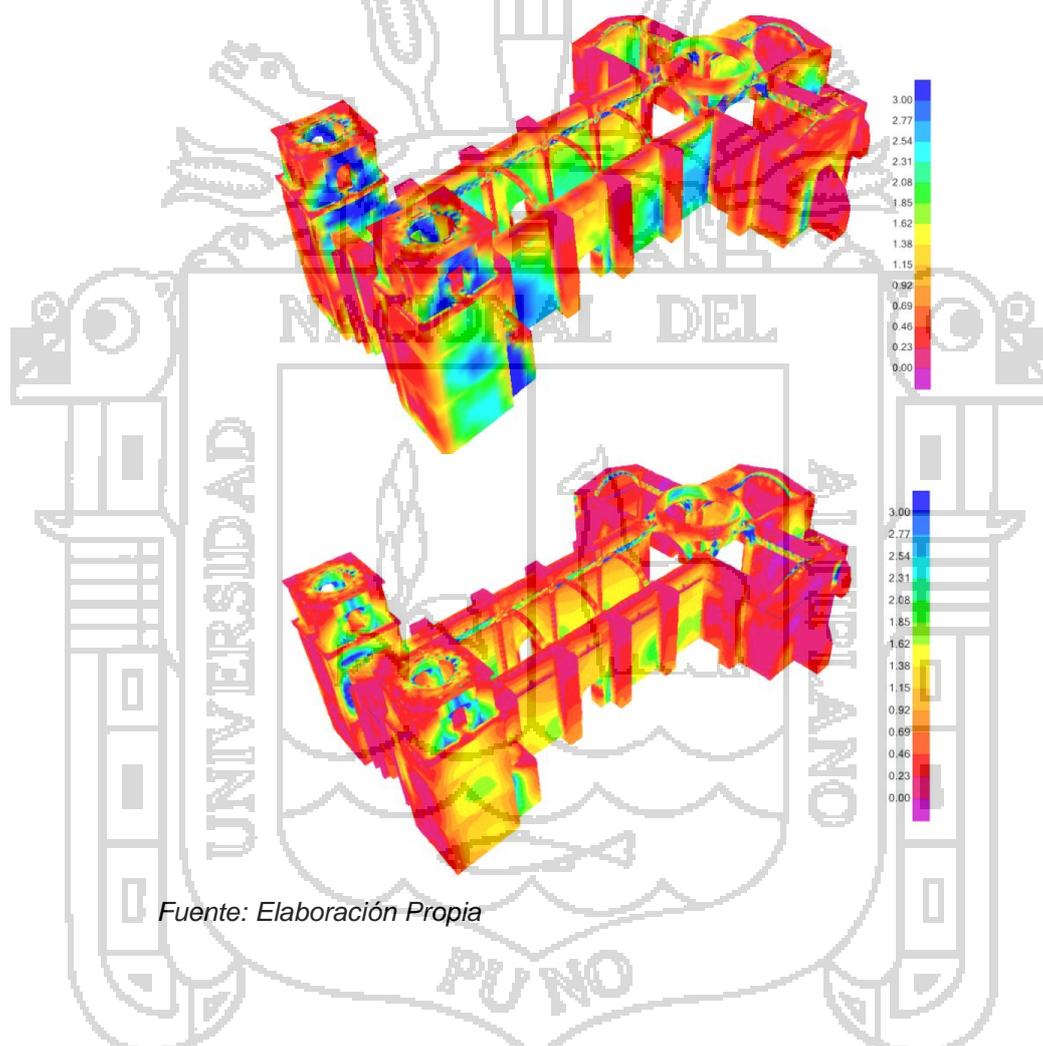
Figura 159. Análisis de esfuerzo de tracción S33 (sin refuerzo y con refuerzo).



Fuente: *Elaboración Propia*

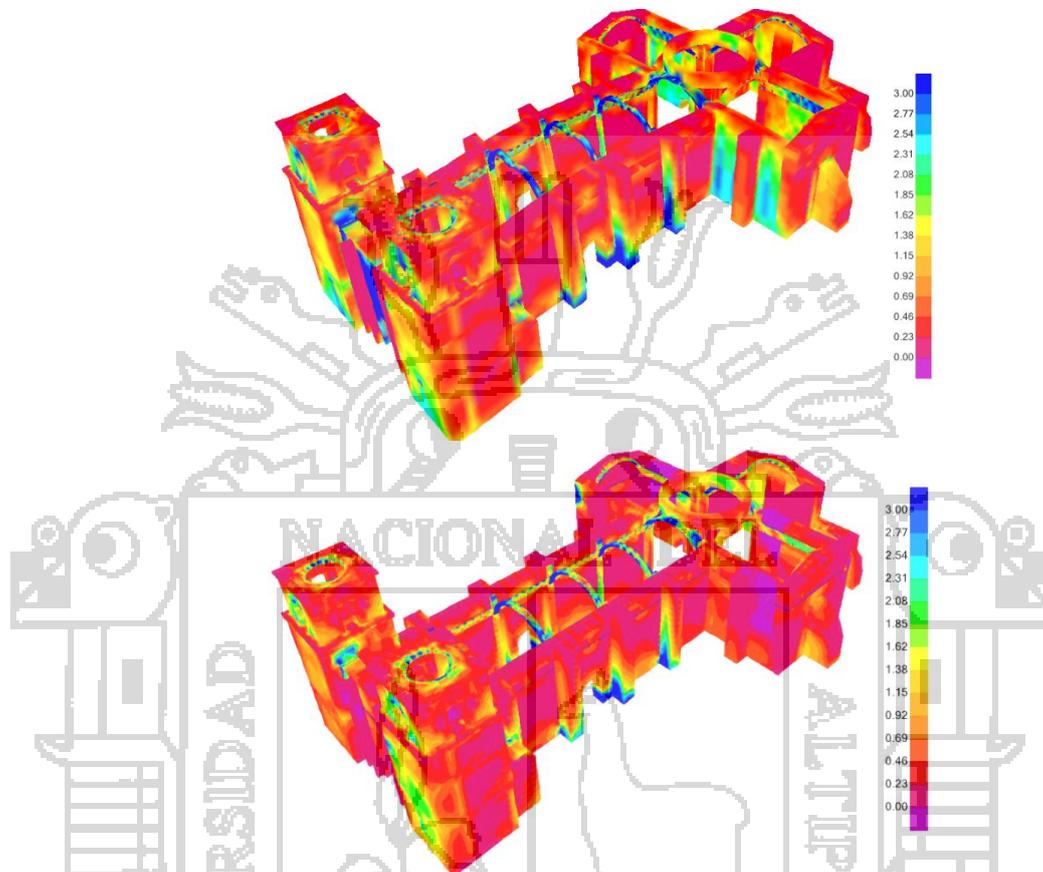
Con respecto a los esfuerzos S_{33} , generados en su mayoría en el eje global "Z", el refuerzo planteado ayuda a disminuir los empujes de coceo hacia los muros estructurales y por ende a las torre, ello disminuye enormemente los esfuerzos a tracción vertical en la parte inferior de las torres de la misma forma en arcos.

Figura 160. Análisis de esfuerzo de tracción S_{13} (sin refuerzo y con refuerzo).



Con respecto a los esfuerzos de corte S_{13} , esfuerzos que actúan en el plano XZ, vemos que el refuerzo planteado ayuda a disminuir casi en su totalidad los esfuerzos a tracción superiores a la resistencia por corte de la mampostería.

Figura 161. Análisis de esfuerzo de tracción S23 (sin refuerzo y con refuerzo).

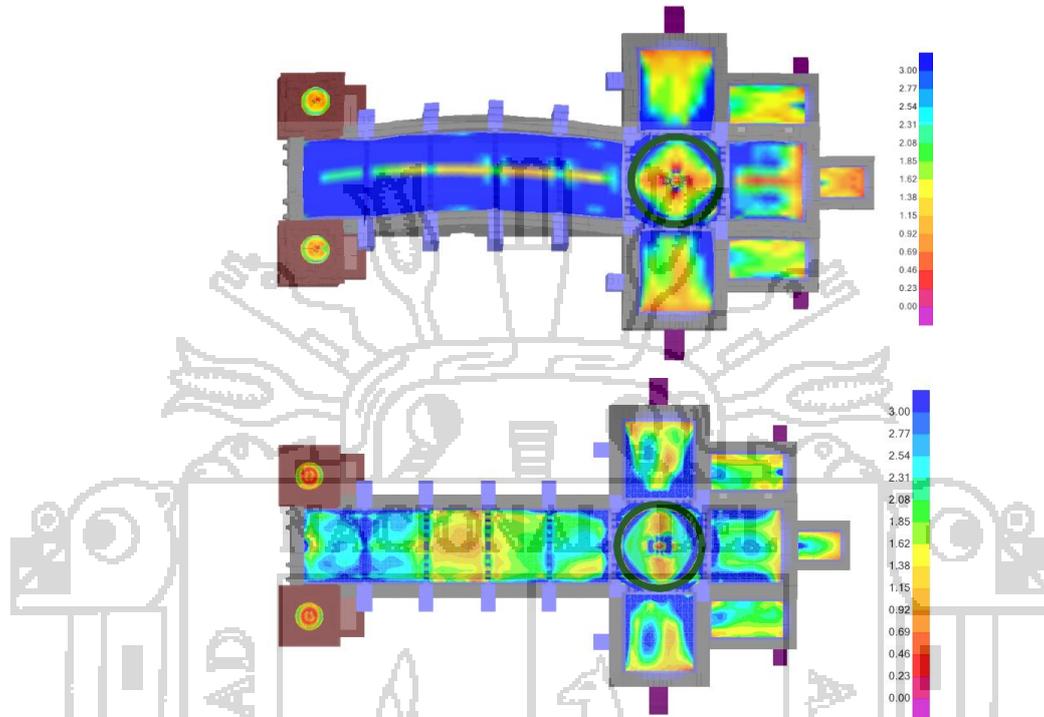


Fuente: *Elaboración Propia*

Con respecto a los esfuerzos de corte S23 actuados en su mayoría en el plano YZ, el refuerzo planteado ayuda a disminuir los esfuerzos de corte en la fachada principal y muros del transepto, y debido a la redistribución de esfuerzos se disminuyen esfuerzos a tracción en las torres principales.

Para el caso de bóvedas y cúpulas, debido a la redistribución de esfuerzos por la adición de refuerzo planteado podemos obtener los siguientes resultados.

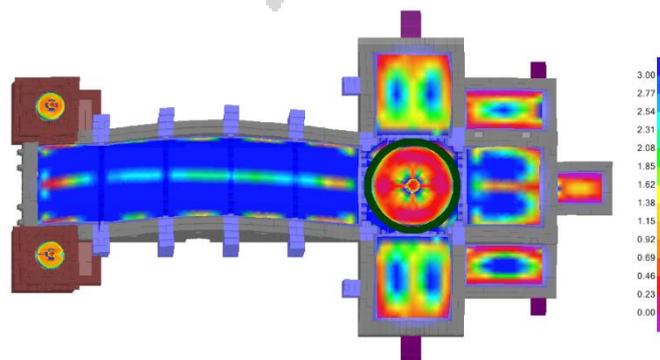
Figura 162. Análisis de esfuerzo de tracción S11 (sin refuerzo y con refuerzo).

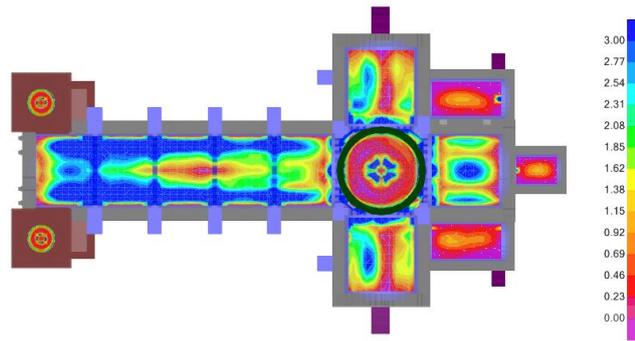


Fuente: *Elaboración Propia*

Con respecto a los esfuerzos de tracción S11, disminuyen debido a la adición de tensores, disminuyendo así el colapso general de la bóveda de la Catedral, sin embargo la eliminación de esfuerzos de tracción es prácticamente difícil, sin embargo ya es suficiente poder evitar el colapso general de un elemento estructural.

Figura 163. Análisis de esfuerzo de tracción S22 (sin refuerzo y con refuerzo).

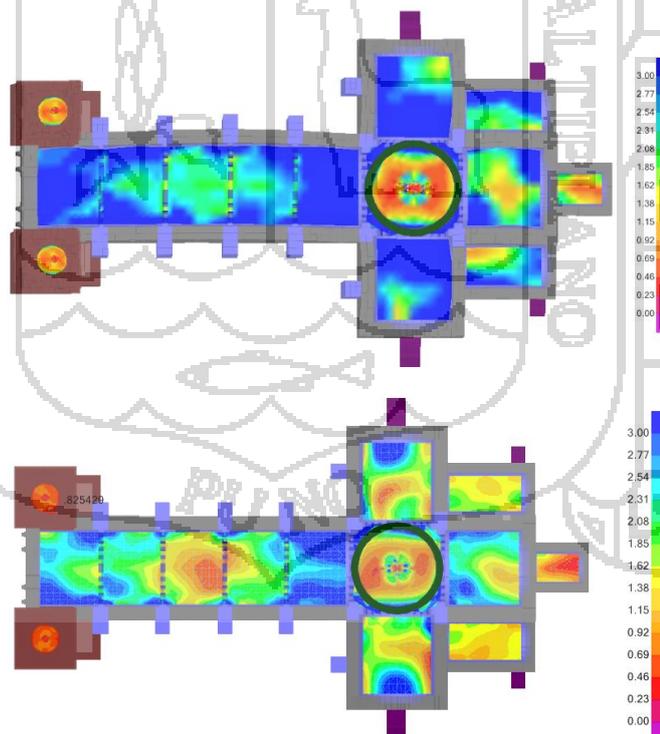




Fuente: Elaboración Propia

Con respecto a los esfuerzos de tracción S22, disminuyen debido a la adición de tensores, disminuyendo así el colapso general de la bóveda de la Catedral, sin embargo la eliminación de esfuerzos de tracción es prácticamente difícil, sin embargo ya es suficiente poder evitar el colapso general de un elemento estructural.

Figura 164. Análisis de esfuerzo de corte S12 (sin refuerzo y con refuerzo).



Fuente: Elaboración Propia

Con respecto a los esfuerzos de corte S12, al igual que en los casos anteriores se disminuyen en gran porcentaje evitando así el colapso general de este tipo de elemento estructural.

En el Anexo 05 se muestra el diseño de elementos de refuerzo propuesto.

b. Partidas Constructivas y Especificaciones Técnicas Generales

- **Seguridad y Salud**

En concordancia con la Norma G.050 Seguridad durante la construcción, del Reglamento Nacional de Edificaciones en la que se establecerá un Plan de Seguridad y Salud en el Trabajo (PSST) como requisito indispensable para dar inicio a los trabajos de reforzamiento,

El mismo que deberá tener en cuenta los siguientes aspectos.

- *Elaboración, Implementación y Administración del Plan de Seguridad y Salud en el Trabajo.*
- *Equipos de Protección Individual.*
- *Equipos de Protección Colectiva.*
- *Señalización Temporal de Seguridad.*
- *Capacitación en seguridad y salud.*

- **Trazo y replanteo**

El trazo se refiere a llevar al terreno los ejes y niveles establecidos en los planos. El replanteo se refiere a la ubicación y medidas de todos los elementos que se detallan en los planos durante el proceso de la edificación.

Estos deberán realizarse cuidadosamente sin producir un daño a la estructura existente.

- **Revisión de condiciones existentes de los sistemas y subsistemas estructurales.**

A fin de asegurar y no generar daños a la estructura existente se realizara esta partida, estos trabajos serán propuestos al iniciar con los trabajos de reparación. Se procederá con la revisión de las condiciones existentes de los sistemas y subsistemas estructurales, para plantear apuntalamientos, entubamientos y otros que sean necesarios.

- **Control permanente de las deformaciones**

Para cada trabajo de reforzamiento es necesario un control de deformaciones y deflexiones, para no generar daños a las estructuras presentes. Al igual que el párrafo anterior deberá hacerse una revisión inicial y su posterior control para cada intervención planteada.

- **Perforación para tensores, tirantes y pasadores**

Se realizara las perforaciones donde se requiera según las dimensiones especificadas en los planos, se realizara una extracción de núcleos, mediante una máquina perforadora con punta de tungsteno o diamante. Pueden extraerse núcleos ($\varphi = 50$ mm.) que atraviesen el grueso total del elemento, el mismo que servirá para determinar su composición interna y las posibles diferencias de la parte central con respecto a la exterior. Que a la vez servirá para la corroboración de datos ingresados al presente modelo estructural. Del núcleo total se pueden cortar probetas para ensayarlas en laboratorio.

Luego a ello se realizará una limpieza interna con compresoras de aire y dejarlas libres de polvo u otros elementos.

- **Tensor de acero estructural de 5/8"**
- **Tirante de acero estructural de 3"x3/16"**
- **Pasador de acero estructural de 1/2"**

Alcance

Los siguientes elementos están definidos como acero estructural y están cubiertos en la presente especificación.

- Plancha base para soporte de tensores y pasadores.
- Sistema de tirantes alrededor de los muros de mampostería.
- Conexiones y empalmes: pernos, soldaduras, planchas de extremo, y otros elementos para montaje de la estructura metálica.

Normas y Definiciones

- ANSI/AISC 360 -10 Specification for Structural Steel Buildings (including Commentary).
- Reglamento Nacional de Edificaciones – E.090 Normas de Acero Estructural

Materiales

Todos los materiales deberán ser completamente nuevos y de stocks vigentes. Salvo que se indique diferente en los planos de diseño, los materiales deberán cumplir con las especificaciones de las normas ASTM que se citan en la presente especificación. Se podrá solicitar la aprobación de materiales sustitutos, con propiedades equivalentes.

Los perfiles, planchas y barras de acero estructural deberán ser laminados en caliente y deberán ajustarse a los requerimientos de ASTM A36 ($F_y = 36\text{Ksi}$).

Los pernos de alta resistencia deberán cumplir con los requerimientos de ASTM A325 los cuales deben contener todos sus componentes: perno, tuerca y arandela, para asegurar encaje.

Los electrodos de soldadura deberán ajustarse a los requisitos de la AWS D1.1 y será mediante un soldeo de Arco de metal protegido (SMAW).

Para las conexiones soldadas, la ejecución y la inspección de las mismas deberán cumplir con los requerimientos de AWS D1.1, y se deberán evitar las conexiones que requieran soldadura en el Campo. Los tipos de soldaduras y sus tamaños (espesor y longitud) deberán conformarse con un

mínimo de 1/8". Adicionalmente se deberá proveer para las soldaduras, materiales metálicos adecuados, procedimientos aprobados, mano de obra calificada con buena técnica, las juntas a soldarse deberán estar limpias, libres de residuos y deberán encajar de manera adecuada al tipo de soldadura indicada.

Fabricación

La fabricación de las estructuras de acero, deberá cumplir con las prácticas estandarizadas para la industria, descritas en AISC 303, las especificaciones definidas en ANSI/AISC 360 y AISC 341. Adicionalmente, se deberán satisfacer los requerimientos listados a continuación.

- Los elementos estarán fabricados en las formas y los tamaños mostrados en los planos. Los cortes y punzonados producirán líneas y superficies limpias y precisas. No se cortará con sopletes en los trabajos expuestos a menos que la superficie haya sido fresada o suavemente pulimentada.
- **Enderezado de Material.** El material antes de ser usado o trabajado deberá estar derecho y su alineamiento deberá estar dentro de las tolerancias permitidas por la normas. De ser requerido el material podrá ser enderezado por medios mecánicos o por la aplicación localizada de cantidad limitada de calor a temperaturas que no dañen las propiedades del material.
- **Corte con oxígeno.** El corte con oxígeno deberá hacerse con máquina. Los bordes cortados que estarán sujetos a esfuerzo o que recibirán soldadura deberán quedar libres de imperfecciones. No se permitirán imperfecciones mayores a 4.5mm. Las imperfecciones mayores de 4.5mm debidas al proceso de cortado

deberán eliminarse esmerilando el borde. Todas las esquinas entrantes deberán ser redondeadas con un radio mínimo de 38mm, estando libres de entalladuras.

- **Agujeros para pernos.** Los huecos para pernos serán 1.59mm (1/16") mayores que el diámetro nominal del perno. Si el espesor del material no es mayor que el diámetro nominal del perno los huecos pueden ser perforados más 3.18mm (1/8").

Si el espesor del material es mayor que el diámetro nominal del perno, los huecos deberán ser hechos con taladro o sub-punzonadas y escariados.

- **Soldadura.** La soldadura deberá hacerse por el proceso de arco eléctrico en conformidad con lo especificado en la última edición del código de soldadura en la construcción de edificios del AWS. Los electrodos a usarse serán de la serie E70.

Las superficies a soldarse deberán estar libres de costras de laminado, escorias, oxidación suelta, grasa, pintura u otra materia extraña al material. Las superficies de los bordes deberán estar libres de rebabas y otras imperfecciones.

Montaje

- Todo sistema de apoyo temporal; tales como los apuntalamientos, soportes y otros; se instalarán para soportar todas las condiciones de carga a las que la estructura pueda estar sujeta durante el montaje. Se deberán considerar cargas tales como el peso propio, peso de otros materiales, peso y sobrecarga de los equipos, acción del viento, etc. El sistema de soporte temporal permanecerá hasta que así se requiera por razones de seguridad.

- Todas las partes de la estructura deberán estar correctamente alineadas, antes de terminar la instalación de las conexiones en obra.
- **Las conexiones empernadas** deberán instalarse según los siguientes requerimientos:

Todas las conexiones empernadas en campo deberán instalarse con pernos de alta resistencia ASTM A 325, en los tamaños indicados en los planos de diseño y/o detallaje.

Los pernos del tipo de control por tensión se instalarán en sus respectivas conexiones, con una arandela endurecida bajo la tuerca, que será ajustada manualmente, a manera de pre-montaje, luego de inspeccionarse y aprobarse la correcta ubicación de los elementos a conectarse, se enganchará una llave de casquillo especial sobre la tuerca y lengüeta ranurada y se tensará la tuerca hasta que se rompa el extremo de la lengüeta a la tensión requerida.

Durante el montaje, todas las partes a unirse, especialmente las adyacentes a las cabezas de los pernos, tuercas y arandelas, no contendrán rebabas, ni suciedad ni material extraño, que no permita el ajuste adecuado de las partes.

Acabados

- **Pintura:**

Todas las estructuras de acero deberán ser pintadas, Los criterios básicos para seleccionar un sistema de pintura deberán considerar: el uso e importancia de las estructuras, el grado de exposición al medio ambiente (interior, exterior), el grado de agresividad del medio ambiente (seco, húmedo, marino, agentes químicos) y un balance adecuado entre el costo inicial y el costo de mantenimiento.

Las superficies que deberán ser pintadas, se limpiarán de salpicaduras, escorias y óxidos ocasionados por la soldadura, quedarán libres de suciedad, grasa, aceite, partículas sueltas, etc.

Preparación de Superficie: La preparación de superficie se hará como mínimo mediante una limpieza con chorro de material abrasivo, para así obtener una superficie completamente preparada.

Las superficies de contacto entre las planchas a conectarse, no deberán ser pintadas antes del montaje y ajuste de todos los pernos. No están incluidas en esta restricción las superficies bajo la cabeza del perno y la arandela.

La capa de **imprimado** se aplicará una sola mano hasta alcanzar un grosor de capa seca de 75 micrones (3.0 mills), estrictamente en conformidad con las instrucciones del fabricante.

La capa de **acabado** consistirá de una pintura duradera de un grosor suficiente para tapar la capa de imprimado generalmente 75 micrones (3mils), estrictamente en conformidad con las instrucciones del fabricante.

Se suministrará una cantidad suficiente de pintura, para reparar y/o retocar cualquier pintura dañada por las actividades en obra.

- **Inyección de mortero de Cal : Arena**

Toda perforación realizada para la colocación de tirantes, pasadores y/o tensores debe inyectarse con una mezcla de cal y arena.

El tipo de cal a utilizar como aglomerante es la cal apagada. El procedimiento a utilizar para obtener la cal apagada es el siguiente:

- El apagado de la cal viva se practica en un hoyo excavado en el terreno o dentro de una batea de madera o metal.

- Mientras el albañil añade agua, remueve constantemente la mezcla.

- Después cubre con agua el producto obtenido y lo estaciona un mínimo de 48 horas.

Con la cal apagada, se hace un mortero fluido en la siguiente proporción: cal: arena en proporción 1:3 más un 20 % de cemento para ayudar al fraguado.

El material resultante será usado para inyectar agujeros resultantes luego de la colocación de elementos de acero estructural.

- **Limpieza final**

A la finalización de todo trabajo y antes de que sea aceptado, se procederá a la limpieza y se retirará todas los equipos, material sobrante o desgastado, basura, encofrados temporales y restaurará todo las estructuras que hayan sido dañadas o maltratadas durante la ejecución del trabajo, dejando en condiciones aceptables toda la extensión de la zona comprometida los trabajos de reforzamiento.

CAPÍTULO IV.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

Se incluyen en este apartado, a modo de resumen, alguno de los resultados que se han obtenido durante el transcurso de esta investigación y que han sido desarrollados de manera pormenorizada durante los capítulos anteriores.

- Después del análisis realizado a la superestructura de la Catedral de Puno podemos concluir que el coeficiente de seguridad sísmica frente a esfuerzos de compresión se encuentra dentro del rango mayor a 1, mientras que frente a esfuerzos por tracción y por corte son menores a 1, como consecuencia la estructura de la catedral no podría resistir un sismo según el mapa de Riesgo sísmico que existe en el Perú. Esto implicaría la necesaria adopción de medidas de refuerzo en estas zonas
- La superestructura de la catedral de Puno ante sollicitaciones sísmicas especificadas en la norma Peruana, es susceptible a sufrir daños estructurales severos que puedan llevar al colapso general de la estructura.
- El método de evaluación estructural tras la generación de un modelo de la tipología constructiva así como la caracterización de los materiales ha permitido la modelización informática del mismo y su posterior cálculo estructural mediante el método de los elementos finitos. Esta metodología de cálculo aplicada

mediante un modelo informático tridimensional suficientemente preciso nos da información sobre cómo se comporta la estructura ante un esfuerzo sísmico virtual.

- Para evitar los daños que se podrían derivar de la acción sísmica y que pueden provocar el colapso del edificio se propone el refuerzo estructural mediante tensores ubicados en los arcos principales y tirantes ubicados alrededor de los muros laterales. Dicha propuesta disminuye en un gran porcentaje los esfuerzos de tracción en estos elementos, de esta manera se puede evitar las fallas estructurales.
- Desde el punto de vista del patrimonio, nuestra sociedad actual no permite la pérdida irreparable de los bienes patrimoniales que llegando hasta nuestros días, son muestra y reflejo de los valores de las comunidades en los que estos se insertan. Debe evitarse esta pérdida, ya no por los posibles defectos de conservación y mantenimiento que pueden presentarse y que a la postre son subsanables, sino incluso por lo que podrían ser “causas de fuerza mayor” como puede ser un movimiento sísmico de determinada intensidad.
- Los datos sísmicos especificados por la norma Peruana han permitido la generación de un espectro de respuesta bajo el que se ha podido comprobar la estabilidad de la estructura revelando aquellas zonas que van a verse más solicitadas a esfuerzos de tracción y compresión.

4.2. Recomendaciones

- Los estudios preliminares sobre la configuración de un edificio histórico nos sirven de base para la comprensión del complejo organismo estructural, dando paso posteriormente a los análisis y ensayos específicos más adecuados que conduzcan a tomar las decisiones acertadas en caso que debamos proceder a su intervención. Uno de los objetivos es la caracterización del modelo estructural, así como la determinación de su capacidad resistente y propiedades de sus materiales constitutivos a partir de ensayos específicos. Para ello, recomendamos la realización de ensayos no destructivos puesto que la mayoría de las construcciones antiguas sobre las que se interviene tienen un gran valor histórico artístico. Además de los más habituales ensayos, que aportan información sobre las propiedades resistentes de los materiales, consideramos de gran importancia recurrir a otros ensayos específicos cuya información en este caso resulta fundamental ya que nos permite la caracterización del comportamiento de la estructura frente a esfuerzos horizontales. Nos referimos a la medida de la frecuencia natural de vibración de la estructura mediante un acelerómetro, estando esta exclusivamente sometida a la vibración ambiental.
- Es necesario realizar un análisis minucioso de zonas de posible falla para encontrar un método más adecuado de reforzamiento de la estructura y así poder evitar futuros daños estructurales, ello debería realizarse mediante un análisis no lineal lo que implica hacer análisis simplificados y no globales como es este caso.
- En necesario inmiscuir a la Ingeniería civil el término de prevención, por ello es necesario continuar con este tipo de estudios en diversas estructuras que vienen a ser parte de nuestro patrimonio cultural que poseemos.

4.3. Líneas de investigación futuras

Incluimos a continuación una serie de líneas de investigación que se plantean como consecuencia del desarrollo de la investigación que se recoge en la presente tesis, líneas de trabajo con las que se busca continuar con la labor emprendida.

