

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERIA DE MINAS GEOLOGÍA Y CIVIL**

**ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**RESTAURACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LOS  
MONUMENTOS: IGLESIA SANTA TERESA Y LA IGLESIA SAN  
CRISTÓBAL.**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, presentado por:

**Hemerson Lizarbe Alarcón**

**ASESORES:**

Ing. Cristian Castro Pérez

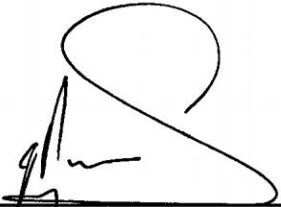
Arq. Juan Carlos Sánchez Paredes

Ayacucho, Agosto del 2010

“RESTAURACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LOS MONUMENTOS:  
IGLESIA SANTA TERESA Y LA IGLESIA SAN CRISTÓBAL”

RECOMENDADO : 29 de setiembre del 2010

APROBADO : 06 de octubre del 2010



---

Ing. CARLOS PRADO PRADO  
(Presidente)



---

Ing. JUVENAL BARRIENTOS ECHEGOYEN  
(Miembro)



---

Ing. CRISTIAN CASTRO PÉREZ  
(Miembro)



---

Arq. ARMANDO FERNÁNDEZ ALAGÓN  
(Miembro)



---

Ing. FORTUNATO DE LA CRUZ PALOMINO  
(Secretario Docente)

Según el acuerdo constado en el Acta, levantada el 06 de octubre del 2010, en la sustentación de Tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. HEMERSON LIZARBE ALARCÓN, con el borrador de tesis titulado “RESTAURACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LOS MONUMENTOS: IGLESIA SANTA TERESA Y LA IGLESIA SAN CRISTÓBAL”, fue calificado con la nota de DIECISIETE (17) por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.




---

Ing. CARLOS PRADO PRADO  
(Presidente)




---

Ing. JUVENAL BARRIENTOS ECHEGOYEN  
(Miembro)



---

Ing. CRISTIAN CASTRO PÉREZ  
(Miembro)



---

Arq. ARMANDO FERNÁNDEZ ALAGÓN  
(Miembro)



---

Ing. FORTUNATO DE LA CRUZ PALOMINO  
(Secretario Docente)

## **Dedicatoria**

*A aquellas personas que me ayudan a  
hacer mis sueños realidad y en especial  
a mi familia por darme la oportunidad.*

## **Agradecimientos**

Agradezco a mi alma mater la “Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga” por haberme albergado en sus aulas durante mi travesía en la universidad.

A mis amigos y guías en esta carrera de fondo, el Ing. Cristian Castro Pérez y el Arq. Juan Carlos Sánchez Paredes (asesores de la tesis), Ing. Juvenal Barrientos Echegoyen, por enseñarme que “con las dificultades no se puede pactar, o las vencemos o nos vencen”. Sus ideas y sugerencias han hecho que este trabajo sea más claro y concreto.

A mis padres: Hermelinda y Saturnino, que con sus ejemplos me enseñaron a luchar y soñar, a mis hermanos Faustina, Miguel, Wilber y Diana que me han acompañado y apoyado incondicionalmente en esta aventura, y a Yolanda por su amor y por creer en mí.

Mi gratitud al Monasterio de las madres Carmelitas del convento de Santa Teresa, a la Subgerencia del Centro Histórico de Ayacucho de la Municipalidad Provincial de Huamanga y al INC- Ayacucho, en la proporción de materiales para esta Tesis

## RESUMEN

La construcción de la Iglesia San Cristóbal considerada la más antigua de Ayacucho data del año 1540 con más de 470 años de construcción, que han pasado por diversas etapas de intervención sin haber sido sometidas a un previo análisis estructural, y que han sido sustentados en base a evaluaciones empíricas e intuitivas, obviándose muchas veces su comportamiento ante sollicitaciones sísmicas, debido sobre todo a la falta de recursos para realizar estudios serios más exhaustivos, causando daños irreparables en el que se han hecho intentos para dar solución sin conocer con exactitud el origen y magnitud de estos esfuerzos. La intervención en los monumentos históricos es primordial para evitar desastres tanto en vidas humanas como en patrimonios culturales. El objetivo es hacer un análisis del comportamiento estructural de estos templos, con la generación de modelos matemáticos basados en técnicas de elementos finitos y comparar estos modelos, con los nuevos elementos estructuras adicionales de reforzamiento, buscándose la mejor solución frente a los esfuerzos máximos, teniendo en cuenta las restricciones de intervención para un monumento de primer orden. Haciéndose un análisis dinámico, modal espectral, y evaluar su resistencia de un inminente movimiento sísmico. Antecedentes de éste tipo de estudios pueden ser hallados en el proceso de Restauración de la Basílica de San Francisco de Asís (Italia) luego del terremoto de 1997, y en el Perú, como las primeras son la Catedral del Cusco y de Lima, el Congreso de la República realizados por la UNI a través del CISMID. En el caso de la ciudad de Ayacucho no existen precedentes en análisis de éste tipo. Por tanto, se harán este análisis a las Iglesias de Santa Teresa y San Cristóbal por poseer gran valor histórico y su deplorable estado, además se buscará sentar las bases para la realización de nuevos estudios similares en otras Iglesias.

**RESTAURACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LOS  
MONUMENTOS: IGLESIA SANTA TERESA Y LA IGLESIA SAN  
CRISTÓBAL.**

**ÍNDICE DE CONTENIDOS**

<i>Contenido</i>	<i>Pág.</i>
<b>Portada</b>	<i>i</i>
<b>Dedicatoria</b>	<i>ii</i>
<b>Agradecimientos</b>	<i>iii</i>
<b>Resumen</b>	<i>iv</i>
<b>Índice de Contenidos</b>	<i>v</i>
<b>Índice de Figuras</b>	<i>xii</i>
<b>Índice de Cuadros</b>	<i>xix</i>

**CAPITULO I**

**INTRODUCCIÓN**

<b>1.1 Antecedentes</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Planteamiento del Problema</b>	<b>3</b>
<b>1.3 Justificación e Importancia</b>	<b>5</b>
1.3.1 General	5
1.3.2 Técnica	5
1.3.3 Económica	6
<b>1.4 Objetivos</b>	<b>7</b>
1.4.1 Objetivos Generales	7
1.4.2 Objetivos Específicos	7

<b>1.5 Formulación de la hipótesis</b>	<b>7</b>
<b>1.6 Aspectos Metódicos</b>	<b>8</b>
<b>1.7 Organización del Estudio</b>	<b>8</b>

## **CAPITULO II**

### **ESTADO DEL ARTE EN INTERVENCIONES DE MONUMENTOS**

#### **HISTÓRICOS**

<b>2.1 Antecedentes Históricos</b>	<b>10</b>
2.1.1 Centro histórico de Ayacucho	13
<b>2.2 Factores que determinan el deterioro de los monumentos</b>	<b>16</b>
<b>2.3 Procedimientos de Intervención en Edificios Históricos</b>	<b>17</b>
2.3.1 Conceptos básicos	19
<b>2.4 Componentes de la edificación</b>	<b>20</b>
2.4.1 Composición Arquitectónica	20
2.4.2 Composición estructural	24
a) Cimentación	24
b) Sobrecimiento	25
c) Muros	25
d) Columnas	26
e) Pilares	27
f) Pilastras	27
g) Cobertura	28
<b>2.5 Evaluación de valores arquitectónicos</b>	<b>29</b>
2.5.1 Valores históricos	30
2.5.2 Valores artísticos	31

2.5.3	Valores científicos	31
2.5.4	Valores históricos inmateriales	31
<b>2.6</b>	<b>Materiales usados en la intervención de monumentos históricos.</b>	<b>32</b>
2.6.1	El adobe	32
2.6.2	La piedra	33
2.6.3	El ladrillo	33
2.6.4	La madera	34
2.6.5	El mortero	35
2.6.6	La teja	36
2.6.7	La cal	36
2.6.8	El carrizo	37
<b>2.7</b>	<b>Índice de vulnerabilidad sísmica de los edificios históricos con el método de Benedetti-Petrini.</b>	<b>37</b>
<b>2.8</b>	<b>Principales tipos de fallas</b>	<b>44</b>
2.8.1	Falla por tracción en los encuentros de muros	44
2.8.2	Falla por flexión	45
2.8.3	Falla por corte	46
2.8.4	Falla por volteo	47
<b>2.9</b>	<b>Mecanismos de daño y colapso</b>	<b>48</b>
<b>2.10</b>	<b>Análisis estructural de los edificios históricos</b>	<b>49</b>
2.10.1	Las acciones estáticas	49
2.10.2	Las acciones dinámicas	50
	a) Método de superposición modal	52
	b) Método de espectro de respuesta	54

<b>2.11 Método de elementos finitos.</b>	<b>57</b>
2.11.1 Análisis tridimensional	60
2.11.2 Análisis de láminas planas	62
2.11.3 Análisis de Sólidos Axisimétricos	67
2.11.4 Análisis de estructuras especiales	69
a) Bóveda	69
b) Cúpula	72
c) Casos especiales	77

### **CAPITULO III**

#### **INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL EN MONUMENTOS HISTÓRICOS**

<b>3.1 Intervención estructural en construcciones de valor histórico</b>	<b>79</b>
3.1.1 Principios	79
3.1.2 Criterios	81
3.1.3 Peculiaridades	81
<b>3.2 Procedimiento reconstructivo de la cimentación y sobrecimentación</b>	<b>82</b>
<b>3.3 Reparación de fisuras y reforzamiento en Muros Históricos de tierra</b>	<b>85</b>
3.3.1 Restitución de materiales y uso de adobes estabilizados	85
3.3.2 Uso del grouts de barro	86
3.3.3 Uso de llaves de madera	88
3.3.4 Uso de las geomallas de polímero	90
3.3.5 Uso de mallas	92
3.3.6 Uso de emulsiones acrílicas y remineralizante	93
3.3.7 Uso de contrafuertes	93
3.3.8 Uso de tensores de acero	94

3.3.9	Uso de varillas de fibras de vidrio	95
<b>3.4</b>	<b>Revestimiento mejorado</b>	<b>95</b>
<b>3.5</b>	<b>Curado y preservación de estructuras de madera</b>	<b>96</b>
<b>3.6</b>	<b>Tratamiento impermeabilizante de las tejas</b>	<b>96</b>
<b>3.7</b>	<b>Compatibilidad del adobe con los materiales usados en técnicas de Restauración</b>	<b>98</b>
3.7.1	Compatibilidad del adobe con la madera	98
3.7.2	Compatibilidad del adobe con acero	98
3.7.3	Compatibilidad del adobe con concreto armado	98
<b>3.8</b>	<b>Clasificación del nivel de daños y límites de reparabilidad</b>	<b>101</b>
<b>3.9</b>	<b>Mecanismos causantes de la degradación mecánica a través del tiempo</b>	<b>102</b>
3.9.1	Viento	102
3.9.2	Choque térmico	103
3.9.3	Cristalización de sales solubles	103
3.9.4	Dilatación térmica diferencial.	104
3.9.5	Contaminantes	104
3.9.6	Agentes biológicos	105
3.9.7	Agentes humanos	105
3.9.8	Deslizamiento	106
3.9.9	Hidrometeorológico	106
3.9.10	Licuación de suelos	107

## **CAPITULO IV**

### **MATERIALES Y MÉTODOS**

<b>4.1</b>	<b>La Iglesia de Santa Teresa</b>	<b>108</b>
------------	-----------------------------------	------------

4.1.1 Consideraciones generales	108
4.1.2 Tipología arquitectónica	110
4.1.3 Sistema y composición estructural	113
4.1.4 Materiales y condiciones de sitio	114
4.1.5 Evaluación y diagnóstico del estado Pre-restauración	117
4.1.6 Análisis estructural de la Iglesia	121
<b>4.2 La Iglesia San Cristóbal</b>	<b>128</b>
4.2.1 Consideraciones generales	128
4.2.2 Tipología arquitectónica	130
4.2.3 Sistema y composición estructural	131
4.2.4 Materiales y condiciones de sitio	132
4.2.5 Evaluación y diagnóstico del estado Pre-restauración	133
4.2.6 Análisis estructural de la Iglesia	138

## CAPITULO V

### RESULTADOS DE LA IGLESIA SANTA TERESA

<b>5.1 Índice de vulnerabilidad sísmica con el método de Benedetti-Petrini.</b>	<b>143</b>
<b>5.2 Pre procesamiento</b>	<b>144</b>
<b>5.3 Procesamiento</b>	<b>151</b>
<b>5.4 Post procesamiento</b>	<b>151</b>

## CAPITULO VI

### RESULTADOS DE LA IGLESIA SAN CRISTÓBAL

<b>6.1 Índice de vulnerabilidad sísmica con el método de Benedetti-Petrini</b>	<b>161</b>
<b>6.2 Pre procesamiento</b>	<b>162</b>
<b>6.3 Procesamiento</b>	<b>169</b>

<b>6.4 Post procesamiento</b>	169
<b>6.5 Torre Iglesia San Cristóbal</b>	176
<b>6.6 Propuesta alternativa para la intervención estructural</b>	180
6.6.1 Cimiento y sobrecimiento	180
6.6.2 Pisos	182
6.6.3 Muros	182
6.6.4 Llaves de madera	185
6.6.5 Estructura de madera y coberturas	187

## **CAPITULO VII**

### **CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN**

<b>7.1 CONCLUSIONES</b>	189
<b>7.2 RECOMENDACIONES</b>	191
<b>7.3 LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN</b>	192

<b>BIBLIOGRAFIA</b>	192
---------------------	-----

### **ANEXOS**

<b>A. ENSAYO DE PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE ROCAS</b>	199
<b>B. REPORTE DE RESULTADOS</b>	202
<b>C. PRESUPUESTO DE RESTAURACIÓN DE LA IGLESIA SAN CRISTÓBAL</b>	209
<b>D. PLANOS</b>	212

## **INDICE DE FIGURAS**

Figura N° 2-1.-a) Dibujo de Garcilaso de la Vega antigua ciudad de Huamanga, b) Ayacucho – Huamanga colonial	14
Figura N° 2-2.-a) La catedral, b) Iglesia de San Agustín, c) Iglesia Santa María Magdalena, d) Iglesia de Santa Teresa, e) Iglesia de San Juan Bautista, f) Iglesia de Santo Domingo	15
Figura N° 2-3.-Zona monumental de la Ciudad de Ayacucho	16
Figura N° 2-4.-Composición arquitectónica típicos de los templos	23
Figura N° 2-5.-Tipos de mampostería.	26
Figura N° 2-6.-a)Muro ancho heterogéneo, b) Arcos de descarga	26
Figura N° 2-7.- a) Capitel, b) Fustes de sección continua, galibada c) Basas	27
Figura N° 2-8.- a) Capitel, b) Cuerpo, c) Basas, d) Pilares agrupados	27
Figura N° 2-9.- Pilastras a) De adobe, b) De ladrillo	28
Figura N° 2-10.-a) Par y nudillo b) Sobreparaes c) Viga de arriostre	29
Figura N° 2-11.- Elementos principales de la cubierta de par y nudillos	29
Figura N° 2-12.- Configuración en planta de la estructura.	41
Figura N°2-13.- Configuración en elevación de la estructura.	42
Figura N° 2-14.- Falla típica en tracción	44
Figura N° 2-15.- a)Arriostrado en dos bordes, b) Arriostrado en tres bordes.	45
Figura N° 2-16.- Falla típica por corte, a) Tracción diagonal, b) Tracción horizontal	46
Figura N° 2-17.- a) Falla por volteo en un muro, b) Fuerzas de volteo sobre un muro	47
Figura N° 2-18.- Arriostre aportado por el techo a los muros portante.	48
Figura N° 2-19.- Incremento de las fuerzas al agrietarse la estructura	48
Figura N° 2-20.- Efecto de flexión fuera del plano	49
Figura N° 2-21.- Corte diagonal en campanarios	49

Figura N°2-22.- a)Espectro de pseudo-aceleración, b) Pseudo-aceleración normalizada	55
Figura N°2-23.- Efectos de direccionalidad	56
Figura N°2-24.- Grados de libertad en elementos tipo Shell	58
Figura N°2-25.- a) Elementos de lámina plana, b) Desplazamiento de un punto	63
Figura N°2-26.- a) Fuerzas de membrana, b) Fuerzas de flexión	64
Figura N°2-27.- Desplazamientos y Fuerzas de Membrana	64
Figura N°2-28.- Desplazamientos y Fuerzas de Flexión	64
Figura N°2-29.- Rotación del Sistema de Referencia	66
Figura N°2-30.- Ejes Locales y Ejes Globales	67
Figura N°2-31.- Simetría axial de geometría	67
Figura N°2-32.- Construcción de una bóveda	70
Figura N° 2-33.- Mecanismos portantes	71
Figura N° 2-34.- a) Efecto de arco, b) Efecto de lámina	71
Figura N°2-35.- a) Esfuerzos cortantes, b) Esfuerzos, c)Esfuerzos tangenciales	72
Figura N° 2-36.- a) División de segmentos, b) La curvatura transversal	73
Figura N° 2-37.-Deformación de segmentos,	73
Figura N° 2-38.- Efecto de la forma anular.	74
Figura N° 2-39.-Flexión del borde inferior de la membrana, Perturbaciones de borde	75
Figura N°2-40.- Trasmisión de cargas de membranas en forma de cúpula	76
Figura N°2-41.- Esfuerzos de membrana	77
Figura N° 3-1.- Procedimiento reconstructivo de la cimentación y sobrecimentación	84
Figura N° 3-2.- Esfuerzos y estabilidad de muros en edificios históricos	85
Figura N° 3-3.- Reconstrucción de un muro, caso de esquina dañado	86
Figura N° 3-4.- Uso del grouts de barro	88

Figura N°3-5.- Refuerzo con madera	89
Figura N°3-6.- Detalles de llaves de madera	89
Figura N°3-7.- Dinteles de madera sobre puertas y ventanas	90
Figura N°3-8.- Geomalla biaxial de nudos rígidos.	91
Figura N°3-9.- Uso de mallas	92
Figura N° 3-10.-Alternativa para integración de contrafuertes a la estructura principal	93
Figura N° 3-11.- (a) Uso del tensor, (b) Refuerzo en los encuentros	95
Figura N° 3-12.- Impermeabilización de las tejas de tejas sumergidas en la solución	97
Figura N°3-13.- Viga de refuerzo de C° A°, el sismo de Iquique del 2005.	100
Figura N° 3-14. Límite de reparabilidad en función del desplome del muro.	102
Figura N°3-15.-Nuclearización de sales que se facilita dentro de la roca	103
Figura N°4-1.- Iglesia Santa Teresa.	109
Figura N°4-2.- Fachada principal de la Iglesia Santa Teresa	111
Figura N°4-3.- Fachada lateral de la Iglesia Santa Teresa	111
Figura N°4-4.- a) Altar mayor b) Detalle de la coronación c) Celosía del coro.	112
Figura N° 4-5.- Difractograma de rayos X-Muestra roca 50kV/40mA CuKa/Ni	115
Figura N°4-6.- a) Sistema estructural de la nave principal	117
Figura N°4-7.- a) Disgregación del sobre cimiento por la absorción de la humedad	119
Figura N°4-8.- a) Deterior del arco por acción de los tensores colocados	121
Figura N° 4-9.- Trazo de ejes en planta	123
Figura N° 4-10.-Cubierta y detalle del techo	124
Figura N° 4-11.-Detalle de puertas y ventanas	125
Figura N° 4-12.-Espectro de pseudo-aceleraciones NTE E-030	127
Figura N° 4-13.-Modelo matemático	127
Figura N° 4-14.- Iglesia San Cristóbal dibujadas por Arnoldo Michaelsen en 1930.	129



Figura N°5-12.- Combinación de cargas	150
Figura N°5-13.- Combinación de cargas	150
Figura N°5-14.- Análisis del modelo	151
Figura N°5-15.- Resultados del análisis.	151
Figura N° 5-16.-Modelo matemático de la Iglesia Santa Teresa	153
Figura N°5-17.-a)Primer modo de vibración sin tensores ( T=1.2646), b) Primer modo de vibración con tensores ( T=1.2619)	154
Figura N° 5-18.-a) Desplazamientos horizontales debido al sismo en dirección transversal (X) y b) Desplazamientos horizontales debido al sismo en dirección longitudinal (Y)	155
Figura N° 5-19.-a) Los esfuerzos principales mínimos, b) Los esfuerzos principales máximos	156
Figura N° 5-20.-a) Sismo Y-Y en los muros transversales X, b) Sismo Y-Y en los muros longitudinales Y.	157
Figura N°5-21.- a) Sismo X-X, en los muros transversales X, b) Sismo X-X, en los muros longitudinales Y	157
Figura N°5-22.- Elementos adicionales de arriostramiento a los muros de la Iglesia	159
Figura N°6-1.- Modelo de la Iglesia San Cristóbal con AutoCAD	162
Figura N°6-2.- Importe de elementos del AutoCAD al SAP2000	162
Figura N°6-3 .- Ventana de definición de las propiedades del material	163
Figura N°6-4.-Definición de la sección del sistema del par y nudillo	164
Figura N°6-5.-Ventana de definición de una sección de losa	168
Figura N°6-6.- Ventana de definición de los casos de carga estática.	165
Figura N°6-7.- Ventana de asignación de carga uniformemente distribuida	165
Figura N°6-8.- Ventana de definición de la fuente de masa.	166

Figura N°6-9.- Ventana de las opciones de análisis.	166
Figura N°6-10.- Ventana de definición de la función del espectro de respuesta.	167
Figura N°6-11.- Ventana de definición de los casos de análisis espectral, para las direcciones X y Y.	167
Figura N°6-12.- Combinación de cargas	168
Figura N°6-13.- Combinación de cargas	168
Figura N°6-14.- Análisis del modelo	169
Figura N°6-15.- Resultados del análisis.	169
Figura N°6-16.-a) Modelo de la Iglesia en elementos finitos en la actualidad, b)Modelo propuesto con llaves de madera y contrafuertes.	170
Figura N°6-17.-a) Modelo de la Iglesia sin considerar las llaves de madera ni contrafuertes, b) Modelo considerando llaves de madera, contrafuertes y sistema de par y nudillo.	171
Figura N°6-18.-a) Sismo en dirección X-X, b) Sismo en dirección Y-Y	173
Figura N°6-19.- a) Modelo en condiciones actuales, b) Modelo con refuerzo	174
Figura N°6-20.- a) Modelo en condiciones actuales, b) Modelo con refuerzo	175
Figura N°6-21.- a)Esfuerzo $\text{Min}=3.84\text{E}-04 \text{ Tn/m}^2$ y $\text{Max}=38.56 \text{ Tn/m}^2$ b) Esfuerzo $\text{Min}=3.96\text{E}-04 \text{ Tn/m}^2$ y $\text{Max}=35.19 \text{ Tn/m}^2$	175
Figura N°6-22.-a) Primer modo de vibración, b) Segundo modo de vibración	177
Figura N° 6-23.-a) Desplazamientos horizontales debido al sismo en dirección longitudinal (Y) y b) Desplazamientos horizontales debido al sismo en dirección transversal (X)	178
Figura N° 6-24.-a) Los esfuerzos principales mínimos, b) Los esfuerzos principales máximos	180

Figura N° 6-25.-a) Sismo Y-Y en los muros transversales X, b) Sismo Y-Y en los muros longitudinales Y.	180
Figura N° 6-26.-Refuerzo con mallas de acero o geomallas.	186

**INDICE DE CUADROS**

Cuadro N° 2-1.- Factores que determinan el deterioro de los monumentos	17
Cuadro N° 2-2.- Metodología para la intervención	18
Cuadro N° 2-3.- Conceptos básicos para la intervención de un monumento histórico	19
Cuadro N° 2-4.- Matriz de calificación de la vulnerabilidad de edificaciones mampostería.	38
Cuadro N° 3-1.- Propiedades mecánicas de los tensores usados en la restauración de la ciudad	95
Cuadro N° 3-2.- Clasificación según el nivel de daños y procedimiento de intervención según nivel de daño	101
Cuadro N° 3-3.- Desplomes aceptables y máximos	102
Cuadro N° 3-4.- Sulfatación de la piedra.	105
Cuadro N° 4-1.- Ensayo de propiedades físicas y mecánicas de rocas	114
Cuadro N° 4-2.- Características de materiales	116
Cuadro N°4-3.- Pesos de los materiales.	123
Cuadro N°4-4.- Calculo del peso de la cubierta por metro cuadrado.	124
Cuadro N°4-5.-Calculo del peso de la cubierta por metro cuadrado de la Iglesia San Cristóbal	140
Cuadro N°5-1.-Calculo del índice de vulnerabilidad de la Iglesia Santa Teresa	138
Cuadro N°5-2.- Modos de vibración de la estructura de la Iglesia Santa Teresa	148
Cuadro N°6-1.-Calculo del índice de vulnerabilidad de la Iglesia San Cristóbal	156
Cuadro N°6-2.- Periodos de vibración de la Iglesia San Cristóbal	166
Cuadro N°6-3.- Periodos de vibración de la torre de la Iglesia San Cristóbal	172

# **CAPITULO I**

## **INTRODUCCIÓN**

### **1.1 Antecedentes**

El abandono de los monumentos y principalmente las malas restauraciones que se vienen ejecutando en nuestra Ciudad están ocasionando la pérdida silenciosa de nuestro patrimonio arquitectónico como legado histórico de los Siglos XVI y XVII. Al producirse la conquista Española se introdujeron nuevas técnicas para el proceso constructivo de las nuevas edificaciones. Durante este periodo las diferentes generaciones dejaron un cuantioso legado monumental que debería haberse conservado celosamente para convertirse en un ejemplo de la capacidad técnica y artística de las generaciones pasadas y que constituye un hito de identidad para los Ayacuchanos.

En la década de 1930 y después del terremoto de 1940, se ejecutaron los primeros trabajos para conservar los monumentos coloniales mediante intervenciones que denotan empirismo y falta de criterios adecuados prefiriéndose a la reconstrucción que a la restauración sin hacer ningún tipo de análisis estructural. Con el terremoto de Cusco en 1950, intervino por primera vez la UNESCO y en el año 1971 después del terremoto de Trujillo, se crea el INC; organizándose áreas encargadas en la conservación del

Patrimonio Histórico, desde ahí se conlleva el reto de la conservación de estos patrimonios culturales de la humanidad. Cuyo trabajo de intervención eran de manera empírica, basados en la experiencia, sin dar un sustento analítico cuantitativo (Lo que sucede a la fecha en la mayoría de proyectos de restauración).

En 1970, el Dr. Edward L. Wilson, lanzó en EE.UU el primer programa completo de análisis estructural, llamado SAP, el cual representaba para su época el estado del arte de los procedimientos numéricos para la ingeniería estructural para edificaciones nuevas. En esa época, el programa era utilizado en computadoras de gran tamaño, por lo que estuvo restringido a las organizaciones gubernamentales y a las grandes compañías. Con el paso de los años debido al aumento en la memoria y velocidad de las nuevas computadoras, la implementación de nuevos métodos numéricos, la invención de nuevos algoritmos, lenguajes de programación y sistemas operativos con entornos gráficos más avanzados. A finales de los años 70, aparecieron las computadoras personales, lo cual hizo que los programas de análisis también se volvieran populares en las pequeñas compañías y entre algunos usuarios individuales.

En el año 1980, se desarrolló la primera aplicación para análisis estructural en 3D para computadoras personales.

Actualmente, los programas de análisis y diseño de estructuras permiten realizar rápidamente la creación del modelo a través del dibujo de un conjunto de objetos que poseen propiedades (dimensión, material, sección transversal, etc.) y que representan a los elementos de la estructura.

Hace pocos años este tipo de análisis está siendo usado con éxito en el mundo para estructuras ya construidas, principalmente con la finalidad de preservar su estabilidad estructural por su gran valor histórico. Antecedentes de éste tipo de estudios pueden ser hallados en el proceso de Restauración de la Basílica de San Francisco de Asís (Italia)

luego del terremoto del 26 de setiembre de 1997, y en el Perú, la pionera en éste tipo de Análisis es la Universidad Nacional de Ingeniería que a través del CISMID ha realizado este tipo de modelos para la evaluación del comportamiento Estructural de la Catedral del Cusco, el Congreso de la República, la Catedral de Lima, la catedral de Chiclayo. En el caso de la ciudad de Ayacucho **no existen** precedentes en análisis de éste tipo para estructuras religiosas.

Se han tenido estudios diversos relacionados es este tema en la Ciudad de Ayacucho, como las tesis de Pregrado hechas por: Palomino Ojeda (2002), "*Técnicas y cálculos de conservación y restauración de edificios civiles coloniales de Ayacucho*"; Quispe Arones (2004), "*Vulnerabilidad de las construcciones de adobe en el centro histórico de la ciudad de Ayacucho*", Salazar Salcedo, "*Refacción y mantenimiento de Iglesia en Ayacucho*", Paz Palomino (2006) "*Evaluación y rehabilitación de edificaciones en centros históricos*", y Ortega Bautista, "*Propiedades mecánicas del adobe*".

La religión Católica desde hace muchos años se manifiesta con obras arquitectónicas de mayor importancia, pero estas estructuras tienen más vida de la que posiblemente se diseñó y un periodo de vida más de la que pretendemos conservar, es por ello que se debe hacer una restauración más seria y completa a las que se vienen haciendo en la ciudad, siendo esta Tesis, la primera investigación hecha en la región para Iglesias, pretendiéndose que se difunda este tipo de análisis para futuras restauraciones en otros monumentos

## **1.2 Planteamiento del Problema**

En los proyectos de intervención no se hacen los respectivos análisis de estructuras de los monumentos históricos que se desea conservar y como consecuencia se vienen haciendo trabajos en base a conocimientos empíricos e intuitivos, sin contar con

cálculos cuantitativos que justifiquen el uso de diferentes refuerzos estructurales; llegando a cometerse errores, causando daños irreparables en el que se han hecho intentos para dar solución sin conocer con exactitud el origen y magnitud de estos esfuerzos y conocer si estas estructuras resistirán un inminente movimiento sísmico. Todo esto a falta de un análisis estructural en conjunto con todos sus elementos de la estructura, sin conocer el comportamiento estructural que va a tener posteriormente, surgiendo las rajaduras, desplazamientos y finalmente colapsos.

Desde hace unos años, el ingeniero estructural cuenta con herramientas poderosas y de fácil acceso para la determinación del comportamiento de estructuras, mediante la generación de modelos matemáticos basados en Técnicas de Elementos Finitos.

Debido a que los monumentos de Ayacucho que están siendo restaurados no cuentan un adecuado análisis estructural, es necesario que la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, el INC-Ayacucho y la Municipalidad, sean las llamadas a realizarlos dada la importancia que tienen las edificaciones declaradas como patrimonio, el cual fue motivo plantear la presente Tesis: “RESTAURACION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LOS MONUMENTOS: IGLESIA SANTA TERESA Y LA IGLESIA SAN CRISTOBAL”, habiéndose elegido la Iglesia San Cristóbal, por ser la primera Iglesia construida en Ayacucho en el año de 1540, actualmente abandonado por la mala intervención, que ocasiono el desplome del techo, rajaduras y desplazamientos en los muros ocasionando perdida de estabilidad, humedad de cimientos y sobrecimientos. Y la Iglesia de Santa Teresa, inaugurado luego de 20 años de construcción el 15 de Octubre de 1703, a la fecha han transcurrido 307 años pasando por diversas etapas de restauración debido a los eventos sísmicos ocurridos en la Ciudad, que ocasionó inestabilidad de sus muros, rajaduras en su techo con forma de bóveda de cañón corrido ocasionando filtración de aguas pluviales, necesitando una

urgente intervención para evitar desastres peores. Estas iglesias son administradas por el Monasterio de las Madres Carmelitas Descalzas de San Francisco de Borja y Santuario de Santa Teresa, habiendo encontrado interés por parte de la Comunidad Religiosa de este Monasterio en la realización de éste estudio, por lo que brindaron al tesista la información necesaria y el acceso a los templos. De ésta manera se busca realizar un aporte a la Universidad y a la Sociedad Ayacuchana, buscando además sentar las bases para la realización de estudios similares en otras iglesias e inmuebles declarados como monumentos históricos.

### **1.3 Justificación**

#### **1.3.1 General**

En nuestra Ciudad, se incrementa a poco la conciencia del valor histórico de los templos y casonas como patrimonio cultural. Pero ello no ha frenado la depredación de algunos monumentos históricos, afectados por la falta de identidad de los ciudadanos y sobre todo las malas restauraciones

Bien se dice que Ayacucho es “la ciudad de las iglesias” ya que los ricos mineros y encomenderos Españoles financiaron la construcción de hermosos templos enriquecidos con altares dorados, valiosas telas y joyas, como las que conservan la Iglesia de Santa Teresa que es necesario protegerlas.

#### **1.3.2 Técnica**

Para la restauración que demandan mayores requerimientos de estabilidad estructural por el cambio de funciones para el que no ha sido diseñado, Se debe brindar seguridad a los usuarios o de las valiosas colecciones de mucho valor, proponiendo alternativas que incorporen estructuras adicionales de refuerzo y compatibles con las normas y principios de restauración.

La reparación usando materiales incompatibles, por su dureza y rigidez como el acero y el concreto armado han originado los más flagrantes errores, constituyéndose no solo graves alteraciones al testimonio patrimonial edificado, sino soluciones de carácter irreversible como los que se encontraron en la Iglesia de Santa Teresa.

### 1.3.3 Económica

La problemática del departamento de Ayacucho alberga un índice de depresión económico – social. Dentro de éste contexto es el área del Turismo la que tenga mayores perspectivas de crecimiento, ya que los recursos turísticos de la región son muy amplios. Actualmente, la ciudad de Ayacucho presenta como uno de los principales atractivos de interés para el turista el Ambiente Urbano Monumental de la Ciudad, constituido por antiguas casonas coloniales y templos, que presentan estilos arquitectónicos muy variados y algunos de ellos únicos, siendo además éste el espacio en que se desarrolla la actividad de mayor interés para los turistas nacionales y extranjeros, que es la **Semana Santa**, fuente de importantes ingresos económicos para la población Ayacuchana, siendo en ello en que radica la importancia de mantener nuestras casonas e iglesias pues son parte importante del atractivo turístico de la ciudad. Ayacucho es un pueblo místico y religioso, donde casi semanalmente se celebra alguna festividad sacra en alguna Iglesia, sin embargo, hoy nos encontramos con que muchas de ellas se encuentran en mal estado de conservación, por ello es importante la inversión en programas de Rehabilitación, Restauración y Reforzamiento de las mismas.

En caso de las Iglesias estas costarían más reemplazar sus elementos estructurales o arreglarlas después de un sismo que intervenirlas y prepararlas para la acción de este fenómeno.

## **1.4 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivos generales**

- Establecer una metodología para la intervención en monumentos de “tipología compleja”, de primer orden que no esté basado en empirismo y métodos ensayo error, generando modelos estructurales matemáticos basados en técnicas de elementos finitos equivalentes a la estructura real

### **1.3.2 Objetivos específicos**

- Proponer la restauración del sistema estructural de los monumentos: Iglesia Santa Teresa y la Iglesia San Cristóbal de la ciudad de Ayacucho
- Realizar un análisis dinámico modal espectral para aproximar el modelo en caso de movimientos sísmicos
- Emplear o utilizar método de elementos finitos para el análisis del comportamiento estructural de los templos tratados en la Tesis.
- Determinar la efectividad de los materiales compatibles usados en la restauración

## **1.5 Formulación de la hipótesis**

Con los modelos matemáticos hechos, se hará el análisis estructural por el método de elementos finitos, para representar de la manera más eficiente el comportamiento del sistema estructural de las Iglesias de Santa Teresa y San Cristóbal; en caso de necesitar refuerzos adicionales se hará un modelado con éstos para comprobar su resistencia.

Se someterán dichos modelo a análisis estáticos y dinámicos (sismo) considerando un comportamiento lineal y elástico de los materiales; haciéndose una comparación, tanto de los modelos hechos en su forma actual y los modelos propuestos con sus nuevos elementos estructurales de reforzamiento, esperándose encontrar soluciones a los problemas de desplazamientos y esfuerzos máximos.

Para la evaluación del comportamiento sísmico de la estructura, ésta se realizará asumiendo algunos valores para la generación del espectro de respuesta y para la determinación de los desplazamientos laterales permisibles considerando la norma E-030 de Diseño Sismoresistente, debido a que ésta no especifica valores para las estructuras de piedra o adobe. Dicha estimación de valores se hará utilizando reglamentos del extranjero en los que se especifique parámetros para la evaluación de éste tipo de estructuras.

### **1.6 Aspectos metódicos**

La presente tesis será elaborada sobre la base de conocimientos teóricos referidos a técnicas de elementos Finitos, a través de los cuales se desarrollará el modelo de las Iglesias de Santa Teresa y San Cristóbal de la ciudad de Ayacucho basándose en el levantamiento de los planos del estado actual que se realizarán en las Iglesias. Para la calibración del modelo se utilizará datos provenientes de ensayos realizados en piedras, y adobes realizados en la ciudad de Ayacucho. Se busca sobre todo determinar la respuesta estructural del mencionado templo ante sollicitaciones estáticas y de sismo, considerando un comportamiento lineal y elástico de la fábrica.

### **1.7 Organización del estudio**

La presente tesis se ha organizado de tal forma que se mantenga en lo posible la secuencia en el estudio de restauración para las Iglesias propuestas por el que está propuesto en VII capítulos.

- **En el Capítulo I**, se exponen las bases, el problema, la importancia y justificación del trabajo de investigación, asimismo se hace un planteamiento final de los objetivos que persigue esta tesis.

- **En el Capítulo II,** Se desarrollará el estado de arte en intervenciones de monumentos históricos, citando, en secuencia las diferentes etapas de intervención estructural desde la forma de descripción del problema hasta el estudio y análisis del comportamiento estructural de estos.
- **El Capítulo III,** Se mencionará las diferentes técnicas de restauración usados en la intervención de los monumentos históricos para los diferentes elementos estructurales, se hará algunos comentarios de las patologías en la restauración y de los mecanismos causantes de la degradación mecánica a través del tiempo
- **El Capítulo IV,** Se asignará los materiales y aplicarán métodos, a las Iglesias de Santa Teresa y San Cristóbal, para validar los modelos planteados para su análisis estructural.
- **El Capítulo V,** Se mostrarán los resultados del pre procesamiento, procesamiento y post procesamiento de la Iglesia Santa Teresa.
- **El Capítulo VI,** Se mostrarán los resultados del pre procesamiento, procesamiento y post procesamiento de la Iglesia San Cristóbal, se harán comparaciones con un modelo propuesto con nuevos elementos estructurales para su intervención y los trabajos de intervención propuestos.
- **El Capítulo VII,** se ocupa de las conclusiones y recomendaciones de la investigación y algunos temas afines para investigaciones futuras.
- La Bibliografía presenta una lista detallada del material bibliográfico utilizado.

## CAPITULO II

### ESTADÓ DEL ARTE EN INTERVENCIONES DE MONUMENTOS HISTÓRICOS

#### 2.1 Antecedentes Históricos

Uno de los primeros documentos más antiguos que pretendieron normalizar la actividad restauradora o de conservación del patrimonio histórico fue en el siglo V con el emperador romano Julio Maiorano promulgando un edicto: “...*las bellezas de la ciudad están siendo bárbaramente destruidas, los propietarios demuelen los monumentos de nuestro gran pasado para usarlos en nuevas construcciones...*” (1). Los arquitectos del Renacimiento Italiano veían a los monumentos como objetos a idolatrar y no como documentos de investigación , “...*el entusiasmo hacia los monumentos antiguos no implica el deseo de conservarlos, eran amados porque reflejaban el gusto artístico del momento. Eran parte del presente y como tal podían ser modificado ...*” (2)

A partir del que nacen muchos documentos como el Decreto de la convención Nacional del II año de la I República Francesa (1774), teniendo como precursores a John Ruskin

<sup>1</sup> IBANOV, V N, “ *Cultural Monuments and Society*” , en coloquios de ICOMOS. 1961

<sup>2</sup> ZEVI, Bruno. “ *Architecture in Enciclopedia of world*” Art. Vol 1 ;Mc. Graw Hill. p 689. - 1959

(1819-1900), o el Arquitecto Frances Viollet Le Duc (1814-1879), en el que Camilo Boito (1836-1914), dijo en el Congreso de Ingenieros y Arquitectos Italianos de 1883, *“ la intervención será la mínima posible, la conservación tiene que ser únicamente en lo esencial del edificio y toda nueva intervención será claramente identificable”*.

**Carta de Atenas (1931).** La primera carta aprobada por la oficina de museos, dependiente de la sociedad de naciones, cuyo principal planteamiento era el uso del hormigón armado en las restauraciones. Esta carta no fue aprobada en muchos Países, pero influyó a la creación de otras, cuyas características principales eran.

- a) Salvaguardar tanto la obra de arte como el testimonio histórico.
- b) Rechazar toda construcción nueva, destrucción o arreglo que altere volúmenes y colores.
- c) Respetar las aportaciones constructivas de todas las épocas.
- d) Aceptar reemplazos armónicos de partes distinguibles del original.
- e) No aceptar adiciones a menos que se respete el trazado, el equilibrio volumétrico y la relación ambiental.
- f) Respetar materiales y técnicas tradicionales.
- g) Aceptar técnicas modernas sólo si las tradicionales fueran inadecuadas.

Esta política tuvo poca oportunidad de llevarse en práctica debido al desencadenamiento de la Segunda guerra mundial del siglo XX, se destruyeron gran cantidad de patrimonio Europeo, fue necesario redactar textos normativos a nivel internacional que se ocupasen de la restauración como las cartas.

De esta forma en mayo de 1954, se firma la Convención de la Haya, para la protección de los bienes culturales en caso de conflicto armado

Si bien los criterios de conservación han venido evolucionando hasta las más modernas como la carta de **Zimbabwe** , del 2003 y la de Québec del 2008; pero ninguno de ellos define el problema de mayor ocurrencia de daños en las construcciones monumentales de tierra la ocurrencia periódica de sismos y el riesgo acumulativo principalmente en la mampostería de tierra.

Por último señalando la participación de instituciones como la UNESCO (Organización de las Naciones Unidas para Educación, la Ciencia y la Cultura ) creada el 1946, con autoridad promotora de la restauración en el ámbito mundial, bajo su patrimonio nacieron otras instituciones destinadas a la promoción y difusión de ideas y técnicas relacionadas con la restauración como son la **ICOM** (Consejo Internacional de Museos), **ICOMOS** ( Consejo Internacional de Museos y Sitios), **IIC** ( Instituto internacional para la Conservación de trabajos históricos y Artísticos) , **ICCROM** ( Centro Internacional para el Estudio de la Preservación y Restauración del Patrimonio Cultural) .

Las cartas internacionales de conservación (adoptadas por ICOMOS/UNESCO) no distinguen la intervención patrimonial entre los casos sujetos a la actividad sísmica y las edificaciones a base de piedra y tierra como el de nuestro País, ya que no es razonable indicar solamente recomendaciones universales, es decir un mismo tratamiento para todo el patrimonio existente.<sup>(3)</sup>

### **Las Normas políticas de Conservación Patrimonial en América Latina**

En el ámbito latinoamericano, las reflexiones sobre la necesidad de proteger los bienes culturales, frente a las características nuevas de los factores de deterioro encuentran un marco propicio en los acuerdos de Punta del Este (1967).

<sup>3</sup> Documentation Centre UNESCO-ICOMOS, International Council on Monuments and sites.

Ese mismo año, se realiza, propiciado por la OEA (Organización de los Estados Americanos), el encuentro de Quito, que produce las denominadas “Normas de Quito”, recomendaciones que recogen la idea de la “puesta en valor” de lo patrimonial. En lo particular se hace hincapié en la explotación turística de los recursos culturales, como una alternativa de desarrollo incluso regional. Este documento a pesar que contribuye a la detección de problemas generadores del proceso de abandono y destrucción del patrimonio americano posibilita peligrosas interpretaciones que son originadoras de graves problemas. De esta manera se señala la necesidad de una declaración estatal y un fichaje específico para que una determinada obra arquitectónica sea reconocida como “Monumento”, y por lo tanto merezca la protección legal.

Esta declaración posibilitó retrocesos en las políticas culturales nacionales, tal como sucedió en el Perú con la Ley N°24047 de 1984, la cual determina automáticamente como patrimonio nacional, a los bienes inmuebles prehispánicos y de la época colonial<sup>(4)</sup>

### **2.1.1 Centro histórico de Ayacucho.**

La actual Ciudad de Huamanga fundado el 25 de Abril de 1540 por los Españoles como una necesidad militar de orden estratégico, dada su ubicación intermedia entre el recorrido de la capital Lima al Cusco y viceversa, fue creciendo gracias a su importancia económica especialmente en la actividad minera, comercial y agropecuaria, así como al clima agradable de la ciudad que permitió el asentamiento de las familias aristocráticas Españolas, que llegaron conjuntamente con el Obispo Cristóbal de Castilla y Zamora hijo del rey Felipe IV, el mismo que fundó la segunda Universidad del Perú junto a las casonas coloniales y templos que aún existen hasta la fecha.

<sup>4</sup> VILLEGAS ORMACHEA AMÉRICO, ESTRADA IBERICO ENRIQUE, “Centro histórico de Cusco rehabilitación urbana y vivienda”, UNSAAC-PNUD/UNESCO-ININVI. Enero del 2009



Figura N° 2-1.- a) Dibujo de Garcilaso de la Vega antigua ciudad de Huamanga, b) Ayacucho – Huamanga colonial

Durante el virreinato se construyeron la mayor parte de templos y conventos de las diversas órdenes religiosas, según iban llegando a la ciudad a evangelizar; con el transcurrir del tiempo se fueron abandonando, haciendo que hoy en día muchas Iglesias solo queden como testimonios de una de las épocas de mayor auge de esta región. Posterior a esta época de templos virreinales, se construyeron algunos otros como la capilla de Chiquinquirá de época republicana y otros que los pobladores construyeron en épocas más reciente por devoción a sus santos, sumando 33 templos y capillas, sin considerar los más actuales.

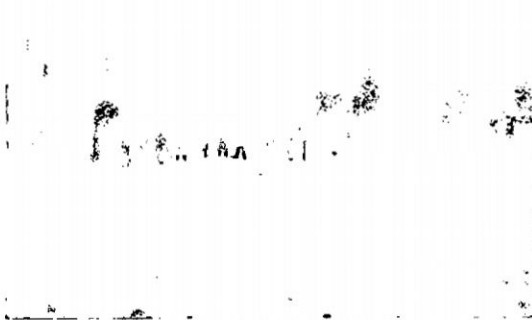
Las Iglesias de Ayacucho, lo mismo que las Iglesias de otras ciudades virreinales, están incorporadas dentro de la trama cuadrangular de las calles, consideramos ahora las fachadas que se alzan en el muro de los pies de las iglesias, por ser ellas las más representativas de la arquitectura virreinal en Ayacucho. El amplio frente plano y casi medio desnudo del muro frontal ha quedado enmarcado por los esbeltos cuerpos de los campanarios gemelos de modo que unos y otros se integran en la unidad de las fachadas Ayacuchanas de los pies (<sup>4-1</sup>).



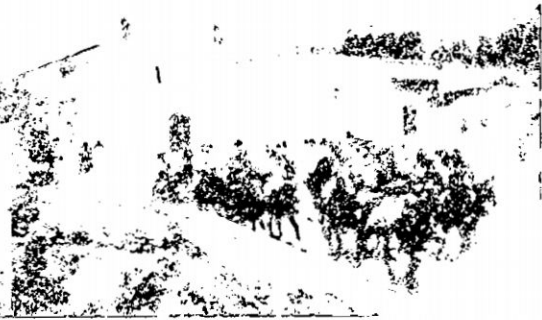
a)



b)



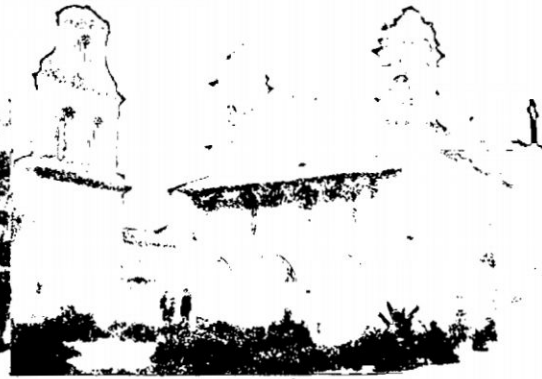
c)



d)



e)



f)

Figura N° 2-2.- a) La catedral, b) Iglesia de San Agustín, c) Iglesia Santa María Magdalena, d) Iglesia de Santa Teresa, e) Iglesia de San Juan Bautista, f) Iglesia de Santo Domingo

<sup>41</sup> ANTONIO SAN CRISTÓBAL SEBASTIÁN, "Las fachadas barrocas de Ayacucho", Anales del museo de América 1994

En la figura se muestra la zona monumental de la ciudad de Ayacucho hasta la fecha delimitados por los linderos mostrados



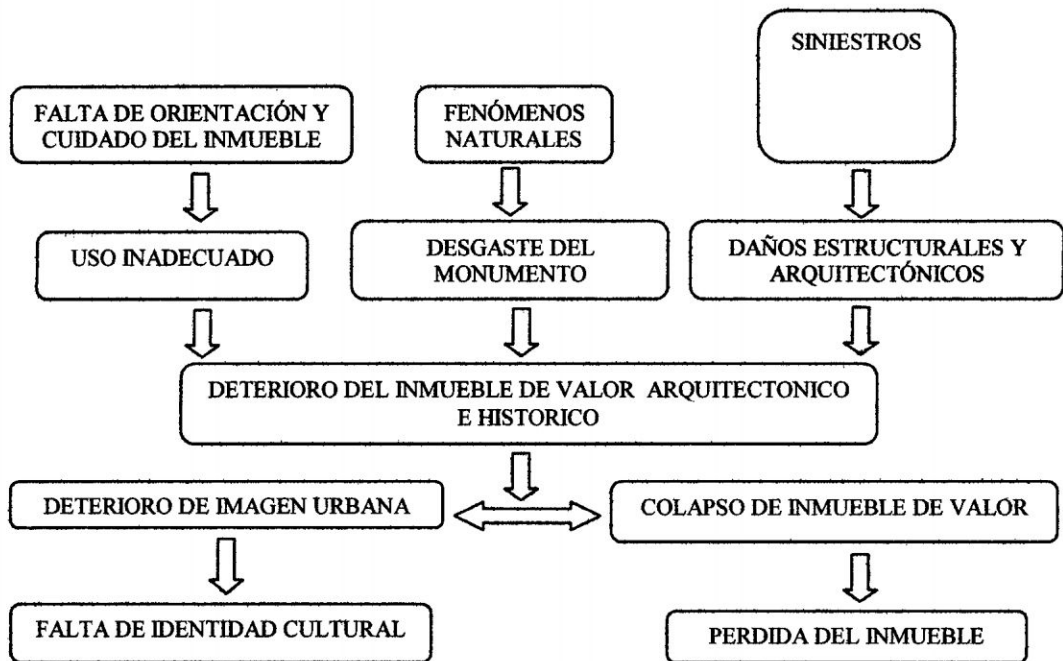
Figura N° 2-3.- Zona monumental de la Ciudad de Ayacucho (Área: 1'760,000.00m<sup>2</sup>, Perímetro: 7,928.67 m)

La ciudad de Ayacucho posee un conjunto de edificaciones construidas en las primeras cuatro décadas del siglo XVI, las cuales, al no haber sido objeto de un diseño sismoresistente, requieren una evaluación de su vulnerabilidad frente a los sismos de gran magnitud que se espera ocurran en Ayacucho y que se encuentran definidas en la normatividad actualmente vigente.

## 2.2 Factores que determinan el deterioro de los monumentos

Que serán definidos posteriormente en esta tesis.

**Cuadro 2-1.-Factores que determinan el deterioro de los monumentos**

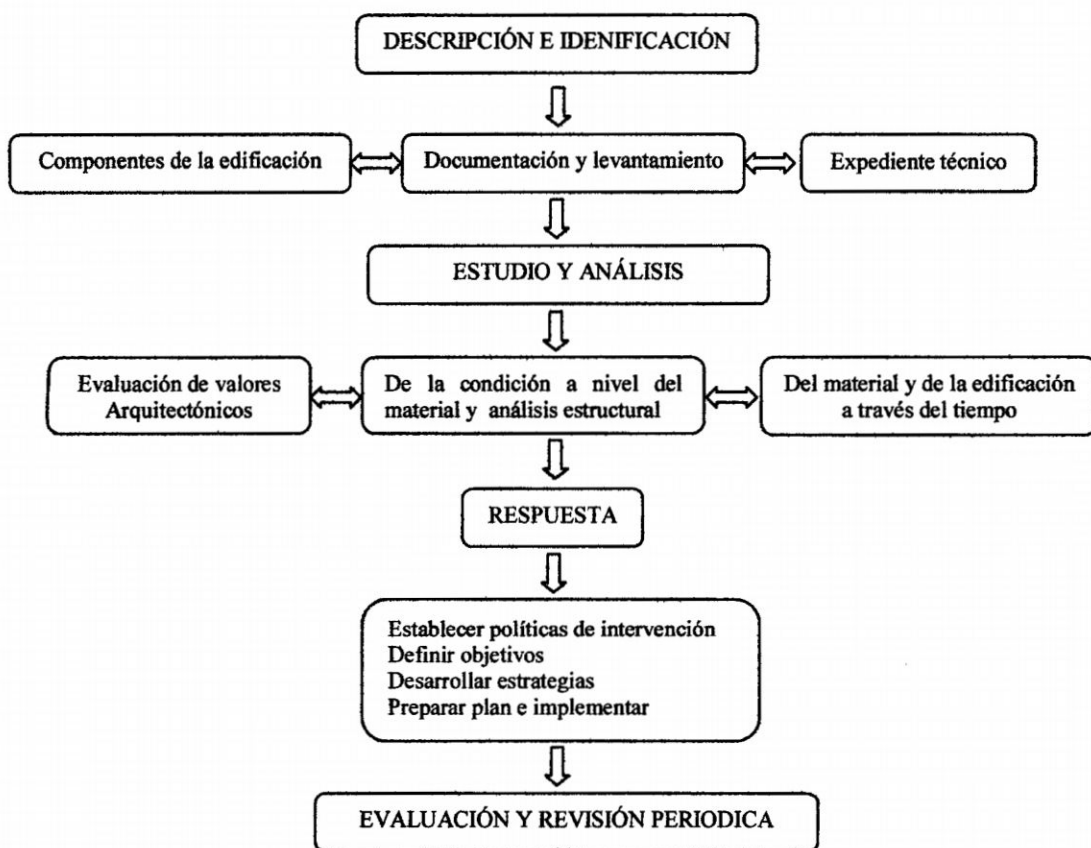


### 2.3 Procedimientos de Intervención en Edificios Históricos

- a) Evaluar los componentes estructurales, que conforman una Iglesia, haciéndose un análisis del sistema estructural. Estudiar las reparaciones y alteraciones hechas en el pasado.
- b) Hacer un levantamiento detallado de todos los defectos y daños visibles, revisar las causas de deterioro.
- c) Analizar los “valores” del edificio, entre los cuales se encuentran los de identidad social, espirituales-religiosos, simbólicos, arquitectónicos; artísticos, urbanísticos, económicos, políticos, etc.
- d) Un equipo multidisciplinario de ingenieros de suelos, de materiales y estructurales, arquitectos de conservación e historiadores debe inspeccionar el edificio conjuntamente.

- e) Plantear técnicas que permitan incrementar la resistencia a la tensión sin alterar la dinámica del sistema estructural.
- f) Plantear varias alternativas tomando en cuenta la factibilidad técnica y económica. La mejor intervención es la mínima necesaria para responder a un riesgo aceptable. (5)

Cuadro N° 2-2.-Metodología para la intervención

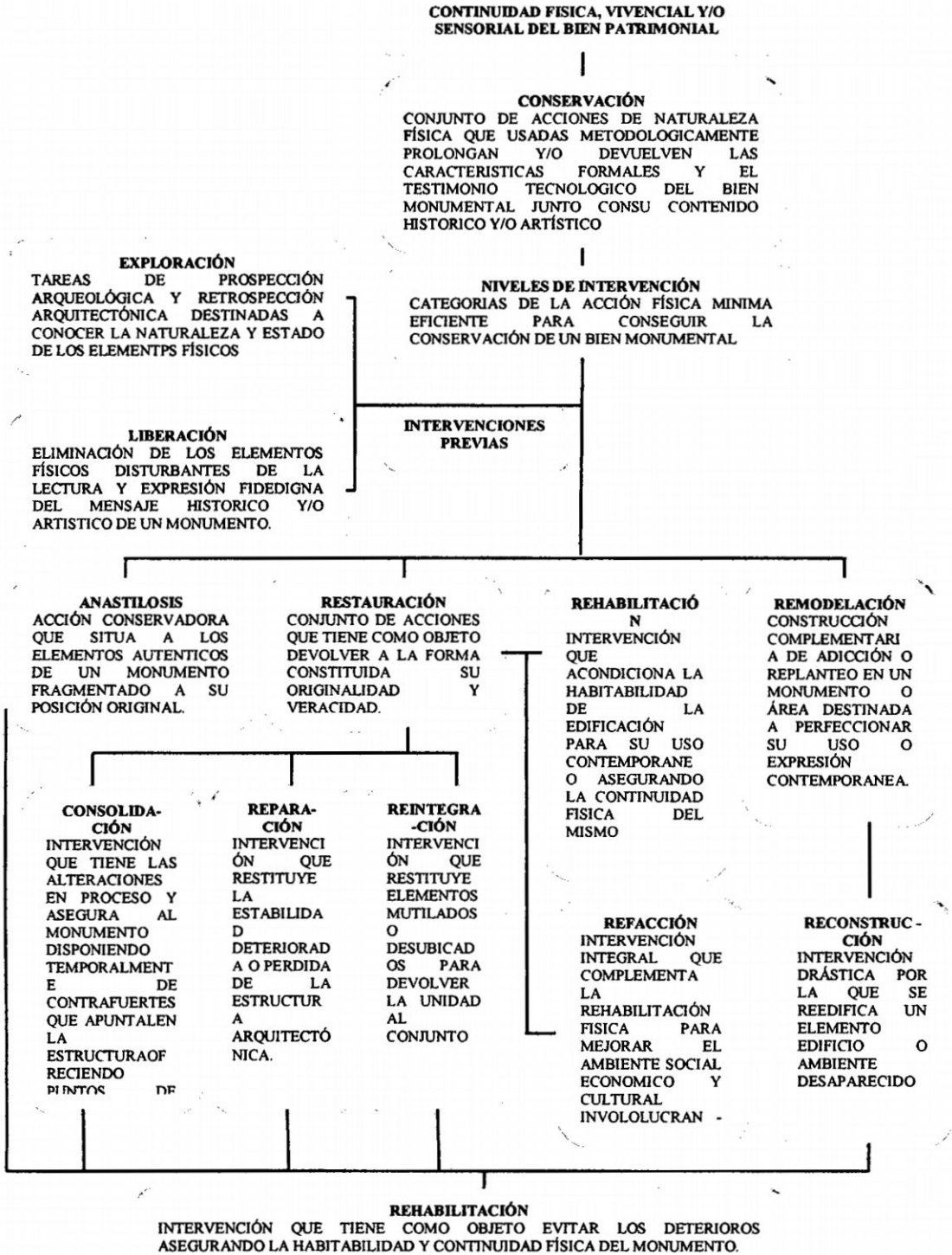


<sup>5</sup> Feilden, Sir Bernard M. en "Entre Dos Terremotos. Los Bienes Culturales en Zonas Sísmicas". Lima, 1991, Pág. 45, 46.

### 2.3.1 Conceptos básicos

Es importante conocer los diferentes conceptos en la intervención

Cuadro N° 2-3.- Conceptos básicos para la intervención de un monumento histórico



## **2.4 Componentes de la edificación**

### **2.4.1 Composición Arquitectónica**

#### **EL ATRIO PRINCIPAL**

Es un espacio abierto semi público que precede al acceso principal del monumento, es decir, es el espacio de transición entre la plaza pública, espacio profano y el espacio sagrado

#### **FACHADA PRINCIPAL – (SECTOR MURO PIES)**

Correspondiente a la ubicada en el sector orientado hacia el espacio público con características de plaza; cuyas características volumétrica permiten resaltar el sector del acceso. En ésta se perciben visualmente tres planos diferentes: en el primer plano se aprecia el cubo correspondiente a la Torre – Campanario de forma piramidal que se sobre eleva en el paisaje conservando su composición formal; en el segundo plano se aprecia la prolongación de los muros longitudinales de la nave que dan origen a un pequeño espacio receptivo semiabierto que a manera de Nártex que resalta la importancia del acceso, en el tercero se encuentra el muro de pies, en el que está ubicada la Portada Principal que constituye el único ingreso desde el exterior a la iglesia.

#### **EL LUGAR DE LA ASAMBLEA**

Se lo llama tradicionalmente “*nave*”, porque el largo espacio central de la iglesia de esquema basilical estaba cubierta por las cerchas de madera, que asemejan a una barca invertida. Este es el lugar más amplio del edificio, el lugar de la asamblea congregada para una celebración determinada.

## EL PRESBITERIO

Lugar de los “*presbíteros*”, es decir del presidente y los concelebrantes y demás ministros, este es el sector que contiene, como mínimo, al altar, al ambón y a la sede. Es un lugar sobre elevado dos o tres escalones por encima del piso del templo, desde lo funcional para obtener mejores visuales y desde lo simbólico como lugar jerárquico y como signo de la montaña (Calvario, lugar donde se asciende para el encuentro con Dios)

## EL AMBÓN

Es el lugar de la Palabra. Se ubica a la derecha del altar dentro del presbiterio. Su materialización es muy escueta: consta de un atril fijo o móvil para sostener el libro con las lecturas y, eventualmente, un recinto o corralito para el lector.

## LA SEDE

Es el lugar desde el cual preside la ceremonia el celebrante. Se halla también dentro del presbiterio y sobre elevado respecto del mismo para permitir las visuales del celebrante hacia la asamblea. Se ubica detrás del altar en forma central o preferentemente lateral y contiene asientos fijos o móviles para el celebrante, los concelebrantes y los acólitos

## EL ALTAR

Mesa del banquete eucarístico, piedra de sacrificios y ofrendas, generalmente se construía el altar mayor separado de la pared (muro testero), de modo que se le pueda rodear fácilmente y la celebración se pueda hacer de cara al pueblo. Ocupando el lugar que sea el centro hacia el que espontáneamente converja la atención de toda la asamblea de los fieles.

### LA FUENTE BAUTISMAL

El baptisterio, es el lugar en el cual es colocada la fuente bautismal, puede ser colocada en una capilla, situada en la iglesia o fuera de ella, o también en otra parte de la iglesia visible a los fieles próximo al presbiterio; en todo caso debe estar dispuesto de modo que se consiga la participación comunitaria.

### EL SAGRARIO

Capilla adecuada para la adoración y la oración privada de los fieles.

### LA SACRISTÍA

La sacristía es parte del conjunto edilicio del templo y no un agregado. Es el espacio destinado a la preparación de los ministros y a la conservación de los vasos sagrados, vestuario litúrgico y demás utensilios de la celebración.

### EL CORO

Es el lugar destinado a cantantes e instrumentos. Antes solía ubicarse sobre la entrada del templo separado de la asamblea. Delimita el espacio entre la nave con un barandal de madera motivando y conduciendo los cantos de toda la comunidad reunida

### SOTOCORO

Parte inferior del coro, donde se localiza el nártex o espacio para acceder al templo, está delimitado generalmente con mamparas de madera y vidrios traslúcidos. La cubierta es el entrepiso del coro, generalmente es una bóveda de arista soportada por un arco de medio punto <sup>(6)</sup>

---

<sup>6</sup> P. GUILLERMO ROSAS SS.CC. "Vademécum para arquitectos y diseñadores de espacios y objetos para la liturgia" Roma, 2003

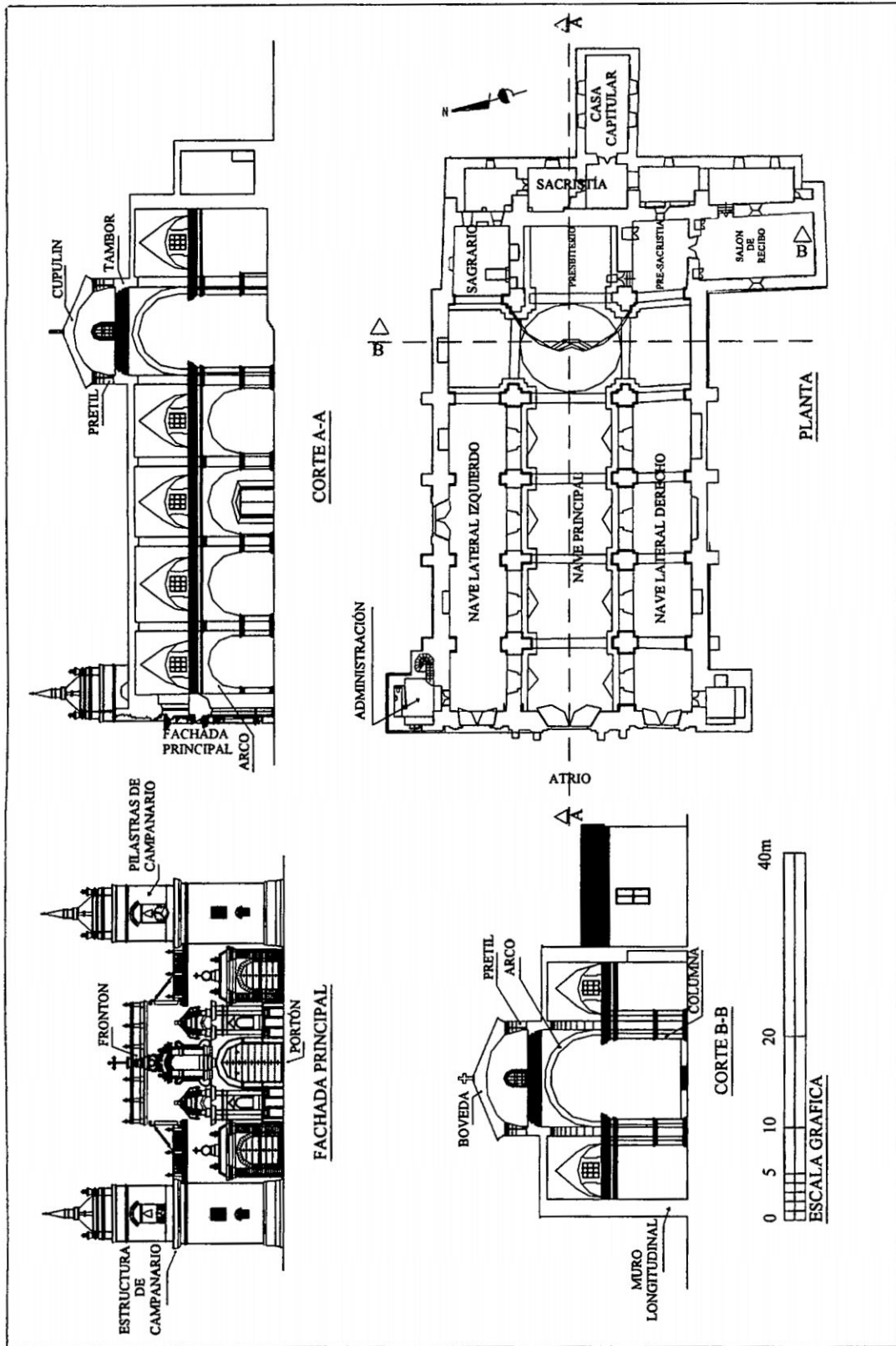


Figura N° 2-4.-Composición arquitectónica típicos de los templos (Catedral de Ayacucho 1672)

### **2.4.2 Composición estructural**

Los templos están formados básicamente por una “nave” principal, generalmente del tipo de cruz latina rectangular en planta, con una o dos torres de campanarios en la fachada principal. Tiene portadas que comprende un vano de doble jamba y arco de medio punto con arquivolta. La nave central tiene módulos de cañón corrido con lunetos y arcos torales. Las naves laterales descansan sobre cornisamento, arquería y muros en los extremos.

El sistema de cubierta es de superficie curva que puede ser de una gran variedad de tipos de bóvedas (cañón corrido, de arista, de rincón de claustro, esféricas, etc.), y cúpulas que generalmente se desplantan sobre un tambor. El “tambor” es una base de mampostería y muros de gran espesor, desplantados sobre los arcos torales y/o los muros longitudinales. En el sentido longitudinal la nave está dividida en módulos o tramos limitados por arcos, columnas y pilastras de mampostería.

Los elementos de soporte en el edificio son los arcos torales, columnas, muros y contrafuertes. Los campanarios están compuestos por un basamento de muros de piedra aglutinada con mortero de cal, de uno o dos niveles, constituida por pilastras y coronada con una pequeña bóveda de mampostería que sirve de base para el desplante de una cruz de madera, piedra o metal. Dependiendo de la orden religiosa.

#### **a) Cimentación**

Los elementos sustentantes que transmiten las cargas verticales a la cimentación, esta tiene una profundidad que varía de 0.70m a 1.75 m. promedio, el ancho es aproximadamente igual al ancho del muro. La cimentación está hecha con piedra grande (andesita) unida con mortero de cal y arena en proporción de 2 a 3, actuando la cal como aglomerante. Los principales problemas estructurales detectados, es debido al

hundimiento diferencial de los puntos de apoyo de sus elementos de soporte por la presencia de estratos inferiores más deformables o por las modificaciones en las propiedades de los suelos, debido sobre todo a cambios en los niveles de agua freática, inclusive muchos siglos después de la construcción.

b) Sobrecimiento

El sobrecimiento es de piedra con mortero de barro, su altura es variable que en algunos casos carece de sobrecimiento. El ancho es el mismo ancho del muro.

c) Muros

Los muros son de abobe o piedra con un ancho de 1.00 a 1.80 m. y en algunos casos presentan muros dobles que llegan a un ancho de 2.50 m. Su altura varía de acuerdo a los ambientes. Los monumentos también presentan contrafuertes de la misma altura de los muros. Cuya función principal es suministrar la protección de la vista, el viento, la lluvia y la temperatura, Soportar el peso del piso y el techo, contribuir a la resistencia de fuerzas laterales como el viento y los sismos. Otro factor determinante del deterioro es el ocasionado por la mala adecuación y cambio de uso de sus ambientes. Existen muchos tipos de mampostería como las que se muestran.

Por el siglo XVII en búsqueda de soluciones más remotas aparecieron los arcos de descargas formando parte del mismo muro, estos arcos como se ha comprobado reciben la carga en su punto más alto y la reparten en sus puntos de apoyo disminuyendo el esfuerzo en el muro.

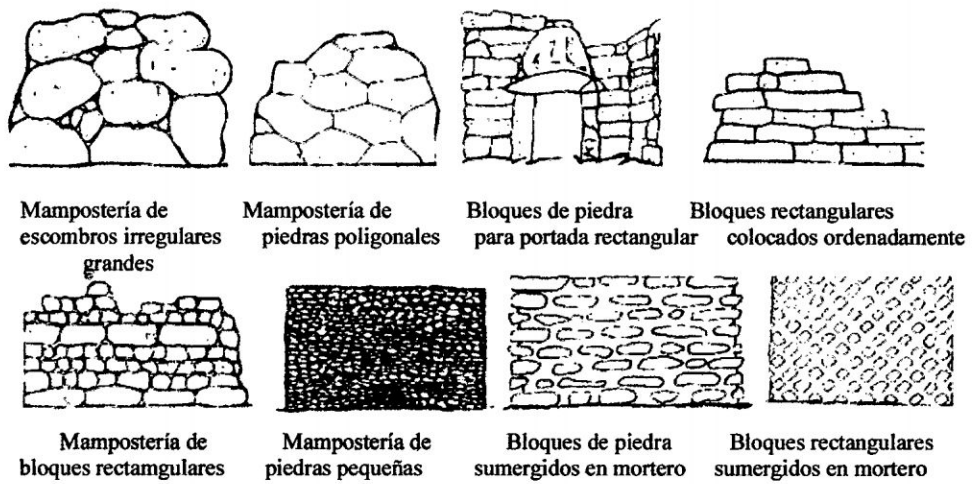


Figura N° 2-5.-Tipos de mampostería.

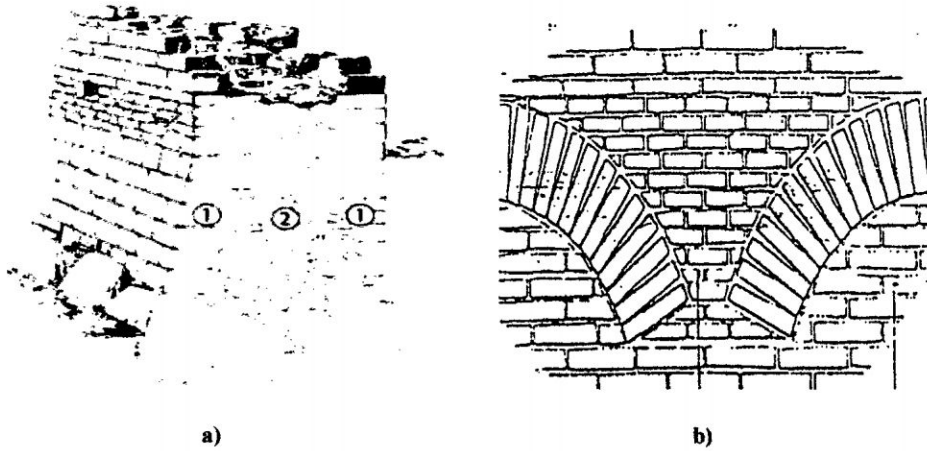
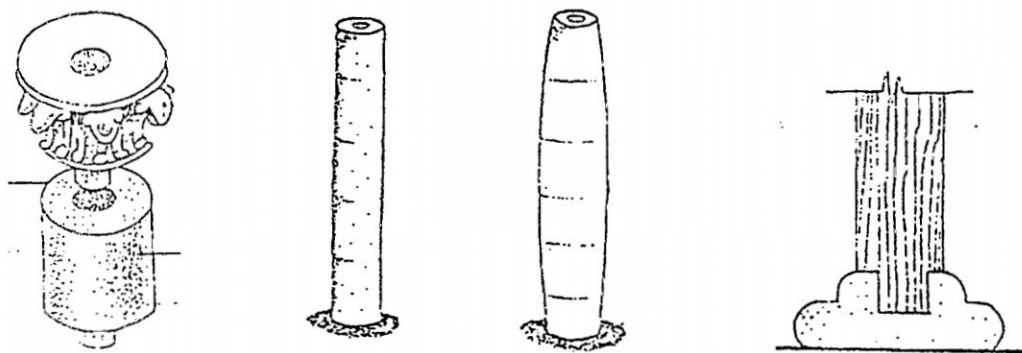


Figura N° 2-6.-a) Muro ancho heterogéneo formado por tres capas, b) Arcos de descarga

d) Columnas

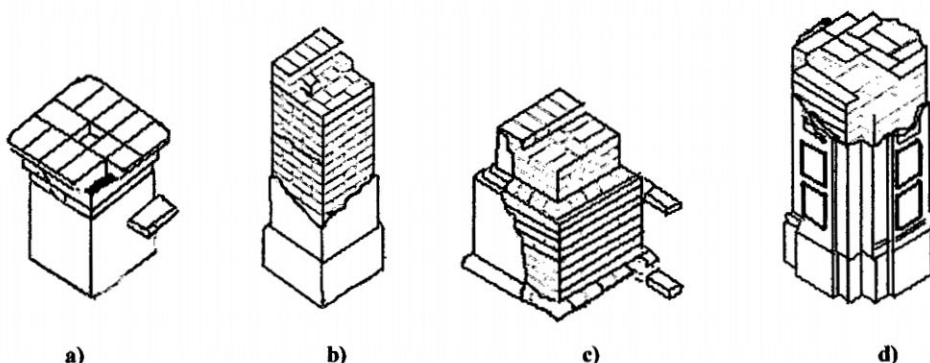
Son miembros verticales, de sección circular en la antigüedad, que tienen la función de soportar cargas concentradas transferidas por arcos o sistemas de vigas. Los que fueron de diversos materiales como las de piedra, madera o quincha, en nuestra ciudad predominan las de piedra, estas se dividen en capiteles, fustes y basas. Los capiteles de cantería soportan bóvedas y cúpulas.



a) b) c)  
**Figura N° 2-7.- Columnas de piedra a) Capitel, b) Fustes de sección continua, galibada c) Basas**

e) Pilares

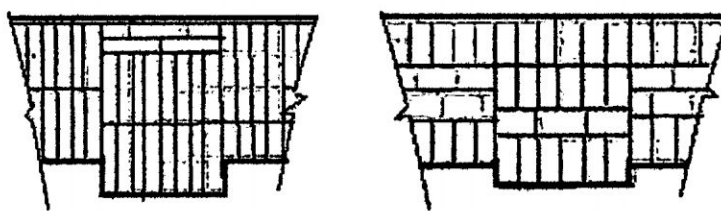
Elementos verticales que a diferencia de las columnas son cuadradas y compuestas por adobes, piedras o ladrillos, pero su función es la misma. Su forma permitía darle mayor dimensión que a la columna convirtiéndose en un soporte más resistente para arcos, vigas y dinteles



a) b) c) d)  
**Figura N° 2-8.- Pilares de ladrillo o adobe a) Capitel, b) Cuerpo, c) Basas, d) Pilares agrupados**

f) Pilastras

Elementos verticales de sección rectangular que sobresale ligeramente de la pared se usó como objeto ornamental ya sea en exteriores interiores de las edificaciones y también como parte estructural del muro a manera de mocheta para hacerla más estable y resistente por temor a los temblores usando el mismo material que el muro.



a) b)  
 Figura N° 2-9.- Pilastras a) De adobe, b) De ladrillo

g) Cubertura

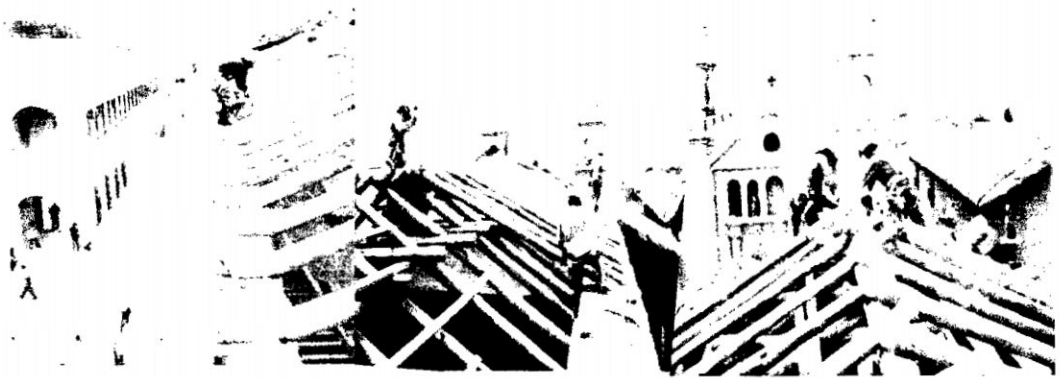
**Arcos.-** La construcción de arcos daba la posibilidad de cubrir espacios más amplios con una cantidad limitada de material; son estructuras que trabajan principalmente a compresión, dada una estructura es posible encontrar una situación de equilibrio compatible con las cargas, mientras no aparezcan tracciones y la línea de empuje se mantenga la estructura no colapsará

**Cúpulas y bóvedas.-** Son estructuras especiales que serán descritos a mayor detalle a finales de este capítulo.

**Sistema de Par y nudillo y sobre par**

Tipo de techo más difundido y conocido para cubrir las edificaciones del pasado, son elementos estructurales flexibles que no actúan como diafragmas rígidos en su plano como lo hacen las losas aligeradas. El par y nudillo soporta la carga directa que se aplica con los sobre pares, ya que estos soportan el peso de la cobertura y da la pendiente del techo

Las coberturas están formadas por vigas y tijerales de madera rollizos y/o aserrados que constituyen el sistema par y nudillo, la cual está cubierta por tejas con torta de barro. Generalmente se cubren luces de 12m pero se debe tomar en cuenta que a mayor luz mayor será la sección. Las armaduras originarias generalmente eran de maderas duras y ligeras de la región como el maguey y el aliso.



a) Par y nudillo que llega hasta la tercera parte del muro y arriostrado a la solera b) Sobrepares paralelos a los tijerales son de menor diámetro ( $\phi 4''$ ) sobre el que van el enchaclado de carrizo, la torta de barro y las tejas, c) Viga de arriostre para confinar y dar verticalidad a la estructura ( $\phi 3''- 4''$ ).

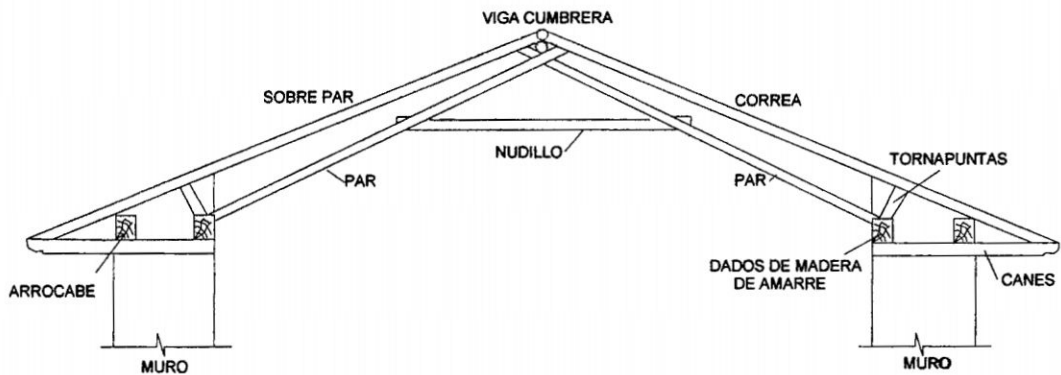


Figura Nº 2-11.- Elementos principales de la cubierta con los sistemas de par y nudillos

## 2.5 Evaluación de valores arquitectónicos

“Monumento” significa una obra construida con intención de conservar para siempre presentes en la conciencia de las generaciones futuras.<sup>(7)</sup>

Los criterios y objetivos para demostrar porque se protege la obra en cuestión, para llevarse a cabo la restauración necesita un análisis de los principales valores: históricos, artísticos y científicos. En la mayoría de los casos el valor científico resulta de los valores históricos y artísticos, si tiene solo una de ellas o ninguno, su valor para la ciencia se vuelve estadística, así sus valores históricos y artísticos deciden el valor de una obra como monumento.

<sup>7</sup>ALOIS RIEGL, “Culto moderno a los monumentos” Año 1903

### 2.5.1 Valores históricos

#### **El problema de la autenticidad**

Ninguna reconstrucción no podrá reemplazar la auténtica substancia del edificio en la cual se refleja entre otros los métodos históricos de construcción. Algunos afirman que la autenticidad es un mito imposible de lograr ignorando el hecho de que un edificio años después de su construcción de todas maneras no será igual a su estado original, es por eso que la autenticidad se declina en 3 elementos principales.

- La autenticidad del material y de la estructura
- La autenticidad de la función
- La autenticidad de la forma

La resistencia material y estructural de cada edificio es generalmente muy limitada. Más allá de estos límites es necesario intervenir es decir conservar o restaurar cada vez perdiendo una parte de la autenticidad, recomendándose utilizar el material recuperado en el mismo edificio aumentando el nivel de autenticidad. Las conservaciones perfectas son muy raras.

#### **El monumento como reflejo material de la historia**

Un edificio tiene valor histórico si gracias a un evento o un hecho importante para la historia local, regional o Nacional ha llegado a ser un documento de historia. Se puede distinguir tres nociones conexas.

- **Documento de historia:** Si el edificio lleva informaciones históricas importantes como: lugar de ejercicios de funciones, eventos históricos relacionados con historia de arquitectura o de urbanismo o personajes importantes.

- **Testimonio de historia:** Es el edificio que lleva informaciones históricas relacionadas con personajes o eventos que acompañaron la historia pero que no co-participaron a su creación.

#### 2.5.2 Valores artísticos

Conciernen varios campos de creatividad tanto de arquitectura como de ingeniería, del arte decorativo (escultura y pintura) del arte utilitaria, además existen valores espaciales y urbanísticos, evaluándose las características plásticas, estilísticas, decorativas, funcionales, constructivas y estructurales. El valor artístico debe ser entendido como un complejo de valores espaciales que son resultados de una creatividad consiente y también todos los valores estéticos generadores de emociones, resultantes de acciones intencionales o planificadas.

#### 2.5.3 Valores científicos

Este valor se evalúa con el tiempo. Esto depende no solo del desarrollo del estado del conocimiento, sino también de la variabilidad de su importancia para la cultura. El progreso en el campo de las investigaciones científicas de los monumentos es continuo.

#### 2.5.4 Valores históricos inmateriales.

Como expresión subjetiva de la percepción de un edificio o de un lugar por parte de un grupo social, constituyen elementos importantes de psicología social y sociología.

El Valor de emociones religiosas, relacionado con edificios culturales, las cuales como símbolos de lo sagrado y como lugar de emociones espirituales, tienen un valor inmaterial particularmente alto, que aumentan de manera muy significativa el valor patrimonial de un edificio.<sup>(8)</sup>

---

<sup>8</sup> SLAWOMIR SWIECIOCHOWSKI , “Evaluación de valores Arquitectonicos”, Escuela Politécnica de Gdansk (Polonia), Conferencia Taller Conservación del Patrimonio Arquitectonico:

## 2.6 Materiales usados en la intervención de monumentos históricos.

### 2.6.1 El adobe

El término adobe deriva del árabe “at-tob” que significa ladrillo de tierra secado al sol. El adobe precolombino se elaboraba por lo general, utilizando tierra mezclada con paja entera sin cortar que se colocaba en forma de espiral, como indica el cronista Garcilaso de la Vega: los Incas hacían los adobes tan largos como querían que fuese el espesor de la pared. Durante la Colonia, el adobe cambia en su composición, ya que se le agrega estiércol de ganado, se coloca la paja cortada y se disminuye la cantidad de grava. Las dimensiones en la sierra por lo general son de 45 a 61 centímetros de longitud, de 19 a 30 centímetros de ancho y entre 10 a 16 centímetros de altura. (9)

El adobe tiene una capacidad de absorción de 8-27% en 12 horas hasta de 1.0 m

Las construcciones de adobe son altamente vulnerables frente los sismos e inundaciones. Su casi nula resistencia a la tracción combinada con la alta inestabilidad de sus propiedades mecánicas cuando son afectadas por la humedad ha producido efectos desastrosos e incontables. Pese a ello, es todavía el material de construcción más utilizado por habitantes de las zonas rurales en el Perú y es el material con que está construido una importante parte de nuestro patrimonio arquitectónico.

**Resistencia a la compresión.**-Es directamente proporcional al peso unitario e inverso al volumen de vacíos y humedad, disminuyendo a razón de 5-10 kg/cm<sup>2</sup> por cada 2-3% de humedad. La resistencia a la compresión es de 10.98 kg/cm<sup>2</sup> a 14.87Kg/cm<sup>2</sup>

**Resistencia en tracción.**- Se ha demostrado la baja resistencia en tracción, de apenas 0.036 kg/cm<sup>2</sup>, los ensayos en muros reforzados con caña, aumentó la resistencia en los encuentros hasta en 14.7 veces la resistencia del espécimen sin reforzar.

<sup>9</sup> SAMANEZ ARGUMEDO, ROBERTO. “La restauración de estructuras de adobe en los monumentos históricos de la región andina del Perú: tecnología apropiada en la conservación del patrimonio cultural”, Oficina de asuntos culturales COFIDE, Lima, 1983, pág. 32.

**Resistencia en flexión.**-En un plano horizontal de la albañilería de adobe reforzado llegó hasta 39 veces mayor cuando se usó mortero de barro con cemento, pero solo 4 veces mayor cuando se usó mortero de barro simple.

**Resistencia en corte.**-La resistencia del muro sin reforzar fue de  $0.123 \text{ kg/cm}^2$  y la más alta fue de  $0.268 \text{ kg/cm}^2$  correspondiente a muros reforzados en ambos bordes verticales y también horizontales cada tres hiladas, se demostró también que los muros sin refuerzo con juntas de barro con cemento resistió  $0.236 \text{ kg/cm}^2$ , sin embargo la capacidad de deformación de los muros reforzados fue significativamente mayor que la de los muros sin refuerzo.

#### 2.6.2 La piedra

La piedra utilizada en la construcción es arrancada de su medio ambiente y expuesta en las nuevas condiciones ambientales, por lo tanto su desarrollo sufre una fuerte discontinuidad ya que los ambientes exteriores son agresivos y en lo general la evolución es acelerada. Las principales piedras usadas fueron la piedra gris que se extraía de una cantera en el barrio de Carmen Alto, la piedra blanca desde la cantera de Chacco en las afueras de la ciudad.

**Peso específico:** Para la piedra natural en general es de 2.5 a 3.0 T/m<sup>3</sup>.

**Modulo de elasticidad:** Para piedras naturales, el módulo elástico es de alrededor de 50 GPa. (que se traduce a 50.000 N/mm<sup>2</sup>, dependiendo de la piedra)

**Conductividad térmica:** La mayoría de las piedras naturales tiene un Coeficiente de conductibilidad Térmica de entre 2 a 3 W/(m.K).

#### 2.6.3 El ladrillo

Bloque de forma paralelepípeda de tierra arcillosa cocida que para su elaboración presenta mayor porcentaje de finos (65-70%). La arcilla se retrae muy fácilmente al

secarse, lo cual es desfavorable para los elementos sometidos a esfuerzos estructurales. El proceso de secado del ladrillo es acelerado con la cochura del barro lo cual favorece notablemente, pues además de reducir su agrietamiento, fortalece y endurece las partículas de sus componentes, aumentando en una magnitud importante su capacidad de compresión (50 veces más que el adobe). Sus dimensiones menores que las del bloque de barro, influyeron en esta favorable propiedad, pues a mayor número de juntas en un muro o pilar, mayor será su elasticidad. Esto ayudó a que soportaran los sismos con más eficiencia que el adobe.

#### 2.6.4 La madera

Material más usado desde la más remota antigüedad, su disponibilidad, su bajo peso y su buena resistencia a esfuerzos de tensión fueron usados como elementos estructurales. En la antigüedad se usaba el maguey y la cabuya para los techos por su alta resistencia a la flexión, por tener una sección fibrosa en el contorno y blanda hacia el centro.

#### **Propiedades Mecánicas de la madera:**

**Contenido de humedad:** La estructura de la madera almacena una importante cantidad de humedad. Esta se encuentra como agua ligada [savia embebida] en las paredes celulares y como agua libre, en el interior de las cavidades celulares.

**Densidad de la madera:** La densidad de un cuerpo es el cociente formado por masa y volumen. En la madera, por ser higroscópica, la masa y el volumen varían con el contenido de humedad; por lo que resulta importante expresar la condición bajo la cual se obtiene la densidad. Esta es una de las características físicas más importantes, ya que está directamente relacionada con las propiedades mecánicas y durabilidad de la madera. El secado de la madera por debajo del punto de saturación de la fibra, provoca

pérdida de agua en las paredes celulares, lo que a su vez produce contracción de la madera.

#### 2.6.5 El mortero

##### **Mortero de barro**

Los morteros de barro o tierra tienen como aglomerante principal a la arcilla. El mortero de barro es de la misma calidad del material utilizado para la elaboración del adobe, para la preparación del mortero de barro se tiene en cuenta:

- Realizan el tamizado del suelo con el fin de eliminar las piedras grandes y materiales extraños.
- Humedecen la tierra totalmente y hacen dormir (permanecer en reposo) de 1 a 2 días antes de mezclar con la paja.
- Mezclar el barro con la paja de una forma uniformen, la paja es cortadas en tiras de 10cm a 15cm de longitud.
- El barro para las juntas tienen paja para evitar que el mortero se raje cuando este seco.

##### **Mortero de cal**

El tipo de cal más utilizado como aglomerante es la cal apagada. En la restauración, 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.
- 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 la mezcla, argamasa o mortero en la siguiente proporción:  
cal: arena en proporción 1:3 mas un 20 % de cemento para ayudar al fraguado.

#### 2.6.6 La teja

Está constituida por una pasta de arcilla, con una adición proporcional de arena. Su forma es arqueada, sus dimensiones son 0.49m de largo y ancho de 0.20m en la parte más ancha y 0.16m en la parte más angosta. Aproximadamente su peso es de 2.70 kg. Las tejas forman la cobertura sujetadas, las cuales son asentadas con una torta de barro.

#### 2.6.7 La cal

La cal viva se obtiene por calcinación de la piedra caliza en hornos especiales, sometándose a temperaturas altas de 1000 °C, provocando la reacción química.

**Piedra caliza + calor = Gas carbónico + cal viva**



**Carbonato de calcio + calor = Anhídrido carbónico + Óxido de calcio**

La cal viva es muy acústica y tiene una gran afinidad con el agua, cuyo contacto se transforma en hidróxido, con gran desarrollo de calor durante el proceso, obteniéndose la cal apagada cal hidratada.

**Cal viva + agua = Cal apagada + calor**



**Óxido de calcio + Agua =Hidróxido de carbono + calor**

Obteniéndose luego la desintegración de las piedras, diluyéndose en agua, obteniéndose la cal en polvo una ves seca la pasta.

La cal como producto natural, fue muy usado en el pasado como lo es en la actualidad. El uso más antiguo y extendido ha sido la elaboración de mortero o argamasa, muy empleado en la construcción, aprovechándose la dureza que adquiere ésta en contacto con el aire.

### 2.6.8 El carrizo

La caña se comporta elásticamente casi hasta la rotura, se determinó, un valor medio del módulo de elasticidad de  $1.52 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  con un coeficiente de variación de 6.2%, y un valor medio de la resistencia de  $1350 \text{ kg/cm}^2$  con un coeficiente de variación de 17.7%. Con la humedad se encontró una disminución de la resistencia del orden de 25% en otros experimentos se ha encontrado una disminución mayor.<sup>(10)</sup>

## 2.7 Índice de vulnerabilidad sísmica de los edificios históricos con el método de Benedetti-Petrini.

Se trata de un método “indirecto” porque la relación entre la acción sísmica y la respuesta se establece a través de un “índice de vulnerabilidad”, que es una forma de caracterizar la susceptibilidad intrínseca de un monumento de una determinada tipología a sufrir daños en caso de terremotos. De acuerdo con la escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini, el índice de vulnerabilidad se obtiene mediante una suma ponderada de los valores numéricos que expresan la "calidad sísmica" de cada uno de los parámetros estructurales y no estructurales que, se considera, juegan un papel importante en el comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería.

A cada parámetro se le atribuye, durante las investigaciones de campo, una de las cuatro clases A, B, C, D. A cada una de estas clases le corresponde un valor numérico  $K_i$  que varía entre 0 y 45. Por otra parte, cada parámetro es afectado por un coeficiente de peso  $W_i$ , que varía entre 0.25 y 1.5. Este coeficiente refleja la importancia de cada uno de los parámetros dentro del sistema resistente del edificio.

<sup>10</sup> MORALES M. Roberto, RICARDO YAMASHIRO K., ALEJANDRO SÁNCHEZ O., RAFAEL TORRES C., CARLOS IRALA C., OSWALDO MORALES M., LUIS RENGIFO Z.: “diseño sísmico de construcciones de adobe “Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de ingeniería civil centro Peruano Japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres

De esta forma, el índice de vulnerabilidad VI se define por la siguiente expresión:

$$IV = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i \quad (2.1)$$

Ki: Clasificación de un valor numérico

Wi: Coeficiente de peso

Cuadro N° 2-4.- Matriz de calificación de la vulnerabilidad de edificaciones mampostería.

Parámetros	Clase $K_i$				Peso $W_i$
	A	B	C	D	
1. Organización del sistema resistente.	0	5	20	45	1.00
2. Calidad del sistema resistente.	0	5	25	45	0.25
3. Resistencia convencional.	0	5	25	45	1.50
4. Posición del edificio y cimentación.	0	5	25	45	0.75
5. Diafragma horizontales.	0	5	15	45	1.00
6. Configuración en planta.	0	5	25	45	0.50
7. Configuración en elevación.	0	5	25	45	1.00
8. Distancia máxima entre los muros.	0	5	25	45	0.25
9. Tipo de cubierta.	0	15	25	45	1.00
10. Elementos no estructurales.	0	0	25	45	0.25
11. Estado de conservación.	0	5	25	45	1.00

### 1. Organización del sistema resistente

Con este parámetro se evalúa el grado de organización de los elementos verticales prescindiendo del tipo de material.

- A) Edificio construido de acuerdo con las recomendaciones de la norma Peruana para la construcción sismo-resistente.
- B) Edificio que presenta, en todas las plantas, conexiones realizadas mediante vigas de amarre o de adaraja en los muros, capaces de transmitir acciones cortantes verticales.
- C) Edificio que, por no presentar vigas de amarre en todas las plantas, está constituido únicamente por paredes ortogonales bien ligadas.
- D) Edificio con paredes ortogonales no ligadas y edificios de tres pisos

### 2. Calidad del sistema resistente

Con este parámetro se determina el tipo de mampostería más frecuentemente utilizada.

- A) Mampostería en ladrillo o bloques prefabricados de buena calidad. Mampostería en piedra bien cortada, con piezas homogéneas y de dimensiones constantes por toda la extensión del muro.
- B) Mampostería en ladrillo, bloques o piedra bien cortada, con piezas bien ligadas más no muy homogéneas en toda la extensión del muro.
- C) Mampostería en piedra mal cortada y con piezas no homogéneas, pero bien trabadas, en toda la extensión del muro. Ladrillos de baja calidad y privados de ligamento.
- D) Mampostería en piedra irregular mal trabada o ladrillo de baja calidad, con la inclusión de guijarros y con piezas no homogéneas o privadas de ligamento.

### **3. Resistencia convencional**

Con la hipótesis de un perfecto comportamiento en "cajón" de la estructura, la evaluación de la resistencia de un edificio de mampostería puede ser calculada con razonable confiabilidad.

Para completar este parámetro se utilizó la metodología propuesta por (Hurtado y Cardona en 1990), este método es por la demanda de ductilidad DD. Para aclarar se menciona que el coeficiente sísmico exigido CSE que plantea el método del valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo dado de las Normas Peruanas de Estructuras.

- A)  $DD < 0.50 R_o$
- B)  $0.50R_o \leq DD < 1.0 R_o$
- C)  $1.0 R_o \leq DD < 1.5 R_o$
- D)  $1.5 R_o \leq DD$

#### **4. Posición del edificio y de la cimentación**

- A) Edificio cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior o igual al 10%. La fundación está ubicada a una misma cota.
- B) Edificio cimentado sobre roca con pendiente comprendida entre un 10% y un 30% o sobre terreno suelto con pendiente comprendida entre un 10% y un 20%.
- C) Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente comprendida entre un 20% y un 30% o sobre terreno rocoso con pendiente comprendida entre un 30% y un 50%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es inferior a 1 metro.
- D) Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente mayor al 30% o sobre terreno rocoso con pendiente mayor al 50%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es superior a 1 metro.

#### **5. Diafragmas horizontales**

La calidad de los diafragmas tiene una notable importancia para garantizar el correcto funcionamiento de los elementos resistentes verticales. Se reporta una de las clases:

- A) Edificio con diafragmas, de cualquier naturaleza, que satisfacen las condiciones:
  - 1. Ausencia de planos a desnivel.
  - 2. La deformabilidad del diafragma es despreciable.
  - 3. La conexión entre el diafragma y los muros es eficaz.
- B) Edificio con diafragma como los de la clase A, pero que no cumplen con la condición 1.
- C) Edificio con diafragmas como los de la clase A, pero que no cumplen con las condiciones 1 y 2.
- D) Edificio cuyos diafragmas no cumplen ninguna de las tres condiciones.

## 6. Configuración en planta

El comportamiento sísmico de un edificio depende de la forma en planta del mismo. En el caso de edificios rectangulares es significativo la relación  $\beta_1 = a / L$  entre las dimensiones en planta del lado menor y mayor. También es necesario tener en cuenta las protuberancias del cuerpo principal mediante la relación  $\beta_2 = b / L$ . En la Figura 6.21 se explica el significado de los dos valores que se deben reportar, para lo cual se evalúa siempre el caso más desfavorable.

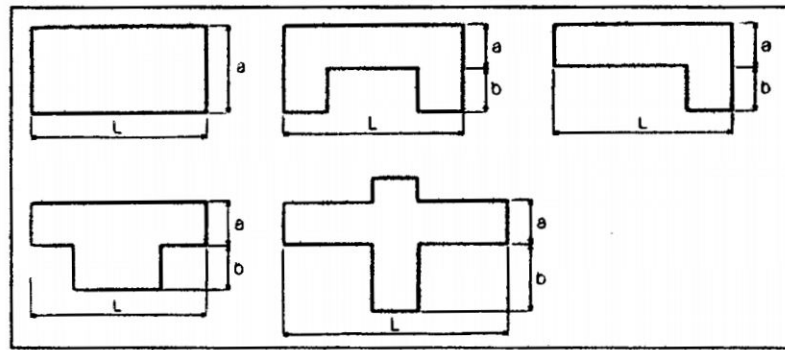


Figura N° 2-12.- Configuración en planta de la estructura.

- A) Edificio con  $\beta_1 \geq 0.8$  ó  $\beta_2 \leq 0.1$
- B) Edificio con  $0.8 > \beta_1 \geq 0.6$  ó  $0.1 < \beta_2 \leq 0.2$
- C) Edificio con  $0.6 > \beta_1 \geq 0.4$  ó  $0.2 < \beta_2 \leq 0.3$
- D) Edificio con  $0.4 > \beta_1$  ó  $0.3 < \beta_2$

## 7. Configuración en elevación

La irregularidad de la mampostería suele estar determinada por configuraciones como la presentada en la figura. Para evaluar dicho parámetro se consideran las dimensiones de H y T. Se puede apreciar fácilmente, que el método califica favorablemente la existencia de variaciones excesivas en la masa esta relación hará uso de:

$$RL = \frac{H-T}{H} \quad (2.2)$$



## **10. Elementos no estructurales**

Se tiene en cuenta con este parámetro la presencia de cornisas, parapetos o cualquier elemento no estructural que pueda causar daño a personas o cosas. Se trata de un parámetro secundario, para fines de la evaluación de la vulnerabilidad. Se reporta una de las clases:

- A) Edificio sin cornisas y sin parapetos. Edificio con cornisas bien conectadas a la pared, con chimeneas de pequeña dimensión y de peso modesto. Edificio cuyo balcón forma parte integrante de la estructura de los diafragmas.
- B) Edificio sin cornisas y sin parapetos. Edificio con cornisas bien conectadas a la pared, con chimeneas de pequeña dimensión y de peso modesto. Edificio cuyo balcón forma parte integrante de la estructura de los diafragmas.
- C) Edificio con elementos de pequeña dimensión, mal vinculados a la pared.
- D) Edificio que presenta chimeneas o cualquier otro tipo de elemento en el techo, mal vinculado a la estructura. Parapetos u otros elementos de peso significativo, mal contruidos, que pueden caer en caso de terremoto. Edificio con balcones contruidos posteriormente a las estructuras principales y conectadas a ésta de modo deficiente.

## **11. Estado de conservación**

Se reporta una de las clases:

- A) Muros en buena condición, sin lesiones visibles.
- B) Muros que presentan lesiones capilares no extendidas, con excepción de los casos en los cuales dichas lesiones han sido producidas por terremotos.
- C) Muros con lesiones de tamaño medio entre 2 a 3 milímetros de ancho o con lesiones capilares producidas por sismos. Edificio que no presenta lesiones pero que se caracteriza por un estado mediocre de conservación de la mampostería.

D) Muros que presentan, un fuerte deterioro de sus materiales constituyentes o, lesiones muy graves de más de 3 milímetros de ancho.

Los valores de vulnerabilidad obtenidos como resultado de la calificación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones en mampostería no reforzada, está comprendida en un rango de valores entre 0 y 382.5, que son normalizados al dividirlos ente 382.5%, obteniendo un rango de variación ( $0 < I_v < 100\%$ ), considerándose los rangos de: vulnerabilidad baja ( $I_v < 20\%$ ); vulnerabilidad media ( $20\% \leq I_v < 40\%$ ), y vulnerabilidad alta ( $I_v \geq 40\%$ ).

## 2.8 Principales tipos de fallas

Las fallas en las construcciones de adobe pueden atribuirse, principalmente, a su poca resistencia en tracción y reducida adherencia entre el adobe y el mortero. Las grietas que produce un movimiento sísmico produce una pérdida súbita de la rigidez lateral, convirtiéndose en un sistema muy flexible y con gran masa, en la que las fuerzas sísmicas se incrementan notablemente ya que al agrietarse su periodo natural de vibrar se incrementa pero no llega a sobrepasar el periodo predominante del mismo por lo que la respuesta estructural también aumenta. Los tipos principales de falla, que a menudo se presentan combinados, son los siguientes:

### 2.8.1 Falla por tracción en los encuentros de muros

Se debe principalmente a esfuerzos de tracción directa que se produce en uno de los muros, al dar arriostre lateral a otros muros del encuentro. Esta situación se agrava cuando a este efecto se superponen los esfuerzos de flexión.

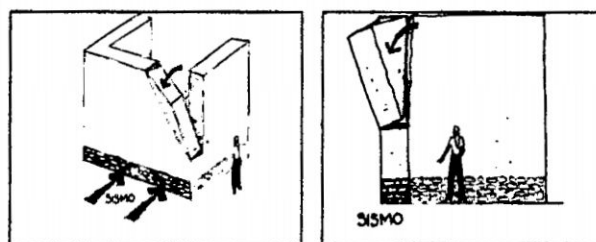


Figura N° 2-14.- Falla típica en tracción

### 2.8.2 Falla por flexión

Las fuerzas sísmicas generan en los encuentros de los muros transversales y las esquinas superiores grandes esfuerzos de tracción que forman, en principio, grietas en las partes superiores y posteriormente, la separación de dichos muros. Este tipo de falla se presenta ya que el adobe tiene poca resistencia a la tracción

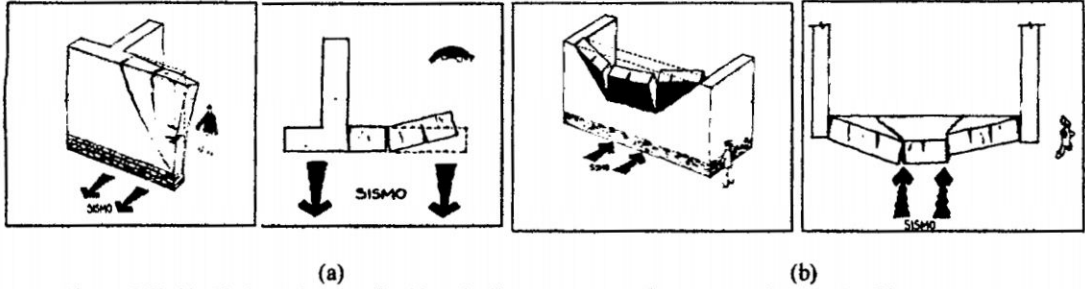


Figura N°2-15.- Falla típica por flexión: a).- En un muro arriostrado en dos bordes b).- en un muro arriostrado en tres bordes.

Para el análisis por flexión se considera que los muros trabajan como losas sometidas a una carga distribuida, que corresponde a la fuerza sísmica. Las ecuaciones 2.3 y 2.4 permiten calcular el momento actuante y el momento resistente en los extremos del muro:

$$M_{act} = \beta \times W \times a^2 \quad (2.3)$$

$$M_{rest} = f_t \times t^2 / 6 \quad (2.4)$$

$M_{act}$  : Momento de flexión actuante (N-m/m)

$M_{res}$ : Momento resistente a flexión del muro (N-m/m)

$W$  : carga sísmica distribuida (N/m)

$a$  : Menor longitud del muro (m)

$\beta$  : Coeficiente de distribución

$f_t$  : esfuerzo a tracción por flexión último (kPa)

$t$  : espesor del muro (m)

### 2.8.3 Falla por corte

Generalmente presentan una orientación diagonal siguiendo las juntas verticales y horizontales de los adobes (falla escalonada). Esta falla está directamente relacionada con la resistencia de la mampostería a la fuerza cortante. La falla se da en las juntas ya que, el mortero posee poca resistencia a esfuerzos de corte.

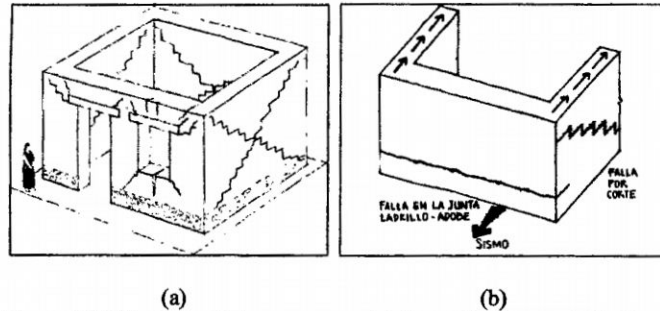


Figura N°2-16.- Falla típica por corte (a) Tracción diagonal (b) Tracción horizontal

El esfuerzo cortante promedio ( $\tau_{prom}$ ) debido a la acción sísmica se calcula mediante la ecuación 2.5

$$\tau_{prom} = V / (t \times L) \quad (2.5)$$

t : ancho del muro

L : longitud del muro descontando los vanos

V : cortante basal según el sismo de análisis para cada muro.

Para que el muro no falle por corte debe cumplirse la siguiente condición:

$$\tau_{res} \geq \tau_{act}$$

$$\tau_{res} = 8.82 + 0.55\sigma \text{ (kPa)} \quad (2.6)$$

El esfuerzo cortante promedio se desarrollará hasta que se alcance el esfuerzo resistente del material. Este esfuerzo resistente depende de las propiedades geométricas del muro, de la calidad del suelo seleccionado y de la calidad del procedimiento constructivo.

### 2.8.4 Falla por volteo

Los muros longitudinales, sometidos a cargas sísmicas, se agrietan y se separan de los muros transversales, en el que los muros longitudinales pierden los arriostres en sus extremos y se comportan como elementos en voladizo independientes, sometidos a fuerzas sísmicas que generan flexión y producen, en la mayoría de casos, el volteo de los muros.

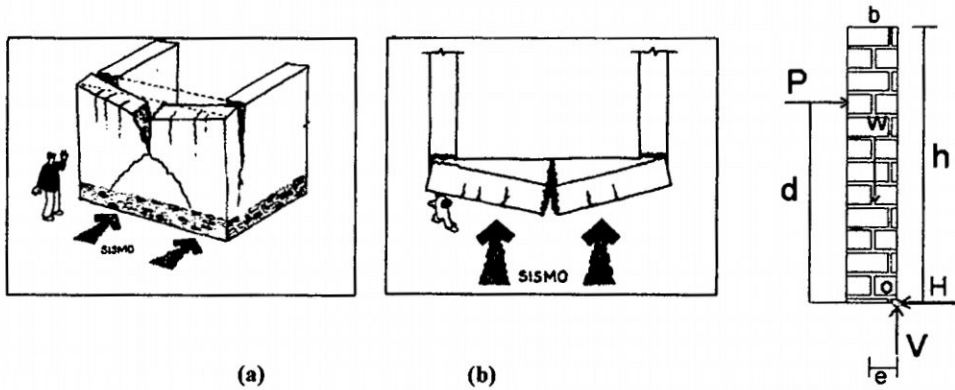


Figura N° 2-17.- (a) Falla por volteo en un muro, (b) Fuerzas de volteo sobre un muro

$$M_{act} = V \times d / L \quad (2.7)$$

$$M_{res} = \gamma \times t^2 \times h / 2 \quad (2.8)$$

$M_{Act}$  : Momento actuante debido a la fuerza sísmica

$M_{Res}$  : Momento resistente del muro

$\gamma$  : Peso específico del adobe

$d$  : Altura sobre la que actúa la fuerza sísmica resultante (centroide de la carga distribuida)

$V$  : Cortante basal según el sismo de análisis

$P$  : Fuerza sísmica, es igual al cortante basal

Los muros no portantes son más vulnerables a este tipo de falla al no contar con cierto arriostre que aporta el techo, cuyas vigas sirven de arriostre lateral mientras no se exceda la fuerza de fricción.

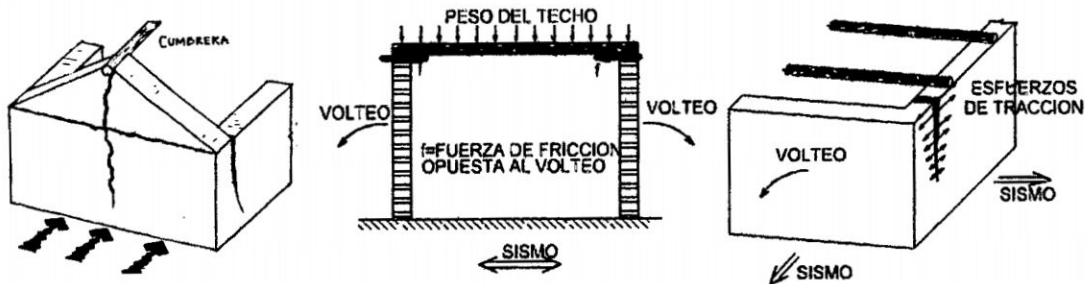


Figura N° 2-18.- Arrioste aportado por el techo a los muros portante. <sup>(10)</sup>

## 2.9 Mecanismos de daño y colapso

El comportamiento frágil de una edificación antigua se debe a la falta de refuerzo que permita controlar el tamaño de las grietas las que producen una pérdida súbita de la rigidez lateral ( $K$ ) convirtiéndose la vivienda en un sistema muy flexible y con gran masa ( $M$ ), lo cual genera el colapso, ya que las fuerzas sísmicas ( $f$ ) se incrementan notablemente ya que su periodo natural de vibrar se incrementa, pero no llega a sobrepasar al periodo predominante del sismo, por lo que la respuesta estructural también aumenta. <sup>(11)</sup>

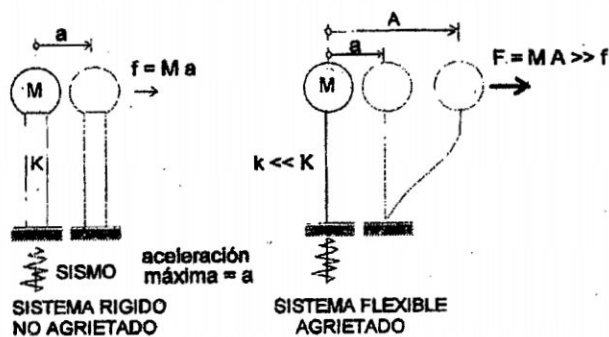


Figura N° 2-19.- Incremento de las fuerzas al agrietarse la estructura

<sup>11</sup> SAN BARTOLOMÉ ANGEL, ZEGARRA LUIS, DANIEL QUIUN, ALBERTO GIESECKE, "Manual técnico para el reforzamiento de las viviendas de adobe existentes en la costa y la sierra" GTZ-CERESIS-PUCP, Marzo 1997.

Entre los problemas más relevantes de las construcciones históricas está el volcamiento de muros de fachada por efectos fuera del plano, causados por empujes de techos o bóvedas (Figura N° 2-20); los agrietamientos por diferencias de rigidez en la interface de torres y naves; las fallas por corte diagonal en torres esbeltas de campanarios con grandes aberturas (Figura N° 2-21). <sup>(12)</sup>

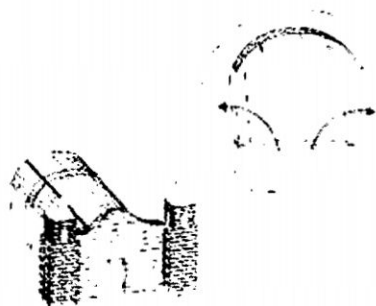


Figura N° 2-20.- Efecto de flexión fuera del plano



Figura N° 2-21.- Corte diagonal en campanarios

El daño estructural es acumulativo, cada terremoto empeora la estabilidad estructural global que debilitó el anterior. En este proceso de ocurrencia sísmica periódica, se producen agrietamientos en los elementos estructurales, las fisuras crecen, engruesan y se multiplican, los muros y estructuras dejan de ser monolíticos en un lapso determinado, medianamente largo. En el caso de construcciones con materiales de tierra o piedra con barro el proceso de destrucción es más rápido y por lo tanto la intervención es más urgente y de característica particulares

## 2.10 Análisis estructural de los edificios históricos

### 2.10.1 Las acciones estáticas

Las cargas aplicadas, incluyen las cargas muertas (peso propio del edificio, etc.) y las sobrecargas de uso (mobiliario, personas, etc.). Los cambios, y especialmente el

<sup>12</sup> LOBO QUINTERO, WILLIAM, "Evaluation and seismo-resistant rehabilitation of historical monuments". *Revista Geográfica Venezolana*, Vol. 44(2) 2003, pag 303-318

aumento de las cargas, pueden producir un incremento de las tensiones y, por lo tanto, causar daños en la estructura.

#### 2.10.2 Las acciones dinámicas

La respuesta dinámica de una estructura ante una excitación externa como lo es el sismo, está definida por la relación de masa y rigidez de dicha estructura. La masa permanece constante durante la ocurrencia de un sismo, sin embargo en el caso de los edificios históricos el cambio en el valor de la rigidez es muy significativo, dado que aún con pequeñas deformaciones ya se presentan agrietamientos que constituyen una reducción en la sección neta del muro. Los muros de una nave, trabajan por gravedad, con un coceo y la fuerza sísmica tratando de voltearlo, mientras que el peso propio del mismo y el peso de la cubierta tienden a estabilizarlo. Esto provoca una distribución de esfuerzos variables, las presiones se pueden distribuir de manera que la sección neta que estará trabajando puede ser incluso la mitad de la sección original, con lo que el muro sufre variaciones de rigidez muy significativas, a partir de esto es evidente que el alto grado de agrietamiento que se presenta en las secciones de mampostería durante sismos intensos, se traduce en niveles de amortiguamiento. <sup>(13)</sup>

#### **Dinámica de estructuras**

Para resolver un sistema estructural sujeto a cargas dinámicas, no solo se usan las relaciones fuerza-deformación junto con las ecuaciones de equilibrio, sino que la energía es también muy importante. En cualquier punto de la estructura el trabajo que ingresa al sistema debe ser igual a la suma de la energía cinética, la energía de deformación y la energía disipada en el sistema.

---

<sup>13</sup> ICOMOS (INTERNATIONAL SCIENTIFIC COMMITTEE FOR ANALYSIS AND RESTORATION OF STRUCTURES OF ARCHITECTURAL HERITAGE), “Recomendaciones para el análisis, conservación y restauración estructural del Patrimonio Arquitectónico” XXVII Cursillo de Intervención en el Patrimonio Arquitectónico del Colegio de Arquitectos de Cataluña del 16 al 19 de diciembre de 2004

Un sistema de  $N$  grados de libertad tiene  $N$  frecuencias naturales, cuando la vibración toma lugar en alguna frecuencia natural hay una establecida relación entre las amplitudes de los nodos, a esta configuración se le conoce como modo normal.

Si la vibración es forzada, la frecuencia del sistema será la frecuencia de excitación y la amplitud de los nodos tenderá a la máxima amplitud que causarían las frecuencias naturales más cercanas. Modo normal de oscilación es el modo en el que cada masa tiene movimiento armónico a la misma frecuencia pasando a través de la posición de equilibrio. Para encontrar las frecuencias naturales del sistema

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K} \mathbf{x} = -\mathbf{M} \ddot{\mathbf{s}} \quad (2.10)$$

Dónde:

$\mathbf{M}$  = Matriz de masa.

$\mathbf{C}$  = Matriz de amortiguamiento

$\mathbf{K}$  = Matriz de rigidez lateral.

$\mathbf{x}$  = Desplazamiento relativo con respecto al suelo.

$\mathbf{s}$  = Desplazamiento del suelo.

$\ddot{\mathbf{s}}$  = Aceleración del suelo.

Se asume una solución y se llega a la ecuación característica, cuyas raíces son las frecuencias naturales de vibración al cuadrado ( $\lambda = \omega^2$ ), y se denominan eigenvalores.

Sustituyendo las frecuencias naturales en el sistema derivado de las ecuaciones diferenciales se obtienen las formas modales o modos y se denominan eigenvectores

Se puede asumir que los modos tienen formas senoidales, estos modos se llaman vectores de Ritz; esto se efectúa con el fin de dar más participación de masa a los modos y además para aumentar la eficiencia computacional.<sup>(14)</sup>

---

<sup>14</sup> TABOADA GARCÍA, JOSÉ ANTONIO, DE IZCUE UCEDA, ARTURO MARTÍN. Tesis Pre-grado "Análisis y diseño de edificios asistido por computadoras" PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA, Lima, Junio de 2009

### Ecuación general

Todas las estructuras físicas son sometidos a cargas o desplazamientos se comportan dinámicamente. En el análisis por elementos finitos, las masas son concentradas en los nodos, en un sistema el equilibrio de fuerzas se puede expresar en función del tiempo

$$F(t)_I + F(t)_D + F(t)_S = F(t) \quad (2.11)$$

Para sistemas estructurales lineales esta ecuación se convierte en:

$$M\ddot{u}(t)_a + C\dot{u}(t)_a + Ku(t)_a = F(t) \quad (2.12)$$

Dónde:

$\ddot{u}(t)_a$ ,  $\dot{u}(t)_a$ ,  $u(t)_a$  : Aceleración, velocidad, y desplazamiento absoluto de los nodos

Para carga sísmica  $F(t)=0$

Escribiendo los desplazamientos, velocidades y aceleraciones absolutas de los nodos en términos de los desplazamientos, velocidades y aceleraciones del suelo tenemos:

$$M\ddot{u}(t)_a + C\dot{u}(t)_a + Ku(t)_a = -m_x\ddot{u}(t)_{xg} - m_y\ddot{u}(t)_{yg} - m_z\ddot{u}(t)_{zg} \quad (2.13)$$

Es importante notar que la carga es provocada por desplazamientos de la base y no por las cargas externas. Hay varios métodos numéricos para resolver la ecuación (2.13) entre las cuales se tomará y usará el análisis dinámico de superposición modal y el espectro de respuestas de la carga sísmica.

#### a) Método de superposición modal

Este es el método más común y efectivo para analizar estructuras lineales.

$$M\ddot{u}(t)_a + C\dot{u}(t)_a + Ku(t)_a = F(t) \sum_{j=1} f_j g(t)_j \quad (2.14)$$

Todas las cargas dependientes del tiempo, incluyendo viento y sismos pueden ser representados por la suma de "j" vectores espaciales los cuales no dependen del tiempo y por "j" funciones que si dependen del tiempo.

### Transformación a ecuaciones modales

Para resolver la ecuación (2.14) se usa la separación de variables la cual es:

$$u(t) = \phi Y(t) \quad (2.15)$$

$\phi$  : Matriz "N por N" de vectores independientes del tiempo

$Y(t)$  : Vector de N funciones dependientes del tiempo.

Las funciones espaciales deben cumplir las condiciones de ortogonalidad tanto para la masa como para la rigidez

$$\phi^T M \phi = I \text{ y } \phi^T K \phi = \Omega^2 \quad (2.16)$$

I : Matriz diagonal unitaria.

$\Omega^2$  : Matriz diagonal en la que los términos son  $\omega_n^2$

$\omega_n^2$  : No necesariamente es una frecuencia de vibración libre del sistema. El vector  $\phi_n$  se normaliza de tal manera que la masa generalizada es igual a 1 ( $\phi^T M \phi = I$ ).

Sustituyendo la ecuación (2.15) en la ecuación (2.14) y multiplicando por  $\phi^T$  tenemos:

$$I \ddot{Y}(t) + d \dot{Y}(t) + \Omega^2 Y(t) = F(t) \sum_{j=1}^j P_j g(t)_i \quad (2.17)$$

$P_j = \phi^T f_j$  : Factor modal de participación

$d_n = 2\zeta_n \omega_n$  : Amortiguamiento modal

$\zeta_n$  es definido como la relación de amortiguamiento en el modo n al amortiguamiento crítico del modo.

Desacoplando las ecuaciones modales, y para movimiento sísmico tridimensional:

$$\ddot{Y}(t)_n + 2\zeta_n \omega_n \dot{Y}(t)_n + \omega_n^2 Y(t)_n = p_{nx} \ddot{u}(t)_{gx} + p_{ny} \ddot{u}(t)_{gy} + p_{nz} \ddot{u}(t)_{gz} \quad (2.18)$$

### Relación de participación de masas

Los códigos de construcción exigen que más de 90% de la masa esté incluida en el cálculo de la respuesta para cada dirección principal. Estos requerimientos están basados en calcular el cortante de la base producido por la aceleración en una dirección particular.

Las fuerzas inerciales en los nodos en la dirección x son:

$$f_{xn} = M\ddot{u}(t) = M\phi_n y_n = p_{nx} M\phi_n$$

$y_n = p_n$ : Debido a que la solución en estado estable no depende del amortiguamiento.

Entonces el cortante total en la base para el modo n es la suma de todas las fuerzas nodales en los N modos. Esto es:

$$V_x = F(t) \sum_{N=1}^N p_{nx}^2 \quad (2.19)$$

La relación de participación de masa es definida como participación de masa dividida por el total de masa en esa dirección.

$$X_{masa} = \frac{\sum_{N=1}^N p_{nx}^2}{\sum m_x} \quad Y_{masa} = \frac{\sum_{N=1}^N p_{ny}^2}{\sum m_y} \quad Z_{masa} = \frac{\sum_{N=1}^N p_{nz}^2}{\sum m_z} \quad (2.20)$$

#### b) Método de espectro de respuesta

El método involucra el cálculo de solamente los máximos valores de desplazamiento y fuerzas en los movimientos de cada modo usando el espectro de diseño que es el promedio de diferentes terremotos.