- Una vez realizado el modelo global y en función del comportamiento estático y dinámico del mismo, puede llegar a estudiarse a una menor escala la diferente tipología de elementos estructurales mediante un análisis no lineal y así se podría proponer con mayor detalle futuros sistemas de reforzamiento.
- Se puede realizar estudios del comportamiento de elementos estructurales usando micro modelos detallados con la adición de elementos del tipo interface.
- Se propone realizar un estudio Geotécnico detallado para la evaluación de la subestructura de la catedral de Puno, de esta manera proponer soluciones constructivas de refuerzo y estabilización lateral del conjunto estructural.
- Es indispensable la incursión de la Ingeniería Civil al tema de mantenimiento y conservación de monumentos históricos, ya que ello no es solo una tarea del Arquitecto, como consecuencia se pone como base el presente trabajo de investigación para poder desarrollar investigaciones futuras y similares a monumentos históricos de la época prehispánica y colonial existente en nuestra región.

BIBLIOGRAFÍA

Libros

- Boresi, A. P., “ADVANCED MECHANICS OF MATERIALS” Fifth Edition; John Wiley & Sons, Inc (1993)
- Celigüeta Lizarza, Juan T.; MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS PARA ANÁLISIS ESTRUCTURAL, España, (2011) – Cuarta Edición.
- Chopra, A.K., “Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering” Fourth Edition; Prentice – HALL International Series (2008)
- Clough, R. W.; “THE FINITE ELEMENT METHOD IN PLANE STRESS ANALYSIS”, ASCE Conf. On Electronic Computations. (1960)
- Cook, R. D.; “CONCEPTS AND APLICACIONES OF FINITE ELEMENT ANALYSIS ” Tercera Edicion; John Wiley & Sons, Inc (1989)
- Herraiz Sarachanga, Miguel; CONCEPTOS BÁSICOS DE SISMOLOGÍA PARA INGENIEROS, Centro Peruano Japones de Investigaciones símicas y Mitigación de desastres, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú. (1997)
- Ignacio Frisancho Pineda; LA CATEDRAL DE PUNO, HISTORIA DOCUMENTADA, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, Lima, Peru (1999).
- Irons, B. M.; Zienkiewicz, O.C.; “LOS SISTEMAS DE ELEMENTOS FINITOS ISOPARAMETRICOS – UN NUEVO CONCEPTO EN EL

ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS” Royal Aeronautical Society London. (1968)

- McGuire, W.; Gallagher, R. H.; Ziemian, R.D.; “MATRIX STRUCTURAL ANALYSIS” Second Edition; John Wiley & Sons, Inc (2000)
- Meli, Roberto; INGENIERÍA ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS HISTÓRICOS; Fundacion ICA. A.C. Mexico – 1ra Edición. (1998)
- Meli, Roberto; DISEÑO ESTRUCTURAL; Editorial LIMUSA, Mexico D.F. (1985).
- Popov, E. P., “ENGINEERING MECHANICS OF SOLIDS” Prentice – Hall, (1990)
- Torroja, Eduardo; RAZON Y SER DE LOS TIPOS ESTRUCTURALES; España
- Wilson, E. L., “THREE DIMENSIONAL STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS OF STRUCTURES” Fourth Edition (2008)

Tesis y Artículos de Investigación.

- Ana M. Bolaños Luna, Omar M. Monroy Concha; ESPECTROS DE PELIGRO SISMICO UNIFORME; Pontificia Universidad Catolica del Peru, Lima, 2004.
- Carla Angela Figueroa Esquinca, VULNERABILIDAD SÍSMICA EN IGLESIAS MEXICANAS. CASO DE ESTUDIO: TEMPLO DE SANTA LUCIA, SCLC, CHIAPAS.”, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Chiapas, México. (2009).
- Diogo Simões do Amaral Coutinho. SEISMIC ANALYSIS AND STRENGTHENING OF MALLORCA CATHEDRAL, Universitat Politècnica de Catalunya, España. (2010).

- J. Olarte, R. Proaño, H. Scaletti, M. Torres, C. Zavala, EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA CATEDRAL DEL CUSCO, Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, Cusco, Perú (2007)
- MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PUNO, " Plan de desarrollo Urbano de la ciudad de Puno 2008-2012" (2008)
- R. Proaño, H. Scaletti, C. Zavala, J. Olarte, L. Quiroz, M. Castro Cuba, F. Lazares, M. Rodriguez, SEISMIC VULNERABILITY OF LIMA CATHEDRAL, PERU, Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, Lima, Perú (2007)
- S. Ivorra, E. Segovia, R. Irlés, F. Pallarés; SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL VOLTEO DE CAMPANAS TRADICIONAL EN ESPAÑA; España
- Turner, M. J., Clough, R. W. 1956; "STIFFNESS AND DEFLECTION ANALYSIS OF COMPLEX STRUCTURES" J. Aeronaut Sc. V.23, N.6, PP 805-823.

Memorias de congresos

- II Congreso Internacional de Arquitectos y Técnicos de Monumentos Históricos; CARTA INTERNACIONAL SOBRE LA CONSERVACION Y RESTAURACIÓN DE MONUMENTOS Y SITIOS (Carta de Venecia 1964); Conseil Internaticonal des Monuments et des Sites, Venecia (1964).

Normas y Reglamentos.

- Reglamento Nacional de Edificaciones; NORMA E.020 – CARGAS; D.S. No 011-2006-VIVIENDA.
- Reglamento Nacional de Edificaciones; NORMA E.030 – DISEÑO SISMORRESISTENTE; D.S. No 011-2006-VIVIENDA.

ANEXOS

- ANEXO 01: ENSAYO DE CONSTANTES ELASTICOS
- ANEXO 02. ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE
- ANEXO 03. ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS DE REFERENCIA
- ANEXO 04. RESUMEN DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON SOFTWARE CSI SAP2000 (Structural Analysis Program)
- ANEXO 05. DISEÑO DE ELEMENTOS DE REFUERZO
- ANEXO 06. PLANOS DE ARQUITECTURA
- ANEXO 07. PLANOS DE REFORZAMIENTO



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA****Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica**
Laboratorio de Mecánica de Rocas

Lima 07 de Julio de 2014

Informe N° 125/14/LMR/UNI

Señor
DENNIS HERIBERTO APAZA CRUZ
Presente.-

De nuestra consideración

Sírvanse encontrar adjunto los resultados de los ensayos del Laboratorio de Mecánica de Rocas correspondientes al proyecto "Evaluación de la Seguridad Sísmica en la Superestructura de la Catedral de Puno". Ubicado en el Distrito de Puno, Provincia Puno, Departamento Puno.

Atentamente


Ing. Elvis Valencia Chávez
Jefe del Laboratorio de Mecánica de Rocas
Universidad Nacional de Ingeniería



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica
Laboratorio de Mecánica de Rocas

INFORME N° 125/14/LMR/UNI

ENSAYOS DE CONSTANTES ELASTICAS



Av. Túpac Amará N° 210, Lima 25, Apartado 1301-Perú
Telefax: (511) 382-4557 e-mail: lmrfigmm@uni.edu.pe

pág. 2



Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica
Laboratorio de Mecánica de Rocas

Informe: N° 125/14/LMR/UNI
Empresa: DENNIS HERIBERTO APAZA CRUZ
Proyecto: "Evaluación de la Seguridad Sísmica en la Superestructura de la Catedral de Puno".
Fecha: 07 de Julio 2014

ENSAYOS DE CONSTANTES ELASTICAS.

Los ensayos se realizaron según la norma ASTM D3148

Los resultados son los siguientes:

| <i>Muestra</i> | <i>Modulo de Young (GPa)</i> | <i>Relación de Poisson</i> |
|----------------|------------------------------|----------------------------|
| M-1 MURO NORTE | 2.43 | 0.34 |
| M-2 MURO OESTE | 2.83 | 0.34 |

Nota:

- La empresa solicitante es responsable de la toma de muestra en campo.
- La información correspondiente a las muestras fue proporcionada por el cliente.


 Ing. Elvis Valencia Chávez
 Jefe del Laboratorio de Mecánica de Rocas
 Universidad Nacional de Ingeniería



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica
Laboratorio de Mecánica de Rocas



GRAFICOS

CONSTANTES ELASTICAS

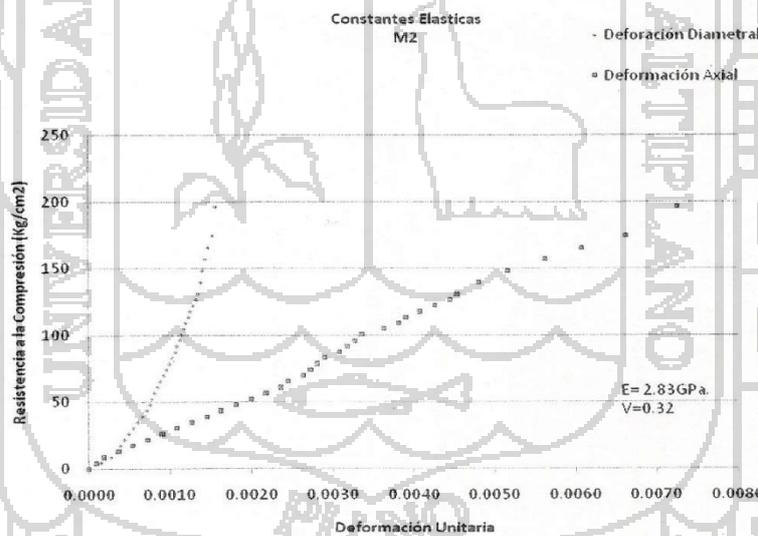
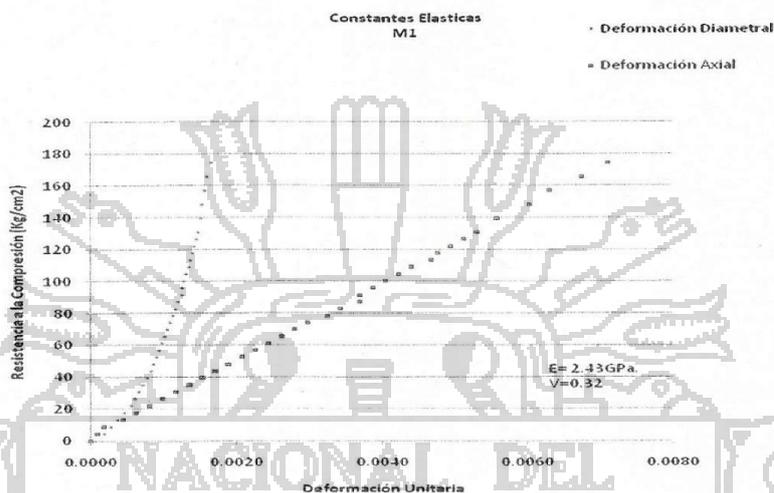
Av. Túpac Amará N° 210, Lima 25, Apartado 1301-Perú
Telefax: (511) 382-4557 e-mail: lmrfigmm@uni.edu.pe

pág. 4



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica
Laboratorio de Mecánica de Rocas



Av. Túpac Amará N° 210, Lima 25, Apartado 1301-Perú
Telefax: (511) 382-4557 e-mail: lmfigmm@uni.edu.pe

pág. 5

JR. AYACUCHO N° 616 – BARRIO SAN
ANTONIO





ENSAYO DE CORTE DIRECTO (NORMA ASTM - D3080-98)

PROYECTO: CONSTRUCCION DE HOSPEDAJE FAMILIAR
 SOLICITANTE: SRI ARMANDO SANTIAGO TOLEDO BARRIGA
 UBICACION: DEP. PUNO, PROV. PUNO, DIST. PUNO, CIUDAD DE PUNO
 LUGAR: JR. AYACUCHO N° 616 DEL BARRIO SAN ANTONIO
 CALIDAD DE MATERIALES: C2

FECHA: Mayo, 2012
 TECNICO:
 ING. RESPONSABLE: E.P.A.
 PAGINA N° 01.00

CARACTERISTICAS FISICAS DE LA MUESTRA Y DEL ENSAYO

| Datos | ESPECIMEN 01 | | ESPECIMEN 02 | | ESPECIMEN 03 | |
|--|--------------|-------|--------------|-------|--------------|-------|
| | Inicial | Final | Inicial | Final | Inicial | Final |
| Alargamiento (%) | 2.50 | 2.50 | 2.50 | 2.50 | 2.50 | 2.50 |
| Diámetro (mm) | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 |
| Volumen (cm ³) | 45.25 | 45.25 | 45.25 | 45.25 | 45.25 | 45.25 |
| Peso (gr) | 87.48 | 87.48 | 88.28 | 88.28 | 86.28 | 86.28 |
| Peso Especifico (gr/cm ³) | 1.78 | 1.78 | 1.80 | 1.80 | 1.76 | 1.76 |
| Densidad (gr/cm ³) | | | | | | |
| CONTROL DE HUMEDAD AL MOMENTO DE ENSAYO | | | | | | |
| MOLEDA | 01 | | | | | |
| PESO DE LA TARA (gr) | 13.66 | | 15.93 | | 15.2 | |
| PESI + TARA (gr) | 133.02 | | 131.32 | | 133.82 | |
| PESI + TARA (gr) | 106.90 | | 125.32 | | 112.32 | |
| Humedad (%) | 27.95% | | 22.65% | | 24.55% | |

FREDDY PASTOR CRUZ
 INGENIERO GEÓLOGO
 CIP 12345



ENSAYO DE CORTE DIRECTO (NORMA ASTM - D3080-98)

PROYECTO: CONSTRUCCION DE HOSPEDALE FAMILIAR
 SOLICITANTE: SR. ARMANDO SANTIAGO TOLEDO BARRIGA
 UBICACION: DEP. PUNO, PROV. PUNO, DIST. PUNO, CIUDAD DE PUNO
 LUGAR: JIRIVACUCHO N.º 6 DE. BAR. O SAN ANTONIO
 CANTON: CANTON ESTRATO N.º 2

FECHA: Mayo, 2012
 TECNICO:
 INGRESOSABLE: I.P.A.
 PAGINA N.º: 01/00

| ENSAYO DE CORTE DIRECTO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|----------|-----|----|----|--------------|------|-------|--------|---------|---------------|----------|-----|----|----|------|------|-------|--------|---------|---------------|----------|-----|----|----|------|------|-------|--------|---------|
| ESPECIMEN 01 | | | | | ESPECIMEN 02 | | | | | ESPECIMEN 03 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0.50 - 75 | | | | | 1 - 38 | | | | | 2 - 286 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Esfera Normal | 150(100) | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 | Esfera Normal | 150(100) | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 | Esfera Normal | 150(100) | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 |
| Diámetro | 150 | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 | Diámetro | 150 | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 | Diámetro | 150 | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 |
| Alto | 150 | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 | Alto | 150 | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 | Alto | 150 | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 |
| Superficie | 150 | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 | Superficie | 150 | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 | Superficie | 150 | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 |
| Superficie | 150 | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 | Superficie | 150 | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 | Superficie | 150 | 100 | 50 | 25 | 12.5 | 6.25 | 3.125 | 1.5625 | 0.78125 |
| <p>Validez de Ensayo: 0.50 mm/mín</p> <p>Tiempo de Consolidación: 0.80</p> <p>0.50 "Gras</p> <p>Estado de la Muestra: Ensayado</p> <p>Ángulo de fricción (φ): 14.0</p> <p>Humedad Natural del Campo: 10.00%</p> <p>Clasificación del Suelo: SUCS = SC</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <p>INGENIERO GEOLOGO</p> <p>CRISTOPHER CRUZ</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

4

ENSAJO DE CORTE DIRECTO (NORMA ASTM - D3080-98)
 PROYECTO: CONSTRUCCION DE HOSPEDAJE FAMILIAR
 SOLICITANTE: SR. ARMANDO SANTIAGO TOLEDO BARRIGA
 UBICACION: DEPT. PUNO, PROV. PUNO, DIST. PUNO, CIUDAD DE PUNO
 LUGAR: SR. AVACUCHO NSQ.E.9 DE. BARRIO SAN ANTONIO
 CALIFICACION: ESTRUCTURA N.º 02

FECHA: Mayo, 2012
 TECNICO: INGENIERO RESPONSABLE: I.P.C.
 PAGINA N.º: 01 de 01



FRDY PASTOR CRUZ
 INGENIERO GEOLÓGO
 CIP: 141405



CAPACIDAD PORTANTE

PROYECTO: CONSTRUCCION DE HOSPEDAJE TURISTICO
 SOLICITANTE: SR. ARMANDO SANTIAGO LOPEZ BARRICA
 UBICACION: DEPT. PUNO, PROV. PUNO, DISTR. PUNO, CIUDAD DE PUNO
 LUGAR: JR. AYACUCHO NRO 616 DEL BARRIO SAN ANTONIO
 CALICATA N° 01 ESTRATO N° 02
 FECHA: MAYO 2012
 OPERADOR: ING. RESPONSA

| CARACTERISTICAS DE CIMENTACION | | | |
|---------------------------------------|-----------------|-----------------------------------|-------------|
| Df = 2.8 | B = 1.5 | L = 2 | 4 Grados |
| Profundidad (m) | Ancho (m) | largo (m) | Inclinacion |
| PROPIEDADES MECANICAS DE LABORATORIO | | PROPIEDADES MECANICAS DE TRIAXIAL | |
| Densidad Minima | 1.33 gr/cc | Cohesion | 0.221 |
| Densidad Natural | 1.74 gr/cc | Angulo Friccion Interna | 19.000 |
| Densidad Maxima | 1.88 gr/cc | Factor de Seguridad | 3.000 |
| Factores de Capacidad (Nc, Nq, Ny): | | PERFIL DE CALICATA | |
| Nc= 13.93 | Limite Liquido | M-01 | 0.0 |
| Ny= 4.68 | Indice plastico | M-02 | 200.0 |
| Nq= 5.80 | % pasa N° 200 | M-03 | 300.0 |
| | Hum. Natural | M-04 | 0.0 |
| | | NIVEL FRIATICO (m) | |

| Características de la Zapata | | | | Factores de Carga | | | Carga admisible | |
|------------------------------|------|------|--------|-------------------|------|------|-----------------|--------|
| Df | B | L | AFI Ø' | Nc | Ny | Nq | | |
| 2.00 | 1.50 | 2.00 | 19.00 | 13.93 | 4.68 | 5.80 | 1.99 | kg/cm2 |
| 2.13 | 1.50 | 2.00 | 19.00 | 13.93 | 4.68 | 5.80 | 2.43 | 1.0 |
| 2.25 | 1.50 | 2.00 | 19.00 | 13.93 | 4.68 | 5.80 | 2.47 | 1.2 |
| 2.38 | 1.50 | 2.00 | 19.00 | 13.93 | 4.68 | 5.80 | 2.52 | 1.3 |
| 2.50 | 1.50 | 2.00 | 19.00 | 13.93 | 4.68 | 5.80 | 2.56 | 1.3 |
| 2.63 | 1.50 | 2.00 | 19.00 | 13.93 | 4.68 | 5.80 | 2.60 | 1.3 |
| 2.75 | 1.50 | 2.00 | 19.00 | 13.93 | 4.68 | 5.80 | 2.64 | 1.3 |
| 2.88 | 1.50 | 2.00 | 19.00 | 13.93 | 4.68 | 5.80 | 2.69 | 1.3 |
| 3.00 | 1.50 | 2.00 | 19.00 | 13.93 | 4.68 | 5.80 | 2.73 | 1.4 |

$$q_0 = C N_c S_c i_c d_c + y N_q S_q i_q d_q + ((yB)/2) N_y S_y i_y d_y$$

| | | | |
|--|------------|---|---|
| $d_c = d_q \cdot \frac{1 + d_q}{N_c \tan \phi}$ | $\phi > 0$ | $\frac{X_c}{N_c} \cdot \frac{X_q}{N_q} \cdot \frac{X_y}{N_y}$ | $i_q = (1 - \phi/\phi)^2 = \frac{ic}{ic}$ |
| $d_q = 1 + 2 \lg \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right) \cdot D/B$ | $d_y = 1$ | $\frac{S_c}{d_c} \cdot \frac{S_q}{d_q} \cdot \frac{S_y}{d_y}$ | $i_y = (1 - \phi/\phi)^2$ |

$S_c = 1 + \frac{B N_q}{B}$ $S_q = 1 + \frac{B}{L} \lg \phi$ $S_y = 1 - 0.40$
 Df = Profundidad de Excavacion
 B = Ancho de la Zapata
 L = Longitud de la Zapata
 Ø = Angulo de Friccion Interna
 Ii = Factores de forma de inclinacion
 di = Factores de Forma de Profundidad

Ni = Factores de capacidad de carga que depende de Ø (dimensionales)
 Si = Factores de forma de Seguridad

FREDY PASTOR CRUZ
 INGENIERO GEOLÓGO



42

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO CONSTRUCCION DE HOSPIDAL FAMILIAR
 SOLICITANTE SR. ARMANDO SANCHEZ TORIBIO BARRIGA
 UBICACION DEP. PUNO PROV. PUNO DISTR. PUNO CIUDAD DE PUNO
 LUGAR JR. AYACUCHO NRO 816 DEL BARRIO SAN ANTONIO
 CALIGATA N° 01 ESTRATO N° 02

FECHA MAYO 2012
 TECNICO JEFE LAB ING RESP FPC
 CODIGO F.P.C. 001

PROCEDENCIA DEL MATERIAL : CALGATA REGISTRO N° 02

NORMA : ASTM D422, AASHTO T88, MTC E-107

| N° DE MALLAS EN SERIE | ABERTURA DE MALLAS (mm) | TIPO DE MATERIAL | % RETENIDO PARCIAL | % RETENIDO ACUMULADO | % QUE PASA |
|-----------------------|-------------------------|------------------|--------------------|----------------------|------------|
| 3" | 76.200 | | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 2 1/2" | 63.500 | | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 2" | 50.800 | | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1 1/2" | 38.100 | 324.0 | 16.31 | 16.31 | 83.69 |
| 1" | 25.400 | 112.0 | 5.64 | 21.94 | 78.06 |
| 3/4" | 19.050 | 108.0 | 9.96 | 31.91 | 68.09 |
| 1/2" | 12.500 | 88.0 | 4.43 | 36.34 | 63.66 |
| 3/8" | 9.525 | 109.0 | 5.49 | 41.82 | 58.18 |
| 1/4" | 6.350 | | 0.00 | 41.82 | 58.18 |
| N° 4 | 4.750 | 165.0 | 8.30 | 50.13 | 49.87 |
| N° 6 | 3.350 | | 0.00 | 50.13 | 49.87 |
| N° 8 | 2.380 | | 0.00 | 50.13 | 49.87 |
| N° 10 | 2.000 | 87.0 | 4.38 | 54.50 | 45.50 |
| N° 16 | 1.190 | | 0.00 | 54.50 | 45.50 |
| N° 20 | 0.850 | 98.0 | 4.93 | 59.44 | 40.56 |
| N° 30 | 0.600 | | 0.00 | 59.44 | 40.56 |
| N° 40 | 0.425 | 77.0 | 3.88 | 63.31 | 36.69 |
| N° 50 | 0.297 | | 0.00 | 63.31 | 36.69 |
| N° 60 | 0.250 | | 0.00 | 63.31 | 36.69 |
| N° 100 | 0.149 | 85.0 | 4.28 | 67.59 | 32.41 |
| N° 200 | 0.074 | 98.0 | 4.93 | 72.52 | 27.48 |
| 200 | | 546.0 | 27.48 | 100.00 | |

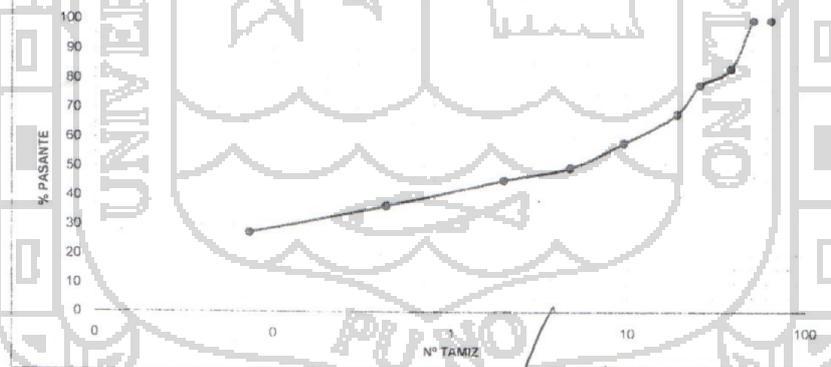
RESULTADOS DE ENSAYOS
 Peso Inicial : 1987 Gr.
 Peso Fraccion :
 K= Constante : 0.00
 Limite Liquido : 39.16%
 Limite Plastico : 19.10%
 Indice Plastico : 20.07%

CLASIFICACION
 AASHTO :
 SUCS : GC

Pe grava :
 :
 :

Observaciones

GRAFICA DE GRANULOMETRIA



FREDDY PASTOR CRUZ
 INGENIERO GEOLOGO
 R.P. 101605



45

ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS

PROYECTO CONSTRUCCION DE HOSPI DAJI FAMILIAR
 SOLICITANTE SR ARMANDO SANTIAGO LOPEZ HARRIGA
 UBICACION DE P. PUNO PROV PUNO DISTR PUNO CIUDAD DE PUNO
 LUGAR JR. AYACUCHO NRO 616 DE EL BARRIO SAN ANTONIO
 CALICATA N° 01 ESTRATO N° 02
 FECHA MAYO 2012
 TECNICO
 CODIGO F.P.C. 001

| HUMEDAD NATURAL | | | |
|-------------------|-------|--------|--------|
| Nro. De Tarro | grs | 504 | 508 |
| T. + Suelo Húmedo | C grs | 109.00 | 121.00 |
| T. + Suelo Seco | grs | 27.50 | 27.50 |
| Agua | grs | 21.50 | 26.00 |
| Peso del Tarro | C grs | 6.98 | 6.34 |
| Suelo Seco | C grs | 80.52 | 90.86 |
| % de Humedad | % | 26.70 | 28.88 |

| LIMITE LIQUIDO | | | | |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|
| Nro. De Tarro | | 265 | 277 | 287 |
| T. + Suelo Húmedo | C grs | 26.80 | 27.40 | 26.40 |
| T. + Suelo Seco | grs | 23.50 | 23.70 | 22.50 |
| Agua | grs | 3.30 | 3.70 | 3.90 |
| Peso del Tarro | C grs | 13.80 | 13.99 | 13.30 |
| Suelo Seco | grs | 9.70 | 9.71 | 9.20 |
| % de Humedad | % | 34.02 | 38.11 | 42.39 |
| Nro. De Golpes | nº | 44 | 29 | 13 |

| LIMITE PLASTICO | | | |
|-------------------|-------|-------|-------|
| Nro. De Tarro | grs | 111 | 112 |
| T. + Suelo Húmedo | C grs | 8.00 | 8.12 |
| T. + Suelo Seco | grs | 7.42 | 7.52 |
| Agua | grs | 0.58 | 0.60 |
| Peso del Tarro | C grs | 4.40 | 4.36 |
| Suelo Seco | C grs | 3.02 | 3.16 |
| % de Humedad | % | 19.21 | 18.99 |

DETERMINACION DEL INDICE PLASTICO
 L.L. = 39.16 % L.P. = 19.10 % I.P. = 20.07 %



FREY PASTOR CRUZ
 INGENIERO GEÓLOGO
 512 211505

76

PERFIL ESTRATIGRAFICO

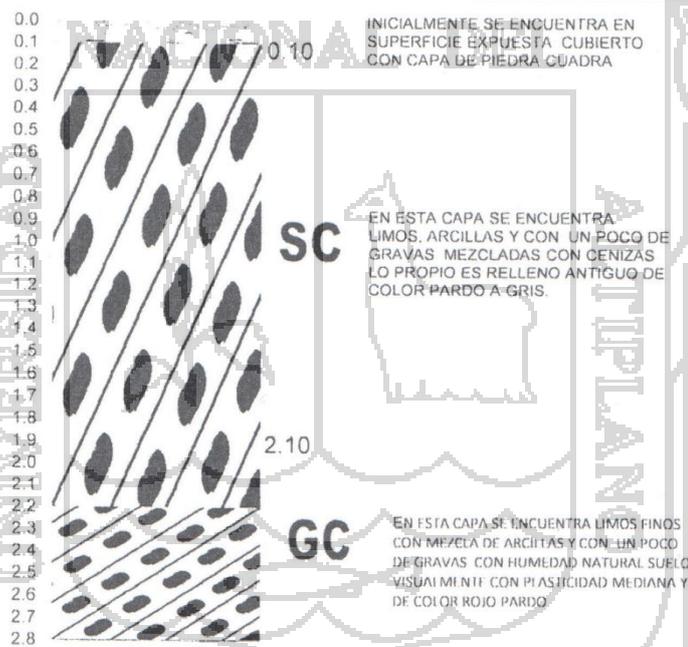
PROYECTO: CONSTRUCCION DE FOSAS DE AJE FAMILIAR
 SOLICITANTE: SR. ARMANDO SANTIAGO LOPEZ HERRERA
 UBICACION: D.E.P. PUNO PROV. PUNO DIST. PUNO CIUDAD DE PUNO
 LUGAR: JR. AYACUCHO NRO. 516 DEL BAJO SAN ANTONIO
 FECHA: MAYO 2012
 TECNICO:
 ING. RESP. FPC

CALICATA Nº 01

| Calicata Nº-01 (cm.) |
|----------------------|
| M-01 0.0 |
| M-02 10.0 |
| M-03 220.0 |
| M-04 |
| M-05 |

| | |
|----------------|---------|
| LADO | S |
| NIVEL FRACTICO | N.P. cm |
| | |
| | |

| Df (m) | SIMBOLOGIA | E | CLASIFICACION | DESCRIPCION |
|--------|------------|---|---------------|-------------|
|--------|------------|---|---------------|-------------|

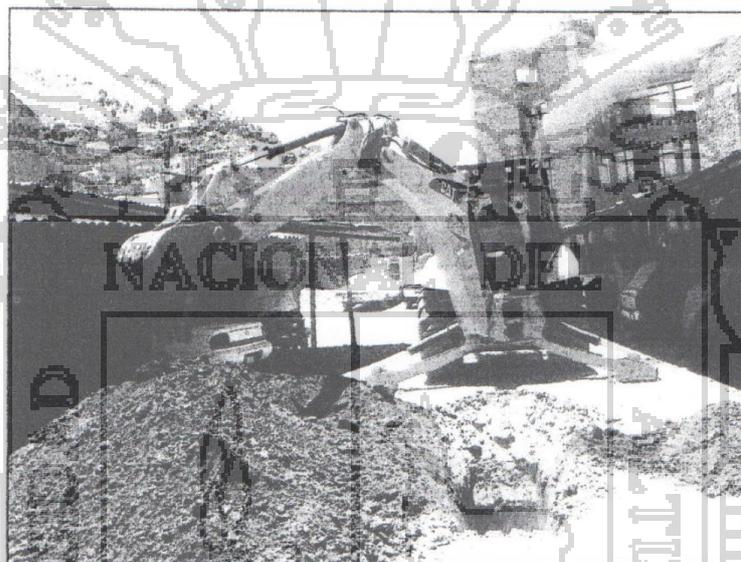


FREDDY PASTOR CRUZ
 INGENIERO GEOLOGO
 CEP 101605



PROYECTO: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE
FAMILY HOUSE SAC"

**PROPIEDAD DE INMUEBLE FAMILY
HOUSE SAC.
"CONDE DE LEMOS"**



PROYECTO:

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIONES DEL INMUEBLE FAMILY HOUSE SAC.