Para movimiento sísmico en una dirección, la ecuación modal, es reescrita como:

$$\ddot{Y}(t)_n + 2\zeta\omega_n \dot{Y}(t)_n + \omega_n^2 Y(t)_n = p_{ni}\ddot{u}(t)_g \quad (2.21)$$

Dada la aceleración del suelo  $\ddot{u}(t)_g$ , El amortiguamiento  $\zeta$  y asumiendo  $p_{ni} = -\phi^T M i = -1$  esta ecuación se resuelve para varios valores de  $\omega$ .

Para presentar la solución gráficamente, se define el espectro de pseudo-aceleración que tiene unidades de aceleración ver-sus periodos.

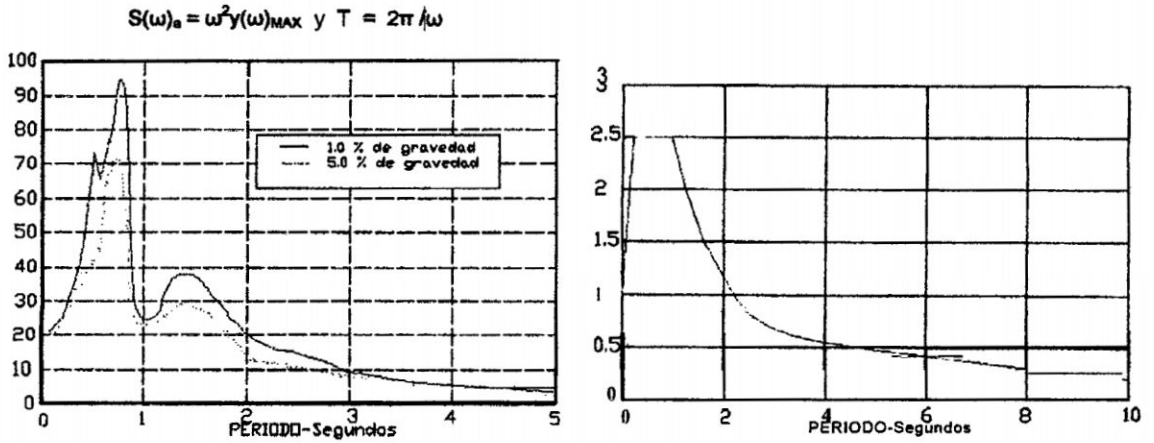


Figura N°2-22.- a)Espectro de pseudo-aceleración  $S(\omega)_a = \omega^2 y(\omega)_{MAX}$ , b) Pseudo-aceleración normalizada

Para cero amortiguamiento, la aceleración total del sistema es igual a la pseudo-aceleración. Es por esto, que el espectro de respuestas se presenta de esta manera.

El máximo desplazamiento modal de una estructura, para un modo  $n$  con periodo  $T_n$  y correspondiente valor de espectro de respuesta  $S(\omega)_n$ , ES

$$u_n = y(T_n)_{MAX} \phi_n = S(\omega)_n / \omega_n^2 \quad (2.22)$$

para estimar el valor pico de la fuerza o el desplazamiento en una estructura hay algunos métodos como el Square Root of the Sum of the Squares (SRSS), pero el más exacto es el complete Quadratic.

Combinación (CQC), que está basada en la teoría de vibración aleatoria.

$$F = \sqrt{\sum_n \sum_m f_n \rho_{nm} f_m} \quad (2.23)$$

$$\rho_{nm} = \frac{8\zeta^2 (1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r(1+r)^2}; r = \frac{\omega_n}{\omega_m} \leq 1 \quad (2.24)$$

### Efectos ortogonales en el análisis espectral

Para que una estructura este bien diseñado debe ser capaz no solamente de resistir temblores en una dirección, sino en cualquier dirección posible.

Para esto, algunos códigos establecen 100% de carga sísmica en la dirección principal y 30% en dirección perpendicular a esta.

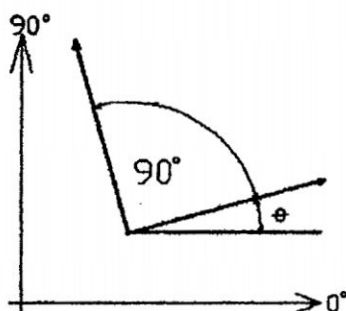


Figura N°2-23.- Efectos de direccionalidad

El método para la combinación de los efectos de ortogonalidad del espectro es el CQC cuya ecuación fundamental para la estimación del valor pico de la fuerza es:

$$F = \left[ F_0^2 + a^2 F_{90}^2 - (1-a)(F_0^2 - F_{90}^2) \text{sen}^2 \theta + 2(1-a^2) F_{0-90} \text{sen} \theta \cos \theta + F_z^2 \right]^{1/2} \quad (2.25)$$

$$F_0^2 = \sum_n \sum_m f_{0n} \rho_{nm} f_{0m}$$

$$F_{90}^2 = \sum_n \sum_m f_{90n} \rho_{nm} f_{90m}$$

$$F_{0-90}^2 = \sum_n \sum_m f_{0n} \rho_{nm} f_{90m}$$

$$F_z^2 = \sum_n \sum_m f_{zn} \rho_{nm} f_{zm}$$

(2.26)

$f_{0n} f_{0m}$ : Son valores modales producidos por el 100% del espectro lateral aplicado a 0°

Y 90° Y  $f_{zn}$  es la respuesta modal del espectro vertical que podría ser diferente del espectro lateral. Para  $a=1$ .

$$F_{MAX} = \sqrt{F_0^2 + F_{90}^2 + F_z^2} \quad (2.27)$$

Lo que nos da como resultado el SRSS

Como se puede ver, el valor de  $F_{MAX}$  no depende del sistema de referencia y la estructura resultante tendrá a todos sus miembros diseñados para resistir de igual manera temblores en todas direcciones. Este método es aceptable en los códigos de construcción <sup>(15)</sup>.

### 2.11 Método de elementos finitos

Los Elementos Finitos son una herramienta poderosa para la solución de ecuaciones diferenciales y se pueden adaptar fácilmente a geometrías irregulares, con contornos arbitrarios que permiten tratar sin mayor dificultad medios no homogéneos y anisotrópicos. Las técnicas de EF pueden considerarse como una extensión de métodos de parámetros indeterminados desarrollados a inicios del siglo XX, con ideas adicionales propuestas a mediados de siglo.

El mayor avance en estos métodos se dio en las décadas de 1960 y 1970, sobre la base de procedimientos ya entonces muy difundidos para el análisis de estructuras de barras y paralelamente a un desarrollo acelerado de las computadoras digitales.

El MEF se basa en transformar un medio continuo en un modelo discreto aproximado. Esta transformación se logra generando una Discretización del Modelo, es decir, se divide el modelo en un número finito de partes denominados “Elementos”, cuyo comportamiento se especifica mediante un número finitos de parámetros asociados a puntos característicos denominados “Nodos”. Los Nodos son los puntos de unión de los elementos con los adyacentes.

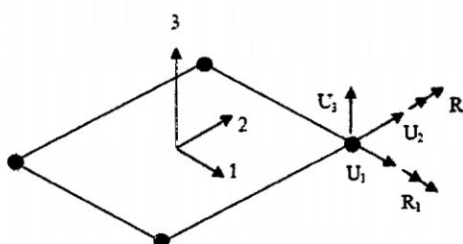
El comportamiento en el interior de cada elemento queda definido a partir del comportamiento de los nodos mediante las adecuadas **Funciones de interpolación o**

<sup>15</sup> ZAMBRANO MOLINA, LUIS DANIEL. Tesis Pre-grado “Análisis dinámico del reservorio de agua del campus de la Espol” Escuela Superior Politécnica del Litoral, Facultad de ingeniería mecánica y producción, Ecuador 2001

**Funciones de Forma.** El comportamiento de lo que sucede en el interior del cuerpo aproximado, se obtiene mediante la interpolación de valores conocidos en los nodos. Es por tanto una aproximación de los valores de una función a partir del conocimiento de un número determinado y finito de puntos.

### **Características de los elementos tipo shell**

Son elementos de área de tres o cuatro nodos. En cada nodo se obtienen 5 grados de libertad con deformación (tres traslaciones  $U_1$ ,  $U_2$  y  $U_3$  y dos rotaciones  $R_1$ ,  $R_2$ ). Son estables de forma independiente ante cargas perpendiculares y en el plano del elemento. Representa la suma de una Membrana con un plate. Se pueden utilizar para modelar, analizar y diseñar losas, muros o placas sometidas a flexión, corte y fuerza axial



**Figura N°2-24.- Grados de libertad en elementos tipo Shell**

La respuesta eficaz de un edificio de mampostería existente para las acciones horizontales, en la mayoría de los casos, se puede entender mejor sólo considerando el comportamiento global de toda la estructura

El diseño y construcción de los edificios modernos, actualmente se cuenta con conocimientos, técnicas avanzadas de análisis y poderosas herramientas de cálculo automático que permiten modelar numéricamente, con gran precisión, el comportamiento mecánico de estructuras complejas. Sin embargo, el análisis estructural de edificios históricos de mampostería con fines de evaluación sísmica continúa siendo un desafío debido a una serie de factores. Entre ellos se cuentan: (a) la baja resistencia

en tensión con falla casi-frágil de la mampostería, que implica comportamiento no lineal desde intensidades de carga pequeñas; (b) la gran heterogeneidad generalmente presente en estas construcciones dificulta asignar propiedades mecánicas globales al modelo del material; (c) el carácter compuesto del material; (d) la falla por corte es no asociada, debido a la diferencia entre el ángulo de dilatación y el ángulo de fricción interna de la mampostería; (e) las juntas comúnmente representan planos de debilidad que pueden tener orientaciones bien definidas o no, de acuerdo con su arreglo geométrico.

Otra característica importante del comportamiento mecánico de la mampostería es su alta resistencia en compresión, comparada con la de tensión. En principio, este hecho no representa una dificultad desde el punto de vista del modelado numérico. Sin embargo, la fuerte asimetría del comportamiento en compresión y tensión de la mampostería, producto de su comportamiento no lineal, impide el uso de técnicas de análisis y evaluación sísmica desarrolladas para estructuras modernas, como pueden ser los análisis modales espectrales y, en general, cualquier técnica basada en la superposición. Por esta razón, una de las estrategias más usadas para evaluar la seguridad sísmica de construcciones históricas es la simulación del comportamiento de un modelo numérico sujeto a cargas laterales. Estas cargas se incrementan monótonamente hasta la falla, y el valor máximo se compara con la demanda sísmica esperada.

En los últimos años se han propuesto diferentes modelos constitutivos no lineales, desde los muy simples hasta los más complejos, que pueden simular el comportamiento del material ante cargas cíclicas o monótonas. La elección de los modelos constitutivo y estructural, depende del grado de precisión buscado en el análisis para cada caso en particular.<sup>(16)</sup>

<sup>16</sup> ORDUÑA BUSTAMANTE AGUSTÍN, ROEDER CARBO GUILLERMO Y PEÑA MONDRAGÓN FERNANDO. "Evaluación sísmica de construcciones históricas de mampostería: comparación de tres modelos de análisis", Revista de Ingeniería Sísmica No. 77 71-88 (2007)

La fuente básica para la solución de problemas estructurales es la teoría de elasticidad: equilibrio, compactibilidad, y condiciones de entorno, en conjunto con las propiedades elásticas de los materiales que se utilizan. La rigidez de una estructura representa la constante de proporcionalidad entre la carga y la deformación en cualquier elemento. Así se puede establecer una proposición general para toda estructura

$$\{F\} = [K]\{\delta\} \quad (2.28)$$

$\{F\}$ : Vector de cargas que contiene todos los componentes x e y de las fuerzas sobre los nudos de un sistema

$[K]$ : Matriz de rigidez, cuadrada, que contiene todos los coeficientes rigidez que relacionan las fuerzas con los desplazamientos.

$\{\delta\}$ : Vector de desplazamiento, que contiene los componentes x e y de todos los desplazamientos en los nudos.

Para resolver los sistemas de ecuaciones se pueden utilizar los métodos directos o algún modo iterativo. En el programa de computación SAP se utiliza el método directo de eliminación de Gauss

### 2.11.1 Análisis tridimensional

La función incógnita (desplazamiento) es un vector, con tres componentes, u, v, w, según los ejes XYZ, respectivamente. Cada una de las componentes se aproxima con las habituales funciones de interpolación:

$$\begin{aligned} u &= \sum N_i(\xi, \eta, \zeta)u_i \\ v &= \sum N_i(\xi, \eta, \zeta)v_i \\ w &= \sum N_i(\xi, \eta, \zeta)w_i \end{aligned} \quad (2.29)$$

Las funciones utilizadas para las componentes  $uvw$  son del mismo tipo, a fin de no introducir una anisotropía ficticia. En notación matricial (refiriéndose a la numeración local de los nudos):

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & \dots \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & \dots \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & \dots \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ w_2 \\ \vdots \end{Bmatrix} \quad (2.30)$$

Las componentes de deformación se obtienen derivando las componentes de desplazamiento respecto a  $x, y, z$ .

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \partial \mathbf{u} = \partial \mathbf{N} \mathbf{a} = \mathbf{B} \mathbf{a} \quad (2.31)$$

Más explícitamente (ignorando términos de segundo orden):

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & 0 & \dots \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & 0 & \dots \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial z} & 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial z} & \dots \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \dots \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial z} & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial z} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots \\ \frac{\partial N_1}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ w_2 \\ \vdots \end{Bmatrix}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = (\mathbf{B}_1 \quad \mathbf{B}_2 \quad \mathbf{B}_3 \quad \dots) \mathbf{a} = \mathbf{B} \mathbf{a} \quad (2.32)$$

Las relaciones constitutivas pueden escribirse, para el caso isotrópico y lineal:

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \lambda + 2G & \lambda & \lambda & & & \\ & \lambda & \lambda + 2G & & & \\ & & \lambda & \lambda + 2G & & \\ \hline & & & G & & \\ & & & & G & \\ & & & & & G \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x - \epsilon_{x0} \\ \epsilon_y - \epsilon_{y0} \\ \epsilon_z - \epsilon_{z0} \\ \gamma_{xy} - \gamma_{xy0} \\ \gamma_{yz} - \gamma_{yz0} \\ \gamma_{zx} - \gamma_{zx0} \end{Bmatrix}$$

Siendo:  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  y  $\lambda = \frac{2G\nu}{1-2\nu}$  (2.33)

En resumen:  $\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}(\boldsymbol{\epsilon} - \boldsymbol{\epsilon}_0)$  (2.34)

Las ecuaciones algebraicas que permiten determinar los desplazamientos nodales resultan:  $\mathbf{K}\mathbf{a} = \mathbf{f}$

Donde  $\mathbf{K}$  es la matriz de rigidez:  $\mathbf{K} = \sum_e \left( \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV \right)$  y  $\mathbf{f}$  es la matriz de fuerzas:

$$\mathbf{f} = \sum_e \left( \int_V \mathbf{N}^T \bar{\mathbf{b}} dV + \int_{S_e} \mathbf{N}^T \bar{\mathbf{T}} dS + \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \boldsymbol{\epsilon}_0 dV \right) \quad (2.35)$$

### 2.11.2 Análisis de láminas planas

El modelo analizado cuenta principalmente de elementos laminares, que se caracteriza principalmente por su capacidad de poder combinar un estado resistente típico “de flexión”, con otro en el que aparecen esfuerzos axiales contenidos en su superficie media y que denominaremos “estado de membrana”.

Formulación de las láminas planas de Reissner-Mindlin.

Los campos de desplazamientos dados los ejes globales xyz, el plano medio de dicho elemento define un sistema de ejes locales x'y'z', donde z' es la normal al plano medio

y  $x'y'$  son dos direcciones ortogonales cualesquiera contenidas en él. Admitiendo que cumplen la hipótesis de Reissner-Mindlin para el estado de placa, los desplazamientos de un punto genérico A, situado sobre la normal OA, siendo O el punto de corte de la normal con el plano medio Figura N°2-35b, se pueden expresar como.

$$\begin{aligned} u'(x', y', z') &= u'_0(x', y') - z'\theta_{x'}(x', y') \\ v'(x', y', z') &= v'_0(x', y') - z'\theta_{y'}(x', y') \\ w'(x', y', z') &= w'_0(x', y') \end{aligned} \quad (2.36)$$

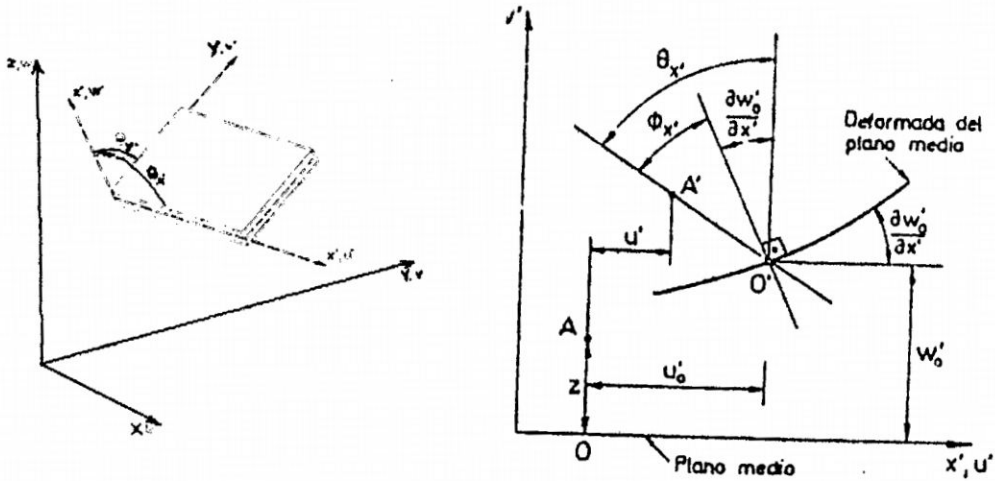


Figura N°2-25.- a) Elementos de lámina plana en el espacio, b) Desplazamiento de un punto de un elemento lamina plana

Dónde:  $u'_0, v'_0$  y  $w'_0$  son los desplazamientos según los ejes  $x', y', z'$  respectivamente, del punto O;  $\theta_{x'}$  y  $\theta_{y'}$  los giros de la normal OA contenidos en los planos locales  $x'z'$  e  $y'z'$ , respectivamente y  $z'$  la distancia OA. El vector de movimientos del punto A se define como <sup>(42)</sup>:

$$u' = [u'_0, v'_0, w'_0, \theta_{x'}, \theta_{y'}]^T \quad (2.37)$$

<sup>42</sup> OÑATE IBAÑEZ DE NAVARRA, EUGENIO. "Cálculo de estructuras por el método de elementos finitos, análisis elástico lineal", Primera edición, enero 1992.

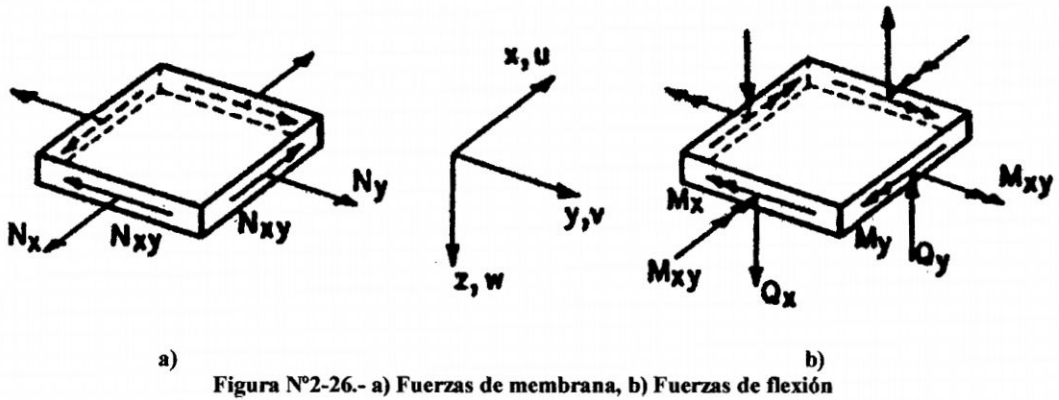


Figura N°2-26.- a) Fuerzas de membrana, b) Fuerzas de flexión

**Desplazamientos y Fuerzas de Membrana**

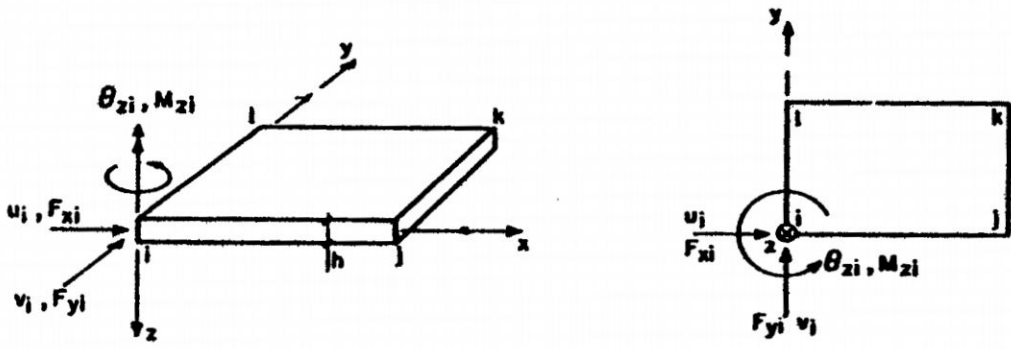


Figura N°2-27.- Desplazamientos y Fuerzas de Membrana

Componentes para un nudo, *i*:

$$a_i^m = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_{zi} \end{Bmatrix} \quad f_i^m = \begin{Bmatrix} F_{xi} \\ F_{yi} \\ M_{zi} \end{Bmatrix} \quad (2.38)$$

**Desplazamientos y Fuerzas de Flexión**

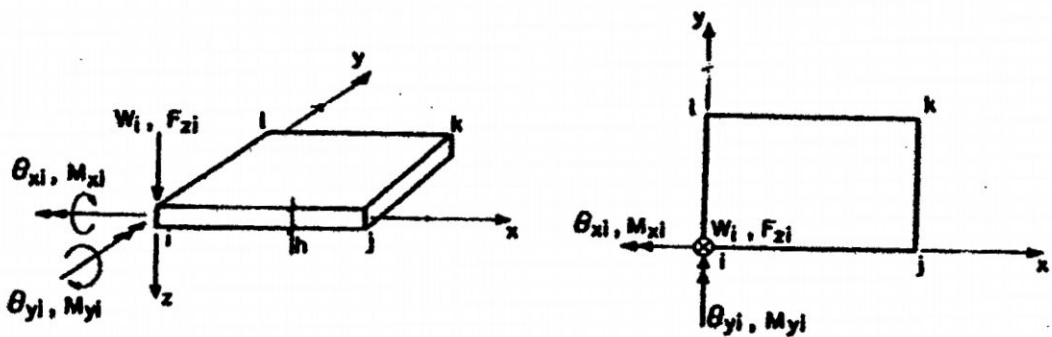


Figura N°2-28.- Desplazamientos y Fuerzas de Flexión

Componentes para un nudo,  $i$ :

$$\mathbf{a}_i^f = \begin{Bmatrix} w_i \\ \theta_{xi} \\ \theta_{yi} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{f}_i^f = \begin{Bmatrix} F_{zi} \\ M_{xi} \\ M_{yi} \end{Bmatrix} \quad (2.39)$$

### Desplazamientos y Fuerzas en los Nudos

Componentes de membrana y de flexión en un nudo

$$\mathbf{a}_i = \begin{Bmatrix} \mathbf{a}_i^m \\ \mathbf{a}_i^f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_{zi} \\ w_i \\ \theta_{xi} \\ \theta_{yi} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{f}_i^{(e)} = \begin{Bmatrix} \mathbf{f}_i^{(e)m} \\ \mathbf{f}_i^{(e)f} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_{xi} \\ F_{yi} \\ M_{zi} \\ F_{zi} \\ M_{xi} \\ M_{yi} \end{Bmatrix} \quad (2.40)$$

Componentes para un elemento

$$\mathbf{a} = \begin{Bmatrix} \mathbf{a}_i^m \\ \mathbf{a}_j^m \\ \vdots \\ \mathbf{a}_i^f \\ \mathbf{a}_j^f \\ \vdots \end{Bmatrix} \quad \mathbf{f}^{(e)} = \begin{Bmatrix} \mathbf{f}_i^m \\ \mathbf{f}_j^m \\ \vdots \\ \mathbf{f}_i^f \\ \mathbf{f}_j^f \\ \vdots \end{Bmatrix} \quad (2.41)$$

### Agregado de Rigideces

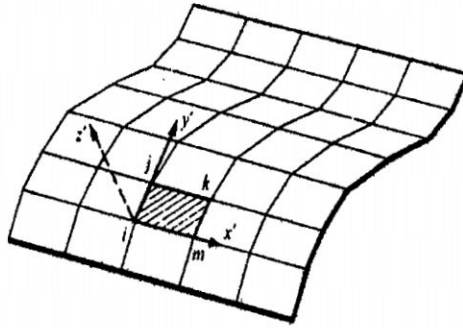
Componentes de membrana  $\mathbf{K}^{(e)m} \mathbf{a}^m = \mathbf{f}^{(e)m}$

Componentes de flexión  $\mathbf{K}^{(e)f} \mathbf{a}^f = \mathbf{f}^{(e)f}$

Membrana + flexión  $\mathbf{K}^{(e)} \mathbf{a} = \mathbf{f}^{(e)}$

$$\begin{pmatrix} \mathbf{K}^{(e)m} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}^{(e)f} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{a}^{(e)m} \\ \mathbf{a}^{(e)f} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{f}^{(e)m} \\ \mathbf{f}^{(e)f} \end{Bmatrix} \quad (2.42)$$

**Rotación del Sistema de Referencia**



**Figura N°2-29.- Rotación del Sistema de Referencia**

Ejes locales  $\mathbf{K}^{(e)}\mathbf{a}' = \mathbf{f}^{(e)}$  (2.43)

Ejes globales  $\mathbf{K}^{(e)}\mathbf{a} = \mathbf{f}^{(e)}$  (2.44)

Tanto como agrupan vectores, cuyas componentes se proyectan en la forma

habitual:  $\mathbf{a}' = \mathbf{T}\mathbf{a}$   $\mathbf{f}^{(e)} = \mathbf{T}\mathbf{f}^{(e)}$

$\therefore \mathbf{K}^{(e)}\mathbf{T}\mathbf{a} = \mathbf{T}\mathbf{f}^{(e)} \Rightarrow (\mathbf{T}^T\mathbf{K}^{(e)}\mathbf{T})\mathbf{a} = (\mathbf{T}^T\mathbf{T})\mathbf{f}^{(e)}$

$\mathbf{K}^{(e)} = \mathbf{T}^T\mathbf{K}^{(e)}\mathbf{T}$  (2.45)

T es una matriz ortogonal, de la forma:

$$\mathbf{T} = \begin{pmatrix} \mathbf{L} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \dots \\ \mathbf{0} & \mathbf{L} & \mathbf{0} & \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{L} & \\ \vdots & & & \end{pmatrix} \quad (2.46)$$

Dónde:

$$\mathbf{L} = \begin{pmatrix} l_1 & m_1 & n_1 & & \\ l_2 & m_2 & n_2 & & \\ & & n_3 & l_3 & m_3 \\ l_3 & m_3 & n_3 & & \\ & & n_1 & l_1 & m_1 \\ & & n_2 & l_2 & m_2 \end{pmatrix} \quad (2.47)$$

$l_1m_1n_1$   $l_2m_2n_2$  y  $l_3m_3n_3$  son los cosenos directores de los ejes locales  $X'Y'Z'$ , respectivamente, con referencia a  $XYZ$ .

### Cosenos Directores de los Ejes Locales

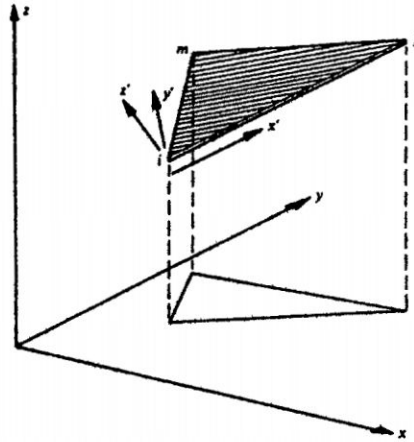


Figura N°2-30.- Ejes Locales y Ejes Globales

$$\begin{aligned}
 \mathbf{V}_1 &= \begin{Bmatrix} x_j - x_i \\ y_j - y_i \\ z_j - z_i \end{Bmatrix} & \mathbf{v}_1 &= \begin{Bmatrix} l_1 \\ m_1 \\ n_1 \end{Bmatrix} = \frac{\mathbf{V}_1}{|\mathbf{V}_1|} & \mathbf{V}_0 &= \begin{Bmatrix} x_m - x_i \\ y_m - y_i \\ z_m - z_i \end{Bmatrix} \\
 \mathbf{V}_3 &= \mathbf{V}_1 \times \mathbf{V}_0 & \mathbf{v}_3 &= \begin{Bmatrix} l_3 \\ m_3 \\ n_3 \end{Bmatrix} = \frac{\mathbf{V}_3}{|\mathbf{V}_3|} & \mathbf{v}_2 &= \begin{Bmatrix} l_2 \\ m_2 \\ n_2 \end{Bmatrix} = \mathbf{v}_3 \times \mathbf{v}_1
 \end{aligned} \tag{2.48}$$

### 2.11.3 Análisis de Sólidos Axisimétricos

El esfuerzo normal en dirección perpendicular a la lámina se supone cero.

Las fuerzas  $N_{sq}$  y  $M_{sq}$  son nulas (simetría)

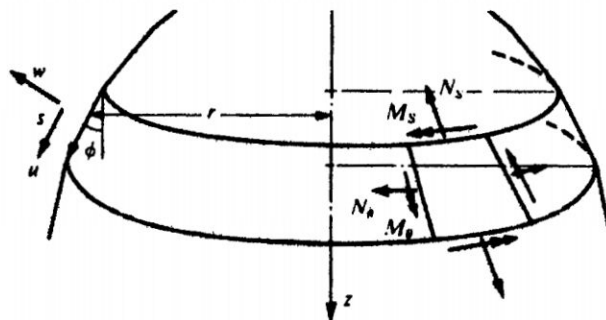


Figura N°2-31.- Simetría axial de geometría

$$\boldsymbol{\sigma} = \begin{Bmatrix} N_s \\ N_\theta \\ M_s \\ M_\theta \end{Bmatrix} \quad \boldsymbol{\varepsilon} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_s \\ \varepsilon_\theta \\ \chi_s \\ \chi_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} du/ds + w/R_s \\ (w \cos \phi + u \sin \phi)/r \\ -d^2w/ds^2 + d(u/R_s)/ds \\ -(\sin \phi/r)(dw/ds - u/R_s) \end{Bmatrix} \quad (2.49)$$

### Relaciones Constitutivas

Fuerzas de membrana

Deformaciones del plano neutro

$$\begin{Bmatrix} N_s \\ N_\theta \\ M_s \\ M_\theta \end{Bmatrix} = \frac{Et}{(1-\nu^2)} \begin{pmatrix} 1 & \nu & 0 & 0 \\ \nu & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & t^2/12 & \nu t^2/12 \\ 0 & 0 & \nu t^2/12 & t^2/12 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_s - \varepsilon_{s0} \\ \varepsilon_\theta - \varepsilon_{\theta0} \\ \chi_s - \chi_{s0} \\ \chi_\theta - \chi_{\theta0} \end{Bmatrix}$$

Momentos flectores Curvaturas

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_0) \quad (2.50)$$

Ecuaciones deformación – desplazamiento

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{B} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ (dw/ds)_i \\ u_j \\ w_j \\ (dw/ds)_j \end{Bmatrix} = \mathbf{B} \begin{pmatrix} \lambda & 0 \\ 0 & \lambda \end{pmatrix} \mathbf{a}^{(e)} = \mathbf{B} \mathbf{a}^{(e)} \quad (2.51)$$

$$\mathbf{B}_j = \begin{pmatrix} -1/L & 0 & 0 \\ (1-s') \sin \phi / r & (1-3s'^2 + 2s'^3) \cos \phi / r & Ls'(1-s')^2 \cos \phi / r \\ 0 & (6-12s')/L^2 & (4-6s')/L \\ 0 & 6s'(1-s') \sin \phi / rL & (-1+4s'-3s'^2) \sin \phi / r \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{B}_j = \begin{pmatrix} 1/L & 0 & 0 \\ s' \sin \phi / r & (3s'^2 - 2s'^3) \cos \phi / r & -Ls'^2(1-s') \cos \phi / r \\ 0 & (-6+12s')/L^2 & (2-6s')/L \\ 0 & 6s'(s'-1) \sin \phi / rL & (2s'-3s'^2) \sin \phi / r \end{pmatrix} \quad (2.52)$$

Matrices de Rigidez y de Fuerzas

$$\mathbf{K} = \sum_e \mathbf{K}^{(e)} \quad \mathbf{K}^{(e)} = \int_{A_e} \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dA \quad dA = 2\pi r ds = 2\pi r L ds' \quad (2.53)$$

$$\mathbf{K}^{(e)} = \int_0^1 \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} 2\pi r L ds' = \begin{pmatrix} \lambda & 0 \\ 0 & \lambda \end{pmatrix}^T \left( \int_0^1 \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} 2\pi r L ds' \right) \begin{pmatrix} \lambda & 0 \\ 0 & \lambda \end{pmatrix} \quad (2.54)$$

$$\mathbf{f} = \sum_e \mathbf{f}^{(e)} \quad \mathbf{f}^{(e)} = \int_{A_e} \mathbf{N}^T \mathbf{T} dA = \begin{pmatrix} \lambda & 0 \\ 0 & \lambda \end{pmatrix}^T \left( \int_0^1 \mathbf{N}^T \mathbf{T} 2\pi r L ds' \right) \quad (2.55)^{(43)}$$

#### 2.11.4 Análisis de estructuras especiales

##### a) Bóveda

La bóveda tiene su origen en la búsqueda de la solución a dos problemas históricos. El primero es la necesidad de procurarse cobijo cubriendo áreas más grandes de superficie. El segundo se refiere al significado que los arquitectos e ingenieros han querido dar a los espacios cubiertos.

Esta tipología empezó a ser utilizada por los egipcios hace miles de años. Los primeros pasos fueron las falsas bóvedas, donde los riñones volaban sucesivamente hasta llegar a la clave, que se encargaba de cerrar y dar estabilidad al conjunto.

La primera bóveda propiamente dicha fue la bóveda de directriz semicircular, o bóveda de cañón. Surge como una sucesión de arcos independientes colocados uno al lado del otro, apoyados sobre el lado mayor del espacio a cubrir para así reducir la luz.

##### **Funcionamiento estructural**

La bóveda trabaja tensionalmente como un arco sometido a las compresiones y a las flexiones que se generen transversalmente en la medida que su trazado sea o no antifunicular. Inicialmente, la construcción se realizaba mediante una ligera inclinación

<sup>43</sup>H. SCALETTI. "Elementos finitos en ciencias e ingeniería" apuntes de clases UNI, 2001.

para evitar el empleo de cimbras, pero el sistema evolucionó hacia el empleo de dovelas a lo largo de toda la generatriz, como si se tratara de un único arco, con esto se conseguía evitar la separación y desnivelación posible entre arcos.

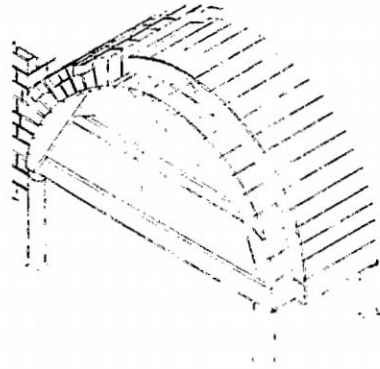
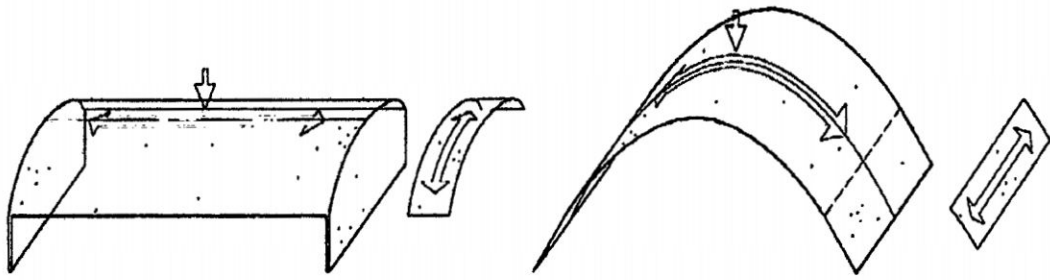


Figura N°2-32.- Construcción de una bóveda

Las bóvedas, cualquiera que sea su directriz, generan cargas verticales y empujes horizontales sobre sus apoyos, obligando a que éstos tengan la dimensión suficiente como para lograr que su peso propio centre la resultante sobre la base de sustentación para mantener el conjunto en situación de equilibrio. Además estos empujes producen esfuerzos cortantes tendentes a producir deslizamientos, bien de los sillares de arranque sobre sus juntas horizontales, o bien de los sillares del muro que sostiene la bóveda.

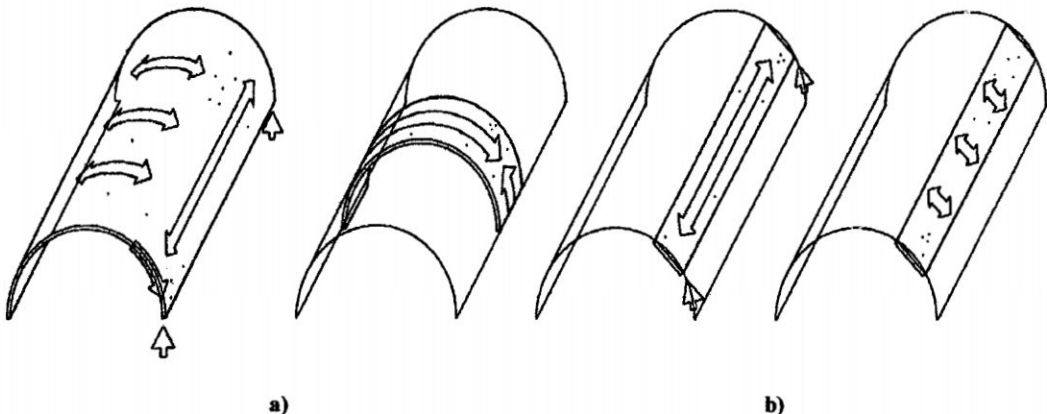
### Lámina cilíndrica

Si en lugar de plantear los apoyos sobre el lado mayor, se sitúan sobre los testeros, obtenemos una lámina cilíndrica, cuyo mecanismo resistente es muy diferente al de una bóveda a pesar de ser formalmente similar. El hecho de que las generatrices sean continuas permite que la bóveda trabaje a flexión según esa dirección, lo que provoca que cada arco se ayude de los contiguos, repartiendo el exceso de carga que puede concentrarse sobre él, produciendo así la desaparición de la función primaria de arco.



**Figura N° 2-33.- Mecanismos portantes**

El funcionamiento tensional de una lámina deja de ser el de una bóveda, pasando a ser más semejante al de una viga. Su deformación es igual a la de una lona atirantada entre dos arcos finales rígidos, hasta activar suficientes esfuerzos cortantes y normales como para poder transmitir la carga a los arcos extremos. Este nuevo estado tensional somete al material a tracciones, quedando invalidados los sistemas tradicionales de sillería o de ladrillos.



**Figura N° 2.34.- Transmisión simplificada de las cargas a) Efecto de arco, b) Efecto de lámina**

Los esfuerzos  $T$  (longitudinales),  $S$  (cortantes) y  $Q$  (tracciones y compresiones según la directriz), están en el plano tangente, por lo que dan lugar a dos tensiones principales y a dos familias de isostáticas parecidas, en cada faldón del lóbulo, a las de una viga plana. La importancia de las tensiones longitudinales  $T$  es tanto mayor cuanto más pequeña es la altura total en relación con la luz. De la misma forma, los esfuerzos cortantes aumentan al disminuir la pendiente media de la directriz en cada faldón.

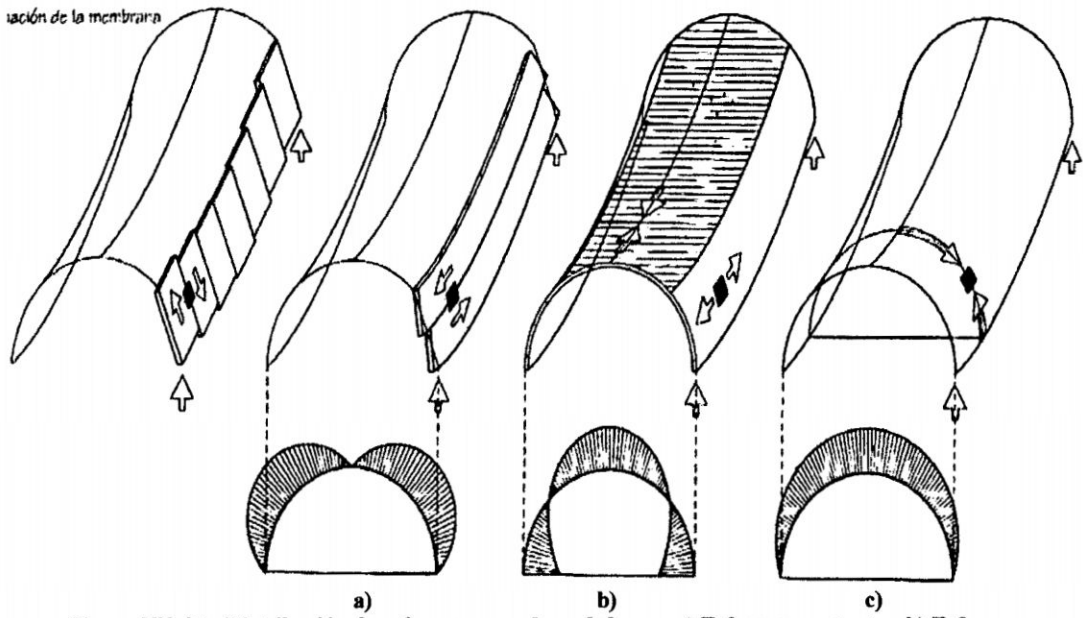


Figura N°2-35.- Distribución de esfuerzos cuando se deforma a) Esfuerzos cortantes, b) Esfuerzos longitudinales (tracción/ compresión), c) Esfuerzos tangenciales

### Calculo informatizado

Actualmente el análisis de las láminas puede abordarse mediante el método de los elementos finitos

#### b) Cúpula

A pesar de que el uso de la cúpula se inicia con la civilización micénica, presenta un claro referente histórico, el Panteón de Roma (120-124 d.C.) consistente en un cilindro vertical que contiene una semiesfera de 43.5 m de luz, que tardaría diecinueve siglos en ser superada. El problema era la aparición de esfuerzos de tracción que colapsaban la estructura, Debido a su funcionamiento a compresión la piedra ha sido el material más utilizado en la construcción de cúpulas, con su forma de dovelas según los meridianos y paralelos.

### Reglas empíricas

El sistema clásico de cálculo de cúpulas se basaba en unas reglas de diseño y dimensionamiento de tipo empírico. Fundamentalmente hay dos tipos de reglas: dimensionamiento mediante construcciones gráficas y mediante fórmulas racionales.

Alberti, Fray Lorenzo, Palladio, se encargaron de estudiar de una manera más o menos acertada el funcionamiento de las cúpulas, llegando a conocer el funcionamiento de anillos y meridianos de las cúpulas y realizando la construcción por el sistema de voladizos sucesivos, anteriormente citado.

### Funcionamiento estructural

El mecanismo resistente de las cúpulas tiene una particularidad que las hace superar ampliamente la capacidad estructural de los arcos. Cada meridiano se comporta como si fuera un arco funicular de las cargas aplicadas, es decir, resiste las cargas sin desarrollar tensiones de flexión para cualquier sistema de cargas.

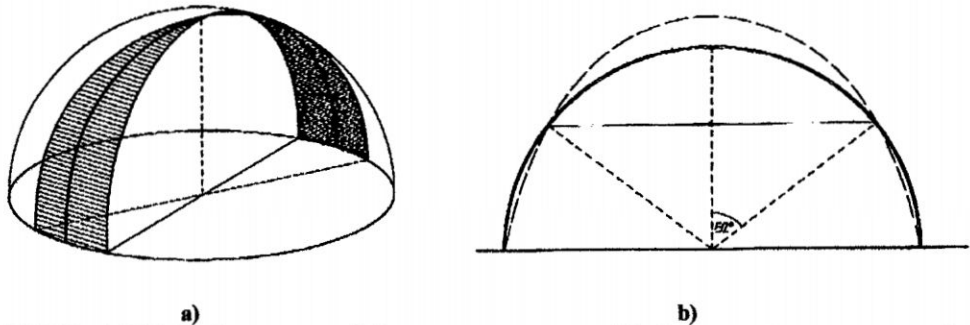


Figura N° 2-36.- a) División de segmentos, b) La curvatura transversal de dos segmentos opuestos no coincide con la catenaria. La diferencia se pone de relieve a la altura de 52° medidos desde la cumbre.

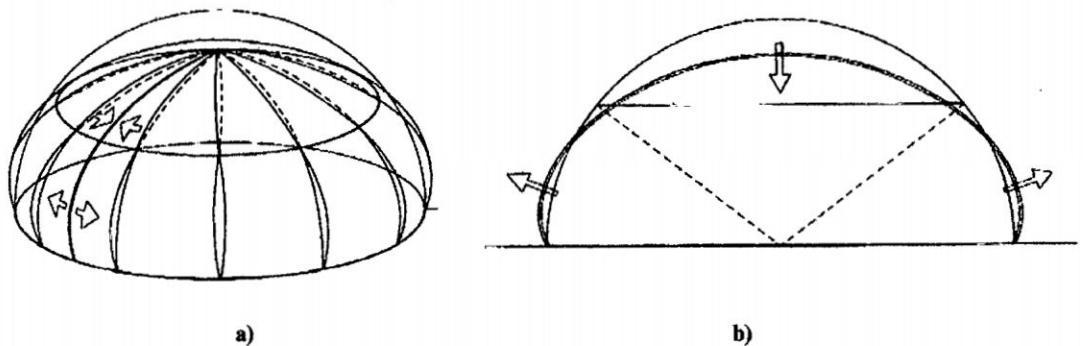
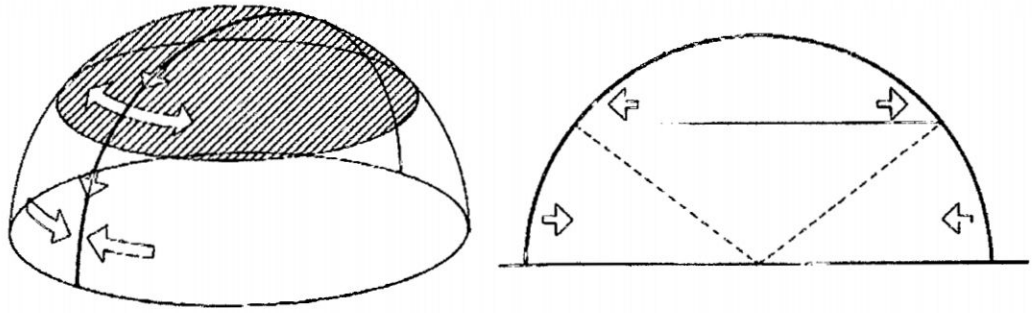


Figura N° 2-37.- a) Deformación de segmentos, b) Las partes superiores de los segmentos descienden y se solapan con sus cantos al disminuir la curvatura. Las partes inferiores se deforman hacia el exterior y se habren cuanto mayor sea la curvatura.



a) b)  
**Figura N°2-38.- Efecto de la forma anular, a) La capacidad de la membrana en cúpula para generar esfuerzos anulares evita que se deforme hacia el interior o el exterior a causa de la desviación de la catenaria meridional, esta capacidad también permite perfiles transversales para membranas de rotación que no sean circulares, b) La continuidad horizontal (anular) se opone a la deformación; la parte superior se comporta como una secuencia de anillos comprimidos y la parte inferior como una secuencia de anillos de tracción.**

La dirección esférica da tracciones en los paralelos de riñones, y la dirección rebajada da tracciones en el anillo extremo, por lo que requiere estribos muy fuertes.

La cúpula posee unos paralelos que restringen su desplazamiento lateral desarrollando tensiones en anillo y haciendo posible un comportamiento de membrana. En una cúpula rebajada, con un ángulo inferior a  $52^\circ$ , los meridianos se deforman hacia dentro, hacia el eje de la cúpula, y los paralelos transversales a los mismos se comprimen tratando de impedirlo. Cuando la cúpula es de gran altura, bajo la acción de las cargas los puntos más altos se mueven hacia dentro, pero los más bajos lo hacen hacia fuera, es decir, alejándose del eje: los paralelos por debajo del ángulo de  $52^\circ$  quedan sometidos a esfuerzos de tracción.

Para que todo esto tenga lugar y la cúpula solo posea esfuerzos propios de membrana los bordes han de poder experimentar libre movimiento horizontal en sus apoyos. En caso de que fuera empotrada se presentarían unas pequeñas flexiones en los arranques que la propia cúpula amortigua muy rápidamente.

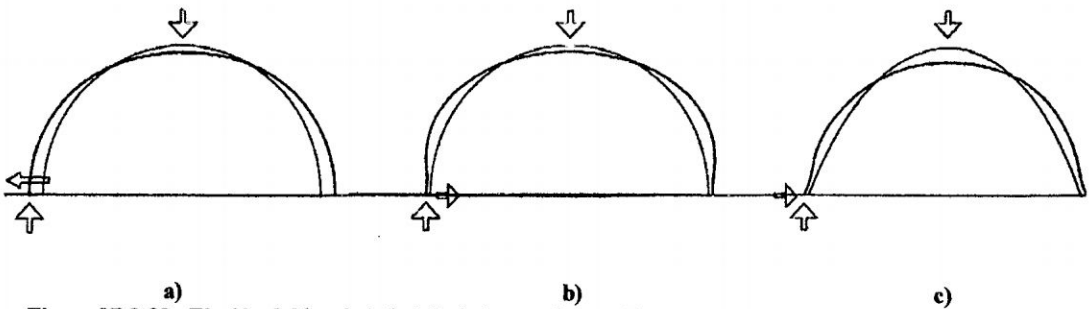
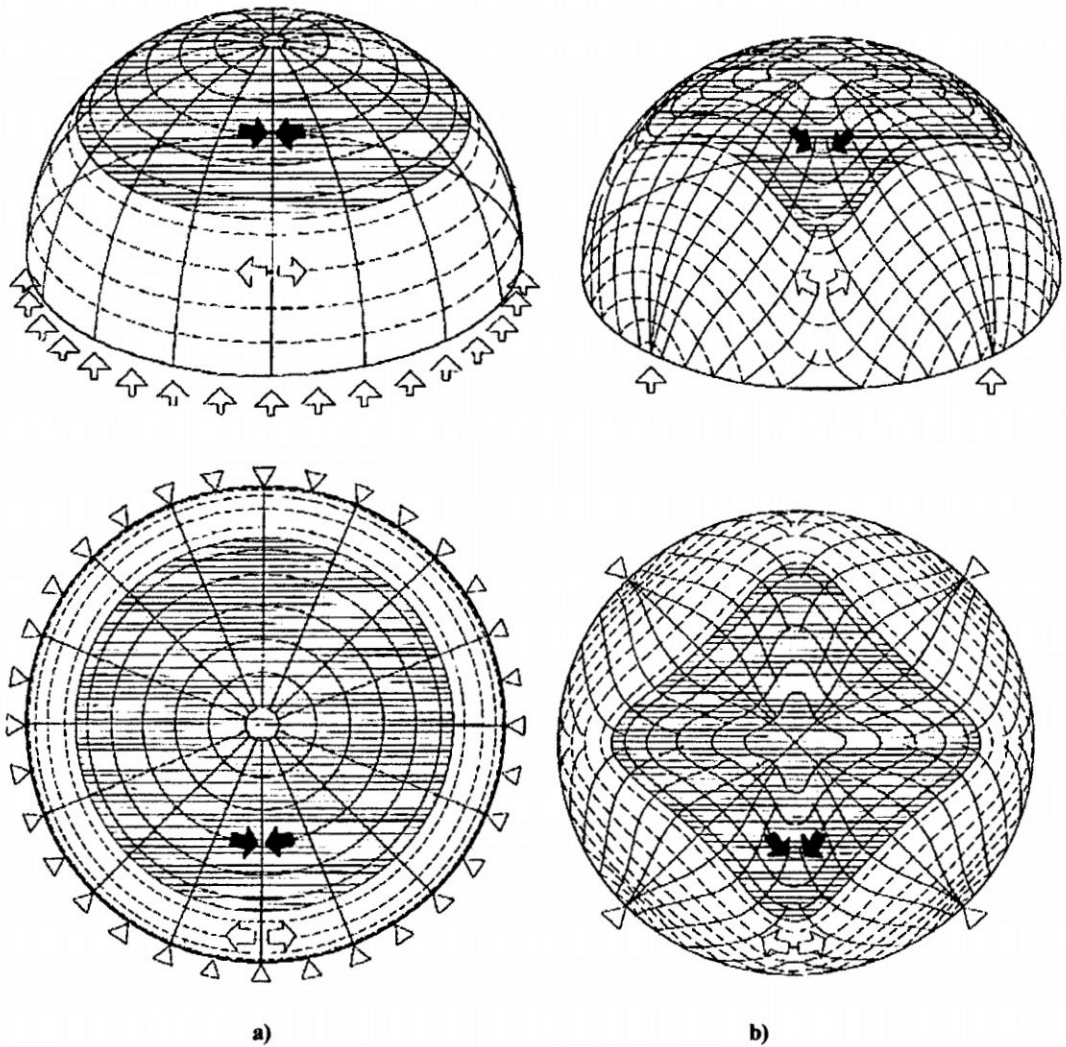


Figura N° 2-39.- Flexión del borde inferior de la membrana: Perturbaciones de borde, a) Movilidad en el apoyo, b) Resistencia por rozamiento, c) Reacción horizontal.

La cúpula puede imaginarse como unos gajos o arcos meridianos cuya flexión está impedida por los anillos o paralelos horizontales. En las zonas en las que los gajos quieren hundirse hacia dentro, los paralelos se lo impiden trabajando en compresión, y donde los gajos quieren abrirse, el paralelo ha de evitarlo resistiendo en tracción.

Las deformaciones de la lámina ya no son lo suficientemente pequeñas para poder prescindir de ellas, ya que la obligada continuidad entre su superficie y el anillo exterior provoca una flexión de los meridianos. El anillo de borde, bajo las componentes radiales, sufre una dilatación, mientras la lámina, para seguir este movimiento, necesitará deformar sus meridianos, para amoldarse a la nueva dimensión del anillo. La banda continua es la que más flexiones sufre, además de las tracciones que produce la dilatación circunferencial, que tiende a producir, en esa zona periférica, grietas radiales. El postensado del anillo es una aportación ideal de las técnicas a este problema, permitiendo suprimir o disminuir considerablemente la flexión meridiana.



**Figura N°2-40.-** Transmisión de cargas de membranas en forma de cúpula bajo una carga simétrica, a) Los esfuerzos se transmiten según la dirección de los meridianos y los paralelos, b) La dirección de los esfuerzos meridionales y anulares se modifican igual que si estuvieran sometidos a un campo magnético.

**Calculo informatizado**

Actualmente, los sistemas de cálculo son, al igual que con las bóvedas, los métodos de elementos finitos. En este caso podemos convertir los esfuerzos  $F$  en tensiones  $N=F/S$  y por tanto  $\sigma= N/t$

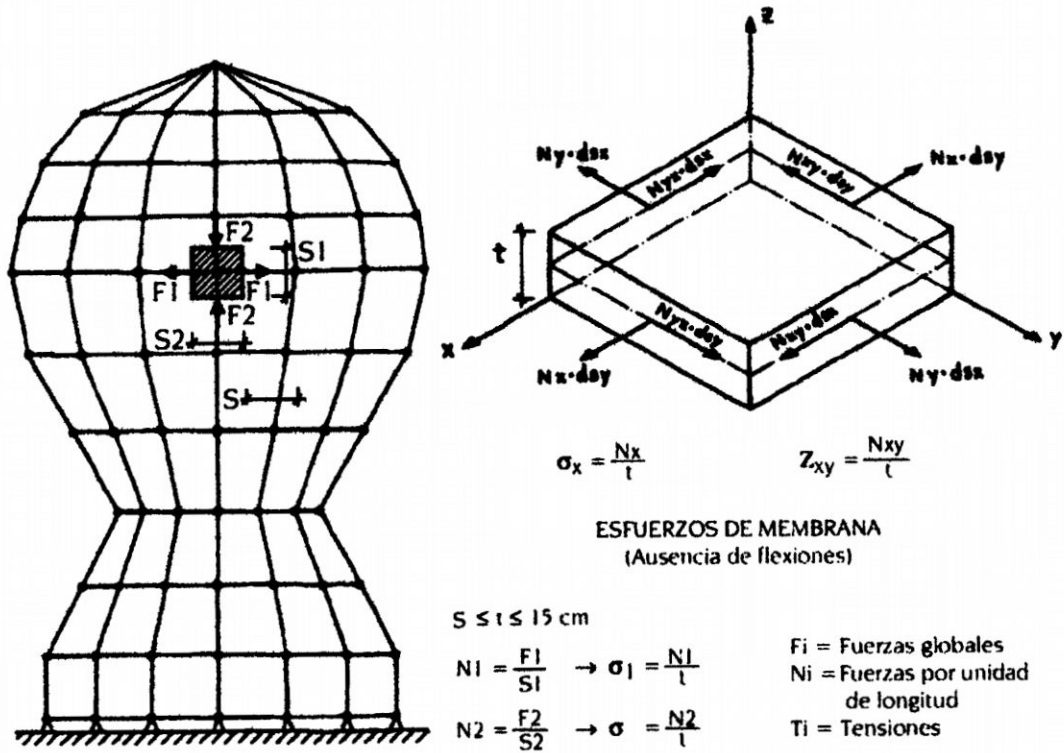


Figura N°2-41.- Esfuerzos de membrana

c) Casos especiales

**Bóveda vaída**

La bóveda vaída puede considerarse para su análisis como un derivado de la cúpula esférica. Tiene bajo carga uniforme las zonas de tracción por debajo del paralelo situado a 45°, siendo el límite 51°.

Utilizando un modelo radial y cargada con el peso propio se tiene una distribución muy uniforme de axiles según los meridianos, al igual que la distribución de empujes horizontales sobre el borde. Las tracciones aparecen en las pechinas.

**Bóveda de arista**

Su uso comienza en la arquitectura romana, empleada para cubiertas de edificios con luces importantes, con directriz semicircular. La bóveda gótica pone énfasis en el papel resistente de las aristas, en este caso la directriz es apuntada, posteriormente se recupera la bóveda por arista como solución de forjado en combinación con sistemas de proyecto

basado en alineaciones o intercolumnios en dos direcciones en planta, la clave para el funcionamiento correcto de la bóveda está en que las generatrices estén comprimidas, que los formeros resistan los empujes

### **Otras superficies de revolución**

La utilización de superficies de revolución no tiene límites, y ha dado lugar a formas muy distintas a la de la cúpula, como puedan ser el hiperboloide o las cúpulas de planta elíptica. Actualmente se empiezan a utilizar superficies de doble curvatura, es decir, con formas cóncavo-convexas, trabajando a tracción y realizadas con hormigón pretensado, asegurando por sí mismo la estanqueidad del conjunto. <sup>(17)</sup>.

---

<sup>17</sup> **REQUENA RUIZ, IGNACIO;** “análisis de tipologías estructurales bóveda, lámina, cúpula y paraboloides”  
Madrid - España

## **CAPITULO III**

### **INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL EN MONUMENTOS HISTORICOS**

#### **3.1 Intervención estructural en construcciones de valor histórico**

En edificaciones históricas de tierra o piedra, tienen a los muros como elementos estructurales principales. El daño estructural que producen los sismos, es acumulativo, empeorando la estabilidad estructural global, produciéndose agrietamientos y con ello discontinuidad y separaciones entre los elementos estructurales básicos, los muros y estructuras dejan de ser monolíticas, llegando a colapsar la estructura.

##### **3.1.1 Principios.**

- **Analizar a la estructura en su forma arquitectónica original mediante un modelo matemático, las fuerzas sísmicas que deben ser determinadas de manera razonable, realizar un análisis elástico del modelo realizado, encontrando las zonas de concentración de esfuerzos más críticos.**
- **Se debe de comparar las zonas de concentración de esfuerzos críticos con la resistencia de los materiales más antiguos de la edificación.**

- De la comparación se puede tomar la decisión de mejorar el material que conforma la edificación, mejorar la configuración arquitectónica o adicionar un reforzamiento compatible que pueda ir ubicado en el interior o en el exterior de la edificación.”<sup>(18)</sup>
- Incrementar la resistencia elástica del edificio mediante la inclusión de elementos estructurales cuyo módulo de elasticidad sea compatible con el del material original, ya que de lo contrario se puede generar comportamientos dinámicos distintos.
- Asegurar la estabilidad del edificio en su etapa post fisuración. Esto significa que la disipación de energía ocurrirá por fricción entre las partes fisuradas pero asegurando que permanezcan unidas entre sí.
- Una intervención preferentemente, debe ser reversible: esto permite que se pueda monitorear el efecto de la intervención se pueda corregir, reforzar o revertir. Las intervenciones irreversibles comprometen totalmente y por anticipado la supervivencia del edificio con una sola técnica producto del conocimiento presente, sin tener en consideración que nuestra tarea es preservar el monumento para las siguientes generaciones, que con nuevas tecnologías pueden realizar futuras intervenciones de mejor calidad.
- Finalmente, la tecnología apropiada de intervención se basa en una comprensión intuitiva-cualitativa del comportamiento sísmico de los edificios históricos: tal como lo hicieron los constructores del pasado.<sup>(19)</sup>

---

<sup>18</sup> Daniel Torrealva, Julio Vargas Neumann en “*STRUCTURAL ENGINEERING ISSUES FOR THE RECONSTRUCTION AND RESTORATION OF BAM*” ítem 4.2.

<sup>19</sup> Torrealva, Daniel & Blanco, Antonio en “*La intervención estructural en monumentos históricos, el caso de la reconstrucción de la catedral de Arequipa*” Rev. ACI-Perú.

### 3.1.2 Criterios

- **El primer criterio** y más antiguo, es el basado en aumentar la resistencia de los elementos estructurales (mayormente los muros), para prevenir que se produzcan fisuras. Por ejemplo, el aumento de espesor de los muros o el número de muros, o la reparación o reconstrucción parcial o total de un muro. Este criterio es válido y suficiente en zonas no sísmicas.
- **El segundo criterio**, más moderno, basado en el comportamiento último de la estructura o estabilidad global. Está enfocado en que, después de producidas las primeras fisuras, se logre controlar el agrietamiento y separación de los elementos estructurales, utilizando refuerzos resistentes a fuerzas de tracción. Un buen diseño debe añadir ductilidad a la estructura, es decir, capacidad de deformarse luego del agrietamiento inicial.
- **El tercer criterio** está basado en la recuperación de la resistencia, reparando las fisuras, desapareciendo así la discontinuidad o falta de integridad que producen las fisuras. Requiere, en rigor, reparar la estructura cada vez que la dañe un terremoto, para evitar la acumulación del daño <sup>(19)</sup>

### 3.1.3 Peculiaridades

- **En Información:** La falta de información sobre las construcciones existentes es típico en algunos casos existen planos de arquitectura, o de replanteo. En general, los planos estructurales no existen. Tanto el replanteo geométrico como estructural se hace necesario, para llevar a cabo la evaluación de las edificaciones. También se debe hacer notar la poca información acerca del comportamiento de las edificaciones en eventos sísmicos que por lo general no son reportados.

<sup>19</sup> PAULO LOURENÇO, “*Evaluation and Structural diagnosis: Structural systems and components*”, “*Field evaluation non destructive tests*”.University of Minho ISISE Guimarães Brites Journal Internacional de Patrimonio Arquitectónico: Conservación, Análisis y Restauración, 2009.

- **En Los Materiales de Construcción:** Indican de alguna forma el periodo de construcción así como la localidad donde se ubica la edificación. Se puede encontrar una gran variedad de materiales estructurales en una sola edificación, no solo en construcciones de la misma época, sino también en modificaciones posteriores a la edificación inicial. El conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales como las relaciones de esfuerzo deformación, flujo plástico, rango de esfuerzos admisibles, etc. es escaso. Las labores de auscultación para la extracción de muestras son importantes para una asignación adecuada de las propiedades mecánicas de estos.
- **En el Análisis y Reforzamiento:** El análisis y en general el modelamiento juega un rol importante en la evaluación de estas edificaciones. Algunas particularidades y sobretodo la complejidad de algunas conexiones y propiedades de los materiales conllevan a una dificultad en el modelamiento de las estructuras. Por ejemplo: definición de conexiones rígidas o semirígidas, excentricidad de las conexiones, conexiones entre elementos de distinto material, elementos con materiales con baja o nula capacidad a la tracción, y condiciones de apoyo como el grado de empotramiento.
- **En los Procedimientos de Reforzamiento:** La condición de patrimonio histórico reduce las alternativas, limitando la intervención ingenieril sobretodo en los elementos que se consideran con un mayor valor cultural o histórico. Estas limitaciones a su vez representan un reto a la ingeniería que implica la exploración de otras opciones que permitan reducir la vulnerabilidad de las edificaciones históricas <sup>(20)</sup>

### 3.2 Procedimiento reconstructivo de la cimentación y sobrecimentación

Previo apuntalamiento de muros y techos, la reconstrucción de cimientos y sobrecimientos por las dos caras de los muros es en forma alternada logrando una traba total en los dos lados intervenidos. El trabajo se hace por tramos alternados no mayores

<sup>20</sup> CARLOS ZAVALA TOLEDO, LUÍS VÁZQUEZ CHICATA, RAFAEL SALINAS BASUALDO, RICARDO PROAFIO TATAJE, GUILLERMO HUACO CÁRDENAS. “Experiencias recientes de evaluación estructural de edificaciones históricas” en XIV Congreso Nacional de Ingeniería Civil – Iquitos 2003.

de un metro evitando una excavación continua, que propiciaría la inclinación del muro. Excavar 1.00m de ancho, 1.00m de profundidad y hacia el interior hasta la mitad del espesor de la cimentación o sobrecimentación, finalmente retirar la mampostería de piedra. Apuntalar con rollizos de madera de eucalipto (parte superior). Pañetear los tres lados de la excavación. Colocar una base de mortero de cemento de  $f'c=175 \text{ Kg/cm}^2$  o una mezcla de 1:2:10, cemento: cal: hormigón, con una proporción de impermeabilizante, con un espesor de 2". Asentar las piedras grandes de 8" a 10" (previamente limpiadas y humedecidas con agua), dejando espacios entre piedra y piedra para llenar con mortero de cemento.

Este trabajo se realizará en jornada completa es decir excavar y llenar 1, 2 y 3, luego excavar y llenar 5, 6 y 7 (Ver Fig. 3-1), así sucesivamente en cada capa. Para el contacto con la parte interna dejar escalones de piedra con cierta inclinación para tener un entramado adecuado. Luego se seguirá los mismos pasos en otra jornada con el 8, 9 y 10, para luego excavar y rellenar 11, 12 y 13. La parte interna C y D se realizara de la misma manera que la parte externa.

Para restaurar la sobrecimentación se siguen los mismos pasos en otra jornada con el 8, 9 y 10, para luego excavar y rellenar 11, 12 y 13. La parte interna H y G se realizara de la misma manera que la parte externa.

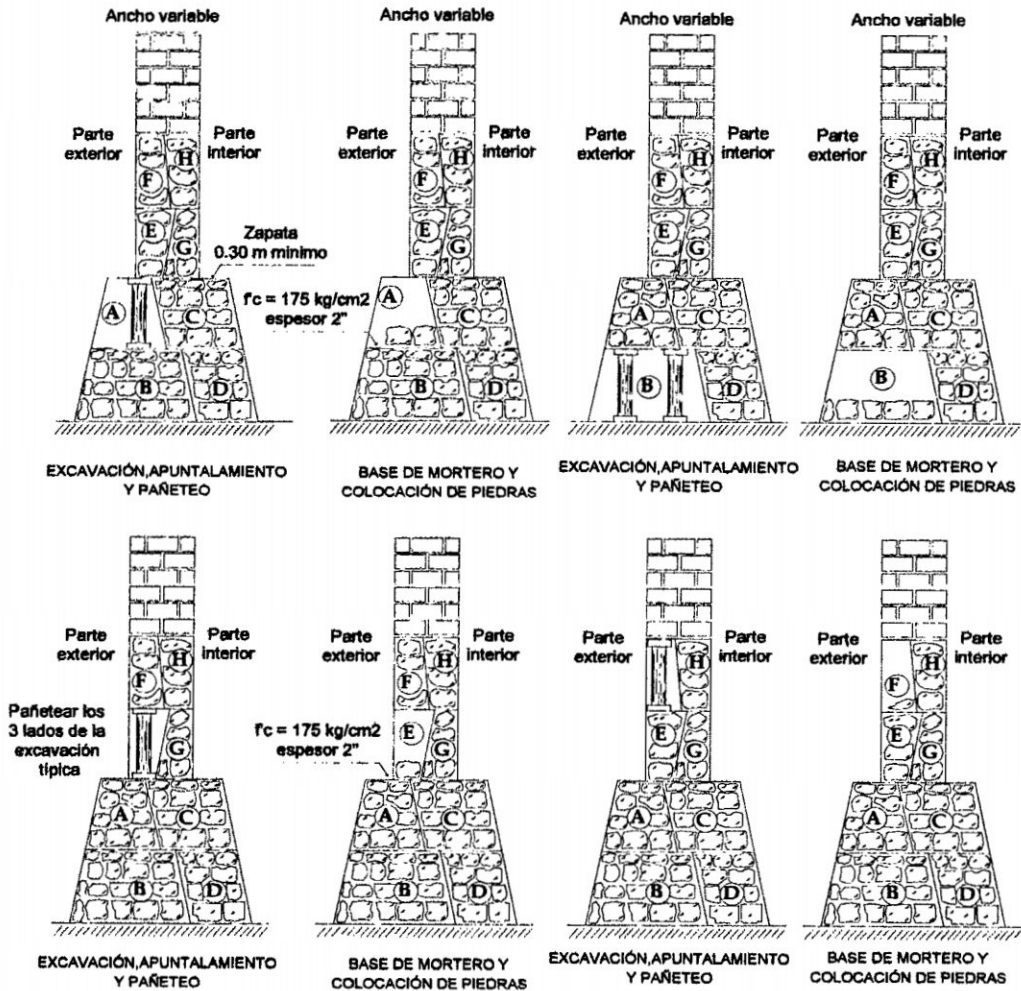
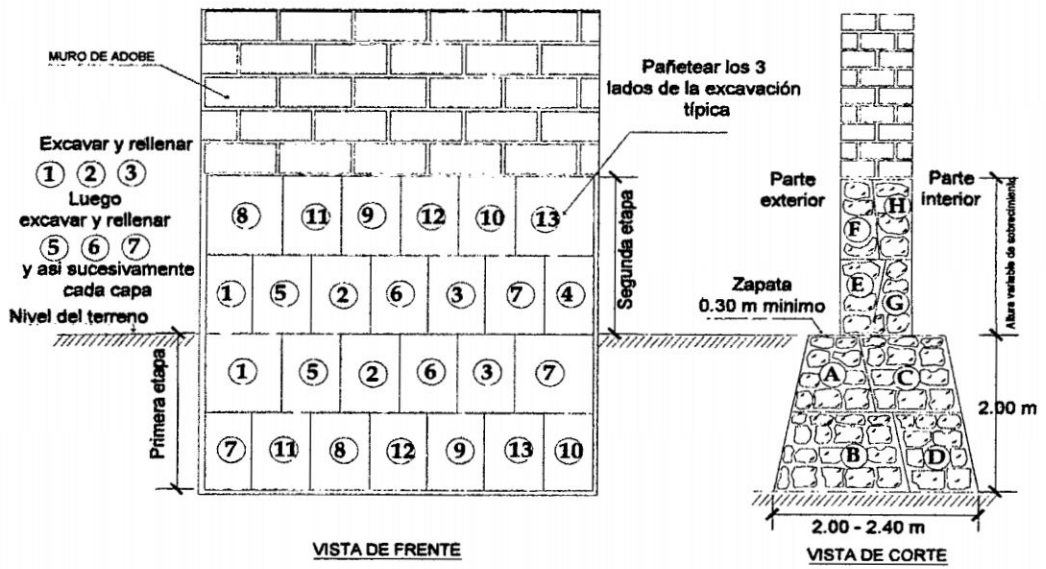


Figura N° 3-1.- Procedimiento reconstructivo de la cimentación y sobrecimentación

### 3.3 Reparación de fisuras y reforzamiento en Muros Históricos de tierra

Para reparar las fisuras y lesiones que presenten los muros debe procederse previamente a intervenir en la causa del daño, sea ésta debido a empujes transversales, a falta de arriostramiento o al asentamiento de la cimentación, por citar algunos casos.

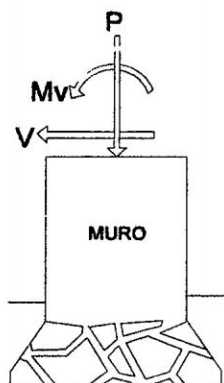


Figura N° 3-2.- Esfuerzos y estabilidad de muros en edificios históricos

En los siglos pasados se tenía la mentalidad de que *“se presupone que las fisuras y grietas en los edificios históricos indican un peligro inminente en su estabilidad pero esto no necesariamente es así”*. En muchas ocasiones, las grietas y las fisuras son una de las maneras que tiene el edificio de mampostería para defenderse por lo que hace articulaciones que le permiten moverse sin colapsarse. <sup>(21)</sup>.

Con la reparación de fisuras existentes generalmente ocasionadas por sismos se busca recuperar la resistencia perdida, desapareciendo así la discontinuidad o falta de integridad que producen las fisuras. Requiere en rigor, reparar la estructura cada vez que la dañe un terremoto para evitar la acumulación del daño.

#### 3.3.1 Restitución de materiales y uso de adobes estabilizados

En el caso de una rajadura, se retiran los adobes lesionados colocando tacos de madera, reemplazándolos por otros nuevos, haciendo una especie de costura en el sector dañado.

<sup>21</sup> HUERTA SANTIAGO, HEYMAN JACQUES. Prólogo del libro: *“Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica”*, España-1995

Es recomendable hacer como máximo dos hiladas diarias para evitar el aplastamiento del mortero. Se pueden hacer uso de los adobes estabilizados para impermeabilizarlo haciendo uso del asfalto (en una proporción de 1 a 3 %), cemento (10 a 12 %) o cal (15 a 20%). Estos productos mejoran la calidad del adobe pero elevan su costo de 3 a 5 veces, pudiendo usarse estabilizadores naturales como la goma de tuna descrito anteriormente.

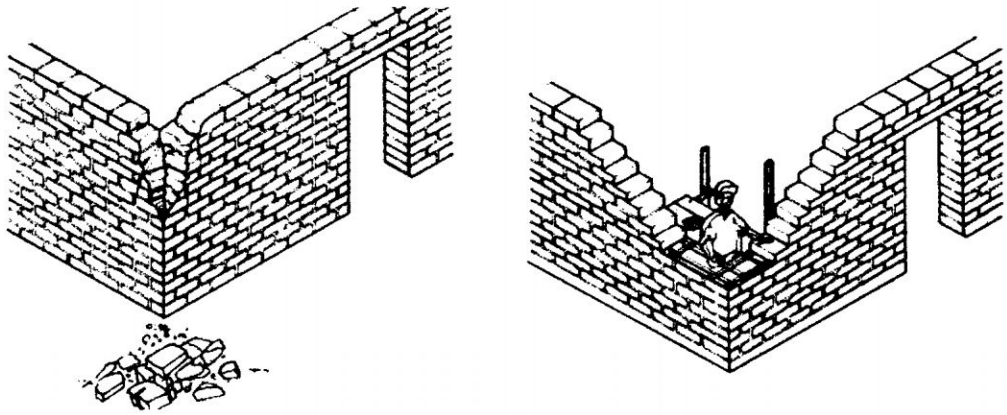


Figura N° 3-3.- Reconstrucción de un muro, caso de esquina dañado

### 3.3.2 Uso del grouts de barro

El objetivo es lograr eficientes reparaciones de fisuras a través de métodos de inyección de grouts o lechadas, con materiales que conlleven la menor alteración posible al material patrimonial de tierra. Se hicieron ensayos utilizando barro líquido conformado por suelos tamizados por la malla #10 (ASTM E11-04) y un contenido de agua del 30%, comprobándose en muretes de albañilería de adobe ensayados a compresión diagonal hasta producir la falla por agrietamiento. Luego se reparó por inyección las fisuras, volviéndose a ensayar el espécimen reparado, apreciándose que la fisura de la falla sigue una trayectoria diferente que corresponde a una carga superior a la original.

Los suelos tamizados por mallas muy finas (100 ó 200 ASTM E11.04), se agrietan descontroladamente pues no llegan a formar el esqueleto granular que es el que concede

la resistencia seca, después del proceso de secado, mientras que las tamizadas por las mallas entre 10 y 48 ASTM E11-04 en un rango de humedad entre 30 y 60% se agrietan menos ya que tienen imperfecciones más pequeñas, son más uniformes y por tanto resisten más, a menor velocidad de secado, menos fisuras o menor agrietamiento

El sistema de inyección de lechadas de barro, no usa materiales ajenos a los originales y en la práctica requieren eventualmente para ciertas grietas finas, ensancharlas por algún procedimiento mecánico de muy poco impacto para garantizar una inyección eficaz los pasos a seguir son:

- Sellar las caras de la fisura con yeso o silicona, se colocan, atravesando este sello tubos o pines plásticos o metálicos de 3 mm de diámetro para formar las boquillas por donde se inyectará el grout. Una vez endurecido el yeso o silicona, se retiran los tubos ó pines para dejar las boquillas libres. La tarea de inyección se debe realizar por capas de 0.50 m de alto. De abajo hacia arriba.
- En cada capa, inyectar agua en las boquillas de arriba hacia abajo. Este procedimiento se realiza con el fin de prevenir que el material fino que existe en la superficie interior de las fisuras trabaje como aislante al grout inyectado. También se busca proporcionar mejor lubricación para la inyección. Se consigue además aumentar la humedad en las paredes de la fisura, disminuir la velocidad de secado y reducir la formación de microfisuras en el material de relleno.
- Inyectar inmediatamente el grout de abajo hacia arriba en cada capa a través de las boquillas. Se inyecta por una boquilla hasta que el material haya repletado el nivel de la siguiente boquilla superior empiece a salir el grout. Se debe continuar sucesivamente hasta conseguir con todas las boquillas de la capa.
- Retirar el sello de yeso o silicona y retocar la superficie exterior de la fisura inyectada hasta conseguir un acabado aceptable.

Se están ensayando sistemas de inyección con mayores capacidades de presión para lograr que los grouts ingresen a grietas finas o muros más gruesos.<sup>(22)</sup>

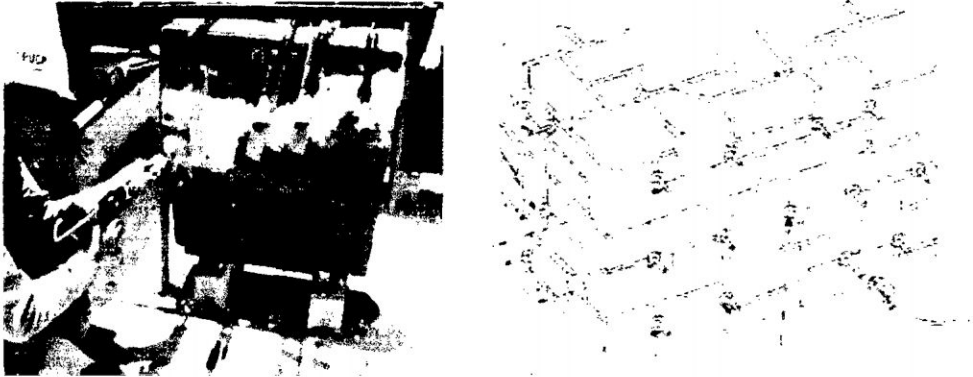


Figura N° 3-4.- Uso del grouts de barro

### 3.3.3 Uso de llaves de madera

Consiste en la instalación de refuerzos horizontales y verticales en madera con el fin de aumentar la resistencia a la flexión de los muros y mantener la unidad de la estructura.

#### **Refuerzo externo**

Los elementos deben colocarse tanto por la cara externa como por la cara interna del muro. Los elementos horizontales de los muros se unen mediante platinas de acero. En principio no se pretende rigidizar los muros sino reforzarlos de manera que la sección del muro trabaje como una sección compuesta de tierra y madera. La compatibilidad de deformaciones entre los dos materiales se garantiza mediante pernos colocados cada 50 cm y mediante puntillas convencionales clavadas sobre las tablas.

<sup>22</sup> VARGAS NEUMANN, JULIO: "Reparación de fisuras en muros de tierra en áreas sísmica" Departamento de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima setiembre del 2009.

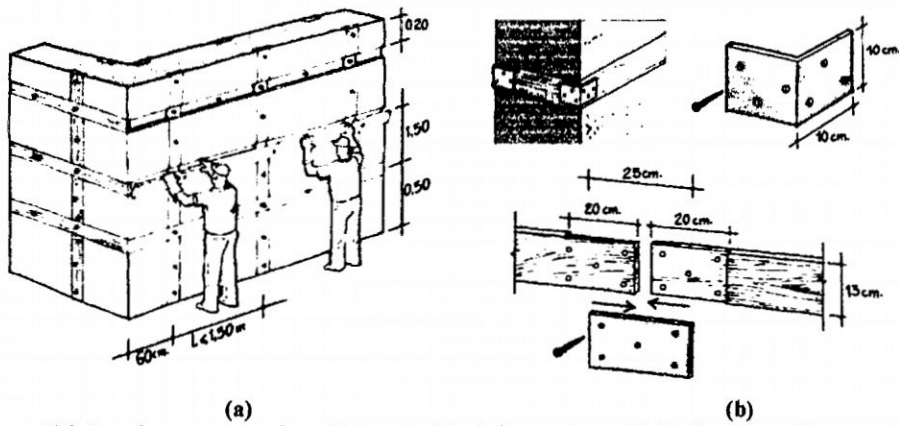


Figura N°3-5.- refuerzo con madera (a) Instalación de las maderas (b) Platinas de unión y traslapes

### Llaves de amarre

Se utilizan debido a que los encuentros entre muros son las zonas más críticas. Estos son elementos que trabajan a tracción debidamente anclados. Por lo general las llaves deben llevar encima el peso de por lo menos, dos metros de altura de muro de adobe y éstas se intercalan verticalmente cada 1.50 ó 2.00 m. En los muros perpendiculares se colocan dos piezas paralelas de madera aserrada a lo largo de los muros, cruzándose y trabándose a media madera, colocando luego los adobes hasta que las llaves queden perdidas en los muros. Existen diferentes tipos de llaves según su configuración, como la llave lineal, en “L”, en “T”, o en “U”.

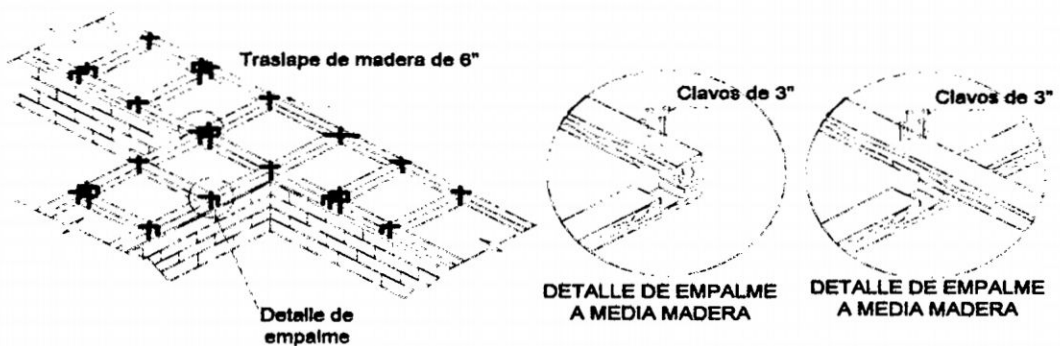


Figura N°3-6.- Detalles de llaves de madera

Vigas soleras son estructuras que tienen una configuración similar a la de las llaves de madera, cuentan con largueros, travesaños y uniones a media madera, la diferencia

radica en que las vigas collar van instaladas a lo largo de todos los muros rodeando la estructura. Son comúnmente usados para reforzar los muros de la torre-campanario de los monumentos religiosos.

Estas llaves y vigas collar se anclan al muro con estacas de madera de 2", haciendo un agujero de 0.60m de profundidad y un diámetro de 3", se rellena el agujero con mortero de barro y se clava una estaca de 2" x 0.75m. y se sujeta al larguero y travesaño con alambre N°8 tortoleado.

En los muros que no serán desmontados, la colocación de llaves se hace excavando las caras de los muros hasta dejar las piezas en el lugar previsto, relleno luego los espacios entre los adobes y la madera con mortero de barro, para que ésta quede comprimida.

Se reducen también los daños adicionando dinteles de madera mejorado en los vanos

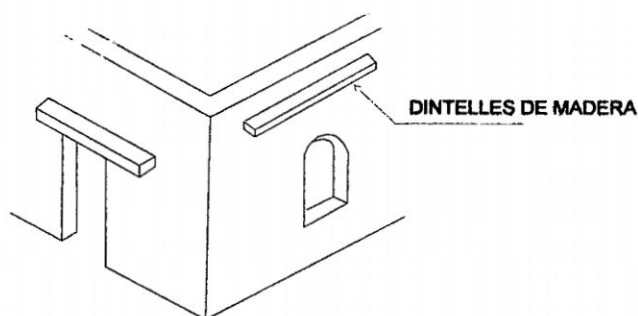


Figura N°3-7.- Dinteles de madera sobre puertas y ventanas

### 3.3.4 Uso de las geomallas de polímero.

Las geomallas biaxiales es una de las opciones desarrolladas con éxito usada como refuerzo exterior para proveer resistencia a la tracción en los muros de adobe e incrementar su ductilidad demostró un comportamiento sísmico estable, con gran capacidad de deformación y sin pérdida significativa de resistencia. Recientes experimentos han demostrado que la geomalla forma con el adobe un material

compuesto donde esta toma las tracciones y aquel, las compresiones en la misma forma que las varillas de acero son refuerzo del concreto.

El material de refuerzo propuesto posee propiedades estándar de resistencia y rigidez, siendo fabricado de mantas de polímero de alta densidad, Este material es muy utilizado como refuerzo de sub rasantes en pistas sobre terrenos inestables, como refuerzo de muros de tierra armada y otras aplicaciones geotécnicas, siendo así que se promociona como el refuerzo de estructuras de tierra para obras de ingeniería, se encuentran disponibles en varios modelos según sus características mecánicas.

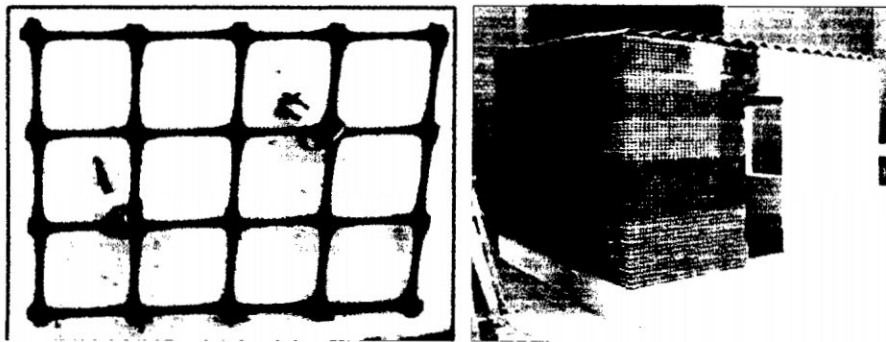


Figura N°3-8.- Geomalla biaxial de nudos rígidos.

La resistencia por metro de ancho es 14kN en la dirección longitudinal y 19.2 kN en la dirección transversal. Estos resultados fueron obtenidos de los ensayos realizados en los laboratorios de la PUCP. Siendo los pasos que se indican <sup>(23)</sup>

- Retirar el tarrajeo del muro
- Cortar la malla y presentar al muro por ambas caras en forma horizontal y donde haya encuentros debe empalmarse una longitud de 20 cm, el que se debe amarrar con rafia cada 10 cm en los clavos ubicados
- Perforar el muro cada 30 cm horizontal y verticalmente y conectar la malla de uno a otro lado con rafia para que ambos elementos trabajen juntos en todo momento.

<sup>23</sup> TORREALVA DÁVILA DANIEL, "Diseño sísmico de muros de adobe reforzados con geomallas". Departamento de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima - 2009.

- Tarrajar el muro para asegurar que ambos elementos trabajen juntos en una sollicitación sísmica

Las geomallas es más eficiente en conceder ductilidad dando mayor capacidad de deformación sin rotura o colapso súbito proporcionando seguridad de vida además de minimizar los daños para su posterior reparación, por lo cual, puede emplearse en muros históricos donde no impliquen la conservación de pinturas murales.

### 3.3.5 Uso de mallas

Esta malla debe ser colocada en franjas horizontales y verticales (simulando vigas y columnas de confinamiento) en las zonas críticas de la vivienda para evitar la pérdida de rigidez lateral que súbitamente se presenta en las viviendas no reforzadas cuando estas se agrietan. Para reforzar el muro, primero se debe retirar el revestimiento existente en las zonas por enmallar. Luego se perfora el muro para instalar conectores (alambres No.16 de 0,90 m). Los conectores se ubican horizontalmente a 0,20 m de las esquinas y aproximadamente cada 0,50 m de altura. Las perforaciones se rellenan con mortero de cemento o de cal y arena. Después se instalan las mallas electrosoldadas (1 mm de diámetro con recuadros de 3/4") que se engrapan al muro con chapas, clavos de 2 1/2" y conectores. Finalmente se tarraja el muro con el mismo mortero en el que fue encontrado. Se enmallarían sólo los encuentros de los muros

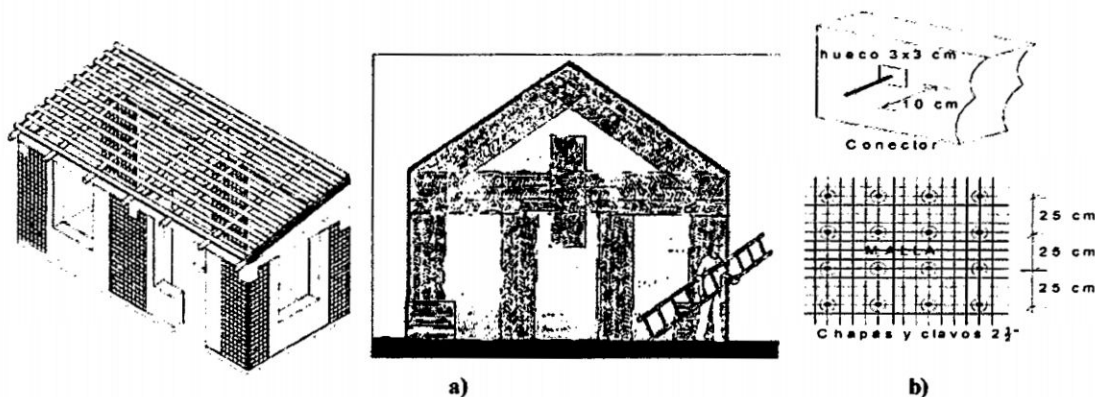


Figura N°3-9.- Uso de mallas (a) Esquema de reforzamiento en los muros (b) Conector y engrapado de malla

Se pueden hacer uso como mallas exteriores la caña amarrada por sogas naturales en zonas de baja actividad sísmica y no se cuente con recursos económicos.

### 3.3.6 Uso de emulsiones acrílicas y remineralizante.

En caso de monumentos prehistóricos construidos con adobe por su condición de testimonio arqueológico, se usan emulsiones acrílicas o remineralizantes como el éter de ácido silico, cuya reacción química refuerza los silicatos que se encuentran en el barro.

### 3.3.7 Uso de contrafuertes

Cuando el problema son grietas horizontales en los muros longitudinales, por lo regular se debe a que se tiene una sección insuficiente en el espesor del muro. Los contrafuertes son elementos verticales perpendiculares a los muros longitudinales cuya función es resistir las fuerzas axiales de compresión y cortantes, producto de las descargas de las cubiertas (bóvedas, arcos y cúpulas) por peso propio además del incremento de estos esfuerzos por sismo, tanto para su componente vertical y el “coceo”, asociados al momento de volteo sísmico. En la figura se ilustran dos alternativas para rehabilitar los contrafuertes. Consisten básicamente en la consolidación de la mampostería y en el incremento de su capacidad al reintegrarse con el conjunto muro longitudinal, columna, bóveda y arco con lo cual se pretende reducir los daños por el efecto de los desplazamientos laterales, inducidos durante sismos significativos.

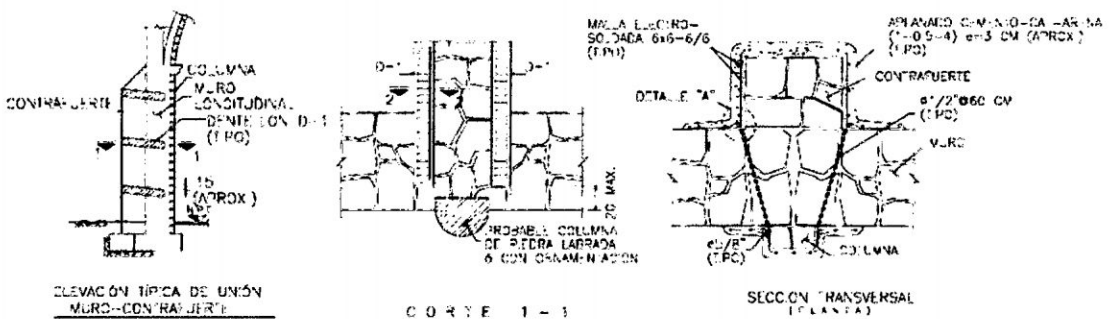


Figura N° 3-10.- Alternativa para integración de contrafuertes a la estructura principal

La técnica de la integración y consolidación de la mampostería de los contrafuertes, demostró buenos resultados cuando se complementaron para trabajar en conjunto con el uso de tensores de acero que ligan bóvedas y arcos en su arranque, o bien con refuerzos metálicos o de concreto en arcos, que se integraron con dichos contrafuertes.

### 3.3.8 Uso de tensores de acero

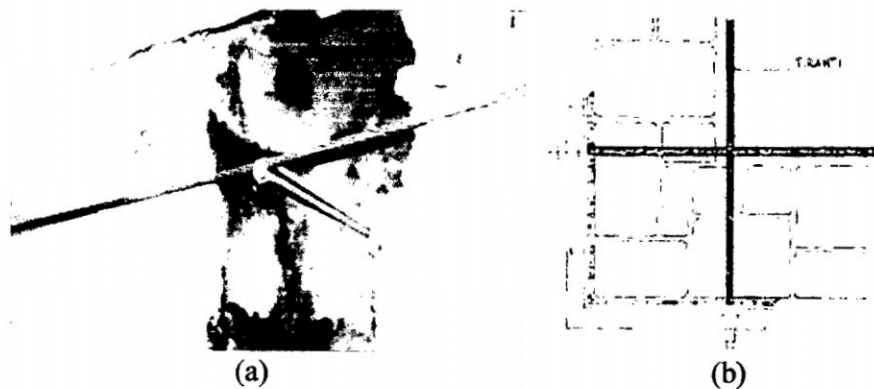
En un movimiento sísmico, el material incurre en estados inelásticos cuando la combinación de los esfuerzos aplicados induce esfuerzos que alcanzan la superficie de fluencia, crece la superficie de fluencia y por lo tanto es más difícil generar estados inelásticos en el material. La alternativa de rehabilitación propuesta pretende anular los esfuerzos de tensión generados en los muros de adobe usando tensores de acero con varillas de acero, con tornillos de acero soldados en el extremo. Esta rehabilitación garantizará la integridad del muro al no generarse grietas importantes por tensión. Los ensayos demostraron que aunque no se incrementó demasiado la resistencia (18%), sí se aumentó la capacidad de desplazamiento del sistema estructural en un 85% sin que se presentara un colapso. El impacto arquitectónico probablemente sea inferior al de otras alternativas de rehabilitación sísmica. No se recomienda usar tensores por una sola cara del muro para evitar excentricidades. <sup>(24)</sup>

También se hace uso de tensores metálicos horizontales para reforzar los muros o bóvedas. Estos refuerzos atraviesan perpendicularmente los dos muros opuestos de un ambiente y van anclados a los extremos a través de una placa pero su uso altera la armonía visual del monumento histórico.

<sup>24</sup> LÓPEZ PÉREZ CECILIA, RUIZ VALENCIA DANIEL, JÉREZ BARBOSA SANDRA, QUIROGA SAAVEDRA PEDRO, URIBE ESCAMILLA JAIRO, MUÑOZ DÍAZ EDGAR: "Rehabilitación sísmica de muros de adobe de edificaciones monumentales mediante tensores de acero". APUNTES vol. 20, núm. 2 (2007): pag. 304-317

**Cuadro N° 3-1.- Propiedades mecánicas de los tensores usados en la restauración de la ciudad**

ELEMENTO	NORMA TÉCNICA	LIMITE DE FLUENCIA MÍNIMO	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN MÍNIMO	ALARGAMIENTO MÍNIMO
Barra helicoidal para pernos de fortificación	A.S.T.M. A615 Grado 60	42.2 Kg/mm <sup>2</sup>	63.3 Kg/mm <sup>2</sup>	8%
Tuerca de fijación/placa de sujeción para pernos de fortificación	A.S.T.M. A536 Grado 60-42-10	60,000 lbs/pulg <sup>2</sup>	42,000 lbs/pulg <sup>2</sup>	8%
Placa de fijación	A.S.T.M. 36	58,000-80,000 lbs/pulg <sup>2</sup>	36,000 lbs/pulg <sup>2</sup>	20%



**Figura N° 3-11.- (a) Uso del tensor, (b) Refuerzo en los encuentros**

### 3.3.9 Uso de varillas de fibras de vidrio

Cuyo objetivo es crear un núcleo central flexible, consistente en barras delgadas de acero o fibra de vidrio que son insertadas en huecos perforados verticalmente con equipo especial. Es una alternativa sofisticada, de alto costo y difícil ejecución, pero de resultados; satisfactorios.

### 3.4 Revestimiento mejorado

Para obtener el mortero de barro mejorado para el acabado de las paredes y protegerlas mejor de las lluvias es preferible mezclar la tierra con goma de tuna y lograr que el tarrajéo sea más resistente al agua, cuyo proceso de preparado es:

- Reunir las tunas y/o cactus, sacar las espinas y cortarlas en rebanadas

- Remojar las pencas, agregar la cantidad de agua necesaria para cubrir al ras en el recipiente, remojar por varios días (1 semana) hasta que la pulpa de las pencas se disuelva, y se obtenga una goma de color verde.
- Hacer la mezcla en proporciones de, Tierra: Goma de tuna: Paja en 6:3:2 <sup>(25)</sup>

### **3.5 Curado y preservación de estructuras de madera**

La madera tiene la posibilidad de sufrir ataques de insectos y hongos; o de ser afectada por el fuego, desgaste mecánico y otros, por lo que es necesario preservarlo. Existe una gran variedad de insectos que se alimentan de la madera. Los sistemas de preservación o inmunización de la madera tiene por objeto modificar la composición química, haciéndolo no apetecible a los organismos biológicos. Los tratamientos con preservantes, varían según el método seleccionado así como tratamientos por ósmosis y difusión necesitan que la madera conserve toda su humedad posible para la incorporación de los preservadores salinos en su interior. Procurar que todos los cortes o perforaciones que se tengan que hacer a la madera, para colocarlas en obra, se deben practicar en lo posible antes del tratamiento, evitando que se elimine parte del material preservado o que se rompa el anillo que lo protege de la acción biológica.

Estos tratamientos también son aplicables para el carrizo que se va usar en el enchaclado tanto para el asentamiento de tejas como para el cielo raso.

### **3.6 Tratamiento impermeabilizante de las tejas**

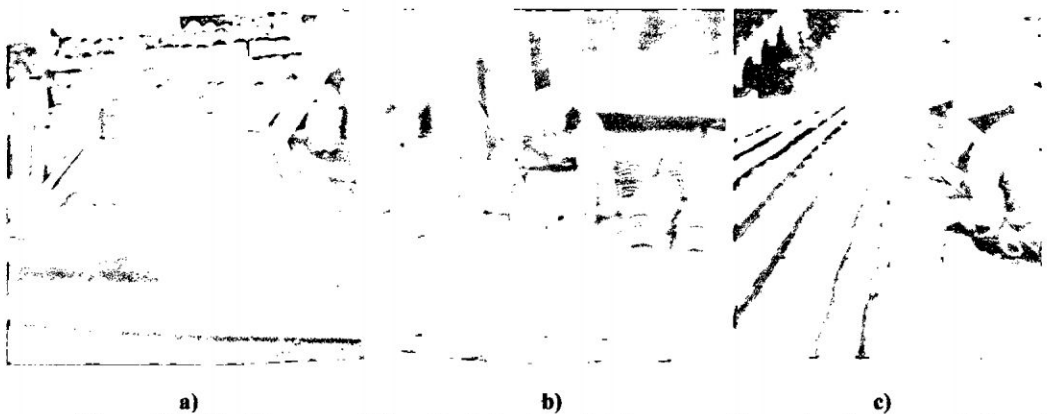
La teja es empleada en la elaboración de cubiertas con la finalidad de recubrir e impermeabilizar la estructura, tiene la forma cónica con la ayuda de moldes de madera o “burritos” la teja andina presenta porosidad en su superficie al ser fabricado manualmente por falta de confinamiento adecuado de la pasta de arcilla y por la

<sup>25</sup> SENCICO, PUCP :Pontificia Universidad Católica del Perú “ *Nuevas casas resistentes de adobe*”, Lima-2006

evaporación del agua al realizarse la cocción a temperaturas inferiores de 900 °C. La impermeabilización se puede hacer haciendo uso de líquidos sintéticos selladores o con sabias cactáceas que es materia orgánica abundante y económica cuyo procedimiento es.

- Retirar las espinas del cactus y luego trozar y/o machacarlo en una poza que luego se llenara con agua a una relación aproximada de 1:8, a mayor cantidad de cactus habrá mejores resultados.
- Dejar reposar el cactus machacado en agua un mínimo de tres días, hasta que la sabia del cactus salga de la pulpa y se mezcle con el agua.
- Sumergir totalmente apilando ordenadamente las tejas y dejar en reposo un mínimo de 7 días hasta que la savia o jugo de característica espesa y pegajosa se impregnen a la superficie de la teja sellando las porosidades.
- Extraer las tejas y apilarlas para su secado y su posterior pintado ya que pierden su color por acción del yodo del cactus.

La resistencia de flexión mínima debe ser de 120 Kg/cm<sup>2</sup>, deben tener la superficie lisa y no presentar deformaciones, deben tener un sonido claro y metálico al ser golpeados con una herramienta. Será necesario hacer inspecciones por lo menos anuales o después de un fenómeno natural para ampliar la vida de toda la estructura en general.



**Figura N° 3-12.-a) Impermeabilización de las tejas de tejas sumergidas en la solución y apiladas en la poza, b) Repintado de tejas con ocre rojo, c) Asentamiento de teja sobre el barro también pueden usarse mantas impermeabilizantes.**

### **3.7 Compatibilidad del adobe con los materiales usados en técnicas de Restauración**

#### **3.7.1 Compatibilidad del adobe con la madera**

La madera es un material anisotrópico, liviano, flexible, de baja densidad y de fácil trabajabilidad. Entre sus propiedades tiene una alta resistencia a la compresión, baja resistencia a la tracción y moderada resistencia a la cizalladura. Además por ser fibrosa, de dureza superior a la del adobe, y que su superficie permite cierta adherencia con la tierra lo cual hace que trabaje bien con el adobe en conjunto. Por lo tanto, se considera que la madera es un material compatible con el adobe.

#### **3.7.2 Compatibilidad del adobe con acero**

Los tensores de acero son usados como refuerzos horizontales y verticales de los muros. Esta técnica es reconocida como una solución adecuada y además cumple con el requisito de ser reversible. Un inconveniente para la colocación de estos refuerzos es la pérdida de tensión al transcurrir el tiempo por la relajación del acero.

El acero horizontal superior en los muros, además de evitar el volteo del muro debido a las cargas del techo y/o algún evento sísmico garantizan también una continuidad en el plano, lo que evita que los segmentos de muro que forman las fisuras, se salgan del plano del mismo.

#### **3.7.3 Compatibilidad del adobe con concreto armado**

A partir de su aparición se genera una confianza en que los refuerzos con concreto armado proporcionarán la resistencia y la seguridad a la estructura, omitiendo, en algunos casos, la posibilidad de una restauración más coherente. Por esto es importante tener presente el concepto de que el concreto armado es un material homogéneo, isótropo, mientras que los edificios de mampostería son heterogéneos, anisótropos. A

pesar de estas diferencias, con excesiva facilidad se sigue recurriendo al concreto armado, cuya efectividad y coexistencia en materia de restauración es en algunas ocasiones dudosa.

En muchas ocasiones, el concreto armado ha presentado incompatibilidades físicas, químicas y mecánicas con los materiales tradicionales como el adobe usado en los monumentos históricos. También su uso ha presentado una difícil reversibilidad. Específicamente se comprobó que las incompatibilidades mecánicas en el caso de zonas no sísmicas, se presentan en un período a largo plazo. En cambio en zonas sísmicas, la introducción de refuerzos de concreto armado ha modificado sustancialmente el comportamiento estructural original debido a que posee módulo de elasticidad y rigidez sustancialmente diferente del adobe, lo que ocasiona incompatibilidad para absorber los movimientos sísmicos de manera adecuada. Otra incompatibilidad que se presenta es por la contracción de fraguado del concreto armado que puede hacer que se pierda la conexión adobe-concreto armado.

**Nota.-** Las reparaciones usando materiales incompatibles por su dureza y rigidez como el acero o el concreto armado, han originado los más flagrantes errores. Especialmente en los casos en que los refuerzos constituyen, no solo graves alteraciones al testimonio patrimonial edificado, sino soluciones de carácter irreversible, negando a futuros desarrollos de refuerzos la posibilidad de conservar dicho valor patrimonial. En la figura se muestra el caso de estos modernos errores de intervención deseando reforzar una construcción de tierra con materiales modernos como el concreto armado que termina destruyéndola en vez de preservarla.



**Figura N°3-13.- Viga de refuerzo de C° A°, material incompatible con la albañilería de adobe, que demolió un muro de más de un metro de espesor colapsando la importante catedral de Tarapacá, Chile, durante el sismo de Iquique del 2005.**

Existen numerosos materiales nuevos usados como los más conocidos son las varillas de fibra de vidrio, o polímeros no se podrían tomar en nuestro caso ya que tratan de materiales bastante agresivos e irreversibles.

Los refuerzos de otros materiales más resistentes siguen siendo considerados por la comunidad conservadora internacional una solución agresiva para la conservación patrimonial, aún en áreas sísmicas. Muchos conservadores lo comentan, sin embargo no se logra proponer soluciones alternativas.

**Casos excepcionales:** Se ha demostrado que el uso de C° A° en columnas, vigas y llaves, para el refuerzo en muros de adobe, han dado malos resultados. Pero en la restauración del Colegio de San Bernardo, en cusco, en el que se uso el C° A° teniendo en cuenta las siguientes características estructurales.

- Que la estructura de C°A° no trabaje en acción estática, ya que el muro se bastaba solo para este caso y que el C°A° actúe únicamente en caso de que el muro sea solicitado por esfuerzos laterales del tipo sísmico.

Para evitar los aspectos desfavorables de la unión del adobe con el concreto se tomaron las siguientes precauciones.

- Las columnas vaciadas en el seno del adobe tienen una forma rectangular hacia las caras de los muros y chavada hacia los costados. Este diseño especial hace que el CºAº sujete la masa del adobe sin golpearla y sin producir concentración de esfuerzos.

La experiencia muestra que el golpe del CºAº contra la estructura del adobe se produce por existir ligeras separaciones entre ambos materiales que será llenado con una capa de yeso de una pulgada de espesor en las dos caras que están en contacto con el adobe y en caso de haber superficies en contacto con la madera se pone planchas de polietileno expandido con espesor de dos pulgadas <sup>(26)</sup>.

### 3.8 Clasificación del nivel de daños y límites de reparabilidad

La clasificación del nivel de daños se muestra a través del cuadro <sup>(27)</sup>

**Cuadro 3-2.- Clasificación según el nivel de daños y procedimiento de intervención según nivel de daño.**

NIVEL DE DAÑOS	CLASIFICACIÓN	PROCEDIMIENTO DE INTERVENCIÓN
LEVES	Grietas verticales menores a 1 cm	Resane de grietas y colocación de refuerzo
MODERADOS	Grietas en esquinas mayores a 2 cm, Muros exteriores separados de los transversales con ligero desplome	Resane de grietas. Desmontaje parcial y reconstrucción de parte del muro, sin desmontar el techo. Colocación de refuerzo.
GRAVES	Idéntico a los daños moderados pero más extensos y grietas más grandes. Se producen desplomes excesivos.	Reconstrucción de muros completos, puede necesitarse desmontar parcialmente el techo. Colocación de refuerzo.
COLAPSO PARCIAL	Sin caída de techo.	Reconstrucción de muros completos y techos. Colocación de refuerzo

Después de un sismo, si un muro sufre desplazamientos excesivos entonces será necesario desmontarlo o demolerlo ya que el muro se encontraría en situación de equilibrio inestable.<sup>(27)</sup>

<sup>26</sup> SAMANEZ ARGUMEDO, ROBERTO, “La restauración de las estructuras de adobe en los monumentos históricos de la Región Andina del Perú”, Oficina de Asuntos Culturales COFIDE, 1ra edición . Lima 1983.

<sup>27</sup> TORREALVA DÁVILA DANIEL, “Comportamiento y evaluación sísmica de construcciones de adobe”. Departamento de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima setiembre del 2009.

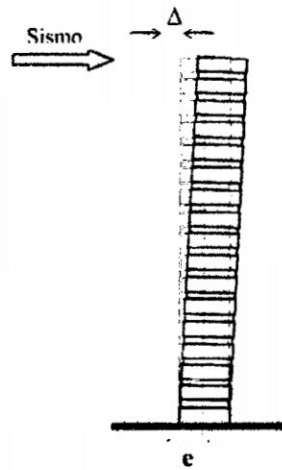


Figura N° 3-14. Límite de reparabilidad en función del desplome del muro.

Para que un muro que se encuentra desplomado se pueda reparar tal como está, el desplome  $\Delta$ , medida en la parte superior del muro no debe exceder el ancho del muro dividido entre 10.

Si el desplome del muro  $\Delta$ , es mayor que el ancho del muro entre 10 pero menor que el ancho del muro dividido entre 5, y además no presenta evidencias de grietas horizontales en toda su altura, entonces se puede llevar el muro a su posición vertical mediante puntales y luego reforzarlo.

Cuadro N° 3-3.- Desplomes aceptables y máximos

ANCHO DEL MURO	DESPLOME ACEPTABLE	DESPLOME MÁXIMO PARA REPARAR
80 cm	8 cm	16 cm
120 cm	12 cm	24 cm
180 cm	18 cm	36 cm

Esta recomendación se basa en la propiedad del núcleo central en secciones rectangulares sometidas a carga axial excéntrica.

### 3.9 Mecanismos causantes de la degradación mecánica a través del tiempo

#### 3.9.1 Viento

El viento arrastra partículas de arena que golpea contra la estructura lítica, produciendo un desgaste por abrasión, cuya magnitud depende de la energía cinética, densidad y tamaño de la partícula cuyos efectos causan pulimientos de la estructura lítica, abrasión

de la parte interior de las edificaciones, generación y agrandamiento de alveolos debido a la formación de remolinos con material abrasivo en suspensión, y un mayor desastre si arrastra sales solubles.

### 3.9.2 Choque térmico

Los cambios bruscos de temperatura producen fallas ya que las rocas tienen muy baja conductividad térmica, lo que provoca tensiones en la capa superficial y el interior, por otro lado, los carbonatos, componentes minerales fundamentales de las calizas y calcarenitas, son fuertemente anisótropos, lo que se traduce en coeficientes de dilatación térmica muy distinta según la orientación entre el interior y el exterior del material causa tensiones provocando desprendimientos de lajas superficiales, desprendimiento de costras de yeso sobre muros calizos. El agua que se introduce en los poros y fisuras de las piedras al congelarse incrementa su volumen en un 9% aproximadamente y la presión ejercida por congelación brusca a  $-5^{\circ}\text{C}$  llega a alcanzar los  $500\text{ kg/cm}^3$ .

### 3.9.3 Cristalización de sales solubles

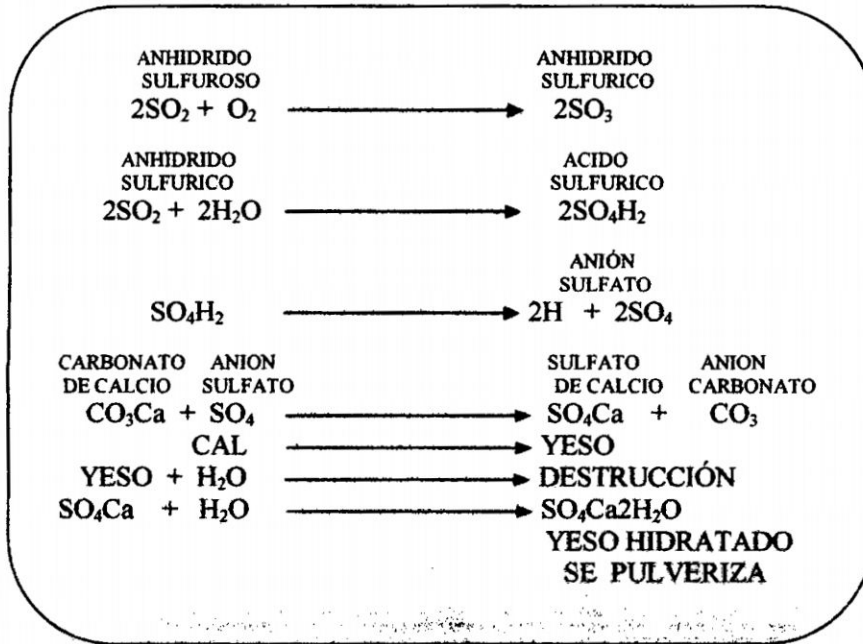
Las sales solubles dentro del sistema poroso de la estructura lítica se originan por el ataque de una atmósfera ácida debido a la contaminación, el contenido de sales solubles en la piedra original y los materiales utilizados en anteriores restauraciones, como el cemento portland que son portadores de un cierto contenido de sales solubles.



Figura N°3-15.-- Nuclearización de sales que se facilita dentro de la roca



Cuadro N° 3-4.- Sulfatación de la piedra.



### 3.9.6 Agentes biológicos

La combinación de altas temperaturas 25-30 °C y abundante humedad relativa como mínimo de 70 % proporciona las condiciones óptimas para la proliferación de las criptógamas (hongos, algas, musgos y líquenes) y las bacterias cuyas acciones van acompañadas de transformaciones químicas. Las tensiones producidas por el hinchamiento de las raíces de las plantas en crecimiento debilitan la cimentación del edificio y la vegetación parasitaria como las plantas trepadoras contienen diversos microbios que destruyen la epidermis de la edificación.

Las termitas y hormigas hacen sus colonias en el interior de las galerías socavando su consistencia, revelándose el deterioro tardíamente cuando el daño es casi irreparable.

### 3.9.7 Agentes humanos

Son los que mayores destrozos han producido en la conservación de los monumentos históricos por la mala intervención y usar métodos irreversibles e inadecuados. De igual

manera la vibración por el tránsito debido a la saturación de la circulación vehicular, el tránsito de camiones pesados y el mal uso cotidiano que se le da a las edificaciones.

### 3.9.8 Deslizamiento

El cerro la picota está conformado por material aluvial fácilmente erosionable, provocando deslizamientos y desplome de viviendas, esto se debe principalmente a la disminución del ancho del cauce por las construcciones realizadas y el avance de las urbanizaciones informales hacia las faldas del cerro.

### 3.9.9 Hidrometeorológico

La ciudad de Ayacucho no cuenta con un drenaje urbano, por lo que las precipitaciones en los interiores de las manzanas en su mayoría no drenan hacia la calle, infiltrándose en el sub suelo elevando el nivel de la napa freática, causando el hundimiento de los muros por capilaridad.

El agua es el principal enemigo de las construcciones principalmente los de tierra, ya que el adobe puede regresar a su estado plástico perdiendo su resistencia a la compresión, la humedad proviene desde la base que afecta el muro donde los esfuerzos normales de compresión son máximos y en la parte superior por filtración del agua de lluvia a través de los techos. Se puede establecer rangos de capacidad portante de acuerdo al contenido de humedad presente en los muros <sup>(29)</sup>

- Humedad menor a 4%: Adobes secos a la vista
- Humedad entre 4% y 8%: Estado intermedio
- Humedad mayor a 8%: Estado muy húmedo a la vista

<sup>29</sup> TORREALVA DÁVILA DANIEL, “Evaluación y diagnóstico en construcciones de tierra afectadas por humedad” Departamento de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú, Conferencia-Taller CPA-2009 Conservación del Patrimonio Arquitectónico: Avance en los Aspectos Estructurales Cusco- 2009.

### 3.9.10 Licuación de suelos

Estudios realizados indican que el centro histórico (sector 8) el tipo de suelo es GM-ML (Grava limosa o limo orgánico de baja plasticidad) y ML-SM (limo orgánico a arena limosa) y capacidad portante de 1.0-2.5 kg/cm<sup>2</sup>, con estas características aunada a los niveles altos de humedad y variaciones de la napa freática entre las estaciones da lugar a hundimientos.

Finalmente las consecuencias principales de la acción de estos agentes, son el deterioro de las superficies, la pérdida de material y, desde el punto de vista mecánico, una reducción de la resistencia. Por lo tanto, la estabilización de las características de los materiales es una tarea importante para la conservación de los edificios históricos; un programa de mantenimiento es una actividad esencial puesto que, aun siendo posible prevenir o reducir la velocidad de deterioro, a menudo resulta difícil o incluso imposible recuperar las propiedades que los materiales han perdido.

Los detalles presentados en este documento tienen la finalidad de mostrar las soluciones “comúnmente” adoptadas, en la práctica profesional, para la reparación de Monumentos Coloniales dañados por sismos. Las soluciones a un problema estructural son múltiples, dependen del nivel de experiencia del ingeniero proyectista y su intuición para entender el comportamiento y las causas de los daños que experimentaron este tipo de edificaciones.

## **CAPITULO IV**

### **MATERIALES Y MÉTODOS**

#### **4.1 La Iglesia de Santa Teresa**

##### **4.1.1 Consideraciones generales**

###### **Ubicación**

La Iglesia se encuentra ubicado en la sexta cuadra del Jr. 28 de Julio, del Distrito de Ayacucho, Provincia de Huamanga, Departamento de Ayacucho. Del Sector 08, Mz.:10 Lte.: 07. Geodésicamente en el Sistema de Proyección Universal Transversa Mercator (U.T.M.) con su centro de gravedad en 583,931.5107 Este y 8'528,528.4648 Norte. Se encuentra a una altitud de 2,749 m.s.n.m. (ANEXO B-01)

###### **Condición de la Iglesia Santa Teresa**

La Iglesia ha sido declarado como patrimonio cultural de la Nación según la Resolución R.S.Nº 2900-72-ED con fecha de 28 de Diciembre de 1972. Tiene un área de terreno de 745.55 m<sup>2</sup>, de las cuales está construido en su totalidad.

**Reseña histórica**



**Figura N°4-1.- Iglesia Santa Teresa**

El abogado de la Real Audiencia de Lima Dr. Don Juan de la Maza Quijano, quien por testamento encomendó a su hermano, el Rvdo. Padre Francisco de la Maza Sacerdote Jesuita, la fundación de un Monasterio sobre la base de la economía y obraje de su hacienda de Ccaccamarca. El Rvdo. Padre Francisco, tramitó las licencias eclesiásticas logrando la dación de la Real Cédula firmada por el Rey de España Carlos II en Madrid el 26 de Febrero de 1678. Conseguida la autorización Real, adquirió del cabildo eclesiástico la casa huerta junto al templo de San Cristóbal mediante escritura del 12 de Noviembre de 1681.

Dos años más tarde llegaron del Monasterio de Carmen Alto de Lima tres religiosas Clemencia Teresa de San Bernardo (Priora), Juana Teresa de la Cruz (Sub-Priora) y María Antonia del Espíritu Santo, acompañadas de tres postulantes y un capellán. Con quienes el Rvdo. Padre Francisco el día 3 de Diciembre de 1683 fundó el monasterio en la casa huerta y Capilla de San Cristóbal, lugar conocido como el hospicio. Luego se inicio la edificación del Santuario y Monasterio, los mismos que al ser concluidos después de 20 años fueron inaugurados y consagrados por el Sr. Obispo Don Diego Ladrón de Guevara el 15 de Octubre de 1703.

A pocos días de la solemne consagración, el vicario dispuso el traslado de las religiosas al nuevo monasterio el que se realizó apoteósicamente con la participación del Cabildo

Eclesiástico y la feligresía que acompañaron con coches y calesas para instalarlas en su nuevo palacio a unos pocos metros de distancia del hospicio. Por la tarde las llevó por las calles principales de la ciudad para que se diviertan y las hizo pasar al monasterio de Santa Clara donde quedaron alojadas por tres días. Luego desde la Catedral se hizo una procesión con repique general de campanas hacia el monasterio actual donde el Prelado condujo a 16 Religiosas encargándole guardasen clausura a la Priora el 21 de Octubre de 1703 <sup>(30)</sup>.

#### 4.1.2 Tipología arquitectónica

##### **Filiación estilística**

El templo es de arquitectura “jesuita-barroca”.

##### **La fachada**

Está orientada hacia el norte y presenta una puerta de arco de medio punto y arquivolta con figuras geométricas, en la parte superior hay una hornacina con la imagen de Santa Teresa de Jesús, y sobre ella una corona en relieve. Se distingue por la simetría y sobriedad, con una portada que, hasta el entablamento y en la cual se destaca el almohadillado de la parte baja y de las pilastras de la hornacina, a la que corona una ornamentación en alto relieve. La cinta de forma elíptica de la base y el capulín nervado que corona el campanario le dan un carácter especial a esta fachada. Se trató de imitar el diseño de la portada principal en la letral, que ha perdido el enlucido original.

##### **Las torres**

Cuenta con dos torres simétricas y cuadrangulares que a su vez constan de dos cuerpos con una cinta de forma elíptica de la base y el capulín nervado que corona el campanario.

<sup>30</sup> HISTORIA DE LA FUNDACIÓN DEL MONASTERIO DE LAS MADRES CARMELITAS DESCALZAS DE SAN FRANCISCO DE BORJA Y SANTUARIO DE SANTA TEREZA, Ayacucho, 2003.