LUGAR : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOQUINE

UBICACIÓN : DISTRITO PROV. PUNO REGION PUNO

MARZO DE 2014

PUNO- PERU



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685

GEOTECNIA INGENIERIA SRL



GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel.950-031842 - 951-993616 RPM°0209187
E-mail.moisesaraca@hotmail.com



PROYECTO: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE
"FAMILY HOUSE SAC"



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685

GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA Nº 119-A Cel. 950-031842 - 951-993616 RPM*0209187
E-mail.moisesaraca@hotmail.com

PERFIL ESTRATIGRAFICO

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE FAMILY HOUSE SAC
UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE Nº 520 BARRIO AZOGUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC. FECHA : 04 DE MARZO DE 2014
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION G-1 ING. RESPONSABLE : M.A.CH.

| Prof. (m) | GRAFICA | Nº DE MUESTRA | SIMBOLGIA | DESCRIPCION |
|-----------|---------|---------------|-----------|--|
| 0.10 | | | | |
| 0.20 | | | | |
| 0.30 | | | | |
| 0.40 | | | | |
| 0.50 | | M-0 | PI | superficialmente cubierto de material relleno limoso con intercalaciones de material organico o desechos organicos |
| 0.60 | | | | |
| 0.70 | | | | |
| 0.80 | | | | |
| 0.90 | | | | |
| 1.00 | | | | |
| 1.10 | | | | |
| 1.20 | | | | |
| 1.30 | | M-01 | ML | Tipo de estrato es limo inorganico de baja plasticidad de color gris pardo rojizo en estado semi compacto |
| 1.40 | | | | |
| 1.50 | | | | |
| 1.60 | | | | |
| 1.70 | | | | |
| 1.80 | | | | |
| 1.90 | | | | |
| 2.00 | | | | |
| 2.10 | | | | |
| 2.20 | | | | |
| 2.30 | | | | |
| 2.40 | | | | |
| 2.50 | | M-02 | SC | Tipo de estrato es arena limosa de color gris pardo rojizo en estado semi compacto sin presencia de nivel freatico |
| 2.60 | | | | |
| 2.70 | | | | |
| 2.80 | | | | |
| 2.90 | | | | |
| 3.00 | | | | |
| 3.10 | | | | |
| 3.20 | | | | |
| 3.30 | | | | |
| 3.40 | | | | |
| 3.50 | | | | |
| 3.60 | | | | |
| 3.70 | | | | |
| 3.80 | | | | |
| 3.90 | | | | |
| 4.00 | | | | |
| 4.10 | | | | |
| 4.20 | | | | |
| 4.30 | | | | |
| 4.40 | | | | |
| 4.50 | | | | |
| 4.60 | | | | |
| 4.70 | | | | |
| 4.80 | | | | |
| 4.90 | | | | |
| 5.00 | | | | |
| 5.10 | | | | |

Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



**GEOTECNIA
INGENIERIA SRL**

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel. 950-031842 - 951-993616 RPM*0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

HUMEDAD NATURAL

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE FAMILY HOUSE SAC
UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOQUINE DIST. PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-1 M-1
CALICATA : C-01
FECHA : 5 DE MARZO DE 2014
PROFUNDIDA : 1.30 - 3.00 m.
NIVEL FREÁTICO : 1.90 m.
ING. RESPONSABLE : M.A.CH

| Descripcion | M-1 | M-2 | | |
|----------------------------|--------------|--------------|-------|-------|
| Nº de Tara | 00 | 01 | | |
| Peso suelo humedo + Tara | 475.00 | 404.10 | | |
| Peso del suelo seco + Tara | 382.50 | 347.70 | | |
| Peso del agua | 92.50 | 56.40 | | |
| Peso de la Tara | 0.00 | 0.00 | | |
| Peso del suelo seco | 382.50 | 347.70 | | |
| % de humedad | 24.18 | 16.22 | | |
| ***** | ***** | ***** | ***** | ***** |

 Moises Araca Chila
INGENIERO CIVIL
CIP 9665



GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

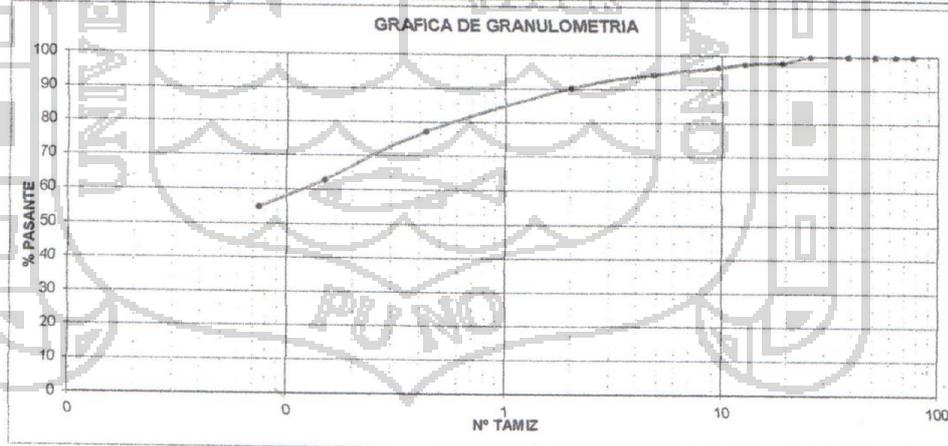
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel. 950-031842 - 951-993616 RPM°0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE FAMILY HOUSE SAC
UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOQUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-1 M-1
FECHA : 5 DE MARZO DE 2014

PROFUNDIDA(m.) : 1.30 - 3.00 m.
NIVEL FREATICO : 1.70 m.
ING. RESPONSABLE : M.A.CH

| N° DE MALLAS | ABERT. DE MALL (mm) | PESO RETENIDO | % RET. PARCIAL | % RET. ACUMUL | % QUE PASA | ESPECIFICACIONES | NORMA : ASTM D422 |
|--------------|---------------------|---------------|----------------|---------------|------------|------------------|-----------------------------|
| 3" | 76.200 | | | 0.000 | 100.00 | | Peso Inicial : 0,626.30 Gr. |
| 2 1/2" | 63.500 | | 0.000 | 0.000 | 100.00 | | Limite Liquido : 33.03% |
| 2" | 50.800 | | 0.000 | 0.000 | 100.00 | | Limite Plastico : 23.68% |
| 1 1/2" | 38.100 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 100.00 | | Indice Plastico : 9.35% |
| 1" | 25.400 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 100.00 | | |
| 3/4" | 19.050 | 11.70 | 1.868 | 1.868 | 98.13 | | |
| 1/2" | 12.700 | 3.50 | 0.559 | 2.427 | 97.57 | | |
| 3/8" | 9.525 | 6.60 | 1.054 | 3.481 | 96.52 | | CLASIFICACION |
| 1/4" | 6.350 | | 0.000 | 3.481 | 96.52 | | AASHTO : A-4 (4) |
| N° 4 | 4.760 | 13.60 | 2.171 | 5.652 | 94.35 | | SUCS : ML |
| N° 6 | 3.360 | | 0.000 | 5.652 | 94.35 | | Hum. Natural : |
| N° 8 | 2.380 | | 0.000 | 5.652 | 94.35 | | |
| N° 10 | 2.000 | 25.30 | 4.040 | 9.692 | 90.31 | | |
| N° 16 | 1.190 | | 0.000 | 9.692 | 90.31 | | |
| N° 20 | 0.840 | 38.20 | 6.099 | 15.791 | 84.21 | | CLASIFICACION |
| N° 30 | 0.590 | | 0.000 | 15.791 | 84.21 | | |
| N° 40 | 0.426 | 43.60 | 6.993 | 22.785 | 77.22 | | |
| N° 50 | 0.297 | | 0.000 | 22.785 | 77.22 | | Observaciones : |
| N° 60 | 0.177 | | 0.000 | 22.785 | 77.22 | | |
| N° 100 | 0.149 | 89.20 | 14.242 | 37.027 | 62.97 | | |
| N° 200 | 0.074 | 50.50 | 8.063 | 45.090 | 54.91 | | |
| -200 | | 343.90 | 54.910 | 100.000 | - | | |




Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685

GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel. 950-031842 - 951-993616 RPM°0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

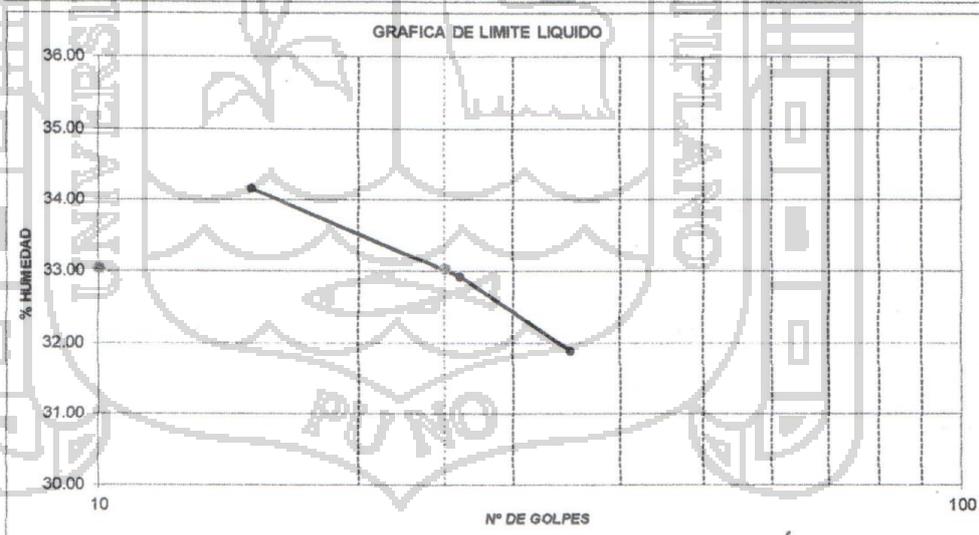
ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE FAMILY HOUSE SAC
UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOQUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-1 M=1
FECHA : 5 DE MARZO DE 2014
PROFUNDIDA(m.) : 1.30 - 3.00 m.
NIVEL FREATICO : 1.70 m.
ING. RESPONSABLE : M.A.CH

| LIMITE LIQUIDO | | | | |
|-------------------|-----|-------|-------|-------|
| Nro. De Tara | | M | F | R |
| T. + Suelo Húmedo | Gr. | 37.21 | 34.15 | 33.79 |
| T. + Suelo Seco | Gr. | 30.93 | 28.45 | 28.02 |
| Agua | Gr. | 6.28 | 5.70 | 5.77 |
| Peso del Tara | Gr. | 11.24 | 11.14 | 11.13 |
| Suelo Seco | Gr. | 19.69 | 17.31 | 16.89 |
| % de Humedad | | 31.89 | 32.93 | 34.16 |
| Nro. De Golpes | | 35 | 26 | 15 |

| LIMITE PLASTICO | | | | |
|-------------------|-----|-------|-------|--|
| Nro. De Tara | | E | I | |
| T. + Suelo Húmedo | Gr. | 16.89 | 15.26 | |
| T. + Suelo Seco | Gr. | 14.47 | 13.15 | |
| Agua | Gr. | 2.42 | 2.11 | |
| Peso del Tara | Gr. | 4.24 | 4.25 | |
| Suelo Seco | Gr. | 10.23 | 8.90 | |
| % de Humedad | | 23.66 | 23.71 | |

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO
L.L. = 33.03 % L.P. = 23.68 % I.P. = 9.35 %



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

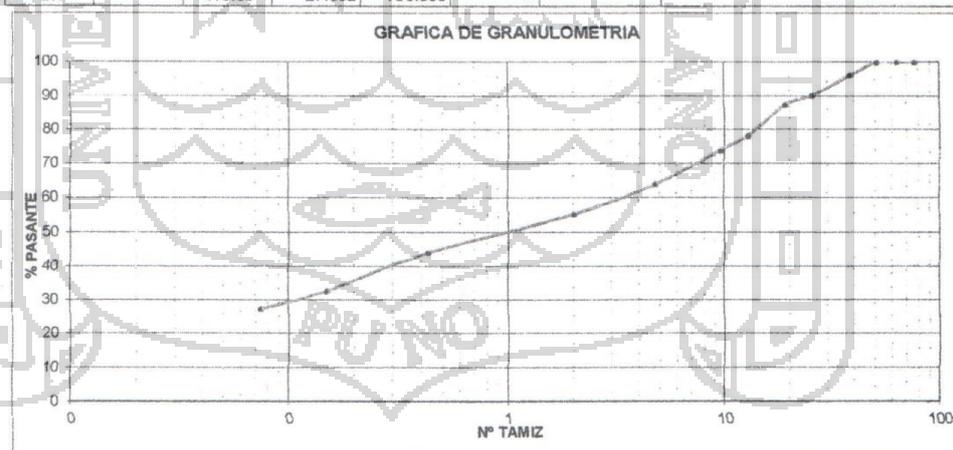
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel. 950-031842 - 951-993616 RPM*0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DE "CONSTRUCCION VIVIENDA FAMILIAR"
UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE N° 581 BARRIO AZOQUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-1, M-2
FECHA : 4 DE MARZO DE 2014

PROFUNDIDA(m.) : 1.30 - 3.00 m.
NIVEL FREATICO : 1.70 m.
ING. RESPONSABLE : M.A.CH

| N° DE MALLAS | ABERT. DE MALL (mm) | PESO RETENIDO | % RET. PARCIAL | % RET. ACUMUL | % QUE PASA | ESPECIFICACIONES | NORMA : ASTM D422 |
|--------------|---------------------|---------------|----------------|---------------|------------|------------------|-----------------------------|
| 3" | 76.200 | | | 0.000 | 100.00 | | Peso Inicial : 1.524.20 Gr. |
| 2 1/2" | 63.500 | | 0.000 | 0.000 | 100.00 | | Limite Liquido : 27.72% |
| 2" | 50.800 | | 0.000 | 0.000 | 100.00 | | Limite Plastico : 20.34% |
| 1 1/2" | 38.100 | 80.70 | 3.982 | 3.982 | 96.02 | | Indice Plastico : 7.38% |
| 1" | 25.400 | 89.80 | 5.892 | 9.874 | 90.13 | | |
| 3/4" | 19.050 | 42.10 | 2.762 | 12.636 | 87.36 | | |
| 1/2" | 12.700 | 140.10 | 9.192 | 21.828 | 78.17 | | |
| 3/8" | 9.525 | 64.60 | 4.238 | 26.066 | 73.93 | | CLASIFICACIÓN |
| 1/4" | 6.350 | 0.000 | 0.000 | 26.066 | 73.93 | | AASHTO : A-2-4 (0) |
| N° 4 | 4.760 | 150.80 | 9.894 | 35.960 | 64.04 | | SUCS : SC |
| N° 6 | 3.360 | 0.000 | 0.000 | 35.960 | 64.04 | | Hum. Natural : |
| N° 8 | 2.380 | 0.000 | 0.000 | 35.960 | 64.04 | | |
| N° 10 | 2.000 | 134.10 | 8.798 | 44.758 | 55.24 | | |
| N° 16 | 1.190 | 0.000 | 0.000 | 44.758 | 55.24 | | |
| N° 20 | 0.840 | 89.20 | 5.852 | 50.610 | 49.39 | | CLASIFICACION : |
| N° 30 | 0.590 | 0.000 | 0.000 | 50.610 | 49.39 | | |
| N° 40 | 0.426 | 83.00 | 5.445 | 56.056 | 43.94 | | |
| N° 50 | 0.297 | 0.000 | 0.000 | 56.056 | 43.94 | | Observaciones : |
| N° 60 | 0.177 | 0.000 | 0.000 | 56.056 | 43.94 | | |
| N° 100 | 0.149 | 171.10 | 11.226 | 67.281 | 32.72 | | |
| N° 200 | 0.074 | 82.10 | 5.386 | 72.668 | 27.33 | | |
| -200 | | 416.60 | 27.332 | 100.000 | | | |



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



**GEOTECNIA
INGENIERIA SCL**

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel. 950-031842 - 951-993616 RPM°0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

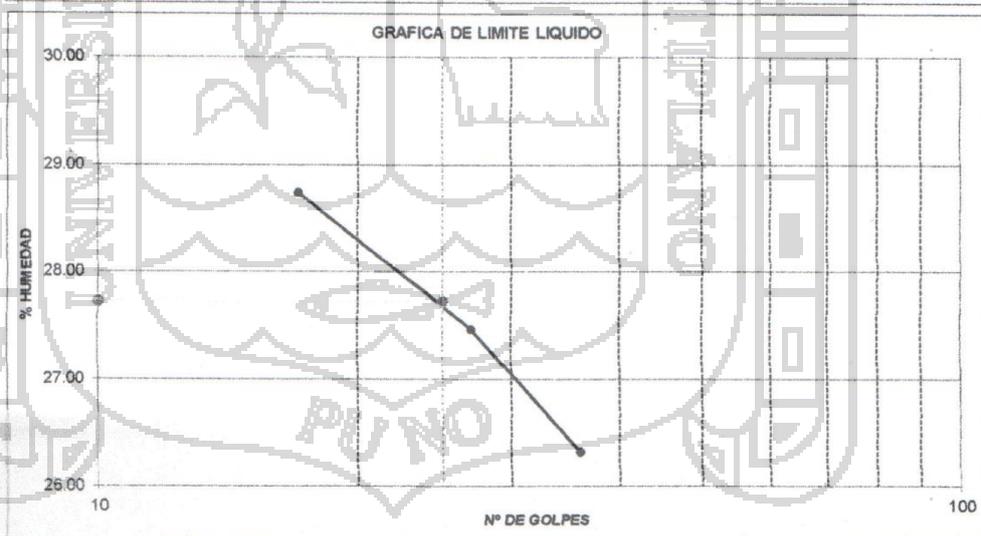
ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DE "CONSTRUCCION VIVIENDA FAMILIAR"
UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE N° 581 BARRIO AZOQUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-1 M-2
FECHA : 4 DE MARZO DE 2014
PROFUNDIDA(m.) : 1.30 - 3.00 m.
NIVEL FREATICO : 1.70 m.
ING. RESPONSABLE : M.A.CH

| LIMITE LIQUIDO | | | | |
|-------------------|-----|-------|-------|-------|
| Nro. De Tara | | G | K | E |
| T. + Suelo Húmedo | Gr. | 45.68 | 50.97 | 50.00 |
| T. + Suelo Seco | Gr. | 40.95 | 44.99 | 43.76 |
| Agua | Gr. | 4.73 | 5.98 | 6.24 |
| Peso del Tara | Gr. | 22.98 | 23.22 | 22.05 |
| Suelo Seco | Gr. | 17.97 | 21.77 | 21.77 |
| % de Humedad | | 26.32 | 27.47 | 28.74 |
| Nro. De Golpes | | 36 | 27 | 17 |

| LIMITE PLASTICO | | |
|-------------------|-----|-------|
| Nro. De Tara | | K |
| T. + Suelo Húmedo | Gr. | 16.97 |
| T. + Suelo Seco | Gr. | 14.84 |
| Agua | Gr. | 2.13 |
| Peso del Tara | Gr. | 4.23 |
| Suelo Seco | Gr. | 10.61 |
| % de Humedad | | 20.80 |

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO
L.L. = 27.72 % L.P. = 20.34 % I.P. = 7.38 %



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 98685



**GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL**

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel.950-031842 - 951-993616 RPM°0209187
E-mail.moisesaraca@hotmail.com



Moises Arceza Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 99685

PROYECTO: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE
"FAMILY HOUSE SAC"

**GEOTECNIA
INGENIERIA 3CRL**

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cal. 950-031842 - 951-993616 RPM*0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

PERFIL ESTRATIGRAFICO

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DE "CONSTRUCCION VIVIENDA FAMILIAR"
UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOQUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC. FECHA : 04 DE MARZO DE 2014
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-2 ING. RESPONSABLE : M.A.CH.

| Prof. (m) | GRAFICA | N° DE MUESTRA | SIMBOLGIA | DESCRIPCION |
|-----------|---------|---------------|-----------|-------------|
| 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 | | | | |
| 1.80 | | | | |
| 1.90 | | | | |
| 2.00 | | | | |
| 2.10 | | | | |
| 2.20 | | | | |
| 2.30 | | | | |
| 2.40 | | | | |
| 2.50 | | | | |
| 2.60 | | | | |
| 2.70 | | | | |
| 2.80 | | | | |
| 2.90 | | | | |
| 3.00 | | | | |
| 3.10 | | | | |
| 3.20 | | | | |
| 3.30 | | | | |
| 3.40 | | | | |
| 3.50 | | | | |
| 3.60 | | | | |
| 3.70 | | | | |
| 3.80 | | | | |
| 3.90 | | | | |
| 4.00 | | | | |
| 4.10 | | | | |
| 4.20 | | | | |
| 4.30 | | | | |
| 4.40 | | | | |
| 4.50 | | | | |
| 4.60 | | | | |
| 4.70 | | | | |
| 4.80 | | | | |
| 4.90 | | | | |
| 5.00 | | | | |
| 5.10 | | | | |

superficialmente cubierto de material relleno limoso con intercalaciones con raíces de los arbustos y material orgánico o desechos orgánicos

M-01 GC

Tipo de estrato es: grava arcillosa de color gris pardo rojizo en estado semi compacto sin presencia de nivel freático, las partículas granulares son de 4" a 5" aprox.



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



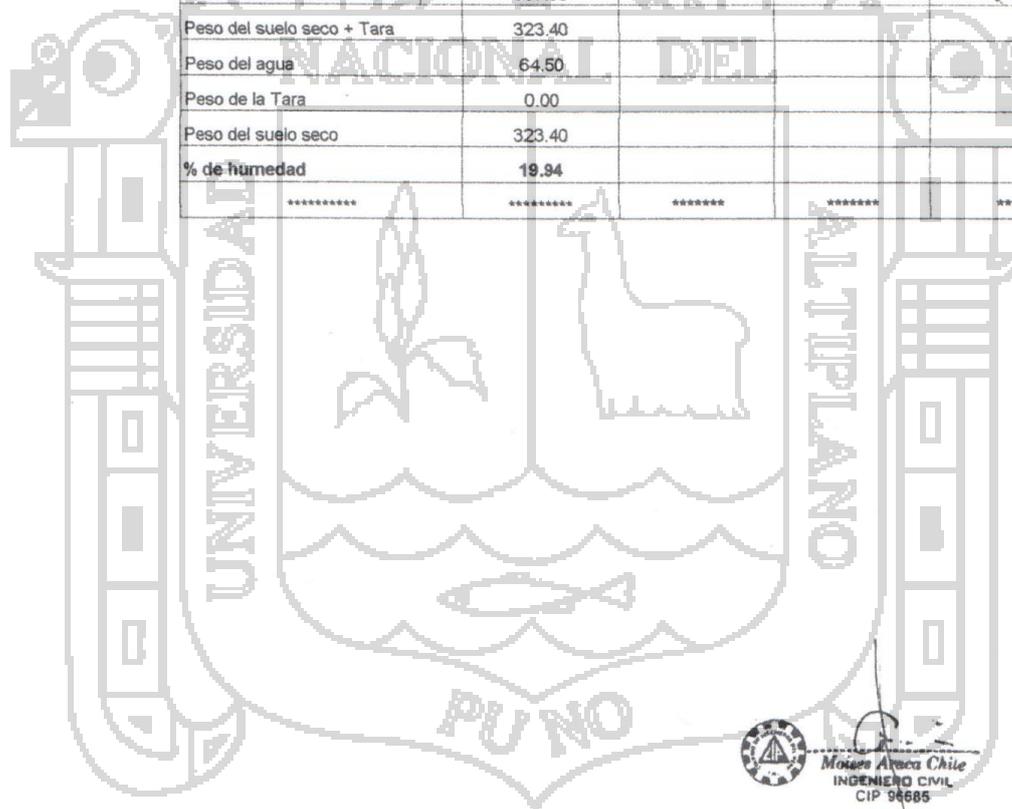
**GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL**

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA Nº 119-A Cel. 950-031842 - 951-993616 RPM*0209187
E-mail: moysesaraca@hotmail.com

HUMEDAD NATURAL

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DE "CONSTRUCCION VIVIENDA FAMILIAR"
UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE Nº 520 BARRIO AZOGUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C2 M-1
CALICATA : C-02
FECHA : 4 DE MARZO DE 2014
PROFUNDIDA : 1.30 - 3.00 m.
NIVEL FREÁTICO : 1.90 m.
ING. RESPONSABLE : M.A.CH

| Descripcion | M-1 |
|----------------------------|--------|
| Nº de Tara | 00 |
| Peso suelo húmedo + Tara | 387.90 |
| Peso del suelo seco + Tara | 323.40 |
| Peso del agua | 64.50 |
| Peso de la Tara | 0.00 |
| Peso del suelo seco | 323.40 |
| % de humedad | 19.94 |
| ***** | ***** |



Moisés Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



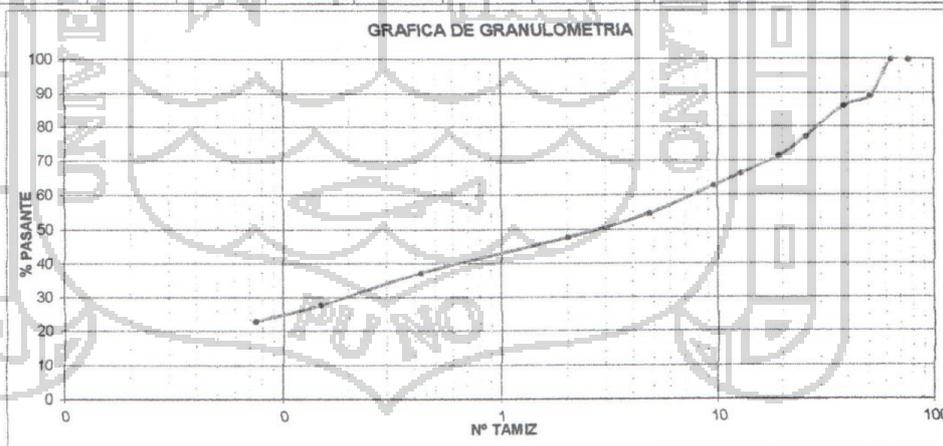
GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel. 950-031842 - 951-993616 RPM°0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DE "CONSTRUCCION VIVIENDA FAMILIAR"
UBICACION : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOGUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C/2, M-1
FECHA : 4 DE MARZO DE 2014
PROFUNDIDA(m.) : 1.30 - 3.00 m.
NIVEL FREATICO : 1.70 m.
ING. RESPONSABLE : M.A.CH

| N° DE MALLAS | ABERT. DE MALL. (mm) | PESO RETENIDO | % RET. PARCIAL | % RET. ACUMUL | % QUE PASA | ESPECIFICACIONES | NORMA : ASTM D422 |
|--------------|----------------------|---------------|----------------|---------------|------------|------------------|------------------------------------|
| 3" | 76.200 | | | 0,000 | 100,00 | | Peso Inicial : 1,930.20 Gr. |
| 2 1/2" | 63.500 | | 0,000 | 0,000 | 100,00 | | Limite Liquido : 30.35% |
| 2" | 50.800 | 207.20 | 10.735 | 10.735 | 89.27 | | Limite Plastico : 21.75% |
| 1 1/2" | 38.100 | 80.20 | 3.119 | 13.853 | 86.15 | | Indice Plastico : 8.60% |
| 1" | 25.400 | 174.40 | 9.035 | 22.889 | 77.11 | | CLASIFICACION |
| 3/4" | 19.050 | 110.40 | 5.720 | 28.608 | 71.39 | | AASHTO : A-24 (0) |
| 1/2" | 12.700 | 97.50 | 5.051 | 33.660 | 66.34 | | SUCS : GC |
| 3/8" | 9.525 | 67.00 | 3.471 | 37.131 | 62.87 | | Hum. Natural : |
| 1/4" | 6.350 | | 0,000 | 37.131 | 62.87 | | |
| N° 4 | 4.760 | 158.30 | 8.201 | 45.332 | 54.67 | | CLASIFICACION : |
| N° 6 | 3.360 | | 0,000 | 45.332 | 54.67 | | |
| N° 8 | 2.380 | | 0,000 | 45.332 | 54.67 | | |
| N° 10 | 2.000 | 133.20 | 6.901 | 52.233 | 47.77 | | |
| N° 16 | 1.190 | | 0,000 | 52.233 | 47.77 | | |
| N° 20 | 0.840 | 107.20 | 5.554 | 57.787 | 42.21 | | |
| N° 30 | 0.590 | | 0,000 | 57.787 | 42.21 | | |
| N° 40 | 0.426 | 95.00 | 4.922 | 62.709 | 37.29 | | |
| N° 50 | 0.297 | | 0,000 | 62.709 | 37.29 | | |
| N° 60 | 0.177 | | 0,000 | 62.709 | 37.29 | | |
| N° 100 | 0.149 | 183.00 | 9.481 | 72.189 | 27.81 | | Observaciones : |
| N° 200 | 0.074 | 94.80 | 4.901 | 77.090 | 22.91 | | |
| -200 | | 442.20 | 22.910 | 100.000 | | | |