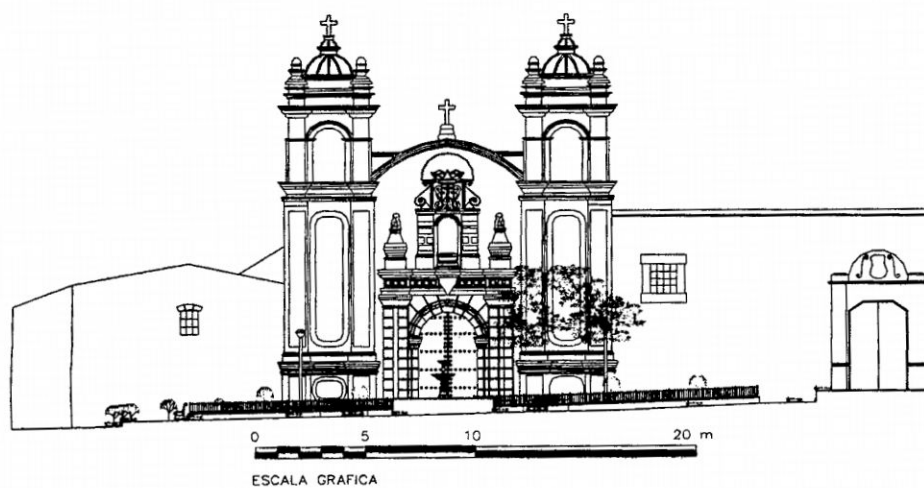


Figura N°4-2.- Fachada principal de la Iglesia Santa Teresa

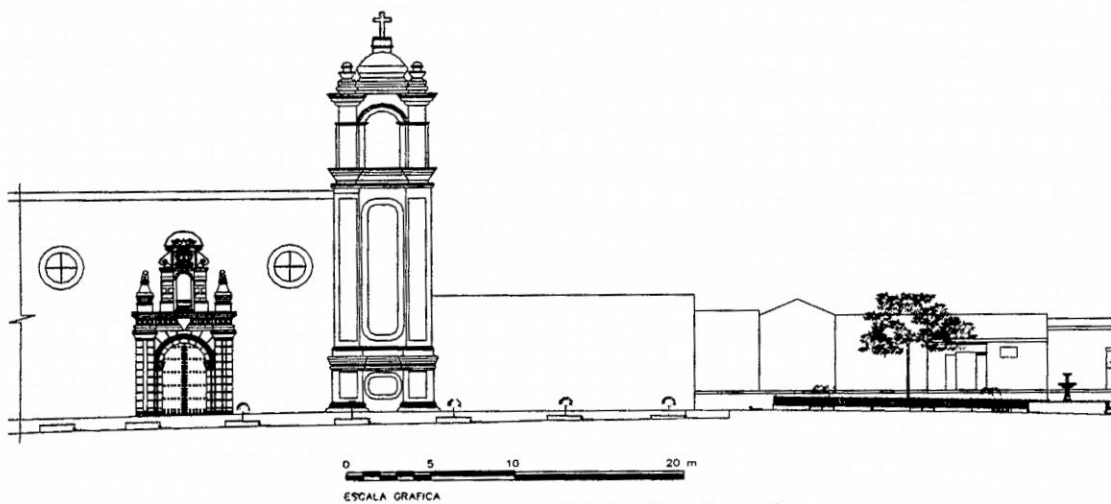


Figura 4-3.- Fachada lateral de la Iglesia Santa Teresa

### El Interior

Es de una sola nave toda de ladrillo – caso único en las iglesias Ayacuchanas <sup>(31)</sup> – Los muros anchos sustentan el techo de la nave única en la iglesia, con bóveda de cañón en cuatro módulos limitados por arcos torales con lunetos, que albergan los vanos circulares de las ventanas laterales, y se asientan sobre un cornisamiento de base almohadillada. Tras el acceso principal se encuentra un sotacoro abovedado con arco carpanel y, a otro extremo, el monumental altar mayor y una graciosa venera como

<sup>31</sup>FELIPE COSSIO DEL POMAR,(1986) “Arte del Perú colonial”.

dintel. El altar mayor posee tres cuerpos, coronación y tres calles. En las calles laterales del primer cuerpo asoman cuatro columnas salomónicas en las que se hallan dos hornacinas a cada lado con imágenes de santos , en la calle central el basamento con el ara descansa sobre ocho columnillas torsadas, y el tabernáculo tiene dos hornacinas laterales con un camarín de la virgen cuyo frontón reposa sobre las columnas centrales invadiendo el segundo cuerpo en la que se destacan otras cuatro columnas salomónicas. El tercer cuerpo repite la composición del segundo pero con lienzos en lugar de hornacinas. La coronación es fastuosa llena de follajes y ángeles con un escudo al centro que se proyecta hacia adelante.

Existen seis altares, como el de Santa Libereta con una expresión de barroco tardío o de los inicios del churrigueresco, es de dos cuerpos y tres calles sobresaliendo la esbeltez de dos columnas báquicas con dos mascarones en relieve sobre el capitel y el frontón partido en el primer cuerpo y dos ménsulas en los extremos del segundo. Rematando con una coronación que invade el exterior. La bella celosía del coro de fino trabajo mudéjar en madera dorada y con incrustaciones de marfil y conchaperla en cuya coronación se conserva el escudo nobiliario de la familia de la Maza <sup>(32)</sup>

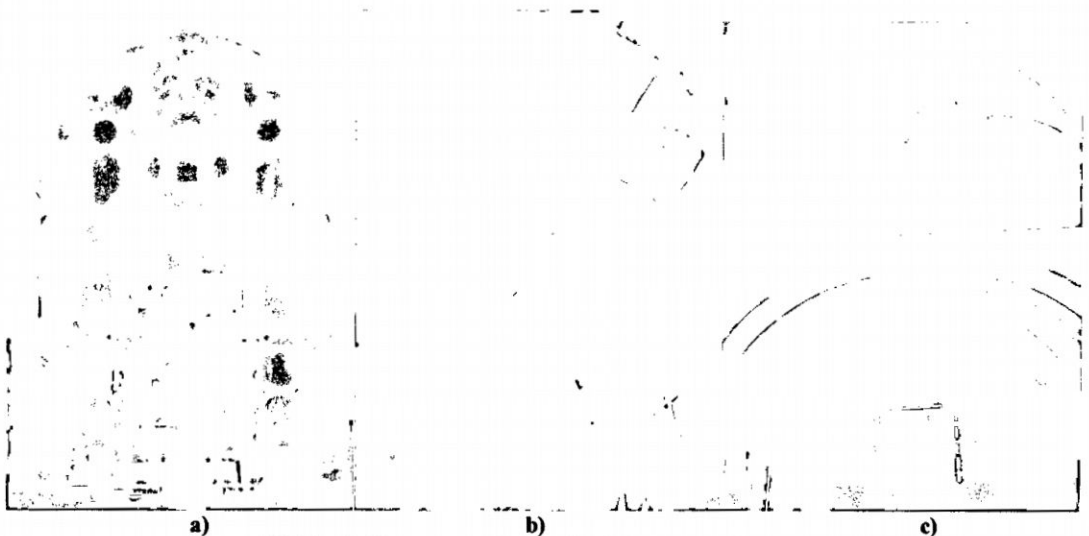


Figura N°4-4.- a) Altar mayor b) Detalle de la coronación c) Celosía del coro.

#### 4.1.3 Sistema y composición estructural

##### **Planta**

La iglesia tiene una configuración de planta de forma rectangular con acceso principal de un vano en arco de medio punto correspondiente a la portada de piedra conformada por una sola nave y la entrada lateral por el muro de la epístola, conformado por dos torres, encontramos una sacristía adosada al muro de la epístola, próximo al presbiterio.

##### **Cimentación**

Los cimientos son de piedra grande de río con mortero de barro y cal.

##### **Muros**

Todos los muros son de piedra con juntas de mortero de cal con espesores desde 0.89 hasta un máximo de 2.64 m. La altura de la nave es de 10.00 que van variando según los ambientes como se indica en el levantamiento de los planos. En el muro testero se halla el retablo mayor que fue restaurado con la introducción de nuevos materiales conformados por elementos de concreto armado (vigas y columnas)

##### **Contrafuertes o machones**

Son de piedra con 2.46 m de largo y 1.27m de espesor, su altura es la misma del muro que esta arriostrando en la sacristía.

##### **Techo**

Conformada de una sola bóveda de cañón en cuatro módulos limitados por arcos torales con lunetos, sobre el cual esta relleno con tierra dándole la forma inclinada a dos aguas en el que descansan las tejas artesanales de la región.

<sup>32</sup> ENRIQUE GONZALES CARRO, JAIME URRUTIA CERUTI Y JORGE LEVANO PEÑA, "Colección arte y tesoros del Perú", 1997.

## Torre

Tiene dos torres de 17.59m de altura, cada una de 16.81m<sup>2</sup> de área, son de albañilería de ladrillo de arcilla de 1.0m de espesor aproximadamente.

### 4.1.4 Materiales y condiciones de sitio

Los guijarros usados, fueron sacados del arroyo, canto rodado que pasaba cerca al templo (rio alameda), los cuales no faltaba a la constante presencia de huaycos por las lluvias, estos solo servían para los cimientos por ser lisos, estos se mezclaban con tierra cal y agua quedando fijo el cimiento sobre el cual se construyo las paredes de gran altura a base de piedra y juntas de cal en la nave principal, la sacristía y la torre del campanario.

No se permitieron sacar muestras para su respectivo análisis, pero para trabajar con datos más reales se tomaron los resultados de los ensayos de piedras extraídos de la casona Velarde Álvarez, hechos por la UNI y la UNSCH

Cuadro 4-1.- Ensayo de propiedades físicas y mecánicas de rocas <sup>(33)</sup>

ROCA	MUESTRA N°	DENSIDAD gr/cm <sup>3</sup>	POROSIDAD %	ABSORCIÓN %
Tufo dacítico	01	1.51	12.90	19.61
	02	1.52	16.67	25.27
Brecha Volcánica	01	2.05	4.76	9.75
	02	1.92	4.00	7.70

**Tufo dacítico:** Conocido también como sillar, de color blanco, compacto, de baja dureza y ligero, con alta capacidad de absorción de agua.  
**Brecha volcánica:** Roca de color oscuro, compuesto de fragmentos angulosos sobre una matriz de grano fino, algo porosas, compactas de mediana densidad

Con una resistencia a la compresión de 214 kg/cm<sup>2</sup> <sup>(34)</sup>, y módulo de elasticidad de 194000 kg/cm<sup>2</sup>

<sup>33</sup> ENSAYOS DE PROPIEDADES FISICAS Y MECÁNICA DE LAS ROCAS, UNSCH-FIMGC, solicitado por el Ing. Alfredo Vargas Moreno Coordinador Proyecto Centro Cultural Casa Velarde Alvares, 08-02-2000.

<sup>34</sup> ENSAYO DE COMPRESIÓN EN ROCA, UNI- FIC, Laboratorio de ensayos de materiales, solicitado AECI Trabajo de investigación-Ayacucho, 15-09-2000.

Para unir las piedras, en la construcción original, se empleó un mortero, posiblemente de cal y arena. La resistencia del mortero es típicamente muy inferior a la de la piedra, por lo que en conjunto la mampostería de piedra unida con mortero es menos resistente que la piedra misma. Algunas características del mortero de cal y arena resultan más bien favorables. Los procesos químicos por los que un mortero de este tipo adquiere resistencia ocurren lentamente. Esto permite a la estructura adaptarse a los posibles asentamientos del suelo en la etapa inicial, sin que se induzcan grandes esfuerzos. A esto debe agregarse el mayor flujo plástico del mortero, lo que contribuye a reducir los esfuerzos debidos a deformaciones impuestas.

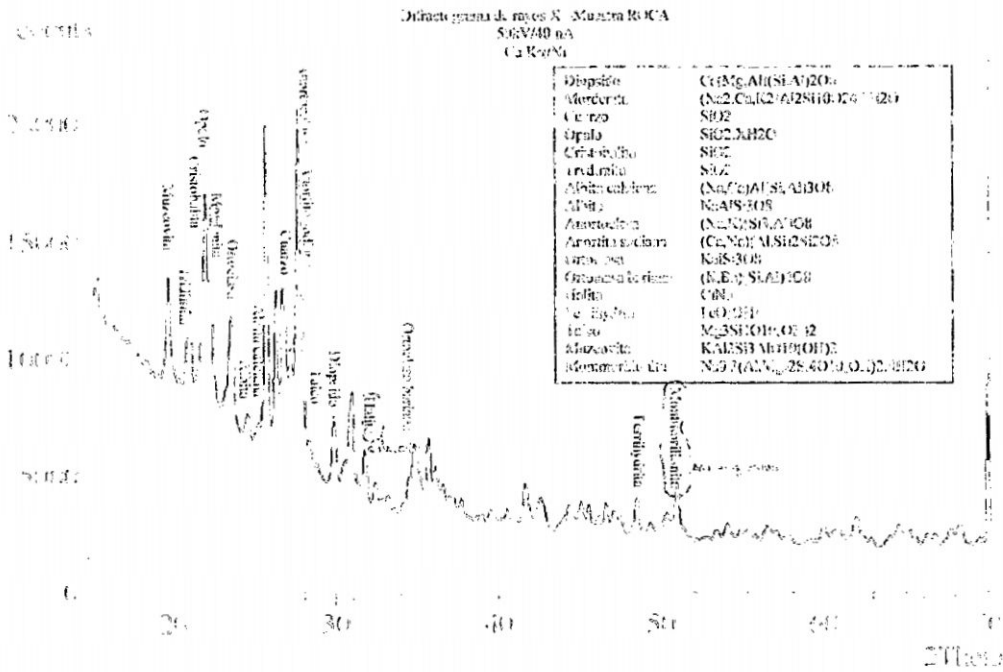


Figura N° 4-5.- Difractograma de rayos X-Muestra roca 50kV/40mA CuKa/Ni (5)

Las características de los materiales que se usaron para el modelo en elementos finitos se muestran en el Cuadro 4-2

Cuadro N° 4-2.- Características de materiales

MATERIAL	Peso por unidad de volumen (kg/m <sup>3</sup> )	E(Tn/m <sup>2</sup> )	Poisson	Modulos de corte kg/m <sup>2</sup>	Conductividad térmica W/m°C
Adobe	1600.00	17000.00	0.15	7391.30	0.25
Madera (eucalipto)	740.00	770000.00	0.02	3.348x10 <sup>8</sup>	0.13W/mK
Madera (tornillo)	450.00	550000.00	0.02	2.696x10 <sup>8</sup>	0.13W/mK
Concreto	2400.00	253105.36	0.20	9.735x10 <sup>8</sup>	1.50
Mampostería de piedra irregular con mortero de cal	2000.00	50000.00	0.19	21008.40	

Todos los valores antes presentados son apenas una referencia inicial, ya que no se ha logrado la extracción de las muestras y será necesario un número suficiente de repeticiones como para poder establecer intervalos de confianza.

Las condiciones de sitio establecidos al efectuar la evaluación de su sistema estructural, se estableció que parte de la causa del deterioro se debió a la composición estratigráfica del mismo suelo y la absorción de la humedad por capilaridad de la aguas pluviales como consecuencia de un mal drenaje, lo que viene originando el comportamiento y fallas que presenta la estructura.

También se observa que las profundidades de cimentación varían en toda la estructura debido al desnivel del terreno en el que se encuentra. Esta apreciación también tiene relación con el deterioro que se evidenciaba en la estructura de sus muros, donde se apreciaba además la utilización de elementos procedentes de diversa épocas de la historia, características de composición, y resistencia de los materiales que determinaba la variedad de intervenciones que había sufrido el Monumento a través de los años.



**Figura N°4-6.- a) Sistema estructural de la nave principal, b) Arco toral con lunetos, que se asientan sobre un cornisamiento de base almohadillada, c) Muro testero reforzado con concreto armado, d) Detalle del anclado de los tensores sobre el techo.**

#### 4.1.5 Evaluación y diagnóstico del estado Pre-restauración

La edificación es, en esencia, muy heterogénea debido a que está compuesta de diversos materiales, en su mayoría frágiles y no cohesivos (no resistentes a esfuerzos de tracción) Defectos tales como agrietamientos y deterioros del material han sido frecuentemente reparados solo con fines estéticos, en muchos casos no corrigen el daño estructural. Se hace necesario hacer una exhausta revisión de los elementos estructurales

#### **Intervenciones anteriores.**

Las intervenciones de restauración durante el año 1982-1983, fueron:

En la sacristía se usaron vigas de anilladas de C° A°, y se encontraron restos de pintura mural en el ambiente del torno. Se levanto un muro de adobe en el Jr. 28 de Julio, se hizo emboquillados en todo el sector exterior de la portada lateral del templo, la fisura en la nave principal a lo largo de la bóveda de cañón ha sido reforzada con llaves y grampas de fierro corrugado recibiendo un emboquillado y nivelación desde el exterior, en la sacristía se tiene cerchado la bóveda a fin de consolidar las partes dañadas por el sismo, en el coro alto se usaron llaves de madera. <sup>(35)</sup>

Fue reparado con motivo del centenario de la Batalla de Ayacucho (1924).

### **Patología del monumento**

#### **Fachada:**

La cimentación no cuenta con un mismo nivel de fundación, lo que dificulta el comportamiento uniforme de sus elementos. Los elementos líticos que conforman la cimentación se encuentran expuestos a la intemperie, lo que viene originando la disgregación de estos, así como se aprecia la absorción de la humedad por capilaridad

Los paramentos carecen de tratamiento observándose el crecimiento de arbustos en la portada lateral causando el desmoronamiento por acción de sus raíces y los acabados de la torre que le sirve de protección tanto de las precipitaciones pluviales, así como de los nidos de insectos que depredan y se están desprendiendo por acción del intemperismo.

Los aleros con que cuenta la cobertura de la Iglesia no son los adecuados para la protección sobre todo en el sector de los contrafuertes.

#### **Interior:**

La cimentación del muro que corresponde a la sacristía, y la cimentación del Muro de la Epístola ha perdido estabilidad, el mismo que se está desplazando paulatinamente hacia el exterior

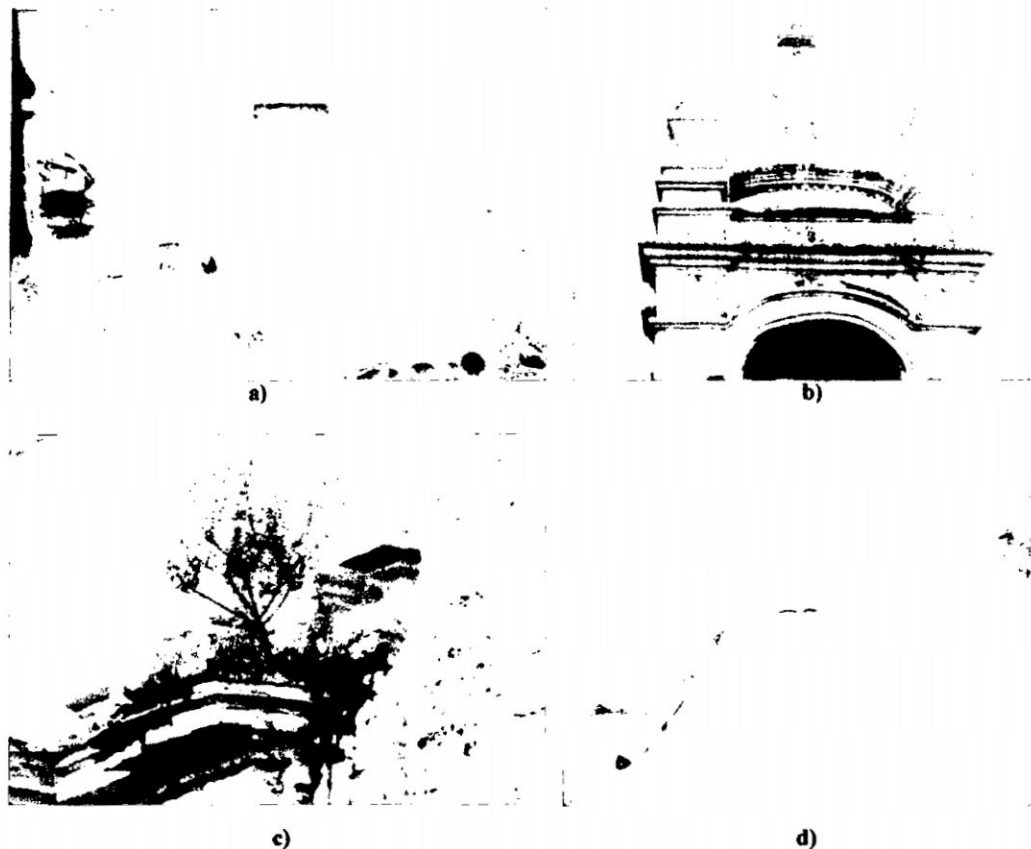
---

<sup>35</sup> INFORME DEL PROYECTO: “*Restauración de monumentos históricos artísticos y arqueológicos – Ayacucho*” convenio INC – CORFA, octubre de 1982.

Los muros longitudinales que corresponden a la Nave han perdido plomada, apreciando también que el Muro de la Epístola ha perdido estabilidad, presentando fisuras verticales en algunos bloques de piedra, posiblemente debido a esfuerzos excesivos ocurridos por sismos en el pasado.

Despostillamiento en los bordes algunos bloques. Esto tiene su origen en concentraciones de esfuerzo relacionadas con la irregularidad de las superficies de bloques en contacto y con el flujo plástico del mortero.

Desplazamiento horizontal de algunos bloques, como resultado del empuje del material de relleno. En algunos casos se observa también un desprendimiento parcial del mortero vertical de unión de las piedras. Evidencias de trabajos de reparación (posible sustitución de algunos bloques, con distinta coloración, resanes en el mortero).



**Figura N°4-7.- a) Disgregación del sobre cemento por la absorción de la humedad, b) Desprendimiento de los acabados de la torre, c) Arbustos en el paramento, d) Rajaduras presentes en las torres**

**Causas del deterioro en el área de intervención****Cimientos:**

El pésimo drenaje pluvial que cae a los pies de los muros origina la presencia de humedad, lo que permite la absorción de la humedad por capilaridad, originando el disgregamiento del mortero y ocasionando el deterioro de los muros.

La variación en la profundidad de la cimentación, ocasiona un comportamiento heterogéneo de la estructura.

**Sobrecimientos:**

Los sobrecimientos se encuentran sin protección alguna por la parte exterior, sumado a esto la calidad del material, venía originando su erosión y pérdida de los elementos al igual que el mortero.

En general no cuentan con elementos que diferencien la cimentación y la sobrecimentación. También se aprecia la poca altura de los sobrecimientos, esto adicionado al mortero que no permite la protección y ligazón adecuada de los materiales

**Muros:**

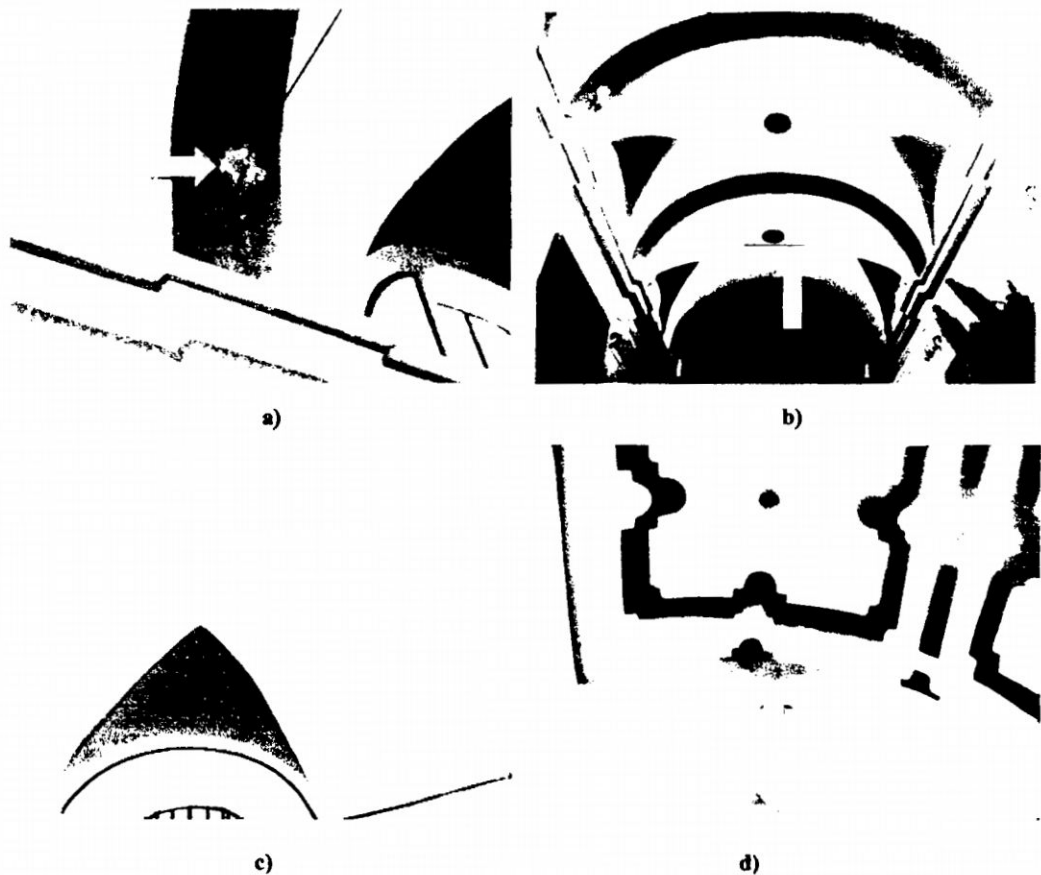
En efecto, la falta de homogeneidad de los elementos y los factores citados en los párrafos anteriores; no permiten un comportamiento uniforme de la estructura ocasionando inestabilidad.

No cuenta con ningún tipo de protección; frente a agentes externos que los deteriora, originando la erosión de sus elementos.

**Cobertura y Pisos:**

El valor histórico de sus pisos se viene perdiendo ya que se está reemplazando por mayólicas vinílicas en lugar del piso de piedra (tufo volcánico-puzolana o común mente llamado sillar en distintas tonalidades de diferente tamaño y dureza) originales a causa

de falta de inversión y falta de asesoramiento. Los tensores puestos además de quitarle la vista armoniosa está corroyendo el material lítico de la bóveda del techo en donde ya se está presentando problemas de infiltración, deteriorando la estructura lítica y sus acabados



**Figura N°4-8.- a) Deterior del arco por acción de los tensores colocados b) Infiltración por el techo de aguas pluviales debilitando el cañón en la nave principal c) Infiltración en el techo del coro d) Infiltración en el techo de la Sacristía.**

#### 4.1.6 Análisis estructural de la Iglesia

La vulnerabilidad de la iglesia ante las acciones sísmicas, se debe a que sus elementos estructurales en conjunto, fue concebido como un sistema de gravedad, en el que las acciones externas que experimentan, esencialmente se transmiten como esfuerzos de compresión excéntricos a los elementos verticales. Además, los materiales que

constituyen la estructura no tienen capacidad para resistir esfuerzos de tensión y de cortante significativos. La construcción que se hizo es a base de mamposterías simples (sin refuerzo) unidas con morteros pobres, cuyas secciones son de grandes espesores, piedras naturales, ladrillos pre cocidos o una combinación de estos. Al ser básicamente mamposterías heterogéneas, sus propiedades mecánicas tienen un alto grado de dispersión. Las fuerzas que actúan sobre la estructura se transmiten axialmente con esfuerzos bajos debido a los grandes espesores de sus elementos constitutivos. Con esto se logra el trabajo eficiente de la mampostería simple para resistir esfuerzos moderados de compresión y cortante, pero sin admitir esfuerzos de tensión.

La Iglesia Santa teresa ha acumulado durante su “vida útil”, problemas de inestabilidad progresiva debido al deterioro por la falta de mantenimiento, ya que el intemperismo degrada la capacidad de los materiales, además del deterioro provocado por la acción recurrente de los sismos. En muchos casos se debilitaron al modificar o eliminar elementos estructurales por cambios en su geometría original al construir puertas, ventanas, y cubiertas.

Para empezar a construir el modelo, será necesario hacer un levantamiento al detalle (ANEXO B-02) de la Iglesia, e identificar los ejes principales y secundarios para ser dibujado en un modelo 3D, ver Figura N°4-9.

### **Fuerzas aplicadas a la estructura**

#### **Acciones estáticas**

Las fuerzas aplicadas son las generadas por el peso propio de los muros y los elementos que conforman la cobertura liviana. La masa de la estructura se utiliza en un análisis modal para calcular los períodos y formas modales de vibración y en un análisis de

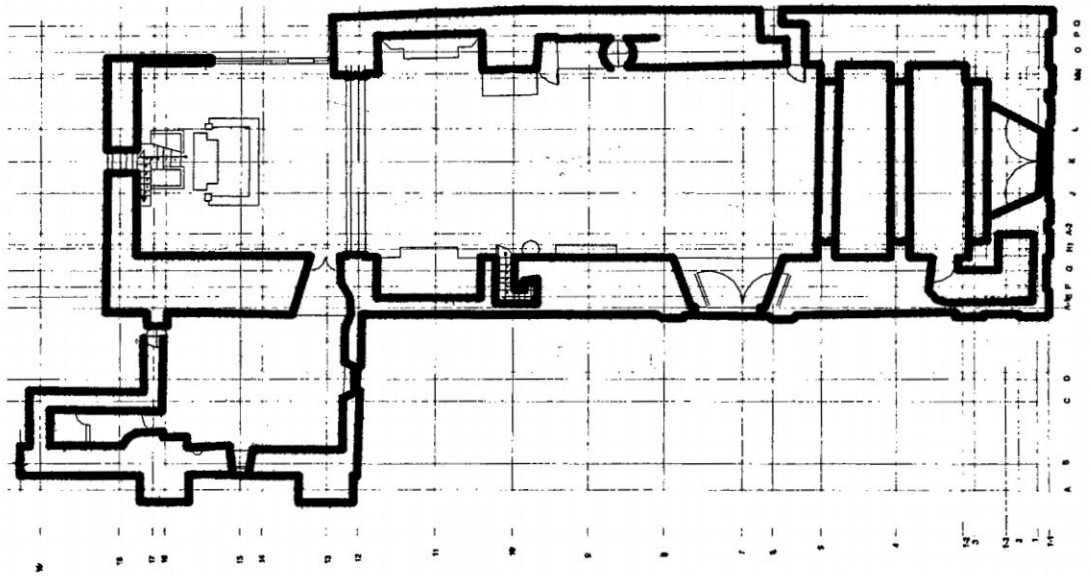


Figura N° 4-9.-Trazo de ejes en planta

respuesta en el tiempo o espectral para calcular las fuerzas de inercia y posteriormente las sollicitaciones internas que estas producen. Los pesos propios se muestran en el Cuadro.

Cuadro N°4-3.- Pesos de los materiales.

CARGAS DE MATERIALES	
MADERA DE EUCALIPTO	740 kg/m <sup>3</sup>
YESO	25 Kg/m <sup>2</sup>
ADOBE	1600 Kg/m <sup>3</sup>
MAMPOSTERIA DE PIEDRA IRREGULAR Y CAL	2000 Kg/m <sup>3</sup>
CONCRETO	2400 Kg/m <sup>3</sup>
COBERTURA: Teja andina sobre torta de barro	160 Kg/m <sup>2</sup>
CAMPANA DE HIERRO FUNDIDO	4600 Kg

Para hacer un mejor metrado de cargas se tomará en cuenta al detalle de los componentes que participan con su peso propio en la cubierta tanto para la nave como para la sacristía

Cuadro N°4-4.- Cálculo del peso de la cubierta por metro cuadrado.

<b>CÁLCULO DEL PESO DE LA CUBIERTA POR METRO CUADRADO</b>	
<b>a) CUBIERTA DE LA NAVE</b>	<b>b) CUBIERTA DE LA SACRISTIA</b>
<b>Peso del relleno sobre la bóveda</b>	<b>Peso del relleno sobre la bóveda</b>
Densidad = 1.76 gr/cm <sup>3</sup> $\approx$ 1760 Kg/m <sup>3</sup>	Densidad = 1.76 gr/cm <sup>3</sup> $\approx$ 1760 Kg/m <sup>3</sup>
$p = m/v, W = pV$	$p = m/v, W = pV$
$V = \frac{501.004}{1} \text{ m}^3$	$V = \frac{105.934}{1} \text{ m}^3$
$W = \frac{881,766.160}{1} \text{ Kg}$	$W = \frac{186,443.664}{1} \text{ Kg}$
<b>Peso propio de la cobertura</b>	<b>Peso propio de la cobertura</b>
Area = 581.364 m <sup>2</sup>	Area = 122.926 m <sup>2</sup>
P. por m <sup>2</sup> = 160.000 kg/m <sup>2</sup>	P. por m <sup>2</sup> = 160.000 kg/m <sup>2</sup>
W = 93,018.240 kg	W = 19,668.096 kg
<b>Peso de cielo raso de yeso con carrizo</b>	<b>Peso de cielo raso de yeso con carrizo</b>
Area = 373.152 m <sup>2</sup>	Area = 74.796 m <sup>2</sup>
P. por m <sup>2</sup> = 25.000 kg/m <sup>2</sup>	P. por m <sup>2</sup> = 25.000 kg/m <sup>2</sup>
W = 9,328.800 kg	W = 1,869.900 kg
<b>PESO TOTAL DE LA CUBIERTA</b>	<b>PESO TOTAL DE LA CUBIERTA</b>
W = 984,113.200 kg	W = 207,981.660 kg
P. Cubierta = 1,692.766 kg/m <sup>2</sup>	P. Cubierta = 1,691.931 kg/m <sup>2</sup>
Se considera una carga viva de 100 kg/m <sup>2</sup> en el proceso de construcción y colocación de las tejas	

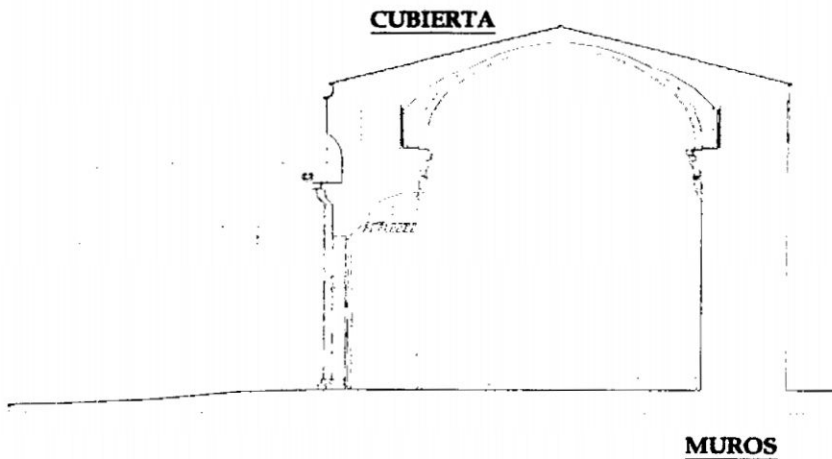


Figura N° 4-10.-Cubierta y detalle del techo

La mayor parte de las masas y peso propios de la estructura fueron considerados en el modelo a través de las propiedades del material. A éstas se agregaron las cargas vivas, así como pesos y masas de elementos no estructurales como carga muerta.

El peso total de la Iglesia Santa Teresa es del orden de 6,537.10 t. Los muros de albañilería directamente desplantados sobre el suelo (incluyendo los muros transversales

y contrafuertes) tienen un peso del orden de 5,345.01 t, lo que significa el 81.76% del peso total. El peso de toda la estructura de techos (bóvedas, arcos y sistema de techo) es de 1,192.09 t, aproximadamente el 18.24% del peso total.

Para hacer el metrado de la masa de los muro se descontarán las áreas ocupadas por las ventanas y las puertas.

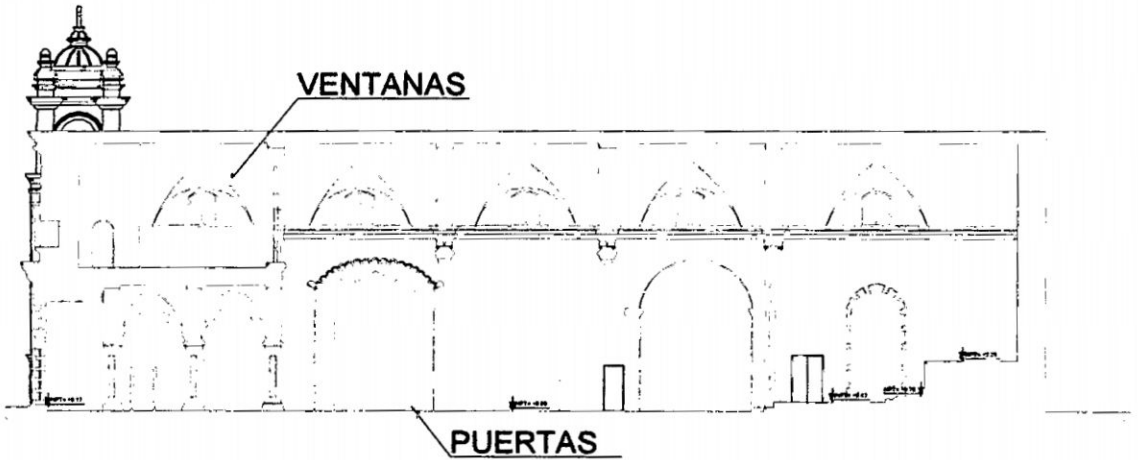


Figura N° 4-11.-Detalle de puertas y ventanas

### Acciones dinámicas

Se uso como referencia la Norma actual de diseño sismo resistente E.030, la cual no tiene en cuenta como categoría a los monumentos históricos; por lo que adoptaremos para fines prácticos. El análisis elástico del edificio ha sido llevado a cabo para cargas muertas, cargas vivas y de sismo, no se consideraron las fuerzas de viento por ser innecesarias. El análisis dotará de información esencial sobre la distribución de esfuerzos y una estimación de respuesta sísmica de la estructura, ayudando a identificar las zonas más vulnerables en el edificio y para interpretar los daños existentes. El análisis propuesto es del tipo dinámico (análisis sísmico), en el que se tiene que definir la aceleración en la base de la estructura por medio de un espectro de pseudos aceleraciones del código sísmico de acuerdo a la Norma Sismoresistente E.030 del Perú con los siguientes parámetros:

Factor de Zona (Z)	: 0.3 (Ayacucho, zona 2)
Factor de Uso (U)	: 1.3 (Monumento histórico)
Factor de Suelo (S)	: 1.2 (Suelo intermedio)
Factor de Reducción (R)	: 1.0 (Para mampostería de piedra) <sup>36</sup>
Factor de amplificación sísmica (C)	: C= 2.5 x (Tp/T), C ≤ 2.5

Donde: Tp= 0.60 seg periodo de espectro para suelo tipo 2

$$T = \frac{h_n}{Ct} = \frac{16.70}{60} = 0.278 \text{ seg}$$

T: Periodo de vibración

hn: altura total del módulo sin cimentación = 16.70 m (torre)

Ct: 60 para estructuras con muros

$$C = 5.39$$

Se usará C = 2.5 indicado como valor máximo por la Norma

Se hará un análisis por combinación modal espectral, por el que la aceleración espectral está dado por:

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

La respuesta máxima elástica esperada ( r ) corresponde al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (ri) podrá determinarse usando la expresión:

$$r = 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} + 0.25 |r_i|$$

<sup>36</sup> La configuración estructural básica es de muros de corte y arcos 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 tierra y/o cal. En general tienen escasa ductilidad, por lo que se considera apropiado un valor de R=1.

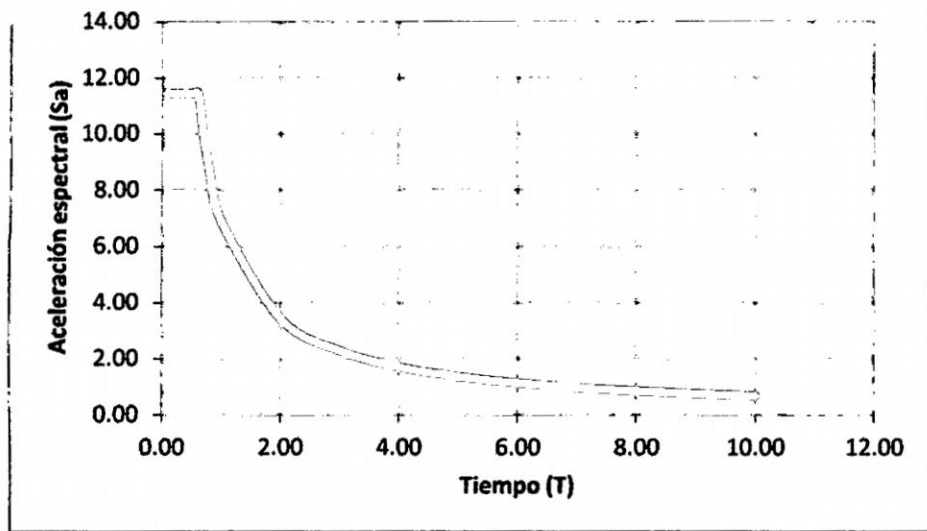


Figura N° 4-12.-Espectro de pseudo-aceleraciones NTE E-030 para el caso en estudio

Una vez determinado los parámetros de diseño se construirán modelos matemáticos en 3D con elementos laminares para su análisis con el método de los elementos finitos y diagnosticar su comportamiento ante fuerzas externas.

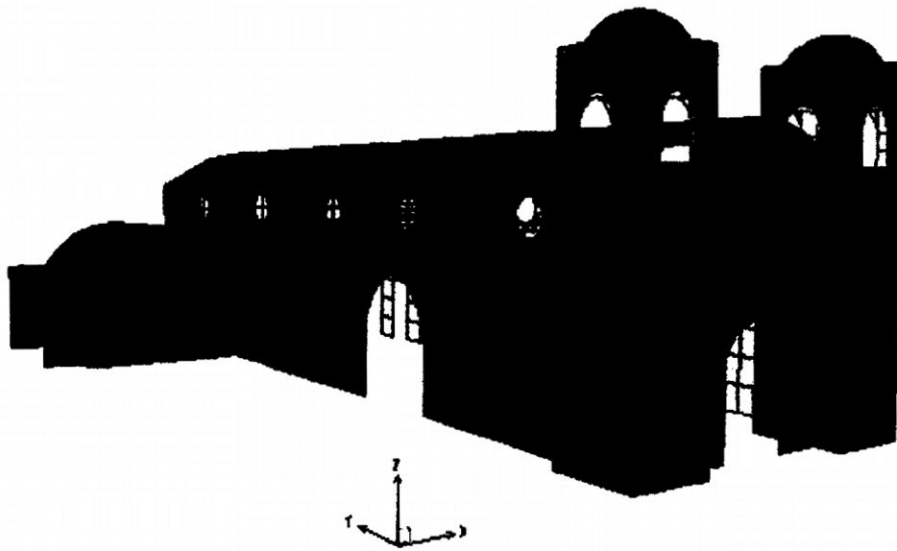


Figura N° 4-13.-Modelo matemático

## **4.2 La Iglesia San Cristóbal**

Existe un proyecto de *“Intervención de emergencia del Templo San Cristóbal”*, elaborado por la Municipalidad Provincial de Huamanga bajo convenio de la AECI (AGENCIA ESPAÑOLA DE COOPERACIÓN INTERNACIONAL), del 2008. Que a la fecha todavía no se ha ejecutado, en el que no se han realizado ningún tipo de estudio en el análisis estructural. Si bien es cierto, esta Iglesia es tomada como otro caso de estudio que se encuentra en deplorables condiciones, se hará un análisis detallado para recuperar este monumento recopilando información, para luego ser registrado y evaluar los sistemas y técnicas de refuerzo estructural alternativos bajo un análisis estructural con el método de elementos finitos y proponer la intervención dentro de los parámetros permisibles para monumentos históricos.

### **4.2.1 Consideraciones generales**

#### **Ubicación**

La Iglesia se encuentra ubicado en la sexta cuadra del Jr. 28 de Julio, del Distrito de Ayacucho, Provincia de Huamanga, Departamento de Ayacucho. Del Sector 08, Mz.:21 Lte.: 23. Geodésicamente en el Sistema de Proyección Universal Transversa Mercator (U.T.M.) su centro de gravedad está en 583,978.6831 Este y 8'544,513.4954 Norte. Se encuentra a una altitud de 2,745 m.s.n.m. (ANEXO C-01)

#### **Condición de la Iglesia San Cristóbal**

La Iglesia ha sido declarado como Monumento Integrante del Patrimonio Cultural de la Nación según la Resolución R.S.Nº 2900-72-ED con fecha de 28 de Diciembre de 1972. Tiene un área de terreno de 382.92 m<sup>2</sup>, de las cuales el área construida es de 339.56 m<sup>2</sup>, con un área libre de 43.36 m<sup>2</sup>.

## Reseña histórica

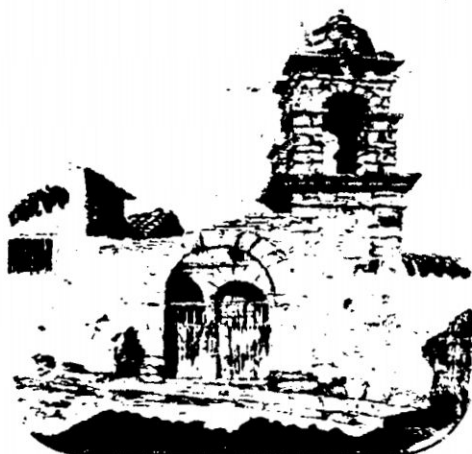


Figura N° 4-14.- Iglesia San Cristóbal dibujadas por Arnaldo Michaelsen en 1930.

La Iglesia San Cristóbal se edificó pocos días después que Vasco de Guevara fijó el plano de la nueva población de San Juan de la Frontera de Huamanga <sup>(37)</sup>.

Perpetúa la histórica fundación del templo al patrón de los caminantes, considerado como el edificio colonial más antiguo del Perú <sup>(38)</sup>. En el cabildo de 1° de Enero de 1540 se trató de la primera Iglesia que se edificaría y de los indios que deberían dar veintiún vecinos encomenderos durante la fábrica, cuyo número de indios ascendía a 610. Se piensa que esta capilla fue el primer lugar de culto construido en la Ciudad que fue como la primera catedral de Huamanga, en las cercanías del Barrio de Santa Ana, Hanan Parroquia, próximo al arroyo que pasa por la ciudad y en el lugar más abrigado y de más benigno clima por el que fue el primer sector que ocuparon los Españoles. El 6 de septiembre de 1542, se desarrolla la Batalla de Chupas, triunfando las fuerzas leales al Rey de España, dirigidas por el Comisionado Vaca de Castro sobre Almagro "El Mozo", Fueron enterrados en su interior, según se asegura a los Pizarristas y Almagristas que murieron en la batalla. Efectivamente en el piso del presbiterio existen

<sup>37</sup> PIO MAX MEDINA (1942), "*Los monumentos coloniales de Huamanga*".

<sup>38</sup> FELIPE COSSIO DEL POMAR.(1986) "*Arte del Perú colonial*".

las señales visibles de entierros antiguos, lo cierto es que la denominación que el pueblo aplica a esta capilla no se debe a sus dimensiones ni a su valor arquitectónico, sino al halo legendario que lo rodea. Su época de construcción data del año 1540, Siglo XVI, se restauró el año 1982 y 1983. El valor de este templo reside en su tradición e historia, ya que es la primera Iglesia construida en Ayacucho y oficio de iglesia catedral mientras se construía la verdadera. <sup>(39)</sup>.

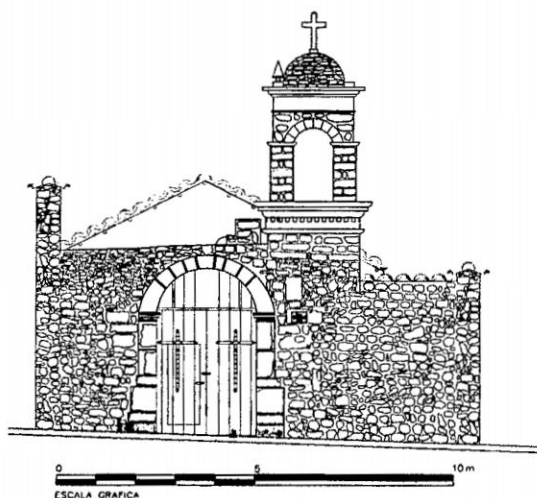
#### 4.2.2 Tipología arquitectónica

##### **Filiación estilística**

Tiene un estilo Ayacuchano o regional, por la sencillez arquitectónica.

##### **La fachada**

Cuenta con un solo vano en arco de medio punto, correspondiente a la portada de piedra, las jambas con imposta decorada con estrías tras esta portada hay un reducido atrio de donde arranca la escalera que conduce al campanario.



**Figura N°4-15.-Fachada principal de la Iglesia San Cristóbal.**

<sup>39</sup> VARGAS UGARTE, Ruben .(Reverendo Padre), "El comercio" Lima 04 de Junio de 1931 del Libro de Cabildo de San Juan de la Frontera de Guamanga, siendo villa que recorrió desde 24 de Septiembre de 1539 hasta el 20 de Mayo de 1547 .

**La torre**

Cuenta con una torre del extremo derecho al lado sur del templo, hecha de piedra de cantería, con un campanario de dos cuerpos coronados por un capulín peraltado y cuatro pináculos de piedra, y en la parte superior sobre ella una cruz de piedra.

**El Interior**

La capilla cuenta con una sola nave, íntegramente de adobe y piedra de cantera, carece de ventanas, en el muro testero un altar de adobe con un sagrario. El techo modesto de troncos de madera y techumbre de paja vertiente que fue posteriormente reemplazado por teja.

**4.2.3 Sistema y composición estructural****Planta**

La iglesia tiene una configuración de planta de forma rectangular con acceso por un solo vano en arco de medio punto correspondiente a la portada de piedra conformada por una sola nave y una sola torre, encontramos una sacristía adosada al muro del evangelio, próximo al presbiterio. El cuerpo principal de la fachada se compone de fábrica mixta de adobe con piedra.

**Cimentación**

Los cimientos son de piedra grande de río con mortero de barro o cal.

**Muros**

Todos los muros son de adobe para la nave principal con espesor promedio de 1.25m. La altura es diferente según los ambientes como se indica en el levantamiento de los planos presentados en esta tesis. En el muro testero se halla el retablo mayor de estilo neoclásico, en el muro epistolar se encontraba el altar de Cristo Crucificado y el púlpito en el muro del evangelio en mal estado de conservación. Mientras que hacia la fachada

estructuralmente está edificada con piedras de campo irregulares carentes de calidad artística adherida con cal.

### **Techo**

El techo es inclinado, formado por una estructura de madera rolliza de eucalipto de 6" de diámetro usando el sistema par y nudillo espaciada cada 0.70m.

Se apoya en el muro a través de una viga de madera (arrocabe) de 0.15x0.15m que es instalada a lo largo de todo el muro. Las uniones entre los elementos de madera son clavadas. La cobertura es una superficie de cañas que se cubren con tejas andinas asentadas en una torta de barro de 2".

La única torre del extremo derecho es de trazo simple, de dos cuerpos coronados por un chapulín peraltado y 2 de los cuatro pináculos de piedra

#### **4.2.4 Materiales y condiciones de sitio**

Las piedras para los cimientos, fueron extraídos del río Alameda, que mezclados con tierra, cal y agua quedaban fijo sobre el cual se construyó las paredes a base de adobe en la nave principal y la sacristía y muros a base de piedra y juntas de cal para la torre del campanario, con cubiertas a base de tijerales de madera aliso que abundaban en la región actualmente está techado con tijerales de eucalipto con mayor peso volumétrico.

En uno de los muros se presenta la pérdida de plomada y se viene originando fallas en la estructura, debido a la composición estratigráfica del mismo suelo donde se encuentra asentada la Iglesia, las profundidades de la cimentación varían en toda la estructura debido a la pendiente del terreno.



**Figura N° 4-16.- a) Escalera de subida para la torre, b) Vista desde el interior de la torre en el que faltan los pináculos**

#### **4.2.5 Evaluación y diagnóstico del estado Pre-restauración**

Por diversos agentes externos como son las lluvias, los vientos, los movimientos sísmicos etc., así como por la falta de un mantenimiento constante del templo, se presentan los daños y lesiones en la construcción.

La cubierta que en gran parte se halla colapsada es evidencia del deterioro y una mala intervención de tiempo atrás. Las estructuras de la cubierta son las que han fallado por no ser de madera adecuada y por estar mal diseñadas.

#### **Intervenciones anteriores**

Se han resanado y emboquillado los paramentos exteriores e interiores en el sector de la torre de piedra labrada, la escalinata hacia la parte superior de la torre ha sido íntegramente emboquillada.

El 04 de Abril del 2003 colapso el techo, debido a la temporada de lluvias, a la mala aplicación del proceso constructivo y mal diseño estructural de los tijerales. El colapso de la cobertura del templo se produjo por las deformaciones de las cumbreras y de los

faldones que por efecto de la sobrecarga ha generado una flecha considerable que provocó la deflexión de los pares de la estructura de madera de los tijerales.

Es necesaria la intervención inmediata porque existe el inminente peligro de colapsamiento de los muros y los pisos que aún quedan. <sup>(40)</sup>

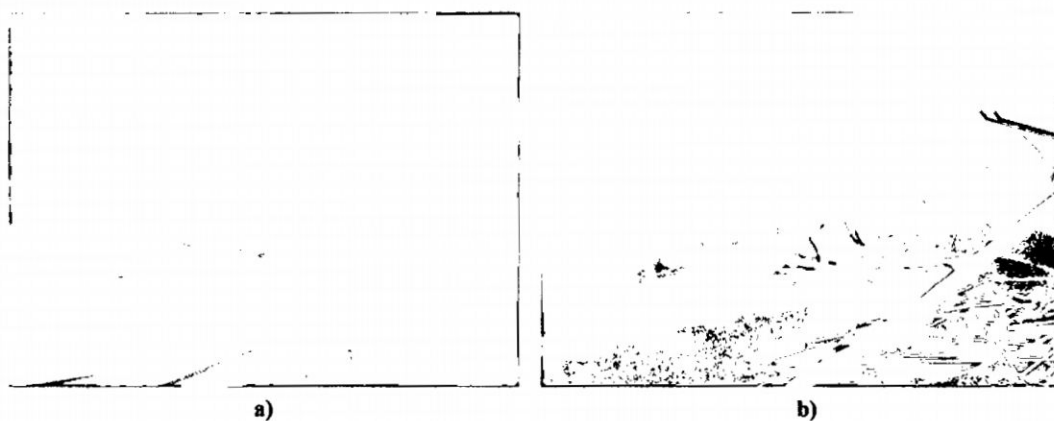
### **Patología del monumento**

#### **Fachadas:**

La cimentación no cuenta con un mismo nivel de fundación, dificultando el comportamiento uniforme de sus elementos.

Parte de la cimentación se encuentran expuestos al medio ambiente, lo que viene originando la disgregación de estos, así como absorbe la humedad por capilaridad. Los adobes de las primeras hiladas tienen evidencia de erosión, así como la presencia de humedad en este sector.

Los aleros de la cobertura no son los adecuados para la protección sobre todo sobre los contrafuertes y la sacristía.



**Figura N°4-17.- a) Separación de muros causando inestabilidad de estos, b) Absorción de humedad por capilaridad de los cimientos**

<sup>40</sup> INFORME DEL PROYECTO: "Restauración de monumentos históricos artísticos y arqueológicos - Ayacucho" convenio INC - CORFA, octubre de 1982.

**Interior:**

La cimentación del muro que corresponde a la portada de la nave, y la cimentación del Muro de la Epístola ha perdido estabilidad, el mismo que se está desplazando paulatinamente hacia el interior.

Buena parte de los muros se encuentran a la intemperie debido al colapso de la cubierta, por lo que están expuestos al ataque de agentes externos como las lluvias, vientos, etc., lo que viene ocasionando deterioro en los mismos.

Los muros longitudinales que corresponden a la Nave han perdido plomada, apreciando también que el Muro del evangelio ha perdido estabilidad, perdiendo plomada y presentando fisuras.

Las estructuras de la cobertura son de madera de sección muy delgada y presentan en algunos casos serias deflexiones poniendo en peligro la estabilidad del conjunto.



Figura N°4-18.- a) Muro del evangelio que está perdiendo plomada, b) Entrada a la sacristía en estado de abandono

**Causas del deterioro en el área de intervención**

**Cimientos:**

Ya que no existe un buen drenaje pluvial, el agua que cae de los techos se van directamente a los cimientos lo que origina la presencia de humedad. Los cimientos son

de piedra y barro, lo que permite la absorción de la humedad por capilaridad, originando el disgregamiento del mortero y ocasionando el deterioro de los muros.

La variación en la profundidad de la cimentación, ocasiona un comportamiento heterogéneo de la estructura.

#### **Sobrecimientos:**

Los sobrecimientos se encontraban sin protección alguna, sumado a esto la calidad del material (piedra caliza), venia originando su erosión y pérdida de los elementos al igual que el mortero.

Se aprecia la poca altura de los sobrecimientos, esto adicionado al mortero de barro que no permite la protección y ligazón adecuada de los materiales

#### **Muros:**

La falta de homogeneidad de los elementos no permiten un comportamiento uniforme de la estructura ocasionando inestabilidad.

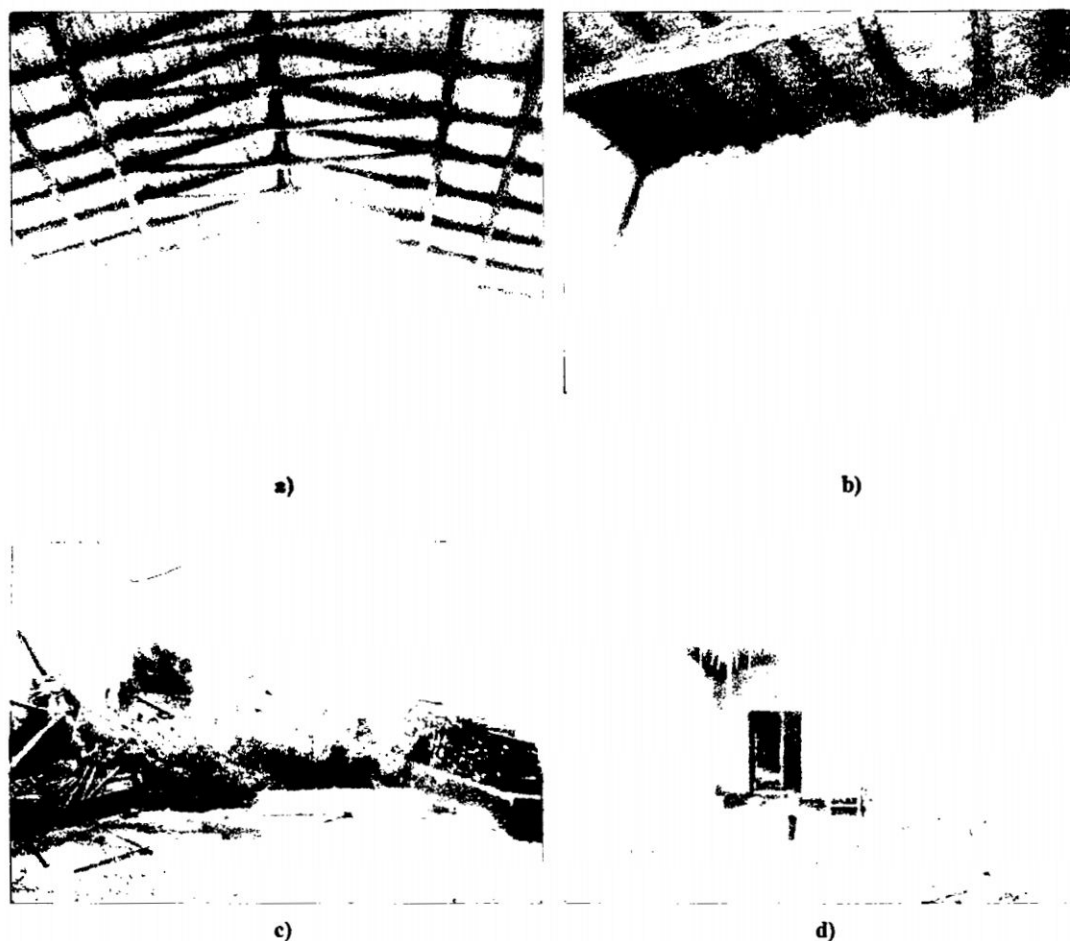
No cuenta con revestimiento ni con ningún tipo de protección por la parte exterior; frente a agentes externos que los deteriora, y del interior ya quedaron obsoletos originando la erosión de sus elementos.

#### **Cobertura**

El colapso del techo se debió a la sobrecarga debido al exceso de la torta de barro como mortero de la teja y la poca pendiente de la cobertura angular a dos aguas, haciendo que la sobrecarga se haga más pesada con las aguas de las lluvias. Todo esto ocasiono la deformación de las cumbreras y los faldones generando una flecha considerable y el colapso en parte de los tijerales que consistían en dos pares y tirante (par y nudillo). A causa de dar mayor altura a la nave se colocó el tirante a una altura más conveniente en vez de colocarse al pie de los pares formándose un cielo raso de forma artesonado,

observándose que parte del techo que aun se mantiene no ofrece garantías de estabilidad.

La cubierta usada es para luces no mayores de 6 m en caso contrario usar correas que soporten los cambios en puntos intermedios que tienen que sostenerse por medio de cerchas.



**Figura N° 4-19.- a) Deformación de las cumbreras, b) Filtración del tejado como consecuencia de una mala restauración, c) Colapso total del techo hacia el presbiterio, d) Parte del techo a punto de colapsar**

### **Pisos**

En el atrio del Templo encontramos una senda central conformada por piezas de piedra rectangular de 0.25 x 0.60m que se halla en buen estado y que se tiene que mantener y

conservar, junto a la senda central se hallan pisos de piedra canto rodado que requieren de limpieza para mantenerla y conservarla.

Al interior del Templo se hallan pisos de piedra checco de forma rectangular de 40 cm. x largo variable y que se propone mantener y conservar. Por sectores, en el altar mayor existe piso de concreto pulido que tiene que ser reemplazados por piso de piedra de características similares al de la nave central, pero diferenciándolas en dimensión para evidenciar claramente como actuación contemporánea; los pisos están siendo corroídas por la vegetación que se desarrollo después del colapso.

#### 4.2.6 Análisis estructural de la Iglesia

El estado actual de la iglesia se muestra muy vulnerable ante las acciones sísmicas, corriendo el riesgo de llegar a perder un monumento tan valioso para la cultura Ayacuchana, dejándolo morir a poco debido a las malas curaciones o restauraciones que se han ido practicando de manera empírica sin hacer un previo análisis de sus efectos y valides a través del tiempo. El sistema estructural no fue diseñado ante esfuerzos de sollicitación sísmica por ello los materiales que constituyen la estructura no tienen capacidad para resistir esfuerzos de tensión y de cortante significativos. La construcción que se hizo es a base de adobe unida con morteros pobres de barro, cuyas secciones son de grandes espesores. Las fuerzas que actúan sobre la estructura se transmiten axialmente con esfuerzos bajos debido a los grandes espesores de sus elementos constitutivos.

Para empezar a construir el modelo, será necesario hacer un levantamiento al detalle (ANEXO C) de la Iglesia, e identificar los ejes principales y secundarios para ser dibujado en un modelo 3D, ver Figura N°4-9.