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel. 950-031842 - 951-993616 RPM°0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

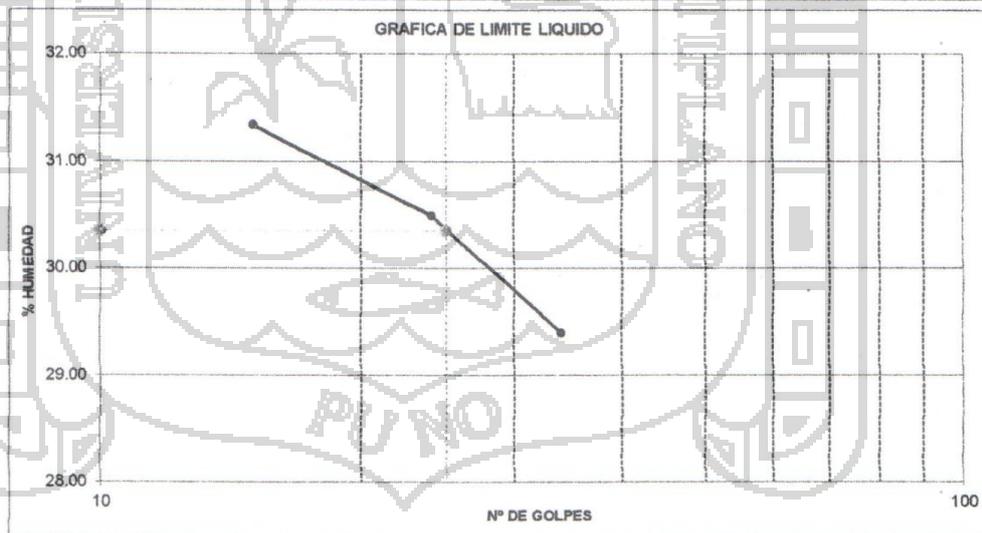
ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS

3° PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DE "CONSTRUCCION VIVIENDA FAMILIAR"
UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOGUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C2 M-1
FECHA : 4 DE MARZO DE 2014
PROFUNDIDA(m.) : 1.30 - 3.00 m.
NIVEL FREATICO : 1.70 m.
ING. RESPONSABLE : M.A.CH

| LIMITE LIQUIDO | | | |
|-------------------|-----|-------|-------|
| Nro. De Tara | | A | E |
| T. + Suelo Húmedo | Gr. | 46.11 | 46.58 |
| T. + Suelo Seco | Gr. | 40.65 | 40.85 |
| Agua | Gr. | 5.46 | 5.73 |
| Peso del Tara | Gr. | 22.08 | 22.06 |
| Suelo Seco | Gr. | 18.57 | 18.79 |
| % de Humedad | | 29.40 | 30.49 |
| Nro. De Golpes | | 34 | 24 |

| LIMITE PLASTICO | | | |
|-------------------|-----|-------|-------|
| Nro. De Tara | | A | D |
| T. + Suelo Húmedo | Gr. | 15.53 | 14.89 |
| T. + Suelo Seco | Gr. | 13.50 | 13.00 |
| Agua | Gr. | 2.03 | 1.89 |
| Peso del Tara | Gr. | 4.23 | 4.25 |
| Suelo Seco | Gr. | 9.27 | 8.75 |
| % de Humedad | | 21.90 | 21.60 |

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO
L.L. = 30.35 % L.P. = 21.75 % I.P. = 8.60 %





GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel.950-031842 - 951-993616 RPM°0209187
E-mail.moisesaraca@hotmail.com




Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685

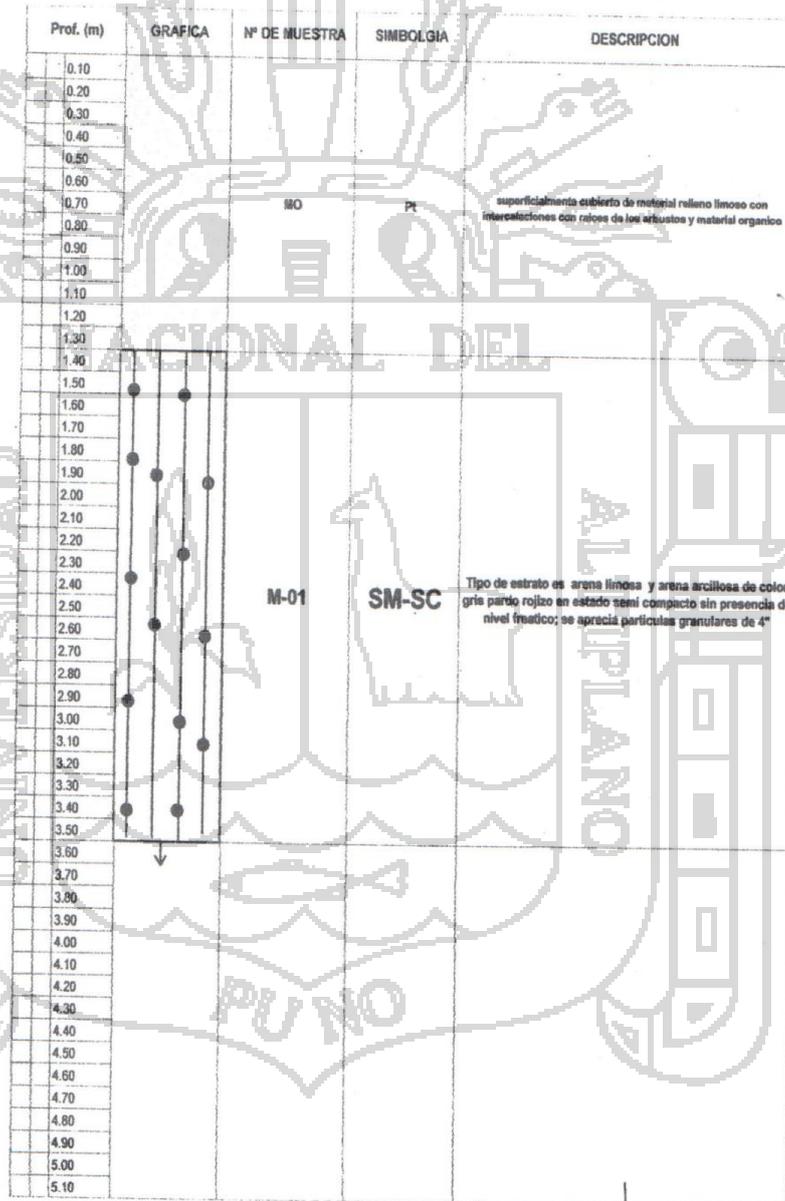
PROYECTO: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE
"FAMILY HOUSE SAC"

GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel. 950-031842 - 951-983616 RPM°0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

PERFIL ESTRATIGRAFICO

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DE "CONSTRUCCION VIVIENDA FAMILIAR"
UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOGUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-1
FECHA : 04 DE MARZO DE 2014
ING. RESPONSABLE : M.A.CH.



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIF 96685



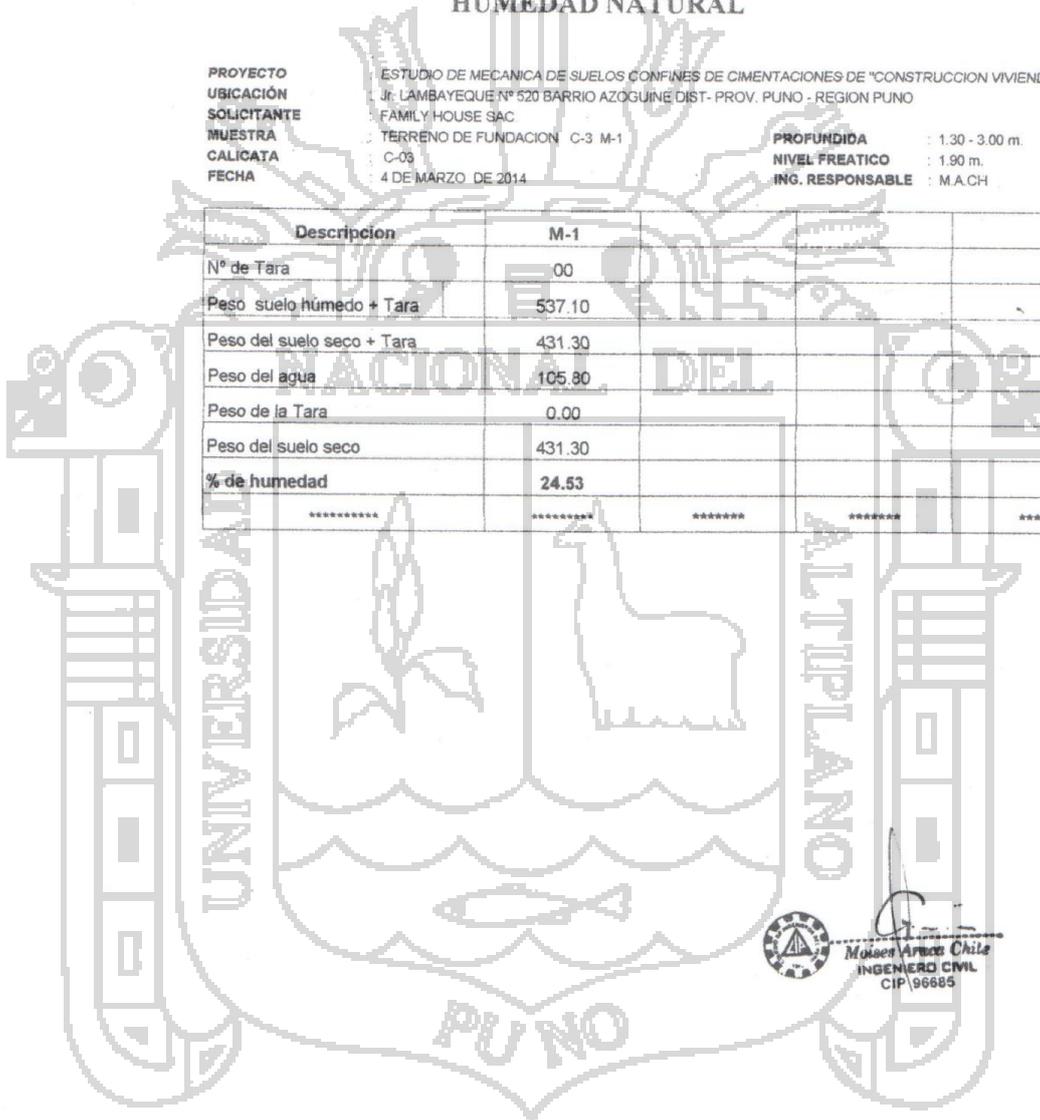
**GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL**

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA Nº 119-A Cel. 950-031842 - 951-993616 RPM*0209187
E-mail.mosesaraca@hotmail.com

HUMEDAD NATURAL

PROYECTO ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DE "CONSTRUCCION VIVIENDA FAMILIAR"
UBICACIÓN Jr. LAMBAYEQUE Nº 520 BARRIO AZOGUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE FAMILY HOUSE SAC
MUESTRA TERRENO DE FUNDACION C-3 M-1
CALICATA C-03
FECHA 4 DE MARZO DE 2014
PROFUNDIDA : 1.30 - 3.00 m.
NIVEL FREATICO : 1.90 m.
ING. RESPONSABLE : M.A.CH

| Descripción | M-1 | | | |
|----------------------------|--------|-------|-------|-------|
| Nº de Tara | 00 | | | |
| Peso suelo húmedo + Tara | 537.10 | | | |
| Peso del suelo seco + Tara | 431.30 | | | |
| Peso del agua | 105.80 | | | |
| Peso de la Tara | 0.00 | | | |
| Peso del suelo seco | 431.30 | | | |
| % de humedad | 24.53 | | | |
| ***** | ***** | ***** | ***** | ***** |



Moses Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cat. 950-031842 - 951-993616 RPM°0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

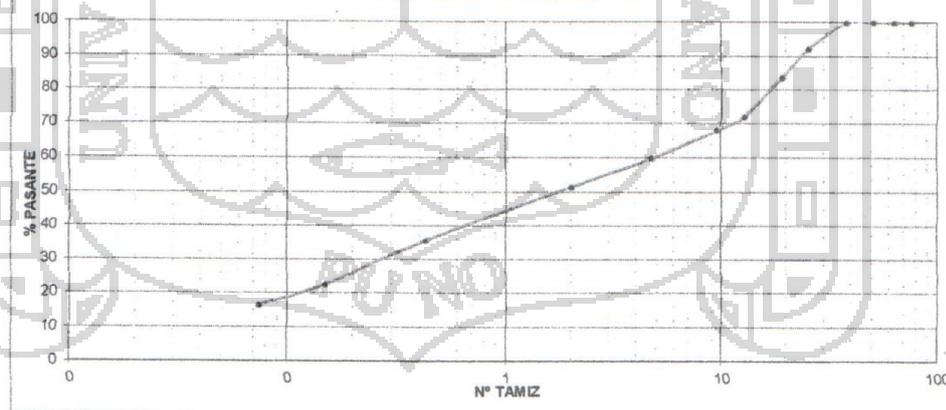
ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DE "CONSTRUCCION VIVIENDA FAMILIAR"
UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOQUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C/S M-1
FECHA : 4 DE MARZO DE 2014

PROFUNDIDA(m.) : 1.30 - 3.00 m.
NIVEL FREATICO : 1.70 m.
ING. RESPONSABLE : M.A.CH

| N° DE MALLAS | ABERT. DE MALL (mm) | PESO RETENIDO | % RET. PARCIAL | % RET. ACUMUL. | % QUE PASA | ESPECIFICACIONES | NORMA : ASTM D422 |
|--------------|---------------------|---------------|----------------|----------------|------------|------------------|------------------------------------|
| 3" | 76.200 | | | 0.000 | 100.00 | | Peso Inicial : 1,427.50 Gr. |
| 2 1/2" | 63.500 | | 0.000 | 0.000 | 100.00 | | Limite Liquido : 33.81% |
| 2" | 50.800 | | 0.000 | 0.000 | 100.00 | | Limite Plastico : 26.91% |
| 1 1/2" | 38.100 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 100.00 | | Indice Plastico : 6.71% |
| 1" | 25.400 | 111.70 | 7.825 | 7.825 | 92.18 | | CLASIFICACION |
| 3/4" | 19.050 | 122.00 | 8.546 | 16.371 | 83.63 | | |
| 1/2" | 12.700 | 165.10 | 11.566 | 27.937 | 72.06 | | SUCS : SM-SC |
| 3/8" | 9.525 | 57.90 | 4.056 | 31.993 | 68.01 | | Hum. Natural : : |
| 1/4" | 6.350 | | 0.000 | 31.993 | 68.01 | | |
| N° 4 | 4.760 | 115.50 | 8.091 | 40.084 | 59.92 | | |
| N° 6 | 3.360 | | 0.000 | 40.084 | 59.92 | | |
| N° 8 | 2.380 | | 0.000 | 40.084 | 59.92 | | |
| N° 10 | 2.000 | 119.90 | 8.399 | 48.483 | 51.52 | | |
| N° 16 | 1.190 | | 0.000 | 48.483 | 51.52 | | |
| N° 20 | 0.840 | 116.70 | 8.175 | 56.658 | 43.34 | | CLASIFICACION : |
| N° 30 | 0.590 | | 0.000 | 56.658 | 43.34 | | |
| N° 40 | 0.426 | 109.30 | 7.657 | 64.315 | 35.68 | | |
| N° 50 | 0.297 | | 0.000 | 64.315 | 35.68 | | |
| N° 80 | 0.177 | | 0.000 | 64.315 | 35.68 | | Observaciones : |
| N° 100 | 0.149 | 187.80 | 13.156 | 77.471 | 22.53 | | |
| N° 200 | 0.074 | 85.90 | 6.018 | 83.489 | 16.51 | | |
| -200 | | 235.70 | 16.511 | 100.000 | - | | |

GRAFICA DE GRANULOMETRIA



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel. 950-031842 - 951-993616 RPM°0209187
E-mail moisesaraca@hotmail.com

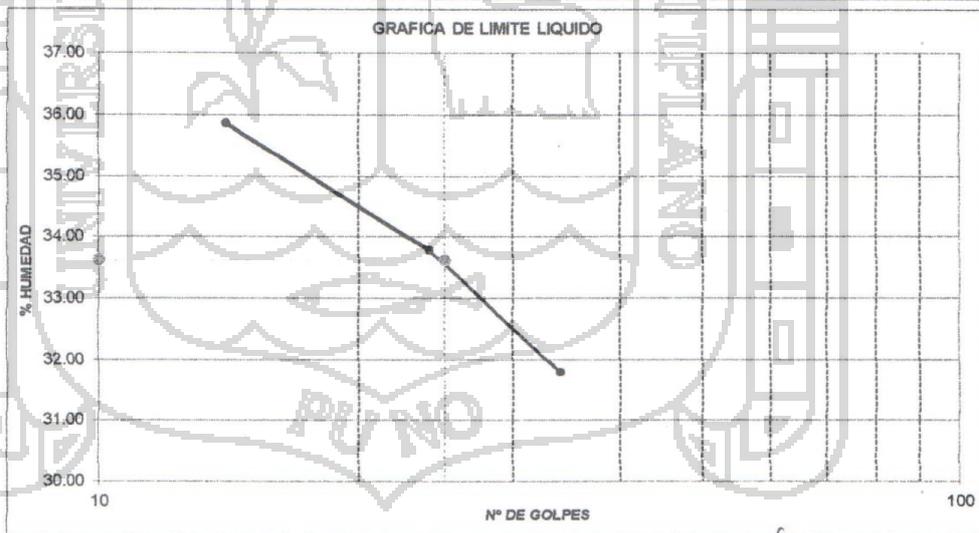
ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS

2° PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CONFINES DE CIMENTACIONES DE "CONSTRUCCION VIVIENDA FAMILIAR"
UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOGUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-3 M-1
FECHA : 4 DE MARZO DE 2014
PROFUNDIDA(m.) : 1.30 - 3.00 m.
NIVEL FREATICO : 1.70 m.
ING. RESPONSABLE : M.A.CH

| LIMITE LIQUIDO | | | | |
|-------------------|-----|-------|-------|-------|
| Nro. De Tara | | D | I | F |
| T. + Suelo Húmedo | Gr. | 39.41 | 38.52 | 34.74 |
| T. + Suelo Seco | Gr. | 32.59 | 31.62 | 28.52 |
| Agua | Gr. | 6.82 | 6.90 | 6.22 |
| Peso del Tara | Gr. | 11.14 | 11.20 | 11.38 |
| Suelo Seco | Gr. | 21.45 | 20.42 | 17.34 |
| % de Humedad | | 31.79 | 33.79 | 35.87 |
| Nro. De Golpes | | 34 | 24 | 14 |

| LIMITE PLASTICO | | | |
|-------------------|-----|-------|-------|
| Nro. De Tara | | C | F |
| T. + Suelo Húmedo | Gr. | 15.53 | 15.73 |
| T. + Suelo Seco | Gr. | 13.13 | 13.30 |
| Agua | Gr. | 2.40 | 2.43 |
| Peso del Tara | Gr. | 4.24 | 4.24 |
| Suelo Seco | Gr. | 8.89 | 9.06 |
| % de Humedad | | 27.00 | 28.82 |

GRAFICO DE LIMITE LIQUIDO
L.L. = 33.61 % L.P. = 26.91 % I.P. = 6.71 %



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



**GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL**

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel.950-031842 - 951-993616 RPM*0209187
E-mail. moisesaraca@hotmail.com



PROYECTO: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE
"FAMILY HOUSE SAC"



Moises Amca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 98685



**GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL**

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cal. 950-031842 951-993616 RPM°0209187
E-mail moisesaraca@hotmail.com

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(NORMA ASTM D3080 - 98)**

| | | |
|-------------|---|-----------------------|
| PROYECTO | ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE FAMILY HOUSE SAC | |
| UBICACION | JR. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOQUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO | |
| SOLICITANTE | FAMILY HOUSE SAC. | |
| MUESTRA | TERRENO DE FUNDACION C-1 M-2 | |
| FECHA | 06 DE MARZO DE 2014 | UBIG. MUESTRA C-1 M-2 |

Profundidad de la muestra(m) : 1.70 - 3.30 metros
 Clasificación (SUCS) : SC
 Estado de la muestra de suelo : MUESTRA (REMOLDEADA)
 Veloc. de Ensayo (mm/min) : 0.5

| Datos | ESPECIMEN 01 | ESPECIMEN 02 | ESPECIMEN 03 |
|------------------------------------|--------------|--------------|--------------|
| Altura (h) (cm) | 2.20 | 2.20 | 2.20 |
| Diámetro (Ø) (cm) | 5.00 | 5.00 | 5.00 |
| Volumen (cm³) | 43.20 | 43.20 | 43.20 |
| pesos (gr) | 88.40 | 89.20 | 89.10 |
| peso específico de la masa (g/cm³) | 2.05 | 2.06 | 2.06 |
| Humedad (w) (%) | 16.24 | 16.32 | 16.41 |
| peso específico seco (g/cm³) | 1.76 | 1.78 | 1.77 |

| Deformac. Tangencial (mm) | Dial de Carga | Fuerza Cortante (Kg) | Esfuerzo Normal kg/cm² 0.50 | | | Esfuerzo Normal kg/cm² 1.00 | | | Esfuerzo Normal kg/cm² 2.00 | | | Esfuerzo de Corte (Kg/cm²) |
|---------------------------|---------------|----------------------|-----------------------------|---------------|----------------------|-----------------------------|---------------|----------------------|-----------------------------|---------------|----------------------|----------------------------|
| | | | Deformac. Tangencial (mm) | Dial de Carga | Fuerza Cortante (Kg) | Deformac. Tangencial (mm) | Dial de Carga | Fuerza Cortante (Kg) | Deformac. Tangencial (mm) | Dial de Carga | Fuerza Cortante (Kg) | |
| 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.10 | 2.80 | 0.393 | 0.020 | 0.10 | 4.50 | 0.631 | 0.032 | 0.10 | 7.50 | 1.052 | 0.054 | 0.054 |
| 0.20 | 3.90 | 0.547 | 0.028 | 0.20 | 7.30 | 1.023 | 0.052 | 0.20 | 12.60 | 1.767 | 0.090 | 0.090 |
| 0.30 | 4.80 | 0.673 | 0.034 | 0.30 | 9.60 | 1.346 | 0.069 | 0.30 | 18.90 | 2.650 | 0.135 | 0.135 |
| 0.40 | 6.10 | 0.855 | 0.044 | 0.40 | 11.70 | 1.640 | 0.084 | 0.40 | 23.50 | 3.295 | 0.168 | 0.168 |
| 0.60 | 7.60 | 1.066 | 0.054 | 0.60 | 14.60 | 2.047 | 0.104 | 0.60 | 28.60 | 4.010 | 0.204 | 0.204 |
| 0.80 | 8.90 | 1.248 | 0.064 | 0.80 | 16.30 | 2.285 | 0.116 | 0.80 | 33.40 | 4.683 | 0.238 | 0.238 |
| 1.00 | 9.90 | 1.388 | 0.071 | 1.00 | 18.20 | 2.552 | 0.130 | 1.00 | 38.90 | 5.363 | 0.283 | 0.283 |
| 1.25 | 11.60 | 1.626 | 0.083 | 1.25 | 20.30 | 2.846 | 0.145 | 1.25 | 43.60 | 6.235 | 0.318 | 0.318 |
| 1.50 | 12.90 | 1.809 | 0.092 | 1.50 | 22.70 | 3.183 | 0.162 | 1.50 | 49.50 | 7.079 | 0.361 | 0.361 |
| 1.75 | 13.40 | 1.879 | 0.096 | 1.75 | 24.70 | 3.463 | 0.176 | 1.75 | 55.60 | 7.951 | 0.405 | 0.405 |
| 2.00 | 15.30 | 2.145 | 0.109 | 2.00 | 27.40 | 3.841 | 0.196 | 2.00 | 62.80 | 8.980 | 0.457 | 0.457 |
| 2.25 | 17.40 | 2.439 | 0.124 | 2.25 | 31.40 | 4.402 | 0.224 | 2.25 | 70.40 | 10.173 | 0.518 | 0.518 |
| 2.50 | 19.20 | 2.692 | 0.137 | 2.50 | 35.20 | 4.935 | 0.251 | 2.50 | 77.40 | 11.184 | 0.570 | 0.570 |
| 2.75 | 21.30 | 2.986 | 0.152 | 2.75 | 39.30 | 5.620 | 0.286 | 2.75 | 83.40 | 12.051 | 0.614 | 0.614 |
| 3.00 | 23.60 | 3.309 | 0.169 | 3.00 | 43.20 | 6.178 | 0.315 | 3.00 | 88.90 | 12.846 | 0.654 | 0.654 |
| 3.50 | 25.80 | 3.617 | 0.184 | 3.50 | 46.30 | 6.621 | 0.337 | 3.50 | 93.50 | 13.511 | 0.688 | 0.688 |
| 4.00 | 27.40 | 3.841 | 0.196 | 4.00 | 50.20 | 7.179 | 0.366 | 4.00 | 96.50 | 13.944 | 0.710 | 0.710 |
| 4.50 | 29.30 | 4.108 | 0.209 | 4.50 | 52.30 | 7.479 | 0.381 | 4.50 | 97.10 | 14.031 | 0.715 | 0.715 |
| 5.00 | 31.40 | 4.402 | 0.224 | 5.00 | 53.10 | 7.593 | 0.387 | 5.00 | 96.80 | 13.988 | 0.712 | 0.712 |
| 5.50 | 31.00 | 4.346 | 0.221 | 5.50 | 53.00 | 7.579 | 0.386 | 5.50 | 96.20 | 13.901 | 0.708 | 0.708 |
| 6.00 | 30.70 | 4.304 | 0.219 | 6.00 | 52.60 | 7.522 | 0.383 | 6.00 | 95.80 | 13.843 | 0.705 | 0.705 |
| 6.50 | 30.20 | 4.234 | 0.216 | 6.50 | 52.00 | 7.436 | 0.379 | 6.50 | 95.50 | 13.800 | 0.703 | 0.703 |



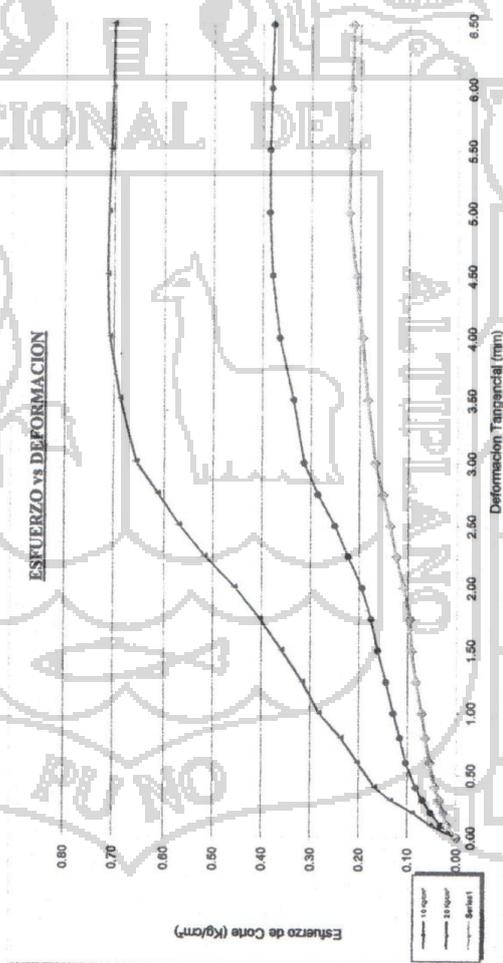
Moisés Arcaia Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel. 950-031842 851-983616 RPM°0208187
E-mail: moisesarce@hotmali.com

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(NORMA ASTM D3080 - 98)

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE FAMILY HOUSE SAC
UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOGUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-1 M-2 SONDAGE : MUESTRA : C-1 M-2
FECHA : 06 DE MARZO DE 2014