Cuadro N°4-5.-Calculo del peso de la cubierta por metro cuadrado de la Iglesia San Cristóbal

<b>CALCULO DEL PESO DE LA CUBIERTA POR METRO CUADRADO</b>	
<b>Peso de la armadura de par y nudillo (Eucalipto)</b>	
Densidad = 0.55 gr/cm <sup>3</sup> $\cong$ 550 Kg/m <sup>3</sup>	
$p = m/v, W = pV$	D = 0.15 m
$2 \cdot W1 = 93.303$ Kg	L1 = 4.80 m
$W2 = 41.986$ Kg	L2 = 4.32 m
$W_{total} = 135.289$ Kg	V1 = 0.085 m <sup>3</sup>
	V2 = 0.076 m <sup>3</sup>
Peso total de la armadura de par y nudillo	
Nro de armaduras = 39	
W = 5276.259 Kg	
<b>Peso de los sobrepares</b>	<b>Peso de la cumbrera</b>
D = 0.15 m	D = 0.15 m
L = 4.56 m	L = 27.9 m
V = 0.081 m <sup>3</sup>	V = 0.493 m <sup>3</sup>
2W = 88.637 kg	W = 271.161 kg
Peso total de los sobrepares	
Nro de sobrepares = 86	
W = 7622.818 Kg	
<b>Peso del arriostre</b>	<b>Peso propio de la cobertura</b>
D = 0.1 m	Area = 254.448 m <sup>2</sup>
L = 27.9 m	P. por m <sup>2</sup> = 160 kg/m <sup>2</sup>
V = 0.219 m <sup>3</sup>	W = 40711.7 kg
W = 120.516 kg	
<b>Peso de cielo raso de yeso con carrizo</b>	
Area = 254.169 m <sup>2</sup>	
P. por m <sup>2</sup> = 25 kg/m <sup>2</sup>	
W = 6354.2 kg	
Peso total de dos arriostres	
Nro de arriostres = 2	
W = 241.0316 Kg	
<b>PESO TOTAL DE LA CUBIERTA</b>	
W = 60477.175 kg	
P. Cubierta = 237.6799 kg/m <sup>2</sup>	
P. area de influencia de cada par = 1409.442	
Se considera una carga viva de 100 kg/m <sup>2</sup> en el proceso de construcción y colocación de las tejas	

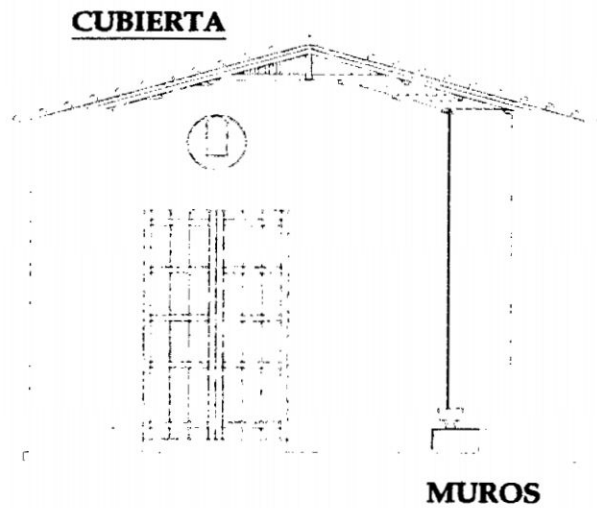


Figura N° 4-21.-Cubierta y detalle del techo

El peso total de la Iglesia San Cristóbal es del orden de 1,196.49 t. Los muros de albañilería directamente desplantados sobre el suelo (incluyendo los muros transversales) tienen un peso del orden de 1,136.02 t, lo que significa el 94.95% del peso total. El peso de toda la estructura del techo es de 60.48 t, aproximadamente el 5.05% del peso total.

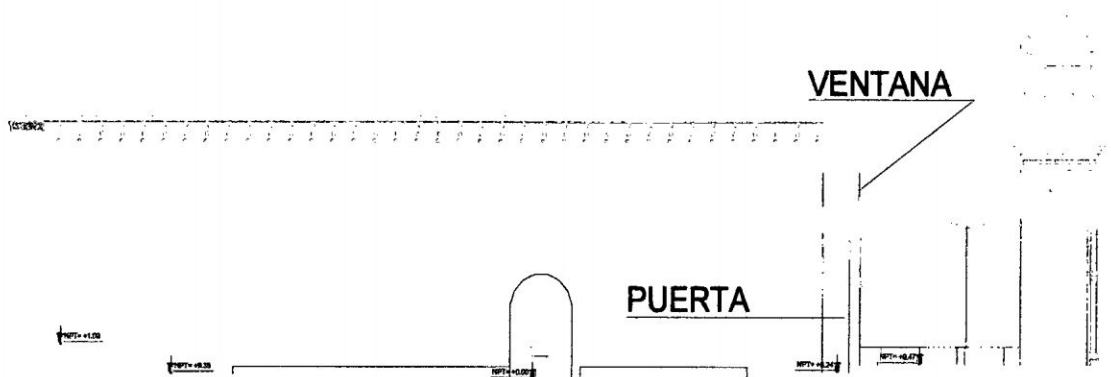
#### **Acciones dinámicas**

Se tomaron los mismos criterios de análisis del caso anterior.

La mayor parte de las masas y peso propios de la estructura fueron considerados en el modelo a través de las propiedades del material. A éstas se agregaron las cargas vivas, así como pesos y masas de elementos no estructurales como carga muerta.

El peso total de la Iglesia Santa Teresa es del orden de 6,537.10 t. Los muros de albañilería directamente desplantados sobre el suelo (incluyendo los muros transversales y contrafuertes) tienen un peso del orden de 5,345.01 t, lo que significa el 81.76% del peso total. El peso de toda la estructura de techos (bóvedas, arcos y sistema de techo) es de 1,192.09 t, aproximadamente el 18.24% del peso total.

Para hacer el metrado de la masa de los muro se descontarán las áreas ocupadas por las ventanas y las puertas.



**Figura N° 4-22.-Detalle de puerta y ventana**

Una vez determinado los parámetros de diseño se construirán modelos matemáticos en 3D con elementos laminares para su análisis con el método de los elementos finitos y diagnosticar su comportamiento ante fuerzas externas. Se modelaron en total tres modelos matemáticos, el Primero es el modelado de la Iglesia en su estado actual, el Segundo es un modelo con nuevos elementos estructurales propuestos para su restauración y el Tercer y último modelo es únicamente el análisis de la torre.

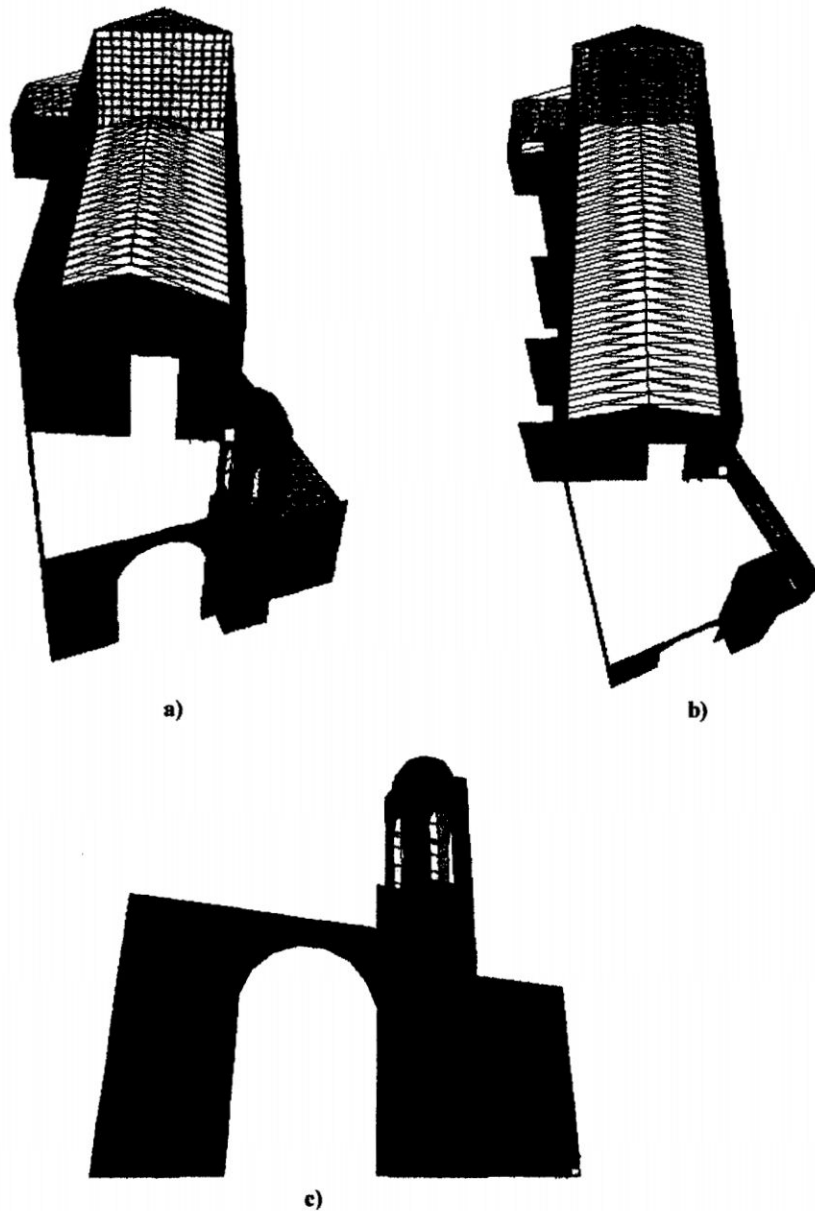


Figura N° 4-10.-a) Primer caso, b)Segundo caso, c) Tercer caso

## CAPITULO V

### RESULTADOS DE LA IGLESIA SANTA TERESA

#### 5.1 Índice de vulnerabilidad sísmica con el método de Benedetti-Petrini.

Con la determinación de los once parámetros de este método desarrollado en el Capítulo II, pasamos a llenar el siguiente cuadro para determinar su vulnerabilidad sísmica.

Cuadro N°5-1.-Cálculo del índice de vulnerabilidad de la Iglesia Santa Teresa

Parámetros	Clase $K_i$				Peso $W_i$	$\sum K_i W_i$
	A	B	C	D		
1. Organización del sistema resistente.		5			1	5
2. Calidad del sistema resistente.		5			0.25	1.25
3. Resistencia convencional.				45	1.5	67.5
4. Posición del edificio y cimentación.		5			0.75	3.75
5. Diafragma horizontales.			15		1	15
6. Configuración en planta.				45	0.5	22.5
7. Configuración en elevación.	0				1	0
8. Distancia máxima entre los muros.		5			0.25	1.25
9. Tipo de cubierta.		15			1	15
10. Elementos no estructurales.		0			0.25	0
11. Estado de conservación.	0				1	0
					IV =	131.25

De donde  $I_v = 131.25 / 3.825 \rightarrow I_v = 34.31\%$

De acuerdo a esta calificación corresponde a una edificación dentro de un tipo de "Vulnerabilidad media".

## 5.2 Pre procesamiento

El modelo de la estructura fue dibujado en el programa AutoCAD para luego ser importado el archivo con extensión "DXF", por el programa SAP2000 V 14.1.0

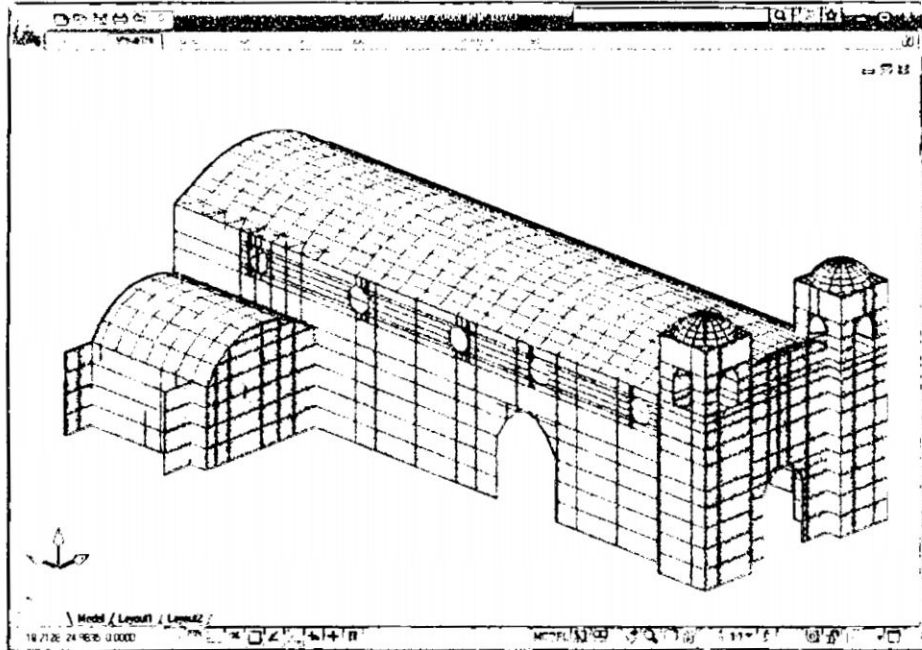


Figura N°5-1.- Modelo de la Iglesia San Cristóbal con AutoCAD

Una vez abierto el programa SAP2000 entrar a Import > AutoCAD .dxf file, e identificar los elementos con los que se trabajaron.

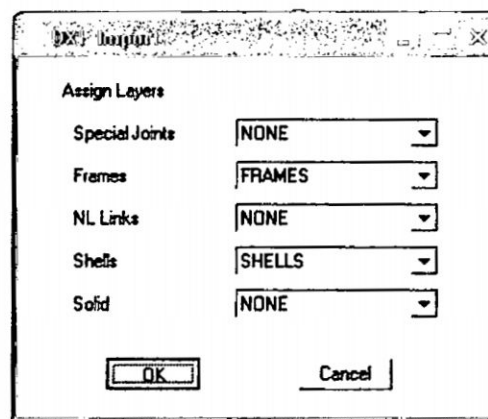



Figura N°5-2.- Importe de elementos del AutoCAD al SAP2000

### Definición de las propiedades del material

Para definir las propiedades de los materiales como los de adobe, piedra y madera.

- Ingresar al menú Define > Material Properties (  ).
- Elegir el material y apretar el botón de comando Modify/Show Material.
- Definir en la ventana Material Property Data las propiedades para el análisis y diseño, de estos materiales.

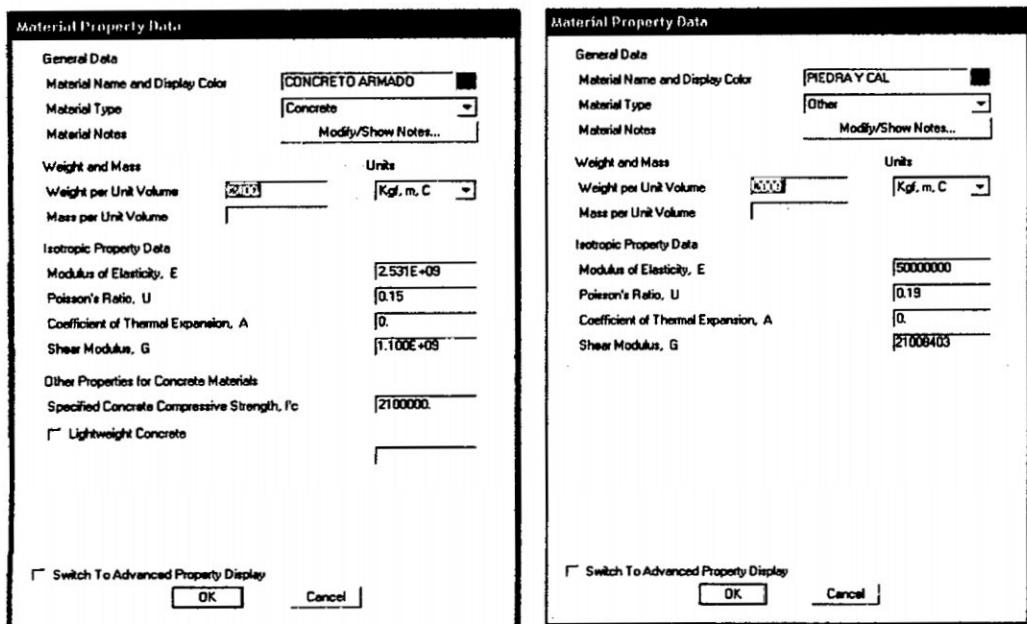



Figura N°5-3 .- Ventana de definición de las propiedades del material

### Definición de las secciones de los elementos tipo barra

Las secciones de los elementos tipo barra (llaves de madera y sistema de par y nudillo) se definen a través del menú Define >Section properties > Frame Sections, o del botón  de comando (Define Frame Sections).

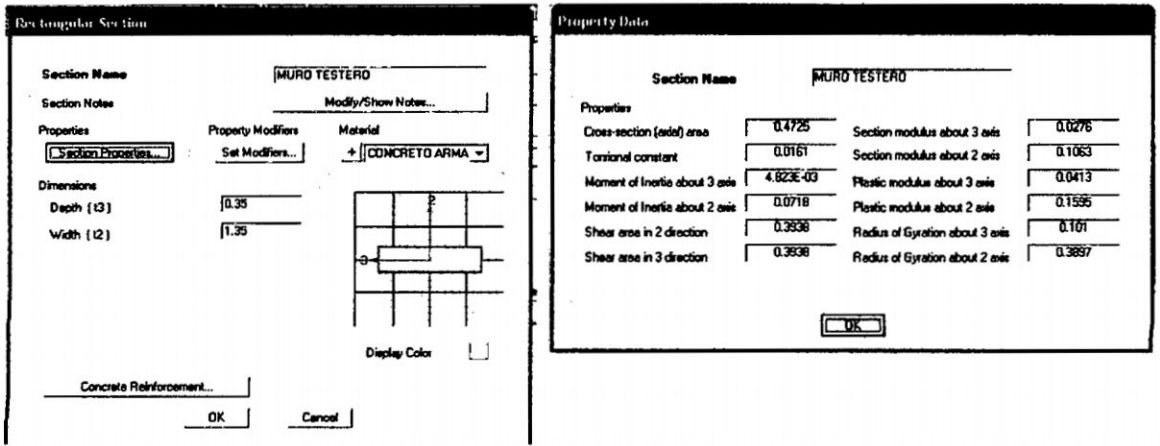



Figura N°5-4.-Definición de la sección del sistema del par y nudillo

### Definición de las secciones de los elementos tipo área (Muros y bóvedas)

Se definen a través del menú Define > Section properties > Area sections 

En el modelo tendremos 7 secciones diferentes para el contrafuerte, bóveda de la torre, muros de la torre, muros de la fachada, muros de la nave y muros de la sacristía.

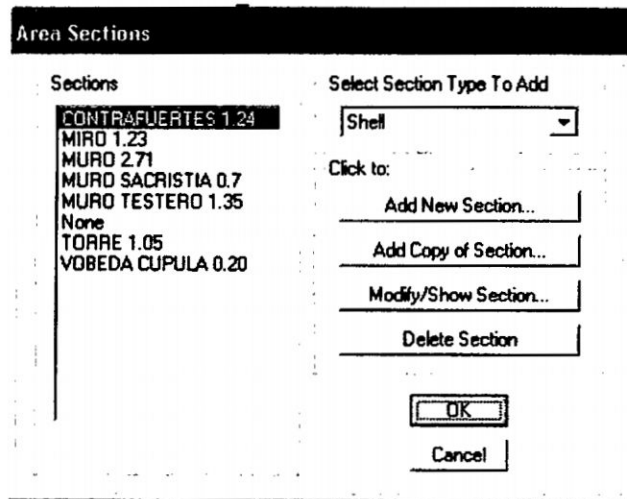



Figura N°5-5.-Ventana de definición de una sección de losa.

### Definición de los casos de carga estática

Se usarán los casos de carga estática muerta y viva, se identifican con los nombres CM y CV respectivamente.

Para la carga muerta, presionar el botón de comando  (Define Static Load Cases)

Y asignar que la carga muerta será considerada en los cálculos.

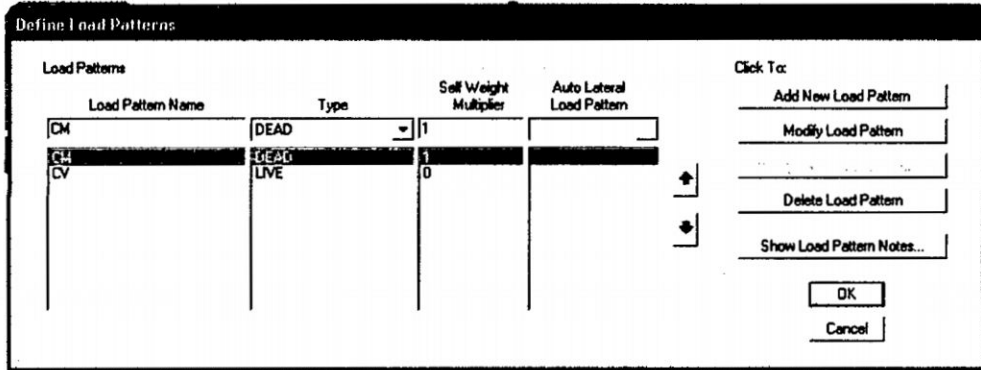


Figura N°5-6.- Ventana de definición de los casos de carga estática.

### Asignación de cargas estáticas

A las estructuras de las bóvedas y las cúpulas de la torre; se asignarán las cargas uniformemente distribuidas, muerta (CM) y viva (CV), correspondientes al peso propio y a la sobrecarga, respectivamente.

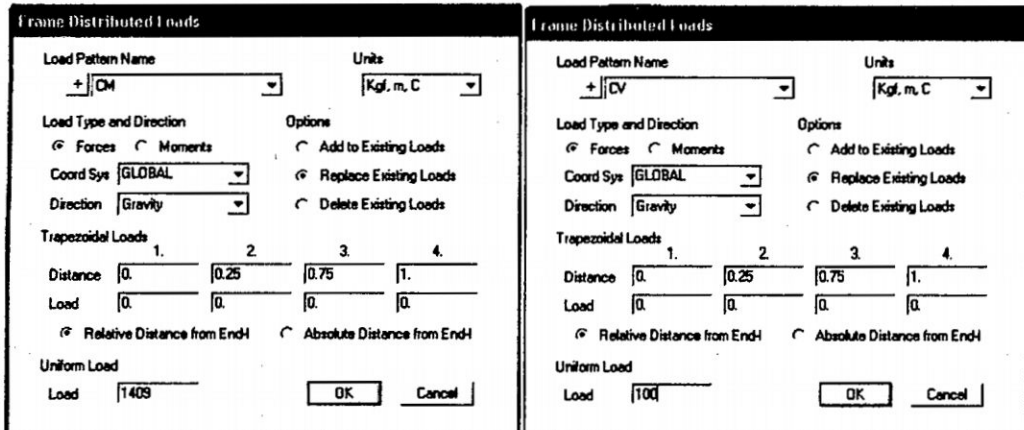



Figura N°5-7.- Ventana de asignación de carga uniformemente distribuida (CM y CV)

### Definición de la fuente de masa

Para el análisis sísmico, se debe definir la fuente de masa. Presionar el botón de comando  (Define Mass Source).

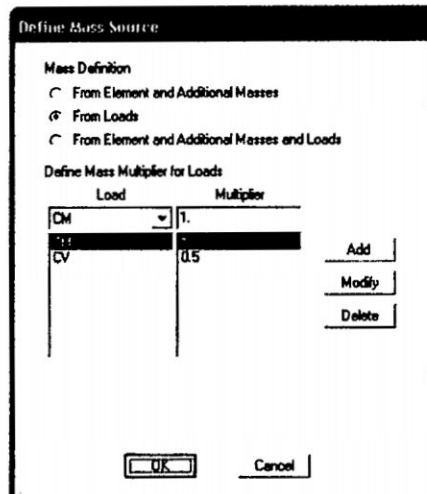


Figura N°5-8.- Ventana de definición de la fuente de masa.

### Definición del número de modos

Se deben definir el tipo de análisis y la cantidad de modos de vibración.

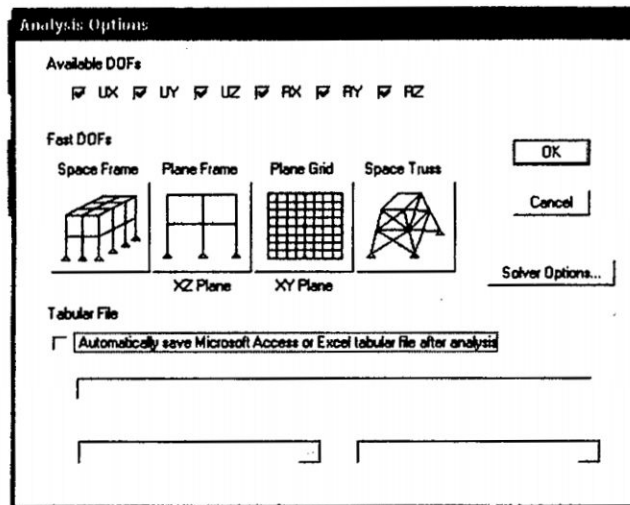



Figura N°5-9.- Ventana de las opciones de análisis.

### Definición de la función del espectro de respuesta

Para definir la función del espectro de respuesta. Ingresar al menú Define > Functions >

Response Spectrum Functions 

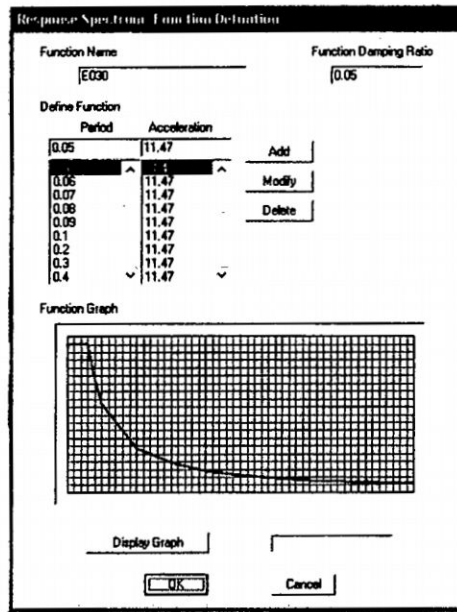


Figura N°5-10.- Ventana de definición de la función del espectro de respuesta.

### Definición de los casos de análisis espectral

Se van a definir para las direcciones X y Y los casos de análisis espectral. Ingresar al menú Define > Response Spectrum Cases ( ).

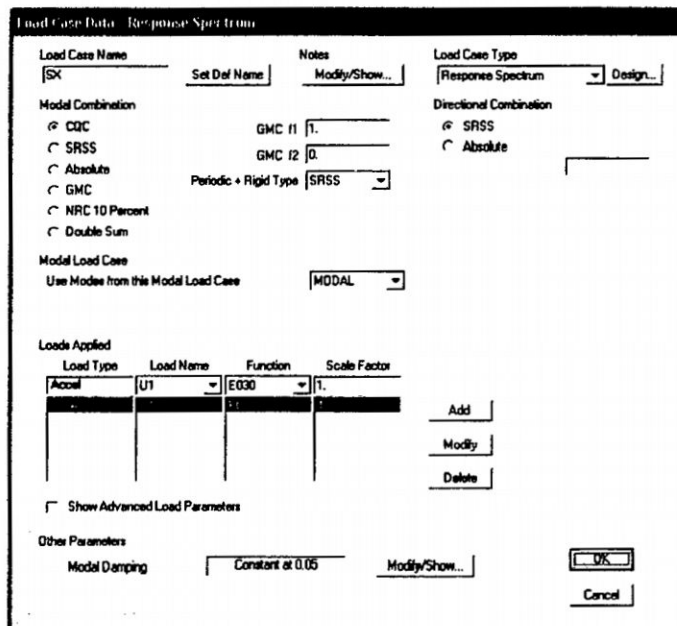


Figura N°5-11.- Ventana de definición de los casos de análisis espectral, para las direcciones X y Y.

### Combinación de los casos de carga

Según el RNE tendremos las cinco combinaciones y finalmente una envolvente al final

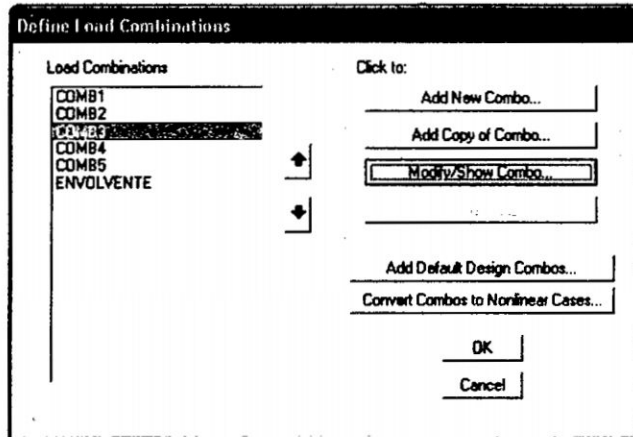


Figura N°5-12.- Combinación de cargas

Y finalmente corremos el programa

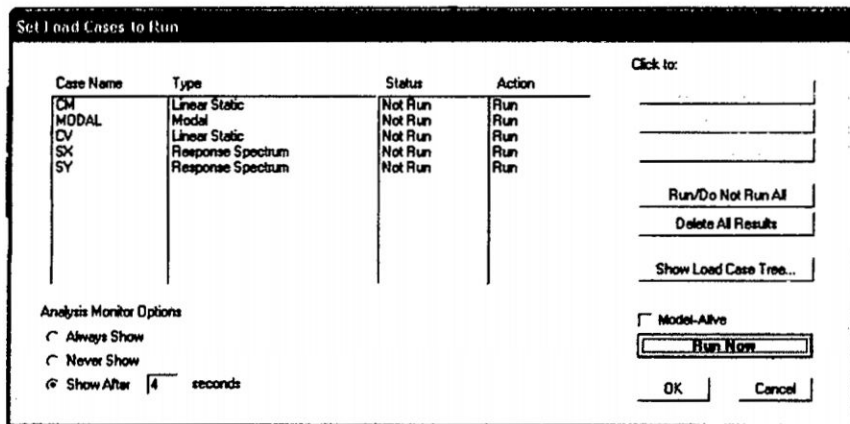


Figura N°5-13.- Combinación de cargas

### 5.3 Procesamiento

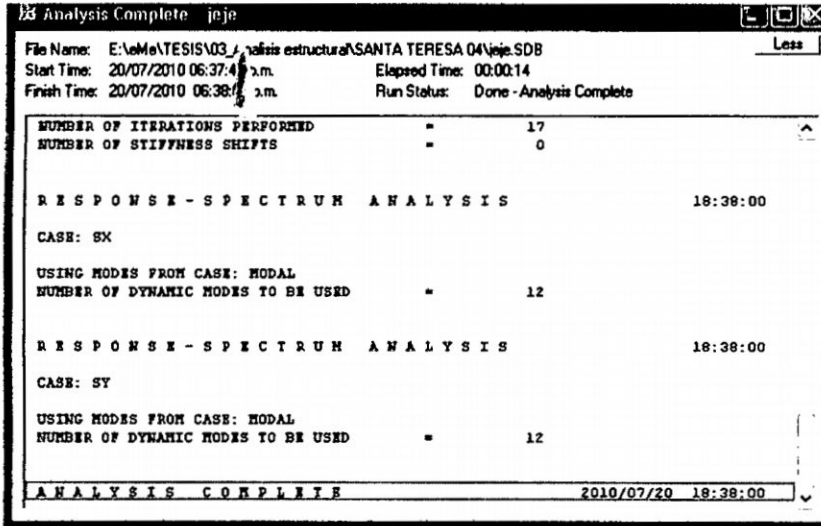


Figura N°5-14.- Análisis del modelo

### 5.4 Post procesamiento

Para poder ver los resultados haremos uso de las tablas. Entrar en Display > Show tables

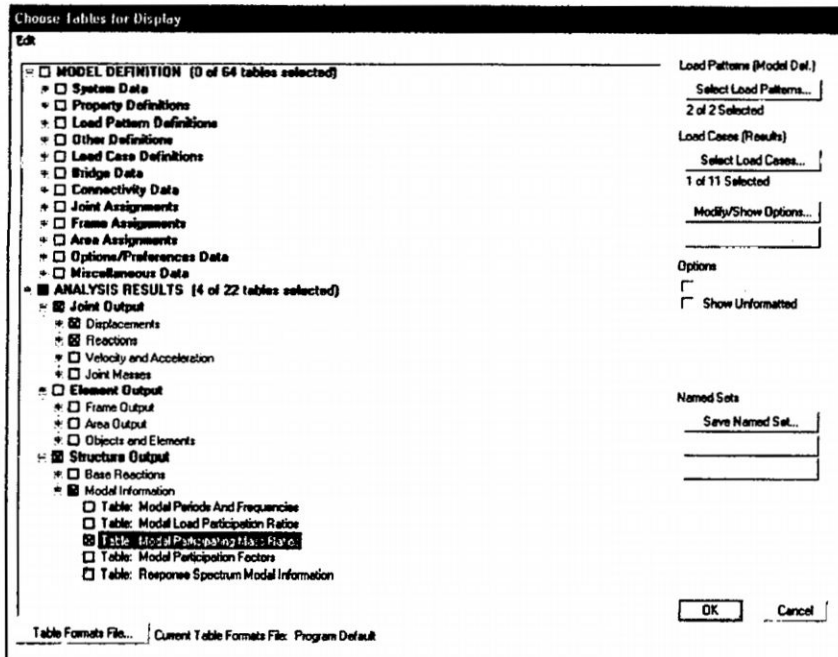


Figura N°5-15.- Resultados del análisis.

### **Modelo matemático de elementos finitos**

Para el modelado se usó el AUTOCAD, y el análisis se realizó en el SAP200 (STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS), habiendo previamente definido y asignado los materiales restricciones y cargas presentes en el sistema real.

El modelo matemático para el análisis de este edificio de geometría compleja y múltiples materiales, está compuesto mayormente por albañilería en los muros, las torres, arcos y bóvedas, se hará un análisis lineal elástico que provee al menos un lineamiento básico para el entendimiento de la respuesta sísmica, el modelo cuenta con 144 elementos tipo barra para representar los elementos de concreto armado que existe en el muro testero; los muros y coberturas fueron modelados con 2,678 elementos tipo cáscara y 2,700 nodos con 13,500 grados de libertad. Los muros están compuestos de por lo menos tres materiales: Piedra labrada, ladrillo de arcilla y mortero de cal. Sin embargo, aunque ellos son estrictamente no homogéneos y anisotrópicos, han sido modelados como homogéneos e isotrópicos con propiedades lineales equivalentes basadas en los ensayos de laboratorio de una piedra similar realizada por la AECI. Los muros se han supuesto fijos a la base. Esto se justifica porque en las distintas situaciones de carga consideradas no se observan tensiones que puedan llegar a producir levantamiento o deslizamiento de los muros y además, los efectos de los giros resultan despreciables. Con el modelado se podrá identificar las porciones de la estructura que pueden ser sobre esforzadas por fuerzas sísmicas las cuales coincidirían con el daño observado en eventos sísmicos pasados

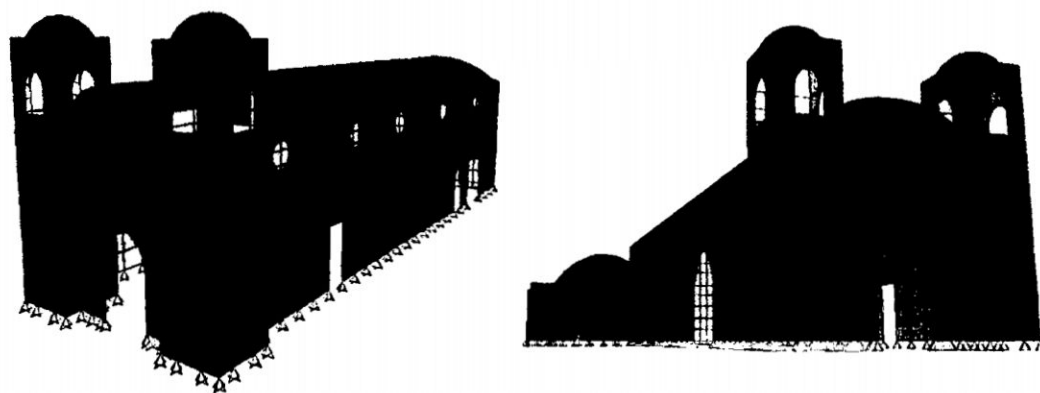


Figura N° 5-16.-Modelo matemático de la Iglesia Santa Teresa

Este modelo permitió observar la distribución de esfuerzos debidos a acciones de sismo, las deformaciones de los arcos y elementos de bóveda, su poca capacidad para transferir las fuerzas de inercia a los muros, y otros aspectos del comportamiento de la estructura en conjunto.

### Períodos Naturales y Modos de Vibración del Modelo 3D.

En la tabla siguiente se indican los períodos naturales para los primeros 12 modos de vibración, así como la importancia de cada modo en el cortante de la base (masa efectiva) para acciones sísmicas en cada dirección.

Cuadro N°5-2.- Modos de vibración de la estructura de la Iglesia Santa Teresa

Modo	Período			% de masa efectiva		
	T	UX	UY	T	UX	UY
1	1.2646	1.7000	0.0000	1.2619	2.6262	0.0001
2	1.2186	3.0000	0.0010	1.0237	3.3773	0.0005
3	0.9674	0.1877	0.0000	0.9656	0.6115	0.0000
4	0.7810	38.5000	0.0000	0.7777	36.5527	0.0001
5	0.7278	0.5968	0.0015	0.7246	1.5256	0.0011
6	0.7059	10.6000	0.0003	0.7051	9.8753	0.0004
7	0.6580	2.2000	0.0001	0.6477	1.0616	0.0002
8	0.6439	0.1718	0.0012	0.6401	1.4996	0.0011
9	0.5854	0.0023	0.0001	0.5852	0.0001	0.0002
10	0.5744	0.1604	0.0006	0.5743	0.1701	0.0006
11	0.5307	0.7669	0.0111	0.5254	0.2872	0.0025
12	0.5173	0.3339	0.0163	0.5124	0.6159	0.0256

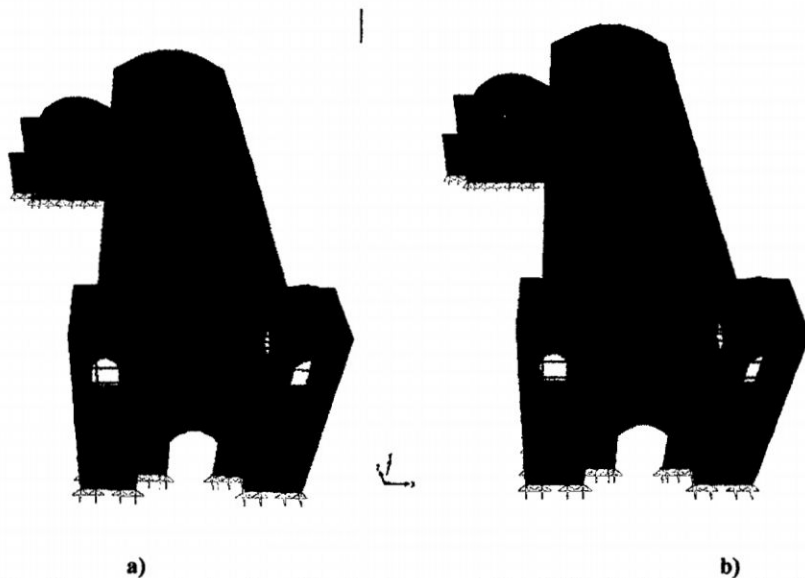


Figura N°5-17.-a) Primer modo de vibración sin tensores (  $T=1.2646$ ), b) Primer modo de vibración con tensores (  $T=1.2619$ )

La Figura N°5-17, muestra el primer modo de vibración, que es esencialmente en dirección longitudinal (X). Vibran principalmente la bóveda del techo y ligeramente las torres. Este modo tiene una masa efectiva de 1.7% de la masa total para el caso a) y 2.63% de la masa total para el caso b), lo que indica su importancia en la respuesta.

El segundo modo se relaciona con la vibración del techo en dirección transversal (X). La masa efectiva es del orden de 3.0% y 3.37% para cada caso.

El décimo modo es el más importante para la respuesta frente a las componentes de sismo en dirección transversal. Su período es 0.781s y 0.778s. En este modo vibra casi toda la estructura en la dirección X. Tiene una masa efectiva en la dirección X igual a 38.50% y 36.55% para cada caso de la masa total.

### **Desplazamientos Laterales Debidos a Acciones de Sismo**

La figura siguiente muestra, a escala muy ampliada, los desplazamientos originados por el sismo de diseño actuando en dirección transversal (X) y longitudinal (Y). El desplazamiento máximo (en la parte superior de la bóveda ubicada hacia el centro de la Iglesia) resulta del orden de 7.14 cm en el modelo sin tensores y de 6.75 cm con

tensores, siendo estos desplazamientos en la dirección X. En la parte superior de la torre, el desplazamiento horizontal máximo es del orden de 3.21cm aproximado para cada caso. Es importante observar estos desplazamientos horizontales ya que se trata de desplazamientos relativos considerables, los correspondientes esfuerzos son importantes, más aun teniendo en cuenta la escasa capacidad de los materiales, y particularmente del mortero, para resistir tracciones.

La figura siguiente muestra la deformada que resultan al aplicar el sismo de diseño en dirección longitudinal (Y). En este caso también ocurren los desplazamientos máximos en la parte superior de la bóveda: 0.09 cm. Aproximado para ambos casos En la parte superior de las torres, el desplazamiento horizontal máximo, en dirección longitudinal, resulta del orden de 0.035 cm

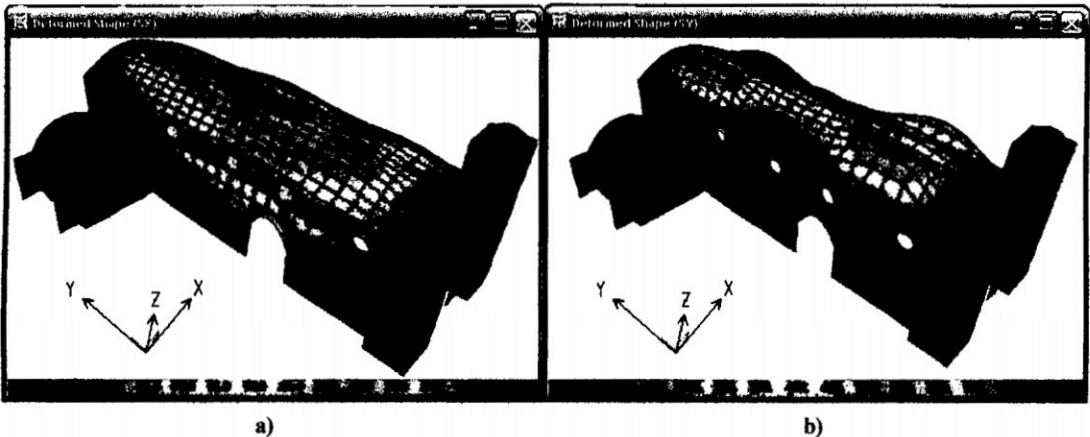


Figura N° 5-18.-a) Desplazamientos horizontales debido al sismo en dirección transversal (X) y b) Desplazamientos horizontales debido al sismo en dirección longitudinal (Y)

La cobertura de las bóvedas, rellenas con tierra y una capa externa de barro y tablonés de madera, tienen poca rigidez, pero a la vez tolera fácilmente las deformaciones

Las rajaduras de la bóveda que conforma la cobertura de la nave es producto de los desplazamientos de la estructura del techo a causa de los sismos.

Las torres hechas en base a ladrillo y cal son estructuras de mucha mayor altura que el resto del edificio. En términos relativos a su masa tienen poca rigidez, por lo que se

tendrían desplazamientos importantes frente a un sismo severo. El comportamiento dinámico de las torres está influenciado por las estructuras con las cuales colindan experimentando esfuerzos de corte principalmente en las secciones donde existen encuentros con los muros de la fachada y los muros longitudinales.

### **Esfuerzos debidos al peso propio y al sismo**

El peso propio produce esfuerzos de compresión moderados en la mayor parte de las bóvedas, con algunas tracciones muy pequeñas en unas pocas zonas. En lo que sigue se supone que las tracciones son positivas y las compresiones negativas. Los valores indicados están en  $Tn/m^2$ . La Figura 5-19 a, muestra los esfuerzos principales mínimos, es decir, las máximas compresiones debidos al peso propio en el techo de la estructura. Los esfuerzos principales máximos debidos a peso propio se muestran en Figura 5-19b

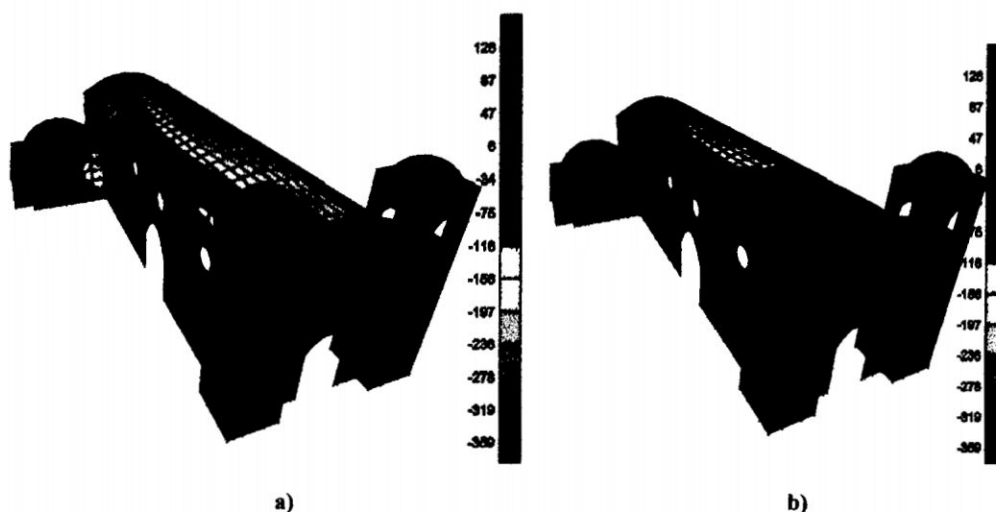


Figura N° 5-19.-a) Los esfuerzos principales mínimos, b) Los esfuerzos principales máximos

La Figura 5-20, muestra los Esfuerzos de Cortes por unidad de área bajo la acción del sismo en dirección Y-Y para los muros transversales y longitudinales.

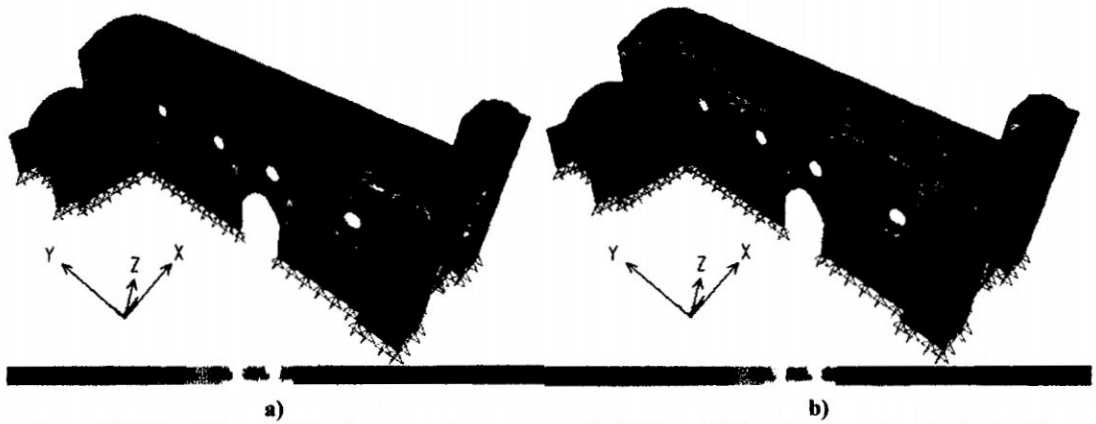


Figura N° 5-20.-a) Sismo Y-Y en los muros transversales X, b) Sismo Y-Y en los muros longitudinales Y.

La Figura 5-21, muestra los Esfuerzos de Cortes por unidad de área bajo la acción del sismo en dirección X-X, para los muros transversales observándose los mayores esfuerzos en la unión de las torres y el muro de la entrada y longitudinales.

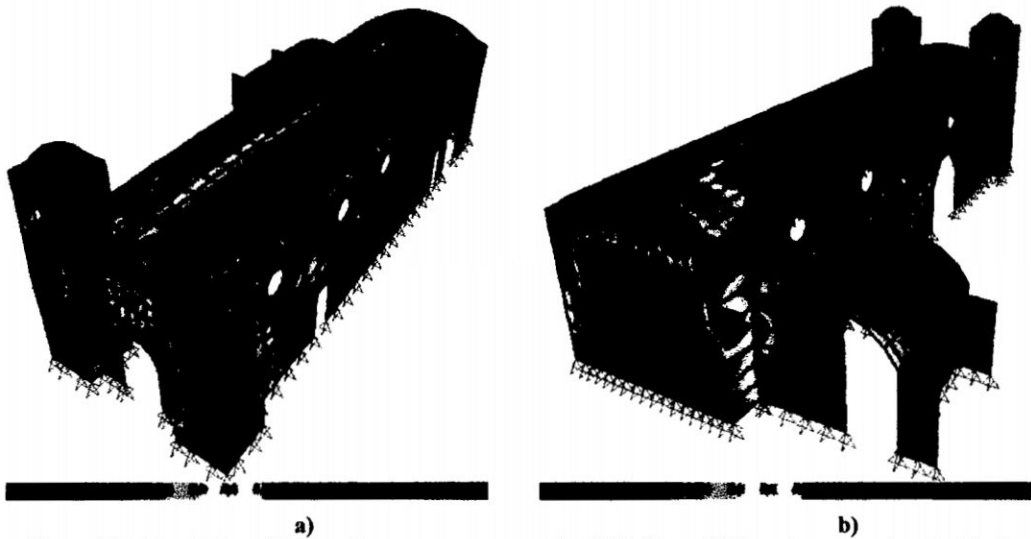


Figura N°5-21.- a) Sismo X-X, en los muros transversales X, b) Sismo X-X, en los muros longitudinales Y

Los esfuerzos de corte en zonas ubicadas en las uniones de los muros de la fachada y la torre, y las ventanas; es de una magnitud considerable por el que se espera daños moderados frente a un sismo.

### **Comportamiento sismoresistente de la Iglesia Santa Teresa**

Para hacer referencia al comportamiento sísmico de la Iglesia, deben tenerse en cuenta las características de los materiales empleados. Aun cuando la resistencia de los bloques de piedra es similar a la que tendrían algunos concretos empleados en edificaciones modernas, la mampostería tiene una capacidad bastante menor. La estructura de la Iglesia está concebida para soportar cargas de gravedad. La forma de arcos y bóvedas es tal que la resultante de fuerzas en cualquier sección está dentro del núcleo central. Esto significa que no se producen tracciones, que no podrían ser resistidas con el material empleado. Por otro lado, a pesar de tenerse una estructura de gran peso los esfuerzos de compresión debidos a las cargas de gravedad son relativamente bajos (soporta la estructura). Esto se debe a las grandes dimensiones de los muros que son los principales elementos estructurales.

La estructura de la Iglesia no ha sido concebida para soportar sismos importantes. Puede decirse que tiene características opuestas a lo que normalmente se considera adecuado para un buen comportamiento sísmico: mucho peso en proporción a la capacidad resistente, poca ductilidad. No obstante esto, hay algunas características de la estructura que resultan favorables, por ejemplo el uso de muros transversales, a modo de contrafuertes de los muros longitudinales, esa función en este caso la cumplen los muros arriostrados que continúan al edificación dentro del monasterio como se indica en la Figura 5-22, en cuyo modelo de análisis no se tomaron en cuenta, pero que aumentaría favorablemente las condiciones sismoresistente, sin los cuales la estructura no hubiera podido soportar sismos de moderada intensidad. Las acciones sísmicas son intrínsecamente variables. Para eventos de pequeña intensidad puede esperarse que la resultante de fuerzas en una sección cualquiera se desplace ligeramente, manteniéndose toda la sección comprimida, o quizás con tracciones tolerables. Sin embargo, en eventos

de mayor intensidad pueden tenerse tracciones importantes. Éstas podrían superar largamente a las compresiones preexistentes debidas a las cargas de gravedad. En la condición actual, tales tracciones podrían originar el colapso parcial de las bóvedas, desencadenando sucesivas fallas.

Debe reconocerse que una estimación precisa de los esfuerzos en una estructura de este tipo es difícil. Los resultados obtenidos con modelos con comportamiento lineal no pueden suponerse como exactos, pero pueden considerarse como cualitativamente correctos.

El análisis del modelo indica que el sismo de diseño produciría en las bóvedas esfuerzos de tracción. Esto ha sido obtenido suponiendo  $R=1$ , lo que resulta consistente con la forma de falla frágil esperada. La mayor vulnerabilidad de las bóvedas ha sido puesta en evidencia por los sismos pasados, cuya falla sería seguida por fallas en los arcos. En comparación a esos elementos, se espera que los muros perimetrales y aquellos que actúan como sus contrafuertes sean poco afectados.

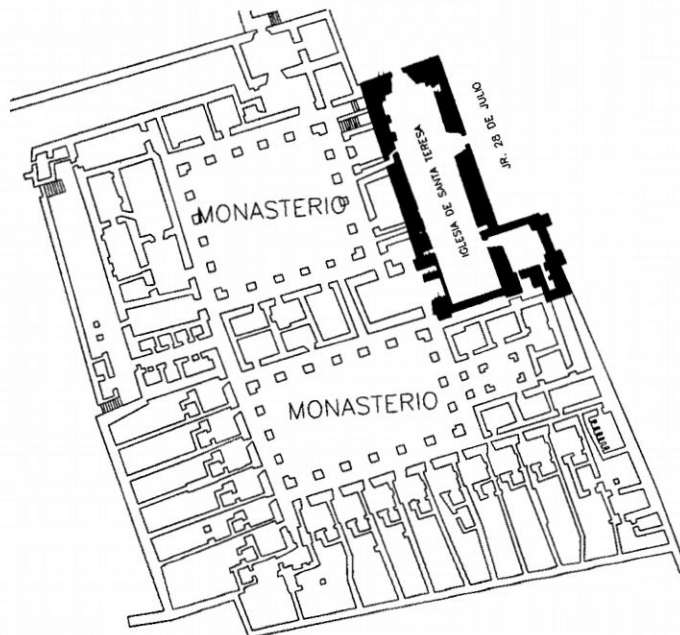


Figura N°5-22.- Elementos adicionales de arriostramiento a los muros de la Iglesia

### **Consideraciones para la reducción de la vulnerabilidad sísmica**

La estructura de Iglesia, tiene suficiente densidad de muros como para soportar las acciones sísmicas previstas. Sin embargo, las bóvedas y arcos no son adecuados para transferir las fuerzas sísmicas a los muros, ya que están constituidas por materiales con insuficiente resistencia a los esfuerzos de tracción y a los esfuerzos cortantes.

Las bóvedas son la componente más vulnerable y presentan además el mayor riesgo para los ocupantes. Una solución estructuralmente apropiada sería la de agregar refuerzo, tanto inmediatamente por encima de la capa inferior de bloques de piedra como en la parte superior de los arcos y bóvedas, para dar a las secciones capacidad para resistir momentos flectores. La cantidad de refuerzo debería proporcionarse a las dimensiones de los elementos involucrados, de modo que su contribución sea significativa. Además de reemplazar la tierra encima de las bóvedas con uno de menor densidad y poner un material bajo las tejas que evite la filtración de las agua pluviales

Un incremento sustancial en las rigideces, difícil de lograr manteniendo las características visibles de los muros, podría efectivamente reducir el nivel de daños. Sin embargo, una solución tal como la sustitución del material del núcleo por otro de mejor calidad, aparte de las dificultades constructivas, no resolvería el problema básico de las bóvedas.

Debido a que el muro testero se encuentra arriostrado con elementos de concreto armado se pueden observar que las fuerzas de corte y momentos son mínimos en esta área, mas no en los puntos de conexión de estos con los muros de cal y piedra, comprobando la diferencia de rigideces, saliendo más afectado el muro histórico que deseamos proteger.

## CAPITULO VI

### RESULTADOS DE LA IGLESIA SAN CRISTÓBAL

#### 6.1 Índice de vulnerabilidad sísmica con el método de Benedetti-Petrini.

Con la determinación de los once parámetros de este método desarrollado en el Capítulo II, pasamos a llenar el siguiente cuadro para determinar su vulnerabilidad sísmica.

Cuadro N°6-1.-Cálculo del índice de vulnerabilidad de la Iglesia San Cristóbal

Parámetros	Clase $K_i$				Peso $W_i$	$\sum K_i W_i$
	A	B	C	D		
1. Organización del sistema resistente.			20		1	20
2. Calidad del sistema resistente.		5			0.25	1.25
3. Resistencia convencional.				45	1.5	67.5
4. Posición del edificio y cimentación.		5			0.75	3.75
5. Diafragma horizontales.				45	1	45
6. Configuración en planta.				45	0.5	22.5
7. Configuración en elevación.	0				1	0
8. Distancia máxima entre los muros.			25		0.25	6.25
9. Tipo de cubierta.			25		1	25
10. Elementos no estructurales.	0				0.25	0
11. Estado de conservación.		5			1	5

$$I_v = 196.25$$

De donde  $I_v = 196.25 / 3.825 \rightarrow I_v = 51.31\%$

De acuerdo a esta calificación corresponde a una edificación dentro de un tipo de "Vulnerabilidad alta".

## 6.2 Pre procesamiento

El modelo de la estructura fue dibujado en el programa AutoCAD para luego ser importado el archivo con extensión "DXF", por el programa SAP2000 V 14.1.0

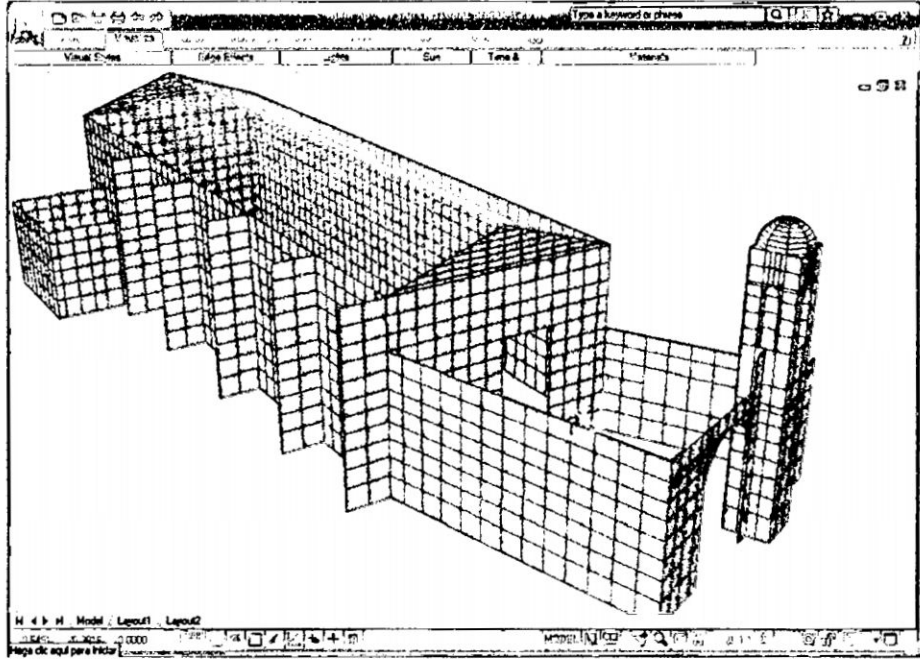


Figura N°6-1.- Modelo de la Iglesia San Cristóbal con AutoCAD

Una vez abierto el programa SAP2000 entrar a Import > AutoCAD .dxf file, e identificar los elementos con los que se trabajaron.

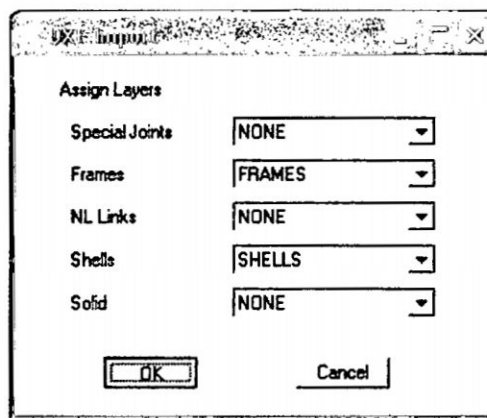



Figura N°6-2.- Importe de elementos del AutoCAD al SAP2000

### Definición de las propiedades del material

Para definir las propiedades de los materiales como los de adobe, piedra y madera.

- Ingresar al menú Define > Material Properties (  ).
- Elegir el material y apretar el botón de comando Modify/Show Material.
- Definir en la ventana Material Property Data las propiedades para el análisis y diseño, de estos materiales.

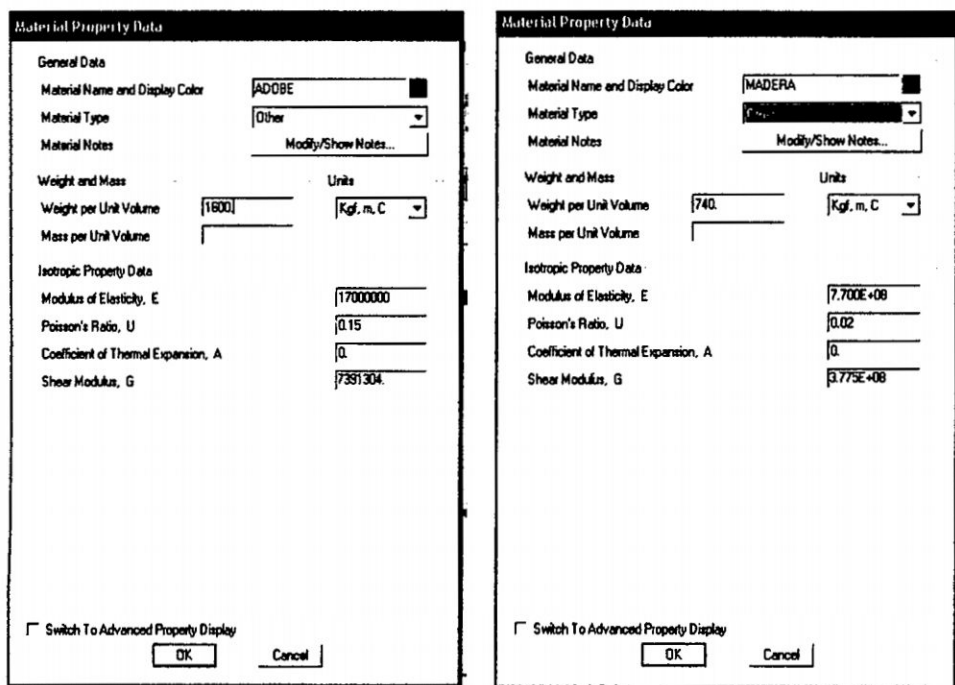



Figura N°6-3 .- Ventana de definición de las propiedades del material

### Definición de las secciones de los elementos tipo barra

Las secciones de los elementos tipo barra (llaves de madera y sistema de par y nudillo) se definen a través del menú Define >Section properties > Frame Sections, o del botón  de comando (Define Frame Sections).

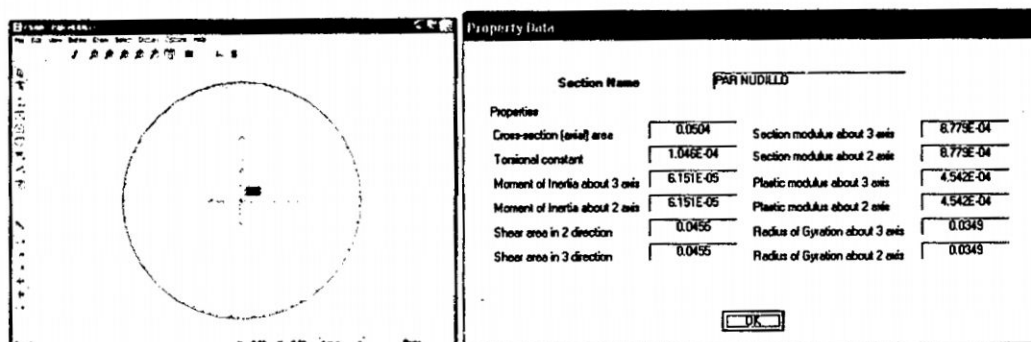



Figura N°6-4.-Definición de la sección del sistema del par y nudillo

### Definición de las secciones de los elementos tipo área (Muros y bóvedas)

Se definen a través del menú Define > Section properties > Area sections 

En el modelo tendremos 6 secciones diferentes para el contrafuerte, cúpula de la torre, muros de la torre, muros de la fachada, muros de la nave y muros de la sacristía.

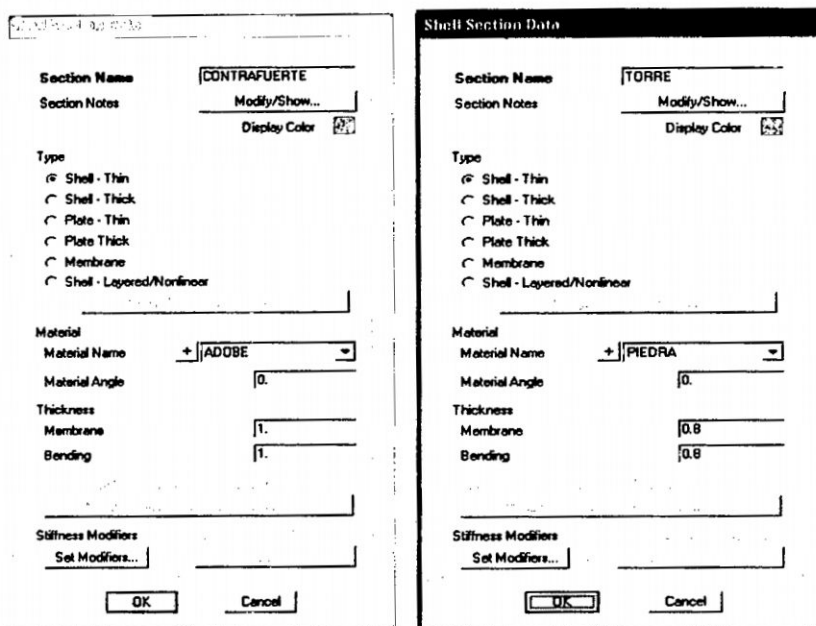


Figura N°6-5.-Ventana de definición de una sección de losa.

### Definición de los casos de carga estática

Se usarán los casos de carga estática muerta y viva, se identifican con los nombres CM y CV respectivamente.

Para la carga muerta, presionar el botón de comando **DL** (Define Static Load Cases)

Y asignar que la carga muerta será considerada en los cálculos.

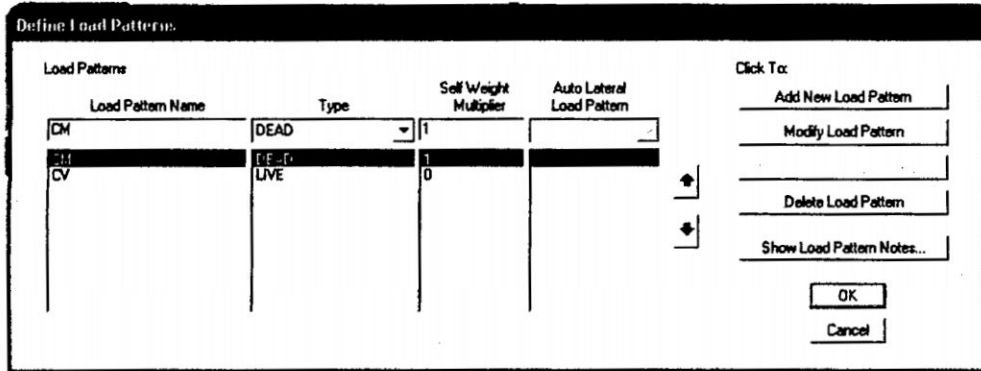


Figura N°6-6.- Ventana de definición de los casos de carga estática.

### Asignación de cargas estáticas

A las estructuras de los Sobrepares y la cúpula de la torre; se asignarán las cargas uniformemente distribuidas, muerta (CM) y viva (CV), correspondientes al peso propio y a la sobrecarga, respectivamente.

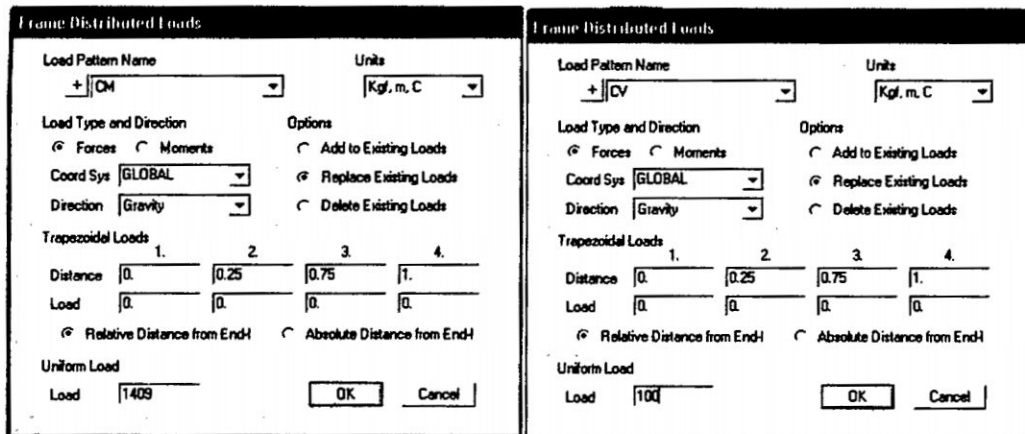


Figura N°6-7.- Ventana de asignación de carga uniformemente distribuida (CM y CV)

### Definición de la fuente de masa

Para el análisis sísmico, se debe definir la fuente de masa. Presionar el botón de comando **M?** (Define Mass Source).

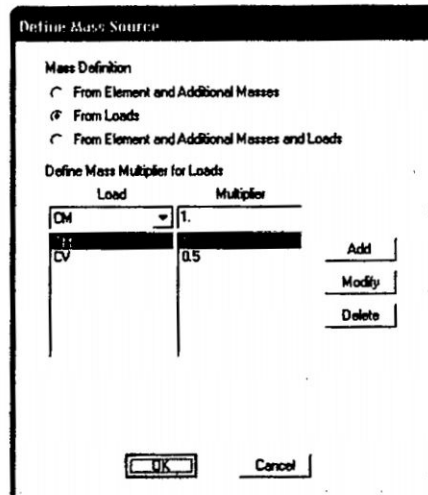


Figura N°6-8.- Ventana de definición de la fuente de masa.

### Definición del número de modos

Se deben definir el tipo de análisis y la cantidad de modos de vibración.

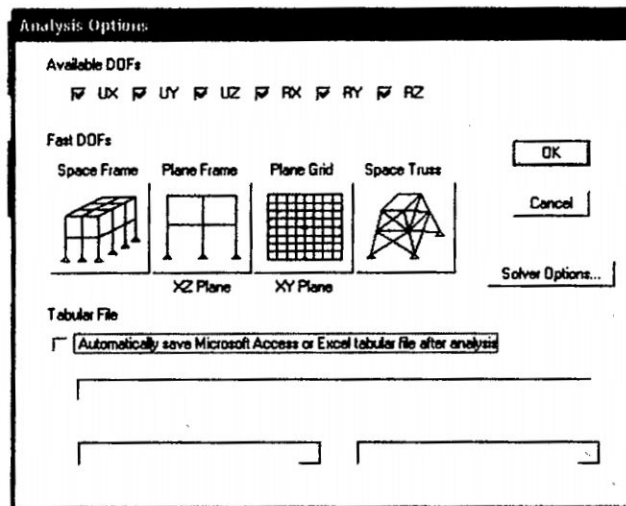



Figura N°6-9.- Ventana de las opciones de análisis.

### Definición de la función del espectro de respuesta

Para definir la función del espectro de respuesta. Ingresar al menú Define > Functions >

Response Spectrum Functions 

BIBLIOTECA  
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUAMANGA

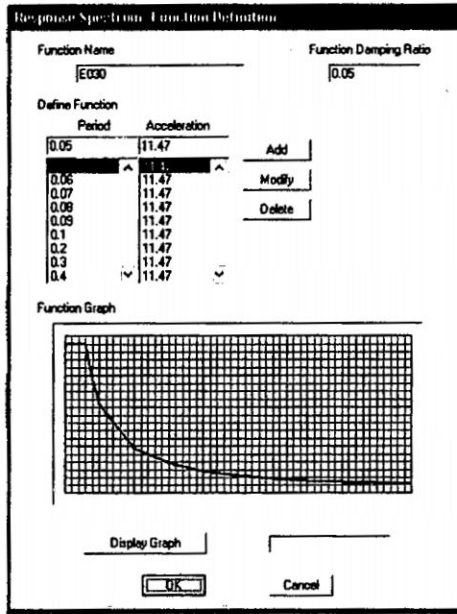


Figura N°6-10.- Ventana de definición de la función del espectro de respuesta.

### Definición de los casos de análisis espectral

Se van a definir para las direcciones X y Y los casos de análisis espectral. Ingresar al menú Define > Response Spectrum Cases ( ).

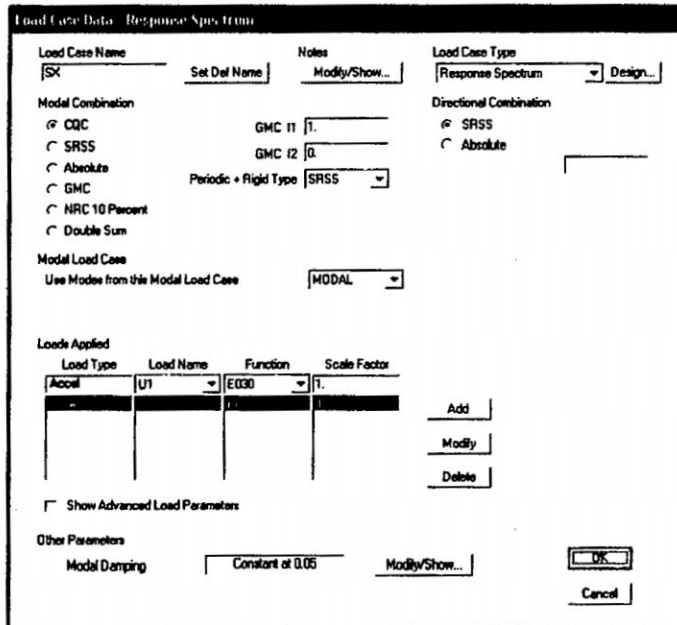


Figura N°6-11.- Ventana de definición de los casos de análisis espectral, para las direcciones X y Y.

### Combinación de los casos de carga

Según el RNE tendremos las cinco combinaciones y finalmente una envolvente al final

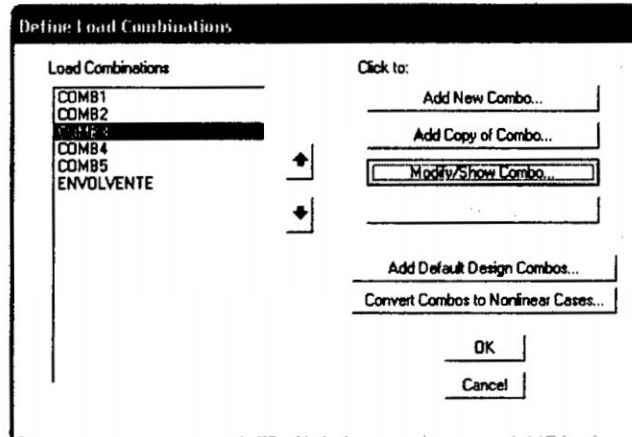


Figura N°6-12.- Combinación de cargas

Y finalmente corremos el programa

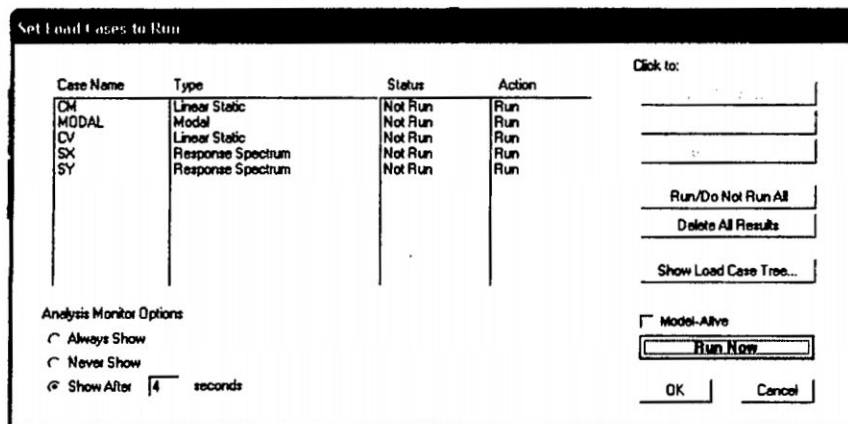


Figura N°6-13.- Combinación de cargas

### 6.3 Procesamiento

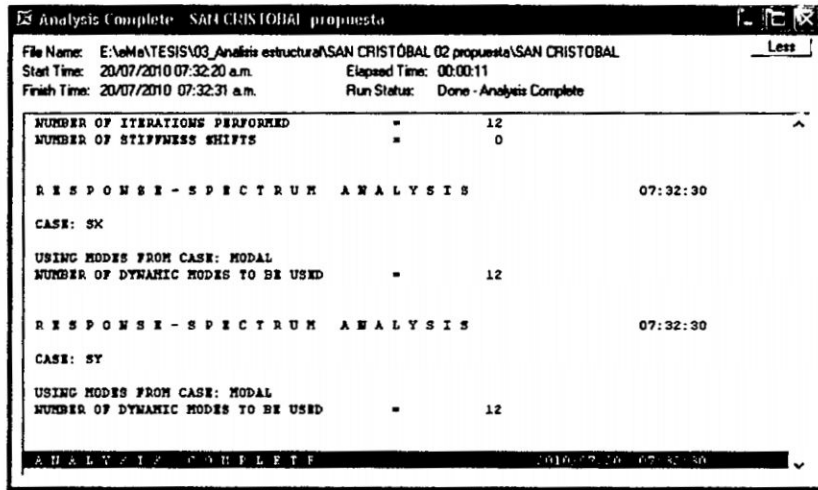


Figura N°6-14.- Análisis del modelo

### 6.4 Post procesamiento

Para poder ver los resultados haremos uso de las tablas. Entrar en Display > Show tables

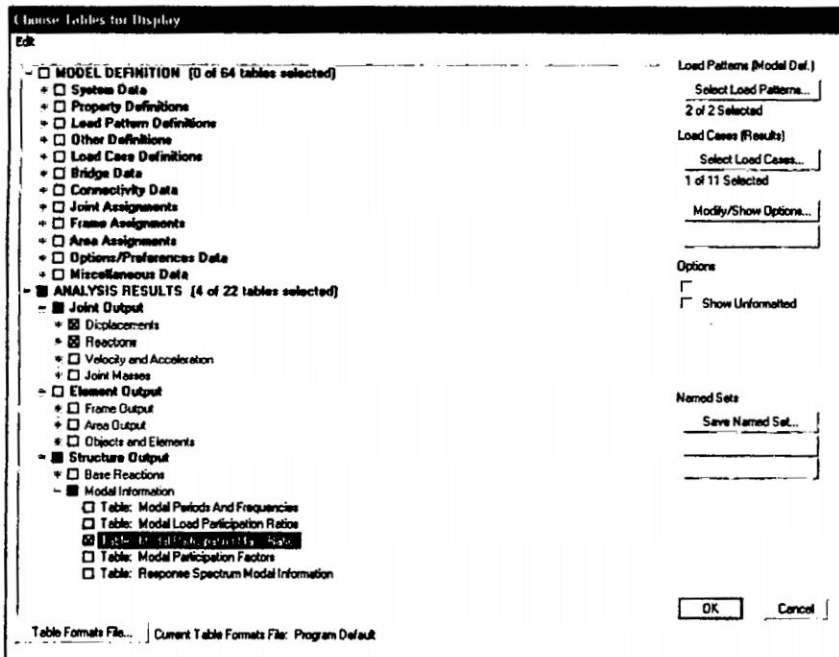


Figura N°6-15.- Resultados del análisis.

### Modelo matemático de elementos finitos

El edificio está compuesto mayormente por albañilería de adobe en los muros de la nave, la entrada y la torre es a base de piedra y cal, el modelo cuenta para el caso de las condiciones actuales y para el modelo de la estructura propuesta con llaves de madera y contrafuertes (Figura N°4-17), con 3,772 elementos tipo barra (frame) para representar los elementos de madera encontrados en el techo y llaves en los muros; los muros y coberturas fueron modelados con 2,475 elementos tipo cáscara (Shell) con 2,666 nodos y 13,330 grados de libertad.

Los muros están compuestos de por lo menos de dos materiales: Muros de piedra y muros de adobe.

Las masas de los muros son asignadas de manera distribuida en todo su espesor, y la carga del techo se encuentra distribuida en los elementos de par y nudillo.

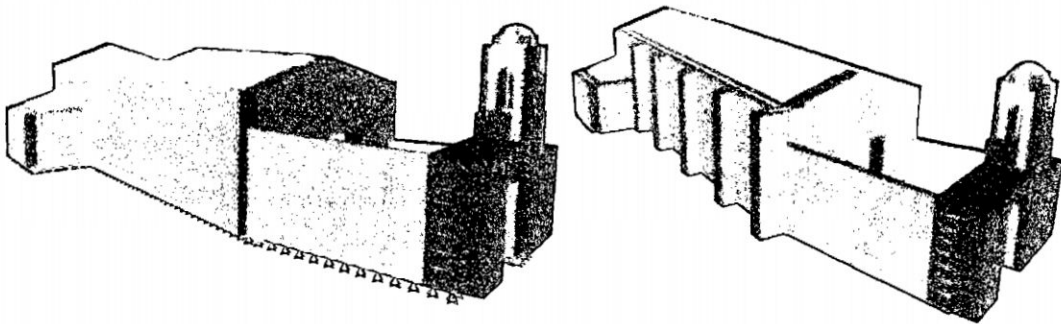


Figura N°6-16.-a) Modelo de la Iglesia en elementos finitos en la actualidad, b)Modelo propuesto con llaves de madera y contrafuertes.

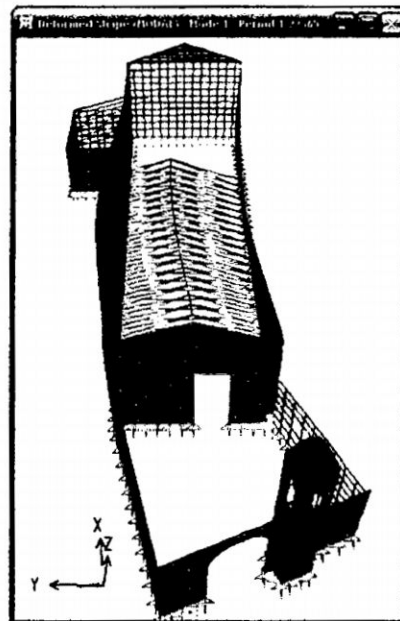
Para evaluar mejor el comportamiento la entrada de la Iglesia incluyendo la torre se hará un modelo por separado con; los muros, la torre y la cúpula, fueron modelados con 2,475 elementos tipo cáscara (Shell) con 447 nodos y 2,235 grados de libertad.

### Períodos Naturales y Modos de Vibración del Modelo 3D.

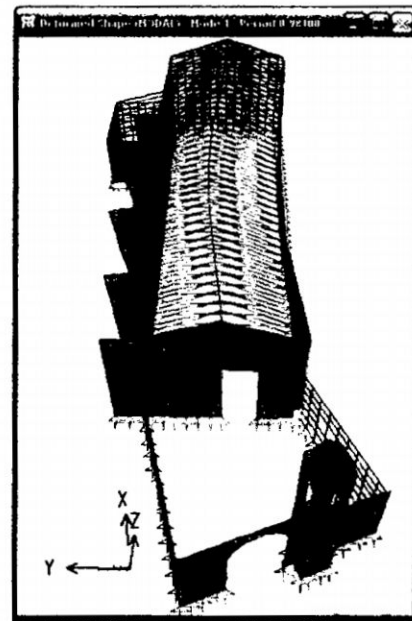
En la tabla siguiente se indican los períodos naturales para los primeros 12 modos de vibración, así como la importancia de cada modo en el cortante en la base (masa efectiva) para acciones sísmicas en cada dirección.

Cuadro N°6-2.- Períodos de vibración de la Iglesia San Cristóbal

Modo	Modelo actual			Modelo propuesto		
	Periodo	% de masa efectiva		Periodo	% de masa efectiva	
	T	UX	UY	T	UX	UY
1	1.2237	0.0511	40.1000	0.9810	0.0005	42.9000
2	1.0991	9.5000	0.3123	0.7659	21.7000	0.0107
3	0.6804	0.1460	0.0369	0.6660	0.2454	0.2382
4	0.5794	0.1031	1.7000	0.5779	0.0254	1.3000
5	0.5373	0.0002	0.0448	0.4954	0.0001	1.8000
6	0.4839	0.2220	3.0000	0.4813	0.0175	7.5000
7	0.4079	0.0564	2.4000	0.4202	0.0048	1.6000
8	0.3824	7.4000	0.9969	0.3825	5.8000	1.1000
9	0.3313	0.2747	7.2000	0.3709	0.1619	2.9000
10	0.3143	5.7000	0.0011	0.3540	0.0000	2.2000
11	0.2927	0.0493	0.1753	0.3220	0.0027	0.7136
12	0.2826	2.9000	0.1412	0.2938	0.0636	3.0000



a)



b)

Figura N°6-17.-a) Modelo de la Iglesia sin considerar las llaves de madera ni contrafuertes, b) Modelo considerando llaves de madera, contrafuertes y sistema de par y nudillo.

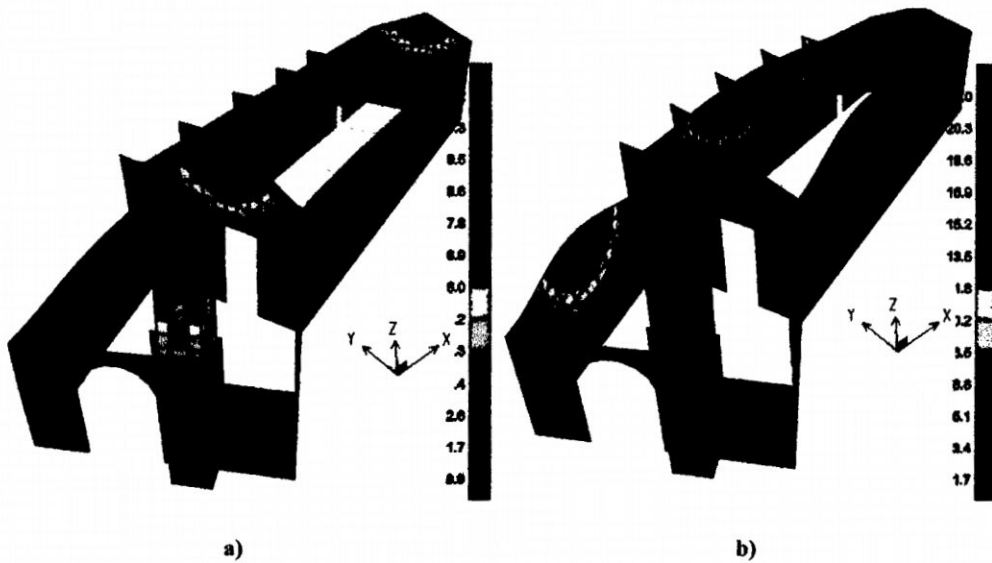
La Figura N°6-17, muestra el primer modo de vibración, que es esencialmente en dirección longitudinal (Y). Vibran principalmente los muros longitudinales y junto a ello el techo en conjunto. Este modo tiene una masa efectiva de 40.10% de la masa total para el modelo en las condiciones actuales de la Iglesia y 42.90% de la masa total para el modelo propuesto con sus nuevos elementos de reforzamiento, siendo éste el modo más importante para la respuesta frente a las componentes de sismo en dirección transversal. Su período de vibración disminuye con los refuerzos de 1.22 seg. a 0.98 seg. Al comparar los periodos fundamentales de los dos modelos realizados para la nave y la torre juntos se puede observar que el modelo sin llaves de madera es ligeramente más flexible que el modelo con llaves de madera y contrafuertes

#### **Desplazamientos Laterales Debidos a Acciones de Sismo**

La Figura N°6-18 se muestra los desplazamientos originados por el sismo de diseño actuando en dirección transversal (X) y longitudinal (Y). El desplazamiento máximo en la parte superior del muro (vértice) como se indica en la Figura N°6-18 a, que se muestra los desplazamientos para el modelo propuesto, cuyos desplazamientos para un sismo en dirección X-X, resulta del orden de 11.20 cm para el modelo con refuerzo y de 16.25 cm para el modelo en sus condiciones actuales estos desplazamientos horizontales se tratan de desplazamientos relativos considerables, teniendo en cuenta la escasa capacidad del adobe, y particularmente del mortero, para resistir tracciones lo que hace peligroso para las personas al momento de evacuar, esta sería la primera en desmoronarse. En la Figura N°6-18 b, muestra la deformada que resultan al aplicar el sismo de diseño en dirección longitudinal (Y). En este caso también ocurren los desplazamientos máximos en los muros longitudinales: 13.61 cm máximo para el modelo con refuerzo y de 17.54 cm para el otro caso.

Una fracción importante de estos desplazamientos puede ser permanente, lo que posiblemente ya ocurrió en sismos pasados, porque las conexiones entre los distintos elementos no son perfectamente elásticas, es decir, no recuperan su posición original al cesar la fuerza. Es posible que la falta de verticalidad que se observa actualmente sea el resultado de tales desplazamientos, que no pudieron ser totalmente corregidos al realizar diversos trabajos de intervención.

Los muros estribos o contrafuertes están colocados a lo largo de la estructura con la finalidad de restringir los desplazamientos laterales en dirección transversal.

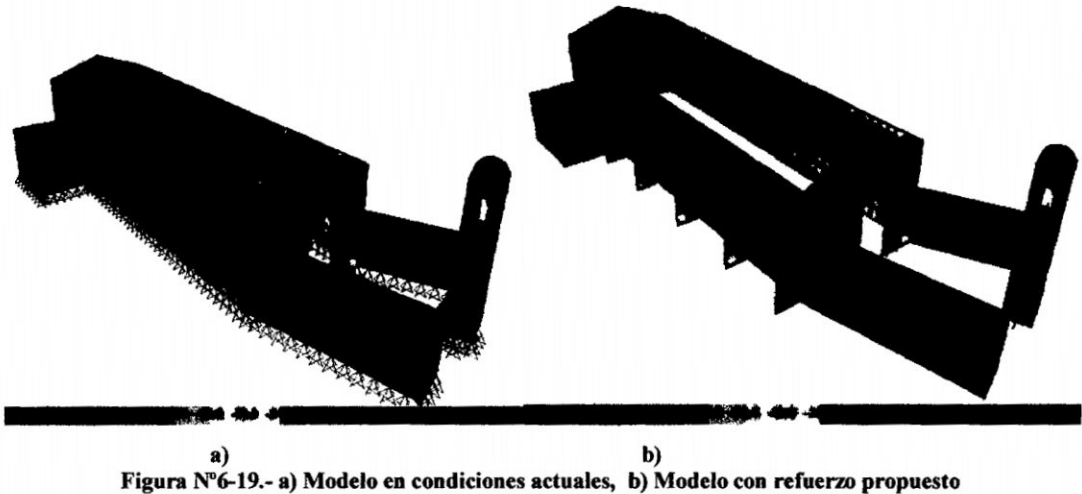


a) Sismo en dirección X-X, b) Sismo en dirección Y-Y

Debe notarse que en la Figura N°6-18 a, en la parte superior del muro o timpano, está libre y podría desplomarse hacia afuera al ocurrir un sismo severo. Esto implica un riesgo importante para las personas, puesto que afectaría la única vía de salida. Es indispensable agregar elementos de arrioste, capaces de tomar las fuerzas sísmicas o reemplazarlo con la quincha ya que éste no cumple ninguna función estructural.

### **Esfuerzos debidos al peso propio y al sismo**

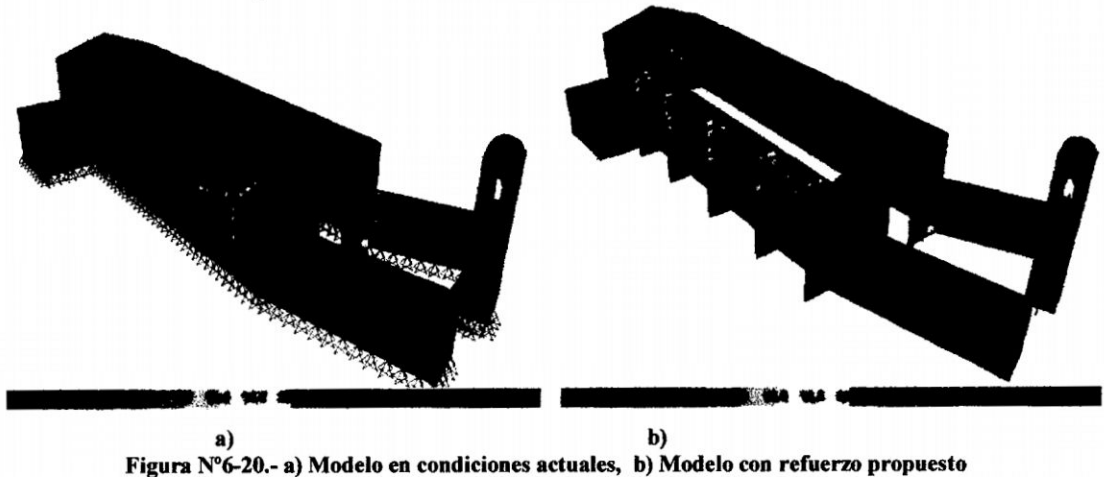
El peso propio produce esfuerzos de compresión, con algunas tracciones muy pequeñas en unas pocas zonas. En lo que sigue se supone que las tracciones son positivas y las compresiones negativas. Los valores indicados están en  $Tn/m^2$ . La Figura N° 6-19 a, muestra los esfuerzos principales mínimos, es decir, las máximas compresiones debidos al peso propio para el primer caso a) Esfuerzo Min= - 68.91  $Tn/m^2$  y Max=14.15  $Tn/m^2$ , para el modelo en condiciones actuales y el caso b) Esfuerzo Min= - 76.60  $Tn/m^2$  y Max=18.89  $Tn/m^2$ , para el modelo con refuerzos.



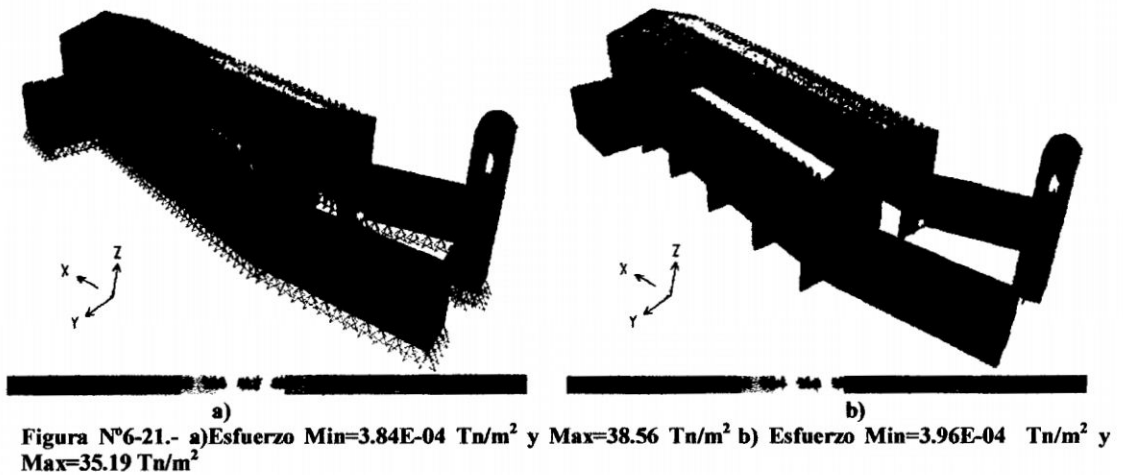
La estructura del techo de madera es flexible no solo por el material empleado, sino sobre todo por las conexiones entre los elementos. Un aspecto favorable es que es una estructura altamente redundante, lo que significa que en caso se produjera la falla de algún elemento sería factible una redistribución de las fuerzas a otras componentes de la estructura, de modo tal que la estructura seguirá siendo estable.

En general no hay elementos apropiados para transferir las fuerzas horizontales (transversales y longitudinales) de la estructura del techo a los muros de albañilería. Este es el principal defecto de estructuración y causa directa de la mayor parte de los daños observados

La Figura N° 6-20, muestra los esfuerzos principales máximos, debidos al peso propio en el techo de la estructura, para el modelo a) Esfuerzo Min= -18.07 Tn/m<sup>2</sup> y Max=48.47 Tn/m<sup>2</sup>, b) Esfuerzo Min= - 20.59 Tn/m<sup>2</sup> y Max=55.50 Tn/m<sup>2</sup>



La Figura N°6-21, muestra los Esfuerzos de Cortes por unidad de área bajo la acción del sismo en dirección Y-Y para los muros transversales y longitudinales.



Los esfuerzos de cortes por unidad de área bajo la acción del sismo en dirección X-X, para los muros transversales y longitudinales teniendo esfuerzos mínimos y no importantes.

### **Comportamiento sismoresistente de la Iglesia Santa Teresa**

Para hacer referencia al comportamiento sísmico, deben tenerse en cuenta las características de los materiales empleados., la mampostería de adobe tiene una capacidad menor. La estructura de la Iglesia está concebida para soportar cargas de gravedad. La estructura de la Iglesia no ha sido concebida para soportar sismos importantes. El uso de contrafuertes aumentaría favorablemente las condiciones sismoresistente, en el arriostramiento de los muros longitudinales, así como el uso de las llaves de madera.

### **Consideraciones para la reducción de la vulnerabilidad sísmica**

Debido a que los techos pesan poco y son flexibles, la parte superior de los muros vibran como un borde libre, provocando fallas por flexión, por momento y por corte. El momento positivo provoca grietas en el centro y los momentos negativos como el corte agrietan cerca de las esquinas iniciándose en la parte superior del muro y propagándose hacia abajo.

Si no se toman las medidas de precaución en los muros, estas quedarán separadas entre sí, estas se voltearán debido a las fuerzas de inercia que actúa perpendicular a los muros. Además como los muros transversales están muy separados la parte central superior se puede volcar en forma de "U", arriostrándose las esquinas de los muros con llaves de madera y arriostrarlo junto con los contrafuertes.

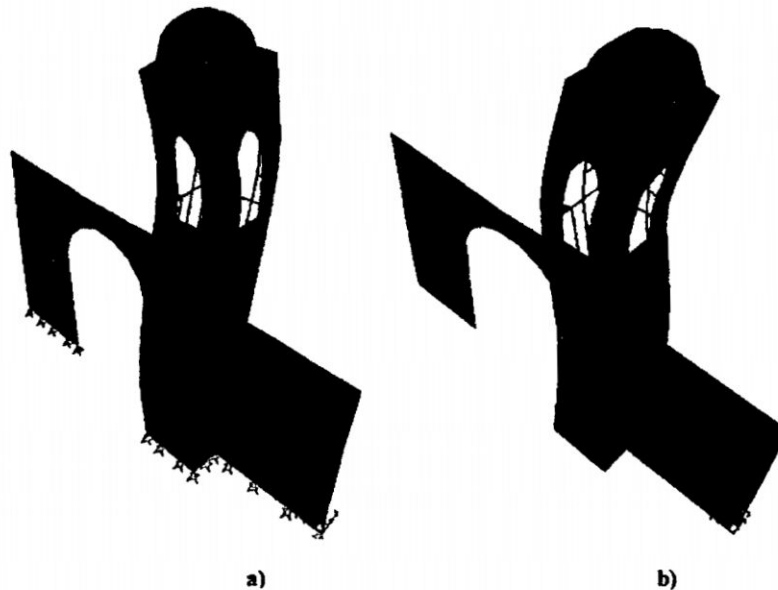
## **6.5 Torre de la Iglesia San Cristóbal**

### **Períodos Naturales y Modos de Vibración del Modelo 3D.**

En la tabla siguiente se indican los períodos naturales para los primeros 12 modos de vibración, así como la importancia de cada modo en el cortante de la base (masa efectiva) para acciones sísmicas en cada dirección.

**Cuadro N°6-3.- Periodos de vibración de la torre de la Iglesia San Cristóbal**

Modo	Modelo actual			
	Periodo T	% de masa efectiva		
		UX	UY	UZ
1	0.5519	67.1000	0.0000	0.0000
2	0.2380	0.0003	31.7000	0.0657
3	0.1989	4.2000	0.0037	0.0000
4	0.1374	12.5000	0.0000	0.0000
5	0.1160	0.0001	45.1000	0.2048
6	0.0855	0.0020	0.0013	0.0000
7	0.0650	0.0008	0.6409	47.2000
8	0.0630	0.2528	0.7677	4.4000
9	0.0628	0.6830	0.2808	1.0000
10	0.0512	0.0000	2.4000	0.4463
11	0.0463	4.2000	0.0001	0.0002
12	0.0456	0.0000	2.5000	12.8000



**Figura N°6-22.-a) Primer modo de vibración T=0.55, b) Segundo modo de vibración T=0.24**

La Figura N°6-22, muestra el primer modo de vibración, que es esencialmente en dirección longitudinal (X). Vibran principalmente la cúpula de la torre. Este modo tiene una masa efectiva de 67.10% de la masa total este modo es el más importante para la respuesta frente a las componentes de sismo en dirección transversal. Su período es 0.55s y el segundo modo vibra principalmente en la dirección (Y) con una masa efectiva de 31.70% de la masa total con un periodo de 0.24 s.

### Desplazamientos Laterales Debidos a Acciones de Sismo

La figura siguiente muestra, a escala muy ampliada, los desplazamientos originados por el sismo de diseño actuando en dirección transversal (X) y longitudinal (Y). El desplazamiento máximo (en la parte superior y central de la cúpula) debido al sismo en dirección longitudinal Y resulta del orden de 3.3 cm, en el mismo punto para un sismo en dirección transversal X es del orden de 4.10 cm en el modelo sin tensores y de 6.75 cm con tensores, siendo estos desplazamientos en la dirección X. En la parte superior de la torre, el desplazamiento horizontal máximo es del orden de 7.30 cm. Es importante observar estos desplazamientos horizontales ya que se trata de desplazamientos relativos considerables, los correspondientes esfuerzos son importantes, más aún teniendo en cuenta la escasa capacidad de los materiales, y particularmente del mortero, para resistir tracciones.

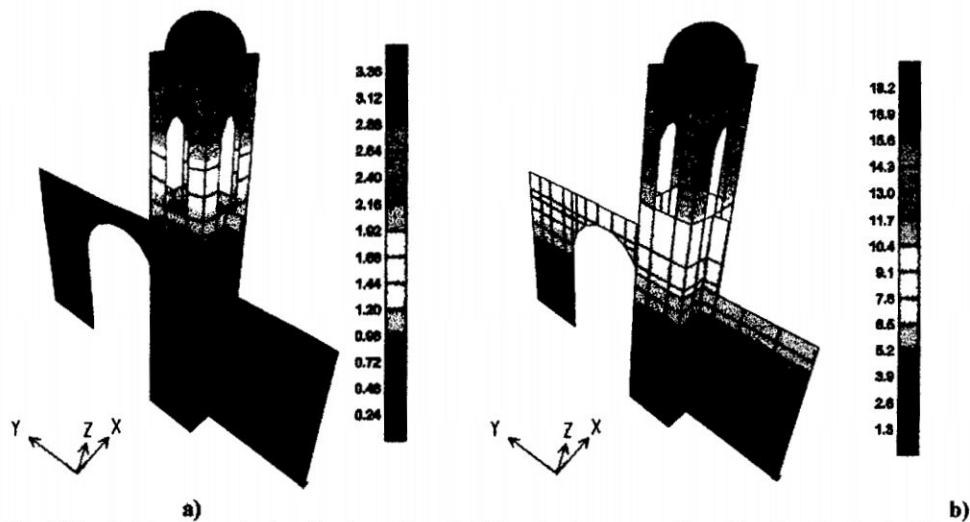


Figura N° 6-23.-a) Desplazamientos horizontales debido al sismo en dirección longitudinal (Y) y b) Desplazamientos horizontales debido al sismo en dirección transversal (X)

### Esfuerzos debidos al peso propio y al sismo

En lo que sigue se supone que las tracciones son positivas y las compresiones negativas.

Los valores indicados están en  $Tn/m^2$ . La Figura N° 6-24 a, muestra los esfuerzos

principales mínimos, es decir, las máximas compresiones debidos al peso propio en el techo de la estructura. Los esfuerzos principales máximos debidos a peso propio se muestran en la Figura N° 6-24b.

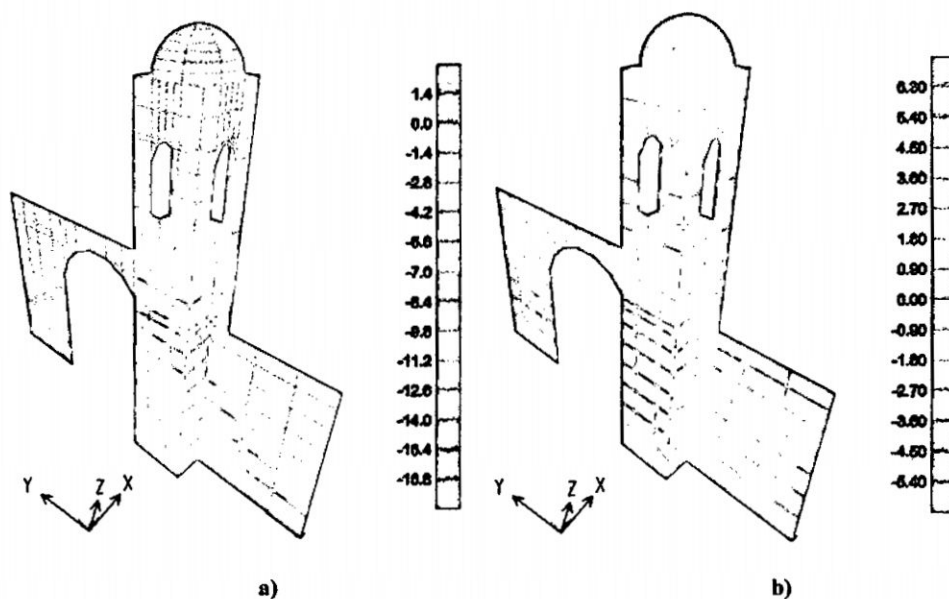


Figura N° 6-24.-a) Los esfuerzos principales mínimos, b) Los esfuerzos principales máximos

La Figura N° 6-25, muestra los Esfuerzos de Cortes por unidad de área bajo la acción del sismo en dirección Y-Y para los muros transversales y longitudinales, las unidades están en  $\text{tn/m}^2$ .

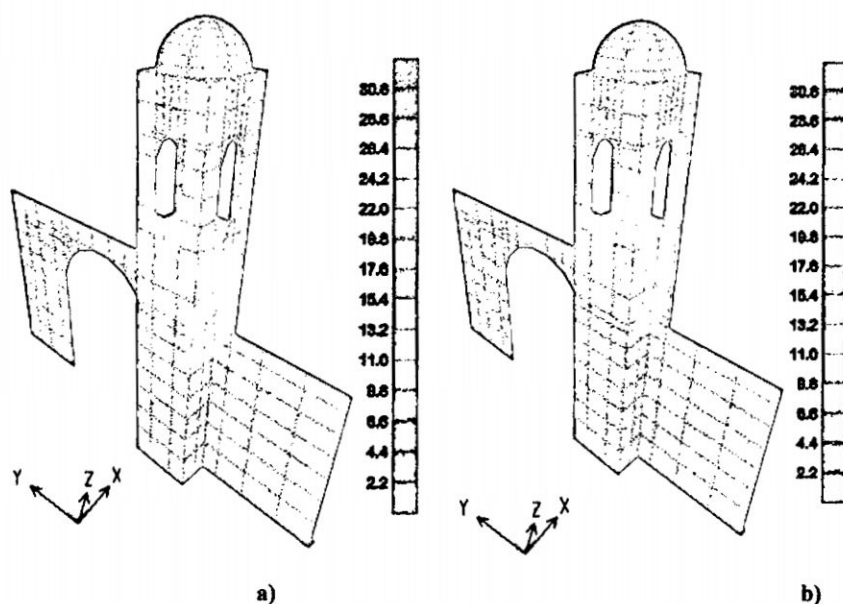


Figura N° 6-25.-a) Sismo Y-Y en los muros transversales X, b) Sismo Y-Y en los muros longitudinales Y.

Con respecto a las torres, éstas siempre han sido vulnerables. Las torres y las zonas cercanas a éstas son las que siempre han tenido la mayor cantidad de daños. Pero la torre de San Cristóbal a lo largo de la historia, han mantenido su gran masa y consecuente flexibilidad.

## **6.6 Propuesta alternativa para la intervención estructural**

Solo se considerará las especificaciones de la intervención estructural considerándose los demás aspectos como complementarios y fuera de los objetivos de esta tesis.

### **6.6.1 Cimiento y sobrecimiento**

Para consolidar la cimentación de una estructura existente que ha sufrido asentamientos, caso frecuente en edificaciones de valor arquitectónico o histórico que con el tiempo han sufrido asentamientos que comprometen su estabilidad y se requiere nivelar la estructura y detener los asentamientos. Para darle mayor capacidad portante a la cimentación, podría recurrirse buscar un estrato de suelo más resistente a mayor profundidad o reforzar la misma cimentación ampliándola.

#### **Calzadura de cimientos:**

Consiste en cavar una zanja longitudinal paralela al muro, de un ancho aproximado de 0.40m, por 0.70 m de profundidad respecto al nivel del piso existente, de igual manera para los nuevos contrafuertes, será a la misma profundidad con dimensiones de 1.00m a cada lado, marcar el muro a un metro y de manera alternada según el estado en que se encuentre la cimentación se procederá a efectuar la excavación como máximo hasta la mitad de muro y realizar el encofrado en el cual se incorporará la mezcla de concreto ciclópeo 1:2:10 cemento: cal: hormigón, con impermeabilizante y 30% de piedra mediana, después de 48 horas se procederá a retirar el encofrado, y rellenar la zanja con

material propio, apisonándolo manualmente por capas cada 15 cm., este proceso se repetirá a todo lo largo de la cimentación en ambos frentes de la fachada.

#### **Emboquillado de Sobrecimientos:**

Se procederá a efectuar liberación del estuco en toda la superficie que se encuentra desprendida, y en los sectores en que el estuco esta soplado, a continuación se procederá a efectuar una limpieza del muro con brocha, posteriormente se procederá a efectuar la liberación de materiales de relleno (ladrillos, tejas o barro), se iniciará el proceso de reposición de piezas (piedra o adobe) y reposición de emboquillado manteniendo el plomo del muro, finalmente se procede a reponer el estuco de yeso lo cual mantendrá el muro protegido como primera etapa de emergencia.

#### **Impermeabilización asfáltica en cimientos y/o calzaduras**

Será a base de asfaltos emulsionados con polímeros S.B.R., soluble en agua. Aplicado en frío y una vez seco forma una película negra flexible que pueda dilatarse y contraerse sin romperse ni agrietarse, debido a las características de ductibilidad del asfalto empleado en la fabricación del producto (mínimo 100 milímetros a 25°C), según ensayo de Ductibilidad A.S.T.M.D-113.

#### **Características Físicas**

Textura	: Líquida
Temperatura de Servicio	: Mínima 10°C
Resistencia al agua	: 100%
Adherencia	: 100%(A.S.T.M.D-1664)
Viscosidad y Saybolt Furol	: (20-100) segundos
Flexibilidad	:No se produce agrietamiento ni despegue del revestimiento.

Toxicidad : No tóxico, no contiene solventes

Resistencia a los ácidos y álcalis :100%

Es un material aglomerante, resistente, muy adhesivo, altamente impermeable y duradero, es un material plástico que da flexibilidad controlable a las mezclas con áridos con los que se combina, es resistente a los ácidos, álcalis y sales.

### **6.6.2 Pisos**

#### **Piso de piedra checco**

El piso del ambiente destinado a la Nave es de piedra checco de de sección rectangular de 0.40 x variable, esta se halla en buen estado. En lo que se refiere a la zona del altar mayor existen tramos con piso de concreto pulido los cuales deben de ser removidos y en su lugar se colocar piso de piedra checco de sección 0.40 x 0.40 m. que formaran parte de la textura que se muestra en la propuesta arquitectónica.

#### **Piezas de Ladrillo Pastelero**

Al interior de la nave junto a las paredes en los sectores Norte y Sur se hallan unos poyos revestidos de concreto, el cual deberá ser retirado y se colocará en el la superficie ladrillo pastelero.

#### **Contra zócalo de piedra**

Se usará piedra cuyo espesor no deberá ser mayor de 5cm, el enchape respectivo se deberá llevar a cabo con un mortero de arena fina y cemento en una proporción de 1:5, los cuales se deberán colocar sobre una superficie rugosa con la finalidad de obtener una buena adherencia.

### **6.6.3 Muros**

#### **Reconstrucción de los muros de adobe**

Se emplearán adobes nuevos, con el fin de reemplazar los fisurados, erosionados o intemperizados, utilizando un mortero de la misma calidad que la utilizada para la elaboración del los adobes

### **Dimensiones del adobe**

En vista de que las dimensiones de los adobes son variadas, sólo es conveniente dictar sobre este tema algunas recomendaciones de carácter general:

- La longitud no debe ser mayor que el doble de su ancho más el espesor de una junta. Tanto la longitud como el ancho tendrán una dimensión máxima de 54 cm.
- La altura no debe ser mayor a 13 cm. en lo posible
- La relación entre la longitud y la altura debe ser aproximadamente de 4 a 1 para permitir un traslado horizontal, en proporción 2 a 1 lo cual brinda seguridad ante el efecto producido por los sismos.

### **Preparación del barro**

- Remojar el suelo y retirar las piedras mayores de 5mm u otros elementos extraños.
- Mantener el suelo enredoso húmedo durante 24 horas lo cual facilitará el mezclado.

### **Mezclado**

- Agregar a la mezcla materiales inertes compuestos de fibras de paja o pasto seco con una proporción del 20% en volumen. En caso de utilizar asfalto como estabilizador incorporarlo a la mezcla antes de la paja y mezclarlo adecuadamente hasta que desaparezcan las manchas de asfalto.
- Antes de realizar el moldeo, se recomienda verificar la humedad correcta de la mezcla mediante la siguiente prueba:
  - Tomar un puñado de la mezcla y formar una bola.
  - Dejarla caer al suelo desde una altura de 1m.

- Si se rompe en pocos pedazo grandes, hay suficiente agua; si se aplasta sin romperse, hay demasiada agua; y se pulveriza en muchos pedazos pequeños, falta agua.

### **Moldeo**

El moldeo puede ser el tradicional, utilizado moldes sin fondo y vaciando la mezcla en el molde directamente sobre el tendal, o también utilizando moldes con todo, que permite producir adobes más resistentes y de mejor presentación.

El fondo del molde debe hacerse con un acabado rugoso y con ranuras de aprox. 2cm en los extremos.

Los moles se harán de madera de buena calidad, puede prolongarse su vida protegiendo los bordes con gancho metálico.

Para la fabricación de los moldes debe considerarse el encogimiento del adobe durante el secado. El cual puede determinarse con adobes de prueba de tal manera que el adobe seco corresponda a las dimensiones previstas en el diseño.

El moldeo se efectúa de la siguiente manera:

- Lavar el moldeo y esparcir arena fina en sus caras interiores antes de cada uso.
- Formar una bola con el barro y tirarla con fuerza al molde. Esta debe ser suficientemente grande para llenar toda la capacidad del molde, porque no deberán hacerse rellenos posteriores.
- Para cortar los excesos de mezcla y emparejar la superficie utilizar una regla de madera.
- Desmoldar con sacudidas verticales.
- Si al retirar el molde el adobe se deforma es porque el barro tiene mucha agua. Si el adobe se raja o se quiebra es porque el barro está muy seco.

### **Secado y almacenamiento**

Para el secado de los adobes utilizar una superficie horizontal, limpia y libre de impurezas orgánicas o sales, este tendal podrá albergar la producción de una semana, tendrá que ser techado en épocas muy calurosas o muy lluviosas.

Espolvorear arena fina sobre toda la superficie del tendal para evitar que se sequen los adobes.

Luego de tres días los adobes se podrán poner de canto y al cabo de una semana se deberán apilar.

### **Control de calidad**

- Si a las 04 semanas el adobe de prueba presenta grietas o deformaciones, se debe agregar paja al barro.
- Si a las 04 semanas el adobe no resiste el peso, se debe agregar arcilla.

La reconstrucción será siguiendo los dentados del muro para una mejor traba y adherencia. Los adobes serán asentados de manera que el mortero de barro rellene íntegramente al adobe previamente humedecido, no se colocaron más de 5 hiladas por día para evitar agrietamientos y expulsión del mortero en las partes bajas (sobrepeso).

#### **6.6.4 Llaves de madera**

Debido al mal estado en que se encuentra los muros de la estructura del monumento se desmontará los muros donde haya encuentros hasta 2.30m de altura a partir del nivel de piso terminado, a esa altura se colocarán las llaves de madera de eucalipto de 6”.

Esta estructura se colocará en los encuentros de los muros y como amarre con el nuevo contrafuerte, mediante travesaños de madera seca azuelada de 6”x 6” que les sirven de arriostre. Las uniones entre los elementos que conforman las llaves son a media madera y clavos con clavos de 6” y aseguradas con alambre de #8. También se colocarán

estacas de anclaje de madera de 2" x 0.75m, clavadas al muro en los encuentros entre largueros y travesaños hasta una profundidad de 0.6m y amarradas con alambre #8.

Las llaves de madera serán de tipo "L, T, U"

### Viga collar

Para colocar la viga collar de madera en los muros de la nave se desmontará hasta una altura de dos tercios de su altura total, esta viga collar está apoyada en el muro sobre una superficie uniforme. La viga collar es de madera de eucalipto labrada y tratada de 6" x 6" de sección. Los empalmes son a media madera aseguradas con clavo de 6" y amarradas con alambre #8. Además se colocarán estacas de anclaje de madera de 2"x0.75, clavadas al muro hasta una profundidad de 0.60m y amarradas con alambre #8. Otra alternativa de refuerzo para los muros es mediante malla de acero o geomallas de plástico y con un recubrimiento de mortero de barro o de cal y arena.

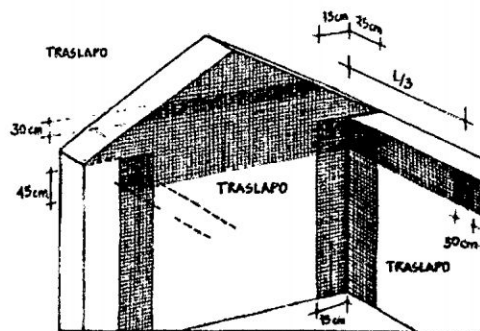


Figura N° 6-26.-Refuerzo con mallas de acero o geomallas.

### Contrafuertes o machones

Serán de adobe con 1.00m de largo y 1.00m de espesor, su altura es la misma del muro que esta arriostrando con llaves de madera en forma de T ya descrito anteriormente.

## **6.6.5 Estructura de madera y coberturas**

### **Tijerales, armadura de par y nudillo**

Debe seleccionarse en primer lugar una madera apropiada, de preferencia esta debe ser dura y ligera; cuya forma necesariamente será alargada o longitudinal (viga y/o vigueta) recta y alineada homogéneamente. Se tomará en cuenta que “a mayor luz, mayor sección de madera”.

Los encajes y amarres se harán con fierro de  $\varnothing \frac{1}{2}$ ", y con alambre negro numero 8.

### **Viga Cumbre**

La viga cumbre es aquella que une las estructuras de par y nudillo, sirve de arriostre horizontal, sobre ellas se instalan los sobrepares.

### **Viga solera**

Son elementos que se conectan a los techos con los muros y adecuadamente diseñados, actúan como elementos de arriostre horizontal. Su uso es obligatorio.

Las vigas soleras tendrán una sección de 4" x 10" en las cuales descansaran las estructuras de par y nudillo así como los sobrepares.

### **Sobrepares**

Los sobrepares son elementos que van paralelos a los tijerales, sobre los cuales se asentarán el enchaclado de carrizo la torta de barro y las tejas.

Los sobrepares serán de rollizos de eucalipto de  $\varnothing 4$ ".

### **Arriostres**

Los arriostres horizontales son aquellos elementos que le darán mayor estabilidad a la estructura de la cubierta.

Estos arriostres serán de rollizos de eucalipto de  $\varnothing 6$ ".

### **Cobertura con Tejas**

Las tejas del techo serán restituidas en su totalidad tanto en la iglesia como en los muros de la entrada. Previamente se colocará un encarrizado que fue sujeto a las estructuras del techo con alambre #16 y clavos de 2". Sobre el encarrizado se pondrá una torta de barro de 2" de espesor sobre la cual se asentaran las tejas artesanales de la región. En las cumbreras, serán consolidadas con mortero de cal-cemento, teniendo cuidado que éste acabado sea solo lo necesario sin sobrecargar material.

La impermeabilización de la teja andina puede realizarse utilizando líquidos sintéticos selladores o con savia de cactáceas. La desventaja de la utilización de los líquidos sintéticos selladores es que su costo es elevado, a diferencia de la savia de las cactáceas que es materia orgánica abundante y económica, se hará el mismo procedimiento de impermeabilización con cactus indicado en el Capítulo III.

## **CAPITULO VII**

### **CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN**

#### **7.1 CONCLUSIONES**

- El conocimiento de los materiales así como de los sistemas constructivos, nos permiten saber el comportamiento de ellos y su capacidad para dar una solución racional dentro del proyecto de restauración, evitando la falsificación o pérdida del patrimonio que tenemos la obligación de conservar para poder ser dejado a las generaciones futuras.
- Los desplazamientos encontrados en las estructuras en estudio nos permiten concluir que para los muros no se tendrán mayores problemas, pero para las torres y bóvedas, es posible que se tengan importantes daños en respuesta a un sismo y hasta podrían llegar a su colapso ya que su estructura no fue diseñado para soportar acciones sísmicas a la falta de resistencia de tracción de los materiales y la falta de ductilidad de la gran masa con la que cuenta.
- Las soluciones tradicionalmente realizadas y que han probado tener un alto nivel de efectividad en este tipo de estructuras, son aquellas en las que se incorporan

refuerzos locales pero uniformemente distribuidos a lo largo de las naves, como el uso de tensores ubicados en los arcos y bóvedas, el uso de llaves de madera en muros de adobe, así como la construcción de los contrafuertes, son soluciones que históricamente han probado tener un alto grado de efectividad.

- Las rehabilitaciones propuestas e implementadas disminuyen la vulnerabilidad sísmica de este tipo de edificaciones y retardan de manera significativa el colapso de los sistemas estructurales. Las alternativas de rehabilitación estudiadas proveen en alguna medida continuidad estructural y generan cierto nivel de confinamiento con lo que se reduce la posibilidad de una falla anticipada, asociada con incrementos de desplazamiento. Aunque estas alternativas generan un impacto en la apariencia arquitectónica, su bajo costo y la facilidad en la consecución de los materiales la hacen ideal para ser aplicada en la región de Ayacucho y en otras ciudades del País.
- Aun conociendo las causas que originan los daños en los monumentos, existen casos en el que el diagnóstico es complejo y no basta el análisis matemático de los principios estructurales, sino la intuición del especialista experimentado, pero como estos son escasos es conveniente el trabajo de equipo con los involucrados directos en la restauración.
- La estructura de la Iglesia de San Cristóbal, 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 adobe ante tales esfuerzos. Entre las características desfavorables está la alta razón peso/resistencia y la falta de ductilidad. Entre las favorables están la alta densidad de muros, pero con el uso de contrafuertes, se aportaría rigidez y estabilidad en dirección de los muros transversal.

## **7.2 RECOMENDACIONES**

- Promover la creación de la norma técnica para restauraciones ya que la NT E-080 ADOBE, estipula valores solo para construcciones nuevas. Estos valores deben tomarse solo como referencia pues es aceptado por las cartas internacionales que los reglamentos de construcciones nuevas no son aplicables al caso de construcciones históricas.
- Proponer que todo proyecto de restauración esté incluido el análisis estructural haciendo uso de los diferentes software, demostrando la estabilidad y la mínima intervención reversible del monumento en estudio para que sea viable la inversión económica.
- Para obtener resultados más confiables se recomienda determinar las propiedades de los diversos materiales que componen las iglesias.
- Los trabajos de restauración deben priorizar en reducirse la masa y restituirse la rigidez del techo ya que son los elementos más vulnerables frente a los sismos
- Realizar el mantenimiento constante del sistema de drenaje, ya que existe infiltraciones por la humedad excesiva que afecta las propiedades mecánicas de los materiales.

### 7.3 LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

- Está demostrado que la reconstrucción utilizando los mismos materiales débiles no es suficiente para garantizar la permanencia en el tiempo del patrimonio edificado siendo necesario la investigación de nuevas alternativas de restauración que sean muy resistentes e irreversible a la ves
- Proponer la creación de por lo menos guías para la restauración en Monumentos Históricos en nuestro País.
- Documentar experiencias recientes en la restauración para futuras intervenciones locales para contar con información práctica y que los trabajos “evolucionen” hacia su optimización.
- Hacer un desarrollo de las plataformas académicas de actualización, de perfeccionamiento y discusión para los profesionales, ingenieros, arquitectos, arqueólogos dado que el medio mismo de conservadores del patrimonio arquitectónico no está consolidado

### BIBLIOGRAFIA

1. **BENÍTEZ BARRANCO, Alejandro Enrique, FERNÁNDEZ DE LARA, Carmina y URRUTIA DE LA ROSA, José Luis.(2002)** *“El uso de técnicas contemporáneas en la restauración de monumentos, el caso del templo de san Agustín en la ciudad de puebla, México”*, Universidad Del Oriente; Facultad de Construcciones.
2. **CARLOS FERNANDEZ V. (2009).** *“Soil Conditions and land slide hazard at the historical center of cusco city”*, Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco, Conferencia Taller CPA.