Moises Arce Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

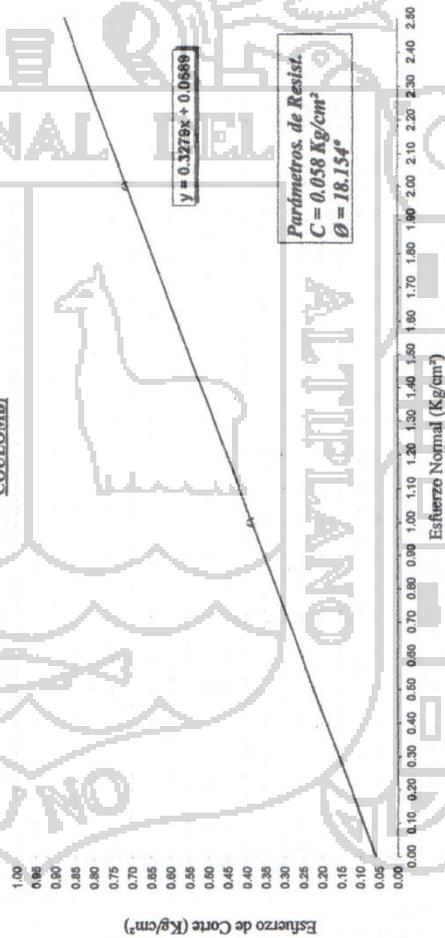
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 118-A Cel. 950-031842 951-993618 RPM°0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(NORMA ASTM D3080 - 98)

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE OMENTACIONES DEL INMUEBLE DE FAMILY HOUSE SAC
UBICACIÓN : J. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOGUINE DIST. PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-1 M-2
FECHA : 08 DE MARZO DE 2014

SONDAJE : 0
MUESTRA : C-1 M-2

ESFUERZO DE CORTE VS ESFUERZO NORMAL (CRITERIO DE LA FALLA DE MOHR - COULOMB)



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



**GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL**

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel.950-031842 - 951-993616 RPM°0209187
E-mail.moisesaraca@hotmail.com



**ENSAYO DE CORTE DIRECTO
CALICATA N° 02**

PROYECTO: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE "FAMILY HOUSE SAC"



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



**GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL**

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA Nº 119-A Cel. 950-031842 951-993616 RPM*0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(NORMA ASTM D3080 - 98)**

| | | | |
|-------------|---|---------------|---------|
| PROYECTO | ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE FAMILY HOUSE SAC | | |
| UBICACION | Jr. LAMBAYEQUE Nº 520 BARRIO AZOQUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO | | |
| SOLICITANTE | FAMILY HOUSE SAC. | | |
| MUESTRA | TERRENO DE FUNDACION C-2 M-1 | | |
| FECHA | 07 DE MARZO DE 2014 | UBIC. MUESTRA | C-1 M-2 |

Profundidad de la muestra(m) : 1,20 - 3,40
 Clasificación (SUCS) : GC
 Estado de la muestra de suelo : MUESTRA (REMODEADA)
 Veloc. de Ensayo (mm/min) : 0,5

| Datos | ESPECIMEN 01 | ESPECIMEN 02 | ESPECIMEN 03 |
|--|--------------|--------------|--------------|
| Altura (h) (cm) | 2,20 | 2,20 | 2,20 |
| Diámetro (Ø) (cm) | 5,00 | 5,00 | 5,00 |
| Volumen (cm ³) | 43,20 | 43,20 | 43,20 |
| pesos (gr) | 91,00 | 90,50 | 91,80 |
| peso específico de la masa (gr/cm ³) | 2,11 | 2,10 | 2,13 |
| Humedad (w) (%) | 19,56 | 19,45 | 19,62 |
| peso específico seco (gr/cm ³) | 1,76 | 1,75 | 1,78 |

| Esfuerzo Normal kg/cm ² 0,50 | | | | Esfuerzo Normal kg/cm ² 1,00 | | | | Esfuerzo Normal kg/cm ² 2,00 | | | |
|---|---------------|----------------------|---|---|---------------|----------------------|---|---|---------------|----------------------|---|
| Deformac. Tangencial (mm) | Dial de Carga | Fuerza Cortante (Kg) | Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²) | Deformac. Tangencial (mm) | Dial de Carga | Fuerza Cortante (Kg) | Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²) | Deformac. Tangencial (mm) | Dial de Carga | Fuerza Cortante (Kg) | Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²) |
| 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 | 2,00 | 0,280 | 0,014 | 0,10 | 4,60 | 0,645 | 0,033 | 0,10 | 6,30 | 0,883 | 0,045 |
| 0,20 | 2,50 | 0,351 | 0,018 | 0,20 | 7,80 | 1,094 | 0,056 | 0,20 | 11,20 | 1,570 | 0,080 |
| 0,30 | 3,50 | 0,491 | 0,025 | 0,30 | 10,30 | 1,444 | 0,074 | 0,30 | 16,30 | 2,285 | 0,116 |
| 0,40 | 4,20 | 0,589 | 0,030 | 0,40 | 13,60 | 1,907 | 0,097 | 0,40 | 21,40 | 3,000 | 0,153 |
| 0,60 | 5,40 | 0,757 | 0,039 | 0,60 | 15,80 | 2,215 | 0,113 | 0,60 | 26,30 | 3,687 | 0,188 |
| 0,80 | 6,80 | 0,953 | 0,049 | 0,80 | 18,50 | 2,594 | 0,132 | 0,80 | 31,40 | 4,402 | 0,224 |
| 1,00 | 7,60 | 1,066 | 0,054 | 1,00 | 21,30 | 2,986 | 0,152 | 1,00 | 37,40 | 5,348 | 0,272 |
| 1,25 | 8,80 | 1,234 | 0,063 | 1,25 | 26,50 | 3,715 | 0,189 | 1,25 | 43,50 | 6,221 | 0,317 |
| 1,50 | 9,50 | 1,332 | 0,068 | 1,50 | 29,30 | 4,108 | 0,209 | 1,50 | 48,60 | 6,950 | 0,354 |
| 1,75 | 11,50 | 1,612 | 0,082 | 1,75 | 32,40 | 4,542 | 0,231 | 1,75 | 55,60 | 7,951 | 0,405 |
| 2,00 | 13,60 | 1,907 | 0,097 | 2,00 | 35,60 | 4,991 | 0,254 | 2,00 | 62,50 | 8,938 | 0,455 |
| 2,25 | 15,40 | 2,159 | 0,110 | 2,25 | 38,50 | 5,506 | 0,280 | 2,25 | 69,30 | 9,910 | 0,505 |
| 2,50 | 17,80 | 2,496 | 0,127 | 2,50 | 41,60 | 5,949 | 0,303 | 2,50 | 76,50 | 11,054 | 0,563 |
| 2,75 | 19,50 | 2,734 | 0,139 | 2,75 | 44,60 | 6,378 | 0,325 | 2,75 | 82,40 | 11,907 | 0,606 |
| 3,00 | 21,40 | 3,000 | 0,153 | 3,00 | 47,60 | 6,807 | 0,347 | 3,00 | 88,60 | 12,803 | 0,652 |
| 3,50 | 23,60 | 3,309 | 0,169 | 3,50 | 50,30 | 7,193 | 0,366 | 3,50 | 94,60 | 13,670 | 0,696 |
| 4,00 | 25,40 | 3,561 | 0,181 | 4,00 | 53,40 | 7,636 | 0,389 | 4,00 | 99,30 | 14,349 | 0,731 |
| 4,50 | 27,60 | 3,870 | 0,197 | 4,50 | 55,50 | 7,937 | 0,404 | 4,50 | 100,20 | 14,479 | 0,737 |
| 5,00 | 29,70 | 4,164 | 0,212 | 5,00 | 55,00 | 7,865 | 0,401 | 5,00 | 102,00 | 14,739 | 0,751 |
| 5,50 | 29,50 | 4,136 | 0,211 | 5,50 | 54,70 | 7,822 | 0,398 | 5,50 | 101,60 | 14,681 | 0,748 |
| 6,00 | 29,00 | 4,066 | 0,207 | 6,00 | 54,00 | 7,722 | 0,393 | 6,00 | 101,20 | 14,623 | 0,745 |
| 6,50 | 28,80 | 4,038 | 0,206 | 6,50 | 53,70 | 7,679 | 0,391 | 6,50 | 100,80 | 14,566 | 0,742 |



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685

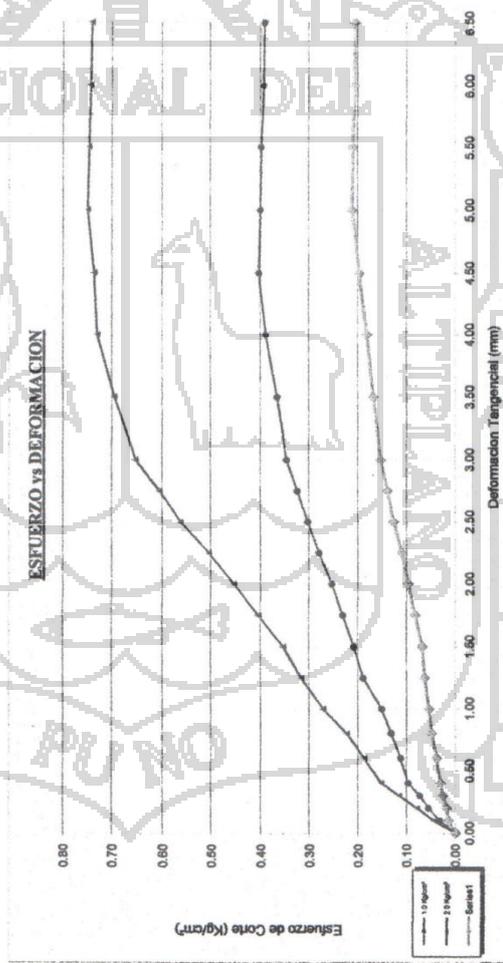


GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCR. J
Jr. DANTE NAVA Nº 119-A Cel. 950-031842 951-993616 RPM 0209187
E-mail: molesaraca@hotmail.com

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(NORMA ASTM D3080 - 98)

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE FAMILY HOUSE SAC
 UBICACION : Jr. LAMBAYEQUE Nº 520 BARRIO AZOQUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
 SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
 MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-2 M-1 SONDAJE : C-1 M-2
 MUESTRA : MUESTRA : C-1 M-2
 FECHA : 07 DE MARZO DE 2014



 **Moises Araca Chile**
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



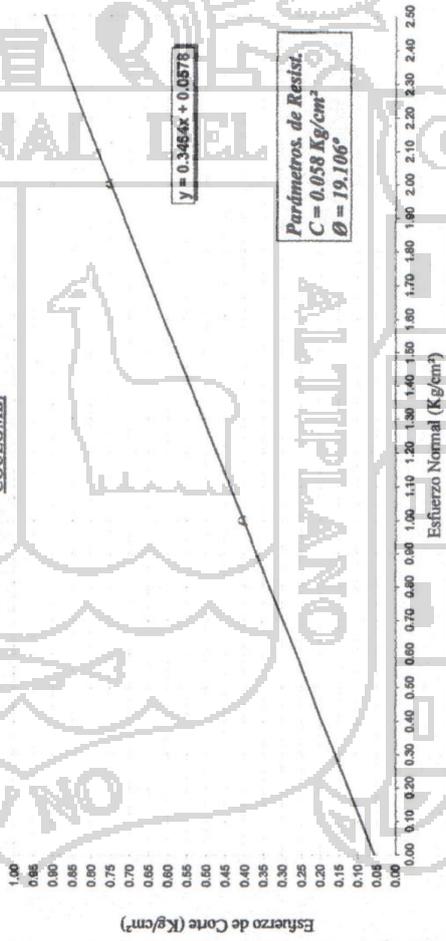
GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA Nº 119-A. Cel. 951-893616 RPM 0208187
E-mail: molsebaraca@hotmail.com

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(NORMA ASTM D3080 - 98)

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE FAMILY HOUSE SAC
UBICACION : Jr. LAMBAYEQUE Nº 520 BARRIO AZOGUINE DIST. PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-2 M-1 SONDAGE : 0
FECHA : 07 DE MARZO DE 2014 MUESTRA : C-1 M-2

ESFUERZO DE CORTE VS ESFUERZO NORMAL. (CRITERIO DE LA FALLA DE MOHR-COULOMB)



Moises Arca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA Nº 119-A Cel.950-031842 - 951-993616 RPM*0209187
E-mail.moisesaraca@hotmail.com



**ENSAYO DE CORTE DIRECTO
CALICATA Nº 03**

PROYECTO: ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE
"FAMILY HOUSE SAC"



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685



**GEOTECNIA
INGENIERIA SCRL**

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel. 950-031842 951-993616 RPM*0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(NORMA ASTM D3080 - 98)**

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE FAMILY HOUSE SAC
UBICACION : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOQUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-3 M-1
FECHA : 08 DE MARZO DE 2014 UBIC. MUESTRA : C-1 M-1

Profundidad de la muestra(m)
Clasificación (SUCS)
Estado de la muestra de suelo
Veloc. de Ensayo (min/min)

1.30 - 3.50 metros
SM-SC
MUESTRA (REMOLDEADA)
0.5

| Datos | ESPECIMEN 01 | ESPECIMEN 02 | ESPECIMEN 03 |
|--|--------------|--------------|--------------|
| Altura (h) (cm) | 2.20 | 2.20 | 2.20 |
| Díametro (Ø) (cm) | 5.00 | 5.00 | 5.00 |
| Volumen (cm ³) | 43.20 | 43.20 | 43.20 |
| peso (gr) | 91.50 | 90.40 | 90.90 |
| peso específico de la masa (gr/cm ³) | 2.12 | 2.09 | 2.10 |
| Humedad (w) (%) | 24.51 | 24.62 | 24.51 |
| peso específico seco (gr/cm ³) | 1.70 | 1.68 | 1.69 |

| Esfuerzo Normal kg/cm ² 0.50 | | | | Esfuerzo Normal kg/cm ² 1.00 | | | | Esfuerzo Normal kg/cm ² 2.00 | | | |
|---|---------------|----------------------|---|---|---------------|----------------------|---|---|---------------|----------------------|---|
| Deformac. Tangencial (mm) | Dial de Carga | Fuerza Cortante (Kg) | Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²) | Deformac. Tangencial (mm) | Dial de Carga | Fuerza Cortante (Kg) | Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²) | Deformac. Tangencial (mm) | Dial de Carga | Fuerza Cortante (Kg) | Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²) |
| 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 | 3.00 | 0.421 | 0.021 | 0.10 | 4.00 | 0.561 | 0.029 | 0.10 | 5.90 | 0.827 | 0.042 |
| 0.20 | 3.90 | 0.547 | 0.028 | 0.20 | 6.20 | 0.869 | 0.044 | 0.20 | 10.20 | 1.430 | 0.073 |
| 0.30 | 4.80 | 0.673 | 0.034 | 0.30 | 9.30 | 1.304 | 0.066 | 0.30 | 14.60 | 2.047 | 0.104 |
| 0.40 | 5.60 | 0.785 | 0.040 | 0.40 | 12.40 | 1.738 | 0.089 | 0.40 | 19.30 | 2.705 | 0.138 |
| 0.60 | 6.20 | 0.869 | 0.044 | 0.60 | 15.30 | 2.145 | 0.109 | 0.60 | 23.40 | 3.281 | 0.167 |
| 0.80 | 7.90 | 1.108 | 0.056 | 0.80 | 18.40 | 2.580 | 0.131 | 0.80 | 27.80 | 3.898 | 0.199 |
| 1.00 | 8.70 | 1.220 | 0.062 | 1.00 | 21.60 | 3.028 | 0.154 | 1.00 | 31.40 | 4.402 | 0.224 |
| 1.25 | 9.60 | 1.346 | 0.069 | 1.25 | 24.30 | 3.407 | 0.174 | 1.25 | 35.60 | 4.991 | 0.254 |
| 1.50 | 10.20 | 1.430 | 0.073 | 1.50 | 27.40 | 3.841 | 0.196 | 1.50 | 39.50 | 5.649 | 0.288 |
| 1.75 | 11.70 | 1.640 | 0.084 | 1.75 | 30.40 | 4.262 | 0.217 | 1.75 | 44.50 | 6.364 | 0.324 |
| 2.00 | 13.40 | 1.879 | 0.096 | 2.00 | 33.60 | 4.711 | 0.240 | 2.00 | 49.60 | 7.093 | 0.361 |
| 2.25 | 15.80 | 2.215 | 0.113 | 2.25 | 36.20 | 5.177 | 0.264 | 2.25 | 55.60 | 7.951 | 0.405 |
| 2.50 | 17.60 | 2.468 | 0.126 | 2.50 | 39.50 | 5.649 | 0.288 | 2.50 | 61.20 | 8.752 | 0.446 |
| 2.75 | 19.40 | 2.720 | 0.139 | 2.75 | 42.60 | 6.092 | 0.310 | 2.75 | 68.70 | 9.824 | 0.500 |
| 3.00 | 21.40 | 3.000 | 0.153 | 3.00 | 45.70 | 6.535 | 0.333 | 3.00 | 74.60 | 10.780 | 0.549 |
| 3.50 | 23.50 | 3.295 | 0.168 | 3.50 | 48.60 | 6.950 | 0.354 | 3.50 | 80.40 | 11.618 | 0.592 |
| 4.00 | 25.40 | 3.561 | 0.181 | 4.00 | 51.40 | 7.350 | 0.374 | 4.00 | 88.50 | 12.788 | 0.651 |
| 4.50 | 27.40 | 3.841 | 0.196 | 4.50 | 52.00 | 7.436 | 0.379 | 4.50 | 95.60 | 13.814 | 0.704 |
| 5.00 | 29.50 | 4.136 | 0.211 | 5.00 | 51.60 | 7.379 | 0.376 | 5.00 | 95.00 | 13.728 | 0.699 |
| 5.50 | 29.00 | 4.066 | 0.207 | 5.50 | 51.20 | 7.322 | 0.373 | 5.50 | 94.60 | 13.670 | 0.696 |
| 6.00 | 28.80 | 4.038 | 0.206 | 6.00 | 51.00 | 7.293 | 0.371 | 6.00 | 94.10 | 13.597 | 0.693 |
| 6.50 | 28.40 | 3.982 | 0.203 | 6.50 | 50.70 | 7.250 | 0.369 | 6.50 | 93.40 | 13.496 | 0.687 |



Moises Araca Chile
INGENIERO CIVIL
CIP 96685

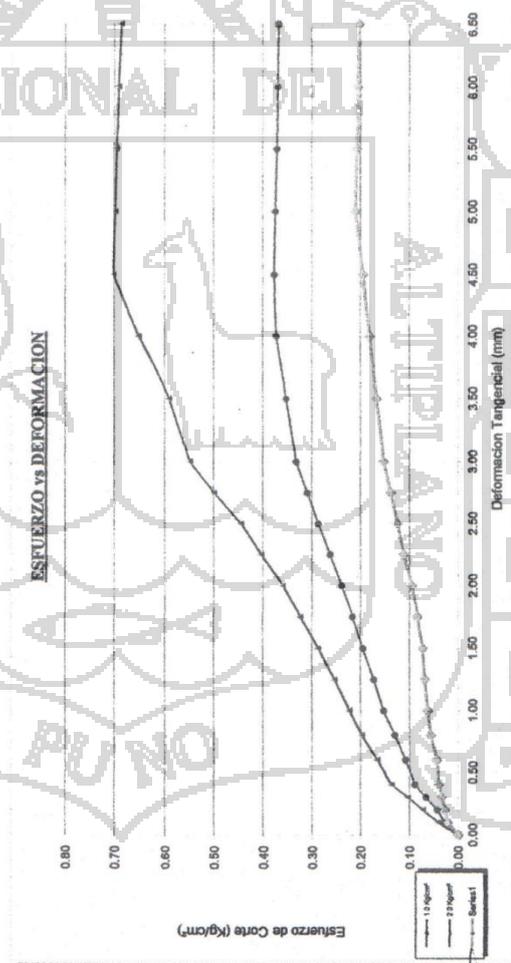


GEOTECNIA
INGENIERIA SGRL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCR. J
Jr. DANTE NAVA N° 118-A Cel. 960-031842 951-993816 RPM°0209187
E-mail: moisesaraca@hotmail.com

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(NORMA ASTM D3080-98)

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE FAMILY HOUSE SAC
UBICACION : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOQUINE DIST- PROV. PUNO - REGION PUNO
SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-3 M-1
FECHA : 08 DE MARZO DE 2014
SONDAJE :
MUESTRA : C-1 M-1



 **Moises Araca Chile**
INGENIERO CIVIL
CIP 96685

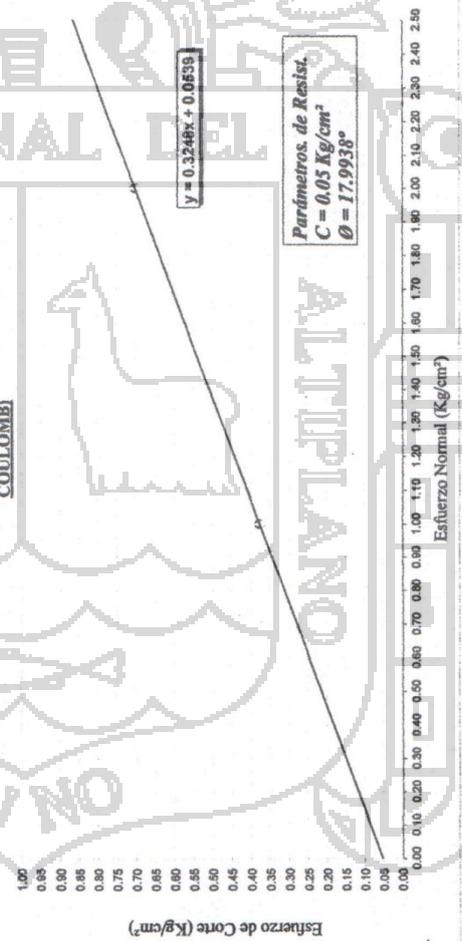


GEOTECNIA
INGENIERIA SCNL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y CONCRETO
 Jr. DANTE NAVA N° 119-A Cel. 960-031842 951-993616 RRMF0209187
 E-mail: moisesaraca@hotmail.com

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
 (NORMA ASTM D3080-198)

PROYECTO : ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIONES DEL INMUEBLE DE FAMILY HOUSE SAC
 UBICACIÓN : Jr. LAMBAYEQUE N° 520 BARRIO AZOGUINE DIST.- PROV. PUNO - REGION PUNO
 SOLICITANTE : FAMILY HOUSE SAC.
 MUESTRA : TERRENO DE FUNDACION C-3 M-1 SONDAJE : 0
 FECHA : 08 DE MARZO DE 2014 MUESTRA : C-1 M-1

ESFUERZO DE CORTE vs ESFUERZO NORMAL (CRITERIO DE LA FALLA DE MOHR-COULOMB)



Moises Arca Chile
 INGENIERO CIVIL
 CIP 96685





| REGISTRO DE SONDEOS EN SUELOS | | | | | | | | | | | |
|--|-----------------|--------------------|--------------------------|---------------------|----------------|---|----------|-------------------------|----------------------|--------|-------------------|
| PROYECTO: CONSTRUCCION DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR | | | | | | | | | | | |
| SONDEO N°: 1 | | | UBICACIÓN: C-1 | | | COORDENADAS: E - N - COTA: - | | | | | |
| TIPO: Calicata | | | PROFUNDIDAD: 0.00 - 2.00 | | | HOJA: 1 | | | | | |
| FECHA: 15/06/2013 | | | | | | | | | | | |
| ESCALA GRAFICA | PROFUNDIDAD (m) | LONGITUD TRAMO (m) | NF. (m) | CLASIFICACION SUELO | SMBOLO GRAFICO | DESCRIPCION DEL MATERIAL | MUESTRAS | DENSIDAD NATURAL (t/m³) | LIMITES DE ATTERBERG | | % HUMEDAD NATURAL |
| | | | | | | | | | N° GOLPES S.P./M.L. | LL (%) | |
| | 0.6 | | | GP-GM | | Gravas pobremente gradadas y limosas, mezcla de gravas, arenas y limos, matriz pedregosa, suelta, seca, baja plasticidad, fracción gruesa presenta formas sub-redondeadas a redondeadas, con tamaño máximo de 4". | MA | | 24.30 | 0.90 | 8.20 |
| | 0.60 | | | | | | | | | | |
| | 1.40 | | | ROCA | | Roca arenisca de color marrón, secuencia de areniscas y conglomeraos, en la parte superior se encuentra alterado por la humedad. | | | | | |
| | 2.00 | | | | | | | | | | |

OBSERVACIONES:

MI: Muestra inalterada

MA: Muestra alterada

SPT: Ensayo de penetración estándar

: Escala gráfica vertical (Equivalente a 0.10 m)

MNC: Muestra no conseguida

TP: Testigo parafinado

NF: Nivel freático

GEOPOL S.R.L.
LABORATORIO NACIONAL DE GEOTECNIA Y FUNDACIONES

WASHINGTON PEREZ GARCIA
INGENIERO

[Handwritten signature]

10



| REGISTRO DE SONDEOS EN SUELOS | | | | | | | | | | | |
|--|-----------------|--------------------|--------------------------|----------------------|----------------|---|----------|---------------------------------------|----------------------|--------|-----------------|
| PROYECTO: CONSTRUCCION DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR | | | | | | | | | | | |
| SONDEO N°: 2 | | | UBICACIÓN: C-2 | | | COORDENADAS: E - | | | | | |
| TIPO: Calicata | | | | | | N - | | | | | |
| FECHA: 15/06/2013 | | | PROFUNDIDAD: 0.00 - 1.80 | | | COTA: - | | | | | |
| HOJA: 1 | | | | | | | | | | | |
| ESCALA GRAFICA | PROFUNDIDAD (m) | LONGITUD TRAMO (m) | N.F. (m) | CLASIFICACION SUELOS | SMBOLD GRAFICO | DESCRIPCION DEL MATERIAL | MUESTRAS | DENSIIDAD NATURAL (t/m ³) | LIMITES DE ATTERBERG | | HUMEDAD NATURAL |
| | | | | | | | | | LL (%) | IP (%) | |
| | 0.7 | | | CP-GM | | Gravas por bronceo gradadas y finosas, mezcla de gravas, arenas y limo, marron pardusco, suelto, seco, no plastico, fraccion gruesa presenta formas sub-redondeadas a redondeadas, con tamaño máximo de 4". | MA | | 23.40 | NP | 9.20 |
| | 0.70 | | | | | | | | | | |
| | 1.40 | | | ROCA | | Roca arenisca de color marron, secuencia de areniscas y conglomerados, en la parte superior se encuentra alterado por la humedad. | | | | | |
| | 1.80 | | | | | | | | | | |

OBSERVACIONES:
 MI: Muestra inalterada
 MA: Muestra alterada
 SPT: Ensayo de penetración estándar
 : Escala gráfica vertical (Equivalente a 0.10 m.)