3. **CLAUDIO MODENA, (2009).** “*Seismic Based Evaluation In Structural Acting*”, Dept. of Structural & Transportation Engineering, University of Padova – Italy.
4. **CLAUDIO MODENA, (2009).** “*Structural seismic reinforcements*”, Dept. of Structural & Transportation Engineering, University of Padova – Italy.
5. **CLAUDIO MODENA, (2009).** “*El sismo de Abruzzo en Italia. Daños en los centros históricos y medidas para su protección*”, Dept. of Structural & Transportation Engineering, University of Padova – Italy.
6. **CLAUDIA CANCINO, (2009).** “*La tierra como material de construcción*” Instituto Getty, Los Angeles- California, University of Pennsylvania
7. **CLAVER GUTIERREZ ALIAGA, Lourdes Margarita, MANCO RIVERA, Mercedes Tatiana,(2006)** Tesis de pregrado: “*Características sísmicas de las construcciones de tierra en el Perú. Contribución a la enciclopedia mundial de vivienda*” Pontificia Universidad Católica del Perú.
8. **DANIEL TORREALVA DÁVILA, (2009).** “*Comportamiento y evaluación sísmica de construcciones de adobe*”, Departamento de Ingeniería Pontificia Universidad Católica del Perú, conferencia taller CPA.
9. **DELGADO SALVADOR CANALES, Ericka Flor, (2006),** Tesis Pre grado: “*Comportamiento Sísmico de un Módulo de Adobe de Dos Pisos con Refuerzo Horizontal y Confinamientos de Concreto Armado*” Pontificia Universidad Católica del Perú.
10. **Documentation Centre UNESCO-ICOMOS,(2004)** International Council on Monuments and sites.

11. **ESQUIVEL FERNÁNDEZ, Yhosimi Washington,(2009)**, Tesis de pre grado: *“Sistemas de refuerzo estructural en monumentos históricos de la regióncusco”* Pontificia Universidad Católica del Perú.
12. **FRANCISCO SERRANO FLORES, SOFIA IGLESIAS BEDOYA, RAFAEL MENDEZ ACURIO, (1992)**, *“Reforzamiento estructural de las Iglesias de la Compañía de Jesús y La Merced-Cusco”* IX CONIC-Ica.
13. **GODOFREDO E. CHOQUE RUELAS, JULIO HUAMÁN MESA, (2009)** *“Adobes comprimidos suelo-cemento una alternativa ecológica”*, XVII CONIC-Chiclayo.
14. **HUERTA FERNÁNDEZ, Santiago y LÓPEZ MANZANARES, Gema, (2001)**, *“Estudios estructurales previos de la iglesia de Santo Tomás de Villanueva de Zaragoza”*, Universidad Politécnica de Madrid, Departamento de estructuras de edificación, escuela técnica superior de Arquitectura. Madrid.
15. **HUERTA SANTIAGO, HEYMAN JACQUES.(1995)**, *“Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica”*, España
16. **ICOMOS (INTERNATIONAL SCIENTIFIC COMMITTEE FOR ANALYSIS AND RESTORATION OF STRUCTURES OF ARCHITECTURAL HERITAGE), (2004)** *“Recomendaciones para el análisis, conservación y restauración estructural del Patrimonio Arquitectónico”* XXVII Cursillo de Intervención en el Patrimonio Arquitectónico del Colegio de Arquitectos de Cataluña.
17. **Informes del programa científico:(2004)** The Getty Conservation Institute ( GCI).
18. **Informes del programa científico: (2004)** Getty Seismic Adobe Project ( GSAP).

19. **Informes del programa científico: (2004)** International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage - ISCARSAH
20. **Italian Guidelines** for the assessment and the reduction of seismic risk of cultural heritage ( 2006).
21. **JORGE OLARTE, NORBERTT QUISPE,** (2005), *“Evaluación del riesgo sísmico en la ciudad de Ayacucho”*, XV CONIC-Ayacucho.
22. **J. OLARTE, R. PROAÑO, H. SCALETTI, M. TORRES, C. ZAVALA:** (2008), *“Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la catedral del cusco”*. Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.
23. **KRZYSZTOF MAKOWSKI,** (2009), *“Andean Urbanism”* Universidad de Varsovia-.
24. **MEDINA, Pio Max,**(1942) *“Monumentos coloniales de Huamanga”* - Ayacucho.
25. **MINISTERO PER I BENI E LE ATTIVITÀ CULTURALI  
DIPARTIMENTO PER I BENI CULTURALI E PAESAGGISTICI  
DIREZIONE GENERALE PER I BENI ARCHITETTONICI E  
PAESAGGISTICI** (2009),*“Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sísmico del patrimonio culturale”* Gangemi Editore spa Piazza San Pantaleo 4, Roma.
26. **MORALES M. Roberto, RICARDO YAMASHIRO K., ALEJANDRO SÁNCHEZ O., RAFAEL TORRES C., CARLOS IRALA C., OSWALDO MORALES M., LUIS RENGIFO Z.**(2002): *“diseño sísmico de construcciones de adobe”* “Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de

- ingeniería civil centro Peruano Japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres
27. **OÑATE IBAÑEZ DE NAVARRA, EUGENIO, (1992)** “*Cálculo de estructuras por el método de elementos finitos, análisis elástico lineal*”.
  28. **PACON LUNG, María Cristina, VELARDE LOPEZ, Cecilia,(1989)**, Tesis Pre-grado “*La profesionalización de la mano de obra como principio de una adecuada praxis en la conservación – Lima*”, Universidad Ricardo Palma.
  29. **PAULO LOURENÇO, (2009)**, “*Preserving our past challenges for modern Engineers*”. Departamento de Ingeniería Civil en La Universidad de Minho, Guimarães, Portugal.
  30. **PAULO LOURENÇO, (2009)** “*Evaluation and Structural diagnosis: Structural systems and components*”, “*Field evaluation non destructive tests*”.University of Minho ISISE Guimarães Brites Journal Internacional de Patrimonio Arquitectónico: Conservación, Análisis y Restauración.
  31. **PAULO LOURENÇO, (2009)**, “*Damage and collapse mechanisms*”, .University of Padova, Technical University of California.
  32. **PAZ PALOMIINO HECTOR, (2006)**, Tesis de pregrado, “*Evaluación y rehabilitación de edificaciones en centros históricos*”, UNSCH-Ayacucho.
  33. **PIERO ALONSO SAMILLÁN MORENO,(2009)** “*Vulnerabilidad sísmica de la Iglesia Catedral de Chiclayo*”, XVII CONIC-Chiclayo.
  34. **PROAÑO, Ricardo, SCALETTI H., ZAVALA C., OLARTE J., QUIROZ L., CASTRO CUBA M., LAZARES F., RODRIGUEZ M.,(2008)** “*Vulnerabilidad sísmica de la catedral de lima*” Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.

- ESTADO DE LOS SERVICIOS DE INGENIERIA Y OBRAS DE ARQUITECTURA
35. **REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES**,( 2006), Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. Diario el Peruano.
36. **RIVERA SERNA, Raúl, (1547)**, “*Libro del Cabildo de la Ciudad de San Juan de la Frontera 1539-1547*”.
37. **SAMANEZ ARGUMEDO ROBERTO,(2009)** “*Criterios y técnicas de restauración aplicadas en los monumentos de adobe del Perú*”, “*Conservación histórica de la ciudad del Cusco* “ , Conferencia Taller CPA.
38. **SAN BARTOLOMÉ ANGEL, ZEGARRA LUIS, DANIEL QUIUN, ALBERTO GIESECKE,(1997)** “*Manual técnico para el reforzamiento de las viviendas de adobe existentes en la costa y la sierra*“ GTZ-CERESIS-PUCP,
39. **SAN CRISTÓBAL SEBASTIÁN, Antonio,(1998)** “*Esplendor del Barroco en Ayacucho*”
40. **SAN CRISTÓBAL SEBASTIÁN, Antonio,( 1994)** “*Las fachadas barrocas de Ayacucho*”, Anales del museo de América
41. **SLAWOMIR SWIECIOCHOWSKI ,(2009)** “*Evaluación de valores Arquitectonicos*”, Escuela Politécnica de Gdansk (Polonia), Conferencia Taller Conservación del Patrimonio Arquitectonico : Avance en los Aspectos Estructurales CPA.
42. **SLAWOMIR SWIECIOCHOWSKI,(2009)**, ”*Aspectos arquitectónicos, Arqueológicos y estructurales en la conservación y restauración de la catedral de Tournai*”. Conservación de Monumentos Antiguos de Paris, Asnieres sur Seine, Conferencia Taller Conservación del Patrimonio Arquitectonico : Avance en los Aspectos Estructurales CPA.

43. **TABOADA GARCÍA, JOSÉ ANTONIO, DE IZCUE UCEDA, ARTURO MARTÍN. (2009)**, Tesis Pre-grado *“Análisis y diseño de edificios asistido por computadoras”* Pontificia Universidad Católica del Perú.
44. **TORREALVA, DANIEL Y BLANCO, ANTONIO (2003)**, *“La intervención estructural en monumentos históricos, reconstrucción de la catedral de Arequipa”* Rev. ACI-Perú.UNESCO – PERÚ, Lima.
45. **TORREALVA, DANIEL; VARGAS NEUMANN, JULIO (1997)**, *“Structural engineering issues for the reconstruction and restoration of bam”*
46. **URRUTIA CERUTI, Jaime, GONZALES CARRE, Enrique, LEVANO PEÑA Jorge (1992)**. *“Ayacucho San Juan de la Frontera de Huamanga”* - Ayacucho.
47. **VARGAS NEUMAN JULIO,(2009)** *“Reparación de fisuras en muros históricos de tierra en áreas sísmicas”*, Pontificia Universidad Católica del Perú
48. **VILLEGAS ORMACHEA AMÉRICO, ESTRADA IBERICO ENRIQUE, (2009)**, *“Centro histórico de Cusco rehabilitación urbana y vivienda”*, UNSAAC-PNUD/UNESCO-ININVI.

**PÁGINAS VIRTUALES DE INTERNET:**

- <http://www.javeriana.edu.co/Facultades/ingenieria/VulnerabilidadSismica.pdf>
- [http://www.tdr.cesca.es/TESIS\\_UPC/](http://www.tdr.cesca.es/TESIS_UPC/)
- <http://www.ineter.gob.ni/geofisica/sis/vulne/cali/6.6.2.7-indice-vul.htm>
- <http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/blog/infopad/doc/riesgosismicochiclayo.pdf>
- [http://www.cap-regionallima.org/bv/bv\\_12/12revcatlim.pdf](http://www.cap-regionallima.org/bv/bv_12/12revcatlim.pdf)
- <http://www.scribd.com/VULNERABILIDAD-SISMICA--CATEDRL-CUSCO>
- <http://www.slideshare.net/kadosh/sismo-en-arequipa-2001-y-mexicali-2010>

## **Anexo A**

### **Ensayo de propiedades físicas y mecánicas de rocas**

Se adjunta el ensayo de rocas extraídos de la casona Velarde Alvares de la ciudad de Ayacucho para su respectiva restauración

1. Informe del laboratorio de ensayo de materiales - Página 200
2. Difractograma de rayos X de la muestra – Página 201



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

**INFORME**

Del : Laboratorio N°1-Ensayo de Materiales  
 A : **AECI**  
 Obra : Trabajo de Investigación - Ayacucho  
 Asunto : Ensayo de Compresión en Roca  
 Expediente : 00-2434  
 Recibo : 53988  
 Fecha : 15/09/2000


i) **DE LA MUESTRA** : Consistente en una muestra de roca, proporcionada por el Peticionario.

ii) **DE LOS RESULTADOS :**

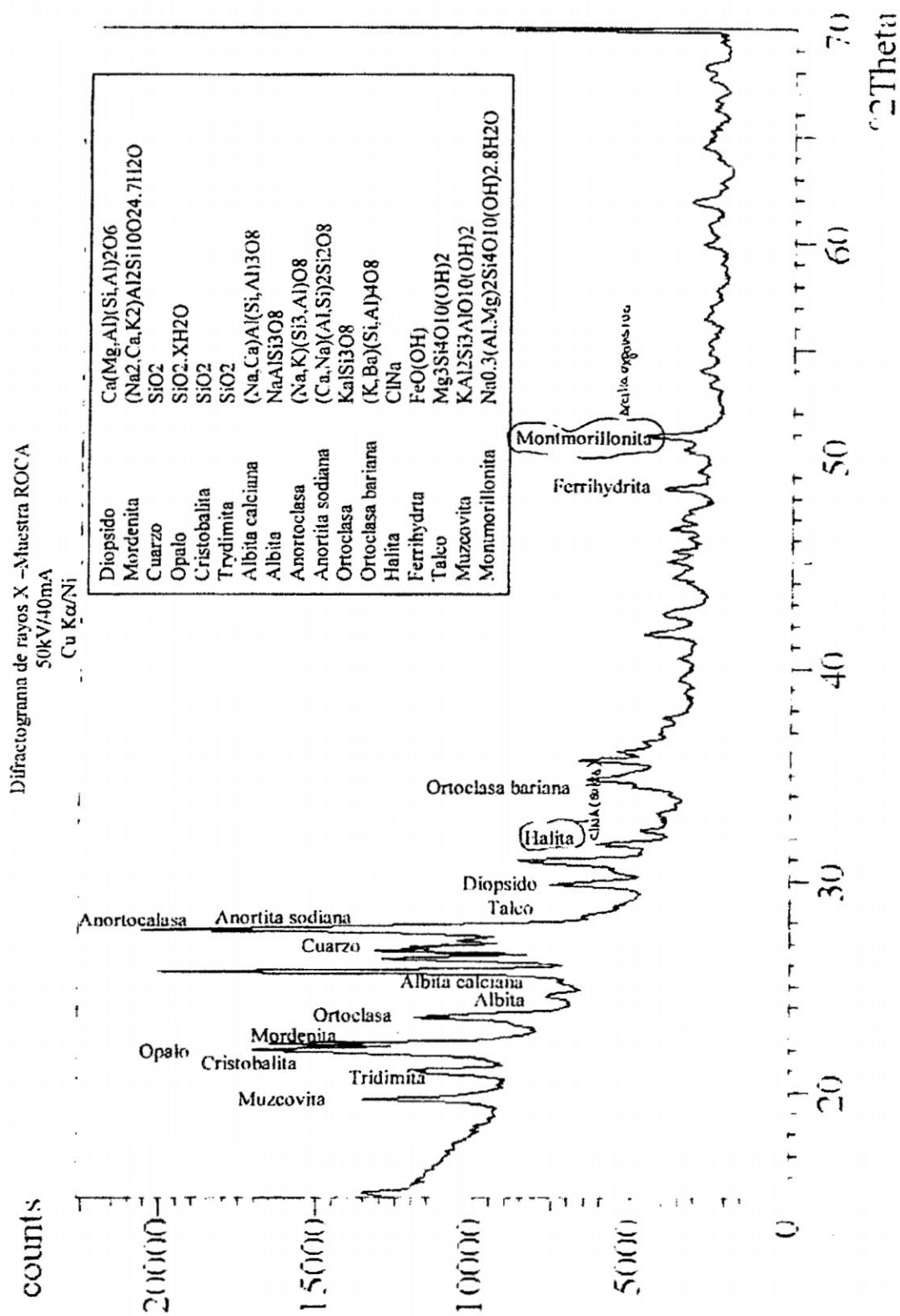
2.1) **ENSAYO DE COMPRESION :**

MUESTRA	DIMENSIONES ( cm. )			CARGA ( kg )	RESISTENCIA A LA COMPRESION ( kg/cm <sup>2</sup> )
	LARGO	ANCHO	ALTURA		
M-1	5.2	4.8	4.9	5350	214

HECHO POR : Ing. A.T.C.  
 AUXILIAR : D.A.Z.

  
 ING. CARLOS BARZOLA GASTEL  
 JEFE DEL LABORATORIO N°1  
 ENSAYO DE MATERIALES





## **Anexo B**

### **Reporte de resultados**

Se adjunta los reportes principales de los modelos matemáticos

1. Reporte Iglesia Santa Teresa
  - 1.1 Participación modal de las masas – Página 203
  - 1.2 Desplazamientos máximos – Página 204
2. Reporte Iglesia San Cristóbal
  - 2.1 Participación modal de las masas – Página 205
  - 2.2 Desplazamientos máximos – Página 206
3. Reporte Iglesia Torre de la Iglesia San Cristóbal
  - 3.1 Participación modal de las masas– Página 207
  - 3.2 Desplazamientos máximos – Página 208

## RESULTADOS IGLESIA SANTA TERESA

**TABLA: PARTICIPACIÓN MODAL DE MASAS PARA EL MODELO SIN TENSORES**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.264625	0.017	4.872E-08	0.002983	0.017	4.872E-08	0.045	0.002983	0.001875	0.00004417	0.007866	0.001875	0.00004417	0.007866
MODAL	Mode	2	1.21858	0.03	0.00001002	0.042	0.047	0.00001007	0.045	0.00001007	0.027	0.069	0.015	0.029	0.069	0.023
MODAL	Mode	3	0.967437	0.001877	4.954E-10	0.0001802	0.048	0.00001007	0.045	0.00007634	0.0009809	0.0009809	0.00407	0.029	0.07	0.027
MODAL	Mode	4	0.780955	0.385	9.235E-08	0.000326	0.433	0.00001016	0.045	6.049E-06	0.081	0.166	0.166	0.029	0.152	0.193
MODAL	Mode	5	0.727847	0.005968	0.00001516	0.00003365	0.439	0.00002532	0.045	0.0002943	0.001314	0.00285	0.00285	0.029	0.153	0.196
MODAL	Mode	6	0.705883	0.106	3.466E-06	0.000366	0.546	0.00002879	0.046	0.00007771	0.032	0.041	0.041	0.029	0.185	0.237
MODAL	Mode	7	0.658028	0.022	1.176E-06	0.018	0.568	0.00002996	0.064	0.011	0.02071	0.007468	0.007468	0.04	0.187	0.245
MODAL	Mode	8	0.643878	0.001718	0.00001155	0.001644	0.569	0.00004151	0.066	0.001831	0.0002145	0.0005688	0.0005688	0.042	0.187	0.245
MODAL	Mode	9	0.585369	0.00002274	1.403E-06	0.00000758	0.569	0.00004292	0.066	0.00004817	0.0002995	0.0002412	0.0002412	0.042	0.187	0.245
MODAL	Mode	10	0.574408	0.001604	5.756E-06	0.00001451	0.571	0.00004867	0.066	0.00003306	0.0001757	0.0003325	0.0003325	0.042	0.187	0.249
MODAL	Mode	11	0.530701	0.007669	0.0001109	0.0003579	0.579	0.0001595	0.066	0.009826	0.0006918	0.0005236	0.0005236	0.052	0.188	0.249
MODAL	Mode	12	0.517282	0.003339	0.0001628	0.00001358	0.582	0.0003224	0.066	0.002381	0.0006725	0.00003525	0.00003525	0.055	0.189	0.249

**TABLA: PARTICIPACIÓN MODAL DE MASAS PARA EL MODELO CON TENSORES**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.261934	0.026262	8.685E-07	0.000067	0.026262	8.685E-07	0.000067	0.000067	0.000037	0.004055	0.012611	0.000037	0.004055	0.012611
MODAL	Mode	2	1.023671	0.033773	4.722E-06	0.037712	0.060034	0.00000559	0.037778	0.025839	0.068047	0.068047	0.015038	0.025876	0.072102	0.027649
MODAL	Mode	3	0.965617	0.006115	7.986E-08	0.001835	0.066149	0.00000567	0.039614	0.001126	0.005515	0.007659	0.007659	0.027002	0.077616	0.035308
MODAL	Mode	4	0.777705	0.365527	5.029E-07	0.000639	0.431676	6.173E-06	0.040253	0.000039	0.000039	0.073442	0.156809	0.027042	0.151059	0.192117
MODAL	Mode	5	0.724581	0.015256	0.000011	0.000032	0.446932	0.000017	0.040285	0.000223	0.000223	0.003484	0.006763	0.027265	0.154543	0.19888
MODAL	Mode	6	0.705103	0.098753	3.649E-06	0.000333	0.545684	0.000021	0.040618	0.000058	0.000058	0.029667	0.038355	0.027323	0.18421	0.237235
MODAL	Mode	7	0.647704	0.010616	1.606E-06	0.011115	0.5663	0.000023	0.051733	0.006024	0.001814	0.003383	0.003383	0.033347	0.186024	0.240618
MODAL	Mode	8	0.640125	0.014996	0.000011	0.017614	0.571296	0.000033	0.069347	0.013027	0.00315	0.004702	0.004702	0.046375	0.189174	0.24532
MODAL	Mode	9	0.585162	6.221E-07	2.137E-06	0.000017	0.571296	0.000035	0.069365	0.000016	0.000023	0.000308	0.000308	0.046391	0.189197	0.245627
MODAL	Mode	10	0.574322	0.001701	6.105E-06	0.000052	0.572998	0.000041	0.069417	0.000068	0.000118	0.0003373	0.0003373	0.046458	0.189315	0.249
MODAL	Mode	11	0.525381	0.002872	0.000025	0.000097	0.575869	0.000067	0.069514	0.004792	0.000303	0.000194	0.000194	0.05125	0.189617	0.249194
MODAL	Mode	12	0.512449	0.006159	0.000256	2.447E-06	0.582028	0.000323	0.069516	0.005573	0.001665	0.000049	0.000049	0.056823	0.191283	0.249243

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
2597	SX	LinRespSpe	Max	0.010348	0.005927	0.000395	0.000183	0.001763	0.003317
2597	SY	LinRespSpe	Max	0.014075	0.027779	0.000536	0.000469	0.001453	0.003518
2598	SX	LinRespSpe	Max	0.009305	0.005734	0.000538	0.000256	0.001789	0.003239
2598	SY	LinRespSpe	Max	0.014438	0.026856	0.001889	0.000812	0.002114	0.002873
2599	SX	LinRespSpe	Max	0.008153	0.004826	0.001068	0.001768	0.001936	0.002988
2599	SY	LinRespSpe	Max	0.015157	0.022583	0.004693	0.008123	0.001904	0.003527
2639	SY	LinRespSpe	Max	0.013302	0.030363	0.001733	0.000943	0.001418	0.005901
2640	SX	LinRespSpe	Max	0.017788	0.006268	0.000625	0.00016	0.00227	0.000449
2640	SY	LinRespSpe	Max	0.012817	0.029813	0.002066	0.000713	0.001369	0.006357
2641	SX	LinRespSpe	Max	0.018298	0.006318	0.000627	0.000096	0.002304	0.000445
2641	SY	LinRespSpe	Max	0.013117	0.030033	0.002004	0.000416	0.001392	0.006294
2642	SX	LinRespSpe	Max	0.017361	0.006281	0.000625	0.00004	0.002268	0.001387
2642	SY	LinRespSpe	Max	0.013273	0.02968	0.002015	0.000165	0.001393	0.006141
2643	SX	LinRespSpe	Max	0.017871	0.006323	0.000636	0.000119	0.002316	0.001381
2643	SY	LinRespSpe	Max	0.01354	0.029879	0.002009	0.000556	0.001425	0.006087
2644	SX	LinRespSpe	Max	0.016081	0.006346	0.000599	0.000086	0.002263	0.00266
2644	SY	LinRespSpe	Max	0.014108	0.029797	0.001777	0.000304	0.001424	0.005257
2645	SX	LinRespSpe	Max	0.016592	0.006373	0.000617	0.000067	0.002335	0.002666
2645	SY	LinRespSpe	Max	0.014318	0.029939	0.001831	0.000112	0.001466	0.005255
2603	SY	LinRespSpe	Max	0.009112	0.007112	0.005394	0.00598	0.005328	0.002822
2604	SX	LinRespSpe	Max	0.00176	0.000704	0.000819	0.000937	0.002216	0.000632
2604	SY	LinRespSpe	Max	0.005121	0.003284	0.003763	0.004326	0.006236	0.001613

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
2626	SX	LinRespSpe	Max	0.017039	0.006249	0.000618	0.000137	0.002239	0.001387
2626	SY	LinRespSpe	Max	0.013106	0.029536	0.002021	0.000592	0.001372	0.006179
2627	SX	LinRespSpe	Max	0.01576	0.006319	0.000586	0.000098	0.002221	0.002653
2627	SY	LinRespSpe	Max	0.013982	0.029667	0.001736	0.000346	0.0014	0.005263
2628	SX	LinRespSpe	Max	0.01368	0.006448	0.000587	0.000154	0.002134	0.00383
2628	SY	LinRespSpe	Max	0.014514	0.030069	0.001473	0.000372	0.001351	0.003871
2629	SX	LinRespSpe	Max	0.010919	0.006631	0.000678	0.000241	0.001926	0.004806
2629	SY	LinRespSpe	Max	0.013807	0.03069	0.001485	0.000644	0.001207	0.003569
2630	SX	LinRespSpe	Max	0.007695	0.006872	0.000902	0.000407	0.001556	0.005477
2630	SY	LinRespSpe	Max	0.010911	0.031523	0.001972	0.00101	0.001083	0.006742
2631	SX	LinRespSpe	Max	0.011401	0.006464	0.000496	0.000474	0.002037	0.00467
2631	SY	LinRespSpe	Max	0.012598	0.031651	0.001259	0.002025	0.001298	0.003901
2632	SX	LinRespSpe	Max	0.00828	0.006572	0.000827	0.000559	0.001701	0.005235
2632	SY	LinRespSpe	Max	0.00936	0.032407	0.002899	0.00222	0.001248	0.007287
2633	SX	LinRespSpe	Max	0.01187	0.006557	0.000504	0.000461	0.002157	0.004758
2633	SY	LinRespSpe	Max	0.012842	0.032017	0.001274	0.001932	0.001415	0.003922
2634	SX	LinRespSpe	Max	0.014081	0.00639	0.000383	0.000375	0.002234	0.003757
2634	SY	LinRespSpe	Max	0.013677	0.031049	0.000293	0.001575	0.001375	0.003731

## RESULTADOS IGLESIA SAN CRISTÓBAL

**TABLA: PARTICIPACIÓN MODAL DE MASAS PARA EL MODELO ACTUAL**

OutputCase	StepType	Mode	Text	Periodo	% de masa efectiva	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Text	Text	T		Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.223653	0.0005113	0.401	0.00003514	0.401	0.00003514	0.0005113	0.401	0.00003514	0.227	0.0002847	0.166	0.227	0.0002847	0.166
MODAL	Mode	2	1.09905	0.095	0.003123	0.000034	0.003123	0.000034	0.096	0.404	0.00006914	0.002217	0.027	0.002565	0.229	0.027	0.168
MODAL	Mode	3	0.680353	0.00146	0.000369	0.002026	0.000369	0.002026	0.097	0.404	0.002095	0.008335	0.0001827	0.04	0.237	0.027	0.208
MODAL	Mode	4	0.579355	0.001031	0.017	0.0003589	0.017	0.0003589	0.098	0.421	0.002454	0.002703	0.0002436	0.0005324	0.24	0.028	0.208
MODAL	Mode	5	0.537345	1.525E-06	0.0004483	0.04	0.0004483	0.04	0.098	0.421	0.043	0.005171	0.0009995	0.006621	0.245	0.038	0.215
MODAL	Mode	6	0.48385	0.00222	0.03	0.013	0.03	0.013	0.1	0.451	0.055	0.038	0.003607	0.0006532	0.283	0.041	0.215
MODAL	Mode	7	0.407868	0.0005641	0.024	0.0033	0.024	0.0033	0.101	0.476	0.059	0.004628	0.00006698	0.022	0.287	0.041	0.238
MODAL	Mode	8	0.382362	0.074	0.009969	1.184E-06	0.009969	1.184E-06	0.175	0.485	0.059	0.00519	0.008677	0.003831	0.293	0.05	0.242
MODAL	Mode	9	0.331286	0.002747	0.072	0.0001088	0.072	0.0001088	0.177	0.558	0.059	0.03	0.001338	0.027	0.322	0.051	0.268
MODAL	Mode	10	0.314264	0.057	0.0001113	0.0001556	0.057	0.0001113	0.234	0.558	0.059	0.00001538	0.004935	0.0005622	0.322	0.056	0.269
MODAL	Mode	11	0.29266	0.0004931	0.001753	0.00001059	0.001753	0.00001059	0.235	0.56	0.059	0.0001771	0.0003315	0.014	0.323	0.057	0.283
MODAL	Mode	12	0.282591	0.029	0.001412	0.00002231	0.029	0.001412	0.264	0.561	0.059	8.413E-06	0.003372	0.033	0.323	0.06	0.316

**TABLA: PARTICIPACIÓN MODAL DE MASAS PARA EL MODELO PROPUESTO**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.981005	5.489E-06	0.429	0.004699	5.489E-06	0.429	0.429	0.004699	0.218	0.00342	0.216	0.218	0.00342	0.216
MODAL	Mode	2	0.765851	0.217	0.0001068	9.914E-06	0.217	0.0001068	0.43	0.004709	0.00005106	0.04	0.006241	0.218	0.044	0.222
MODAL	Mode	3	0.665956	0.002454	0.002382	0.003605	0.219	0.002382	0.432	0.008313	9.451E-06	0.012	0.101	0.218	0.056	0.323
MODAL	Mode	4	0.577908	0.0002536	0.013	0.00003948	0.219	0.0002536	0.445	0.008353	0.002213	0.00002126	0.0002785	0.221	0.056	0.324
MODAL	Mode	5	0.495422	6.061E-07	0.018	0.047	0.219	0.018	0.462	0.055	0.0002434	0.033	0.008765	0.221	0.089	0.332
MODAL	Mode	6	0.48128	0.0001746	0.075	0.026	0.22	0.075	0.537	0.081	0.09	0.00328	0.045	0.311	0.092	0.378
MODAL	Mode	7	0.420182	0.00004813	0.016	2.522E-06	0.22	0.016	0.554	0.081	0.009998	0.007369	0.03	0.321	0.1	0.408
MODAL	Mode	8	0.38248	0.058	0.011	0.0001255	0.277	0.011	0.564	0.081	0.00606	0.00844	0.003215	0.327	0.108	0.411
MODAL	Mode	9	0.370858	0.001619	0.029	0.011	0.279	0.029	0.593	0.092	0.034	0.014	0.004005	0.36	0.122	0.415
MODAL	Mode	10	0.35396	8.229E-08	0.022	0.007375	0.279	0.022	0.616	0.1	0.025	0.002704	0.082	0.386	0.125	0.497
MODAL	Mode	11	0.321997	0.00002737	0.007136	0.001943	0.279	0.007136	0.623	0.102	0.006973	0.013	0.047	0.393	0.138	0.544
MODAL	Mode	12	0.293761	0.0006357	0.03	0.0008426	0.279	0.03	0.653	0.102	0.009284	0.000594	0.005808	0.402	0.139	0.55

**TABLA: DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS PARA EL MODELO SIN TIEMPOS**

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
2638	SX	LinRespSpe Max		0.141507	0.005187	0.001019	0.001073	0.013678	0.009433
2638	SY	LinRespSpe Max		0.002485	0.000027	0.000021	8.599E-06	0.000249	0.000103
2639	SX	LinRespSpe Max		0.146171	0.004941	0.001356	0.000783	0.013597	0.010013
2639	SY	LinRespSpe Max		0.00264	0.000027	0.00002	0.00001	0.000263	0.000098
2640	SX	LinRespSpe Max		0.149463	0.004575	0.000885	0.001467	0.013872	0.009941
2640	SY	LinRespSpe Max		0.002632	0.000024	0.000022	0.000011	0.000259	0.000113
2641	SX	LinRespSpe Max		0.145004	0.004413	0.000558	0.000754	0.01412	0.00916
2641	SY	LinRespSpe Max		0.002465	0.000023	0.000017	0.000024	0.000247	0.000131
2642	SX	LinRespSpe Max		0.153156	0.004651	0.000649	0.000892	0.014198	0.009744
2642	SY	LinRespSpe Max		0.002611	0.000024	0.000022	6.477E-06	0.000255	0.000134
2643	SX	LinRespSpe Max		0.147865	0.004013	0.000489	0.000989	0.01449	0.008823
2643	SY	LinRespSpe Max		0.002437	0.000025	9.399E-06	0.000023	0.000251	0.00015
2644	SX	LinRespSpe Max		0.156226	0.004295	0.000479	0.000782	0.014535	0.009487
2644	SY	LinRespSpe Max		0.002584	0.000023	0.000012	0.000034	0.000257	0.000153
2645	SX	LinRespSpe Max		0.144866	0.003681	0.000448	0.001298	0.014519	0.008586
2645	SY	LinRespSpe Max		0.002385	0.000027	8.551E-06	0.000024	0.000248	0.000152
2646	SX	LinRespSpe Max		0.049547	0.006164	0.00251	0.001636	0.006636	0.007726
2646	SY	LinRespSpe Max		0.001019	0.000067	0.000045	0.00002	0.000135	0.000211
2647	SX	LinRespSpe Max		0.047745	0.006982	0.003536	0.001369	0.006134	0.00803
2647	SY	LinRespSpe Max		0.000946	0.000078	0.000059	0.000016	0.000118	0.000226
2648	SX	LinRespSpe Max		0.052152	0.006912	0.002481	0.002234	0.006597	0.008055
2648	SY	LinRespSpe Max		0.001072	0.000077	0.000045	0.000032	0.000135	0.000223
2649	SX	LinRespSpe Max		0.053506	0.007389	0.002462	0.002036	0.006494	0.008246

**TABLA: DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS PARA EL MODELO SIN TIEMPOS**

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
2652	SX	LinRespSpe Max		0.055805	0.008371	0.002471	0.002568	0.00635	0.008515
2652	SY	LinRespSpe Max		0.001146	0.000098	0.000045	0.000039	0.000128	0.000241
2653	SX	LinRespSpe Max		0.058441	0.0095	0.002623	0.002335	0.00636	0.008921
2653	SY	LinRespSpe Max		0.001199	0.000114	0.000049	0.00003	0.000126	0.000255
2654	SX	LinRespSpe Max		0.053615	0.009425	0.003652	0.001666	0.005883	0.008842
2654	SY	LinRespSpe Max		0.001058	0.000114	0.000062	0.000026	0.000112	0.000252
2655	SX	LinRespSpe Max		0.055736	0.0101	0.003557	0.001939	0.005942	0.009035
2655	SY	LinRespSpe Max		0.001098	0.000122	0.00006	0.000013	0.000112	0.00026
2656	SX	LinRespSpe Max		0.060718	0.010142	0.002807	0.000933	0.006351	0.009324
2656	SY	LinRespSpe Max		0.001244	0.000123	0.000054	0.00001	0.000126	0.000265
2657	SX	LinRespSpe Max		0.062033	0.010365	0.002842	0.001226	0.006371	0.009588
2657	SY	LinRespSpe Max		0.00127	0.000125	0.000055	0.00001	0.000127	0.000272
2658	SX	LinRespSpe Max		0.056962	0.010442	0.003526	0.001571	0.005888	0.008898
2658	SY	LinRespSpe Max		0.001121	0.000124	0.00006	0.000016	0.000112	0.000261
2659	SX	LinRespSpe Max		0.065705	0.010734	0.002978	0.000316	0.006348	0.010314
2659	SY	LinRespSpe Max		0.001343	0.000124	0.000057	0.00002	0.000127	0.000292
2660	SX	LinRespSpe Max		0.061477	0.005708	0.001938	0.000792	0.00835	0.008078

## RESULTADOS TORRE IGLESIA SAN CRISTÓBAL

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RZ	SumRX	SumRY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.551852	0.671	4.504E-09	6.254E-08	0.671	4.504E-09	6.254E-08	2.662E-08	0.497	2.662E-08	0.984
MODAL	Mode	2	0.237967	2.887E-06	0.317	0.0006573	0.671	0.317	0.0006574	0.333	0.0001977	0.333	0.984
MODAL	Mode	3	0.198918	0.042	0.0003672	8.503E-08	0.714	0.317	0.0006575	0.0003689	0.334	0.333	0.984
MODAL	Mode	4	0.137405	0.125	2.47E-07	3.294E-07	0.839	0.317	0.0006578	1.235E-07	0.002927	0.333	0.991
MODAL	Mode	5	0.115969	7.53E-07	0.451	0.002048	0.839	0.768	0.002705	0.115	2.157E-07	0.447	0.991
MODAL	Mode	6	0.0855	0.000198	0.0001307	3.486E-07	0.839	0.768	0.002706	4.649E-06	0.001427	0.447	0.991
MODAL	Mode	7	0.064958	7.899E-06	0.006409	0.472	0.839	0.775	0.474	0.11	1.16E-07	0.557	0.991
MODAL	Mode	8	0.063038	0.002528	0.007677	0.044	0.842	0.782	0.519	0.01	9.391E-06	0.567	0.991
MODAL	Mode	9	0.062808	0.00683	0.002808	0.01	0.848	0.785	0.529	0.002052	0.00002447	0.569	0.991
MODAL	Mode	10	0.051183	5.22E-09	0.024	0.004463	0.848	0.809	0.533	0.018	2.687E-08	0.587	0.992
MODAL	Mode	11	0.046317	0.042	1.112E-06	1.619E-06	0.891	0.809	0.533	0.00000598	0.0006908	0.587	0.992
MODAL	Mode	12	0.045614	3.445E-09	0.025	0.128	0.891	0.834	0.661	0.251	4.118E-08	0.838	0.992

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
3337	SX	LinRespS Max		0.0082	0.0031	0.0019	0.0036	0.0094	0.0005
3337	SY	LinRespS Max		0.0002	0.0006	0.0004	0.0007	0.0007	6E-05
3338	SX	LinRespS Max		0.0168	0.0064	0.0031	0.0043	0.0107	0.0006
3338	SY	LinRespS Max		0.0005	0.0012	0.0007	0.0011	0.0006	4E-05
3339	SX	LinRespS Max		0.0257	0.01	0.0039	0.0051	0.0128	0.0005
3339	SY	LinRespS Max		0.0008	0.002	0.001	0.0012	0.0007	0.0001
3340	SX	LinRespS Max		0.0349	0.0136	0.0044	0.0057	0.0143	0.0007
3340	SY	LinRespS Max		0.0011	0.0028	0.0012	0.0014	0.0007	0.0002
3341	SX	LinRespS Max		0.0446	0.0175	0.0049	0.0062	0.0155	0.0011
3341	SY	LinRespS Max		0.0014	0.0037	0.0015	0.0015	0.0008	0.0003
3342	SX	LinRespS Max		0.0538	0.0211	0.0052	0.0065	0.0164	0.0014
3342	SY	LinRespS Max		0.0017	0.0045	0.0017	0.0015	0.0007	0.0004
3343	SX	LinRespS Max		0.061	0.0239	0.0054	0.0066	0.0171	0.0016
3343	SY	LinRespS Max		0.0019	0.005	0.0019	0.0015	0.0006	0.0003
3344	SX	LinRespS Max		0.065	0.0255	0.0055	0.0065	0.0169	0.0016
3344	SY	LinRespS Max		0.002	0.0053	0.002	0.0015	0.0004	0.0002
3345	SX	LinRespS Max		0.076	0.0296	0.0057	0.007	0.0181	0.002
3345	SY	LinRespS Max		0.0023	0.0062	0.0022	0.0023	0.001	0.0003
3346	SX	LinRespS Max		0.0082	0.0032	0.0019	0.0036	0.0094	0.0005
3346	SY	LinRespS Max		0.0002	0.0006	0.0004	0.001	9E-05	5E-05
3347	SX	LinRespS Max		0.0168	0.0064	0.0031	0.004	0.0108	0.0006
3347	SY	LinRespS Max		0.0005	0.0013	0.0007	0.0012	0.0003	4E-05
3348	SX	LinRespS Max		0.0258	0.0098	0.0039	0.0048	0.013	0.0005
3348	SY	LinRespS Max		0.0008	0.002	0.001	0.0014	0.0004	0.0001
3349	SX	LinRespS Max		0.035	0.0132	0.0045	0.0053	0.0144	0.0007
3349	SY	LinRespS Max		0.0011	0.0028	0.0012	0.0015	0.0005	0.0002
3350	SX	LinRespS Max		0.0449	0.0169	0.0049	0.0058	0.0156	0.0011
3350	SY	LinRespS Max		0.0014	0.0037	0.0015	0.0016	0.0005	0.0004
3351	SX	LinRespS Max		0.0541	0.0203	0.0052	0.0061	0.0165	0.0014
3351	SY	LinRespS Max		0.0017	0.0045	0.0017	0.0015	0.0006	0.0004
3352	SX	LinRespS Max		0.0613	0.023	0.0055	0.0064	0.0171	0.0016
3352	SY	LinRespS Max		0.0019	0.005	0.0019	0.0015	0.0005	0.0003
3353	SX	LinRespS Max		0.0653	0.0245	0.0056	0.0063	0.0167	0.0017
3353	SY	LinRespS Max		0.002	0.0053	0.002	0.0013	0.0017	0.0002
3354	SX	LinRespS Max		0.0963	0.0365	0.0057	0.0074	0.0189	0.002
3354	SY	LinRespS Max		0.0036	0.0095	0.0027	0.0061	0.0005	0.0005
3355	SX	LinRespS Max		0.1516	0.0577	0.0067	0.0081	0.0212	0.0025
3355	SY	LinRespS Max		0.0101	0.026	0.0046	0.0061	0.0024	5E-05
3356	SX	LinRespS Max		0.1411	0.054	0.0031	0.0078	0.0206	0.0024
3356	SY	LinRespS Max		0.0089	0.023	0.0046	0.0065	0.0029	8E-05
3357	SX	LinRespS Max		0.1514	0.0579	0.0034	0.0079	0.0205	0.0025
3357	SY	LinRespS Max		0.0101	0.026	0.0046	0.0061	0.0024	6E-05
3358	SX	LinRespS Max		0.1513	0.0582	2E-05	0.0084	0.0217	0.0025
3358	SY	LinRespS Max		0.0101	0.0259	0.0046	0.0061	0.0024	7E-05

## **Anexo C**

### **Presupuesto de restauración de la Iglesia San Cristóbal**

Se adjunta el presupuesto de la restauración

#### **1. Presupuesto**

**PRESUPUESTO**

Presupuesto

**0301005 RESTAURACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL MONUMENTO: IGLESIA SAN CRISTÓBAL**

Subpresupuesto

**001 PROPUESTA 01**

Cliente **UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA**

Costo al **10/09/2010**

Lugar **AYACUCHO - HUAMANGA - AYACUCHO**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.	
01	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>					<b>3,600.00</b>
01.01	<b>CONSTRUCCIONES PROVISIONALES</b>					<b>2,300.00</b>
01.01.01	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA	gb	1.00	800.00	800.00	
01.01.02	CASETA ADICIONAL PARA GUARDIANA Y ALMACEN	gb	1.00	1,500.00	1,500.00	
01.02	<b>INSTALACIONES PROVISIONALES</b>					<b>1,300.00</b>
01.02.01	AGUA PARA LA EDIFICACION	gb	1.00	500.00	500.00	
01.02.02	ENERGIA ELECTRICA PARA LA CONSTRUCCION	gb	1.00	800.00	800.00	
02	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					<b>9,146.45</b>
02.01	<b>LIMPIEZA DE TERRENO</b>					<b>82.13</b>
02.01.01	ELIMINACION DE BASURA Y ELEMENTOS SUELTOS LIVIANOS	m3	14.46	5.68	82.13	
02.02	<b>REMOCCIONES Y DEMOLICIONES</b>					<b>6,515.05</b>
02.02.01	REMOCCIONES DE CUBIERTA	m2	347.25	14.17	4,920.53	
02.02.02	REMOCCION DE REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS	m2	384.80	2.29	881.19	
02.02.03	REMOCCION DE MURO A 2.8 METROS DE LA CUBIERTA	m2	28.40	19.41	551.24	
02.02.04	DEMOLICION ESTRUCTURA DE CONCRETO (ALTAR)	m3	5.82	27.85	162.09	
02.03	<b>APUNTALAMIENTO</b>					<b>2,106.35</b>
02.03.01	APUNTALAMIENTO DE LA CONSTRUCCION	m2	123.83	17.01	2,106.35	
03	<b>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</b>					<b>7,259.49</b>
03.01	<b>CALZADURAS</b>					<b>7,259.49</b>
03.01.01	CALZADURAS, MEZCLA(CEM:CAL:ARENA) 1 : 1/2 : 6 + 30% P.G. + IMPERM.	m3	20.30	317.86	6,452.56	
03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	20.30	39.75	806.93	
04	<b>MUROS</b>					<b>1,630.16</b>
04.01	<b>MUROS DE ADOBE</b>					<b>1,630.16</b>
04.01.01	MURO DE ADOBE DE 1.2 M DE ANCHO	m2	28.40	57.40	1,630.16	
05	<b>ESTRUCTURAS DE MADERA</b>					<b>27,348.62</b>
05.01	<b>TUJERALES, ARMADURA DE PAR Y NUDILLO</b>					<b>27,348.62</b>
05.01.01	TUJERALES DE PAR Y NUDILLO L = 7.50 M.	u	33.00	165.58	5,464.14	
05.01.02	SOBREPARES DE Ø 4" x 5.80 M	u	108.00	116.69	12,602.52	
05.01.03	SOBREPARES DE Ø 4" x 5.20 M	u	14.00	139.19	1,948.66	
05.01.04	VIGAS SOLERAS DE 4" x 10" x 10M	u	11.00	64.29	6,876.46	
05.01.05	VIGA CUMBRERA DE Ø 8" x 10M	u	3.00	5.64	152.28	
05.01.06	ARRIOSTRE CON ROLLIZO DE Ø 6" x 10M	u	6.00	5.64	304.56	
06	<b>COBERTURAS</b>					<b>10,473.09</b>
06.01	<b>COBERTURA CON TEJAS</b>					<b>10,473.09</b>
06.01.01	COBERTURA CON TEJA CERAMICA TRADICIONAL	m2	351.80	29.77	10,473.09	
07	<b>REVOQUES ENLUCIDOS Y MOLDURAS</b>					<b>6,793.87</b>
07.01	<b>REVESTIMIENTO CON BARRO</b>					<b>2,513.26</b>
07.01.01	REVESTIMIENTO EN MUROS CON TORTA DE BARRO	m2	106.72	23.55	2,513.26	
07.02	<b>ENLUCIDO DE YESO</b>					<b>6,280.61</b>
07.02.01	ENLUCIDO DE YESO SOBRE MUROS DE ADOBE	m2	353.24	17.78	6,280.61	
08	<b>CIELORRASOS</b>					<b>3,631.25</b>
08.01	<b>CIELORRASOS CON CARRIZO Y YESO, ARTESONADO</b>					<b>3,631.25</b>
08.01.01	CIELORRASO CON CARRIZO Y YESO, ARTESONADO	m2	193.77	18.74	3,631.25	
09	<b>PISOS</b>					<b>4,164.34</b>
09.01	<b>PISO DE PIEDRA</b>					<b>4,164.34</b>
09.01.01	PISO DE PIEDRA DE 0.40 x 0.40 M	m2	46.54	82.41	3,835.36	
09.01.02	PISO DE LADRILLO PASTELERO DE 0.25 x 0.25 M	m2	16.59	19.83	328.98	

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.	
10	CONTRAZOCALOS					1,619.02
10.01	CONTRAZOCALO DE PIEDRA					1,619.02
10.01.01	CONTRAZOCALO DE PIEDRA H = 0.12 M	m	58.66	27.60	1,619.02	
11	CARPINTERIA DE MADERA					2,800.00
11.01	VENTANAS					900.00
11.01.01	VENTANA TIPO 1	u	1.00	300.00	300.00	
11.01.02	VENTANA TIPO 2	u	1.00	300.00	300.00	
11.01.03	VENTANA TIPO 3	u	1.00	300.00	300.00	
12	VIDRIOS, CRISTALES Y SIMILARES					192.50
12.01	VIDRIOS Y CRISTALES					192.50
12.01.01	VIDRIOS DOBLES	p2	55.00	3.50	192.50	
13	PINTURA					3,920.82
13.01	DE CIELORRASOS, MUROS					3,920.82
13.01.01	PINTURA EN CIELORRASOS AL TEMPLE	m2	193.77	4.89	947.54	
13.01.02	PINTURA EN MUROS INTERIORES AL TEMPLE	m2	357.97	4.32	1,546.43	
13.01.03	PINTURA EN MURO CON TIERRA A COLOR	m2	106.72	13.37	1,426.85	
14	VARIOS, LIMPIEZA					3,200.00
14.01	LIMPIEZA PERMANENTE EN OBRA	gb	1.00	2,000.00	2,000.00	
14.02	LIMPIEZA AL FINAL DE LA OBRA	gb	1.00	1,200.00	1,200.00	
15	INSTALACIONES ELECTRICAS					957.66
15.01	SALIDA PARA ELECTRICIDAD Y FUERZA					401.64
15.01.01	SALIDA DE TECHO (CENTROS)	pto	12.00	33.47	401.64	
15.02	SALIDA PARA TOMACORRIENTES					408.32
15.02.01	SALIDA PARA TOMACORRIENTE BIPOLAR DOBLE CON PVC	pto	11.00	37.12	408.32	
15.03	SALIDA PARA ALTAVOCES					147.70
15.03.01	SALIDA PARA ALTAVOCES CON PVC	pto	5.00	29.54	147.70	
16	OTROS					97,221.18
16.02	LLAVES DE MADERA EN ENCUENTRO DE MUROS	u	35.00	178.96	6,263.60	
16.03	PERNO DE ANCLAJE: Ø 1/2" x 10" INC.TUERCA Y ARANDELA	u	185.00	11.50	2,127.50	
16.04	PERNO DE ANCLAJE: Ø 1/2" x 8" INC.TUERCA Y ARANDELA	u	154.00	10.45	1,609.30	
16.05	IMPERMEABILIZACION ASFALTICA EN CIMENTOS Y/O CALZADURAS	m2	20.30	4.58	92.97	
16.06	CURADO Y PRESERVACION DE ESTRUCTURAS DE MADERA	m2	26.03	4.91	127.81	
16.07	ARREGLO DE PUERTA DE MADERA 1	gb	1.00	5,000.00	5,000.00	
16.08	ARREGLO DE PUERTA DE MADERA 2	gb	1.00	7,000.00	7,000.00	
16.09	EQUIPAMIENTO MOBILIARIO	gb	1.00	50,000.00	50,000.00	
16.10	LIMPIEZA Y REPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS LÍTICOS	gb	1.00	25,000.00	25,000.00	

COSTO DIRECTO 269,152.80

GASTOS GENERALES (10%) 26,915.28

TOTAL PRESUPUESTO 296,068.08

## **Anexo D**

### **Planos**

#### **A. Categorización e intervenciones permitidas**

A-01.- Centro histórico de la ciudad de Ayacucho

#### **B. Planos Santa Teresa**

B-01.- Ubicación y Localización

B-02.-Secciones y elevaciones

#### **C. Planos San Cristóbal**

C-01.- Ubicación y Localización

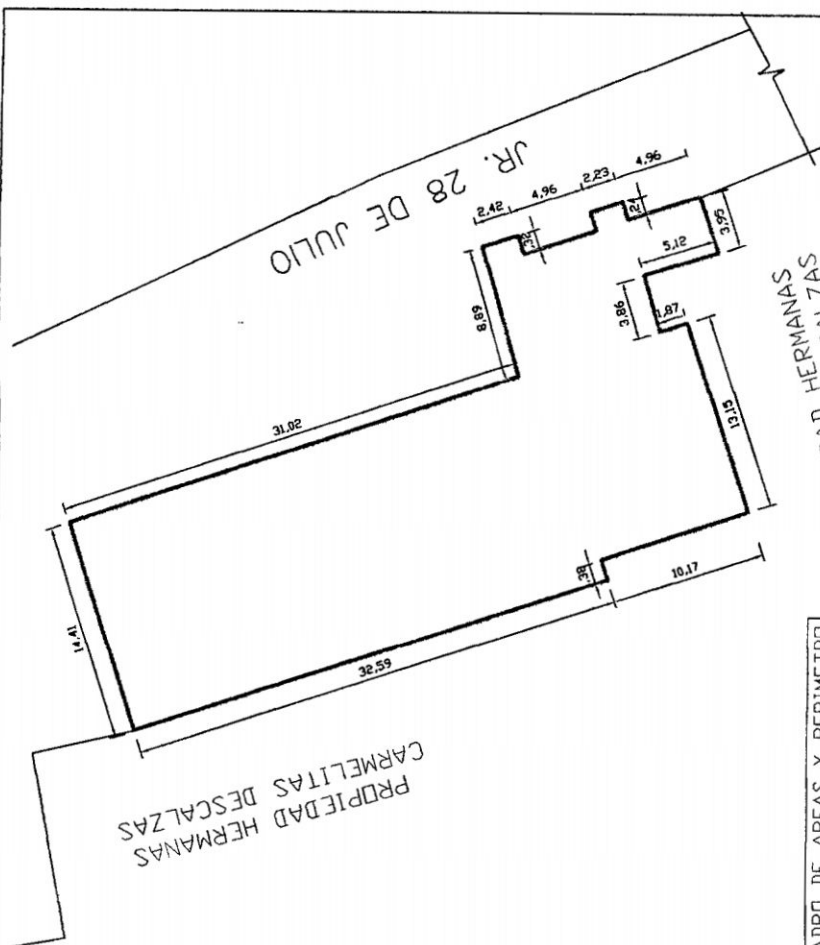
C-02.-Levantamiento inmobiliario

C-03.-Refuerzo estructural

C-04.-Estructura del techo

C-05.-Techo- detalles

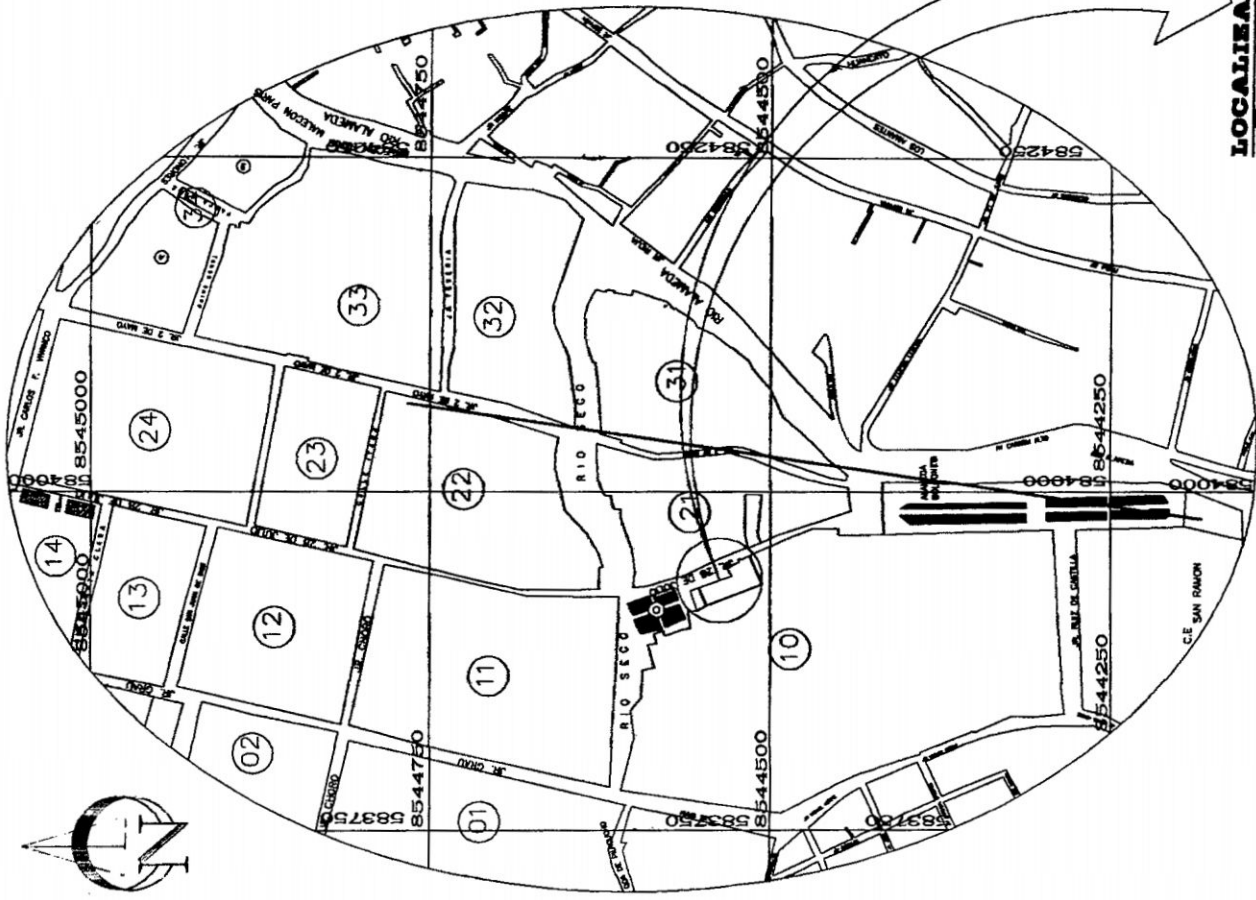
C-06.- Instalaciones eléctricas



PROPIEDAD HERMANAS  
CARMELITAS DESCALZAS

PROPIEDAD HERMANAS  
CARMELITAS DESCALZAS  
**UBICACION**  
**Esc.1/6000**

CUADRO DE AREAS Y PERIMETRO
AREA TOTAL (M2) = 705.42
PERIMETRO (M) = 144.86



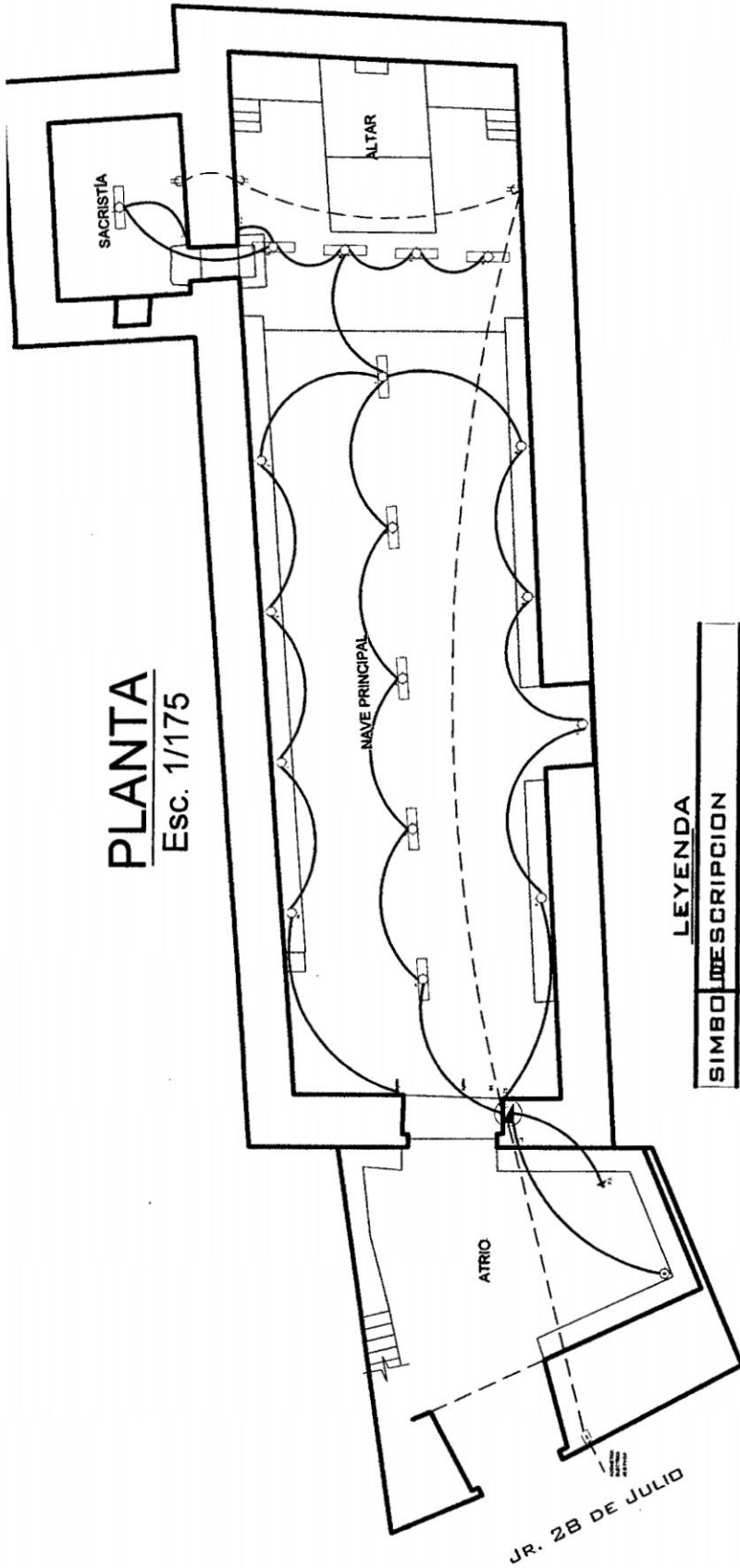
**LOCALIZACION**  
**Esc.1/6000**

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA</b>	
UNSC	
<b>UBICACION Y LOCALIZACION</b>	
"RESTAURACION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LOS MONUMENTOS: IGLESIA SANTA TERESA Y LA IGLESIA SAN CRISTOBAL"	
ING. CIVIL	Ayacucho - Peru



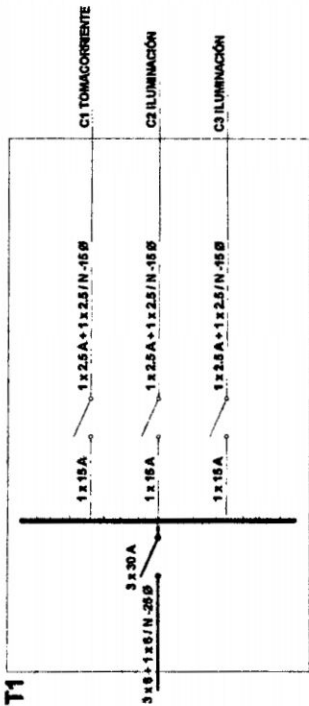
# PLANTA

Esc. 1/175



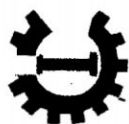
## LEYENDA

SIMBO	DESCRIPCION
	CENTRO DE LUZ
	POZO A TIERRA
	BRAQUETE
	INTERRUPTOR SIMPLE O UNIPOLAR
	INTERRUPTOR SIMPLE O BIPOLAR
	TABLERO GENERAL
	TOMACORRIENTE MONOFASICO SIMPLE
	TOMACORRIENTE MONOFASICO DOBLE
	SALIDA PARA T.V.
	CONTADOR WATT-HORA
	CIRCUITO EN CONDUCTO EMBUTIDO EN TECHO O PARED
	CIRCUITO EN CONDUCTO EMBUT. EN EL PISO



**UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA**

ING. CIVIL



Asociado - Post



Asociado - Post

"RESTAURACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LOS MONUMENTOS IGLESIA SANTA TERESA Y LA IGLESIA SAN CRISTÓBAL"

INSTRUMENTACIÓN ELÉCTRICAS

C-06