MNC: Muestra no conseguida
 TP: Testigo parafinado
 NF: Nivel freático

[Handwritten signature]

[Handwritten signature]

//



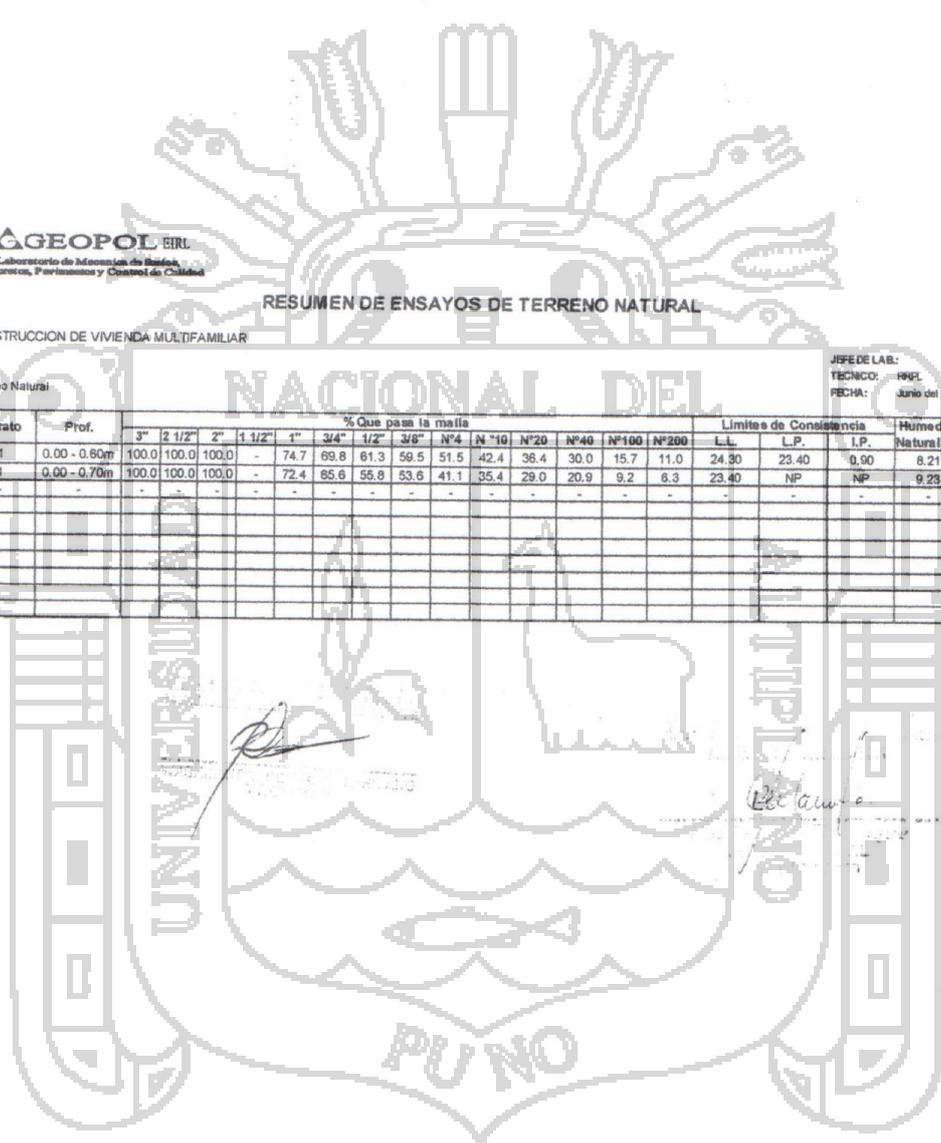
AGEOPOL EIRL
Laboratorio de Muestreo de Suelos, Concretos, Pavimentos y Control de Calidad

RESUMEN DE ENSAYOS DE TERRENO NATURAL

PROYECTO: CONSTRUCCION DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR
TRAMO:
UBICACION:
MATERIAL: Terreno Natural

JEFE DE LAB.:
FECHAS: 1991.
FECHA: Junio del 2013

| Nº | Calicata | Estrato | Prof. | % Que pasa la malla | | | | | | | | | | | | Límites de Consistencia | | | Humedad Natural (%) | Clasificación | | | |
|----|----------|---------|--------------|---------------------|--------|-------|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------------------------|-------|-------|---------------------|---------------|------|-------|--------|
| | | | | 3" | 2 1/2" | 2" | 1 1/2" | 1" | 3/4" | 1/2" | 3/8" | Nº4 | Nº10 | Nº20 | Nº40 | Nº100 | Nº200 | LL | | L.P. | I.P. | SLCS | AASHTO |
| 1 | 1 | 1 | 0.00 - 0.60m | 100.0 | 100.0 | 100.0 | - | 74.7 | 69.8 | 61.3 | 58.5 | 51.5 | 42.4 | 38.4 | 30.0 | 15.7 | 11.0 | 24.30 | 23.40 | 0.90 | 8.21 | GP-GM | - |
| 2 | 2 | 1 | 0.00 - 0.70m | 100.0 | 100.0 | 100.0 | - | 72.4 | 65.6 | 55.8 | 53.6 | 41.1 | 35.4 | 29.0 | 20.9 | 9.2 | 6.3 | 23.40 | NP | NP | 9.23 | GP-GM | - |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |



[Handwritten signature]

[Handwritten signature]



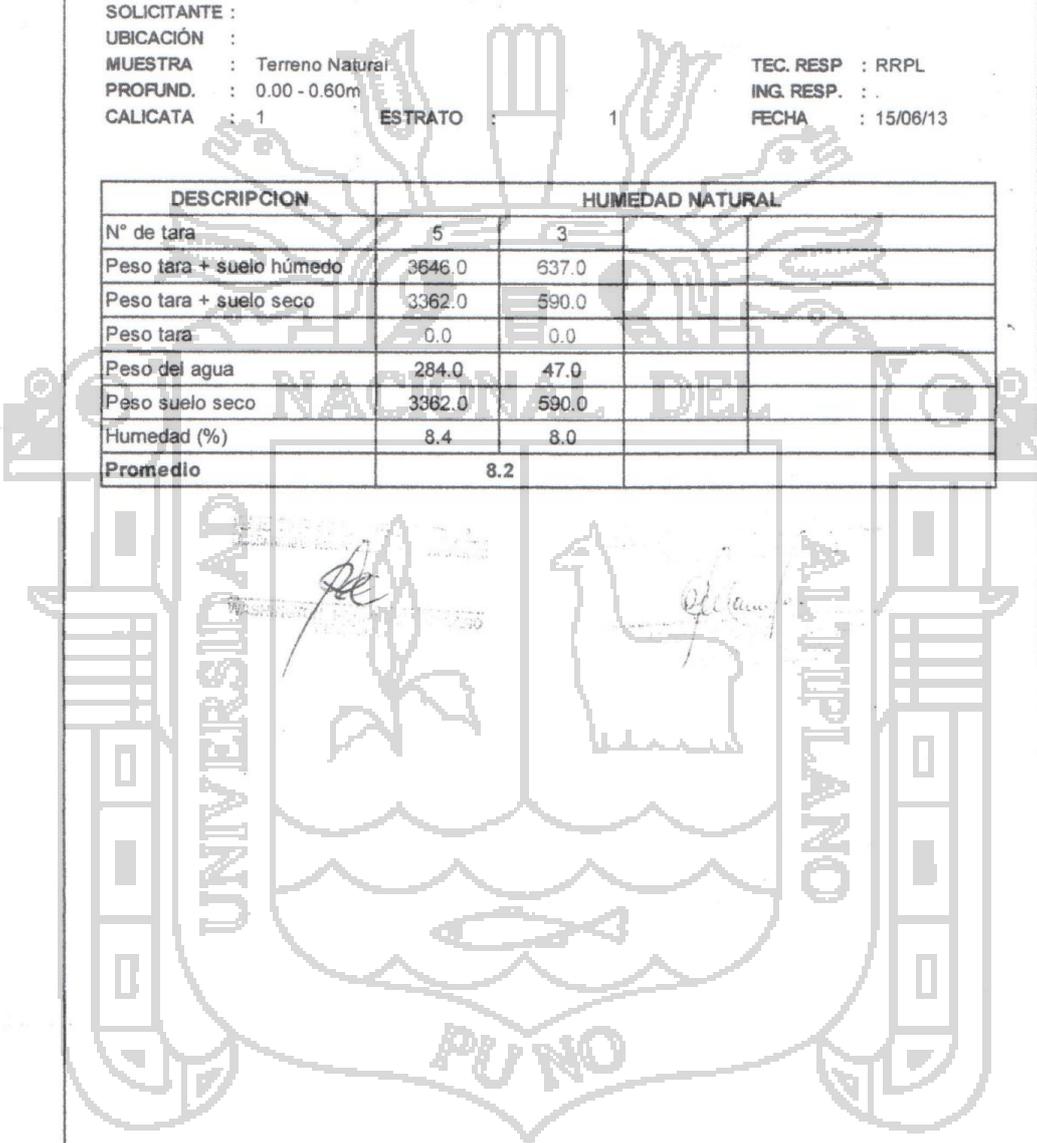
GEOPOL EIRL
 Laboratorio de Mecánica de Suelos,
 Concretos, Pavimentos y Control de Calidad

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL
 (Método ASTM D-2216)

PROYECTO : CONSTRUCCION DE VMENDA MULTIFAMILIAR
 SOLICITANTE :
 UBICACIÓN :
 MUESTRA : Terreno Natural
 PROFUND. : 0.00 - 0.60m
 CALICATA : 1 ESTRATO : 1

TEC. RESP : RRPL
 ING. RESP. :
 FECHA : 15/06/13

| DESCRIPCION | HUMEDAD NATURAL | |
|--------------------------|-----------------|-------|
| | 5 | 3 |
| N° de tara | 5 | 3 |
| Peso tara + suelo húmedo | 3646.0 | 637.0 |
| Peso tara + suelo seco | 3362.0 | 590.0 |
| Peso tara | 0.0 | 0.0 |
| Peso del agua | 284.0 | 47.0 |
| Peso suelo seco | 3362.0 | 590.0 |
| Humedad (%) | 8.4 | 8.0 |
| Promedio | 8.2 | |



14

GEOPOL EIRL
 Laboratorio de Mecánica de Suelos,
 Concreto, Pavimentos y Control de Calidad

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
 (ASTM D-422)

PROYECTO : CONSTRUCCION DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR

SOLICITANTE :

UBICACIÓN :

MUESTRA : Terreno Natural

PROFUND. : 0.60 - 0.80m

CALICATA : ESTRATO

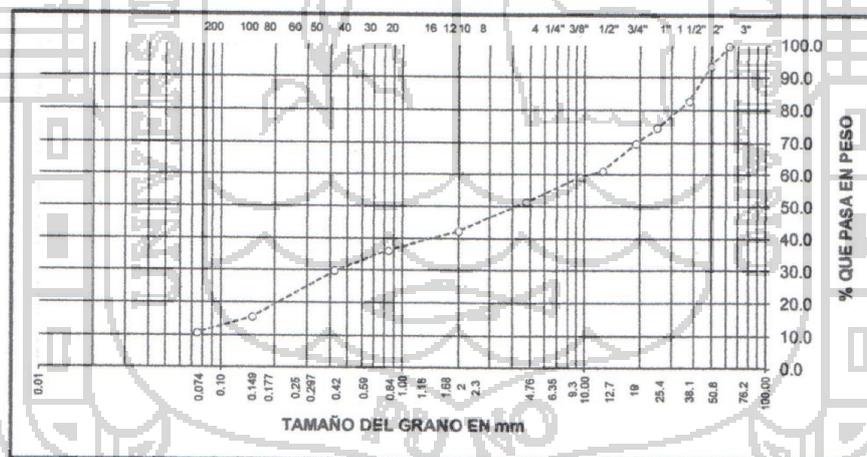
TEC. RESP. : RRPL

ING. RESP. :

FECHA : 05/08/17

| Tamices ASTM | Abertura mm | Peso Retenido | % Retenido Parcial | % Retenido Acumulado | % Que Pasa | Especificaciones | DESCRIPCION DE LA MUESTRA |
|--------------|-------------|---------------|--------------------|----------------------|------------|------------------|---------------------------|
| 3" | 75.000 | | | | | | Peso inicial : 3362.0 Grs |
| 2 1/2" | 63.000 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 100.0 | | Peso fracción : 489.0 Grs |
| 2" | 50.000 | 218.0 | 6.5 | 6.5 | 93.5 | | Grava : 48.51 % |
| 1 1/2" | 37.500 | 358.0 | 10.6 | 17.1 | 82.9 | | Arena : 40.54 % |
| 1" | 25.000 | 274.0 | 8.1 | 25.3 | 74.7 | | Fino : 10.95 % |
| 3/4" | 19.000 | 167.0 | 5.0 | 30.2 | 69.8 | | W natural : 8.2 % |
| 1/2" | 12.500 | 284.0 | 8.4 | 38.7 | 61.3 | | |
| 3/8" | 9.500 | 61.0 | 1.8 | 40.5 | 59.5 | | LIMITES DE CONSISTENCIA |
| No.04 | 4.750 | 259.0 | 8.0 | 48.5 | 51.5 | | L.L. : 24.30 % |
| No.10 | 2.000 | 86.0 | 9.1 | 57.6 | 42.4 | | L.P. : 23.40 % |
| No.20 | 0.840 | 57.0 | 6.0 | 63.6 | 36.4 | | I.P. : 0.90 % |
| No.40 | 0.425 | 51.0 | 6.4 | 70.0 | 30.0 | | |
| No.100 | 0.150 | 198.0 | 14.3 | 84.3 | 15.7 | | CLASIFICACION |
| No.200 | 0.075 | 45.0 | 4.7 | 89.0 | 11.0 | | SUCS : GP-GM |
| <No.200 | | 368.1 | 11.0 | 100.0 | | | AASHTO : - |

REPRESENTACION GRAFICA
TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD



GEOPOL EIRL
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS,
 CONCRETO, PAVIMENTOS Y CONTROL DE CALIDAD

MANAGER DE CALIDAD Y CONTROL DE CALIDAD

[Handwritten signature]



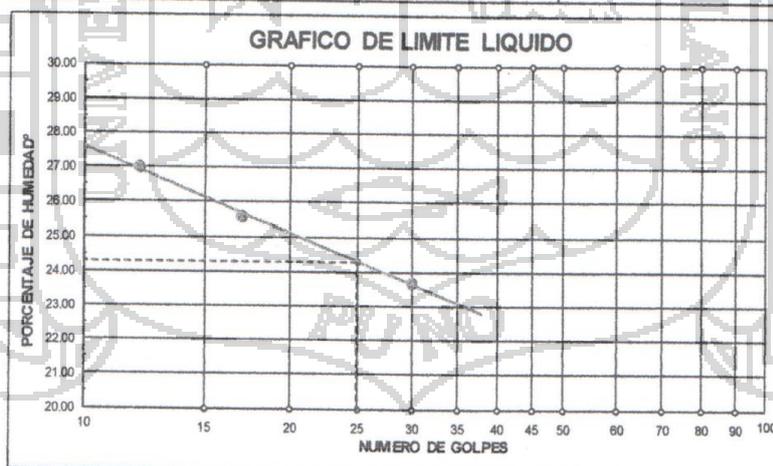
AGEOPOL EIRL
 Laboratorio de Mecánica de Suelos,
 Concretos, Pavimentos y Control de Calidad

LIMITES DE CONSISTENCIA
 (ASTM D-424)

PROYECTO : CONSTRUCCION DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR
 SOLICITANTE : VICTOR FELIPE PONCE CHECALLA
 UBICACIÓN :
 MUESTRA : Terreno Natural TEC. RESP : RRPL
 PROFUND. : 0.00 - 0.60m ING. RESP :
 CALICATA : 1 ESTRATO : 1 FECHA : 15/06/13

| DESCRIPCIÓN | LIMITE LIQUIDO | | |
|-------------------------|----------------|-------|-------|
| 01. Nº de Golpes | 30 | 17 | 12 |
| 02. Tara Nº | 53 | 54 | 59 |
| 03. Suelo Humedo * Tara | gr 22.70 | 21.20 | 21.55 |
| 04. Suelo Seco * Tara | gr 19.50 | 18.00 | 18.20 |
| 05. Peso del Agua | gr 3.20 | 3.20 | 3.35 |
| 06. Peso del Tarro | gr 5.00 | 5.50 | 5.30 |
| 07. Peso del Suelo Seco | gr 13.50 | 12.50 | 12.40 |
| 08. % de Humedad | % 23.70 | 25.60 | 27.02 |

| DESCRIPCIÓN | LIMITE PLASTICO | | |
|-------------------------|-----------------|-------|--|
| 01. Tara Nº | 52 | 53 | |
| 02. Suelo Humedo * Tara | gr 8.80 | 10.40 | |
| 03. Suelo Seco * Tara | gr 7.70 | 9.00 | |
| 04. Peso del Agua | gr 1.10 | 1.40 | |
| 05. Peso del Tarro | gr 3.05 | 2.95 | |
| 06. Peso del Suelo Seco | gr 4.65 | 6.05 | |
| 07. % de Humedad | % 23.66 | 23.14 | |
| LIMITE PLASTICO | 23.40 | | |



| LIMITE LIQUIDO | LIMITE PLASTICO | INDICE PLASTICIDAD |
|----------------|-----------------|--------------------|
| 24.30 | 23.40 | 0.90 |

[Handwritten signature]

[Handwritten signature]



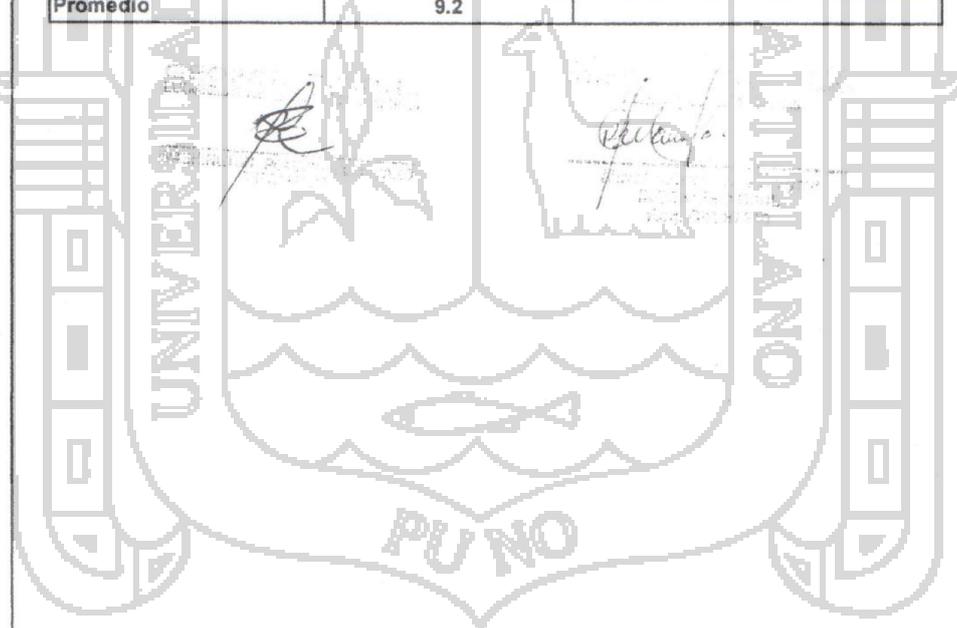
GEOPOL EIRL
Laboratorio de Mecánica de Suelos,
Concretos, Pavimentos y Control de Calidad

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL
(Método ASTM D-2216)

PROYECTO : CONSTRUCCION DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR
SOLICITANTE : VICTOR FELIPE PONCE CHECALLA
UBICACIÓN :
MUESTRA : Terreno Natural
PROFUND. : 0.00 - 0.70m
CALICATA : 2 ESTRATO : 1

TEC. RESP : RRPL
ING. RESP. :
FECHA : 15/06/13

| DESCRIPCIÓN | HUMEDAD NATURAL | |
|--------------------------|-----------------|-------|
| | 11 | 21 |
| N° de tara | 11 | 21 |
| Peso tara + suelo húmedo | 3266.0 | 726.0 |
| Peso tara + suelo seco | 2993.0 | 664.0 |
| Peso tara | 0.0 | 0.0 |
| Peso del agua | 273.0 | 62.0 |
| Peso suelo seco | 2993.0 | 664.0 |
| Humedad (%) | 9.1 | 9.3 |
| Promedio | 9.2 | |



12



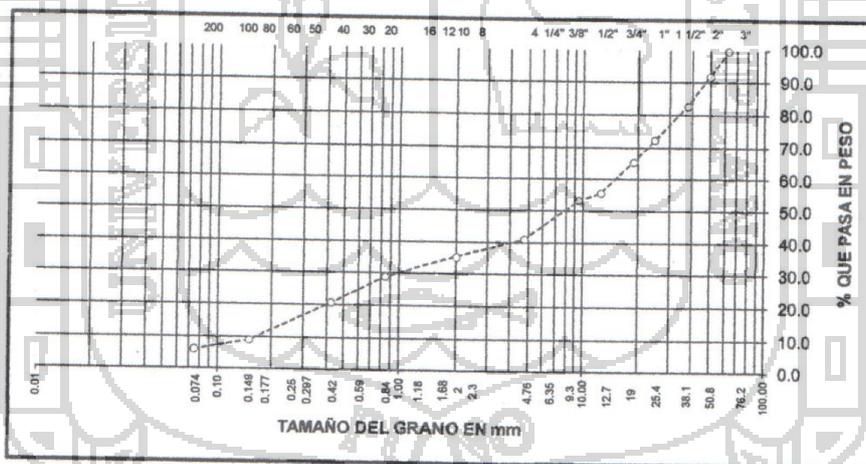
AGEOPOL EIRL
Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concretos, Pavimentación y Control de Calidad

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM D-422)

PROYECTO : CONSTRUCCION DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR
SOLICITANTE : VICTOR FELIPE PONCE CHECALLA
UBICACIÓN :
MUESTRA : Terreno Natural
PROFUND. : 0.00 - 0.70m
CALICATA : 1 ESTRATO :
TEC. RESP. : RRPL
ING. RESP. :
FECHA : 15/05/11

| Tamices ASTM | Abertura mm | Peso Retenido | % Retenido Parcial | % Retenido Acumulado | % Que Pasa | Especificaciones | DESCRIPCION DE LA MUESTRA |
|-------------------------|-------------|---------------|--------------------|----------------------|------------|------------------|---------------------------|
| 3" | 75.000 | | | | | | Peso inicial : 2993.0 Grs |
| 2 1/2" | 63.000 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 100.0 | | Peso fracción : 463.0 Grs |
| 2" | 50.000 | 243.0 | 8.1 | 8.1 | 91.9 | | Grava : 58.90 % |
| 1 1/2" | 37.500 | 272.0 | 9.1 | 17.2 | 82.8 | | Arena : 34.79 % |
| 1" | 25.000 | 310.0 | 10.4 | 27.6 | 72.4 | | Fino : 6.30 % |
| 3/4" | 19.000 | 206.0 | 6.9 | 34.4 | 65.6 | | W natural : 9.2 % |
| 1/2" | 12.500 | 292.0 | 9.8 | 44.2 | 55.8 | | |
| 3/8" | 9.500 | 67.0 | 2.2 | 46.4 | 53.6 | | |
| LIMITES DE CONSISTENCIA | | | | | | | |
| No.04 | 4.750 | 373.0 | 12.5 | 58.9 | 41.1 | | LL : 23.40 % |
| No.10 | 2.000 | 64.0 | 5.7 | 64.6 | 35.4 | | L.P. : NP % |
| No.20 | 0.840 | 73.0 | 6.4 | 71.0 | 29.0 | | I.P. : NP % |
| No.40 | 0.425 | 93.0 | 8.2 | 79.1 | 20.9 | | |
| No.100 | 0.150 | 131.0 | 11.6 | 90.8 | 9.2 | | CLASIFICACION |
| No.200 | 0.075 | 33.0 | 2.9 | 93.7 | 6.3 | | SUCS : GP-GM |
| <No.200 | | 188.6 | 6.3 | 100.0 | | | AASHTO : - |

REPRESENTACION GRAFICA
TAMAÑO DE LAS MALLAS U.S. STANDARD



[Handwritten signatures]



GEOPOL EIRL

Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concretos, Pavimentos y Control de Calidad

ENSAYOS DE COMPRESION SIMPLE

PROYECTO : CONSTRUCCION DE VIVIENDA FAMILIAR
 SOLICITANTE : VICTOR FELIPE PONCE CHACALLA
 FECHA : 20 DE JUNIO DEL 2013

| N° | ESTRUCTURA | Area cm ² | Lectura del dial en Kg. | Resistencia Kg/cm ² | Resistencia Mpa |
|-----------|---|-------------------------|----------------------------|-----------------------------------|--------------------|
| 1 | Muestra de Roca para Cimentación (Arenisca) | 99.00 | 2000.0 | 20.202 | 206.06 |
| 2 | Muestra de Roca para Cimentación (Arenisca) | 80.00 | 1800.0 | 22.500 | 229.50 |
| 3 | Muestra de Roca para Cimentación (Arenisca) | 85.00 | 2200.0 | 25.882 | 264.00 |
| Promedio: | | | | 22.861 | 233.19 |







CAPACIDAD PORTANTE

PROYECTO :
 SOLICITANTE : INGENIERO PROYECTISTA
 UBICACION : DEP. PUNO, PROV. PUNO, DIST. PUNO CIUDAD DE PUNO
 LUGAR :
 CALICATA N°02 ESTRATO N°02

FECHA : DIC. 2011.
 OPERADOR :
 ING. RESPONS. FPC.

| | | | |
|------------------|-------------------------------------|---|--------|
| Densidad Minima | 1.430 gr/cc | % pasante tamiz N° 200 | 30.0% |
| Densidad Natural | 1.560 gr/cc | Cohesion | 0.198 |
| Densidad Maxima | 1.910 gr/cc | Angulo Friccion Interna (Ø) | 12.000 |
| Df = 2.5 | | Factor de Seguridad | |
| B = 1.2 | | 3 | |
| L = 1.2 | | | |
| Profundidad (m) | | Ancho (m) | |
| largo (m) | | | |
| a. | Densidad Relativa | $Dr = \frac{y_{max} (y_{nat} - y_{min})}{y_{nat} (y_{max} - y_{min})} \times 100$ | |
| | Dr = | 33.18 | |
| b. | Angulo de Friccion Interna Aparente | $\phi_{aprente} = ((k - 50) (25 + .15(Dr))) / 100$ | |
| | Ø = | 18.66 | |
| | n = | 70.00 p' angulo corregido | |
| | Ø' = | 11.66 | |
| c. | Factores de Capacidad (Nc, Ny, Nq) | | |
| d. | Capacidad Portante del Suelo | | |
| | | $k = 1 - \% \text{ pasante del tamiz n° 200}$ | |

| Características de la Zapata | | | AFI | Factores de Carga | | | Carga admisible | |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------------------|------|------|-----------------|--------|
| Df (m) | B (m) | L (m) | Ø' | Nc | Ny | Nq | kN/m2 | kg/cm2 |
| 1.50 | 1.20 | 1.20 | 11.66 | 9.28 | 1.69 | 2.97 | 106.26 | 1.10 |
| 1.60 | 1.20 | 1.20 | 11.66 | 9.28 | 1.69 | 2.97 | 110.18 | 1.12 |
| 1.70 | 1.20 | 1.20 | 11.66 | 9.28 | 1.69 | 2.97 | 112.10 | 1.14 |
| 1.80 | 1.20 | 1.20 | 11.66 | 9.28 | 1.69 | 2.97 | 114.02 | 1.16 |
| 1.90 | 1.20 | 1.20 | 11.66 | 9.28 | 1.69 | 2.97 | 115.94 | 1.18 |
| 2.00 | 1.20 | 1.20 | 11.66 | 9.28 | 1.69 | 2.97 | 117.86 | 1.20 |
| 2.10 | 1.20 | 1.20 | 11.66 | 9.28 | 1.69 | 2.97 | 119.78 | 1.22 |
| 2.20 | 1.20 | 1.20 | 11.66 | 9.28 | 1.69 | 2.97 | 121.70 | 1.24 |
| 2.30 | 1.20 | 1.20 | 11.66 | 9.28 | 1.69 | 2.97 | 123.62 | 1.26 |
| 2.40 | 1.20 | 1.20 | 11.66 | 9.28 | 1.69 | 2.97 | 125.53 | 1.28 |
| 2.50 | 1.20 | 1.20 | 11.66 | 9.28 | 1.69 | 2.97 | 127.45 | 1.30 |

$$q_0 = C N_c S_c i_c d_c + y N_q S_q i_q d_q + ((yB)/2) N_y S_y i_y d_y$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi} \quad \phi > 0$$

$$d_q = 1 + 2 \lg \left(\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \right)^2 \frac{Df}{B}, \quad d_y = 1$$

| | | |
|-------|-------|-------|
| X_c | X_q | X_y |
| N | N | N |
| S | S | S |
| i | i | i |
| d | d | d |

$$i_q = (1 - oc/\phi)^2 =$$

$$i_y = (1 - oc/\phi)^2 =$$

$$S_c = 1 + \frac{B N_q}{B}$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L \lg \phi}$$

$$S_y = 1 - 0.40$$

Df = Profundidad de Excavacion
 B = Ancho de la Zapata
 L = Longitud de la Zapata
 Ø = Angulo de Friccion Interna
 i = Factores de forma de inclinacion
 d = Factores de Forma de Profundidad

Ni = Factores de capacidad de carga que depende de Ø (adimensionales).
 Si = Factores de forma de Seguridad

[Handwritten signature and stamp]
 INGENIERO GEOLOGO
 CIR. 101635

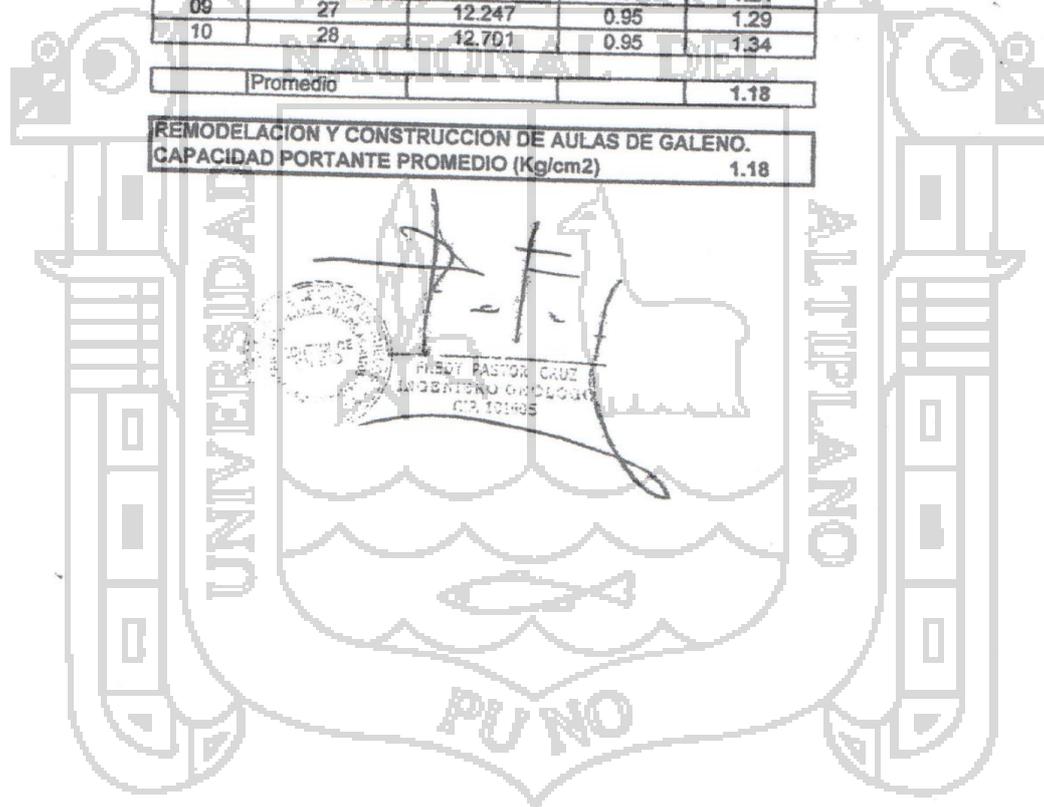


PROYECTO :
 SOLICITANTE : INGENIERO PROYECTISTA
 UBICACION : DEP. PUNO, PROV. PUNO, DIST. PUNO. CIUDAD DE PUNO.
 LUGAR :

**ENSAYO DE PENETROMETRO
 RESUMEN DE CAPACIDAD PORTANTE**

| Calicata N° 01 Estrato n° 02 | | | | |
|------------------------------|--------------|---------------|------------|--------|
| N° Datos | LECTURA DIAL | Correccion kg | Area (cm2) | Kg/cm2 |
| | | 1.1 | | |
| 01 | 20 | 9.072 | 0.95 | 0.95 |
| 02 | 21 | 9.525 | 0.95 | 1.00 |
| 03 | 25 | 11.340 | 0.95 | 1.19 |
| 04 | 26 | 11.793 | 0.95 | 1.24 |
| 05 | 25 | 11.340 | 0.95 | 1.19 |
| 06 | 24 | 10.886 | 0.95 | 1.15 |
| 07 | 25 | 11.340 | 0.95 | 1.19 |
| 08 | 26 | 11.793 | 0.95 | 1.24 |
| 09 | 27 | 12.247 | 0.95 | 1.29 |
| 10 | 28 | 12.701 | 0.95 | 1.34 |
| Promedio | | | | 1.18 |

| | |
|--|------|
| REMEDIACION Y CONSTRUCCION DE AULAS DE GALENO. CAPACIDAD PORTANTE PROMEDIO (Kg/cm2) | 1.18 |
|--|------|



[Handwritten signature]
 FREDY PASTOR CRUZ
 INGENIERO GEODIGNO
 CIP. 101405



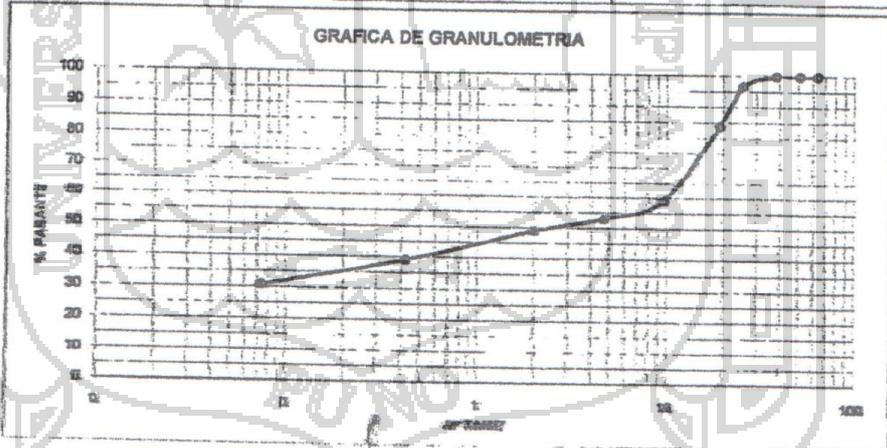
ANALISIS GRANULOMETRICO

PROYECTO :
 SOLICITANTE : INGENIERO PROYECTISTA
 UBICACION : DEP. PUNO, PROV. PUNO, DIST. PUNO, CIUDAD DE PUNO.
 LUGAR :
 CALICATA N° 02 ESTRATO N° 02

FECHA : DIC. 2011
 TECNICO :
 JEFE LAB. ING. RESP. FPG.
 CODIGO F.P.C. 001

| PROCEDENCIA DEL MATERIAL | | CALICATA N° 02 ESTRATO N° 02 | | | | NORMA : ASTM D422, AASHTO T88, MTC E-107. | |
|--------------------------|--------------------|------------------------------|-----------------|----------------|------------|---|--------------------------|
| N° DE MALLAS | ABERTURA DE MALLAS | PESO RETENIDO | % RETEN PARCIAL | % RETEN ACUMUL | % QUE PASA | ESPECIFICACIONES Base G (A-1) | RESULTADOS DE ENSAYOS |
| 3" | 76.200 | | | 0.00 | 100.00 | | Peso Inicial : 1677 Gr. |
| 2 1/2" | 63.500 | | 0.00 | 0.00 | 100.00 | | Peso Fraccion : 0.00 |
| 2" | 50.800 | | 0.00 | 0.00 | 100.00 | | K= Constante : 0.00 |
| 1 1/2" | 38.100 | | 0.00 | 0.00 | 100.00 | | Limite Liquido : 27.54% |
| 1" | 25.400 | 56.0 | 3.34 | 3.34 | 96.66 | | Limite Plastico : 19.96% |
| 3/4" | 19.050 | 214.0 | 12.76 | 16.10 | 83.90 | | Indice Plastico : 7.59% |
| 1/2" | 12.700 | 243.0 | 14.49 | 30.59 | 69.41 | | |
| 3/8" | 9.525 | 176.0 | 10.49 | 41.09 | 58.91 | | |
| 1/4" | 6.350 | | 0.00 | 41.09 | 58.91 | | |
| N° 4 | 4.750 | 96.0 | 5.84 | 46.93 | 53.07 | | |
| N° 6 | 3.360 | | 0.00 | 46.93 | 53.07 | | |
| N° 8 | 2.380 | | 0.00 | 46.93 | 53.07 | | |
| N° 10 | 2.000 | 69.0 | 4.11 | 51.04 | 48.96 | | |
| N° 16 | 1.190 | | 0.00 | 51.04 | 48.96 | | |
| N° 20 | 0.840 | 88.0 | 5.25 | 56.29 | 43.71 | | |
| N° 30 | 0.590 | | 0.00 | 56.29 | 43.71 | | |
| N° 40 | 0.425 | 76.0 | 4.53 | 60.82 | 39.18 | | |
| N° 50 | 0.297 | | 0.00 | 60.82 | 39.18 | | |
| N° 60 | 0.177 | | 0.00 | 60.82 | 39.18 | | |
| N° 100 | 0.149 | 64.0 | 3.82 | 64.64 | 35.36 | | |
| N° 200 | 0.074 | 77.0 | 4.59 | 69.23 | 30.77 | | |
| -200 | | 516.0 | 30.77 | 100.00 | | | |

CLASIFICACION
 AASHTO :
 SUCS :
 Pe grava :
 Observaciones : las muestras son puesto en laboratorio



[Handwritten signature]
 Ing. [Name]
 Laboratorio de Geotecnia
 UNP

UNP/INGENIERIA/2011



ENSAYOS DE CONSTANTES FISICOS

PROYECTO :
 SOLICITANTE : INGENIERO PROYECTISTA
 UBICACION : DEP. PUNO, PROV. PUNO, DIST. PUNO, CIUDAD DE PUNO.
 LUGAR :
 CALICATA N°02 ESTRATO N°02

FECHA : DIC. 2011
 TECNICO :

CCODIGO F.P.C. 001

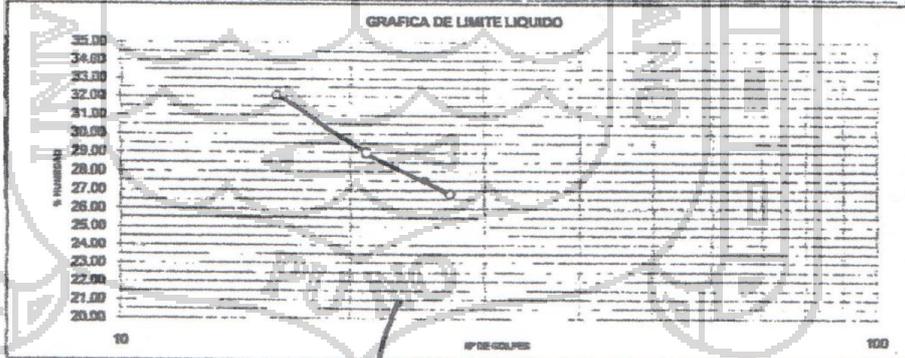
| HUMEDAD NATURAL | | | |
|-------------------|-------|--------|--------|
| Nro. De Tarro | grs | 15 | 12 |
| T. + Suelo Húmedo | (grs) | 112.00 | 132.00 |
| T. + Suelo Seco | grs | 95.58 | 110.54 |
| Agua | grs | 16.42 | 21.46 |
| Peso del Tarro | (grs) | 13.10 | 13.00 |
| Suelo Seco | (grs) | 82.48 | 97.54 |
| % de Humedad | % | 19.91 | 22.00 |
| | | | 20.95 |

| LIMITE LIQUIDO | | | | |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|
| Nro. De Tarro | | 186 | 143 | 169 |
| T. + Suelo Húmedo | (grs) | 15.54 | 15.90 | 16.44 |
| T. + Suelo Seco | grs | 12.89 | 13.00 | 13.20 |
| Agua | grs | 2.65 | 2.90 | 3.24 |
| Peso del Tarro | (grs) | 3.00 | 3.00 | 3.10 |
| Suelo Seco | grs | 9.89 | 10.00 | 10.10 |
| % de Humedad | % | 26.79 | 29.00 | 32.08 |
| Nro. De Golpes | n° | 27 | 21 | 16 |

| LIMITE PLASTICO | | | |
|-------------------|-------|-------|-------|
| Nro. De Tarro | grs | 112 | 114 |
| T. + Suelo Húmedo | (grs) | 5.40 | 5.44 |
| T. + Suelo Seco | grs | 5.00 | 5.04 |
| Agua | grs | 0.40 | 0.40 |
| Peso del Tarro | (grs) | 3.01 | 3.02 |
| Suelo Seco | (grs) | 1.99 | 2.02 |
| % de Humedad | % | 20.10 | 19.80 |

DETERMINACION DEL INDICE PLASTICO

LL = 27.54 % L.P. = 19.95 % I.P. = 7.59 %



[Handwritten signature]

PERFIL ESTRATIGRAFICO

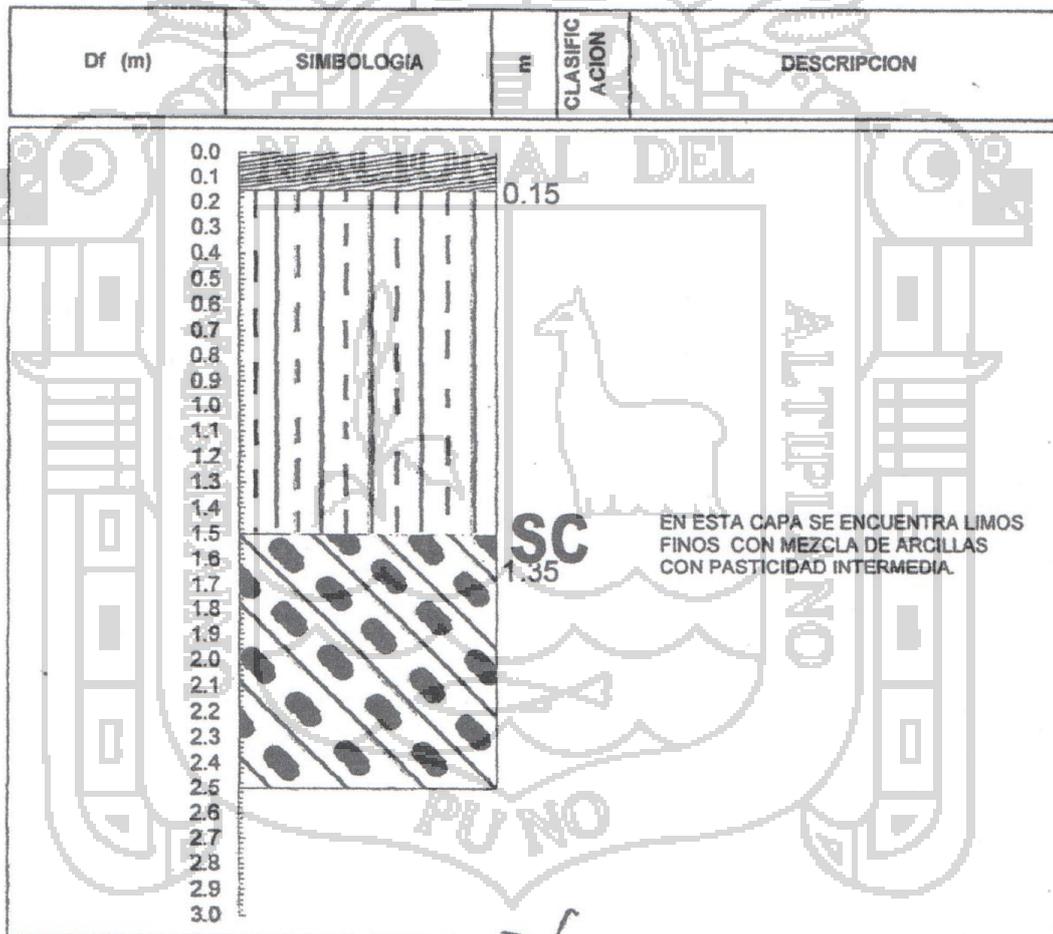
PROYECTO :
 SOLICITANTE : INGENIERO PROYECTISTA
 UBICACION : DEP. PUNO, PROV. PUNO, DIST. PUNO, CIUDAD DE PUNO.
 LUGAR :

FECHA : DIC.-2011
 TECNICO : EBM
 ING. RESP.: FPC

CALICATA Nº 01

| Calicata Nº 01 (cm) | | |
|---------------------|-------|-------|
| M-01 | 0.0 | 15.0 |
| M-02 | 15.0 | 150.0 |
| M-03 | 150.0 | 250.0 |
| M-04 | | |
| M-05 | | |

| | | |
|----------------|---|---------|
| LADO | : | C |
| NIVEL FRIATICO | : | N.P. cm |
| | | |



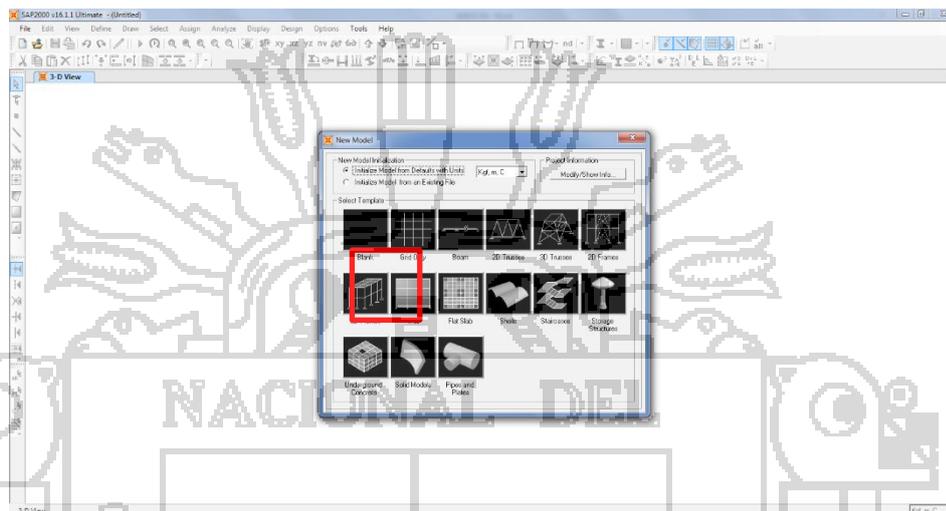
[Handwritten signature and stamp]



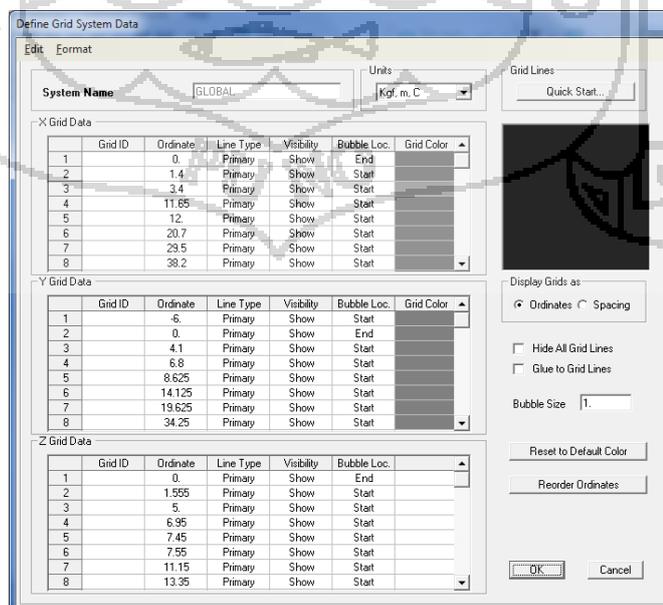
ANEXO 04

RESUMEN DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON SOFTWARE CSI SAP2000 (Structural Analysis Program)

1. Crear un nuevo modelo y definir las unidades



2. De los planos arquitectónicos podemos obtener las coordenadas cartesianas en un sistema global XYZ de los planos arquitectónicos lo cuales so ingresados al programa para el dibujo posterior, (de las cuales podemos colocarlas manualmente definiendo un sistema de grillas o importando de un archivo con extensión “.dxf”).



3. Procedemos a definir las propiedades de la mampostería

Material Property Options

Material Name: Piedra

Material Notes:

Options:

Material Type: Other

Directional Symmetry Type: Orthotropic

Display Color:

Material Properties are Temperature Dependent

Material Property Data

Material Name: Piedra

Material Type: Other

Symmetry Type: Orthotropic

Modulus of Elasticity:

| | |
|----|-----------|
| E1 | 1.374E+08 |
| E2 | 1.374E+08 |
| E3 | 1.374E+08 |

Weight and Mass:

Weight per Unit Volume: 1900

Mass per Unit Volume: 193.6799

Units: Kgf. m. C

Poisson's Ratio:

| | |
|-----|-----|
| U12 | 0.2 |
| U13 | 0.2 |
| U23 | 0.2 |

Coeff of Thermal Expansion:

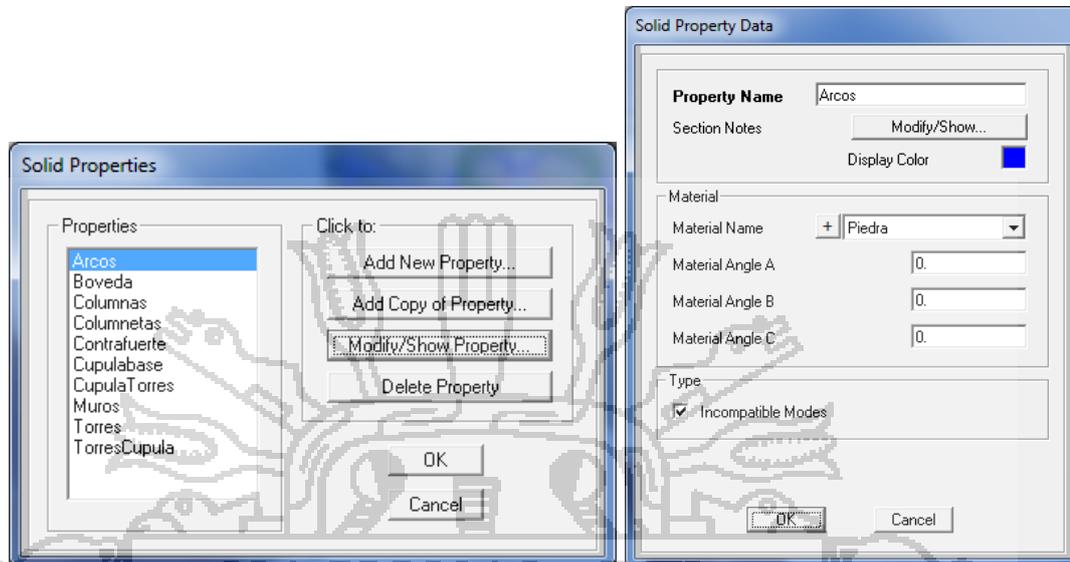
| | |
|----|----|
| A1 | 0. |
| A2 | 0. |
| A3 | 0. |

Shear Modulus:

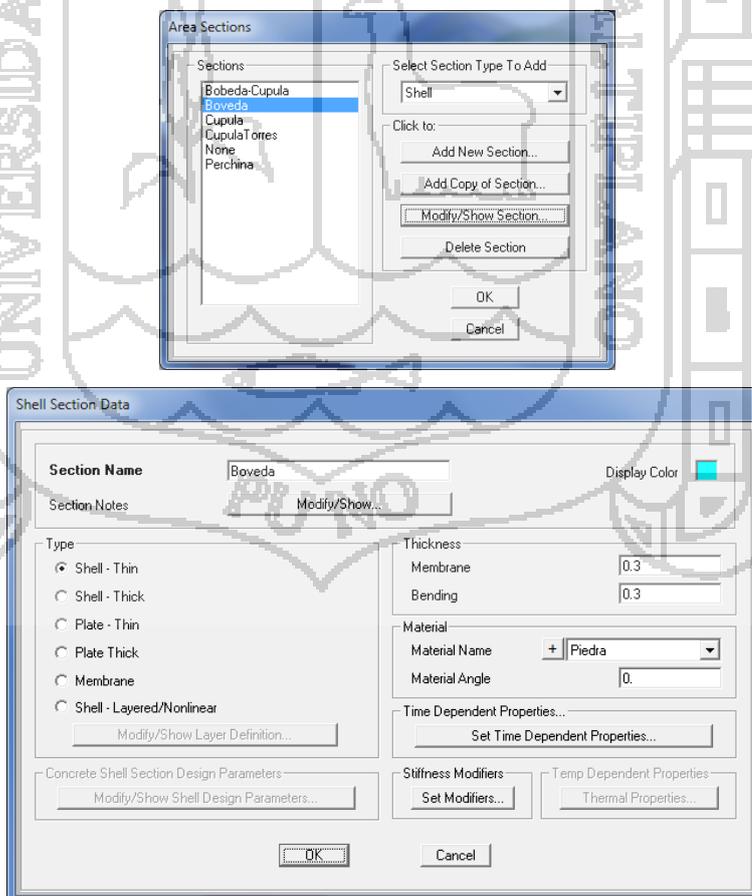
| | |
|-----|----------|
| G12 | 57258333 |
| G13 | 57258333 |
| G23 | 57258333 |

Advanced Material Property Data:

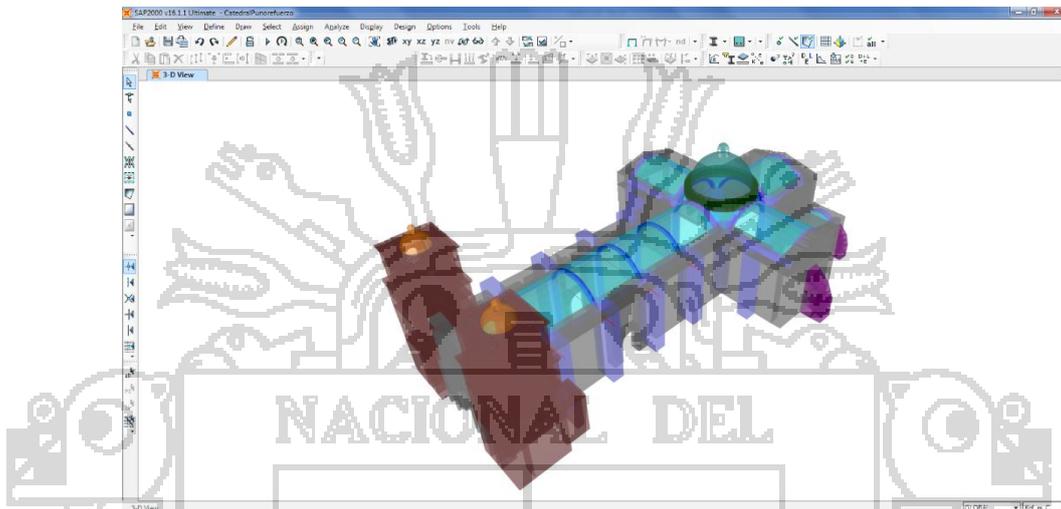
- Definimos las secciones para elementos tipo Solid para cada elemento estructural



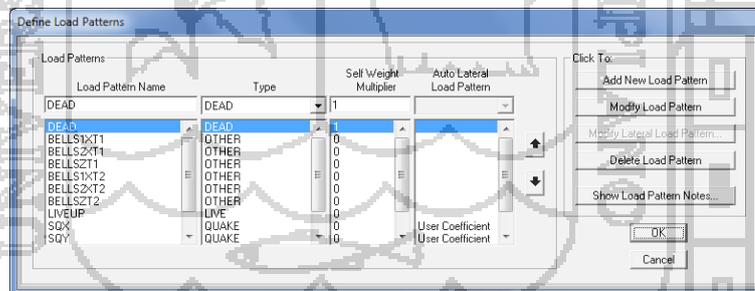
- Definimos las secciones para elementos tipo Shell para cada elemento estructural



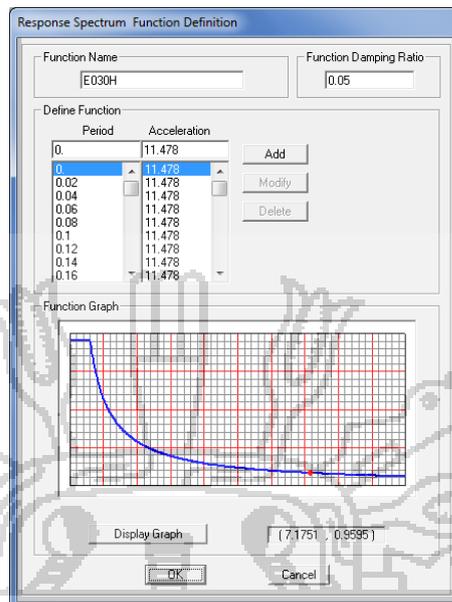
6. Procedemos a realizar el dibujo este puede realizarse de distintas formas dependiendo al criterio que cada uno posea, la regla básica es que los nudos tienen que ser compartidos por todos los elementos estructurales generando así compatibilidad, y no se genere errores durante el proceso de análisis, sin embargo es el paso que más tiempo demora.



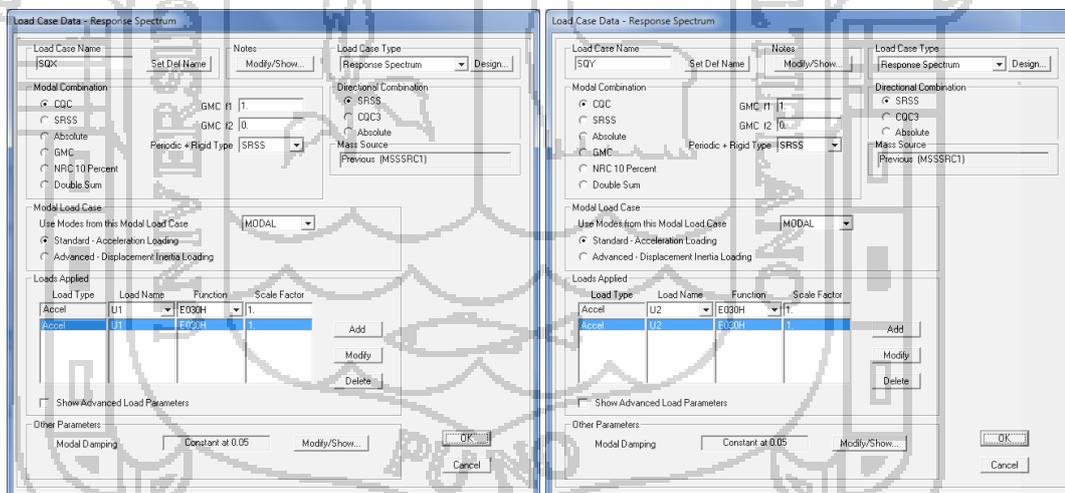
7. Definimos los casos de cargas para cada uno de los casos a analizar.



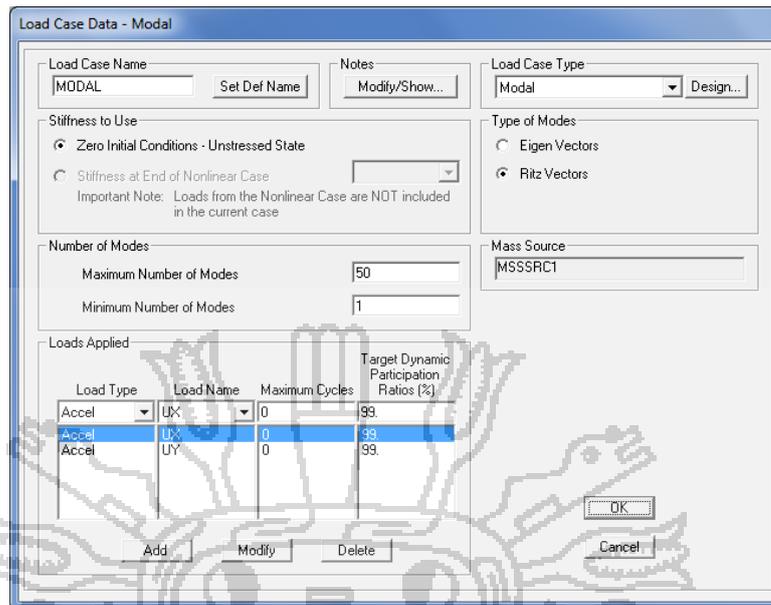
8. Ingresamos el espectro para el análisis dinámico.



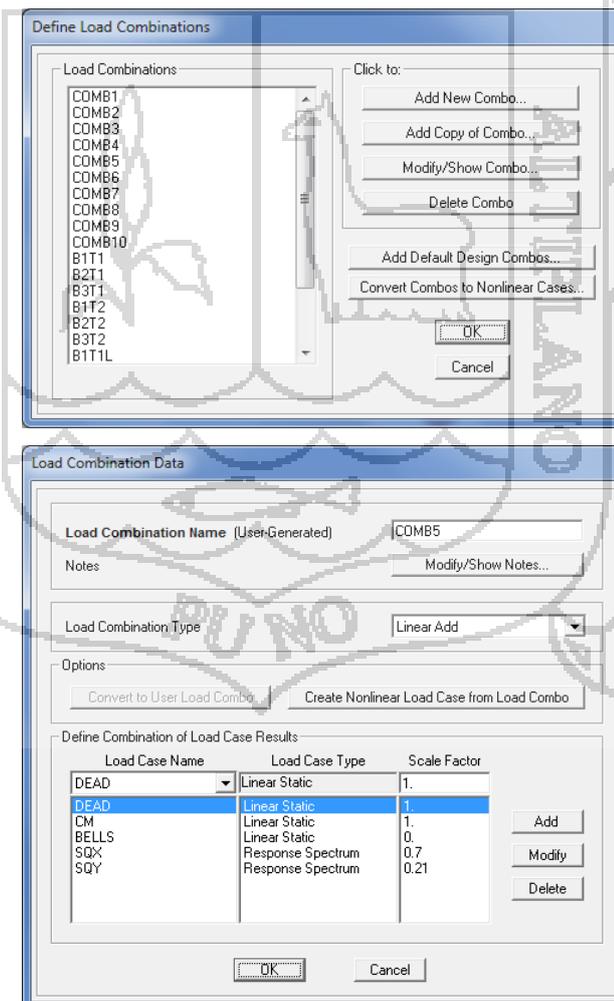
9. Definimos los casos de carga dinámica de sismo para cada dirección de análisis.



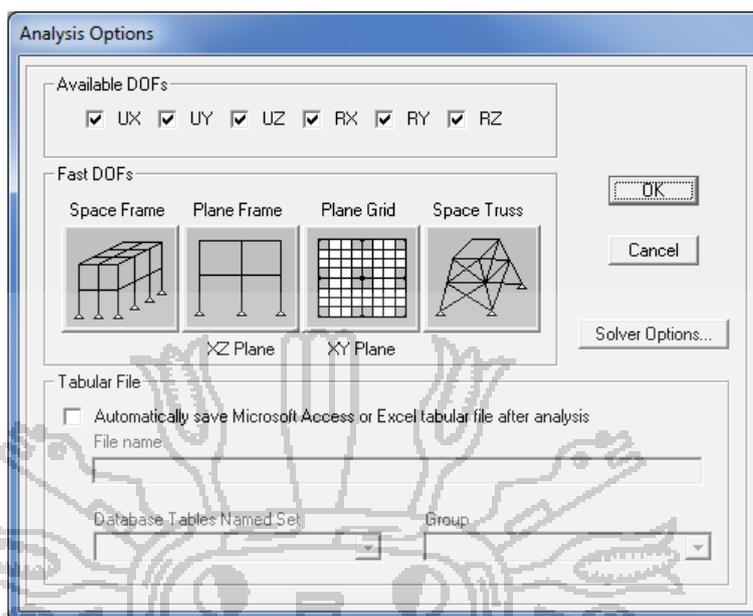
10. Definimos el análisis modal a utilizar.



11. Definimos los casos de combinación de carga por servicio.



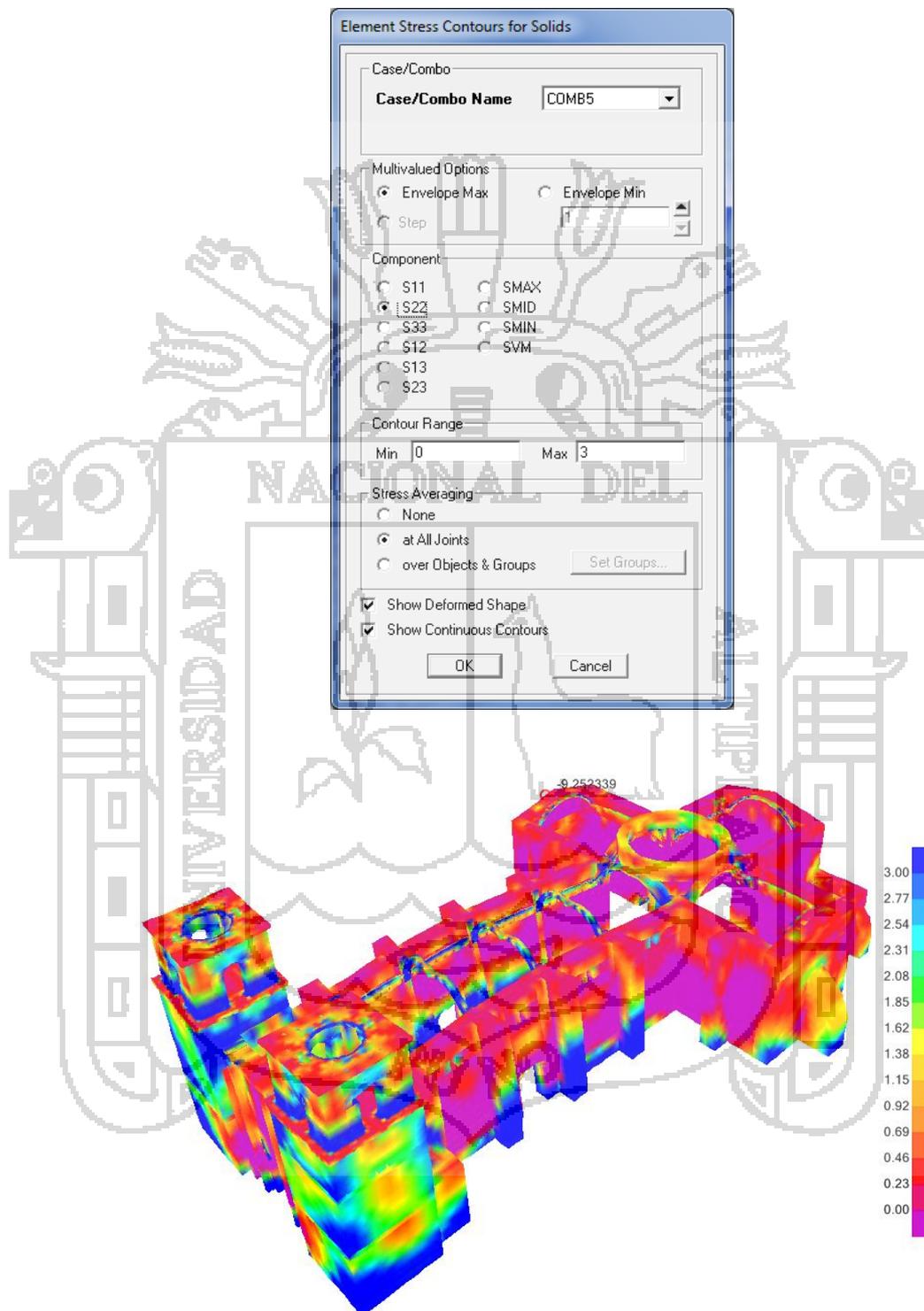
12. Definimos la secuencia de análisis en modo tridimensional.



13. Verificamos resultados del análisis modal para la obtención del periodo natural de la estructura.

| Output Case Text | Step Type Text | Step Num Unitless | Period Sec | UX Unitless | UY Unitless | UZ Unitless | SumUX Unitless | SumUY Unitless | SumUZ Unitless | RX Unitless | RY Unitless | RZ Unitless | SumRX Unitless | SumRY Unitless | SumRZ Unitless |
|------------------|----------------|-------------------|------------|-------------|--------------|--------------|----------------|----------------|----------------|--------------|--------------|-------------|----------------|----------------|----------------|
| MODAL | Mode | 1 | 0.308542 | 0.0002245 | 0.00003743 | 0.0006336 | 0.0002245 | 0.00003743 | 0.0006336 | 0.00000187 | 0.0002331 | 0.00000187 | 0.00000187 | 0.00000187 | 0.00000187 |
| MODAL | Mode | 2 | 0.300105 | 0.00003303 | 0.276 | 0.0000001517 | 0.0002675 | 0.276 | 0.0006338 | 0.029 | 0.000005943 | 0.05 | 0.029 | 0.0002891 | 0.05 |
| MODAL | Mode | 3 | 0.257111 | 0.026 | 0.004479 | 0.0000456 | 0.036 | 0.28 | 0.0002332 | 0.022 | 0.0003411 | 0.044 | 0.021 | 0.0003629 | 0.044 |
| MODAL | Mode | 4 | 0.254222 | 0.044 | 0.004638 | 0.0002426 | 0.151 | 0.285 | 0.0005917 | 0.00708 | 0.042 | 0.021 | 0.059 | 0.024 | 0.115 |
| MODAL | Mode | 5 | 0.246727 | 0.0002408 | 0.038 | 0.000000947 | 0.191 | 0.323 | 0.0009826 | 0.018 | 0.00001072 | 0.081 | 0.077 | 0.024 | 0.136 |
| MODAL | Mode | 6 | 0.237823 | 0.002939 | 0.039 | 0.00001279 | 0.194 | 0.362 | 0.0009954 | 0.018 | 0.000604 | 0.07 | 0.094 | 0.024 | 0.203 |
| MODAL | Mode | 7 | 0.219557 | 0.013 | 0.0044386 | 0.00007512 | 0.207 | 0.363 | 0.001072 | 0.0003166 | 0.00002249 | 0.01296 | 0.094 | 0.025 | 0.304 |
| MODAL | Mode | 8 | 0.19469 | 0.00004289 | 0.011 | 0.00000238 | 0.207 | 0.374 | 0.001074 | 0.004619 | 0.00000476 | 0.03676 | 0.099 | 0.025 | 0.31 |
| MODAL | Mode | 9 | 0.184456 | 0.001006 | 0.002111 | 0.000252 | 0.238 | 0.374 | 0.001326 | 0.00038431 | 0.000384 | 0.00002388 | 0.099 | 0.025 | 0.31 |
| MODAL | Mode | 10 | 0.183889 | 0.000041 | 0.039 | 0.000000308 | 0.238 | 0.467 | 0.001326 | 0.011 | 0.0000003992 | 0.054 | 0.11 | 0.025 | 0.365 |
| MODAL | Mode | 11 | 0.163378 | 0.024 | 0.003649 | 0.00005813 | 0.531 | 0.471 | 0.001389 | 0.0001389 | 0.004055 | 0.01388 | 0.11 | 0.029 | 0.388 |
| MODAL | Mode | 12 | 0.163079 | 0.01 | 0.139 | 0.000003847 | 0.542 | 0.61 | 0.001388 | 0.008051 | 0.0001087 | 0.077 | 0.118 | 0.029 | 0.444 |
| MODAL | Mode | 13 | 0.150969 | 0.0001614 | 0.0005479 | 0.0000001366 | 0.542 | 0.61 | 0.001389 | 0.0000009726 | 0.00000104 | 0.01 | 0.119 | 0.029 | 0.455 |
| MODAL | Mode | 14 | 0.153352 | 0.005987 | 0.0000002200 | 0.0002391 | 0.547 | 0.61 | 0.001842 | 0.0005074 | 0.0006245 | 0.000271 | 0.119 | 0.03 | 0.455 |
| MODAL | Mode | 15 | 0.152882 | 0.0005157 | 0.003461 | 0.0002377 | 0.548 | 0.614 | 0.001879 | 0.0002183 | 0.0002001 | 0.0004161 | 0.121 | 0.03 | 0.455 |
| MODAL | Mode | 16 | 0.150969 | 0.006627 | 0.0002463 | 0.002767 | 0.554 | 0.614 | 0.004646 | 0.00005516 | 0.0004025 | 0.00004476 | 0.121 | 0.031 | 0.455 |
| MODAL | Mode | 17 | 0.14736 | 0.008986 | 0.0001083 | 0.00004619 | 0.561 | 0.614 | 0.004648 | 0.00006802 | 0.000238 | 0.00005985 | 0.121 | 0.031 | 0.455 |
| MODAL | Mode | 18 | 0.143518 | 0.005244 | 0.001025 | 0.00004393 | 0.561 | 0.615 | 0.004652 | 0.0005945 | 0.00005929 | 0.003867 | 0.122 | 0.031 | 0.456 |
| MODAL | Mode | 19 | 0.140285 | 0.00004361 | 0.014 | 0.00000536 | 0.561 | 0.63 | 0.004699 | 0.0000795 | 0.00002095 | 0.004912 | 0.123 | 0.031 | 0.46 |
| MODAL | Mode | 20 | 0.142296 | 0.00007835 | 0.002328 | 0.00007774 | 0.561 | 0.632 | 0.004775 | 0.000001494 | 0.00009998 | 0.00179 | 0.123 | 0.031 | 0.462 |
| MODAL | Mode | 21 | 0.138986 | 0.009725 | 0.002264 | 0.0002329 | 0.571 | 0.632 | 0.00704 | 0.0001231 | 0.0000508 | 0.005889 | 0.123 | 0.031 | 0.467 |
| MODAL | Mode | 22 | 0.137331 | 0.003846 | 0.00004029 | 0.00008878 | 0.575 | 0.632 | 0.007193 | 0.0001415 | 0.002139 | 0.0064 | 0.123 | 0.033 | 0.474 |
| MODAL | Mode | 23 | 0.131757 | 0.00044 | 0.0003199 | 0.000003623 | 0.576 | 0.639 | 0.007202 | 0.0000449 | 0.00001295 | 0.002 | 0.124 | 0.033 | 0.505 |
| MODAL | Mode | 24 | 0.126552 | 0.013 | 0.0003518 | 0.000252 | 0.59 | 0.639 | 0.007222 | 0.00000079 | 0.00009997 | 0.003389 | 0.124 | 0.034 | 0.506 |
| MODAL | Mode | 25 | 0.125416 | 0.000000482 | 0.022 | 0.00001016 | 0.59 | 0.655 | 0.009824 | 0.0003583 | 0.00004895 | 0.016 | 0.124 | 0.034 | 0.521 |
| MODAL | Mode | 26 | 0.121011 | 0.061 | 0.005334 | 0.0000554 | 0.651 | 0.68 | 0.009879 | 0.0004654 | 0.001194 | 0.00873 | 0.125 | 0.035 | 0.528 |
| MODAL | Mode | 27 | 0.120116 | 0.015 | 0.029 | 0.000001482 | 0.666 | 0.689 | 0.009881 | 0.000873 | 0.0002164 | 0.028 | 0.125 | 0.035 | 0.556 |
| MODAL | Mode | 28 | 0.115372 | 0.015 | 0.00562 | 0.002285 | 0.681 | 0.691 | 0.01 | 0.0002606 | 0.00004289 | 0.0006829 | 0.125 | 0.035 | 0.557 |
| MODAL | Mode | 29 | 0.112278 | 0.009138 | 0.024 | 0.001678 | 0.684 | 0.705 | 0.014 | 0.0001306 | 0.00005957 | 0.01 | 0.125 | 0.036 | 0.567 |
| MODAL | Mode | 30 | 0.109599 | 0.012 | 0.0006104 | 0.0012744 | 0.696 | 0.716 | 0.017 | 0.0001788 | 0.000036 | 0.0003956 | 0.126 | 0.036 | 0.568 |
| MODAL | Mode | 31 | 0.103173 | 0.000006 | 0.011 | 0.002126 | 0.702 | 0.726 | 0.019 | 0.000006917 | 0.000686 | 0.001228 | 0.126 | 0.043 | 0.569 |
| MODAL | Mode | 32 | 0.097984 | 0.016 | 0.000674 | 0.123 | 0.718 | 0.727 | 0.019 | 0.00007742 | 0.104 | 0.003979 | 0.126 | 0.047 | 0.57 |
| MODAL | Mode | 33 | 0.093696 | 0.005609 | 0.012 | 0.012 | 0.723 | 0.74 | 0.024 | 0.004287 | 0.004879 | 0.015 | 0.151 | 0.057 | 0.575 |
| MODAL | Mode | 34 | 0.093044 | 0.025 | 0.019 | 0.000282 | 0.748 | 0.756 | 0.024 | 0.009862 | 0.001774 | 0.017 | 0.159 | 0.152 | 0.582 |
| MODAL | Mode | 35 | 0.088025 | 0.006881 | 0.013 | 0.001243 | 0.755 | 0.769 | 0.025 | 0.0008913 | 0.001619 | 0.0211 | 0.16 | 0.153 | 0.602 |
| MODAL | Mode | 36 | 0.083568 | 0.008171 | 0.006353 | 0.001161 | 0.763 | 0.77 | 0.025 | 0.0003978 | 0.00052 | 0.0007883 | 0.161 | 0.157 | 0.602 |
| MODAL | Mode | 37 | 0.078682 | 0.006722 | 0.012 | 0.001761 | 0.77 | 0.782 | 0.025 | 0.0003997 | 0.0007301 | 0.003804 | 0.161 | 0.158 | 0.606 |
| MODAL | Mode | 38 | 0.068933 | 0.015 | 0.003359 | 0.000335 | 0.795 | 0.79 | 0.025 | 0.0002205 | 0.001483 | 0.0004125 | 0.163 | 0.159 | 0.607 |

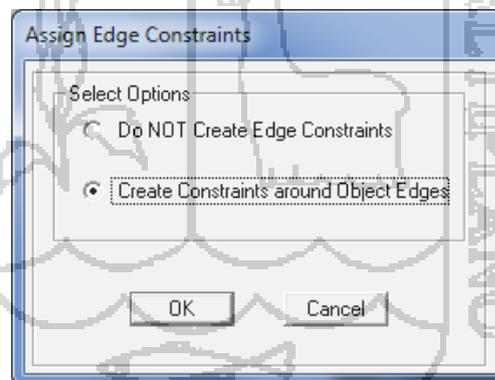
14. Visualizamos resultados de análisis para los casos de combinaciones de carga de servicio, determinando así zonas donde exista esfuerzos concentrados tanto a tracción y compresión.



15. Los pasos 1 al 12 deben ser repetidos hasta encontrar resultados que sean razonables y concuerden con el comportamiento real previsible de la estructura, esto se realiza refinando las mallas, hasta que exista compatibilidad entre las uniones de los elementos estructurales, la iteración de este paso nos lleva a recoger resultados más confiables, es indispensable realizar este paso ya que en una primera corrida muchas veces los resultados serán erróneos.

16. Una vez realizado el análisis y la evaluación es posible introducir elementos de refuerzo en la estructura, siempre es necesario la revisión de compatibilidad entre elementos estructurales. Muchas veces es necesario usar elementos de restricción para los mismos.

Por ejemplo para los casos de elementos sólidos es necesario generar elementos de restricción a nudos para que podamos obtener compatibilidad entre estos elementos. Generalmente entre arcos y contrafuertes.







UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
Tesis
"EVALUACION DE LA SEGURIDAD SISMICA EN LA SUPERESTRUCTURA DE LA CATEDRAL DE PUNO"

NACIONAL DEL

MEMORIA DE CALCULO
DISEÑO DE ELEMENTOS DE REFUERZO
ESTRUCTURAS

UNIVERSIDAD

ALTIPLANO

PUNO

Tesista: Dennis Heriberto Apaza Cruz

Director de Tesis: Ing. Raul F. Echegaray Chambi

Asesor de Tesis: Ing. Hector Aroquiya Velasquez

COMENTARIOS:



| | | |
|---|--|---|
|  | UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL TESIS "EVALUACION DE LA SEGURIDAD SISMICA EN LA SUPERESTRUCTURA DE LA CATEDRAL DE PUNO" MEMORIA DE CALCULO Elementos de Refuerzo Estructural | Página:  |
|---|--|---|

2 de 5

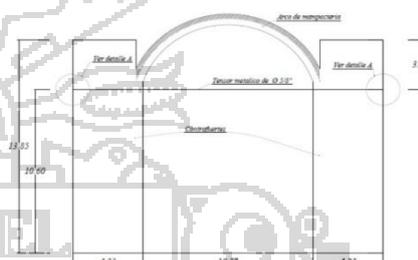
1 DISEÑO DE TENSOR

1.1 DATOS GENERALES

Luz libre L = 10.20 m
 Distancia ente tensores Dt = 8.50 m

1.1.1 GEOMETRIA DEL TENSOR

PERFIL CIRCULAR CON AREA BRUTA
 D = 15.88 mm
 A = 1.98 cm²
 Ix = 0.75 cm⁴ = 0.02 in⁴
 Iy = 0.75 cm⁴
 Iyc = Iy/2 = 0.38 cm⁴ = 0.01 in⁴
 E = 29000 ksi = 2100000 kg/cm²
 Fy = 36 ksi = 2530.00 kg/cm²
 Cb = 1



1.2 CARGAS

Carga muerta (D) = 25.00 kg
 Carga muerta (D) = 25.00 kg
 Carga viva de techo (Lr) = 9.00 kg
 Carga de Sismo (E)
 E0x = 345.00 kg
 E0y = 1815.00 kg

Resumen

| | T |
|----|---------|
| D | 97.00 |
| Lr | 14.00 |
| E1 | 345.00 |
| E2 | 2892.00 |

Incluye 50 Kg de Postensado

1.3 COMBINACIONES

| Nº | Combinación | Tu kg |
|-----|----------------|---------|
| 1.0 | 1.4 D | 135.80 |
| 2.1 | 1.2 D + 0.5 Lr | 123.40 |
| 2.2 | 1.2 D + 1.6 Lr | 138.80 |
| 3.1 | 1.2 D + E1 | 461.40 |
| 3.2 | 1.2 D + E2 | 3008.40 |
| 4.1 | 0.9 D + E1 | 432.30 |
| 4.2 | 0.9 D + E2 | 2979.30 |

1.4 DISEÑO DEL TENSOR

Pu max = 3008.40 kg = 6.62 kip

1.4.1 MIEMBROS A TENSION

1.4.1.1 GEOMETRIA DEL PERFIL

Area Total Ag = 1.98 cm²
 Resistencia a la fluencia Fy = 2530.00 Kg/cm²
 Resistencia Nominal Pn = 4506.93 Kg
 Resistencia Ultima Pu = 3008.40 Kg

(a) Para fluencia en el área total:

$$\phi_t = 0.90$$

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

El area requerida por diseño es correcto, por lo tanto debe usarse un tensor con ϕ de 5/8" Postensado con una fuerza de 50 Kg



| | | |
|--|--|-------------------|
| | UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL TESIS "EVALUACION DE LA SEGURIDAD SISMICA EN LA SUPERESTRUCTURA DE LA CATEDRAL DE PUNO" MEMORIA DE CALCULO Elementos de Refuerzo Estructural | Página: 3 de 5 |
|--|--|-------------------|



1.5 DISEÑO DE ANCLAJE

Pu max = 3008.40 kg = 6.62 kip

1.5.1 ROTURA POR EL PERNO

| | |
|-----------------------|-----------------------------|
| Area Util | Ase = 1.58 cm ² |
| Carga nominal | Pn = 4628.31 kg = 10.18 kip |
| Resistencia del perno | Ns = 9308.53 Kg = 20.48 kip |

El perno asumido es el correcto

$$A_{se} = \frac{\pi}{4} \left(d_o - \frac{0.9743}{n_1} \right)^2$$

1.5.2 ROTURA POR LA MAMPOSTERIA

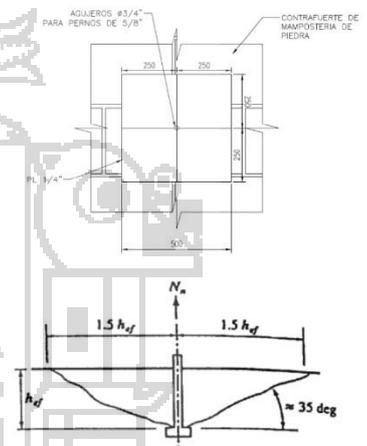
1.5.2.1 GEOMETRIA DEL PERFIL

| | |
|-----------------|-----------------------------|
| Altura Efectiva | hf = 50.00 cm |
| Area resistente | An = 5625.0 cm ² |

$$N_{cb} = \frac{A_N}{A_{NO}} \psi_2 \psi_3 N_b \quad N_b = K N_c f' h_{ef}^{1.5}$$

| | |
|-------------------------|---------------------------------|
| Rotura de perno simple | Nc = 13942.7 Kg/cm ² |
| Resistencia a la Rotura | Ncb = 8675.5 Kg/cm ² |
| Carga aplicada | Pn = 4628.3 Kg/cm ² |

El area protegida por la plancha de acero es correcta





| | | | |
|---|--|-------------------|---|
|  | UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL TESIS "EVALUACION DE LA SEGURIDAD SISMICA EN LA SUPERESTRUCTURA DE LA CATEDRAL DE PUNO" MEMORIA DE CALCULO Elementos de Refuerzo Estructural | Página: 4 de 5 |  |
|---|--|-------------------|---|

1 DISEÑO DE TIRANTES

1.1 DATOS GENERALES

Luz libre L = 2.20 m

1.1.1 GEOMETRIA DEL TENSOR

| | | | |
|------------|-------------------------|------------------------------|--|
| PERFIL | PLATINA 3"x3/16" | | |
| A | = 3.63 cm ² | = 0.56 in ⁴ | |
| Ix | = 17.56 cm ⁴ | = 0.42 in ⁴ | |
| Iy | = 0.07 cm ⁴ | | |
| Iyc = Iy/2 | = 0.03 cm ⁴ | | |
| E | = 29000 ksi | = 2100000 kg/cm ² | |
| Fy | = 36 ksi | = 2530.00 kg/cm ² | |
| Cb | = 1 | | |

1.2 CARGAS

| | |
|------------------|---------|
| Carga muerta (D) | |
| Carga muerta (D) | 0.00 kg |
| | 0.00 kg |

Carga viva de techo (Lr) 0.00 kg

Carga de Sismo (E)

EQx = 5467.00 kg
EQy = 253.00 kg

Resumen

| | | |
|----|---------|-----------------------------|
| | T | |
| D | 0.00 | Incluye 50 Kg de Postensado |
| Lr | 0.00 | |
| E1 | 5467.00 | |
| E2 | 253.00 | |

1.3 COMBINACIONES

| Nº | Combinación | Tu kg |
|-----|----------------|---------|
| 1.0 | 1.4 D | 0.00 |
| 2.1 | 1.2 D + 0.5 Lr | 0.00 |
| 2.2 | 1.2 D + 1.6 Lr | 0.00 |
| 3.1 | 1.2 D + E1 | 5467.00 |
| 3.2 | 1.2 D + E2 | 253.00 |
| 4.1 | 0.9 D + E1 | 5467.00 |
| 4.2 | 0.9 D + E2 | 253.00 |

1.4 DISEÑO DEL TIRANTE

Pu max = 5467.00 kg = 12.03 kip

1.4.1 MIEMBROS A TENSION

1.4.1.1 GEOMETRIA DEL PERFIL

| | |
|---------------------------|---------------------------------|
| Area Total | Ag = 3.63 cm ² |
| Resistencia a la fluencia | Fy = 2530.00 Kg/cm ² |
| Resistencia Nominal | Ph = 8263.29 Kg |
| Resistencia Ultima | Pu = 5467.00 Kg |

(a) Para fluencia en el área total:

$$\phi_r = 0.90$$

$$P_n = F_y A_g$$

El area requerida por diseño es correcto, por lo tanto debe usarse un tirante de 3"x3/16" sujetos mediante pasadores en los tramos indicados en los planos



| | | | |
|--|--|-------------------|--|
| | UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL TESIS "EVALUACION DE LA SEGURIDAD SISMICA EN LA SUPERESTRUCTURA DE LA CATEDRAL DE PUNO" MEMORIA DE CALCULO Elementos de Refuerzo Estructural | Página: 5 de 5 | |
|--|--|-------------------|--|

1.4.2 MIEMBROS A CORTE

| | |
|-----------------|---------------------------------|
| Relacion | $h/t_w = 16.00$ |
| Corante Nominal | $V_n = 1521.63 \text{ Kg}$ |
| | $\phi V_n = 1369.47 \text{ Kg}$ |
| Corante Ultima | $V_u = 987.00 \text{ Kg}$ |

Para $h/t_w \leq 1098 / \sqrt{F_{yw}}$

$V_n = 0.6 F_{yw} A_w$

El area requerida por diseño es correcto, por lo tanto debe usarse un tirante de 3"x3/16" sujetados mediante pasadores en los tramos indicados en los planos

1.5 DISEÑO DE PASADORES

$P_u \text{ max} = 644.00 \text{ kg} = 1.42 \text{ kip}$

1.5.1 ROTURA POR EL PERNO

| | |
|-----------------------|--|
| Area Util | $A_{se} = 0.96 \text{ cm}^2$ |
| Carga nominal | $P_n = 990.77 \text{ kg} = 2.18 \text{ kip}$ |
| Resistencia del perno | $N_s = 5664.25 \text{ Kg} = 12.46 \text{ kip}$ |

$A_{se} = \frac{\pi}{4} \left(d_o - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$

El perno asumido es el correcto

1.5.2 ROTURA POR LA MAMPOSTERIA

1.5.2.1 GEOMETRIA DEL PERFIL

| | |
|-----------------|------------------------------|
| Altura Efectiva | $h_{ef} = 100.00 \text{ cm}$ |
| Area resistente | $A_n = 2500.0 \text{ cm}^2$ |

$N_{cb} = \frac{A_n}{A_{NO}} \psi_2 \psi_3 N_b$ $N_b = K \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$

| | |
|-------------------------|------------------------------------|
| Rotura de perno simple | $N_c = 39436.0 \text{ Kg/cm}^2$ |
| Resistencia a la Rotura | $N_{cb} = 13802.6 \text{ Kg/cm}^2$ |
| Carga aplicada | $P_n = 990.8 \text{ Kg/cm}^2$ |

El area protegida por la plancha de acero es correcta

